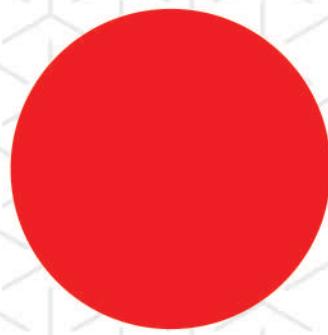




MANUAL

DE EVALUACIÓN SÍSMICA DE **EDIFICIOS EXISTENTES DE** CONCRETO REFORZADO





Créditos



“Fortalecimiento de Capacidades para la Evaluación y Reforzamiento Sísmico de Edificaciones en el Área Metropolitana de San Salvador”, conocido como Proyecto HOKYO.

Con la cooperación técnica y financiera de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA), a través del Proyecto HOKYO, se ejecutó el presente documento, en acompañamiento de OPAMSS.

Dirección Ejecutiva OPAMSS

Msc. Luis Rodríguez
Director Ejecutivo de OPAMSS

Miembros de los Grupos de Trabajo

Dr. Alex Chávez
Gerente del Proyecto

Grupo de Trabajo 1

Susan Durán
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Eduardo García
Coordinador, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Claudia López
Supervisora, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Douglas Palacios
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Omar Anthony Madrid
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano

Grupo de Trabajo 2

Ricardo Ulloa
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Edward Quintanilla
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Karla López
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Yanira Muñoz
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano

Grupo de Trabajo 3

Juan Carlos Henríquez
Supervisor, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Daniel Rosales
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Claudia Fuentes
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano

Grupo de Trabajo 4

Claudia Avelar
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Laura Quintanilla
Supervisora, Unidad de Simplificación de Procedimientos, Acreditaciones y Mejora de la Reglamentación
Kathy Cruz
Subdirectora de Control y Desarrollo Urbano
Karla Solano
Técnico, Subdirección de Control y Desarrollo Urbano
Armando Barrios
Técnico, Unidad de Comunicaciones y Relaciones Públicas

Coordinación por parte de JICA

Hiromi Nai
Jefa Representante
Ken UCHIMOTO
Asesor de Formulación de Proyectos
Ernesto CRUZ
Oficial de Programa

Equipo de Expertos del Proyecto

Jun MATSUO
Líder del Equipo de Expertos
Koichi SHIWAKU
Sublíder del Equipo de Expertos
Akira INOUE
Experto en evaluación sísmica y diseño del reforzamiento sísmico
Matsutaro SEKI
Experto en evaluación sísmica
Noboru NARA
Experto en diseño del reforzamiento sísmico
Seiichi HORIKOSHI
Experto en supervisión de la calidad de la construcción
Yoko SHIRAISHI
Experta para la revisión e inspección de edificios
Masanori KOBAYASHI
Experto para el desarrollo del plan de promoción del reforzamiento sísmico

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1 Generalidades.....	15
1.1 Concepto Básico.....	15
1.2 Estructura General del Manual de Evaluación Sísmica.....	15
1.3 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico – Tipo I.....	17
1.3.1 Primer nivel de evaluación.	17
1.3.2 Segundo nivel de evaluación.....	18
1.3.3 Tercer nivel de evaluación.....	20
1.4 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico – Tipo II.....	21
1.4.1 Evaluación Sísmica Simplificada (SE).....	21
1.4.2 Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE).....	22
1.4.3 Evaluación Sísmica Detallada (DSE).....	23
1.5 Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico.....	25
1.5.1 Categoría I.	25
1.5.2 Categoría II.	27
1.5.3 Categoría III.	28
Capítulo 2 Levantamiento de la estructura existente.....	33
2.1 Propuesta de proceso de levantamiento de la estructura existente.....	33
2.1.1 Generalidades.....	33
2.2 Proceso de levantamiento de la estructura existente en sitio.....	34
Capítulo 3 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1).....	37
3.1 Generalidades.....	37
3.1.1 Alcance.....	37
3.1.2 Resumen de la Evaluación Sísmica.....	37
3.1.3 Definiciones.....	40
3.1.4 Anotaciones.....	43
3.2 Primer Nivel de Evaluación.....	47
3.2.1 Generalidades.....	47
3.2.2 Índice Sísmico Básico de la Estructura, E ₀	48
3.2.3 Índice de resistencia, C.....	49
3.2.4 Índice de Ductilidad, F.....	50
3.2.5 Índice de Irregularidad, S _D	51

3.2.6 Índice de Tiempo de la Estructura, T	51
3.2.7 Índice Sísmico de la Estructura, Is.....	53
3.2.8 Índice de Demanda Sísmica de la Estructura, Iso.....	53
3.2.9 Valoración.....	53
3.3 Segundo Nivel de Evaluación.....	53
3.3.1 Generalidades (Índice Sísmico de la Estructura, IS)	53
3.3.2 Índice de Demanda Sísmica, Iso	54
3.3.3 Valoración en Materia de Seguridad Sísmica.....	55
3.3.4 Índice Sísmico Básico de la Estructura, Eo.....	55
3.3.5 Índice de Resistencia, C	58
3.3.6 Índice de Ductilidad, F	63
3.3.7 Índice de Irregularidad, SD.	68
3.3.8 Índice de Tiempo de la Estructura, T	72
3.3.9 Resumen – Pasos a Seguir en el Segundo Nivel de Evaluación Sísmica.....	74
3.4 Tercer Nivel de Evaluación.....	75
Capítulo 4 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2)	83
4.1 Generalidades.....	86
4.2 Evaluación Sísmica Simplificada (SE)	87
4.2.1 Procedimiento Básico para Evaluación.....	87
4.2.2 Principios Básicos.....	88
4.2.3 Índice Sísmico, Is.	89
4.2.4 Índice de Carga de Servicio, ID.....	97
4.2.5 Índice de Valoración Sísmica, Iso.....	97
4.2.6 Índice de Valoración de Carga de Servicio: ID0.....	99
4.2.7 Valoración.....	100
4.3 Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE)	101
4.3.1 Generalidades.....	101
4.3.2 Procedimiento Básico para Evaluación.....	101
4.3.3 Índice Sísmico: IS.....	102
4.3.4 Índice de Carga de Servicio: ID.....	106
4.3.5 Índice de Valoración Sísmica: Iso.....	106
4.3.6 Índice de Valoración de Carga de Servicio: ID0.....	107
4.4 Evaluación Sísmica Detallada (DSE)	107

4.4.1 Generalidades.....	107
4.4.2 Procedimiento Básico.....	107
4.4.3 Principios Básicos.....	108
4.4.4 Índice Sísmico: Is.....	108
4.4.5 Índice de Valoración Sísmica: Iso.....	119
4.4.6 Valoración.....	119
4.4.7 Plan de Reforzamiento.....	120
Capítulo 5 Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico.....	123
5.1 Generalidades.....	123
5.2 Evaluación de Categoría 1.....	139
5.2.1 Utilización del Proceso de Selección de Evaluación de Categoría 1.....	139
5.2.2 Checklist.....	139
5.3 Evaluación de Categoría 2.....	143
5.3.1 Generalidades.....	143
5.3.2 Alcance y requisitos generales	143
5.3.3 Procedimientos para la configuración básico de los sistemas de edificios.....	144
5.3.4 Procedimientos para sistemas sismorresistentes.....	144
5.4 Evaluación de Categoría 3.....	146
5.4.1 Análisis Estático No Lineal -1 (Método de Espectro de Capacidad)	146
5.4.2 Análisis Estático No Lineal – 2 (Método de los Coeficientes)	175
Suplemento S1 Experimentos Estructurales.....	179
S1.1 Generalidades.....	179
S1.2 Plan experimental.....	179
S1.3 Resultados de los experimentos.....	181
Suplemento S2 Criterio de grado de daño.....	189
S2.1 General.....	189
S2.2 Grado de daño de superestructuras.....	189
Suplemento S3 Cálculo de la resistencia a flexión y cortante en columnas según el 2do nivel de evaluación.....	197
S3.1 Resistencia a flexión de columnas.....	197
S3.2 Resistencia a cortante de columnas.....	200
Capítulo 1.C Descripción del Edificio Modelo.....	203
1C.1 Información General.....	203

1C.1.1 Ubicación.	204
1C.1.2 Año de construcción.	204
1C.1.3 Uso.	204
1C.1.4 Tipo de estructura.	205
1C.1.5 Número de niveles.	205
1C.1.6 Área de Construcción.	205
1C.1.7 Altura de entrepisos.	205
1C.1.8 Altura del edificio.	205
1C.1.9 Número de claros.	206
1C.2 Cargas.	208
1C.2.1 Cargas vivas.	208
1C.2.2 Cargas muertas.	208
1C.2.3 Sobre carga.	208
1C.2.4 Resumen de cargas sísmicas.	209
1C.3 Planos.	210
Capítulo 3.C Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1).....	219
3C.1 Primer Nivel de Evaluación.	219
3C.2 Segundo Nivel de Evaluación.	225
3C.2.1 Generalidades.	225
3C.2.2 Métodos de Evaluación y Criterios de Valoración.	228
3C.2.3 Información General del Edificio.	230
3C.2.4 Evaluación de Columnas (utilizando unidades del SI)	230
3C.2.5 Evaluación del Edificio.	234
Capítulo 4.C Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2).....	247
4C.1 Evaluación Simplificada (SE)	247
4C.1.1 Método de cálculo.	247
4C.1.2 Proceso de cálculo.	247
4C.2 Evaluación Avanzada Simplificada (ASE)	253
4C.2.1 Método de cálculo.	253
4C.2.2 Proceso de cálculo.	253
4C.3 Evaluación Sísmica Detallada (DSE)	259
4C.3.1 Información general del edificio.	259
4C.3.2 Consideraciones de cálculo.	260

4C.3.3 Resultado del Análisis Pushover.....	263
4C.3.4 Índice Sísmico Is.....	273
Capítulo 5.C Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico.....	283
5C.1 Evaluación de Categoría 1 – Evaluación de Selección.....	283
5C.1.1 Checklist.....	283
5C.2 Evaluación de Categoría 2 – Evaluación Basada en las Deficiencias.....	295
5C.2.1 Generalidades.....	295
5C.2.2 Información del Edificio.....	296
5C.2.3 Introducción.....	296
5C.2.4 Criterios de Diseño y Normativas.....	296
5C.2.5 Análisis Estructural.....	302
5C.2.6 Análisis Estático Lineal.....	306
5C.2.7 Resultados.....	307
5C.2.8 Análisis de Resultados.....	316
5C.2.9 Conclusión.....	316
5C.3 Evaluación de Grado 3 – Evaluación Sistemática.....	318
5C.3.1 Análisis Estático No Lineal 1 – Método de Espectro de Capacidad.....	318
5C.3.1.1 Información general.....	318
REFERENCIAS.....	346

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.3-1	Modelo analítico para cálculo	17
Figura 1.4-1	Propiedades de rótulas de elementos estructurales (caso de mecanismos de rótula)	24
Figura 1.4-2	Índice I_s en cada nivel, basado en el análisis Pushover	25
Figura 1.5-1	Método de Espectro de Capacidad	29
Figura 1.5-2	Ilustración esquemática del proceso mediante Método de los Coeficientes de Desplazamiento (CM)	30
Figura 2.1-1	Flujograma general – Levantamiento de la estructura existente	33
Figura 3.1-1	Portada de "Standard of Seismic Evaluation and Guidelines for Seismic Retrofit Design", versión inglés (2001)	37
Figura 3.1-2	Métodos para Determinar el Comportamiento de Marcos de Concreto Reforzado	39
Figura 3.2-1	Altura Libre y Espesor de Columna	48
Figura 3.3-1	Espectro de diseño de aceleración de respuesta (Zona 1)	55
Figura 3.3-2	Explicación de los Puntos de las Ecuaciones (1-15) y (1-16) en la Figura C-F	58
Figura 3.3-3	Altura de inflexión de columnas	59
Figura 3.3-4	Altura de inflexión de paredes de concreto reforzado con dos columnas colindantes	59
Figura 3.3-5	Anclaje inadecuado de acero longitudinal de una viga en columna exterior	61
Figura 3.3-6	Modificaciones en análisis de columnas para consideración de concretos de baja resistencia y anclaje inadecuado en conexiones viga-columna	62
Figura 3.3-7	Ángulo de deriva de entrepiso	67
Figura 3.3-8	Relación entre el Índice de Ductilidad, F , y la Razón de Ductilidad, μ y ángulo de deriva de entrepiso supuesto	67
Figura 4.2-1	Diagrama de Flujo - Evaluación Sísmica Simplificada (SE)	87
Figura 4.2-2	Irregularidad de Edificios Existentes	92
Figura 4.2-3	Deterioro por el paso del tiempo en edificios existentes	92
Figura 4.2-4	Relación $N/bBF_c - \tau$ - Columnas de Concreto Reforzado Existentes [4]	93
Figura 4.2-5	Resistencia Cortante de Paredes de Relleno de Mampostería	94
Figura 4.2-6	Relación de Reducción por Aberturas en Paredes de Mampostería (Ladrillo de Obra o Bloques de Concreto)	94
Figura 4.2-7	Fuerza Inelástica - Curva de Deformación (Mwafy y Elnashai, 2002 [10])	95
Figura 4.2-8	Curva de Factor Cortante de Respuesta (V) - Factor de Ductilidad (μ)	95
Figura 4.2-9	Espectro de Respuesta - Zona I	99
Figura 4.2-10	Relación de Carga de Servicio - Ángulo de Deflexión Horizontal Último [1]	100
Figura 4.3-1	Fotografías de Investigación en el Sitio	105

Figura 4.3-2	Relación entre Resistencia Obtenida Mediante Martillo de Rebote y Compresión en Cilindros de Concreto (según Nakajima [16])	105
Figura 4.4-1	Diagrama Conceptual - Análisis Pushover	109
Figura 4.4-2	Criterios de Aceptación para Elementos Estructurales (ATC 40, ASCE 41)	110
Figura 4.4-3	Ejemplo de Mecanismos de Rótulas Mediante Análisis Pushover	110
Figura 4.4-4	Evaluación del Índice de Resistencia y el Índice de Ductilidad en el punto CP	111
Figura 4.4-5	Principio de Energía Constante a) y Principio de Desplazamiento Constante b)	114
Figura 4.4-6	Relación Fuerza - Deformación Generalizadas de los Componentes para Representar los Criterios de Modelación y Aceptación	115
Figura 4.4-7	Prueba con martillo Schmidt	119
Figura 4.4-8	Extracción de núcleos de concreto	119
Figura 4.4-9	Relación de fuerza cortante de entre piso – Deriva de entrepiso, mediante un análisis Pushover restringido por niveles	120
Figura 5.1-1	Flujograma General de Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico – El Salvador	123
Figura 5.1-2	Proceso de Evaluación	125
Figura 5.1-3	Esquema de Criterios de Aceptación	136
Figura 5.1-4	Relaciones Fuerza-Deformación Generalizada de los Componentes para Representar los Criterios de Modelación y Aceptación	137
Figura 5.4-1	Modelo no lineal	146
Figura 5.4-2	Curva de Capacidad	147
Figura 5.4-3	Curva de Demanda	148
Figura 5.4-4	Punto de Desempeño	148
Figura 5.4-5	Método de Linerización Equivalente	149
Figura 5.4-6	Edificio Existente vs Edificio con Reforzamiento	149
Figura 5.4-7	Curva Pushover	150
Figura 5.4-8	Curva de capacidad espectral	150
Figura 5.4-9	Espectro de Respuesta de Aceleración – Desplazamiento	151
Figura 5.4-10	Punto de desempeño	152
Figura 5.4-11	Representación Bilineal (1)	152
Figura 5.4-12	Representación Bilineal (2)	153
Figura 5.4-13	Degrado de rigidez considerando comportamiento inelástico	154
Figura 5.4-14	Punto de desempeño	155
Figura 5.4-15	Curva Carga lateral - desplazamiento horizontal. Espécimen SP-1	157
Figura 5.4-16	Definición de rigidez de ciclo y rigidez equivalente de ciclo	158
Figura 5.4-17	Rigidez de ciclo. Espécimen SP-1	158
Figura 5.4-18	Método de Espectro de Capacidad de linerización equivalente	159
Figura 5.4-19	Amortiguamiento viscoso equivalente - Espécimen SP-1	160
Figura 5.4-20	Relación entre el Coeficiente de Respuesta del Cortante Basal y la Relación de Amortiguamiento Equivalente	161

Figura 5.4-21	Comparación de los tipos de modelos de componentes no lineales	162
Figura 5.4-22	ATC 72: ilustración de componentes de modelación de vigas/columnas de concreto reforzado	162
Figura 5.4-23	Curva envolvente de una rótula plástica donde se indican los niveles de desempeño (para rótulas plásticas sin restricciones, representa la curvatura momento-rotación)	163
Figura 5.4-24	Niveles de Desempeño Sísmico	164
Figura 5.4-25	Ángulos de Rotación Plástica	165
Figura 5.4-26	Funcionamiento de Estructura Sismorresistentes	166
Figura 5.4-27	Formación de rótulas plásticas y modo de colapso	173
Figura 5.4-28	Curva Pushover	174
Figura 5.4-29	Curva envolvente (momento y rotación plástica) para una columna (izquierda) y una viga (derecha)	174
Figura 5.4-30	Linerización equivalente (CSM)	175
Figura 5.4-31	Método de los Coeficientes de modificación del desplazamiento	176
Figura S1.2-1	Detalle estructural de los especímenes de marcos de concreto reforzado	181
Figura S1.3-1	Envolventes de la curva carga-deflexión - Espécimen SP-1 a SP-6	182
Figura S1.3-2	Rigidez efectiva y desplazamiento de fluencia, según la ASCE 41-17	183
Figura S1.3-3	Curva carga lateral – desplazamiento horizontal, espécimen SP-1	184
Figura S1.3-4	Definición de rigidez cíclica y rigidez equivalente cíclica	185
Figura S1.3-5	Rigidez cíclica del espécimen SP-1	185
Figura S1.3-6	Explicación de relación de amortiguamiento viscoso	186
Figura S1.3-7	Amortiguamiento Viscoso Equivalente – Espécimen SP-1	187
Figura S2.2-1	Concepto de Grado de Daño Estructural y Curva Carga-Deflexión. Columnas de Concreto Reforzado	190
Figura S2.2-2	Concepto de “Factor de Reducción de Desempeño Sísmico η ”	191
Figura S2.2-3	Daños en Columnas de Concreto Reforzado	193
Figura S2.2-4	Patrones típicos de agrietamiento	194
Figura S2.2-5	Aplastamiento y desprendimiento de concreto después de presentarse una grieta	195
Figura S3.1-1	Suposición de distribución de esfuerzos de acero de refuerzo y concreto (izquierda) y curva de interacción de columna (derecha)	198
Figura S3.1-2	Fuerza axial y Deformabilidad de una columna	199
Figura S3.2-1	Relación entre valores experimentales y valores analíticos para la resistencia última a cortante en vigas elaboradas con concreto ordinario	201
Figura S3.2-2	Mecanismo de resistencia a cortante, propuesto por los Profesores Wakabayashi y Minami	202
Figura 1C.1-1	Planta estructural típica - Edificio Modelo	203
Figura 1C.1-2	Elevación estructural típica - Edificio Modelo	204
Figura 1C.1-3	Elevación estructural típica - dirección transversal - Edificio Modelo	206
Figura 1C.1-4	Planta estructural típica - Edificio Modelo (dos claros en la dirección transversal Y y cuatro claros en la dirección longitudinal X)	207

Figura 3C.3C.1-1	Altura efectiva y espesor de columna	220
Figura 3C.2-1	Secciones Transversales - Viga y Columna - Eje 2 - Nivel 2	225
Figura 3C.2-2	Secciones Transversales - Viga y Columna - Eje B - Nivel 2	226
Figura 3C.2-3	Relación C/F en el nivel 1 (Izquierda: Dirección X – Derecha: Dirección Y)	242
Figura 3C.2-4	Suposición de rótulas plásticas del modo de colapso de las columnas (Eje B)	245
Figura 3C.2-5	Suposición de rótulas plásticas del modo de colapso de las columnas (Eje 2)	245
Figura 4C.1-1	Pasos a seguir – Evaluación Sísmica Simplificada	252
Figura 4C.2-1	Pasos a seguir - Evaluación Avanzada Simplificada	258
Figura 4C.3-1	Vista en planta y elevación - Edificio modelo	259
Figura 4C.3-2	Relaciones fuerza-deformación de componentes generalizadas para representar los criterios de modelización y aceptación	261
Figura 4C.3-3	Respuesta de rótulas de marcos A y B en el paso 0,15	267
Figura 4C.3-4	Respuesta de rótulas en los marcos 1 y 3 en el paso 0,13	272
Figura 4C.3-5	Curva fuerza cortante - deriva de entepiso – dirección X	274
Figura 4C.3-6	Curva de fuerza cortante - deriva de entepiso - dirección X – nivel 3	274
Figura 4C.3-7	Curva de fuerza cortante - deriva de entepiso - dirección X - nivel 2	275
Figura 4C.3-8	Curva de fuerza cortante - deriva de entepiso – dirección X – nivel 1	275
Figura 4C.3-9	Curva de fuerza cortante - deriva de entepiso – dirección Y	277
Figura 4C.3-10	Curva de fuerza cortante - deriva de entepiso - dirección Y - nivel 3	278
Figura 4C.3-11	Curva de fuerza cortante - deriva de entepiso - dirección Y - nivel 2	278
Figura 4C.3-12	Curva de fuerza cortante - deriva de entepiso - dirección Y - nivel 1	279
Figura 5C.1-1	Espectro de aceleración de respuesta	286
Figura 5C.2-1	Posición de traslape de acero de refuerzo principal de columnas	295
Figura 5C.2-2	Cargas muertas - edificio modelo	298
Figura 5C.2-3	Sobrecarga - edificio modelo	299
Figura 5C.2-4	Cargas vivas - edificio modelo	300
Figura 5C.2-5	Determinación de coeficiente sísmico - edificio modelo	304
Figura 5C.2-6	Espectro de diseño - NTDS 94	307
Figura 5C.2-7	Tipos de falla - análisis estático lineal - edificio modelo	307
Figura 5C.2-8	Relación C/D de elementos estructurales - eje C - edificio modelo	308
Figura 5C.2-9	Relación C/D de elementos estructurales - eje 3 - edificio modelo	309
Figura 5C.2-10	Desplazamiento de marcos - eje A - edificio modelo	309
Figura 5C.2-11	Máximo desplazamiento de entepisos en el paso número 1 del análisis estático lineal – Combinación U3	310
Figura 5C.2-12	Diagrama de momento 3-3 combinación U3 - eje B	310
Figura 5C.2-13	Diagrama de momento 2-2 combinación U3 - eje 5	311
Figura 5C.2-14	Columna C20 (Intersección B-2)	312
Figura 5C.2-15	Curva de interacción para combinación de carga U3	313

Figura 5C.2-16 Diagrama de cortante, momento y flexión - Viga B25	314
Figura 5C.2-17 Sección transversal – viga B25	314
Figura 5C.3-1 Modelo ETABS - Edificio Modelo	318
Figura 5C.3-2 Distribución vertical de fuerzas estáticas laterales	319
Figura 5C.3-3 Sistema de losa de entrepiso	320
Figura 5C.3-4 Reducción de rigidez basado en la ACI 318 - Columnas y Vigas	323
Figura 5C.3-5 Esfuerzo de Fluencia utilizado para la evaluación de la resistencia	325
Figura 5C.3-6 Curva de Interacción M-N (M3 - Dirección X)	325
Figura 5C.3-7 Diagrama de Interacción M-N (M2 - Dirección Y)	326
Figura 5C.3-8 Cortante Basal y Desplazamiento del nivel de techo (Dirección X)	326
Figura 5C.3-9 Ilustración de puntos A, B, C, D, E, y IO, LS y CP	327
Figura 5C.3-10 Aceleración espectral (g) y Desplazamiento Espectral (mm)	328
Figura 5C.3-11 Formación de rótulas plásticas y distribución de momentos flectores – Dirección X	332
Figura 5C.3-12 Respuesta de rótulas plásticas	333
Figura 5C.3-13 Curva de Capacidad y Demanda Sísmica (Dirección X)	333
Figura 5C.3-14 Cortante Basal y Desplazamiento de nivel de techo (Dirección Y)	334
Figura 5C.3-15 Aceleración Espectral (g) y Desplazamiento Espectral (mm)	335
Figura 5C.3-16 Formación de rótulas plásticas y distribución de momentos flectores – Dirección Y	341
Figura 5C.3-17 Respuestas de rótulas plásticas	341
Figura 5C.3-18 Curva de capacidad y Demanda sísmica (Dirección Y)	342
Figura 5C.3-19 Método de Espectro de Capacidad por el Método de los Coeficientes de Desplazamiento	345

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.2-1	Descripción General y Códigos - Manual de Evaluación Sísmica	15
Tabla 1.2-2	Ejemplos de Cálculos para el Edificio Modelo	17
Tabla 2.1-1	Información mínima a recolectar	34
Tabla 2.2-1	Plan levantamiento de la estructura existente de un edificio	34
Tabla 2.2-2	Actividades a realizar en caso de no haber planos estructurales	36
Tabla 3.2-1	Clasificación de Elementos Verticales Según el Primer Nivel de Evaluación	48
Tabla 3.2-2	Índice de Ductilidad Según el Primer Nivel de Evaluación	51
Tabla 3.2-3	Índice de Tiempo según el primer nivel de evaluación	51
Tabla 3.3-1	Clasificación de Elementos Verticales en Base en su Modo de Falla	56
Tabla 3.3-2	Índice de Irregularidad, SD	68
Tabla 3.3-3	Índice de Tiempo de Acuerdo con el Segundo Nivel de Evaluación	73
Tabla 3.4-1	Clasificación de Elementos Verticales Basado en sus Modos de Falla Según el Procedimiento del Tercer Nivel de Evaluación	75
Tabla 4.1-1	Métodos de Evaluación Estructural para Edificios Existentes de Concreto Reforzado	86
Tabla 4.2-1	Valores Asumidos de Resistencia de Concreto [borrador]	88
Tabla 4.2-2	Índice de Ductilidad de Columnas: FC	90
Tabla 4.2-3	Índice de Forma (Irregularidad) SD	92
Tabla 4.2-4	Índice de Deterioro por Tiempo (T)	92
Tabla 4.2-5	Factores R_y y Ω_o - ASCE 7-16 [15]	96
Tabla 4.2-6	Valores de Aceleraciones Pico (Horizontal)	98
Tabla 4.2-7	Descripción de Categorías de Ocupación	98
Tabla 4.2-8	Categorías de Ocupación y Factor de Importancia	98
Tabla 4.2-9	Clasificación Final de Capacidad - Evaluación Sísmica Simplificada	101
Tabla 4.3-1	Ítems a Cubrir Sobre la Investigación del Sitio	104
Tabla 4.4-1	Caso de Aplicación de Criterio de Irregularidad Torsional	112
Tabla 4.4-2	Caso de Aplicación de Criterio de Irregularidad de Rígidez	112
Tabla 4.4-3	Parámetros de modelación - vigas de concreto reforzado	115
Tabla 4.4-4	Parámetros de modelación - columnas de concreto reforzado	117
Tabla 4.4-5	Evaluación de la capacidad sísmica	119
Tabla 5.1-1	Códigos y Normas para Edificaciones para el Desempeño Estructural en Seguridad de Vida (LS) en BSE-1E	124
Tabla 5.1-2	Resumen de Evaluación Categoría 1, Categoría 2 y Categoría 3	126
Tabla 5.1-3	Índice de Contenidos - ASCE 41-17	127
Tabla 5.2-1	Checklist - Configuración Básica para Prevención de Colapso - Alta Sismicidad	140
Tabla 5.2-2	Checklist Estructural - Configuración Básica para Prevención de Colapso para Edificios Tipo C1 - Alta Sismicidad	141
Tabla 5.4-1	Modelo estructural	147

Tabla 5.4-2	Valores de Rígidez Efectiva 156
Tabla 5.4-3	Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales - columnas de concreto reforzado que no sean circulares con acero de refuerzo en espiral o detallamiento sísmico de estribos según la definición de ACI 318 168
Tabla 5.4-4	Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales - vigas de concreto reforzado 169
Tabla 5.4-5	Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para columnas de concreto reforzado 170
Tabla 5.4-6	Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para columnas de concreto reforzado 172
Tabla 5.4-7	Coeficiente C_0 177
Tabla S1.2-1	Descripción de especímenes - Experimentos Estructurales 179
Tabla S2.2-1	Criterios de Clasificación de Daños (por conveniencia, no se han considerado las paredes de concreto reforzado) 189
Tabla S2.2-2	Factor de Reducción de Desempeño Sísmico η de Elemento Estructural 191
Tabla 1C.1-1	Información relacionada al tipo de uso - Edificio Modelo 204
Tabla 1C.2-1	Cargas vivas consideradas 208
Tabla 1C.2-2	Cargas muertas consideradas 208
Tabla 1C.2-3	Valores de sobrecarga considerados 208
Tabla 1C.2-4	Resumen de cargas sísmicas 209
Tabla 3C.1-1	Clasificación de elementos verticales según el procedimiento del primer nivel de evaluación 219
Tabla 3C.1-2	Cálculo de Índice C_c (Índice de resistencia) en direcciones X y Y 221
Tabla 3C.1-3	Índice de Ductilidad según el procedimiento del primer nivel de evaluación 222
Tabla 3C.1-4	Índice de Irregularidad, SD 222
Tabla 3C.1-5	Resultados de la Evaluación Sísmica - 1er Nivel de Evaluación 224
Tabla 3C.1-6	Valoración para cada nivel y cada dirección principal 224
Tabla 3C.2-1	Peso Sísmico del Edificio 230
Tabla 3C.2-2	Información Referente a Calidad de Materiales 230
Tabla 3C.2-3	Evaluación de Índice de Resistencia e Índice de Ductilidad - Nivel 1 - Dirección X 234
Tabla 3C.2-4	Evaluación de Índice de Ductilidad - Nivel 2 – Dirección X 235
Tabla 3C.2-5	Evaluación de Índice de Ductilidad - Nivel 3 – Dirección X 235
Tabla 3C.2-6	Evaluación de Índice de Resistencia e Índice de Ductilidad - Nivel 1 - Dirección Y 235
Tabla 3C.2-7	Evaluación de Índice de Ductilidad - Nivel 2 - Dirección Y 236
Tabla 3C.2-8	Evaluación de Índice de Ductilidad - Nivel 3 - Dirección Y 236
Tabla 3C.2-9	Resumen de Resistencia por Flexión (Q_{mu}), Resistencia por Cortante (Q_{su}) e Índice de Ductilidad (F) 237
Tabla 3C.2-10	Índice de Irregularidad SD 239
Tabla 3C.2-11	Cálculo de valor n 240

Tabla 3C.2-12	Índice de Tiempo de la Estructura	241
Tabla 3C.2-13	Resultados de la Evaluación Sísmica	242
Tabla 3C.2-14	Valoración para cada nivel	242
Tabla 4C.3-1	Información general - edificio modelo	260
Tabla 4C.3-2	Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal - columnas de concreto reforzado	262
Tabla 4C.3-3	Cortante basal y desplazamiento de nivel superior	264
Tabla 4C.3-4	Aceleración espectral (Sa) y desplazamiento espectral (Sd)	264
Tabla 4C.3-5	Cortante basal y desplazamiento de nivel superior	269
Tabla 4C.3-6	Aceleración espectral (Sa) y desplazamiento espectral (Sd)	269
Tabla 4C.3-7	Índice E _o en cada nivel (E _{oi})	276
Tabla 4C.3-8	Índice E _o para cada nivel (E _{oi})	279
Tabla 5C.1-1	Checklist de Configuración Básica para Prevención de Colapso	283
Tabla 5C.1-2	Checklist de Configuración Básica para Prevención de Colapso - Alta Sismicidad	286
Tabla 5C.1-3	Tabla 4-7 ASCE 41-17	289
Tabla 5C.2-1	Información general del proyecto	296
Tabla 5C.2-2	Cálculo de cargas muertas - edificio modelo	297
Tabla 5C.2-3	Cálculo de sobrecarga - edificio modelo	298
Tabla 5C.2-4	Cargas vivas consideradas - edificio modelo	299
Tabla 5C.2-5	Cálculo de cargas vivas - edificio modelo	300
Tabla 5C.2-6	Peso Sísmico - Edificio Modelo	301
Tabla 5C.2-7	Sección transversal de columnas y vigas - edificio modelo	303
Tabla 5C.2-8	Descripción de patrones de carga	305
Tabla 5C.2-9	Datos de entrada y salida - Espectro de diseño NTDS 94	306
Tabla 5C.2-10	Envolvente PMM de columnas de concreto - ACI 318-19	311
Tabla 5C.2-11	Envolvente viga de concreto a flexión - ACI 318-19	314
Tabla 5C.3-1	Propiedades de rótulas	320
Tabla 5C.3-2	Degradación de rigidez - FEMA 440	321
Tabla 5C.3-3	Peso sísmico del edificio	322
Tabla 5C.3-4	Períodos fundamentales del edificio modelo	324
Tabla 5C.3-5	Cortante Basal - Desplazamiento Controlado del Nivel Superior (Dirección X)	327
Tabla 5C.3-6	Relación Sd-Sa (Linearización Equivalente) (Dirección X)	329
Tabla 5C.3-7	Cortante Basal - Desplazamiento Controlado del Nivel Superior (Dirección Y)	334
Tabla 5C.3-8	Relación Sd-Sa (Linearización Equivalente) (Dirección Y)	336

Capítulo 1 Generalidades

1.1 Concepto Básico

Este Manual se aplica para la evaluación sísmica de edificios existentes de concreto reforzado.

Adicionalmente, las paredes de relleno de mampostería y las paredes de bloque de concreto también pueden ser evaluados como elementos estructurales.

La evaluación sísmica debe basarse tanto en el levantamiento de la estructura existente como en el análisis estructural, con el fin de representar el desempeño sísmico de la edificación.

El desempeño calculado debe de valorarse con base a los criterios de evaluación definidos para los movimientos sísmicos requeridos.

1.2 Estructura General del Manual de Evaluación Sísmica

Las metodologías aplicadas en este Manual se resumen en la siguiente Tabla 1.2-1.

Tabla 1.2-1 Descripción General y Códigos - Manual de Evaluación Sísmica

TIPO	EVALUACIÓN SIMPLIFICADA		EVALUACIÓN DETALLADA		NORMAS NACIONALES DE REFERENCIA	NORMAS INTERNACIONALES DE REFERENCIA
PROCEDIMIENTOS BASADOS EN EL ÍNDICE SÍSMICO	I	1 ^{er} nivel	2 ^o nivel	3 ^{er} nivel	JBDPA (<i>Japan Building Disaster Prevention Association</i>)	ISO 16711: 2021 [E]
	II	Evaluación Sísmica Simplificada (SE por sus siglas en inglés)	Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE por sus siglas en inglés)	Evaluación Sísmica Detallada (DSE por sus siglas en inglés)	JBDPA + ASCE 41	ISO 16711: 2021 [E]
PROCEDIMIENTOS BASADOS EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO	Categoría 1		Categoría 2	Categoría 3	ASCE41 (<i>American Society of Civil Engineers</i>), FEMA 440	ISO 16711: 2021 [E]
	Checklist para evaluar de manera general el desempeño estructural		Revisión de la capacidad y la deficiencia de cada elemento Acciones controladas por fuerzas Acciones controladas	1. Estático lineal 2. Dinámico lineal 3. Estático no lineal 4. Dinámico no lineal		

		por deformaciones	Para todos los elementos (Nota 1)		
--	--	-------------------	--------------------------------------	--	--

Nota 1: La evaluación de Categoría 3 mediante análisis estático no lineal es el método presentado en este Manual.

Este Manual de Evaluación Sísmica presenta tres tipos métodos de evaluación:

1. Procedimiento basado en el índice sísmico – Tipo I.

Esta metodología se compone de tres tipos de evaluación: primer nivel de evaluación, segundo nivel de evaluación y tercer nivel de evaluación. El nivel de profundidad del contenido aumenta gradualmente y los métodos de cálculo se vuelven más complejo en cada etapa. Además, estos tres métodos cumplen tanto con el estándar nacional de Japón (normativa de la JBDPA), como el estándar internacional ISO 16711:2021 [E].

2. Procedimiento basado en el índice sísmico – Tipo II.

Esta metodología se compone de tres niveles de evaluación: SE, ASE y DSE. El nivel de contenido se incrementa progresivamente, al igual que la complejidad de los métodos de cálculo. Además, estos tres métodos cumplen con el estándar estadounidense y japonés (normativa de la JDBPA y ASCE 41-17), así como el estándar internacional ISO 16711: 2021 [E].

3. Procedimiento basado en el desempeño sísmico – Tipo III.

Esta metodología se compone de tres categorías de evaluación: Categoría 1, Categoría 2 y Categoría 3. El nivel de detalle y la dificultad de los métodos aumentan progresivamente. Estos tres métodos cumplen con los estándares estadounidenses ASCE 41-17 y FEMA 440. Además, la evaluación de Categoría 2 y análisis dinámico no lineal de la evaluación de Categoría 3, cumplen con el estándar internacional ISO 16711: 2021 [E].

Este Manual de Evaluación Sísmica está compuesto por dos partes:

I. Parte Principal.

II. Cálculo del Edificio Modelo.

En la Parte Principal se presenta cada procedimiento de evaluación sísmica. Como complemento, se incluye una descripción breve de los experimentos estructurales del Proyecto HOKYO, realizado por la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), el cual se presenta en el Anexo S1; la tabla de grados de daños se presenta en el Anexo S2.

En la sección de Cálculo, se incluye un ejemplo aplicado al denominado Edificio Modelo. Este ejemplo será útil para que los profesionales comprendan cómo aplicar las distintas metodologías de evaluación.

La Tabla 1.2-2 muestra cuales evaluaciones se cubren en la parte del Cálculo del Edificio Modelo.

No se incluye el ejemplo correspondiente al tercer nivel de evaluación del Procedimiento Basado en el Índice Sísmico Tipo 1, ya que este resulta complicado de realizar mediante cálculo manual o con hojas de cálculo de Excel, y, además, no se dispone de software comercial para ello.

Tabla 1.2-2 Ejemplos de Cálculos para el Edificio Modelo

Tipo	Evaluación Sísmica Simplificada		Evaluación Sísmica Detallada		Notas
	1 ^{er} Nivel	2 ^o Nivel	3 ^{er} Nivel		
Procedimiento Basado en el Índice Sísmico	I	Sí	Sí	No	Tercer nivel de evaluación no incluido.
		SE	ASE	DSE	
	II	Sí	Sí	Sí	Todos los procedimientos se realizan mediante análisis estático no lineal.
		Categoría 1	Categoría 2	Categoría 3	
Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico		Sí	Sí	Sí	La categoría 3 se realiza mediante la aplicación del análisis estático no lineal.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

1.3 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico – Tipo I

1.3.1 Primer nivel de evaluación

(1) Concepto.

Este es el método de evaluación más simple dentro del Tipo I. Como se muestra en la Figura 1.3-1, se asume que la rigidez y resistencia de las vigas es infinita, por lo tanto, el desempeño sísmico se calcula únicamente para los elementos verticales, como columnas y paredes.

El desempeño sísmico se evalúa para cada nivel de la edificación.

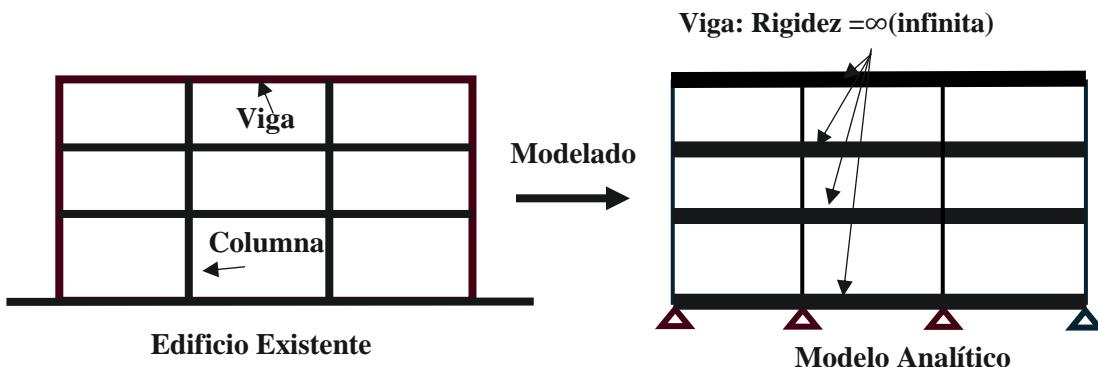


Figura 1.3-1 Modelo analítico para cálculo

(2) Objetivo del Desempeño Sísmico.

El cálculo es sencillo y puede realizarse manualmente.

La capacidad sísmica se expresa mediante el Índice Sísmico (I_s), el cual es el producto de los siguientes índices:

- Índice Sísmico Básico (E_o).
- Índice de Irregularidad (S_D).
- Índice de Tiempo (T)

Donde, el Índice Sísmico Básico (E_o) representa la capacidad de disipación de energía de la estructura.

(3) Metodología de Cálculo.

El Índice Sísmico Básico (E_o) se expresa como el producto de los índices:

- Índice de Resistencia (C).
- Índice de Ductilidad (F).

Donde el Índice de Resistencia (C) representa la resistencia estructural, y se calcula multiplicando el área de la sección transversal de columnas y paredes, multiplicado por el esfuerzo cortante promedio.

El Índice de Ductilidad (F) indica la ductilidad, y se fija en:

- 1.0 para columnas cortas.
- 0.8 para columnas muy cortas.
- 1.0 para paredes.

El Índice de Irregularidad (S_D) se determina a partir de la información contenida en los planos estructurales.

El Índice de Tiempo (T) se obtiene mediante una inspección visual simple del edificio en el sitio.

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

El desempeño objetivo se expresa mediante el Índice de Demanda Sísmica (I_{so}), que se calcula como el producto de:

- Índice de Demanda Sísmica Básica (E).
- Índice por Zonificación Sísmica (Z).
- Índice por Tipo de Suelo (G).
- Índice por Uso (U).

El valor de E se fija en 0.80. El desempeño sísmico se evalúa comparando el I_s calculado, con el I_{so} . En general, es poco común que una estructura de marcos de concreto reforzado sin paredes cumpla con el criterio mínimo de evaluación, ya que el Índice de Ductilidad (F) para columnas suele asumirse menor al valor real.

1.3.2 Segundo nivel de evaluación

(1) Concepto.

Este es un método de evaluación más complejo que el primer nivel de evaluación dentro del Tipo I. Como se muestra en la Figura 1.3-1, se asume que la rigidez y la resistencia de las vigas es infinita, por lo que el desempeño sísmico se calcula únicamente para los elementos verticales como columnas y paredes.

El desempeño sísmico se evalúa en cada uno de los niveles del edificio.

(2) Objetivo del Desempeño Sísmico.

Los cálculos pueden realizarse manualmente utilizando hojas de cálculo de Excel, entre otros. El desempeño sísmico se expresa mediante el Índice Sísmico (I_s), el cual es el producto de los siguientes índices:

- Índice sísmico básico (E_o)
- Índice de irregularidad (S_D)
- Índice de tiempo (T)

Donde, el Índice Sísmico Básico (E_o) representa la capacidad de disipación de energía de la estructura.

(3) Metodología de Cálculo.

El Índice Sísmico Básico (E_o) se expresa como el producto de los índices:

- Índice de Resistencia (C).
- Índice de Ductilidad (F).

El Índice de Resistencia (C) se calcula mediante una fórmula que se basa en la resistencia de materiales de columnas y paredes.

El Índice de Ductilidad (F)

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

El Desempeño Sísmico Objetivo se expresa mediante el Índice de Demanda Sísmica (I_{so}), calculado como el producto de los siguientes factores:

- Índice de Demanda Sísmica Básica (E).
- Índice por Zonificación Sísmica (Z).
- Índice por Tipo de Suelo (G).
- Índice por Uso (U).

El valor de E se fija en 0.60, mientras que el desempeño sísmico se evalúa comparando el I_s con el valor de I_{so} .

1.3.3 Tercer nivel de evaluación.

(1) Concepto.

Este es el método de evaluación más complejo y detallado dentro del Tipo I. Calcula el desempeño sísmico considerando la rigidez y resistencia de todos los elementos estructurales, como vigas, columnas y paredes. El desempeño sísmico en cada nivel se calcula individualmente. Debido a la complejidad de los cálculos, no es práctico realizarlos manualmente ni utilizando hojas de cálculo de Excel, y actualmente, no existe software comercial adecuada para este propósito. Por lo tanto, **este método no se aplica en este Manual.**

(2) Desempeño Sísmico.

El desempeño sísmico se expresa mediante el Índice Sísmico (I_s), que es el producto de los siguientes índices:

- Índice sísmico básico (E_o)
- Índice de irregularidad (S_D)
- Índice de tiempo (T)

Donde, el Índice Sísmico Básico (E_o) representa la capacidad de disipación de energía de la estructura.

(3) Metodología de Cálculo.

El Índice Sísmico Básico (E_o) se expresa como el producto de los índices:

- Índice de Resistencia (C).
- Índice de Ductilidad (F).

El Índice de Resistencia (C) se calcula mediante una fórmula que se basa en la resistencia de materiales y el área transversal de columnas y paredes.

El Índice de Ductilidad (F) se calcula con base en el factor de ductilidad de cada elemento.

El Índice de Irregularidad (S_D) se calcula a partir de la información contenida en los planos estructurales y representa la irregularidad en el plano horizontal y la rigidez vertical.

El Índice de Tiempo (T) se determina mediante una inspección visual detallada del edificio.

La resistencia de los materiales, en particular la resistencia del concreto, generalmente se determina a partir de pruebas en sitio.

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

El Desempeño Sísmico Objetivo se expresa mediante el Índice de Demanda Sísmica (I_{so}), calculado como el producto de los siguientes factores:

- Índice de Demanda Sísmica Básica (E).
- Índice por Zonificación Sísmica (Z).
- Índice por Tipo de Suelo (G).
- Índice por Uso (U).

El valor de E se fija en 0.60, mientras que el desempeño sísmico se evalúa comparando el I_s con el valor de I_{so} .

Dado que este es un método avanzado de evaluación, los resultados se utilizan para determinar la clasificación del desempeño estructural del edificio. Se recomienda una evaluación detallada independientemente de los resultados para garantizar la seguridad estructural del edificio.

1.4 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico – Tipo II

1.4.1 Evaluación Sísmica Simplificada (SE)

(1) Concepto.

Este es el método de evaluación más sencillo dentro del Tipo II. Como se muestra en la Figura 1.3-1, se asume que la rigidez y resistencia de las vigas es infinita, por lo que el desempeño sísmico se calcula únicamente la rigidez y resistencia de los elementos verticales, como columnas y paredes. Además, las paredes de relleno de mampostería y las paredes de bloque de concreto pueden evaluarse como elementos estructurales.

El cálculo es simple, por lo que puede realizarse manualmente, o utilizando hojas de cálculo de Excel, entre otros.

Para la evaluación del desempeño sísmico, se utiliza un valor único correspondiente al nivel más resistente del edificio ante cargas sísmicas, generalmente el primer nivel, en la dirección de análisis más crítica.

(2) Desempeño Sísmico.

El desempeño sísmico se expresa mediante el Índice Sísmico (I_s), que es el producto de los siguientes índices:

- Índice sísmico básico (E_o)
- Índice de irregularidad (S_D)
- Índice de tiempo (T)

Donde, el Índice Sísmico Básico (E_o) representa la capacidad de disipación de energía de la estructura.

(3) Metodología de Cálculo.

El Índice Sísmico Básico (E_o) se expresa como el producto de los índices:

- Índice de Resistencia (C).
- Índice de Ductilidad (F).

El Índice de Resistencia (C) se calcula mediante una fórmula que se basa en la resistencia de columnas y paredes, multiplicado por el esfuerzo cortante promedio.

El Índice de Ductilidad (F) se calcula según recomendaciones de ACI 318, que establece valores de ductilidad para diferentes tipos de elementos estructurales.

El Índice de Irregularidad (S_D) se calcula a partir de la información contenida en los planos estructurales, o mediante inspección visual del edificio.

El Índice de Tiempo (T) se determina mediante una inspección visual simple del edificio.

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

El Desempeño Sísmico Objetivo se expresa mediante el Índice de Demanda Sísmica (I_{so}), calculado como el producto de los siguientes factores:

- Índice de Demanda Sísmica Básica (E).
- Índice por Zonificación Sísmica (Z).
- Índice por Tipo de Suelo (G).
- Índice por Uso (U).

El Índice de Demanda Sísmica Básica (E) utiliza los requisitos de desempeño sísmico establecidos en la normativa de diseño sísmico vigente en el país.

El desempeño sísmico se evalúa comparando el índice I_s con el índice I_{so} . Dado que es un método de evaluación simple, los resultados se utilizan para determinar la clasificación de desempeño de edificios. Sin embargo, si se requiere determinar una capacidad sísmica final más precisa, será necesario realizar una evaluación detallada, independientemente de los resultados obtenidos con este método.

1.4.2 Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE)

(1) Concepto.

Este es un método de evaluación más complejo que la Evaluación Sísmica Simplificada (SE) dentro del Tipo II.

Como se muestra en la Figura 1.3-1, se asume que la rigidez y resistencia de vigas es infinita, por lo que el desempeño sísmico se calcula únicamente para los elementos verticales, como columnas y paredes.

Además, las paredes de relleno de mampostería y paredes de bloque de concreto pueden evaluarse como elementos estructurales.

Para el cálculo del desempeño sísmico, se utiliza un único valor correspondiente al nivel más resistente del edificio ante cargas sísmicas, generalmente el primer nivel, en la dirección de análisis más crítica.

Si ya se ha realizado una Evaluación Sísmica Simplificada (SE), se puede omitir esta Evaluación Sísmica Simplificada Avanzada (ASE), y se puede pasar directamente a la Evaluación Sísmica Detallada (DSE).

(2) Desempeño Sísmico.

Los cálculos pueden realizarse manualmente mediante hojas de cálculo de Excel, entre otros. El desempeño sísmico se expresa mediante el Índice Sísmico (I_s), que es el producto de:

- Índice Sísmico Básico (E_o)
- Índice de Irregularidad (S_D)
- Índice de Tiempo (T)

Donde el Índice Sísmico Básico (E_o) representa la capacidad de disipación de energía del edificio.

(3) Metodología de Cálculo.

El Índice Sísmico Básico (E_o) se calcula como el producto de:

- Índice de Resistencia (C).
- Índice de Ductilidad (F).

El Índice de Resistencia (C) se calcula utilizando una fórmula basada en la resistencia de los materiales de columnas y paredes.

El Índice de Ductilidad (F) se obtiene según ACI 318, que define los factores de ductilidad para cada tipo de elemento estructural.

El Índice de Irregularidad (S_D) se obtiene a partir de la información contenida en los planos estructurales y refleja la irregularidad en planta y rigidez vertical.

El Índice de Tiempo (T) se calcula mediante una inspección visual detallada del edificio. La resistencia de los materiales, especialmente la del concreto, generalmente se calcula a partir de ensayos realizados en el sitio.

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

El Desempeño Sísmico Objetivo se expresa mediante el Índice de Demanda Sísmica (I_{so}), calculado como el producto de los siguientes factores:

- Índice de Demanda Sísmica Básica (E).
- Índice por Zonificación Sísmica (Z).
- Índice por Tipo de Suelo (G).
- Índice por Uso (U).

El Índice de Demanda Sísmica Básica (E) utiliza los requisitos de desempeño sísmico establecidos en la normativa de diseño sísmico vigente en el país.

El desempeño sísmico se evalúa comparando el índice I_s con el índice I_{so} . Dado que es un método de evaluación intermedio, los resultados se utilizan para determinar la clasificación de desempeño de edificios. Sin embargo, si se requiere determinar una capacidad sísmica final más precisa, será necesario realizar una evaluación detallada, independientemente de los resultados obtenidos con este método.

1.4.3 Evaluación Sísmica Detallada (DSE)

(1) Concepto.

Este es el método de evaluación más complejo y avanzado dentro del Tipo II. Calcula el desempeño sísmico considerando la rigidez y resistencia de todos los elementos estructurales, incluyendo vigas, columnas y paredes. A cada elemento estructural se le asignan propiedades de rótulas no lineales, como se muestra en la Figura 1.4-1. Además, las paredes de relleno de mampostería y paredes de bloque de concreto también pueden evaluarse como elementos estructurales.

El desempeño sísmico se calcula para cada uno de los niveles del edificio, considerando la interacción entre los distintos elementos estructurales. Dado que los cálculos son complejos, el análisis Pushover se realiza utilizando software especializado para simulación estructural.

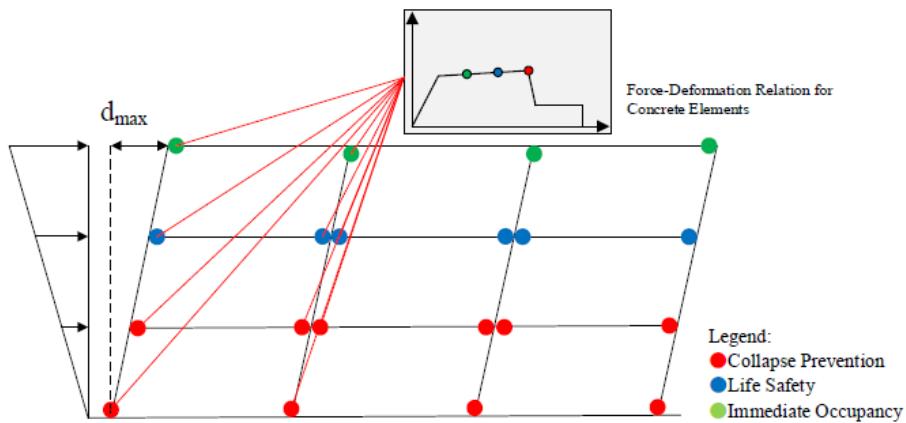


Figura 1.4-1 Propiedades de rótulas de elementos estructurales (caso de mecanismos de rótula)

(2) Desempeño Sísmico Objetivo

El Desempeño Sísmico Objetivo se expresa mediante el Índice Sísmico (I_s), que es el producto de:

- Índice Sísmico Básico (E_o)
- Índice de Irregularidad (S_D)
- Índice de Tiempo (T)

Donde el Índice Sísmico Básico (E_o) representa la capacidad de disipación de energía del edificio.

(3) Metodología de Cálculo.

Como se muestra en la Figura 1.4-2, el Índice Sísmico Básico (E_o), se calcula como el producto de:

- Índice de Resistencia (C), que indica la resistencia estructural.
- Índice de Ductilidad (F), que indica la ductilidad estructural.

El Índice de resistencia (C) es la resistencia última de cada nivel de entepiso, obtenida a partir del análisis Pushover.

El Índice de ductilidad (F) se calcula a partir del factor de ductilidad última de cada nivel de entepiso.

El factor de ductilidad última debe determinarse considerando cuidadosamente el comportamiento de cada elemento estructural.

El Índice de irregularidad (S_D) se calcula a partir de los planos estructurales, considerando tanto las irregularidades en planta como las diferencias de rigidez en dirección vertical.

El Índice de tiempo (T) se calcula mediante una inspección visual detallada del edificio.

La resistencia de los materiales utilizada para calcular C , en particular la resistencia del concreto, generalmente se determina a partir de investigaciones realizadas en el sitio.

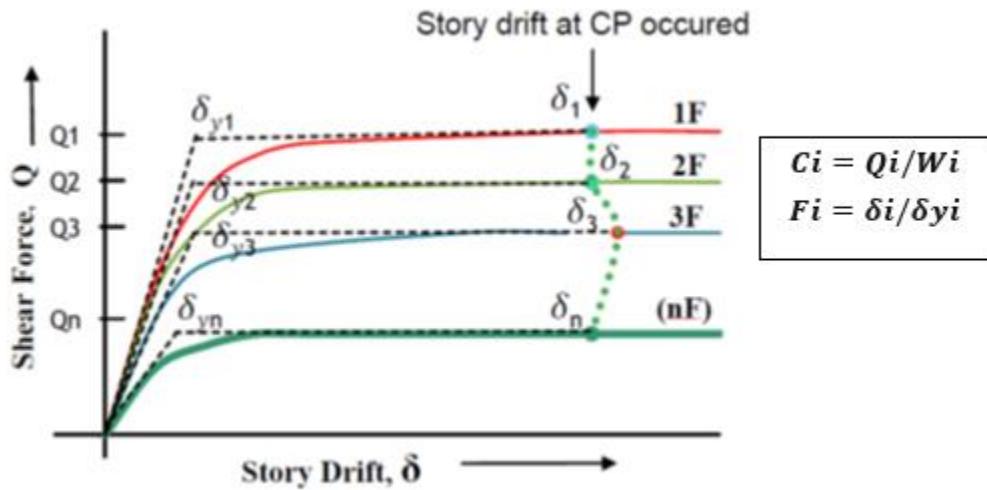


Figura 1.4-2 Índice I_s en cada nivel, basado en el análisis Pushover

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

El desempeño objetivo se expresa mediante el Índice de Demanda Sísmica (I_{so}), que es el producto de:

- Índice de Demanda Sísmica Básica (E)
- Índice por Zonificación Sísmica (Z)
- Índice por Tipo de Suelo (G)
- Índice por Uso (U)

El Índice de Demanda Sísmica Básica (E) utiliza los requisitos de desempeño sísmico establecidos en el código de diseño sísmico del país.

El desempeño sísmico se evalúa comparando el índice I_s calculado con el índice I_{so} .

Dado que este es un método de evaluación detallada, permite realizar un juicio final sobre la capacidad sísmica del edificio.

Si la capacidad sísmica calculada (I_s) no satisface el Índice de Demanda Sísmica (I_{so}), se debe preparar un plan de reforzamiento sísmico para mejorar el desempeño sísmico del edificio.

1.5 Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico

1.5.1 Categoría I

(1) Concepto.

Este método se implementa cuando se cumplen las restricciones de tipo de edificio y altura. Además, incluye la evaluación tanto de los elementos estructurales como no estructurales del edificio.

(2) Desempeño Sísmico.

La evaluación se realiza utilizando una lista de verificación (checklist). Los edificios se clasifican en dos categorías:

- Edificios en zonas de muy baja sismicidad.
- Edificios en zonas de alta sismicidad.

Sin embargo, este manual se enfoca en los edificios en zonas de alta sismicidad. La evaluación específica de los edificios cubiertos por este manual se realiza primero utilizando Checklist de Configuración Básica para la Prevención del Colapso, y luego el Checklist para Prevención de Colapso por Tipo de Edificio.

El tipo de edificio se clasifica en:

- Marcos resistentes a momento de concreto reforzado (Tipo C1)
- Paredes de cortante de concreto reforzado (Tipos C2 y C2a)
- Marcos de concreto con paredes de relleno de mampostería (Tipos C3 y C3a)

La evaluación de cada ítem en la lista de verificación se clasifica en cuatro niveles:

- C: Cumple (Compliant)
- NC: No cumple (Non-Compliant)
- N/A: No aplica (Not Applicable)
- U: Desconocido (Unknown)

(3) Metodología de Cálculo.

El Checklist de Configuración Básica para la Prevención del Colapso se compone de:

- **A. Sistema estructural - General**
- **B. Sistema estructural - Configuración del edificio**
- **C. Peligro geológico del sitio**
- **D. Configuración de fundaciones.**

Además, tomando como ejemplo el **Tipo de Edificio C1**, el Checklist de Configuración Básica para la Prevención del Colapso – Alta Sismicidad se compone de:

- **A. Sistema de sismorresistente.**
- **B. Diafragmas**
- **C. Conexiones**

Entre los ítems anteriores, algunos incluyen cálculos simples para verificar la capacidad estructural.

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

Para cada ítem de la lista de verificación mencionada, se realizan cuatro posibles evaluaciones:

- C: Cumple (Compliant)
- NC: No cumple (Non-Compliant)
- N/A: No aplica (Not Applicable)
- U: Desconocido (Unknown)

Si todos los ítems son evaluados como **Cumple (C)**, el edificio satisface los requisitos de resistencia sísmica. De lo contrario, se debe proceder a una evaluación de **Categoría II** para determinar las medidas correctivas necesarias.

1.5.2 Categoría II

(1) Concepto.

Este método se utiliza cuando se cumplen las restricciones generales de tipo de edificio y altura, pero el edificio no cumple con los criterios del **Checklist** de **Categoría I**. Además, incluye la evaluación tanto de los elementos estructurales como no estructurales del edificio. Si los resultados de la evaluación de **Categoría II** no son satisfactorios, se debe proceder a una evaluación sistemática de **Categoría III**.

(2) Desempeño Sísmico.

La evaluación de **Categoría II**, basada en deficiencias, requiere un análisis adicional para todos los posibles problemas identificados durante la evaluación de **Categoría I** (elementos marcados como **No Cumple (NC)** o **Desconocido (U)** en los **Checklists** de **Categoría I**).

El método de cálculo se clasifica en tres enfoques:

- i) No se dispone de **Checklist** para **Categoría II**.
- ii) Solo se deben considerar los ítems específicos del **Checklist**.
- iii) Se requiere una verificación del cortante basal para todo el edificio mediante un análisis completo de este.

(3) Metodología de Cálculo.

En el caso de **ii)**, se deben realizar algunos cálculos específicos para cada ítem identificado como deficiente. En el caso de **iii)**, los procedimientos de análisis pueden ser:

- **Procedimiento estático lineal (LSP, Linear Static Procedure)**
- **Procedimiento dinámico lineal (LDP, Linear Dynamic Procedure)**

La configuración del edificio y sus irregularidades deben incluirse en el análisis. En este manual, se recomienda utilizar el método **LSP** basado en la **NTDS94**.

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

Los resultados para los tres métodos mencionados son los siguientes:

- i) Si no se dispone de un Checklist para Categoría II, se debe realizar una evaluación de Categoría III.
- ii) Si alguno de los ítems no cumple con los criterios de aceptación, se debe proceder con una evaluación de **Categoría III** o implementar planes de reforzamiento sísmico. Si todos los ítems cumplen, el cálculo puede considerarse finalizado.
- iii) Comparar la capacidad estructural usando los criterios de aceptación para la demanda sísmica. Si la capacidad no cumple con los criterios de aceptación, se debe proceder con una evaluación de **Categoría III** o implementar planes de reforzamiento sísmico. Si la capacidad cumple, el cálculo puede considerarse finalizado.

1.5.3 Categoría III

Este método se utiliza cuando no se cumplen las restricciones comunes de tipo de edificio y altura. Además, incluye la evaluación tanto de los elementos estructurales como no estructurales del edificio.

Aunque no es obligatorio, se sugiere que el ingeniero realice primero una **Evaluación de Filtrado de Categoría I** antes de proceder con una **Evaluación Sistemática de Categoría III**, como se recomienda en las normativas.

Como se muestra en la Tabla 1.2-1, la **Categoría III** incluye cuatro métodos:

- Procedimiento estático lineal
- Procedimiento dinámico lineal
- Procedimiento estático no lineal
- Procedimiento dinámico no lineal

En este manual, se recomienda utilizar el **Procedimiento estático no lineal** para las evaluaciones sísmicas detalladas. El método no lineal incluye dos enfoques:

- **Método del Espectro de Capacidad (CSM)**, definido en **FEMA 440**
- **Método de Coeficientes (CM)**, definido en **ASCE 41-17**

1.5.3.1 Método de Espectro de Capacidad

(1) Concepto.

Este método se utiliza cuando no se cumplen las restricciones comunes de tipo de edificio y altura. Además, incluye la evaluación tanto de los elementos estructurales como no estructurales del edificio. Aunque no es obligatorio, se sugiere que el profesional encargado realice primero una **Evaluación Categoría I** antes de proceder con una **Evaluación de Categoría III**, como se recomienda en ASCE 41.

(2) Desempeño Sísmico.

El **Método del Espectro de Capacidad (CSM)** es una forma de **linearización equivalente**. Como la linearización equivalente se utiliza como parte de un procedimiento estático no lineal que modela la respuesta no lineal de un edificio como un oscilador de un grado de libertad (**SDOF**, Single Degree of Freedom), el objetivo es estimar el desplazamiento máximo de respuesta del sistema no lineal utilizando un sistema lineal "equivalente" con:

- Un período efectivo (T_{eff})
- Un amortiguamiento efectivo (β_{eff})

(Ver Figura 1.5-1 para la representación gráfica de estos conceptos).

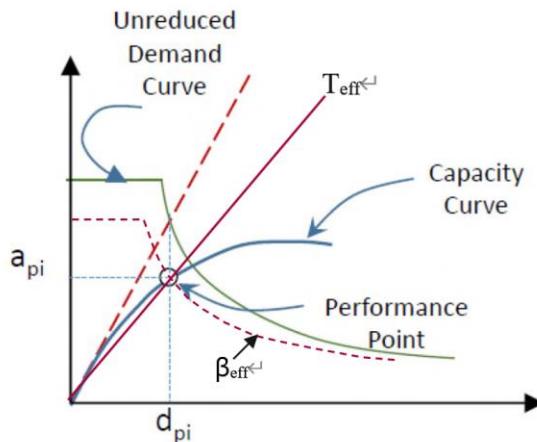


Figura 1.5-1 Método de Espectro de Capacidad

(3) Metodología de Cálculo.

El método de cálculo consiste en determinar el **Punto de Desempeño** mostrado en la Figura 1.5-1. Existen tres procedimientos definidos en **FEMA 440** para obtener el punto de desempeño:

- **Procedimiento A (Iteración Directa)**
- **Procedimiento B (Intersección con MADRS (Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum))**
- **Procedimiento C (Intersección de familia de múltiples puntos de desempeño con MADRS)**

La **Curva de Capacidad** se calcula mediante un análisis Pushover de toda la estructura, obteniendo una curva base que convierte las envolventes de curvas carga-deflexión de múltiples niveles en una estructura de masa única equivalente.

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

El desempeño objetivo se refleja en el Punto de Desempeño (Performance Point) mostrado en la Figura 1.5-1, que representa el desplazamiento máximo de respuesta bajo los movimientos sísmicos de diseño esperados, en un espectro de aceleración de respuesta de diseño. Si el Punto de Desempeño no se obtiene, se puede concluir que la estructura no cumple con los requisitos de demanda sísmica.

1.5.3.2 Método de los Coeficientes de Desplazamiento

(1) Concepto.

Este método se utiliza cuando no se cumplen las restricciones comunes de tipo de edificio y altura. Además, incluye la evaluación tanto de los elementos estructurales como no estructurales del edificio. Aunque no es obligatorio, se sugiere que el profesional encargado realice primero una **Evaluación Categoría I** antes de proceder con una **Evaluación de Categoría III**, como se recomienda en ASCE 41.

(2) Desempeño Sísmico Objetivo

Este método, como se muestra en la Figura 1.5-2, estima la deformación máxima de respuesta (δ_t) para un movimiento sísmico objetivo. La deformación máxima se calcula multiplicando la deformación máxima de respuesta elástica lineal ($S_a \times T_e^2 / 4\pi^2$) de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF, Single Degree of Freedom) por los coeficientes de corrección C_0, C_1, C_2 y C_3 .

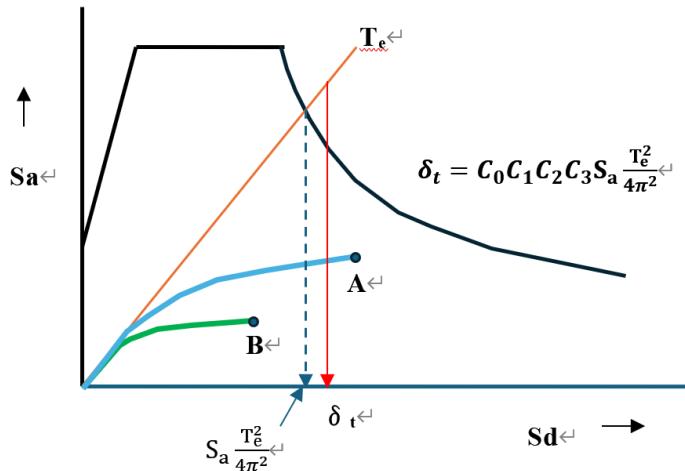


Figura 1.5-2 Ilustración esquemática del proceso mediante Método de los Coeficientes de Desplazamiento (CM)

(3) Metodología de Cálculo.

Para calcular la deformación máxima de respuesta (δ_t), se requieren:

- El espectro de aceleración de respuesta lineal (amortiguamiento, 5%)
- La envolvente de curvas carga-deflexión de las características de fuerza restauradora del sistema equivalente de masa única de la estructura
- El período equivalente (T_e)

En los cálculos reales:

- La envolvente de curvas carga-deflexión de la estructura se obtiene mediante análisis Pushover.
- La aceleración de respuesta lineal se obtiene del espectro de diseño establecido en el código sísmico nacional del país correspondiente.
- El período equivalente (T_e) se calcula a partir de la envolvente de curvas carga-deflexión, considerando el comportamiento no lineal de la estructura.

La información sobre cómo calcular los coeficientes de corrección C_0 a C_3 se detalla en los capítulos correspondientes de este manual.

(4) Desempeño Objetivo y Valoración.

La deformación máxima de respuesta (δ_t) se compara con el desempeño de la envolvente de curvas carga-deflexión de la estructura para hacer un juicio de desempeño. La Figura 1.5-2 muestra la envolvente de curvas carga-deflexión de dos estructuras, **Estructura A** y **Estructura B**:

- La deformación última de la **Estructura A** es mayor que δ_t , por lo que cumple con los requisitos sísmicos.
- Por otro lado, la deformación última de la **Estructura B** es menor que δ_t , por lo que no cumple con los requisitos sísmicos.

Capítulo 2 Levantamiento de la estructura existente.

2.1 Propuesta de proceso de levantamiento de la estructura existente

2.1.1 Generalidades

Para llevar a cabo la evaluación sísmica y diseño de reforzamiento, se requiere de planos de diseño como construido, información sobre la calidad de los materiales que componen los elementos estructurales y otros datos relevantes. Para ello, se realiza un levantamiento de la estructura existente para evaluar el estado existente de la estructura de un edificio. Los métodos apropiados para llevar a cabo un levantamiento comprenden la inspección del sitio, recopilación de planos de diseño y la ejecución de los ensayos de los materiales; realizándose en función del estado actual del edificio existente.

Para realizar una evaluación sísmica, se debe desarrollar inicialmente un levantamiento preliminar de la estructura el cual lleva a cabo siguiendo procedimientos que son descritos en normas técnicas, tal y como se muestra en la Figura 2.1-1, la cual ejemplifica el diagrama de flujo general que se sigue para realizar el levantamiento de la estructura existente.

El levantamiento de la estructura existente se lleva a cabo para recolectar los planos del edificio existente, estudios de suelo, pruebas de materiales, verificación de la resistencia de los materiales de los elementos estructurales. El contenido del levantamiento dependerá de la presencia o ausencia de los planos de diseño u otra información necesaria para desarrollar la evaluación sísmica.

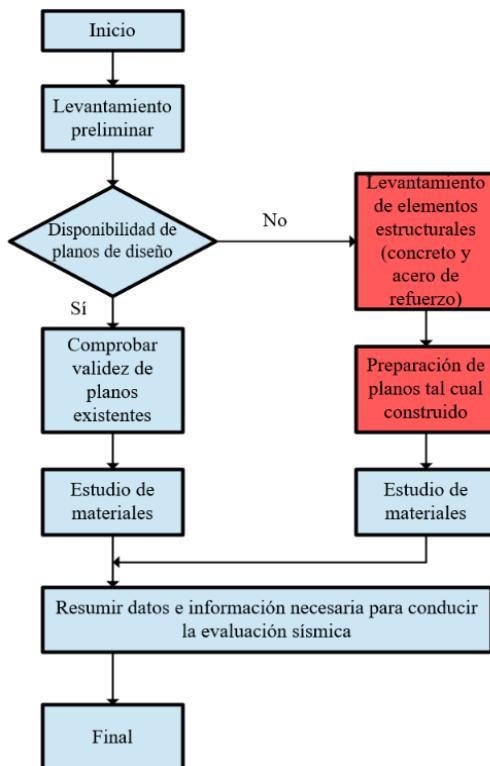


Figura 2.1-1 Flujograma general – Levantamiento de la estructura existente

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Un buen levantamiento mejorará la credibilidad de la evaluación sísmica en caso de que se disponga de datos fiables. En caso de que no se obtengan datos fiables, se requerirá un juicio de seguridad o conservador. Como mínimo, la información recolectada es la siguiente.

Tabla 2.1-1 Información mínima a recolectar

No.	Items	Información necesaria
1	Información general	Uso, año de construcción, número de niveles, superficie útil, códigos de diseño utilizados y normativa, en su caso.
2	Planos	Plano, sección, secciones, grosor y altura/aberturas de paredes no estructurales (paredes de ladrillo o paredes de bloques de concreto).
3	Planos arquitectónicos:	En caso de que existan planos arquitectónicos, es necesario comprobar que son planos como construidos.
4	Planos estructurales	Disposición de acero de refuerzo (tamaño y número) de columnas, ángulo de gancho, tamaño de la viga y de las varillas de acero de refuerzo (si es posible), espesor de losas, tamaño de la zapata de cimentación.
5	Materiales	Fluencia de acero de refuerzo, resistencia del concreto.
6	Durabilidad	Grietas y desviaciones observadas, si las hubiera. Deterioro por carbonatación del concreto.

Fuente: Proyecto [HOKYO]

2.2 Proceso de levantamiento de la estructura existente en sitio

Tabla 2.2-1 La Tabla 2.2-1 muestra un plan de ejemplo de levantamiento de la estructura existente, donde se muestran las cantidades propuestas de extracción de muestras que en general, la cantidad mínima de ensayos a llevar a cabo la cual dependerá del tipo de edificio y de las condiciones existentes del mismo.

Tabla 2.2-1 Plan levantamiento de la estructura existente de un edificio

Item	Cantidad	Comentario
Muestras de Núcleos de concreto	Núcleos de concreto	Se indica la institución o persona responsable
a) Extracción de muestras de concreto	---	
b) Prueba de compresión	Tres muestras en un set, como mínimo	Se sugiere extraer 3 muestras con la finalidad de evaluar el promedio y la desviación estándar.
c) Prueba de carbonatación	Tres, como mínimo.	--

Item	Cantidad	Comentario
d) Material para reparación	---	
e) Trabajos de reparación	---	
Exposición de acero de refuerzo en columnas	---	Se indica la ubicación de las exposiciones de acero de refuerzo
a) Escarificación	---	---
b) Material para reparación	---	---
c) Trabajos de reparación	---	---
Exposición de acero de refuerzo en vigas	---	Se indica la ubicación de las exposiciones de acero de refuerzo
a) Escarificación	---	
b) Material para reparación	---	
c) Trabajos de reparación	---	
Exposición de superficie de concreto para pruebas con martillo Schmidt	---	Se indica la ubicación de las superficies de concreto expuestas
a) Remoción de capa de mortero	---	30cm x 30cm
b) Martillo Schmidt	---	
c) Material para reparación	---	
d) Trabajos de reparación	---	
Ensayo a tensión de acero de refuerzo	Una, como mínimo.	Pueden tomarse varillas de acero de refuerzo expuestas.
a) Muestras	Una, como mínimo	
b) Ensayo a tensión	--	
Exposición de fundaciones	Una, como mínimo.	Se recomienda por lo menos en una ubicación
a) Excavación y relleno	---	

Item	Cantidad	Comentario
b) Medición	---	Se hace la revisión de la existencia de vigas tensores, y niveles de parte inferior de la columna (inicio de la fundación).

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

En caso de que no se tengan planos de la edificación, se deberán realizar las siguientes actividades.

Tabla 2.2-2 Actividades a realizar en caso de no haber planos estructurales.

Planos arquitectónicos	Cantidad/Porcentaje por realizar	Comentario
a) Medición de dimensiones de columnas altura efectiva. Medición de dimensiones de vigas. Espesor y altura de paredes, así como su material.	Porcentaje recomendado de 20~30% de todos los elementos	Se indica la institución o persona a cargo.
b) Planos		Plantas, secciones, elevaciones.
Planos Estructurales		
a) Detección de acero de refuerzo y registro de mediciones.	Porcentaje recomendado de 20~30% de los elementos	Se indica la institución o persona a cargo
b) Plantas y elevaciones estructurales		
c) Detallamiento de vigas y columnas		
Levantamiento de grietas y deflexiones		Vigas, paredes, losas de entepiso y columnas.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Capítulo 3 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1)

3.1. Generalidades

3.1.1. Alcance

El método del procedimiento basado en el índice sísmico (Tipo 1) se realiza para la evaluación sísmica de edificaciones existentes de concreto reforzado. Este capítulo se ha preparado con base a la normativa japonesa. Se incorporan características de las edificaciones de concreto reforzado en El Salvador y la carga sísmica de diseño de la NTDS-94. Sin embargo, para aquellos temas que no se cubren en este capítulo, se recomienda referirse a las normativas y guías siguientes: "Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001, Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001 y Technical Manual for Seismic Evaluation and Seismic retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001" Traducidos por el Building Research Institute, de Japón y publicado por el Japan Building Disaster Prevention Association.

La evaluación sísmica de los edificios existentes de concreto reforzado no está contemplada en la actual NTDS 94, razón por la cual se ha desarrollado este capítulo, con el fin de introducir la evaluación sísmica de este tipo de edificaciones; ha sido preparado en base a las normativas japonesas, y a su vez en la ISO 16711【E】. Estas normativas japonesas, escritas en inglés, se basan en las normativas japonesas originales, la nota del traductor y las listas de referencias.

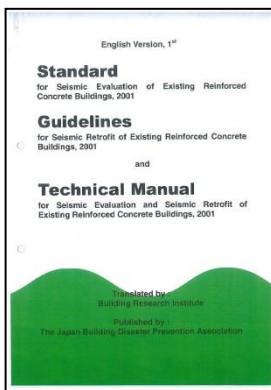


Figura 3.1-1 Portada de "Standard of Seismic Evaluation and Guidelines for Seismic Retrofit Design", versión inglés (2001)

3.1.2. Resumen de la Evaluación Sísmica

(1) Concepto

La evaluación sísmica es un método mediante el cual se evalúa la capacidad sísmica de un edificio de Concreto Reforzado existente. Esta evaluación puede realizarse básicamente de forma manual. El Índice Sísmico de la Estructura describe el comportamiento sísmico de la estructura evaluada.

(2) Niveles de evaluación sísmica

Los niveles de evaluación sísmica describen el grado de simplificación en el cálculo de los índices I_s (índice sísmico) de las estructuras. Existen 3 niveles de evaluación, que van desde el primer nivel de evaluación (evaluación simple) hasta el tercer nivel de evaluación (evaluación detallada). De los tres niveles de evaluación, el nivel más utilizado es el que sigue los procedimientos del segundo nivel de evaluación y es el que se recomienda para realizar la evaluación sísmica de edificios existentes de concreto reforzado.

Primer nivel de evaluación

Método de evaluación simple que utiliza un valor asumido de la resistencia del concreto y las dimensiones de la sección transversal de columnas y paredes de concreto reforzado apuntando principalmente a estructuras orientadas a la resistencia. Dado que los supuestos de esta evaluación aún no están certificados, es necesario prestar atención para llegar a una conclusión sobre la evaluación en El Salvador.

Segundo nivel de evaluación

Este nivel de evaluación supone el colapso de elementos verticales como columnas y paredes de concreto reforzado. Supone que el sistema de vigas y losas son resistente y rígidas. Evalúa la resistencia y la ductilidad de las columnas y paredes de concreto reforzado. Los daños sufridos en edificios debido a los terremotos muestran que el daño se concentró en los elementos verticales.

Tercer nivel de evaluación

En este método de evaluación se considera adicionalmente el mecanismo de colapso en vigas, donde además de la resistencia de los elementos verticales (columnas y paredes de concreto reforzado) se requiere también la resistencia de las vigas. El resultado de la evaluación está sujeto a un modelo estructural asequible, donde se requiere el conocimiento de resistencias últimas y análisis de respuesta frente a terremotos. Sin embargo, el procedimiento del tercer nivel de evaluación no es utilizado comúnmente debido a su complejidad de cálculo en caso de que se requiera realizar manualmente.

(3) Metodología

- Levantamiento de la estructura existente de edificios y pruebas de materiales.
- Preparación de planos estructurales, en caso de que no estén disponibles, como se muestra en la Figura 2.1-1.
- Clasificación de columnas (columnas a flexión o cortante) y paredes de concreto reforzado.
- Agrupación de columnas y paredes de concreto reforzado.
- El Índice Sísmico de la Estructura, el cual es un factor característico para la Evaluación Sísmica Basada en el Procedimiento del Índice Sísmico, I_s , se calcula en cada nivel y en cada dirección horizontal principal del edificio. El Índice de Irregularidad, S_D , en el primer nivel de evaluación y el Índice de Edad de la Estructura puede ser aplicado para todos los niveles y direcciones horizontales principales.

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T$$

Ec. 3-1

Nota. Ec. (1) de Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (p.1-9) de la *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

Donde:

E_0 = Índice Básico de la Estructura;

S_D = Índice de Irregularidad de la Estructura; y

T = Índice de Tiempo de la Estructura.

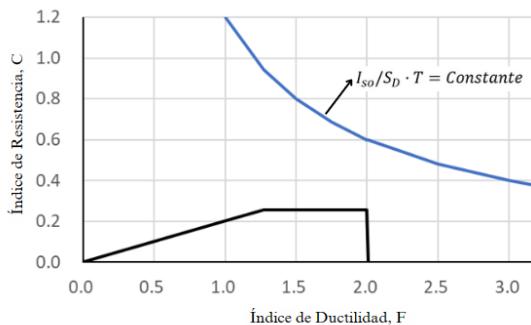
- Índice de Demanda Sísmica de la Estructura, I_{so} , basado en la aceleración espectral de respuesta de la NTDS 94. Introducido en detalle en el Capítulo 3.3.2 Índice de demanda sísmica, I_{so} .
- Valoración Si $I_s > I_{so}$; el desempeño sísmico del edificio es satisfactorio.
- Curva de relación $C \cdot F$. El índice sísmico de la estructura, I_s , muestra el desempeño sísmico de un edificio, este valor I_s es proporcional a $C \cdot F$ [Índice de resistencia (C) \times Índice de ductilidad (F)]

$$I_s \propto C \cdot F$$

Esta ecuación de “ $C \cdot F = constante$ ” es expresada mediante una curva hiperbólica de la relación $C \times F$, igualmente, I_{so} se expresa mediante una curva hiperbólica.

Por lo tanto, la relación $C \cdot F$ puede compararse con I_{so} o con $\frac{I_{so}}{S_D \cdot T}$

El valor de I_s se evalúa en cada dirección y en cada nivel. Los valores de C (índice de resistencia) y F (índice de ductilidad) se determinan para cada uno de los elementos verticales (columnas y paredes de concreto reforzado). Cabe señalar que F se calcula a partir de la relación de ductilidad, la cual se obtiene principalmente con base en la resistencia a la falla por cortante. Un ejemplo del desempeño sísmico por nivel y por dirección, expresado mediante la relación $C \cdot F$ en el caso del segundo nivel de evaluación, se muestra en la Figura 3.1-2. La línea continua de color negro—en este caso, una curva de comportamiento bilineal—se comparan con el desempeño sísmico objetivo, representado mediante una curva hiperbólica definida por $I_{so} / (S_D \cdot T)$. Es importante destacar que todos los valores son adimensionales. Esto permite visualizar de forma clara la insuficiencia tanto en resistencia como en ductilidad.



Relación de índice de resistencia e índice de ductilidad mediante líneas multilineales.

Figura 3.1-2 Métodos para Determinar el Comportamiento de Marcos de Concreto Reforzado

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Alcance de aplicación

En el presente Capítulo se presenta el alcance de aplicación para los edificios existentes de concreto reforzado:

1) Tipo de estructura

Se cubren las estructuras compuestas por marcos de concreto reforzado.

2) Número de niveles

Edificios desde baja a mediana altura, con un número máximo de 6 niveles.

3) Resistencia del concreto

Los edificios que posean concreto con resistencia a la compresión no menor a 13.5 N/mm^2 (135 kg/cm^2) están cubiertos por este procedimiento. En caso de concretos con resistencias menores a 13.5 N/mm^2 y tan bajas como 9.0 N/mm^2 (90 kg/cm^2), se deberá aplicar un coeficiente de reducción en la evaluación de la resistencia a cortante

1) Tipo de Estructura

Este capítulo cubre la evaluación sísmica de estructuras existentes compuestas por marcos de concreto reforzado. Otras estructuras tales como estructuras de acero y estructuras de mampostería no serán abordadas en la realización de este Manual, así como las mostradas a continuación:

a) Sistemas de losa plana

Existen edificios con sistemas de losa plana sin paredes estructurales de concreto reforzado. Este sistema estructural tendrá vulnerabilidades ya que su rigidez horizontal y resistencia es bajo. Deberá considerarse la disposición adecuada de elementos sismorresistentes tanto en planta como en elevación, y, evaluarse las losas de entrepiso para la transferencia de la carga sísmica. La evaluación de los sistemas de losa plana está, en principio, fuera del alcance de aplicación de este Manual y se requiere una evaluación cuidadosa por separado.

b) Edificios sin vigas de entrepisos parcialmente ni vigas de fundación

Existen edificios de concreto reforzado que no poseen vigas de entrepiso de manera parcial, ni losas de fundación. Debe procurarse que, para los edificios sin vigas de entrepiso, la resistencia horizontal en la parte superior e inferior de las columnas sea casi o igual a cero, reduciéndose así la capacidad de carga horizontal al aplicar esta condición. En caso de edificios que no posean vigas de fundación, se requiere la evaluación de la longitud efectiva de las columnas en el nivel de la planta baja considerando la condición de fundación para la evaluación de la resistencia en las columnas.

2) Número de Niveles

El límite aplicable del número de niveles suele ser de 6 niveles. En el caso de edificios de más niveles, aumenta el comportamiento a flexión o la deflexión axial de las columnas. Se permitirá aplicar edificios más altos incorporando el cambio de la fuerza axial de las columnas por la carga sísmica. En este Capítulo, el número máximo de niveles aplicado será generalmente de 6 niveles, y esta condición cubrirá la mayoría de los edificios de concreto reforzado existentes en El Salvador anteriores a la NTDS-94.

3) Resistencia del concreto

Se definirá que los concretos con resistencia no mayor a 13.5N/mm^2 , siendo este un concreto de baja resistencia. El concreto de baja resistencia no está cubierto en las normativas japonesas de evaluación sísmica y diseño de reforzamiento, sin embargo, existe un informe del comité de investigación especial para concreto reforzado de baja resistencia, publicado por la filial Chugoku del Instituto Japonés del Concreto (*Japan Concrete Institute*) en febrero de 2009. Este reporte especial cubre el concreto con de baja resistencia hasta 9.0 N/mm^2 . Para la resistencia a cortante en columnas, se sugiere proporcionar un coeficiente de reducción para el concreto de baja resistencia. Para más información, referirse a la sección 3.3.5 Índice de Resistencia, C

3.1.3. Definiciones

La terminología utilizada en este capítulo, a menos que se especifique lo contrario, se ha elaborado de acuerdo con la Norma para la Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado (*Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings*), 2011 (*the Japanese Standard*).

La siguiente terminología es generalmente utilizada en el Capítulo 3 y 3C, en conjunto con las siguientes definiciones.

(1) Índices para el desempeño sísmico de edificios

ÍNDICE SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA, I_s : Índice que representa el desempeño sísmico de la estructura.

NIVEL DE EVALUACIÓN: Grado de simplificación en el cálculo de índices, I_s . Existen 3 niveles de evaluación que van desde la más simple (primer nivel de evaluación) hasta la más detallada (tercer nivel de evaluación).

(2) Subíndices para el cálculo del índice sísmico de la estructura, I_s

ÍNDICE SÍSMICO BÁSICO DE LA ESTRUCTURA, E_o : Índice que representa el desempeño sísmico básico de una estructura, evaluándolo en función de su índice de resistencia, C , el índice de ductilidad, F , y el factor de modificación de cortante de entrepiso.

FACTOR DE MODIFICACIÓN DE CORTANTE DE ENTREPISO: Factor que normaliza el índice de resistencia, C , de los niveles superiores que equivale al coeficiente de cortante basal considerando el nivel de entrepiso y la distribución de la fuerza sísmica lateral.

ÍNDICE DE RESISTENCIA ACUMULADO, C_r : Índice de resistencia acumulado para los miembros en un nivel con relación al ángulo de deriva de entrepiso (índice de ductilidad) considerando la compatibilidad de elementos los elementos y modificado por el factor de modificación de cortante de entrepiso.

ÍNDICE DE RESISTENCIA, C : Resistencia lateral o capacidad de carga lateral de un elemento o nivel en términos del coeficiente de cortante, e.g. el cortante normalizado por el peso del edificio sostenido

ÍNDICE DE DUCTILIDAD, F : Índice que representa la capacidad de deformación de un elemento estructural.

ÍNDICE DE IRREGULARIDAD, S_D : Índice que modifica el índice sísmico básico de la estructura, E_o , en consideración del desbalance de la distribución de rigidez y/o de la irregularidad en planta y elevación estructural de un edificio.

ÍNDICE DE TIEMPO DE LA ESTRUCTURA, T : Índice que modifica el índice sísmico básico de la estructura, E_o , considerando tiempo de antigüedad de un edificio.

RESISTENCIA DE MATERIALES: Resistencia a la compresión del concreto y resistencia de fluencia del acero de refuerzo; que son utilizados para calcular la resistencia a flexión y cortante últimas de los elementos estructurales.

DEFORMACIÓN ÚLTIMA: Límite de deformación dentro del cual un elemento estructural puede soportar de forma estable su resistencia lateral y su carga axial durante un terremoto.

RAZÓN DE DUCTILIDAD (FACTOR): Relación entre la deformación última y la deformación de fluencia.

AGRUPACIÓN: Acción de reunir elementos estructurales con índices de ductilidad similares y ordenarlos como un grupo de miembros, para lo cual la suma de los índices de resistencia de los elementos del grupo se define como el índice de resistencia del grupo.

FACTOR DE EFECTO DE LA RESISTENCIA, α : Relación de resistencia lateral de un elemento a un determinado nivel de deformación de entrepiso y la resistencia lateral calculada en función de la compatibilidad.

COLUMNA: Elemento vertical con un punto de inflexión en su parte deformable. Existen columnas con o sin paredes laterales y columnas cortas.

COLUMNA CON PAREDES LATERALES: Elemento vertical que consiste en una columna con una o varias paredes laterales unidas monolíticamente, que se considera como una columna.

PARED CON COLUMNA (pared con columna colindante): Elemento vertical que consiste en una columna con una o más paredes laterales unidas monolíticamente, exceptuando el caso de una pared con dos columnas colindantes.

COLUMNA EXTREMADAMENTE CORTA: Columna con relación h_o/D (altura efectiva dividida entre el espesor) menor a 2.

ALTURA EFECTIVA DE UNA COLUMNA, h_o : Altura de la porción deformable en una columna, sin vigas, ni paredes

COLUMNA EXTREMADAMENTE FRÁGIL: Columna extremadamente corta cuya falla por cortante precede la fluencia por flexión.

FALLA POR FLEXIÓN EN COLUMNAS: Columna cuya fluencia por flexión precede a la falla por cortante.

FALLA POR CORTANTE EN COLUMNAS: Columna cuya falla por cortante precede a la fluencia por flexión.

COLUMNA GOBERNADA POR VIGA DE CORTE: Columna con desempeño sísmico es tal que se rige por vigas cuya falla por cortante precede a la fluencia por flexión.

PARED DE CONCRETO REFORZADO: Elemento vertical distinto de las columnas, que se clasifica en paredes de concreto reforzado con dos columnas colindantes, y paredes de concreto reforzado sin columnas colindantes.

PAREDES CON (DOS) COLUMNAS COLINDANTES: Pared de Concreto Reforzado con columnas colindantes en sus dos extremos, incluidas las de tipo secuencial en varios tramos.

PAREDES SIN COLUMNAS (COLINDANTES): Pared de concreto reforzado ubicadas fuera de los marcos.

PARED A FLEXIÓN DE CONCRETO REFORZADO: Pared de Concreto Reforzado cuya fluencia por flexión precede a la falla por cortante.

PARED DE CORTANTE DE CONCRETO REFORZADO: Pared de Concreto Reforzado cuya falla por cortante precede a la fluencia por flexión.

MARCO CON CONDICIÓN DE PISO BLANDO: Sistema de paredes de cortante de concreto reforzado de varios niveles y/o paredes no estructurales excepto en uno o pocos niveles, también llamado *Marco Pilotis*.

COLUMNA DE PISO BLANDO (COLUMNAS QUE SOPORTA LA PARED SUPERIOR): Columna localizada en un marco con piso débil directamente debajo de las paredes.

ESTADO ÚLTIMO DE LAS ESTRUCTURAS (O NIVEL): Estado en términos de deformación entre niveles o índice de ductilidad en el colapso total o parcial de la estructura, definido por la pérdida de carga gravitacional que conduce al estado de colapso vertical o el decaimiento de la resistencia lateral que conduce a una respuesta lateral inestable.

(3) Para la valoración de la seguridad sísmica de los edificios

ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA, I_{so} : Nivel estándar del índice sísmico necesario para que una edificación sea segura frente al riesgo sísmico de terremoto en el sitio del edificio, definido como la aceleración de espectro de respuesta de la NTDS 94.

3.1.4. Anotaciones

Las siguientes anotaciones figuran en la normativa japonesa y también son utilizadas en este manual:

- A_c : Área total de la sección transversal de las columnas (mm^2) en el piso de análisis, donde las áreas de las columnas colindantes en las paredes con una o dos columnas colindantes serán despreciadas en el cálculo.
- a_g : Área total de la sección transversal del acero de refuerzo (mm^2).
- a_h : Área transversal de un par de refuerzos laterales en paredes de cortante de Concreto Reforzado.
- A_i : Forma de distribución vertical de la fuerza sísmica lateral.
- A_{SC} : Área total de la sección transversal de columnas extremadamente cortas en el nivel en cuestión
- a_t : Área total de la sección transversal del acero de refuerzo a tensión en columnas (mm^2).
- a_{t1} : Área transversal del refuerzo de tensión de la columna colindante en el lado a tensión de la pared.
- a_{t2} : Área de la sección transversal del refuerzo de tensión en vigas (mm^2).
- a_{t3} : Área de la sección transversal del refuerzo de tensión en vigas en el caso de que la junta parcial se encuentre en el lado de compresión (mm^2).
- Σa_{wv} : Refuerzo vertical total en paredes de cortante de Concreto Reforzado (mm^2).
- A_{W1} : Área total de la sección transversal de las paredes de cortante Concreto Reforzado con dos columnas colindantes en el nivel y efectivas a la dirección de análisis. (mm^2).
- A_{W2} : Área total de la sección transversal de las paredes de cortante Concreto Reforzado con una columna colindante en el nivel y efectiva a la dirección de análisis (mm^2).
- A_{W3} : Área transversal total de las paredes de cortante de Concreto Reforzado sin Columnas en el nivel y efectiva para el nivel de análisis (mm^2).
- ΣA : Suma de las áreas transversales de columna y pared lateral, y pared de cortante de Concreto Reforzado (mm^2).
- b : Ancho de vigas y columnas (mm).
- b_e : Espesor equivalente de pared de cortante de Concreto Reforzado (mm),
- b_e : Ancho de viga de una viga con forma rectangular equivalente (mm).
- bF_i : Índice de ductilidad de viga a la izquierda y a la derecha del nodo calculado de acuerdo con el ítem (d).
- bM : Contribución de la viga colindante a la resistencia al momento de volteo de la pared en el nivel del entrepiso de análisis.
- bM_{ui} : Momento nodal a las resistencias últimas de las vigas de los lados izquierdo y derecho del nodo.
- bQ_{su} : Resistencia a cortante de la viga
- bQ_{mu} : Fuerza cortante en la falla por flexión de la viga, considerando el efecto de la fuerza cortante Q_o debido a la carga gravitacional.
- C_0 : Coeficiente de cortante basal (mayor 1.0).
- C_1 : Índice de resistencia C del primer grupo (con índice F bajo).
- C_2 : Índice de resistencia C del segundo grupo (con índice F mediano).
- C_3 : Índice de resistencia C del tercer grupo (con índice F alto).
- C_C : Índice de resistencia de columnas, exceptuando aquellas extremadamente cortas.
- cQ_{mu} : Fuerza cortante a la resistencia última por flexión de la columna.
- cQ_{su} : Resistencia última por cortante de la columna.
- cR_{30} : Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), 1/30.

- cR_{50} : Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), 1/50.
 cR_{150} : Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), 1/150.
 cR_{250} : Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), 1/250.
 cR_{mp} : Ángulo de deriva plástica (medido en la altura libre de la columna).
 cR_{mu} : Ángulo de deriva en la resistencia última a la flexión de la columna (medido en la altura libre de la columna).
 cR_{my} : Ángulo de deriva de fluencia de la columna (medido en la altura libre de la columna).
 C_{SC} : Índice de resistencia de columnas extremadamente cortas.
 C_{TU} : Índice de resistencia acumulativo en la deformación última de la estructura.
 C_W : Índice de resistencia de paredes concreto reforzado.
 $c\alpha$: Factor de resistencia efectiva de la columna.
 $c\varepsilon_B$: Deformación unitaria de compresión en la resistencia del concreto.
 $c\tau_{mu}$: Esfuerzo cortante unitario en la resistencia a flexión de la columna.
 $c\tau_u$: Esfuerzo cortante unitario en el estado último de las columnas.
 D : Espesor de columnas y vigas (peralte en vigas).
 D_c : Espesor de la columna.
 D_s : Deformabilidad y factor de amortiguación de la estructura.
 d : Largo efectivo de columnas y vigas (peralte efectivo en vigas).
 d_b : Diámetro de la varilla de acero de refuerzo a flexión de la columna.
 d_e : Distancia desde el centro de las varillas de acero de refuerzo de tensión hasta la fibra extrema de la pared lateral/ de apoyo/ colgante en el lado a compresión (mm).
 F_{es} : Factor de forma para considerar el efecto del desequilibrio de la rigidez vertical y la excentricidad.
 F_C : Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2), que puede considerarse la resistencia especificada de diseño del concreto.
 F_{SC} : Índice de ductilidad de columnas extremadamente cortas.
 F_W : Índice de ductilidad de paredes de Concreto Reforzado.
 G : Índice de terreno.
 h : Altura de nivel.
 h_0 : Altura libre de columna.
 H_0 : Altura estándar de la columna desde la parte inferior de la viga del piso superior hasta la superficie de la losa del piso inferior.
 h' : La altura desde el nivel del piso en cuestión hasta la parte superior de la viga cuyo refuerzo a flexión se cuenta en $\sum a_{tg}$.
 h_{Co} : Altura de inflexión calculada para columnas.
 h_{Cwo} : Altura de inflexión calculada para paredes.
 h_i : Altura de claro.
 h_s : Altura de pared de apoyo o colgante (mm).
 h_w : Altura desde el nivel de piso en cuestión hasta la parte superior de la pared de varios niveles.
 h_{wo} : Altura de inflexión calculada para paredes con dos columnas colindantes.
 i : Número del nivel para la evaluación, donde el primer nivel se numera como 1 y el nivel superior como n .
 j : Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión.
 j_e : Distancia entre los centroides de las porciones de tensión y compresión.
 L : Longitud estándar o media de los tramos en la dirección de análisis.
 L' : Longitud total, incluida la longitud de las paredes laterales.
 L_j : Longitud de la pared de Concreto Reforzado en porción unitaria.

L_w	: Longitud de la pared lateral (longitud total de las paredes laterales en caso de que se sitúen a ambos lados de una columna).
l	: Longitud total de la pared, incluida la longitud de las columnas.
l_i	: Longitud de claro
l_w	: Distancia entre los centros de las columnas colindantes de la pared (mm).
M/Q	: Longitud del tramo de cortante.
N	: Número de niveles inspeccionados.
N	: Fuerza axial (N).
N	: Fuerza axial total en las columnas colindantes unidas a la pared de Concreto Reforzado.
n	: Número de niveles de un edificio.
nF_b	: Índice de ductilidad del nodo determinado a partir de las vigas.
nF_c	: Índice de ductilidad de la columna por encima y por debajo del nodo.
nF_i	: Índice de ductilidad del nodo situado en la parte superior o inferior de la columna.
nM_{ui}	: Momento nodal en la parte superior o inferior de la columna en el mecanismo de fallo.
N_{max}	: Resistencia a la compresión axial.
N_{min}	: Resistencia a la tensión axial.
N_s	: Fuerza axial adicional de la columna debida a terremotos.
p_s	: Relación de refuerzo cortante de la pared de Concreto Reforzado.
P_{se}	: Equivalent lateral reinforcement ratio of RC wall.
p_{sh}	: Coeficiente de refuerzo cortante horizontal de la pared lateral.
p_t	: Relación de refuerzo a tensión (%).
p_{te}	: Relación de refuerzo de tensión equivalente de la pared de Concreto Reforzado (%).
p_w	: Relación de refuerzo cortante.
$Q_{(F1)}$: Fuerza cortante en la capacidad de deformación R_1 de una columna del segundo grupo y grupos superiores.
Q_{mu}	: Fuerza cortante en el momento de la fluencia por flexión de una columna en el segundo grupo y grupos superiores.
Q_{su}	: Resistencia a cortante de una columna en el segundo grupo y grupos superiores.
Q_u	: Capacidad de carga lateral última de los elementos verticales del nivel de análisis.
Q_{ud}	: Fuerza sísmica de demanda para cada nivel.
Q_{un}	: Capacidad calculada de una estructura.
R_{250}	: Ángulo de deriva estándar de entrepisos, $R_{250} = 1/250$.
R_{mu}	: Ángulo de deriva de entrepisos en la capacidad de deformación última en caso de fallo por flexión del elemento de columna.
R_{my}	: Ángulo de deriva de entrepisos de fluencia.
R_{su}	: Ángulo de deriva de entrepisos en la capacidad de deformación última en fallo por cortante del miembro columna.
R_t	: Coeficiente de respuesta en función del período y condición del suelo.
R_y	: Deformación de fluencia en términos de ángulo de deformación de entrepisos.
s	: Separación de estribos.
$s\sigma_{wy}$: Resistencia de fluencia de refuerzo por cortante (N/mm^2).
$s\varepsilon_y$: Deformación unitaria de fluencia del refuerzo a flexión de la viga.
t	: Espesor de la pared lateral del ala en el lado a compresión (mm).
t_s	: Espesor de concreto restante de la junta parcial (mm).
W	: Peso sísmico total del nivel y por superiores.

- wM : Resistencia al momento de la pared al nivel del piso de análisis.
 wQ_{mu} : Fuerza cortante en la resistencia a flexión de la pared de Concreto Reforzado.
 wQ_{ru} : Fuerza cortante en la resistencia al volteo de la pared de Concreto Reforzado.
 wQ_{su} : Resistencia última a cortante de la pared de Concreto Reforzado.
 α_1 : Factor de resistencia efectiva de las columnas en la deformación última de las paredes de Concreto Reforzado.
 α_2 : Factor de resistencia efectiva de las paredes en la deformación última de las columnas extremadamente cortas.
 α_3 : Factor de resistencia efectiva de las columnas en la deformación última de las columnas extremadamente cortas.
 α_j : Factor de resistencia efectivo en el j -ésimo grupo en la deformación última R_1 correspondiente al primer grupo. (factor de ductilidad de F_1).
 α_m : Factor de resistencia efectiva de una columna al fallo a flexión.
 α_s : Factor de resistencia efectiva de una columna de fallo por cortante.
 β : Longitud de la pared lateral en el lado a compresión dividida por D.
 γ : Factor de precisión en el cálculo de la resistencia al levantamiento de la pared de Concreto Reforzado.
 μ : Razón de ductilidad
 ΣA : Sección transversal de la pared de Concreto Reforzado con columna.
 $\Sigma_c M$: Suma de los momentos nodales en las resistencias últimas de las columnas de los niveles ui superior e inferior.
 $\Sigma_b M$: Suma de los momentos nodales en las resistencias últimas de las vigas de los lados izquierdo ui y derecho.
 $\sum A_f$: Superficie total soportada por el nivel de análisis (m^2).
 $\sum W$: Peso sísmico total (carga muerta más carga viva para el cálculo sísmico) soportado por el nivel de análisis.
 σ_B : Resistencia a la compresión del concreto para evaluación
 σ_{sy} : Resistencia de fluencia del refuerzo horizontal a cortante en la pared lateral (N/mm^2).
 σ_y : Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo (N/mm^2).
 σ_{wy} : Resistencia de fluencia del refuerzo cortante de la columna (N/mm^2).
 σ_0 : Esfuerzo axial en la columna (N/mm^2).
 σ_{0e} : Esfuerzo axial en la pared.
 τ_C : Esfuerzo unitario cortante en el estado último de las columnas.
 τ_{SC} : Esfuerzo unitario cortante en el estado último de las columnas extremadamente cortas.
 τ_{W1} : Esfuerzo unitario cortante en el estado último de paredes con dos columnas colindantes.
 τ_{W2} : Esfuerzo unitario cortante en el estado e último de paredes con dos columnas colindantes.
 τ_{W3} : Esfuerzo unitario cortante en el estado último de paredes sin columnas.

3.2. Primer Nivel de Evaluación

En la evaluación de primer nivel de la normativa japonesa, se consideran tres tipos de elementos verticales: paredes de concreto reforzado, columnas y columnas extremadamente cortas. Las columnas extremadamente cortas son causadas por paredes, siendo estos elementos no estructurales. En El Salvador, es poco usual que se utilicen sistemas estructurales conformados por paredes de concreto reforzado por lo que en este manual se excluye el análisis con el primer nivel de evaluación para edificios existentes con paredes de concreto reforzado. En cuanto a las columnas extremadamente cortas, se requiere de mayor investigación en cuanto a los efectos de las paredes existentes de ladrillo de barro cocido y bloques de concretos ligados a las columnas.

Por tratarse de un método de evaluación simple y que no hay información de la relación entre el valor calculado de I_s , y los daños sísmicos en El Salvador, se recomienda prestar más atención sobre el uso para la valoración final de seguridad de la estructura. Este método es útil para aplicar la agrupación de edificios, clasificándolos de acuerdo con su desempeño sísmico.

3.2.1. Generalidades

(1) Concepto:

El primer nivel de evaluación sísmica es un método mediante el cual se evalúa la capacidad sísmica de un edificio de concreto reforzado existente, a través del índice sísmico de la estructura I_s .

(2) Metodología

- Cálculo del Índice Sísmico de la Estructura, I_s , en cada nivel y en cada dirección horizontal principal del edificio. El Índice de Irregularidad, S_D , en el primer nivel de evaluación y el Índice de Tiempo de la Estructura puede ser aplicado para todos los niveles y direcciones horizontales principales del edificio evaluado.

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T$$

Ec. 3-1

Nota. Eq. (1) de Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete building (p. 1-9) por la Japan Building Disaster Prevention Association JBDPA. 2001.

Donde:

E_0 = Índice Básico de la Estructura;

S_D = Índice de Irregularidad de la Estructura; y

T = Índice de Tiempo de la Estructura.

- Índice de Demanda Sísmica de la Estructura, I_{so} , basado en la aceleración espectral de respuesta de la Normativa vigente
- Criterio para valoración

Se compara el Índice sísmico de la estructura I_s , con el Índice de demanda sísmica de la estructura, I_{so} .

Si se cumple la condición $I_s \geq I_{so}$, entonces el desempeño sísmico del edificio evaluado es teóricamente como satisfactorio; sin embargo, se recomienda suma atención a la valoración de la seguridad sísmica del primer nivel de evaluación.

Para más información, consulte el Capítulo 3.1 Generalidades

3.2.2. Índice Sísmico Básico de la Estructura, Eo

(1) General

El índice sísmico básico de la estructura, Eo , evalúa el desempeño básico de la estructura mediante la suposición que los demás subíndices son unitarios, y es calculado para cada nivel en cada dirección. El índice sísmico básico de la estructura del i – ésmo nivel de un edificio de n – niveles viene dado como un producto del índice de resistencia, C , y el índice de ductilidad, F . Adicionalmente, el factor de modificación de cortante por nivel, el cual se expresa simplemente como $(n + 1)/(n + i)$ en las Ecuaciones 1-2 y 1-3, podrá modificarse en función de la distribución lateral de fuerzas sísmicas.

(2) Cálculo de Eo

Los elementos estructurales verticales serán clasificados en tres categorías enlistadas en la Tabla 3.2-1, según el procedimiento del primer nivel de evaluación, donde el índice sísmico básico de la estructura será calculado en base a una evaluación aproximada del índice de resistencia, C , el índice de ductilidad, F , y el factor de resistencia efectiva, α

Tabla 3.2-1 Clasificación de Elementos Verticales Según el Primer Nivel de Evaluación

Elemento vertical	Definición
Columna	Columnas con relación h_0/D mayor a 2
Columna extremadamente corta	Columnas con relación h_0/D menor a 2
Pared de concreto reforzado	Paredes de concreto reforzado, incluyendo aquellas sin columnas colindantes.

Nota. Adaptado de “Table 1 – Classification of vertical members in the first level screening procedure” de Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p.1-9), por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

Nota:

h_0 : altura libre de la columna; se considera que las paredes son igual de resistentes que las paredes no estructurales de concreto reforzado.

D: Espesor de la columna.

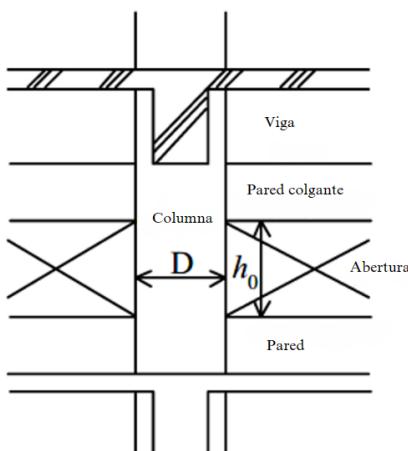


Figura 3.2-1 Altura Libre y Espesor de Columna

Nota. Adaptado de “Figure I Clear height and depth of column” de Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-10), por *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_w + \alpha_1 C_c) \cdot F_w \quad \text{Ec. 3-2}$$

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \cdot F_{sc} \quad \text{Ec. 3-3}$$

Nota. Eq. (2) y Eq. (3) de Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (p.1-10) de la *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

En caso de que no haya paredes de concreto reforzado ni columnas extremadamente cortas, las Ec. 3-2 y Ec. 3-3 se transforman de la siguiente manera.

$$E_o = \frac{(n+1)}{(n+i)} \cdot (C_c \cdot F_{of\,c}) \quad \text{Ec. 3-4}$$

Donde

- n = Número de niveles del edificio.
- i = Número de niveles para evaluar, donde el primer nivel será numerado como 1 y el nivel superior como n .
- C_c = Índice de resistencia de la columna, calculado de acuerdo con la Ecuación (8) de la sección 3.2.
- C_w = Índice de resistencia de las paredes de concreto reforzado, calculado según la Ecuación (7).
- C_{sc} = Índice de resistencia de las columnas extremadamente cortas, calculado según la Ecuación (Ec. 3-6).
- α_1 = Factor de resistencia efectiva de las columnas en la deformación última de la pared de concreto reforzado, que puede tomarse como 0.7.
- α_2 = Factor de resistencia efectiva de la pared de concreto reforzado en la deformación última de las columnas extremadamente cortas, que puede tomarse con un valor de 0.7. Si no hay paredes de concreto reforzado, este factor no se considera.
- α_3 = Factor de resistencia efectiva de la columna en la deformación última de la columna extremadamente corta, que puede tomarse con un valor de 0.5
- $F_{de\,c}$ = Índice de ductilidad de la columna, el cual es 1, tal y como se muestra en la Tabla 3.2-2 del Capítulo 3.
- F_w = Índice de ductilidad de las paredes de concreto reforzado, que puede tomarse como 1.0.
- F_{sc} = Índice de ductilidad de la columna extremadamente corta, el cual podrá tomarse como 0.8.

3.2.3. Índice de resistencia, C

Los métodos para calcular el índice de resistencia, C , de los elementos verticales para cada nivel de un edificio son introducidos en esta sección. Según los procedimientos del primer nivel de evaluación, el índice de resistencia, C , se calculará aproximadamente utilizando el área de la sección transversal de las paredes y columnas de concreto reforzado.

En la normativa japonesa, se considera la aplicación de paredes de concreto reforzado y las columnas extremadamente cortas que son causadas por paredes de concreto reforzado colindantes, pero debido a que son casos poco comunes en El Salvador, dicha condición se omitirá en este Manual por lo cual la Ecuación (7) no se encontrará incluida. Las Ec. 3-5 y Ec. 3-6 muestran el índice de resistencia de columnas y de columnas extremadamente cortas respectivamente y se determinan como se muestra a continuación.

$$C_c = \frac{\tau_c \cdot A_c}{\sum W} \cdot \beta_c \quad \text{Ec. 3-5}$$

$$C_{sc} = \frac{\tau_{sc} \cdot A_{sc}}{\sum W} \cdot \beta_c \quad \text{Ec. 3-6}$$

$$\beta_c = \frac{F_c}{20} \quad \text{si } F_c \leq 20$$

$$\beta_c = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \text{si } F_c > 20 \quad \text{Ec. 3-7}$$

Nota. Eq. (8), Eq. (9) y Eq. (10) Respectivamente de Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (p.1-15) de la *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

Donde:

C_c = Índice de resistencia de las columnas.

C_{sc} = Índice de resistencia de las columnas extremadamente cortas.

τ_c = Esfuerzo cortante promedio en el estado último de las columnas, puede ser tomado como 1N/mm^2 o 0.7N/mm^2 en caso de que la relación h_0/D sea mayor a 6.

A_c = Área total de la sección transversal de las columnas (mm^2) en el nivel de análisis.

A_{sc} = Área total de la sección transversal de columnas extremadamente cortas en el nivel en cuestión.

ΣA_t = Superficie total soportada por el nivel de análisis (m^2).

ΣW = Peso sísmico total (carga muerta más carga viva para el cálculo sísmico) soportado por el nivel de análisis, el cual puede estimarse de manera aproximada, suponiendo un peso unitario de cada nivel como 12kN/m^2 .

F_c = Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2), que puede considerarse la resistencia especificada de diseño del concreto en caso de que no se haya realizado un estudio especial, pero que no debe superar los 20N/mm^2 .

3.2.4. Índice de Ductilidad, F

El índice de ductilidad de un elemento vertical se evaluará considerando: el nivel de evaluación, el modo de falla y la capacidad de deformación del elemento, así como la respuesta al terremoto.

Para el primer nivel de evaluación, este índice debe seleccionarse de acuerdo con la Tabla 3.2-2, de acuerdo con la clasificación de elementos verticales. La definición del índice de ductilidad, F , se explicará en el Capítulo 3.3 correspondiente al segundo nivel de evaluación.

Tabla 3.2-2 Índice de Ductilidad Según el Primer Nivel de Evaluación

Elemento Vertical	Índice de Ductilidad, F .
Columna ($h_o/D > 2$).	1.0
Columna extremadamente corta ($h_o/D \leq 2$).	0.8
Pared de concreto reforzado.	1.0

Nota. Adaptado de “Table 5 – Ductility Index in the first level screening” de Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-19), por *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

3.2.5. Índice de Irregularidad, S_D

(1) A continuación, se enumeran los elementos que deben considerarse:

- Elementos relacionados con las vistas en planta de los niveles del edificio (relacionados con la integridad estructural de las plantas) regularidad, relación de aspecto, parte estrecha, junta de dilatación, vanos en planta (tamaño y ubicación)
- elementos relacionados con el plano de sección (con la integridad estructural del plano de sección), existencia de sótano, uniformidad de la altura de los niveles, existencia de pilotis).

(2) Proceso de cálculo:

El índice de irregularidad se calculará como el producto geométrico del grado de incidencia, q_{1i} , calculado según la Ec. 3-8 que se deriven del índice de grado G_i , y del factor de ajuste de rango, R_{1j} , de acuerdo con la clasificación dado en la Tabla 3.3-2 del capítulo 3.3.7

$$S_{D1} = q_{1a} \times q_{1b} \times \dots \times q_{1n} \quad \text{Ec. 3-8}$$

Nota. Eq. (28) de Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (p.1-25) de la *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

Donde:

$$q_{1i} = [1 - (1 - G_i) \cdot R_{1j}] \quad i = a, b, c, d, e, f, i, j, l, n$$

$$q_{1i} = [1.2 - (1 - G_i) \cdot R_{1j}] \quad i = h$$

3.2.6. Índice de Tiempo de la Estructura, T

El índice de tiempo de la estructura, para el primer nivel de evaluación, se determinará según los resultados de la Tabla 3.2-3

Tabla 3.2-3 Índice de Tiempo según el primer nivel de evaluación

[A] Ítem que debe comprobarse	[B] Grado	[C] Valor de T	[D] Elemento que se deberá comprobar en el segundo nivel de evaluación
Deflexión	Se observa inclinación del edificio o un asentamiento irregular evidente	0.70	Agrietamiento estructural y deflexión

[A] Ítem que debe comprobarse	[B] Grado	[C] Valor de T	[D] Elemento que se deberá comprobar en el segundo nivel de evaluación
	El terreno solía utilizarse como vertedero	0.90	
	Se puede observar visualmente la deflexión de vigas y columnas	0.90	
	No corresponde	1.00	
Agrietamientos en paredes y columnas	Se observa una fuga con lixiviado de óxido del acero de refuerzo en columnas	0.80	Agrietamiento estructural y deflexión
	Fácilmente se observan grietas con grado de inclinación en columnas	0.90	
	Incontables grietas se observan en paredes externas.	0.90	
	Se observa una filtración de agua lluvia sin oxidación del acero de refuerzo	0.90	
	No corresponde	1.00	
Antecedentes de incendios	Queda rastro evidente por incendios	0.70	Agrietamiento estructural y deflexión Deterioro y envejecimiento
	Se ha experimentado, pero no quedó rastro	0.80	
	No ha experimentado incendios	1.00	
Ocupación	Agentes químicos han sido utilizados	0.80	Deterioro y envejecimiento
	No corresponde a lo anterior	0.90	
Edad del edificio	30 años o mayor	0.80	Deterioro y envejecimiento
	20 años o mayor	0.90	
	19 años o menor	1.0	
Condiciones del acabado	Se observa un desprendimiento considerable de la superficie de acabado debido al paso del tiempo	0.90	Deterioro y envejecimiento
	Se observa un desprendimiento y deterioro del acabado interno	0.90	
	No hay inconvenientes	1.00	

Nota. Adaptado de “Table 7 Time index T by the first level inspection” de Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-30) por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

3.2.7. Índice Sísmico de la Estructura, I_s

Se calculará del Índice Sísmico de la Estructura, I_s , en cada nivel y en cada dirección horizontal principal del edificio. El Índice de Irregularidad, S_D , en el primer nivel de evaluación y el Índice de Tiempo de la Estructura puede ser aplicado para todos los niveles y direcciones horizontales principales del edificio evaluado.

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad \text{Ec. 3-1}$$

Donde:

E_0 = Índice Básico de la Estructura;

S_D = Índice de Irregularidad de la Estructura; y

T = Índice de Tiempo de la Estructura.

3.2.8. Índice de Demanda Sísmica de la Estructura, I_{so}

El índice de demanda sísmica, I_{so} , se basa en la aceleración del espectro de respuesta de la NTDS 94, se introducen en detalle en la sección 3.3 Segundo Nivel de Evaluación. de este Manual.

3.2.9. Valoración

Se hace la comparación del Índice sísmico de la estructura, I_s , con el Índice de demanda sísmica de la estructura I_{so} .

Si $I_s \geq I_{so}$; el desempeño sísmico del edificio es teóricamente satisfactorio, pero se recomienda una mayor atención a la valoración sobre la seguridad sísmica en el caso del primer nivel de evaluación.

3.3. Segundo Nivel de Evaluación.

Este tipo de evaluación supone el colapso de elementos verticales como columnas y paredes de concreto reforzado. Supone que las vigas con losas de entepiso son fuertes y rígidas. En cuanto a las notaciones y el ámbito de aplicación del segundo nivel de evaluación, referirse al Capítulo 3.1 Generalidades.

3.3.1. Generalidades (Índice Sísmico de la Estructura, I_s)

El Índice sísmico de la estructura I_s , será calculado de acuerdo con la Ec. 3-1 en cada nivel y en cada dirección horizontal principal del edificio.

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad \text{Ec. 3-1}$$

Donde:

E_0 = Índice Sísmico Básico de la Estructura;

S_D = Índice de Irregularidad de la Estructura; y

T = Índice de Tiempo de la Estructura.

El Índice de irregularidad, S_D , y el Índice de Tiempo de la estructura, T , en el primer nivel de evaluación pueden utilizarse comúnmente para todos los niveles y direcciones.

En el caso que S_D y T sean igual a 1.0; el Índice sísmico de la estructura, I_s , será igual a E_0 .

3.3.2. Índice de Demanda Sísmica, I_{so}

El Índice sísmico de la estructura, I_s , se compara con el Índice de demanda sísmica, I_{so} , este último se define mediante con el espectro de diseño de aceleración de respuesta de la NTDS 94 tal y como se muestra en la Figura 3.3-1.

$$Cs = \frac{A \cdot I \cdot Co}{R} \cdot \left(\frac{T_0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ec. 3-9}$$

Nota. Ec. (4.2) de Norma Técnica de Diseño por Sismo (p. 7) del Ministerio de Obras Públicas (MOP) y Asociación de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), 1994.

Si $T \geq T_0$

$$Iso = Cs \cdot R = A \cdot I \cdot Co \cdot \left(\frac{T_0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ec. 3-10}$$

Si $T < T_0$

$$Iso = A \cdot I \cdot Co \quad \text{Ec. 3-11}$$

Si $T < T_m$

$$Iso = 0.4 + 6T \quad (\text{Tipo de suelo S1})$$

$$Iso = 0.4 + 4.192T \quad (\text{Tipo de suelo S2})$$

$$Iso = 0.4 + 4.0T \quad (\text{Tipo de suelo S3}) \quad \text{Ec. 3-12}$$

$$Iso = 0.4 + 2.667T \quad (\text{Tipo de suelo S4})$$

$$T = C_t \cdot h n^{\frac{3}{4}} \quad \text{Ec. 3-13}$$

Donde:

T = Período fundamental del edificio (s).

C_t = Coeficiente numérico en base al tipo de estructura, 0.073 para edificios de concreto reforzado

h_n = Altura estructural del edificio (m).

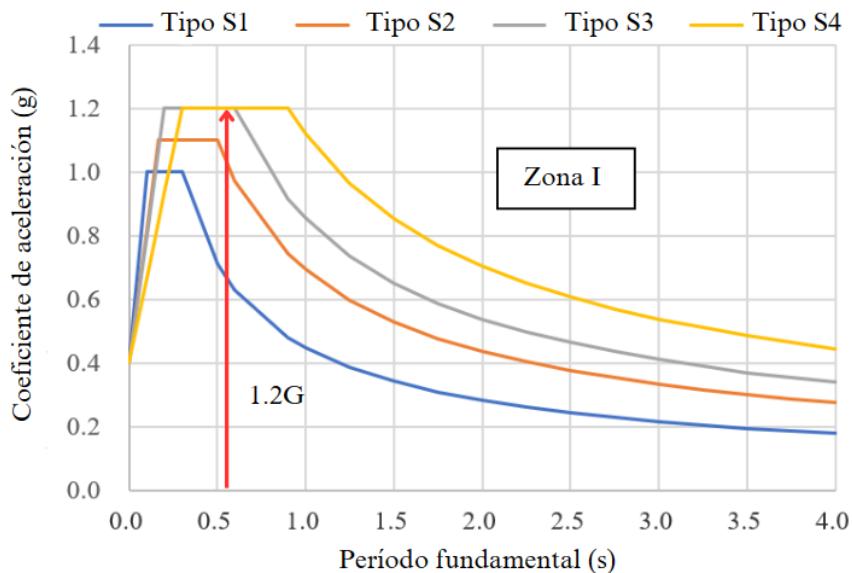


Figura 3.3-1 Espectro de diseño de aceleración de respuesta (Zona 1)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

3.3.3. Valoración en Materia de Seguridad Sísmica

A continuación, se muestran los principios básicos en materia de seguridad sísmica:

- (1) La seguridad sísmica se valorará mediante una evaluación global basada en la evaluación sísmica. Se recomienda conducir una evaluación sísmica de los elementos no estructurales.
- (2) La seguridad sísmica será valorada mediante la Ec. 3-14.

$$I_s \geq I_{so} \quad \text{Ec. 3-14}$$

Nota. Eq. (37) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-39) del Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

Donde:

- I_s = Índice sísmico de la estructura
 I_{so} = Índice de demanda sísmica de la estructura

Si la Ec. 3-14 se satisface, se considera que el edificio es “Seguro – El edificio posee la capacidad sísmica requerida contra los movimientos esperados debido a los terremotos”. Caso contrario, el edificio debe evaluarse como “Incierto” en base a su seguridad estructural.

3.3.4. Índice Sísmico Básico de la Estructura, E_o

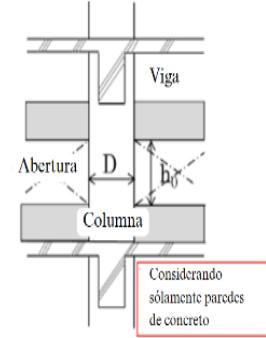
Los elementos estructurales verticales se clasificarán en 5 categorías, enlistadas en la Tabla 3.3-1 según los procedimientos del segundo nivel de evaluación, donde el índice sísmico básico de la estructura, E_o se calculará en base al índice de rigidez C , y el índice de ductilidad, F . El índice de resistencia, C , y el índice de ductilidad, F , serán evaluados con las provisiones descritas en este capítulo.

El desempeño sísmico básico de la estructura es directamente proporcional al producto del Índice de resistencia, C , por el Índice de Ductilidad, F

$$\text{Desempeño sísmico básico} \propto \text{Índice de resistencia, } C \times \text{Índice de ductilidad, } F$$

El índice sísmico básico de la estructura, E_o , se tomará como el resultado mayor de las Ec. 3-15 y la ecuación 3-15 (Consultar Anexo 3 Capítulo 3). La Ec. 3-15 se aplica a estructuras de ductilidad dominante; mientras que la Ec. 3-15 se aplica a estructuras de resistencia dominante. De igual manera, una versión transformada de la Ec. 3-15 se propone en caso de que el Índice de ductilidad en cada columna sea similar.

Tabla 3.3-1 Clasificación de Elementos Verticales en Base en su Modo de Falla

Elemento vertical	Definición	
Paredes de fallo por cortante	Paredes de concreto reforzado cuya falla por cortante precede a la fluencia por flexión.	
Paredes de falla por flexión	Paredes de concreto reforzado cuya fluencia por flexión precede a la falla por cortante.	
Columnas de fallo por cortante.	Columnas cuyo fallo por cortante precede a la fluencia por flexión, excepto en el caso de las columnas extremadamente frágiles.	
Columnas de fallo por flexión	Columnas cuya fluencia por flexión precede a la falla por cortante.	
Columnas extremadamente frágiles.	Columnas cuya relación h_o/D es igual o menor a 2 y cuya falla por cortante precede a la fluencia por flexión. Además, se supone que las paredes de relleno poseen una resistencia comparable como las paredes de concreto reforzado. h_o =Altura libre de la columna, D =Espesor de la columna.	

Nota. Adaptado de “Table 2 – Classification of vertical members based on failure modes in the second level screening procedure” de Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-11) por *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

1) Índice sísmico básico, estructuras de ductilidad dominante, Ecuación 3-14

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad \text{Ec. 3-15}$$

Nota. Eq. (4) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-11) del Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

Donde:

$$E_1 = C_1 \cdot F_1;$$

$$E_2 = C_2 \cdot F_2;$$

$$E_3 = C_3 \cdot F_3;$$

$\frac{n+1}{n+i}$ = Factor de modificación de cortante de entrepiso; n = número de niveles;

C_1 = Índice de resistencia del primer grupo (con índice F bajo);

C_2 = Índice de resistencia del segundo grupo (con índice F mediano);

C_3 = Índice de resistencia del tercer grupo (con índice F alto);

F_1 = Índice de ductilidad del primer grupo;

F_2 = Índice de ductilidad del segundo grupo;

F_3 = Índice de ductilidad del tercer grupo

Para el cálculo de E_o mediante la Ec. 3-15, los elementos verticales deberán de clasificarse de acuerdo con sus índices de ductilidad, F , y se en tres grupos, o menos, definidos como:

- Primer grupo
- Segundo grupo, y
- Tercer grupo.

Esta clasificación se hará en base a qué tan bajo, o qué tan alto, sea el valor del índice de ductilidad de cada grupo, siendo el primer grupo con el índice de ductilidad más bajo y el tercer grupo, el más alto. El índice de ductilidad del primer grupo deberá tomarse como un valor mayor a 1.0.

Los detalles del índice sísmico básico para las estructuras dominadas por resistencia se muestran en el ANEXO 3 de este Capítulo 3.

2) Índice sísmico básico simplificado de la estructura

En caso de que el índice de ductilidad, F , de cada elemento sea un valor similar, se utilizará la siguiente ecuación mediante la aplicación del menor valor de F .

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C \times F) \quad \text{Ec. 3-16}$$

Donde:

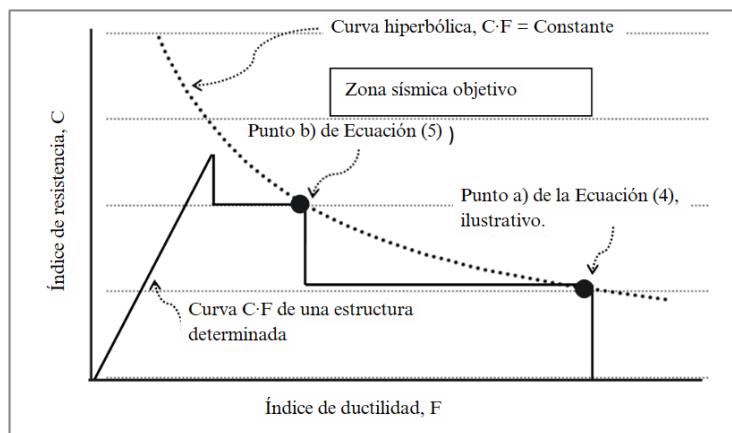
$\frac{n+1}{n+i}$ = Factor de modificación de cortante por entrepiso

n = número de niveles; i = nivel analizado

C = índice de resistencia.

F = índice de ductilidad

Cabe destacar que el punto correspondiente a la Ecuación 1-16 es meramente ilustrativo en esta figura en particular.

Figura 3.3-2 Explicación de los Puntos de las Ecuaciones (1-15) y (1-16) en la Figura *C-F*

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

3.3.5. Índice de Resistencia, *C*

Los métodos para calcular el índice de resistencia, *C*, de los elementos verticales de cada nivel se describen en esta sección.

1) Principios

El índice de resistencia, *C*, en el procedimiento del segundo nivel de evaluación se calculará a partir de la capacidad de carga lateral última de los elementos verticales (columnas y paredes de concreto reforzado) basándose en el supuesto de que las vigas son suficientemente resistentes.

Los modos de falla de los elementos verticales se clasificarán de acuerdo con la Tabla 3.2-1, comprando la resistencia última a cortante, Q_{su} , y la fuerza cortante, Q_{mu} , a la resistencia última a flexión, M_u . Las alturas de inflexión para los cálculos de Q_{su} y Q_{mu} deben especificarse como se especifica en el literal (c) en caso de que no existan consideraciones especiales.

2) Cálculo de la resistencia última de los elementos

Las fórmulas, o métodos, que estiman el límite inferior de la resistencia real deben utilizarse en el cálculo de la resistencia última a cortante, Q_{su} , mientras que las fórmulas que estiman la resistencia promedio deben utilizarse en el cálculo de la resistencia última a flexión M_u . Las fórmulas dadas en las Disposiciones Complementarias de la normativa japonesa pueden utilizarse en caso de que no haya consideraciones especiales. Para el cálculo de la resistencia última de los elementos verticales se recomienda utilizar las resistencias de los materiales basadas en el ensayo de materiales para la resistencia a compresión del concreto y resistencia de fluencia del acero de refuerzo. Cuando la resistencia a la compresión del concreto sea inferior a $13,5\text{N/mm}^2$, se recomienda revisar la resistencia al cortante utilizando el factor de reducción para concreto de baja resistencia.

3) Identificación de los modos de fallo y cálculo de la capacidad de carga lateral última

El valor más bajo entre Q_{mu} y Q_{su} será definido como la capacidad de carga lateral última del elemento vertical, Q_u . La fuerza cortante, Q_{mu} (M_u/h), asociada a la resistencia a flexión última, M_u , y a la resistencia a cortante, Q_{su} , se calculará utilizando la siguiente altura de inflexión, M/Q , en caso de que no haya consideraciones especiales.

a) Altura de Inflexión (M/Q)

- (i) Para columnas: $h_{CO}=h_o/2$; donde h_o es la altura efectiva.
 $h=h_o \cdot M_B/(M_T+M_B)$, en caso de que la resistencia a flexión última sea diferente en la parte superior e inferior de la columna.
 Donde M_t y M_B son los valores de resistencia a flexión última en la parte superior e inferior de la columna respectivamente.

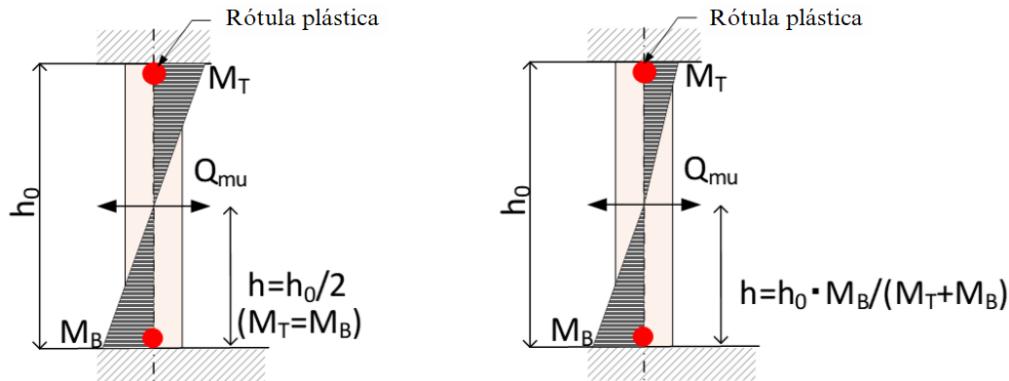


Figura 3.3-3 Altura de inflexión de columnas

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

- (ii) Para paredes de concreto reforzado con dos columnas colindantes en cada lado: $h = h_w/2$. Donde h_w es la altura del nivel en cuestión hasta la parte superior de la pared; $h = h_w$ en caso de que la altura de la pared sea igual a la altura del nivel en cuestión.

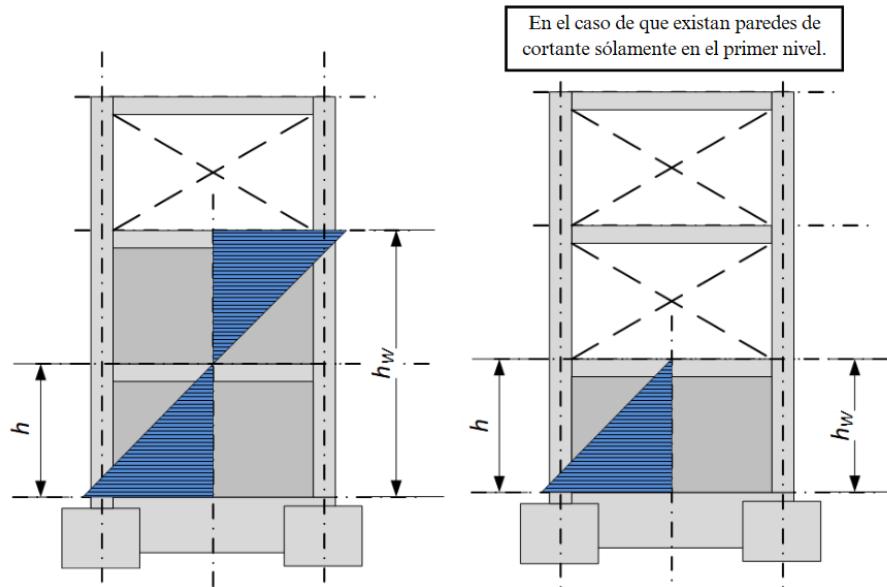


Figura 3.3-4 Altura de inflexión de paredes de concreto reforzado con dos columnas colindantes

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4) Cálculo del índice de resistencia

El cálculo del índice de rigidez en el procedimiento del segundo nivel de evaluación se calculará en base a la siguiente Ecuación:

$$C = Q_u / \Sigma W \quad \text{Ec. 3-17}$$

Nota. Eq. (12) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-18) del Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

Donde:

- Q_u = Capacidad de carga lateral última de los elementos verticales del nivel de análisis.
 ΣW = Peso sísmico total (carga muerta más carga viva para el cálculo sísmico) soportado por el nivel de análisis.

5) Reducción de resistencia por cortante en columnas en caso de concreto con baja resistencia

La resistencia mínima a la compresión del concreto en el rango aplicable es igual a 13.5N/mm^2 . Sin embargo, existe un informe del Comité de Investigación Especial para Concreto de Baja Resistencia (*Special Research Committe for Low Strength Concrete*) publicado por la agencia Chugoku del Instituto del Concreto de Japón (*Japan Concrete Institute*) en febrero de 2009. Este informe cubre la resistencia del concreto de un valor hasta 9.0N/mm^2 . Recomienda proporcionar un coeficiente de reducción k_r para concretos de baja resistencia y así evaluar la fuerza cortante de las columnas.

La resistencia última por cortante de las columnas será calculada mediante la siguiente Ecuación:

$$Q_{su} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.53p_t^{0.23} \cdot (18 + F_C)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad \text{Ec. 3-18}$$

Nota. Eq. (A1.1-2) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-44), del Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

Donde:

- k_r = Factor de reducción para concreto de baja resistencia ($\sigma_B < 13.5\text{N/mm}^2$) $\therefore k_r = 0.244 + 0.056\sigma_B$
 p_t = Relación de refuerzo a tensión (%) $p_t = a_t / (b \cdot D) \cdot 100\%$
 a_t = Área transversal del refuerzo a tensión (mm^2).
 F_C = Resistencia a la compresión del concreto para estructuras existentes (N/mm^2)
 p_w = Relación de refuerzo cortante, $p_w = 0.012$ for $p_w \geq 0.012$; $p_w = a_w / (b \cdot s)$
 a_w = Área transversal de un set de refuerzo cortante (mm^2).
 b = Ancho de la parte existente de la columna (mm)
 σ_{wy} = Resistencia de fluencia de refuerzo por cortante (N/mm^2).
 σ_o = Esfuerzo axial de la columna (N/mm^2), $\sigma_o = 8$ para $\sigma_o > 8$, $\sigma_o = N / (b \cdot D)$
 d = Espesor efectivo de la columna. $D-50\text{mm}$ puede ser aplicado.
 M/Q = Longitud de tramos a cortante. El valor por defecto es igual a $h_o/2$ (mm).
 h_o = Altura libre de la columna (mm).
 j = Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión. Valor por defecto aplicado igual a $0.8D$ (mm)

Si

$$M / (Q \cdot d) > 3 \therefore M / (Q \cdot d) = 3 \wedge M / (Q \cdot d) < 1 \therefore M / (Q \cdot d) = 1$$

6) Concreto de baja resistencia con acero de refuerzo liso

Cuando se utiliza concreto de baja resistencia con varillas de acero de refuerzo lisas como refuerzo longitudinal, la resistencia de adherencia entre el acero y el concreto se reduce. Como resultado, la resistencia del acero de refuerzo es menor a la esperada, lo que ocasiona una disminución en la resistencia de los elementos estructurales. En estos casos, se recomienda evaluar la resistencia a flexión de la columna con un valor reducido (alrededor de un 20%) para garantizar la seguridad.

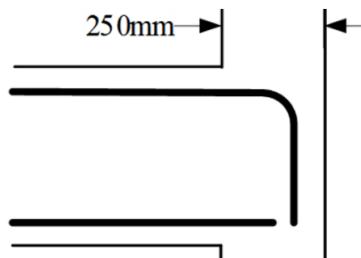
$\varphi_{pl(plain)} = 0.80$ para concretos de baja resistencia y varillas lisas de acero de refuerzo;

$\varphi_{pl(plain)} = 1.0$ para otros casos

7) Anclaje inadecuado de refuerzo longitudinal de las vigas a las columnas externas

El acero de refuerzo, en los bordes exteriores, puede estar anclado a columnas de ancho reducido, igualmente, el acero de refuerzo principal puede no estar suficientemente anclado debido a un mal proceso de anclaje. En caso de que la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal de la viga en una columna exterior sea insuficiente, se sugiere reducir en un 25% la resistencia a flexión de la columna. Dado que la resistencia y la ductilidad de las columnas se evalúan en el procedimiento de segundo nivel de evaluación, por conveniencia, el problema asociado a la viga se refleja en la evaluación de la columna. (Para columnas de pequeña altura, como de 250 mm, se aplicará una reducción del 50% en la resistencia a flexión de la columna.)

$\varphi_a = 0.50$ para columnas con poca altura (transversal)



$\varphi_a = 0.75 \sim 0.50$ para anclaje inadecuado

Figura 3.3-5 Anclaje inadecuado de acero longitudinal de una viga en columna exterior.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Casos de reducción de resistencia a flexión en columnas mediante el segundo nivel de evaluación en base a su condición de anclaje:

- 50% para columnas con un ancho reducido.
- 25% para corta longitud de anclaje de acero longitudinal de la viga.

(1) Factor de reducción de resistencia a flexión φ_r

Para la evaluación sísmica de edificios, es necesario establecer la resistencia a flexión de las columnas. Se aplica una reducción mínima en la resistencia a flexión para cada factor (1) y (2). Idealmente, se realizan experimentos para determinar los factores de reducción adecuados para calcular la resistencia a flexión de las columnas. Sin embargo, debido a la falta de datos confiables, se establece el valor

mínimo del factor de reducción obtenido a partir de diversas influencias como el factor de reducción de la resistencia a flexión de una columna.

- $\varphi_r = \min \{ \mathbf{C} R_{S(\text{plane})}, \mathbf{C} R_{S(\text{anchor})} \} \varphi_{pl}(\text{plain}), \varphi_a(\text{anchor}) \}$
- $\varphi_{pl}(\text{plain}) = 0.80$ para concreto de baja resistencia, para otros casos es igual a 1.0.
- $\varphi_a(\text{anchor}) = 0.75$ para anclaje inadecuado.
- $\varphi_a(\text{anchor}) = 0.50$ para columnas con espesor bajo, como 250mm.

La resistencia a flexión última para columnas se calculará en base a las siguientes ecuaciones:

Para $N_{\max} \geq N > 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c$

$$M_{u1} = \varphi_r \cdot \{ 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c \} \cdot \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (N \cdot mm) \quad 1$$

Para $0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c \geq N > 0$

$$M_{u2} = \varphi_r \cdot \{ 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \} \quad (N \cdot mm) \quad 2 \quad \text{Ec. 3-19}$$

Para $0 \geq N > N_{\min}$

$$M_{u3} = \varphi_r \cdot \{ 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \} \quad (N \cdot mm) \quad 3$$

Nota. Eq. (A1.1-1) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-43), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

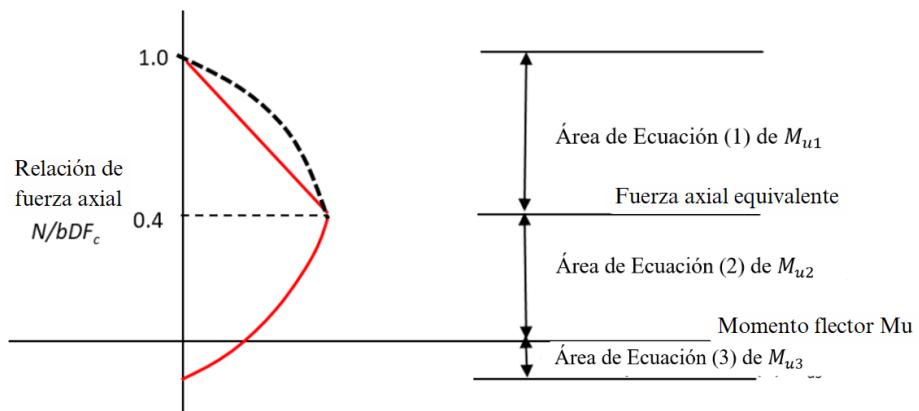


Figura 3.3-6 Modificaciones en análisis de columnas para consideración de concretos de baja resistencia y anclaje inadecuado en conexiones viga-columna

Nota. Adaptado de Supplementary Provisions 1 Column with Modified to consider low Strength Concrete and inadequate anchoring of beam del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings, por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

Donde:

- $N_{max} =$ Resistencia a la compresión axial de la columna = $a_g \cdot \sigma_y + b \cdot D \cdot \sigma_c$ (N)
 $N_{min} =$ Resistencia a la tensión axial de la columna = $-a_g \cdot \sigma_y$ (N)
 $N =$ Fuerza Axial (N) debido a la carga de servicio.
 $a_t =$ Área total de la sección transversal del acero de refuerzo a tensión en columnas (mm²).
 $\varphi_r =$ Factor de reducción por resistencia a flexión de la columna
 $a_g =$ Área total de la sección transversal del acero de refuerzo (mm²).
 $b =$ Ancho de la columna existente (mm)
 $D =$ Espesor de la columna existente (mm)
 $\sigma_y =$ Resistencia de fluencia de acero de refuerzo de la columna existente (N/mm²).
 $F_c =$ Resistencia a la compresión del concreto de la estructura existente (N/mm²).

3.3.6. Índice de Ductilidad, F

El índice de ductilidad, F , de un elemento vertical se evaluará considerando el modo de fallo, la capacidad de deformación del elemento, y su respuesta ante terremotos.

En el procedimiento del segundo nivel de evaluación, el índice de ductilidad se calculará de acuerdo con la clasificación de elementos que se enlistan en la Tabla 3.2-1, donde los elementos verticales se clasifican en base a sus daños sísmicos característicos. Por lo tanto, es necesario reajustarlo teniendo en cuenta el modo de fallo de la columna larga con una elevada carga axial, antes de utilizar el procedimiento del segundo nivel de evaluación. Otros factores que pueden afectar la capacidad sísmica también serán considerados para determinar la ductilidad de los elementos verticales. En consideración de lo anterior este Manual ha sido modificado de su fuente original para evaluar los edificios existentes.

Por otra parte, los elementos no estructurales como paredes de ladrillo de obra y paredes de bloque de concreto junto a las columnas, puede afectar el comportamiento de estas. Debido a esta razón se recomienda evaluar el efecto de columna corta ocasionado por este tipo de elementos no estructurales.

1) Pared de cortante de concreto reforzado.

El índice de ductilidad de las paredes de cortante de concreto reforzado debe ser definido como 1.27.

2) Pared a flexión de concreto reforzado.

El índice de ductilidad de las paredes a flexión de concreto reforzado se debe calcular mediante la Ec. 3-20, basado en el margen de la resistencia a cortante respecto a la fuerza cortante en la resistencia a flexión, de una pared de concreto reforzado.

$$\text{Si } wQsu / wQmu = 1.0 \text{ entonces } F = 1.0$$

Ec. 3-20

$$\text{Si } wQsu / wQmu \geq 1.3 \text{ entonces } F = 2.0$$

Nota. Eq. (13) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-20), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001

Si $1.0 < wQsu / wQmu < 1.3$ entonces F debe ser calculado por interpolación.

Donde:

wQ_{su} = Resistencia última a cortante de la pared.

wQ_{mu} = Fuerza cortante en la resistencia a flexión de la pared.

La evaluación de las paredes estructurales de concreto reforzado se evaluarán a profundidad en el Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico.

3) Columna de fallo por cortante

El índice de ductilidad de una columna de fallo por cortante debe ser calculado mediante la Ecuación (14) basado en el ángulo de deriva del piso en la capacidad de deformación última en falla por cortante de una columna.

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad \text{Ec. 3-21}$$

Nota. Eq. (14) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-20), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001

Donde:

R_{su} = Ángulo de deriva de entrepiso en la capacidad de deformación última en fallo por cortante del miembro columna.

$$R_{su} = \frac{\frac{cQ_{su}}{cQ_{mu}} - 0.3}{0.7} \cdot R_{my} \geq R_{250} \quad \text{Ec. 3-22}$$

donde $c\alpha \times cQ_{mu} < cQ_{su}$

Nota. Eq. (A1.2-11) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-47), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001

$$R_{su} = R_{250} \text{ para } c\alpha \times cQ_{mu} \geq cQ_{su}$$

$$c\alpha = 0.3 + 0.7 (R_{250}/R_{my})$$

Nota. Eq. (A1.2-12) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-47), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001

Donde:

cQ_{su} = Resistencia a cortante última de la columna.

cQ_{mu} = Fuerza cortante en la resistencia a flexión última de la columna.

$c\alpha$ = Factor de resistencia efectiva de la columna.

R_{my} = Ángulo de deformación de fluencia de entrepiso.

$$R_{my} = \left(\frac{h_o}{H_o} \right) \times cR_{my}; R_{my} \geq R_{250} \quad \text{Ec. 3-23}$$

Nota. Eq. (A1.3-1) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-4), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001

$cR_{my} =$ Ángulo de deformación de fluencia de la columna (medido en la altura libre de la columna)

$R_{250} =$ Ángulo de deriva estándar de entrepisos (correspondiente al índice de ductilidad de una pared de cortante) $R_{250} = 1/250$.

4) Columnas a flexión

El índice de ductilidad de una columna a flexión debe calcularse mediante la ecuación (1-24) o (1-25) basándose en el ángulo de deriva de entrepiso en la capacidad de deformación última en fallo a flexión de la columna.

(i) En caso de que $R_{mu} < R_y$

$$F = 1.0 + 0.27 \cdot \frac{R_{mu} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad \text{Ec. 3-24}$$

Nota. Eq. (15) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-20), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001

(ii) En caso de que $R_{mu} \geq R_y$

$$F = \frac{\sqrt{\frac{2R_{mu}}{R_y} - 1}}{0.75 \cdot \left(1 + \frac{0.05R_{mu}}{R_y}\right)} \leq 3.2 \quad \text{Ec. 3-25}$$

Nota. Eq. (16) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-20), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001

Donde:

$R_y =$ Deformación de fluencia en términos de ángulo de deformación de entrepiso, en principio se tomará como $R_y = 1/150$.

$R_{250} =$ Ángulo de deriva estándar de entrepiso (correspondiente al índice de ductilidad de una pared de concreto reforzado), $R_{250} = 1/250$.

$R_{mu} =$ Ángulo de deriva de entrepisos en la capacidad de deformación última en caso de fallo por flexión del elemento de columna.

$$R_m = \left(\frac{h_0}{H_0}\right) \cdot cR_{mu} \geq \frac{1}{250} \quad \text{Ec. 3-26}$$

Nota. Eq. (A1.2-1) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-44), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

Donde:

$$\frac{h_0}{H_0} \leq 1.0$$

$$cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp} \leq cR_{30} \quad \text{Ec. 3-27}$$

Nota. Eq. (A1.2-2) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-45), del *Japan Building Disaster Prevention Association*, 2001.

Donde:

- h_o = Altura libre de la columna
 H_o = Altura estándar de la columna desde la parte inferior de la viga del piso superior hasta la superficie de la losa del piso inferior.
 cR_{mu} = Ángulo de deriva en la resistencia última a la flexión de la columna (medido en la altura libre de la columna).
 cR_{my} = Ángulo de deformación de fluencia de la columna (medido a partir de la altura efectiva de la columna)

$$cR_{my} = cR_{150} \text{ para } h_o/D \geq 3.0 \quad \text{Ec. 3-28}$$

$$cR_{my} = cR_{250} \text{ para } h_o/D \leq 2.0$$

cR_{my} se determina por interpolación para $2.0 < h_o/D < 3.0$

Nota. Eq. (A1.3-2) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-48), del Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

- cR_{mp} = Ángulo de deriva plástica de la columna (medido en la altura libre de la columna)

$$cR_{mp} = 10 \left(\frac{cQ_{su}}{cQ_{mu}} - q \right) \times cR_{my} \quad \text{Ec. 3-29}$$

Nota. Eq. (A1.2-3) del Japanese standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-45), del Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

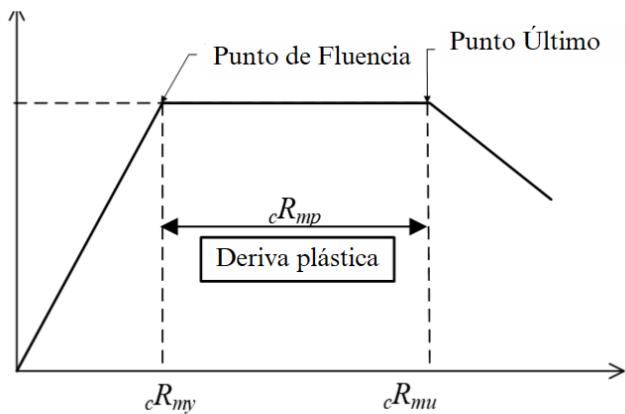
$q = 1.0$ para $s \leq 100\text{mm}$

$q = 1.1$ para $s > 100\text{mm}$

Donde:

- cQ_{su} = Resistencia última a cortante de la columna
 cQ_{mu} = Fuerza cortante en la resistencia última a flexión de la columna
 s = Espaciamiento de estribos
 cR_{30} = Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), $R = 1/30$.

El valor de cR_{my} no deberá ser mayor que cR_{max} .



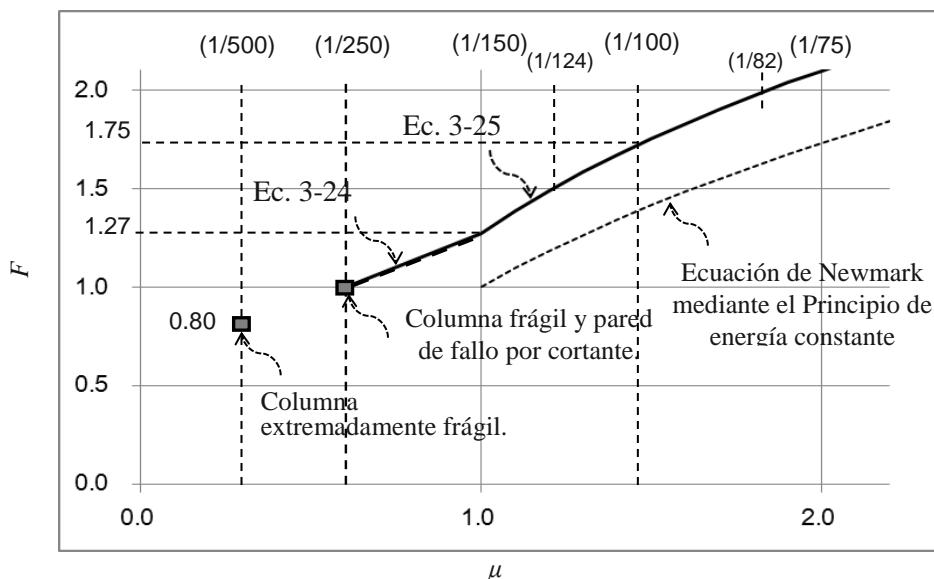
$$cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp} \leq cR_{30} (1/30)$$

Figura 3.3-7 Ángulo de deriva de entrepiso

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5) Columnas extremadamente frágiles

El índice de ductilidad para una columna extremadamente corta deberá seleccionarse como 0.8.

Figura 3.3-8 Relación entre el Índice de Ductilidad, F , y la Razón de Ductilidad, μ y ángulo de deriva de entrepiso supuesto.

Nota. Adaptado de Commentary Figure 3.2.3-7 Relationship between Ductility Index, F and Ductility Ratio, μ and supposed inter drift angle, del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings, por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

3.3.7. Índice de Irregularidad, S_D

(1) Generalidades

El índice de irregularidad, S_D , es el índice que modifica el índice sísmico básico de la estructura, E_o , cuantificando los efectos de la complejidad de forma y distribución del desequilibrio de rigidez, y similares, sobre el comportamiento sísmico de una estructura con criterios de ingeniería.

(2) Proceso de Cálculo

El Índice de irregularidad se calculará como el producto geométrico del grado de incidencia q_i , calculado como se describe en la Ec. 3-30, que se deriva del Grado de incidencia, G_i , y del factor de ajuste de rango R_1 . El factor R_{2i} es utilizado para el segundo nivel de evaluación, de acuerdo con la clasificación que se describe en la Tabla 3.3-2.

$$S_{D2} = q_{2a} \times q_{2b} \times \dots \times q_{2n}$$

Ec. 3-30

Nota. Adaptado de Eq. (29) Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-25), por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

Donde:

$$q_{2i} = [1 - (1 - G_i) \cdot R_{2i}]; \quad i = a, b, c, d, e, I, j, l, n$$

$$q_{2i} = [1.2 - (1 - G_i) \cdot R_{2j}]; \quad i = h$$

Tabla 3.3-2 Índice de Irregularidad, S_D

			Gi (Grado)			R (Factor de ajuste)	
			1.0	0.9	0.8	$R1_i$	$R2_i$
Equilibrio en planta	A	Regularidad	Regular a_1	Casi regular a_2	Irregular a_3	1.0	0.50
	B	Relación de aspecto en planta	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$b < 8$	0.5	0.25
	C	Parte estrecha	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 8$	$c < 0.5$	0.5	0.25
	D	Junta de expansión *1	$\frac{1}{100} \leq d$	$\frac{1}{200} \leq d < \frac{1}{100}$	$D < \frac{1}{200}$	0.50	0.25
	E	Relación de área de vanos en planta	$e \leq 0.1$	$5 < e \leq 8$	$0.3 < e$	0.50	0.25
	F	Excentricidad de área de vanos	$f_1 \leq 0.4 \text{ & } f_2 \leq 0.10$	$f_1 \leq 0.4 \text{ & }$	$0.4 < f_1 \text{ o } 0.3 < f_2$	0.25	0

			Gi (Grado)			R (Factor de ajuste)	
			1.0	0.9	0.8	$R1_i$	$R2_i$
				$0.1 < f_2 \leq 0.3$			
	G						
Índice de Irregularidad de Segundo Nivel S'_{D_2}, A a K							
Equilibrio en elevación	H	Piso debajo de nivel de terreno	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	0.5	0.5
	I	Uniformidad de altura de niveles	$0.8 \leq I$	$0.7 \leq I < 0.8$	$I < 0.7$	0.5	0.25
	J	Piso blando	No es piso blando	Piso blando	Piso blando excéntrico	1.0	1.0
	K						
Excentricidad	Excentricidad	5°	$I \leq 0.1$	$0.1 < I \leq 0.15$	$0.15 < I$		1.0
		4°	$I \leq 0.1$	$0.1 < I \leq 0.15$	$0.15 < I$		1.0
		3°	$I \leq 0.1$	$0.1 < I \leq 0.15$	$0.15 < I$		1.0
		2°	$I \leq 0.1$	$0.1 < I \leq 0.15$	$0.15 < I$		1.0
		1°	$I \leq 0.1$	$0.1 < I \leq 0.15$	$0.15 < I$		1.0
Rigidez	N	5°	$n \leq 1.2$	$1.2 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$		1.0
		4°	$n \leq 1.2$	$1.2 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$		1.0

	Gi (Grado)				R (Factor de ajuste)	
		1.0	0.9	0.8	$R1_i$	$R2_i$
	3°	$n \leq 1.2$	$1.2 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$		1.0
	2°	$n \leq 1.2$	$1.2 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$		1.0
	1°	$n \leq 1.2$	$1.2 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$		1.0

Nota. Adaptado de Table 6 Classification of items and G-R values del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-27), por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

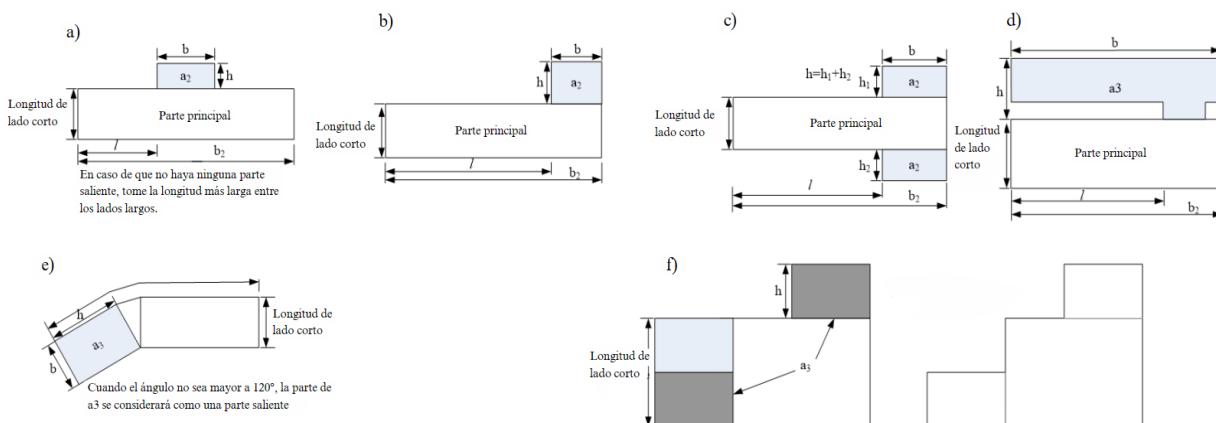
Comentarios

a_1 : El equilibrio estructural es bueno, y el área de saliente es no mayor al 10% del área de piso.

a_2 : El equilibrio estructural es peor que a_1 , o, el área de saliente no supera el 30% de la superficie del piso en forma de L, T o U.

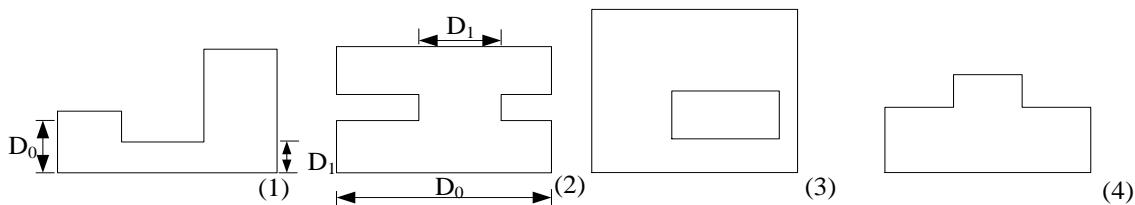
a_3 : El equilibrio estructural es peor que a_2 , o, el área de saliente es superior al 30% de la superficie del piso en forma de L, T o U.

Si la relación de aspecto (h/b) del saliente es inferior a $\frac{1}{2}$, no podrá considerarse en este ítem. La saliente debe definirse como la parte más pequeña; mientras que la parte restante, la de mayor área, como la parte principal



b: b = (longitud de lado largo/longitud de lado corto). En caso de que la planta no sea regular, la longitud del lado largo puede tomarse ignorando la saliente cuando el área de la saliente se menor al 10% del área total del piso del nivel en cuestión. En caso de que la planta tenga la forma que se muestra en el literal e) y no tenga saliente, la longitud del lado más largo puede tomarse como la longitud del lado largo. En el caso de que la planta tenga la configuración que se muestra en el literal f), la longitud de lado corto se definirá a partir del área rectangular equivalente con la misma longitud del lado largo.

En *c: c = D₁/D₀* Debe considerarse que los edificios de las figuras (1) y (2) tienen partes estrechas, mientras que los de las figuras (3) y (4) sí poseen partes estrechas. En el caso de la figura (2), se evaluarán factores de reducción tanto por el equilibrio estructural como por la parte estrecha. En la evaluación se podrá adoptar únicamente aquel factor que se considere como el más desfavorable.



d: d = (Ancho libre de junta de dilatación)/(altura desde la base hasta la junta de dilatación)

e: e = (área de vano)/(área total de nivel) El vano es el espacio que se extiende en planta a lo largo de dos o más niveles. Sin embargo, si el vano está rodeado de paredes de concreto reforzado, no se considerará como tal.

$$f: f_1 = \frac{\text{distancia entre el centro del área del nivel y el centro del vano}}{\text{Longitud del lado corto del edificio}} = r/y$$

$$f_2 = \frac{\text{distancia entre el centro del área del nivel y el centro del vano}}{\text{Longitud del lado largo del edificio}} = r/x$$

Los símbolos *x*, *y* y *r* se definen en la figura *2.

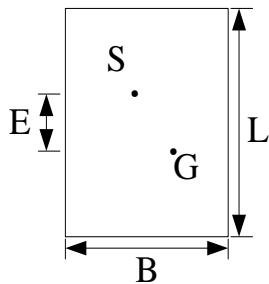
h: h = (área de sótano)/(área del edificio)

i: i = (altura del nivel superior)/(altura del nivel en cuestión) . En caso de realizar el análisis en el último nivel, se tomará la altura del nivel inferior en lugar de la altura del nivel en cuestión, por lo tanto:

i = (altura de nivel superior)/(altura del nivel en cuestión)

En caso de hacer el análisis en el nivel superior, la altura del nivel inferior se tomará en lugar de la altura del nivel superior inmediato.

j: En caso de que el edificio posea columnas tipo pilotis o columnas que soporten paredes superiores, y esas columnas estén situadas excéntricamente, debe considerarse como un piso excéntrico blando. Esta clasificación no incluye marcos resistentes a momento sin paredes. La ubicación excéntrica del piso blando puede ser valorada de tal manera que la deformación del piso blando sea mayor debido a la excentricidad. Por otra parte, puede no ser considerado como piso excéntrico blando y tomarse como un grado de 0.9, en tal caso que la deformación del piso blando no sea mayor debido a la restricción de las paredes adyacentes.



$$l: l = \frac{E}{\sqrt{B^2 + L^2}}$$

G: Centro de rigidez;

S: Centro de gravedad;

Donde la rigidez lateral de cada marco se calcula como la sumatoria del área de la columna + la suman del área de pared multiplicado por el factor α $[(a_{columna} + a_{pared}) \cdot \alpha]$. Siendo el valor α igual o mayor a 3 ($\alpha \geq 3$).

$$n: n = \frac{\text{relación entre la rigidez y el peso del nivel superior}}{\text{relación entre la rigidez y el peso del nivel en cuestión}} \cdot \beta; \beta = \frac{N-1}{N}$$

Donde:

N: número de niveles soportados por el nivel en cuestión

La rigidez será calculada como la sumatoria del área de las columnas más la sumatoria del producto del área de paredes por el factor α , dividido entre la altura del nivel en cuestión, es decir:

$$\text{rigidez del nivel} = \frac{[\Sigma a_{columna} + \Sigma (a_{pared} * \alpha)]}{\text{altura de nivel en cuestión}}$$

En el caso de hacer el análisis en el último nivel, se tomará el nivel inferior a este en la ecuación y el valor de β será igual a 2.0. En caso de niveles intermedios, el nivel superior se toma como el inferior y la relación *n* se calcula de la misma manera, tomándose el máximo valor obtenido.

3.3.8. Índice de Tiempo de la Estructura, *T*

1) Generalidades

El Índice de Tiempo, *T*, evalúa los efectos de los defectos estructurales, como grietas, deformaciones, envejecimiento, etc., en el comportamiento sísmico de una estructura. Para poder determinar este índice *T*, debe realizarse un estudio detallado, de acuerdo con lo descrito en el Capítulo 2 Estudio Detallado de Edificios. De igual manera, para determinar el Índice Sísmico de la Estructura, *I_s*, mediante la evaluación sísmica, el Índice de Edad, *T*, debe calcularse en función del estudio de cada nivel de evaluación (1°, 2° y 3°), en principio.

Sin embargo, tanto para el segundo como para el primer, puede utilizarse el índice de tiempo, *T*, tal como se muestra en la Tabla 3.3-3 a continuación, donde el valor más bajo se aplica como índice *T* para el segundo nivel de evaluación sísmica.

Tabla 3.3-3 Índice de Tiempo de Acuerdo con el Segundo Nivel de Evaluación.

Ítem	DEFLEXIONES Y AGRETAMIENTOS ESTRUCTURALES	DETERIORO Y ENVEJECIMIENTO					
		a	b	c	a	b	c
		1. Agrietamiento ocasionado por asentamientos superficiales	1. Deflexión de una losa y/o viga que afecta la función de un elemento no estructural	1. Agrietamiento estructural mínimo, no correspondiente a los puntos a o b.	1. Agrietamiento por expansión en el concreto debido a la corrosión del acero de refuerzo.	1. Filtración del óxido de las varillas de acero de refuerzo debido al agua lluvia o a fuga de agua.	1. Manchas notables en el concreto debido al agua lluvia, fugas de agua o agentes químicos.
Porción	Rango	2. Agrietamientos oblicuos o por cortante en vigas, paredes y/o columnas que son evidentemente observables	2. Igual que el mostrado a la izquierda, pero no visible desde lejos.	2. Deflexión de una losa y/o viga, no correspondiente a los puntos a o b.	2. Corrosión del acero de refuerzo	2. Carbonatación hasta la profundidad de la varilla de acero de refuerzo o envejecimiento equivalente.	2. Deterioro o desprendimiento ligero de material de acabado.
		---	3. Al igual que el numeral anterior, pero puede observarse desde cierta distancia.	---	3. Agrietamiento provocados por incendios.	3. Desprendimiento de material de acabado	---
		---	---	---	4. Deterioro del concreto ocasionado por agentes químicos	---	---
		1) 1/3 o más del parea del piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005
I. Losa, incluyendo viga secundaria	2) 1/3 ~ 1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	3) 1//9 o menor	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
	4) 0#	0	0	0	0	0	0
II. Viga	1) 1/3 o más del número total de elementos en cada dirección	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	2) 1/3 ~ 1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	3) 1//9 o menor	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	4) 0#	0	0	0	0	0	0
III. Pared y columnas	1) 1/3 o más del total de elementos	0.015	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011
	2) 1/3 ~ 1/9	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	3) 1//9 o menor	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	4) 0#	0	0	0	0	0	0

Nota. Adaptado de Table 8 Time index T by the second level inspection del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-32), por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

3.3.9. Resumen – Pasos a Seguir en el Segundo Nivel de Evaluación Sísmica

A continuación, se muestra la secuencia típica para el segundo nivel de evaluación sísmica:

1. Determinación del Índice de demanda sísmica I_{so} (basado en el espectro de diseño de aceleración de respuesta, Período del edificio T , y tipo de suelo).
2. Información de planos estructurales y arquitectónicos: dimensión de columnas, altura libre de columnas, información sobre refuerzo cortante y refuerzo longitudinal.
3. Información de materiales constituyentes: resistencia del concreto y acero de refuerzo.
4. Peso sísmico del edificio/ fuerzas axiales de las columnas.
5. Estudio preliminar en la unión típica viga – columna sobre el mecanismo de colapso al comparar la resistencia a flexión de vigas y columnas.
6. Cálculo de resistencia a flexión, M_u , y fuerza cortante en fluencia por flexión, Q_{mu} .
7. Cálculo de la resistencia a cortante, Q_{su} .
8. Valoración sobre modo de falla: falla por flexión o cortante.
9. Índice de resistencia, C , y factor de resistencia efectiva, α .
10. Índice de ductilidad, F .
11. Índice sísmico básico de la estructura, E_o y factor de modificación de cortante por entrepiso $\left(\frac{n+1}{n+i}\right)$
12. Índice de irregularidad, S_D , e Índice de Tiempo, T .
13. Índice de demanda sísmica de la estructura, I_s .
14. Valoración.

3.4. Tercer Nivel de Evaluación

En este capítulo se presenta principalmente el método de evaluación del índice sísmico básico de la estructura, E_o . Para el tercer nivel de evaluación, la mayor parte del proceso (excluyendo la evaluación de la resistencia y ductilidad de las estructuras del tercer nivel de evaluación) debería ser similar que la mostrada en el segundo nivel de evaluación. Consulte el Capítulo 3.3, Segundo Nivel de Evaluación para otros temas a menos que se indique lo contrario.

(1) Índice Sísmico Básico de la Estructura, E_o

En el 3^{er} nivel de evaluación, se considera el mecanismo global de falla de los marcos estructurales, es decir, colapso de vigas y columnas en conjunto. De manera similar que el procedimiento que se sigue en el segundo nivel de evaluación, los elementos estructurales verticales se clasificarán en ocho categorías, tal y como se indica en la Tabla 3.4-1. El índice sísmico básico de la estructura, E_o , se calculará a partir de las relaciones entre el índice acumulativo, C_T , el índice de ductilidad, F , y el índice de resistencia efectiva, α , considerando la diferencia en la rigidez lateral de los elementos. También, deberán considerarse tres tipos de modos de falla de los elementos: columnas que se rigen por vigas con fallo por flexión, vigas con fallo por cortante, y volteo de paredes; además de los indicados en el segundo nivel de evaluación.

Los índices de resistencia de los elementos verticales se deberán basar en la resistencia y ductilidad en función de la resistencia y ductilidad de los elementos que rigen en el modo de fallo estructural, y del margen de resistencia de elementos que no poseen rótulas que afectan al modo de fallo asumido en la evaluación. El índice sísmico básico de la estructura, E_o , se calculará del mismo modo que en el segundo nivel de evaluación, pudiendo modificarse como se indica en la Ec. 3-31 sólo en el caso de que se evite el mecanismo de falla en un nivel, de modo que se forme un mecanismo de fallo global con la flexión de vigas, flexión en la base de las paredes, o, que se produzca volteo en paredes.

$$E'_o = E_o \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2n + 1}{n + 1} \quad \text{Ec. 3-31}$$

Nota. Adaptado de Eq. (6) Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-14), por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

Donde:

n : Número de niveles de un edificio

Tabla 3.4-1 Clasificación de Elementos Verticales Basado en sus Modos de Falla Según el Procedimiento del Tercer Nivel de Evaluación

Elementos verticales	Definición
Paredes a fallo por cortante	
Paredes a fallo por flexión	
Columnas a fallo por flexión	Definido en la Tabla 3.3-1.
Columnas a fallo por cortante	
Columnas que se rigen por vigas a flexión	Columnas que se rigen por vigas cuya fluencia por flexión precede al fallo por cortante.

Elementos verticales	Definición
Columnas que se rigen por vigas por cortante.	Columnas que se rigen por vigas cuya falla por cortante precede a su fluencia por flexión.
Volteo de paredes	Paredes cuyo fallo por volteo precede a su fluencia por flexión o falla por cortante.

Nota. Adaptado de Table 4 Classification of vertical members based on failures modes in the third level screening procedures del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-14), por Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

(2) Estado Último de una Estructura (Un Nivel)

El estado último de una estructura se define para cada nivel en términos de las deformaciones por entrepiso o por los correspondientes índices de ductilidad de las columnas cuando la estructura, o el nivel, alcanza uno de los siguientes estados debido al fallo de los elementos que soportan la carga vertical bajo la carga sísmica.

- Estado donde las columnas prácticamente han perdido la capacidad de carga vertical debido a la falla por cortante o por compresión axial.
El elemento principal de segunda clase se define como el elemento cuya carga axial no puede ser soportada no sólo por sí mismo, sino también por otros elementos circundantes después de que se produzca el fallo por cortante o compresión axial bajo carga sísmica. En el caso que los elementos verticales sean elementos principales de segunda clase, debe considerarse que el fallo de estos elementos conduce a colapso estructural de alta probabilidad de ocurrencia.
- Estado donde el índice de resistencia cumulativo, C_T , decae bajo cierto nivel tal que la estructura se vuelve inestable bajo cargas laterales.

(3) Índice de Resistencia, C

(a) Principios

En el procedimiento del tercer nivel de evaluación, el índice de resistencia, C , se calculará en base a los siguientes principios:

- La resistencia última a flexión, M_u , y la resistencia última a cortante, Q_u , de las columnas, paredes y vigas; se calculará en base al método especificado en el ítem (b).
- Utilizando el resultado anterior, el modo de falla de cada elemento en el momento nodal último deberá calcularse de acuerdo con el ítem (c). El modo de falla de los elementos verticales y la capacidad de carga lateral última deberán ser calculadas de acuerdo con el denominado método de distribución de momentos nodales. Deberán calcularse mediante un análisis límite en el caso de marcos con paredes.
- De igual manera que en el procedimiento del segundo nivel de evaluación, los elementos verticales se deberán de clasificar en tres grupos, o menos, de acuerdo con sus modos de falla e índices de ductilidad, tal como se indica en la Tabla 3.4-1, y se calculará el índice de resistencia de cada uno de los grupos.
- La resistencia en caso de fallo de los nodos o el fallo por cortante de las conexiones viga – columna, y sus efectos, podrán considerarse en caso de ser necesario.

(b) Cálculo de la resistencia última de los elementos.

La resistencia última a flexión y la resistencia última a cortante de columnas y paredes deberá calcularse de acuerdo con los métodos especificados para el procedimiento del segundo nivel de

evaluación. Las fuerzas axiales inducidas por terremotos deben evaluarse y considerarse adecuadamente en el cálculo según el tercer nivel de evaluación.

La resistencia última a flexión y la resistencia última a cortante de las vigas podrá calcularse de acuerdo a fórmulas proporcionadas en las Disposiciones complementarias de la normativa japonesa en caso de que no se hayan efectuado análisis especiales. En el cálculo debe considerarse los efectos de los lechos del refuerzo de la losa en la viga.

(c) Identificación de modos de falla y cálculo de la capacidad última de carga lateral

De acuerdo con el sistema estructural del edificio en cuestión, la estructura deberá ser modelada en marcos y elementos apropiados, los modos de falla y la capacidad de carga lateral última de los elementos verticales deben ser evaluados con el denominado *método de distribución de momento nodal*.

(d) Cálculo del índice de resistencia

El índice de resistencia, C , de los elementos verticales se calculará de acuerdo a los mismos métodos especificados en el procedimiento del segundo nivel de evaluación.

(4) Índice de ductilidad, F

En este apartado se muestran los principios básicos sobre el cálculo del índice de ductilidad. El índice de ductilidad de un elemento vertical se evaluará en consideración del nivel de evaluación, modo de falla, capacidad de deformación del elemento y su respuesta ante elementos. Se definirá un valor estándar del índice de ductilidad como el índice de ductilidad de una pared de fallo por cortante, en la que el fallo por cortante precede a otros modos de fallo. Los índices de ductilidad de otros elementos se determinarán como un valor relativo a este valor estándar mencionado.

El índice de ductilidad de los elementos se evaluará de acuerdo con los métodos especificados en las siguientes ecuaciones, según el nivel de evaluación y la clasificación por modo de falla del elemento de acuerdo con la Tabla 3.3-1 y Tabla 3.4-1, en caso de no haber una investigación especial.

El índice de ductilidad en el procedimiento del tercer nivel de evaluación deberá seleccionarse de acuerdo con la sección 3.3.6, en su numeral 3, en los literales (a) y (c) – (f), y de acuerdo con la clasificación de los elementos verticales que se enlistan en la Tabla 3.4-1.

(a) Índice de ductilidad de paredes de concreto.

El índice de ductilidad de una pared de concreto, en consideración del modo de falla por volteo en la fundación se determinará mediante la Ec. 3-32 o la Ec. 3-33. En caso de que $wQ_{mu}/\gamma \cdot wQ_{ru} \geq 1.0$ (pared de volteo o pared de cortante)

$$wF = \min\{F_{sr}, F_{mr}\} \quad \text{Ec. 3-32}$$

Nota. Adaptado de Eq. (17) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-21), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

(i) En caso de que $wQ_{mu}/\gamma \cdot wQ_{ru} < 1.0$ (pared de cortante o pared por flexión)

$$wF = F_{sm} \quad \text{Ec. 3-33}$$

Nota. Adaptado de Eq. (18) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-22), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

El índice F_{sr} se calculará de acuerdo con la Ec. 3-34 considerando el margen de resistencia cortante respecto a la resistencia por volteo.

$$\text{Si } {}_wQ_{mu}/\gamma \cdot {}_wQ_{ru} \leq 1.0 \therefore F_{sr} = 1.0 \quad \text{Ec. 3-34}$$

Nota. Adaptado de Eq. (19) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-22), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

Si ${}_wQ_{mu}/\gamma \cdot {}_wQ_{ru} \geq 1.6 \therefore F_{sr} = 3.0$ Para paredes con dos columnas colindantes, sin embargo, $F_{sr} = 2.0$ para otros casos

Si $1.0 < {}_wQ_{mu}/\gamma \cdot {}_wQ_{ru} < 1.6$, F_{sr} se calculará de acuerdo con una interpolación lineal de acuerdo con los valores anteriores de 1.0 y 3.0.

El índice F_{mr} deberá calcularse de acuerdo con la Ec. 3-35 considerando el margen de resistencia a flexión respecto a la resistencia por volteo.

$$\text{Si } {}_wQ_{mu}/\gamma \cdot {}_wQ_{ru} \leq 1.0 \therefore F_{mr} = 1.5 \quad \text{Para paredes con dos columnas colindantes}$$

Ec. 3-35

Nota. Adaptado de Eq. (20) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-22), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

Si ${}_wQ_{mu}/\gamma \cdot {}_wQ_{ru} \geq 16/13 \therefore F_{mr} = 3.0 \quad F_{mr} = 2.0$ para paredes con dos columnas colindantes

Si $1.0 < {}_wQ_{mu}/\gamma \cdot {}_wQ_{ru} < 16/13$, F_{mr} se calculará de acuerdo con una interpolación lineal de acuerdo con los valores anteriores de 1.0 y 16/13.

El índice F_m es el índice de ductilidad de paredes de cortante o paredes por flexión con la condición de restricción en la base, de acuerdo con la Ec. 3-20.

Donde:

${}_wQ_{su}$ = Resistencia última a cortante de la pared de acuerdo con la Ec. 3-36.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_{te}^{0.23}(18 + F_C)}{\frac{M}{Q \cdot l} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad \text{Ec. 3-36}$$

Para:

$$1 \leq M/(Q \cdot l) \leq 3$$

Nota. Adaptado de Eq. (A2.1-2) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-50), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

${}_wQ_{ru}$ = Resistencia por volteo de la pared en términos de cortante lateral, considerando en el cálculo los efectos de las vigas perimetrales y transversales, paredes transversales, y la resistencia a tensión de la fundación; en el cálculo.

${}_wQ_{mu}$ = Resistencia a flexión de la columna en términos de cortante lateral, calculado de acuerdo con el ítem 3.3.6(2)(c). La fuerza cortante deberá calcularse de acuerdo con el análisis preciso en

caso de que pueda estimarse un límite superior del cortante en el mecanismo de fallo por flexión considerando los efectos tridimensionales.

γ = Factor en la precisión en el cálculo de la resistencia al volteo de la pared, tomado como 1.0 a 1.2.

(b) Índice de ductilidad de paredes de volteo o paredes de flexión con elementos de borde y transversales.

El índice de ductilidad de paredes con elementos de borde y/o transversales, F , será calculado acorde a la Ec. 3-37 utilizando el índice de ductilidad de la pared, wF , especificado en el ítem (a) y los índices de ductilidad de los elementos de borde, bF del ítem (d).

$$F = wq \cdot wF + \sum (bq \cdot bF) \quad \text{Ec. 3-37}$$

Nota. Adaptado de Eq. (21) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-22), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

Donde:

$$wq = wM / (wM + \Sigma bM)$$

$$bq = bM / (wM + \Sigma bM)$$

wM =Momento de resistencia de la pared en el nivel en cuestión.

bM = Contribución de los elementos de borde al momento de volteo de la pared en el nivel en cuestión

Σ = Sumatoria de la contribución de todos los elementos de borde conectadas a la pared, que son efectivas para la resistencia al momento de volteo.

La resistencia de los elementos de borde transversales deberá ser también considerada del mismo modo que en el caso anterior, en caso de que estos elementos transversales afecten a la resistencia y ductilidad de las paredes.

(c) Índice de ductilidad de columnas regidas por vigas con fallo por flexión/cortante

(i) Índices de ductilidad de columnas que se rigen por vigas

Los índices de ductilidad de paredes gobernadas por el comportamiento de las vigas deberán ser calculados de acuerdo con la Ec. 3-38 utilizando los índices de ductilidad de las vigas conectadas a los extremos superior e inferior de la columna.

$$F = \sum (nqi \cdot nFi) \quad \text{Ec. 3-38}$$

Nota. Adaptado de Eq. (22) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-23), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

Donde:

$$nqi = nMui / \Sigma nMui$$

nFi = Índice de ductilidad del nodo en la parte superior o inferior de la columna, calculado de acuerdo con (ii).

$nMui$ = Momento nodal en la parte superior o inferior de la columna en el mecanismo de falla.

(ii) Índice de ductilidad de nodos

Los índices de ductilidad en los nodos en la parte superior e inferior de la columna, nFi , se calculará acorde a la Ec. 3-39, de acuerdo con el margen de los momentos nodales de la resistencia de la columna con respecto a la resistencia de la viga, de acuerdo con:

$$\begin{aligned} \text{Si } \Sigma cM_{ui}/\Sigma bM_{ui} \geq 1.4 \text{ entonces } nFi = nFb \\ \text{Si } \Sigma cM_{ui}/\Sigma bM_{ui} \leq 1.0 \text{ entonces } nFi = nFc \end{aligned} \quad \text{Ec. 3-39}$$

Nota. Adaptado de Eq. (24) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-23), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

Si $1.0 < \Sigma cM_{ui}/\Sigma bM_{ui} < 1.4$ entonces nFi deberá calcularse mediante una interpolación entre los dos anteriores.

Donde:

ΣcM_{ui} = Sumatoria de los momentos modales en resistencia última de las columnas de los niveles superior e inferior.

ΣbM_{ui} = Sumatoria de los momentos modales en la resistencia última de las vigas en los extremos izquierdo y derecho.

nFc = Índice de ductilidad de la columna encima y debajo del nodo, la cual será calculada de acuerdo con los ítems 3.3.6(3)(c) – (f)

nFb = Índice de ductilidad del nodo determinado a partir de las vigas, calculado de acuerdo el ítem (iii).

(iii) Índice de ductilidad de nodos determinado a partir de las vigas

El índice de ductilidad de nodos determinado a partir de las vigas, nFb , deberá ser calculado a partir de la Ec. 3-40, representando la media ponderada de los índices de ductilidad de las vigas de los extremos izquierdo y derecho del nodo.

$$nFb = \sum (bq_i \cdot bF_i) \quad \text{Ec. 3-40}$$

Nota. Adaptado de Eq. (25) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-24), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

Donde:

$$bqi = bM_{ui}/\Sigma bM_{ui}$$

bF_i = Índice de ductilidad de las vigas en los extremos derechos e izquierdo de los nodos, de acuerdo al ítem (d).

bM_{ui} = Momento nodal en resistencia última de las vigas en el extremo izquierdo y derecho del nodo.

Σ = Sumatoria de las vigas de los extremos izquierdo y derecho del nodo.

(d) Índice de ductilidad de vigas

El índice de ductilidad de una viga deberá calcularse mediante la Ec. 3-41 o 1-42.

- (i) Vigas, en general (excepto para vigas perimetrales o vigas las cuales soporten paredes a flexión o paredes por volteo).

$$\begin{aligned} \text{Si } bQsu/bQmu \leq 0.9 \text{ entonces } bF = 1.5 \\ \text{Si } bQsu/bQmu \geq 1.2 \text{ entonces } bF = 3.5 \end{aligned} \quad \text{Ec. 3-41}$$

Nota. Adaptado de Eq. (26) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-24), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

Si $0.9 < bQsu/bQmu < 1.2$ entonces bF deberá ser calculado mediante la interpolación de los dos valores anteriores.

- (ii) Vigas perimetrales o vigas que soporten paredes a flexión o paredes por volteo

$$\begin{aligned} \text{Si } bQsu/bQmu \leq 0.9 \text{ entonces } bF = 1.5 \\ \text{Si } bQsu/bQmu \geq 1.3 \text{ entonces } bF = 3.5 \end{aligned} \quad \text{Ec. 3-42}$$

Nota. Adaptado de Eq. (27) del Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings (p. 1-24), de la Japan Building Disaster Prevention Association, 2001

Si $0.9 < bQsu/bQmu < 1.3$ entonces bF deberá ser calculado mediante la interpolación de los dos valores anteriores.

(5) Índice de irregularidad, S_D

El índice de irregularidad, S_D , para el tercer nivel de evaluación se utilizará de la misma forma que la descrita en el segundo nivel de evaluación.

(6) Índice de Tiempo, T .

El índice de tiempo, T , para el tercer nivel de evaluación, será el mismo que el utilizado en el segundo nivel de evaluación en principio. Sin embargo, el índice de tiempo se modificará en caso de que el índice de resistencia y el índice de ductilidad se calculen en base a la investigación realizada en el sitio.

(7) Índice sísmico de la estructura, I_s

El índice sísmico de la estructura, I_s , para el tercer nivel de evaluación, se utilizará de igual manera que en el segundo nivel de evaluación.

(8) Valoración sobre la seguridad sísmica

La valoración sobre la seguridad sísmica, en el tercer nivel de evaluación, se realizará de igual manera que para el segundo nivel de evaluación.

Capítulo 4 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2)

Anotaciones y definiciones.

- I_S : Índice sísmico, según 4.2.1.
 I_{SO} : Índice de valoración sísmica, según 4.2.1.
 I_D : Índice de carga de servicio, según 4.2.1
 I_{DO} : Índice de valoración de carga de servicio, según 4.2.1.
 E_O : Índice estructural básico, según 4.2.3.
 E_{O1} : Índice estructural básico con columnas frágiles, según 4.2.3.
 E_{O2} : Índice estructural básico sin columnas frágiles, según 4.2.3.
 C_W : Índice de resistencia de la pared de relleno, según 4.2.3.
 α : Factor de resistencia efectiva de la columna, según 4.2.3.
 C_C : Índice de resistencia de la columna según 4.2.3.
 F_C : Índice de ductilidad de la columna, según 4.2.3.
 F_W : Índice de ductilidad de la pared de relleno, según 4.2.3.
 Q_{cu} : Fuerza cortante de la columna, según 4.2.3.
 τ_C : Esfuerzo cortante promedio de la columna, según (N/mm²) in 4.2.3.
 A_C : Área transversal de la columna (mm²), según 4.2.3.
 h_0 : Altura libre de la columna (mm), según 4.2.3.
 D : Espesor de la columna (mm), según 4.2.3.
 W : Peso sísmico total del edificio, según 4.2.3.
 Q_{uW} : Fuerza cortante de pared de relleno (N), según 4.2.3.
 τ_W : Esfuerzo cortante promedio de la pared de relleno (N/mm²)
 A_W : Área transversal de la pared de relleno, (mm²) según 4.2.3.
 β : Relación de apertura de la pared de relleno, según 4.2.3.
 γ : Relación de reducción de resistencia por apertura, según 4.2.3.

R	: Factor de modificación de respuesta, según 4.2.3.
Ω_0	: Factor de exceso de resistencia, según 4.2.3.
μ	: Factor de ductilidad, según 4.2.3.
T	: Índice de tiempo, según 4.2.3.
S_D	: Índice de forma, según 4.2.3.
A	: Coeficiente de zona sísmica, según 4.2.5.
T	: Período fundamental (s), según 4.2.5.
T_0	: Período singular en el espectro de respuesta (s) según 4.2.5.
C_0	: Espectro de respuesta de aceleración normalizado, según 4.2.5.
I	: Coeficiente de importancia estructural 4.2.5.
C_S	: Factor de amplificación basado en el perfil del suelo, según 4.2.5.
C_d	: Factor de amplificación de deflexión, según 4.2.5.
I_{D01}	: Índice de valoración de carga de servicio -1, según 4.2.6.
I_{D02}	: Índice de valoración de carga de servicio -2, según 4.2.6.
M_u	: Momento flector último de la columna (N·mm), según 4.3.3.
f_c	: Resistencia a compresión del concreto (N/mm ²), según 4.3.3.
N	: Fuerza axial de la columna (N)
IO	: Ocupación Inmediata, según 4.4.4.
LS	: Seguridad de Vida, según 4.4.4.
CP	: Prevención de Colapso, según 4.4.4.
CCP	: Índice de resistencia en el punto CP, según 4.4.4.
YP	: Punto de fluencia, según 4.4.4.
δ_{YP}	: Desplazamiento en el punto YP (mm), según 4.4.4.
δ_{CP}	: Desplazamiento en el punto CP (mm), según 4.4.4.
G_T	: Grado de irregularidad torsional, según 4.4.4.

- G_S : Grado de irregularidad de la rigidez, según 4.4.4.
 ${}_R I_S$: Índice sísmico luego del reforzamiento, según 4.4.7.
 ${}_R I_{SO}$: Índice de valoración sísmica luego del reforzamiento, según 4.4.4.
 W_i : Peso sísmico en el i -ésimo nivel (N), según 4.4.4.
 C_i : Índice de resistencia en el i -ésimo nivel, según 4.4.4.
 F_i : Índice de ductilidad en el i -ésimo nivel, según 4.4.4.
 δ_i : Deriva en el i -ésimo nivel (mm), según 4.4.4.
 δ_{yi} : Deriva de fluencia en el i -ésimo nivel (mm), según 4.4.4.
 ${}_R F_i$: Índice de ductilidad luego del reforzamiento, en el i -ésimo nivel, según 4.4.4.
 ${}_R \Delta C_i$: Coeficiente de cortante requerido en el i -ésimo nivel, según 4.4.4.
 ${}_R C_i$: Índice de resistencia luego del reforzamiento en el i -ésimo nivel, según 4.4.4.
 ${}_R \Delta Q_i$: Fuerza cortante requerida en el i -ésimo nivel, según 4.4.4.

4.1 Generalidades

Este manual de evaluación sísmica propone tres distintos métodos para la evaluación de la capacidad sísmica de los edificios vulnerables existentes de concreto reforzado. El método de Evaluación Sísmica Simplificada (SE por sus siglas en inglés) y el método de Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE por sus siglas en inglés) pueden ser utilizados como primera etapa de evaluación de la capacidad estructural; mientras que el método de Evaluación Sísmica Detallada (DSE por sus siglas en inglés) para evaluar la capacidad estructural detalladamente debido a las consideraciones basadas en códigos sísmicos.

[Comentario]

La Tabla 4.1-1 muestra los tres distintos métodos de evaluación sísmica: Evaluación Sísmica Simplificada (SE), Evaluación Sísmica Simplificada Avanzada (ASE) y la Evaluación Sísmica Detallada (DSE).

Estos tres métodos se basan en la utilización del Índice Sísmico, I_s del método japonés de evaluación sísmica, de la normativa JBDPA [1], pero son únicos en el sentido que se introducen el Índice de ductilidad basado en el método de evaluación sísmica basado en el método de evaluación sísmica estadounidense: ASCE 41-13 [3] y [4]. El método SE corresponde al primer nivel de evaluación, el ASE al segundo nivel de evaluación y el DSE, al tercer nivel de evaluación de la Norma JBDPA. Además, cada método de evaluación requiere distintos niveles de investigación en campo, por ejemplo: SE no requiere una investigación de campo si se dispone de planos estructurales, caso contrario sí se requiere realizar la investigación; ASE requiere una investigación simple sobre la resistencia de los materiales, mientras que la DSE requiere una investigación detallada sobre resistencia de los materiales.

Los documentos técnicos originales donde se proponen la SE y la ASE están basados en múltiples investigaciones realizadas por el Dr. Matsutaro Seki del Building Research Institute en el 2015 [4] [5] y 2017 [6], mientras que la DSE se basa en las investigaciones realizadas por el Dr. Yosuke Nakajima (et.al.) en 2020 [7] y el Dr. Matsutaro Seki (et.al.) en 2022 [8].

Tabla 4.1-1 Métodos de Evaluación Estructural para Edificios Existentes de Concreto Reforzado

Título	SE	ASE	DSE
Método de Evaluación	Evaluación Sísmica Simplificada	Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada	Evaluación Sísmica Detallada
Objetivo	Capacidad última aproximada de muchos edificios (Evaluación)	Capacidad última aproximada, más precisa que la SE, para múltiples edificios (Evaluación)	Capacidad última detallada para múltiples edificios.
Recursos	Planos estructurales	Planos Estructurales e Investigación de Campo Sencilla (Pruebas no destructivas)	Planos Estructurales e Investigación de Campo Detallada (Pruebas destructivas)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4.2 Evaluación Sísmica Simplificada (SE)

4.2.1 Procedimiento Básico para Evaluación

Esta metodología describe varios índices que fueron utilizados en Bangladesh, tales como el Índice sísmico, I_s , el Índice de valoración sísmica, I_{so} , el Índice de carga de servicio, I_D , y el Índice de valoración de carga de servicio, I_{D0} . En cuanto a la valoración final, se puede llevar a cabo la evaluación de la vulnerabilidad de:

- (1) Capacidad Sísmica por Carga Sísmica Horizontal;
- (2) Capacidad de Carga de Servicio por Carga de Servicio Vertical

Así, se puede obtener una clasificación estructural final basada en la combinación de la capacidad sísmica y la capacidad de carga de servicio. Si el rango no satisface el Índice de valoración, se recomendará el método de evaluación sísmica detallada (DSE).

[Comentario]

El siguiente diagrama de flujo muestra el proceso de la Evaluación Sísmica Simplificada (Figura 4.2-1).

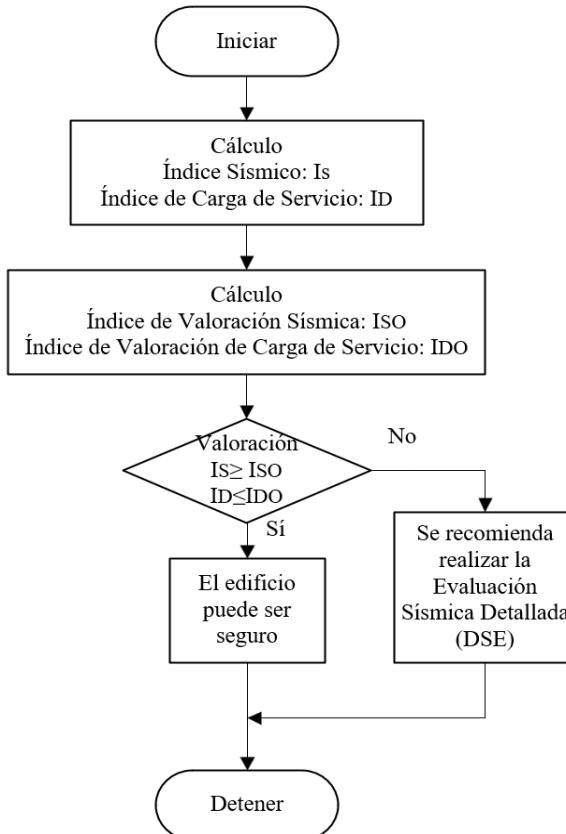


Figura 4.2-1 Diagrama de Flujo - Evaluación Sísmica Simplificada (SE)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4.2.2 Principios Básicos

La metodología de la Evaluación Sísmica Simplificada se basa en los siguientes principios básicos:

- (i) El método de Evaluación Sísmica se basa en la filosofía del Manual de Evaluación Sísmica para edificios existentes de concreto reforzado (*Japanese Seismic Evaluation Standard for existing concrete buildings*): JBDPA, 2001 [1], así como de códigos sísmicos americanos para la evaluación sísmica, tales como: IBC 200 [9], Mwafy, A.M. (2002) [10], NTDS(1994) [11], entre otros.
- (ii) Se conduce en edificios conformados por marcos de concreto reforzado resistente a momentos (viga – columna).
- (iii) Esta evaluación se conduce únicamente mediante la disponibilidad de planos estructurales y/o arquitectónicos originales, realizándose con la condición de que el edificio se haya construido fielmente acorde a lo descrito con los planos originales.
- (iv) La evaluación se realiza básicamente en la planta baja (nivel 1) que suele ser el nivel más débil de todos los que conforman el edificio.
- (v) Si en los planos estructurales falta información necesaria, como la resistencia de los materiales, disposición del acero de refuerzo, este puede ser asumido por su año de construcción y/o la experiencia del ingeniero a cargo de conducir la evaluación, etc.
- (vi) Deben escogerse al menos tres tipos de columnas como las columnas representativas, las cuales pueden ser: columnas centrales, columnas laterales y columnas de esquina.
- (vii) Las paredes de relleno de ladrillo de arcilla o bloques de concreto pueden evaluarse como miembros estructurales.

[Comentario]

El método de Evaluación Sísmica Simplificada se lleva a cabo básicamente mediante la información provista por los planos estructurales y/o arquitectónicos, tal como se describe en el inciso (iii) de los principios básicos. Sin embargo, si no se dispone de tal información, este método puede realizarse mediante una simple investigación in situ. En dado caso, como se desconocen las propiedades de los materiales, estos valores se asumirán según el año de construcción y/o la experiencia del ingeniero a cargo, etc. Tal como se describe en el inciso (v) de principios básicos. Cuando no se disponga de dicha información, pueden asumirse los valores descritos en la Tabla 4.2-1

Tabla 4.2-1 Valores Asumidos de Resistencia de Concreto [borrador]

	Agregado desconocido	Agregado conocido	
17 MPa (17N/mm ²)		Agregados finos y gruesos	Gravilla de mampostería
		21 MPa	17 MPa
Altura por nivel (h)	Primer nivel	Otros niveles	
	3600m	3000m	
Peralte efectivo de vigas (D _B)	450mm		
Peso promedio por nivel (w)	Último nivel	Otros niveles	
	7 kN/m ²	10 kN/m ²	

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4.2.3 Índice Sísmico, I_s

$$I_s = E_o \cdot S_D \cdot T \quad \text{Ec. 4-1}$$

Donde:

E_o : Índice Estructural Básico

$$E_o = \text{Max}(E_{01}, E_{02}) \quad \text{Ec. 4-2}$$

$$E_{01} = (C_w + \alpha \times C_c) \times F_w \quad : F_w = 1.0$$

$$E_{02} = C_c \times F_c \quad : F_c > 1.27$$

α : Índice de resistencia efectiva de la columna

α : = 1.0 ($F_c = 1.0$)

α : = 0.7 ($F_c > 1.27$)

F_w : Factor de ductilidad de la pared de mampostería.

F_c : Factor de ductilidad de la columna.

C_c : Índice de resistencia de la columna.

$$C_c = Q_{cu}/W \quad \text{Ec. 4-3}$$

Q_{cu} : Fuerza cortante total de los tres grupos representativos de columnas.

$$Q_{cu} = \tau_c \times \sum A_{ci} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (N) \quad \text{Ec. 4-4}$$

τ_c : Esfuerzo cortante promedio de los tres grupos representativos de columnas.

$$\tau_c = (\sum n_i \times \tau_i) / \sum n_i \quad (i = 1, 2, 3) \quad (N/mm^2)$$

τ_i : Resistencia cortante asumida de la columna (N/mm^2 , según JBDPA2001 [1]).

$$h_{0i}/D_i > 6: \quad \tau_i = 0.7 N/mm^2$$

$$h_{0i}/D_i \leq 6: \quad \tau_i = 1.0 N/mm^2$$

Si un análisis detallado se ha realizado por separado, puede ser utilizado dicho resultado obtenido.

h_{0i} : Altura efectiva de la columna – i ($i = 1, 2, 3$) (mm),

D_i : Espesor de la sección de columna – i ($i = 1, 2, 3$) (mm)

A_{ci} : Área transversal de la columna – i ($i = 1, 2, 3$) (mm^2)

$\sum A_c$: Área transversal total de las columnas (mm^2)

W : Peso sísmico total del edificio (N)

C_w : Índice de rigidez de la pared de mampostería (ladrillo de arcilla o bloque de concreto)

$$C_w = Q_{uw}/W$$

Q_{uW} : Fuerza cortante total de los tres grupos representativos de columnas.

$$Q_{uW} = \tau_W \times \Sigma A_W$$

τ_W : Esfuerzo cortante promedio de la pared de mampostería (ladrillo de arcillo o bloque de concreto)

$$\tau_W = (\beta \times \tau_{W,i})/W \quad (i = 1,2,3) \quad (N/mm^2)$$

β : Relación de reducción de apertura

$$\beta = 1 - \gamma; \quad (\gamma \leq 0.4)$$

γ : Relación de apertura [12]

τ_W : Esfuerzo cortante promedio de la pared de mampostería (ladrillo de arcillo o bloque de concreto) (N/mm^2), igual a 0.2 MPa

Si un análisis detallado se ha realizado, puede utilizarse ese valor.

ΣA_W Área transversal total de paredes (mm^2).

F_C : Índice de ductilidad de la columna

Un valor aproximado del Índice de ductilidad de la columna puede ser obtenido a través de la ecuación basada en la NTDS 1994 [11].

$$F_C = R/\Omega_0 \quad \text{Ec. 4-5}$$

R : Factor de modificación de respuesta basado en el tipo de estructura, según la NTDS 1994.

(Tabla 4.2.3-1)

Ω_0 : Factor de sobre resistencia basado en tipo de estructura, según la NTDS 1994.

(Tabla 4.2-2)

El valor de R se determina mediante el tipo estructural de la edificación, pero si se desconoce el tipo estructural en el momento del diseño, será determinado mediante los planos estructurales o la investigación de campo. Los tipos estructurales pueden clasificarse acorde los criterios descritos en la ACI 318-11 [13], como se muestra en la Tabla 4.2-2

Tabla 4.2-2 Índice de Ductilidad de Columnas: F_C

Tipo estructural	Marcos Especial Resistente a Momento (SMF)	Marco Intermedio Resistente a Momento (IMF)	Marco Ordinario Resistente a Momento (OMF)
R	8	5	3
Ω_0		3	
Detallamiento estructural, basado en la ACI 318-11*			
Sección transversal	$\geq 300 \text{ mm}$		
Estríbo	Sí		No

Espaciamiento requerido de estribo o varilla de amarre **	<p>(a) 6 veces el diámetro del acero de refuerzo longitudinal.</p> <p>(b) 1/4 de la menor dimensión transversal de la columna.</p> <p>(c) 150 mm</p>	<p>(a) 8 veces el diámetro del acero de refuerzo longitudinal.</p> <p>(b) 24 veces el diámetro del estribo (refuerzo cortante).</p> <p>(c) 1/2 de la menor dimensión transversal de la columna.</p> <p>(d) 300 mm</p>	<p>(a) 16 veces el diámetro del acero de refuerzo longitudinal de menor diámetro.</p> <p>(b) 48 veces el diámetro de la varilla de amarre.</p>
--	--	---	--

Nota:

*Tipo estructural: Si el detalle estructural no corresponde al tipo estructural OMF en la Tabla anterior, será considerado como OMF.

** Espaciamiento de estribos.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Estribo	Amarre cerrado o continua (espiral). Un amarre cerrado puede estar conformado de varios elementos de refuerzo, cada uno de los cuales ganchos sísmicos en ambos extremos. Un amarre continuo deberá tener un gancho sísmico en ambos extremos.
Gancho sísmico:	Un gancho en un estribo, o varilla de amarre con una doblez no menor a 135°. Estos deberán tener una longitud de $6d_b$ (pero no menor a 75mm) de extensión que se enganche al refuerzo longitudinal y que se proyectó hacia el interior del estribo.
Varilla amarre de	Varilla de refuerzo o alambre de amarre que encierra el refuerzo longitudinal. Puede aceptarse una varilla o alambre de amarre continuo en forma de círculo, rectángulo u otra forma poligonal sin esquinas dentadas.

F_W : Índice de ductilidad de la pared de mampostería (ladrillo de arcilla o bloque de concreto)

$F_W = 1.0$

Si un análisis detallado se ha realizado por separado, puede ser utilizado dicho resultado obtenido.

S_D : Índice de Forma

Este índice puede ser asumido como

$$S_D = 1.0$$

Ec. 4-6

Basándose en los planos estructurales y/o la investigación en el sitio.

Tabla 4.2-3 Índice de Forma (Irregularidad) S_D

Grado del fenómeno	Ninguna o Leve, como en la Figura 4.2-2	Notable, como en la Figura 4.2-2
Índice S_D	1.0	0.9

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

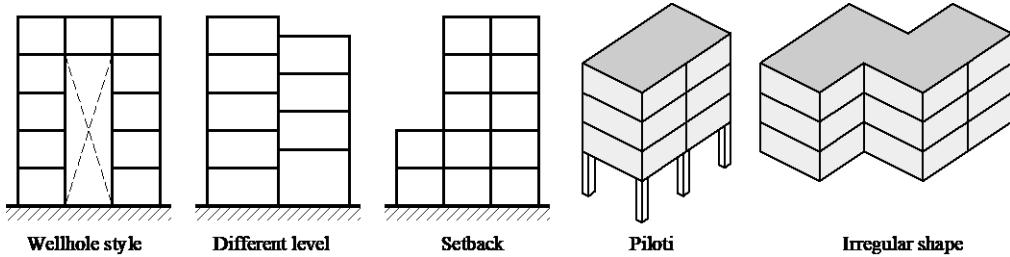


Figura 4.2-2 Irregularidad de Edificios Existentes

 T : Índice de Deterioro por Tiempo

Este índice puede asumirse como

$$T = 1.0 \quad \text{Ec. 4-7}$$

Asumido según la investigación de campo.

Tabla 4.2-4 Índice de Deterioro por Tiempo (T)

Grado del fenómeno	Ninguna o Leve, como en la Figura 4.2-3	Notable, como en la Figura 4.2-3
Índice T	1.0	0.9

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

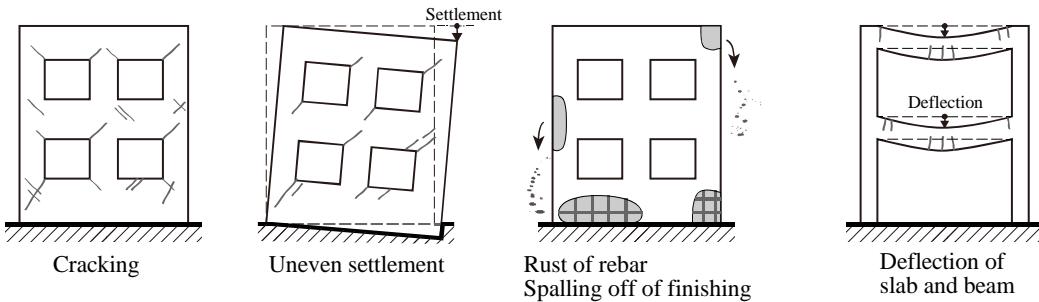


Figura 4.2-3 Deterioro por el paso del tiempo en edificios existentes

[Comentario]

1. Esfuerzo cortante de la columna, τ_c , para capacidad de resistencia: C_c

En este método se utiliza la resistencia promedio a cortante de las columnas del primer nivel de evaluación que se describe en la JBDPA [1]. Esta resistencia promedio a cortante se compara con la resistencia última a cortante calculada de los edificios existentes. Como resultado de comparación, la resistencia cortante promedio muestra valores conservadores en comparación con la resistencia última a cortante real de un edificio existente.

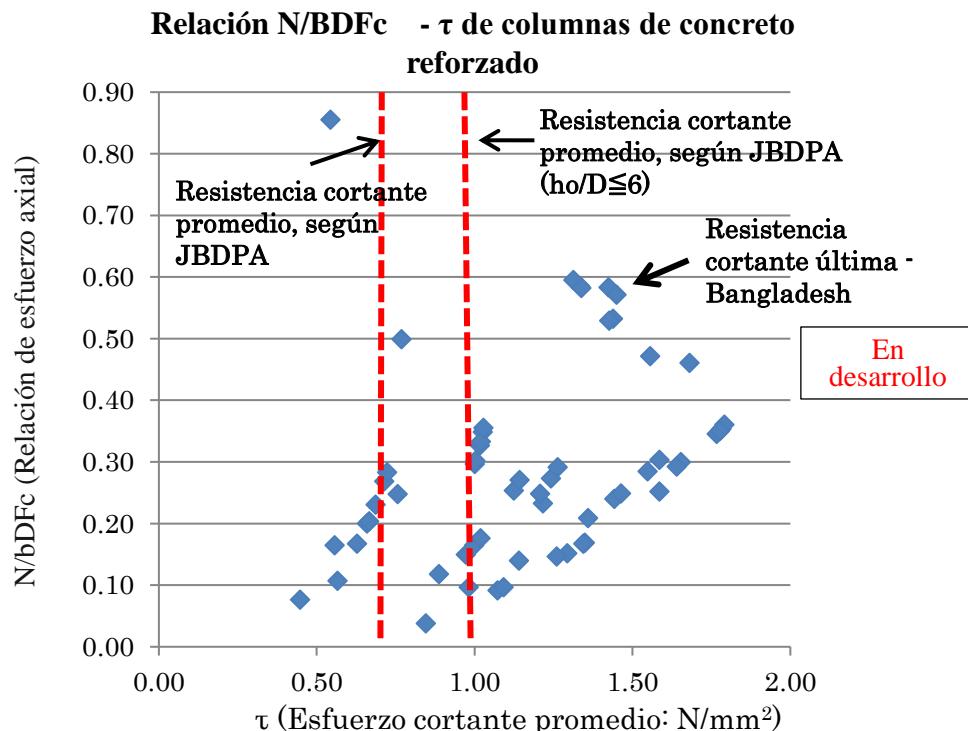


Figura 4.2-4 Relación N/bBFc - τ - Columnas de Concreto Reforzado Existentes [4]

2. Resistencia cortante promedio de paredes de mampostería (ladrillo de arcilla o bloque de concreto): τ_w para capacidad de resistencia: C_w

En la Figura 4.2-5 [14] se muestra la resistencia cortante de paredes de relleno de mampostería de ladrillo de arcilla y de bloques de concreto. La figura también muestra la resistencia cortante promedio utilizada en los criterios de diseño de cada país y valores propuestos por investigadores. En este Capítulo se utiliza el valor de 0.20MPa que es el valor mínimo de esfuerzo cortante promedio en cada país. Sin embargo, si se ha realizado investigaciones o estudios especiales por separado, pueden utilizarse los resultados de dichas investigaciones.

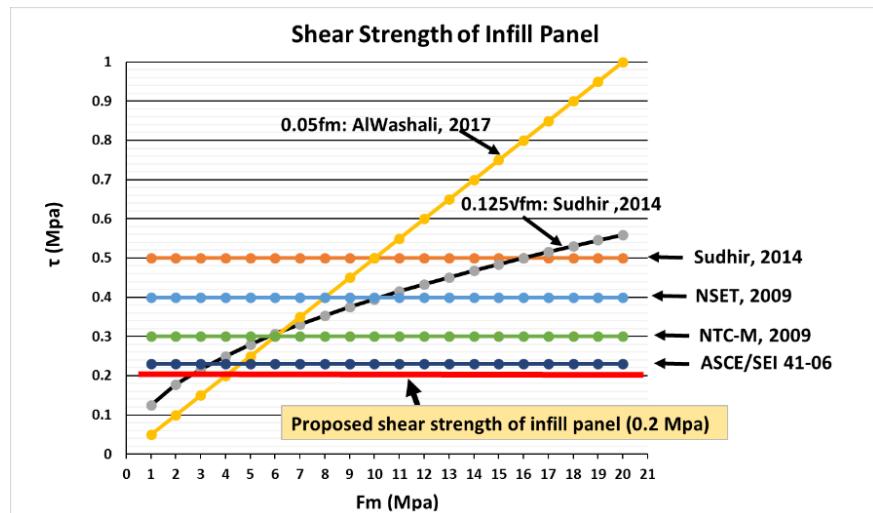


Figura 4.2-5 Resistencia Cortante de Paredes de Relleno de Mampostería

3. Relación de reducción por aperturas de paredes de mampostería (ladrillo de arcilla o bloque de concreto): α

El factor de reducción por aperturas α se define en la Figura 4.2-6. Este factor se define en Ley Japonesa de Normas de la Construcción (Japanese Building Standard Law) (AIJ1999) [12], y, debido a que se han realizado pocos estudios con respecto a la temática de la relación de reducción de resistencia para paredes de mampostería, los valores de la norma japonesa serán utilizados en este Manual.

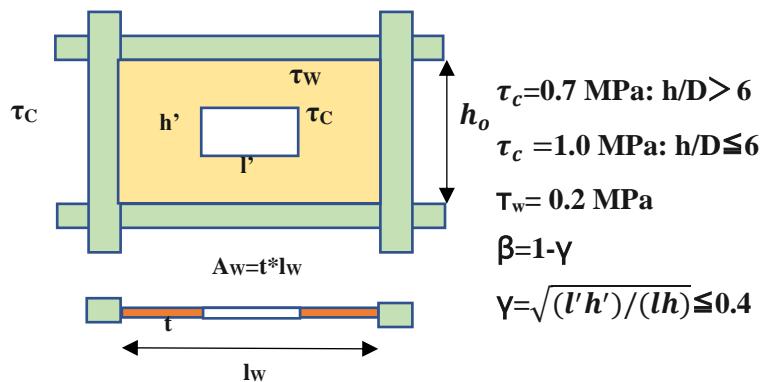


Figura 4.2-6 Relación de Reducción por Aberturas en Paredes de Mampostería (Ladrillo de Obra o Bloques de Concreto)

4. Índice de Ductilidad de la columna: F_c

En ASCE7-16 [15], el factor de modificación de respuesta basado en el tipo de estructura, R , y el factor de sobre resistencia del sistema, Ω_o se definen como se muestra en la Tabla 4.2-2 Índice de Ductilidad de Columnas: F_c . Además, el comportamiento no lineal de la estructura se muestra en la Figura 4.2-7. La Figura 4.2-8 muestra las relaciones entre la fuerza cortante de respuesta (V) y el factor de ductilidad (F_B) y a partir de esta figura, el índice de ductilidad, F_B se define como $F_B = R/\Omega_o$.

La Tabla 4.2-2 muestra un método para asumir el valor de R que se preparó basándose en las disposiciones de ACI 318 -11 [13] a las que hace referencia ASCE7-16[15] para el caso en el que se desconozca el valor de R utilizado en el diseño de un edificio. Estos elementos pueden confirmarse mediante los planos y/o la investigación de campo.

Además, incluso en caso de que un edificio no haya sido diseñado para soportar cargas sísmicas, la ductilidad del sistema sismorresistente se determina a partir de la disposición de los refuerzos. Se extraen los elementos que pueden obtenerse mediante planos o estudios de campo, y se seleccionan principalmente los elementos del refuerzo transversal que afectan a la ductilidad. El contenido de cada elemento indica los criterios mínimos para cada tipo de marco estructural.

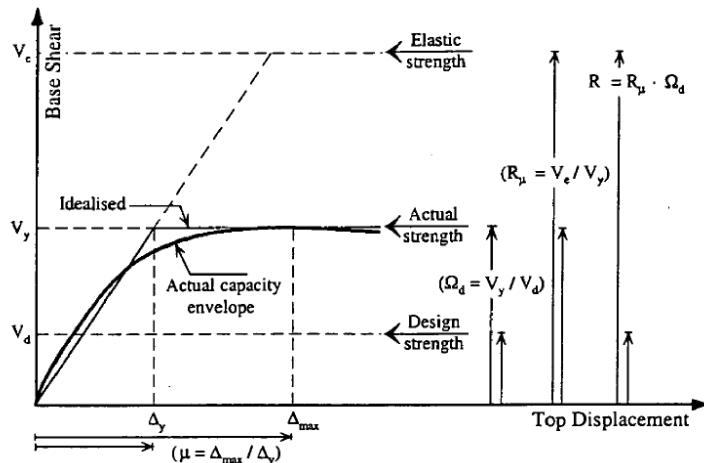


Figura 4.2-7 Fuerza Inelástica - Curva de Deformación (Mwafy y Elnashai, 2002 [10])

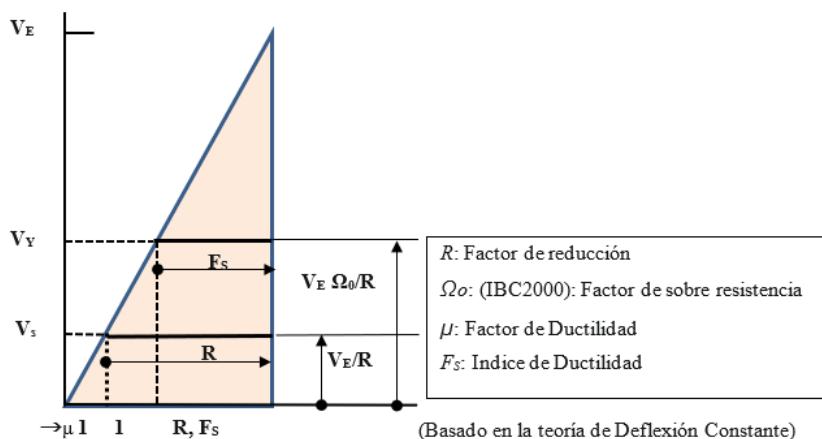


Figura 4.2-8 Curva de Factor Cortante de Respuesta (V) - Factor de Ductilidad (μ)

Tabla 4.2-5 Factores R y Ω_0 - ASCE 7-16 [15]

Sistema sismorresistente	Secciones de ASCE 7 Donde se Especifica n los Detalles Requerido s	Coeficien te de Modifica ción de Respuest a	Factor de Sobre resiste ncia	Factor de Amplifica ción de Deflexión	
			R	Ω_0	C_d
C.	Sistema de Marcos Resistentes a Momento				
1	Marcos de momento de acero con detallado especial	14.1 y 12.2.5.5	8	3	5.5
2	Marcos de momento de acero con detallado "struss"	14.1	7	3	5.5
3	Marcos de momento de acero con detallado intermedio	12.2.5.7 y 14.1	4.5	3	4
4	Marcos de momento de acero con detallado ordinario	12.2.5.6 y 14.1	3.5	3	3
5	Marcos de momento de concreto reforzado con detallado especial	12.2.5.5 y 14.1	8	3	5.5
6	Marcos de momento de concreto reforzado con detallado intermedio	14.2	5	3	4.5
7	Marcos de momento de concreto reforzado con detallado ordinario	14.2	3	3	3.5

Nota. Adaptado de "Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems" de ASCE 7-16 (p. 90) de la American Society of Civil Engineers, 2017.

5. Índice de Forma: S_D

Este índice será asumido en base a los planos estructurales. Si se realiza la investigación en el sitio, el índice S_D puede basarse en la Tabla 4.2-3 y la Figura 4.2-2 en la siguiente parte de la Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE).

6. Índice de Deterioro por Tiempo, T

Este índice se asumirá como 1,0, ya que no puede decidirse mediante los planos estructurales. Si se realiza la investigación en obra, el índice T , puede basarse en la Tabla 4.2-4 y la Figura 4.2-3 en la siguiente parte de la Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE).

4.2.4 Índice de Carga de Servicio, I_D

$$I_D = W / \sum A_C$$

Ec. 4-8

Donde:

W: Peso sísmico total del edificio (N)

 $\sum A_C$: Área transversal total de las columnas (mm^2)

[Comentario]

En El Salvador, la resistencia del concreto tiende a ser menor que la resistencia de diseño debido a defectos en la construcción. Las bajas resistencias del concreto reducen los factores de seguridad de las columnas en relación con las cargas de servicio que, a su vez, reduce la seguridad de la estructura debido a las cargas gravitatorias. Basado en este contexto, se estableció este índice para comprobar la seguridad de las columnas en la dirección vertical.

4.2.5 Índice de Valoración Sísmica, I_{so}

I_{so} : Índice de Valoración Sísmica

$$I_{so} = C_S \cdot R$$

Ec. 4-9

 C_S : Coeficiente sísmico según NTDS 1994 [11]

$$C_S = \frac{AIC_0}{R} \cdot \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Ec. 4-10}$$

Donde:

 A : Coeficiente de Zonificación Sísmica. I : Factor de Importancia. Co, To : Coeficientes de sitio debido a las características del suelo R : Factor de modificación de respuesta. T : Período fundamental de vibración (s) de la estructura en la dirección bajo consideración. Determinado según la Ec. 3-13.

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

Donde:

 C_t : Coeficiente numérico, definido por los materiales del edificio; h_n : Altura en metros, desde la base hasta el nivel n.

[Comentario]

Los siguientes valores están definidos en las siguientes tablas.

1. Coeficientes de sitio: Co, To

Consultar en la Tabla 1-3 del Anexo 1 Capítulo 1.

2. Aceleraciones pico (Horizontal)

Tabla 4.2-6 Valores de Aceleraciones Pico (Horizontal)

Máximo coeficiente de diseño $C_s \cdot R$		
Tipo de suelo	Zona I	Zona II
S_1	1	0.75
S_2	1.1	0.825
S_3	1.2	0.90
S_4	1.2	0.90

3. Categoría de Ocupación y Factor de Importancia

Tabla 4.2-7 Descripción de Categorías de Ocupación

Categorías de ocupación	Tipo de ocupación o función de la estructura
I	Comprenden aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo para atender la emergencia, preservar la salud y la seguridad de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares y cualquier otra edificación y/o instalación de servicio público, almacenamiento de sustancias tóxicas que se requiera para superar la emergencia.
II	Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación o edificaciones que requieran su operación en el período inmediatamente después del sismo. Incluye edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados, centros comerciales con un área de más de 3000m ² , almacenes con un área de uso de 5000m ² o más de 10m de altura, salones que agrupan más de 200 personas, estadios con graderías al aire libre para 2000 personas o más, edificios de más de 4 pisos o más de 1000m ² por piso, museos, monumentos, terminales de transporte, instalaciones hospitalarias diferentes a las de categoría de ocupación I, locales que alojen equipo especialmente costoso, etc.
III	Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación, incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas construcciones no incluidas en las categorías de ocupación I y II.

Nota. Adaptado de “Tabla 3 Categorías de Ocupación”, de Norma Técnica de Diseño por Sismo (p. 19), por Ministerio de Obras Públicas (MOP) y Asociación de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), 1994.

La NTDS 1994 define tres categorías, según la siguiente Tabla:

Tabla 4.2-8 Categorías de Ocupación y Factor de Importancia

Categoría de ocupación	Factor de Importancia I
I	Establecimientos Esenciales o Peligrosos

Categoría de ocupación		Factor de Importancia I
II	Edificios de Ocupación Especial	1.2
III	Edificios de Ocupación Normal	1.0

Nota. Adaptado de “Tabla 4 Factores de importancia”, de Norma Técnica de Diseño por Sismo (p. 19), por Ministerio de Obras Públicas (MOP) y Asociación de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), 1994.

4. Sistemas Estructurales

Consultar en la Tabla 1-4 del ANEXO 1 CAPITULO 1

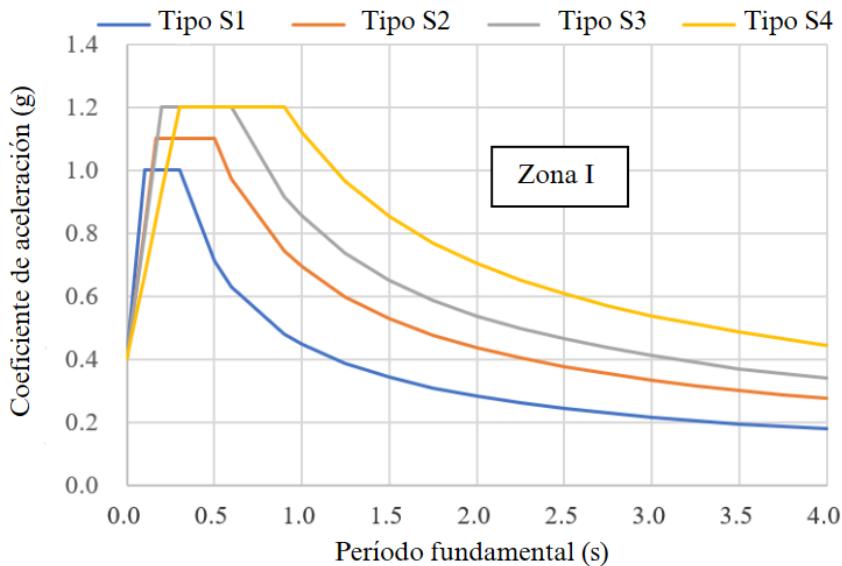


Figura 4.2-9 Espectro de Respuesta - Zona I

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4.2.6 Índice de Valoración de Carga de Servicio: I_{D0}

$$I_{D01} = 0.4 \times F_c$$

Ec. 4-11

$$I_{D02} = 0.7 \times F_c$$

Donde:

F_c : Resistencia a compresión de diseño del concreto (N/mm^2).

[Comentario]

El índice de valoración de carga de servicio, I_{D01} , se define como:

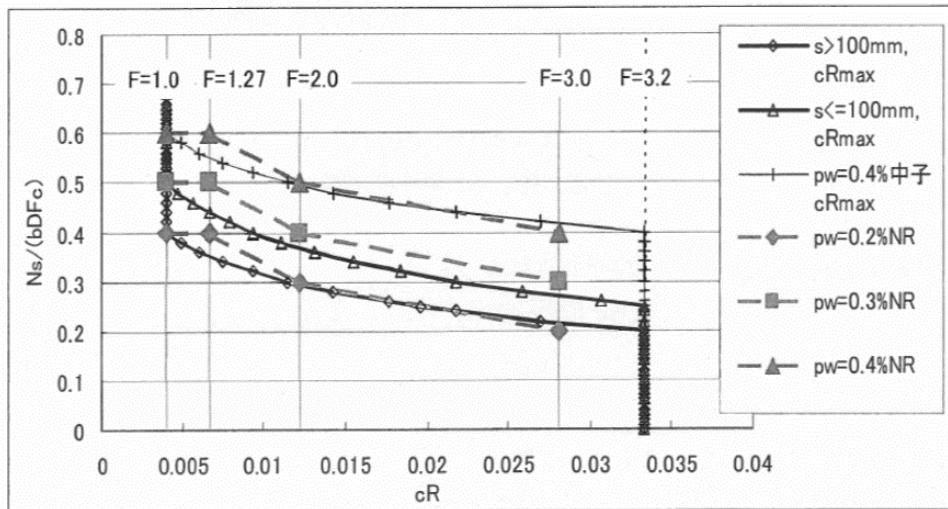
$$I_{D01} = 0.4 \cdot F_c$$

Mientras que el I_{D02} , como:

$$I_{D02} = 0.7 \cdot F_c$$

Basado en la JBDPA 2001 [1].

La Figura 4.2-10 muestra la relación entre la capacidad de carga de servicio y el ángulo de deflexión horizontal último, basado en la JBDPA 2001 [1]. A partir de esta figura, en la región de más de $0.7N_s/(b \cdot D \cdot F_c)$, el ángulo de deflexión horizontal último se define como 0.005 de un valor bastante pequeño. Además, los datos de las pruebas realizadas se hayan entre $0.4N_s/(b \cdot D \cdot F_c)$ y $0.7N_s/(b \cdot D \cdot F_c)$. En ASCE 41-13 [2], la carga de servicio limitada se define como $0.7b \cdot D \cdot F_c$. Por lo tanto, para este método de evaluación sísmica, el valor crítico limitado de I_{D01} para la valoración de la carga de servicio de las columnas será asumido como $0.4N_s/(b \cdot D \cdot F_c)$ y el valor más crítico de I_{D02} , $0.7N_s/(b \cdot D \cdot F_c)$, respectivamente.



Leyenda $N_s/(bDFc)$: Esfuerzo de carga de servicio normalizado
 cR : Ángulo de deflexión horizontal último (rad.)

Figura 4.2-10 Relación de Carga de Servicio - Ángulo de Deflexión Horizontal Último [1]

4.2.7 Valoración

(1) Capacidad Sísmica

- | | | |
|-------------------------------|--|----------|
| $I_s \geq I_{s0}$ | : Mayor que BNBC (Rango SA) | |
| $0.5I_{s0} \leq I_s < I_{s0}$ | : Menor que BNBC (Rango SB) | Ec. 4-12 |
| $I_s < 0.5I_{s0}$ | : Notablemente menor que BNBC (Rango SC) | |

(2) Capacidad de Carga de Servicio

- | | | |
|---------------------------------|--|----------|
| $I_d < I_{D01}$ | : Mayor que la demanda de capacidad de carga de servicio (Rango DA) | |
| $I_{D01} \leq I_d \leq I_{D02}$ | : Menor que la demanda de capacidad de carga de servicio (Rango DB) | Ec. 4-13 |
| $I_{D02} < I_d$ | : Notablemente menor que la demanda de capacidad de carga de servicio (Rango DC) | |

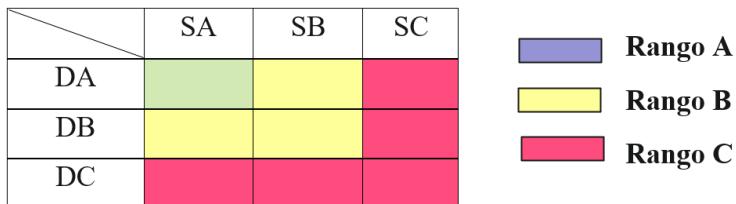
(3) Clasificación final basada en la Combinación de Capacidad Sísmica y Capacidad de Carga de Servicio.

La clasificación estructural final basada en la combinación de la capacidad sísmica y la capacidad de carga de servicio puede ser obtenida a través de la Tabla 4.2-9 siguiente.

Tabla 4.2-9 Clasificación Final de Capacidad - Evaluación Sísmica Simplificada

Clasificación final de capacidad	Combinación def I_{BS} y I_{BD}	Recomendación
A	SA-DA	Puede ser seguro
B	SA-DB, SB-DA, SB-DB	Se recomienda realizar una Evaluación Detallada.
C	SA-DC, SB-DC, SC-DA, SC-DB, SC-DC	Se recomienda realizar una Evaluación Detallada inmediatamente

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



4.3 Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE)

4.3.1 Generalidades

El método de evaluación sísmica avanzada simplificada puede ser utilizada como primera etapa de evaluación de la capacidad estructural; especialmente, para numerosos edificios existentes en El Salvador.

[Comentario]

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

4.3.2 Procedimiento Básico para Evaluación

Esta metodología se compone de varios índices que pueden ser aplicados en El Salvador, por ejemplo: índice sísmico (I_s), índice de valoración sísmica (I_{so}), índice de carga de servicio (I_D) y el índice de valoración de carga de servicio (I_{D0}).

Para valoración final se puede realizar la evaluación de la vulnerabilidad mediante los siguientes ítems:

- (1) Capacidad sísmica mediante carga sísmica horizontal;
- (2) Capacidad de carga de servicio mediante carga de servicio vertical.

Finalmente, se puede obtener la clasificación estructural basada en la combinación de la capacidad sísmica y de la capacidad de cargas de servicio. Si la clasificación no satisface el índice objetivo, se recomienda realizar una evaluación estructural detallada.

[Comentario]

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

4.3.3 Índice Sísmico: I_S

4.3.3.1 Principios Básicos

El método de Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada sigue los siguientes principios básicos:

- (viii) El método de evaluación sísmica se basa en la filosofía del manual de evaluación sísmica para edificios existentes de concreto reforzado de Japón: JBDPA, 2001 [1], así como de códigos sísmicos americanos para la evaluación sísmica, tales como: IBC 200 [9], Mwafy, A.M. (2002) [10], NTDS(1994) [11], entre otros.
- (ix) Se conduce en edificios conformados por marcos de concreto reforzado resistente a momentos (viga – columna).
- (x) Esta evaluación se conduce únicamente mediante la disponibilidad de planos estructurales y/o arquitectónicos originales, realizándose con la condición de que el edificio se haya construido fielmente acorde a lo descrito con los planos originales. Sin embargo, cuando se lleve a cabo una investigación en el sitio, la información real deberá reflejarse en la evaluación sísmica,
- (xi) La evaluación se realiza básicamente en la planta baja (nivel 1) que suele ser el nivel más débil de todos los que conforman el edificio.
- (xii) Si en los planos estructurales falta información necesaria para el desarrollo de la evaluación, como la resistencia del concreto y del acero de refuerzo, etc., se asumirán estos parámetros mediante las investigaciones en el sitio según el capítulo 4.3.3.2. Especialmente lo que respecta a la resistencia a la compresión del concreto, la investigación en el sitio será conducida mediante ensayos no destructivos si la realización de pruebas destructivas fuera difícil e inconveniente de llevar a cabo.
- (xiii) Deben escogerse al menos tres tipos de columnas como las columnas representativas, las cuales pueden ser: columnas centrales, columnas laterales y columnas de esquina.

[Comentario]

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

4.3.3.2 Índice Sísmico: I_S

$$I_S = E_o \times S_D \times T \quad (\text{al igual que SE}) \quad \text{Ec. 4-14}$$

Donde:

E_o : Índice estructural básico

$$E_o = \text{Max}(E_{01}, E_{02}) \quad (\text{al igual que SE}) \quad \text{Ec. 4-15}$$

$$E_{01} = (C_W + \alpha \times C_C) \times F_W \quad : F_W = 1.0 \quad (\text{al igual que SE})$$

$E_{02} = C_C \times F_C$	$: F_C > 1.27$	(al igual que SE)
α : Factor de resistencia efectiva de la columna		(al igual que SE)
$=1.0 (F_C=1.0)$		
$=0.7 (F_C > 1.27)$		
F_W : Factor de ductilidad de la pared de mampostería		(al igual que SE)
F_C : Índice de ductilidad de la columna		(al igual que SE)
C_C : Índice de resistencia de la columna		
$C_C = Q_{cu}/W$		Ec. 4-16
Q_{cu} : Fuerza cortante total de los tres grupos representativos de columnas.		
$Q_{cu} = \tau_c \times \sum A_{Ci} \quad (i = 1,2,3) \quad (N)$		Ec. 4-17
τ_c : Esfuerzo cortante promedio de los tres grupos representativos de columnas.		
$\tau_c = (\sum n_i \times Q_{ui}/A_{Ci}) / \sum n_i \quad (i = 1,2,3) \quad (N/mm^2)$		
Q_{ui} : Fuerza cortante de la columna – i (i=1,2,3)		
$Q_{ui} = M_{ui}/(h_i/2) \quad (N)$		
M_{ui} : Momento flector último de la columna – i (i=1,2,3).		
Se puede calcular alternativamente mediante la JBDPA 2001 [1] o, con la ACI 318-11 [13]. La resistencia última a flexión (M_u) se calcula mediante la Ecuación 4.3.3-6 según la JBDPA 2001 [1].		
It can be calculated alternatively by JBDPA 2001 [1] or ACI318 -11[13]. The ultimate flexural strength (M_u) is calculated by Eq. 4.3.3-6 after JBDPA 2001 [1].		
<i>Para</i> $N_{max} \geq N > 0.4 \times b \times D \times f_c$		Ec. 4-18
$M_{u1} = (0.8a_t \times \sigma_y \times D + 0.12b \times D^2 \times f_c) \times \left(\frac{N_{max}-N}{N_{max}-0.4b \cdot D \cdot f_c} \right) \quad (N \cdot mm)$		
<i>Para</i> $0.4 \times b \times D \times f_c \geq N > 0$		
$M_{u2} = \left\{ 0.8a_t \times \sigma_y \times D + 0.5N \times D \times \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot f_c} \right) \right\} \quad (N \cdot mm)$		
<i>Para</i> $0 > N \geq N_{min}$		
$M_{u3} = 0.8a_t \times \sigma_y \times D + 0.4N \times D \quad (N \cdot mm)$		
h_i : Altura libre de la columna – i (i=1,2,3) (mm).		
A_{Ci} : Área transversal de la columna (mm^2)		
$\sum A_C$: Área total transversal de las columnas – i (i=1,2,3) (mm^2)		
W : Peso sísmico total del edificio (N)		

n_i :	Número de la columna – i (i=1,2,3)
F_c	Resistencia a la compresión del concreto (N/mm ²)
	Valor obtenido mediante la investigación en el sitio.
N	Fuerza Axial (N)
S_D :	Índice de Forma
	Puede ser asumido en base a los planos y/o la investigación de campo.
T :	Índice de deterioro por tiempo
	Puede ser asumido en base a los planos y/o la investigación de campo.

[Comentario]

(1) Índice de resistencia de la columna: C_c

De acuerdo con la ACI 318-11 [13], no hay una formula específica para calcular la resistencia a flexión de una columna. Se dan algunas suposiciones para la excentricidad mínima de una columna, deformación unitaria de las fibras externas del concreto y el acero de refuerzo, factor de esfuerzos equivalentes en bloques, factor de reducción de resistencia, etc. Basándose en el análisis de compatibilidad de deformaciones unitarias, puede calcularse la resistencia a flexión para una determinada carga axial de una columna.

(2) Investigación en el sitio sobre la resistencia de los materiales y dimensión de elementos estructurales

Con la finalidad de desarrollar la Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada, ASE; los siguientes ítems de una investigación en el sitio deben ser cubiertos. La Tabla 4.3-1 y la Figura 4.3-1 muestran los ítems previamente mencionados.

Tabla 4.3-1 Ítems a Cubrir Sobre la Investigación del Sitio

Ítem		Método de Investigación	
Columna	Ancho (B), Espesor (D)	Instrumento de medición	Figura 4.3-1 (a)
	Disposición y diámetro de acero de refuerzo	Detector de acero de refuerzo.	Figura 4.3-1 (b)
	Resistencia a compresión del concreto (f_c)	Martillo Schmidt / Martillo de rebote.	Figura 4.3-1 (c)
Altura de niveles, distancia entre columnas, tamaño del edificio.		Distanciómetro láser	Figura 4.3-1 (d)



Figura 4.3-1 Fotografías de Investigación en el Sitio

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO].

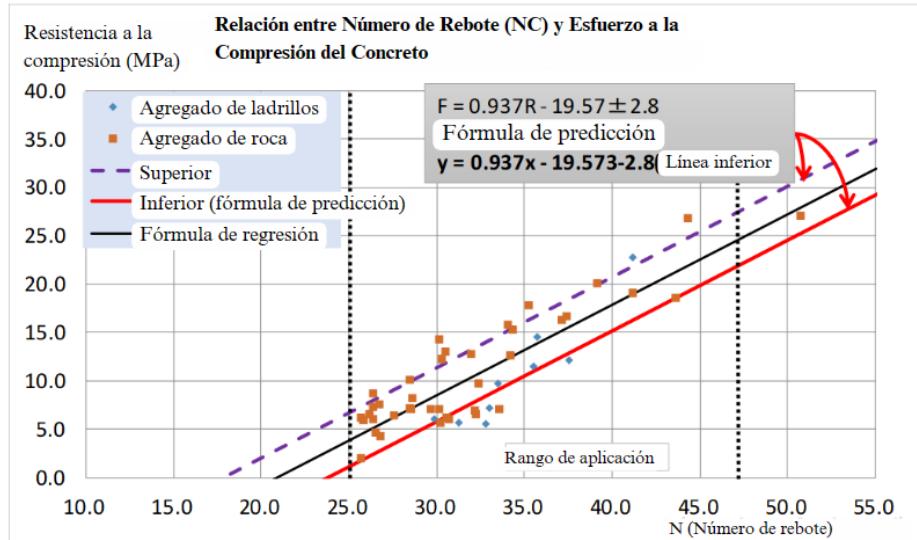


Figura 4.3-2 Relación entre Resistencia Obtenida Mediante Martillo de Rebote y Compresión en Cilindros de Concreto (según Nakajima [16]).

(3) Índice de Forma: S_D

El Índice de forma será asumido basándose en los planos estructurales y/o la investigación en el sitio, con los mismos criterios utilizados en la Evaluación Sísmica Simplificada (SE).

(4) Índice de Deterioro por Tiempo: T

El Índice de deterioro por tiempo será asumido basándose en la investigación en el sitio, con los mismos criterios utilizados en la Evaluación Sísmica Simplificada (SE).

4.3.4 Índice de Carga de Servicio: I_D

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

$$I_D = W / \sum A_C \quad \text{Ec. 4-19}$$

Donde:

W : Peso sísmico total del edificio (N)

$\sum A_C$: Área total transversal de las columnas (mm^2)

[Comentario]

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

4.3.5 Índice de Valoración Sísmica: I_{so}

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

$$I_{so} = C_S \cdot R \quad \text{Ec. 4-20}$$

C_S : Coeficiente sísmico según NTDS 1994 [11]

$$C_S = \frac{AIC_0}{R} \cdot \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Ec. 4-21}$$

Donde:

A : Coeficiente de Zonificación Sísmica.

I : Factor de Importancia.

Co , To : Coeficientes de sitio debido a las características del suelo

To :

R : Factor de modificación de respuesta.

T : Período fundamental de vibración (s) de la estructura en la dirección bajo consideración.

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

Donde:

C_t : Coeficiente numérico, definido por los materiales del edificio;

h_n : Altura en metros, desde la base hasta el nivel n.

[Comentario]

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

4.3.6 Índice de Valoración de Carga de Servicio: I_{D0}

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

$$I_{D01} = 0.4 \times f_c$$

$$I_{D02} = 0.7 \times f_c$$

Ec. 4-22

Donde:

f_c : Resistencia de diseño del concreto (N/mm²).

[Comentario]

Al igual que en el método SE (Evaluación Sísmica Simplificada).

4.4 Evaluación Sísmica Detallada (DSE)

4.4.1 Generalidades

Se ha propuesto este método de Evaluación Sísmica Detallada (DSE) para la evaluación de edificios existentes de marcos de concreto reforzado en El Salvador. Este método se ha desarrollado como una alternativa de evaluación más detallada que generalmente, mediante la aplicación de la Evaluación Sísmica Simplificada, se determinan que tienen baja capacidad sísmica.

Fue desarrollado a través de proyectos japoneses de cooperación internacional promovidos por la Agencia de Cooperación Internacional (JICA), la Agencia de Ciencia y Tecnología de Japón (JST) y el Ministerio de Tierra, Infraestructura, Transporte y Turismo (MLIT) de Japón.

El principio básico de la metodología se basa en investigaciones realizadas por el Dr. Yosuke Nakajima en 2007 [7] y el Dr. Matsutaro Seki en 2022 [8].

4.4.2 Procedimiento Básico

El procedimiento para la Evaluación Sísmica Detallada es el siguiente:

- (1) Cálculo del Índice Sísmico: I_s ;
- (2) Cálculo del Índice de Valoración Sísmica: I_{so} ;
- (3) Valoración de la capacidad; y
- (4) En caso de haber deficiencias, desarrollo del plan de reforzamiento.

4.4.3 Principios Básicos

El principio básico de la propuesta de la Evaluación Sísmica Detalla se define según los siguientes puntos:

- 1) El método puede ser aplicado a cualquier mecanismo de falla, por ejemplo: viga débil y/o columna débil, en los edificios de concreto reforzado de El Salvador.
- 2) El método de evaluación combina la norma japonesa, JBDPA 2001 [1], y normativas americanas como: ASCE 41-13, 2014 [4] y ATC 40, 1996 [5].
- 3) El método analítico se basa en el análisis estático no lineal, donde el análisis de esfuerzo será realizado mediante el análisis *Pushover*, recomendándose softwares de uso comercial como lo son ETABS [17] o SAP 2000 [18], ya que estos cumplen los códigos sísmicos y las directrices de reforzamiento sísmico de los Estados Unidos.
- 4) En el método japonés de evaluación sísmica del JBDPA, el desempeño sísmico de un edificio se puede representar a través de un único Índice Sísmico, I_s . Además, como el Índice puede compararse con el Índice sísmico objetivo, I_{so} , es posible estimar la cantidad de reforzamiento en el plan de desarrollo de reforzamiento sísmico. Por lo tanto, este método puede ser fácilmente comprendido por los ingenieros estructurales debido a su gran practicidad.
- 5) Los métodos de evaluación sísmica establecidos en ASCE 41, ATC 40, y otros, de los Estados Unidos clasifican el desempeño estructural en la región plástica en vigas y columnas en diferentes categorías las cuales son: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP). Estos criterios son extremadamente sencillos de entender para ingenieros estructurales y, especialmente, precisos para la evaluación de la capacidad sísmica de los edificios existentes.

4.4.4 Índice Sísmico: I_s

4.4.4.1 Método Japonés de Evaluación Sísmica

A continuación, se presenta el concepto de la norma japonesa, JBDA 2001 [1]. El Índice sísmico de la estructura, I_s , se calcula a partir de la Ec. 4-23 y la Ec. 4-24, en el cual se realiza el cálculo para cada nivel y en cada dirección horizontal de una estructura.

$$I_s = E_o \cdot S_D \quad \text{Ec. 4-23}$$

Donde:

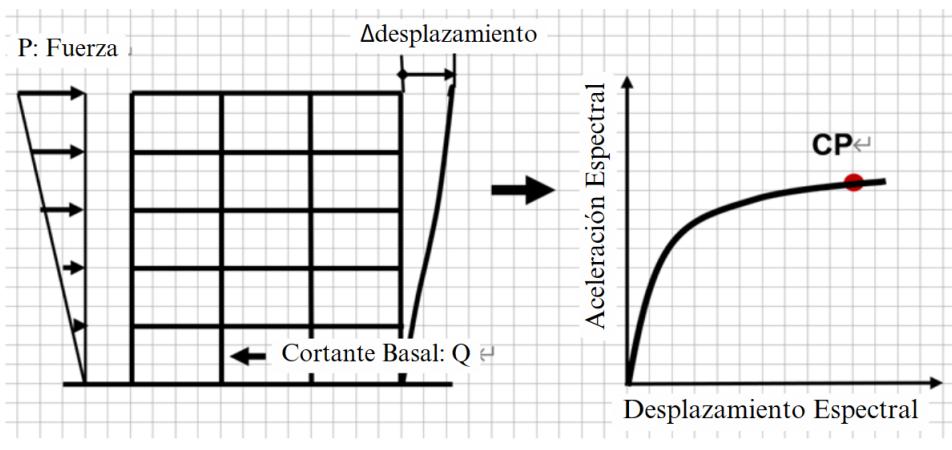
- E_o : Índice sísmico básico de la estructura;
 S_D : Índice de irregularidad; y
 T : Índice de tiempo de la estructura.

$$E_o = C \cdot F \quad \text{Ec. 4-24}$$

- C : Índice de Resistencia
 F : Índice de Ductilidad

4.4.4.2 Mecanismo de falla de un edificio mediante el análisis estático no lineal Pushover, basado en el método de evaluación de los Estados Unidos.

El proceso de colapso de los elementos estructurales en la región no lineal cuando un edificio está sometido a una fuerza sísmica puede obtenerse a través de un análisis *Pushover*. El Índice sísmico, I_s , puede obtenerse mediante la curva de relaciónpectral – desplazamiento espectral de un (SDOF). La Figura 4.4-1 muestra un diagrama conceptual del análisis *Pushover*. Cuando la fuerza sísmica externa se incrementa gradualmente se vuelen plásticos desde la región elástica, y finalmente los miembros de todo el edificio se vuelven casi plásticos y, la resistencia no se incrementa, alcanzándose así la resistencia última. Este comportamiento se muestra en la curva de capacidad de carga de la Figura 4.4-1(b). El punto CP mostrado en la curva de capacidad es importante para determinar el desempeño sísmico del edificio.



(a) Análisis *Pushover* de un edificio de múltiples niveles

(b) Aceleración espectral – Desplazamiento espectral

Figura 4.4-1 Diagrama Conceptual - Análisis Pushover

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

Las normas estadounidenses de evaluación sísmica, ASCE 41-13 y ATC 40, proporcionan una clasificación del comportamiento de las rótulas en el rango plástico de los miembros estructurales. La Figura 4.4-2 muestra el comportamiento de los tres niveles especificados para el elemento. En este método, cuando el elemento estructural alcanza el punto CP justo antes del colapso, se define como el estado último del elemento. Además, la Figura 4.4-3 muestra la variación de cada miembro por el análisis *Pushover*, y en este caso, las columnas y vigas del primer entresuelo alcanzaron el punto CP. Por lo tanto, el punto CP en la Figura 4.4-1 (b) se define como el punto donde la rótula del elemento estructural del edificio ocurre por primera vez.

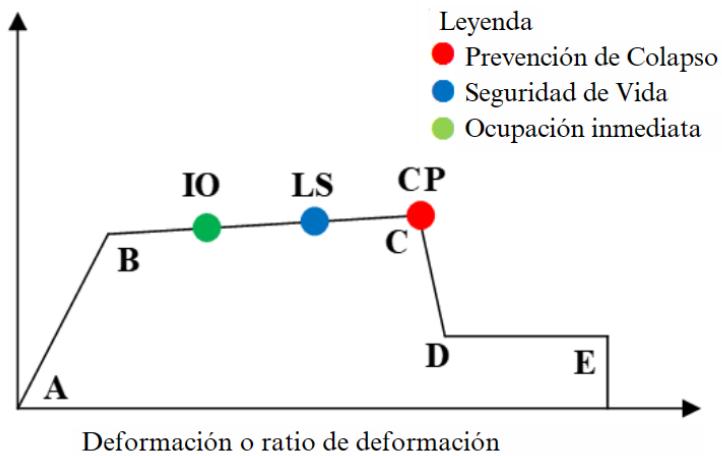


Figura 4.4-2 Criterios de Aceptación para Elementos Estructurales (ATC 40, ASCE 41)

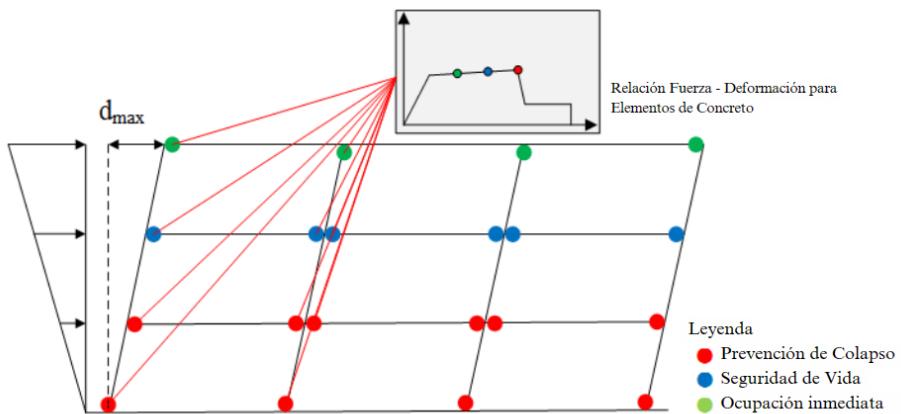


Figura 4.4-3 Ejemplo de Mecanismos de Rótulas Mediante Análisis Pushover

4.4.4.3 . Índice Sísmico, I_s .

El Índice Sísmico I_s en el punto CP se calculará de acuerdo con la Ec. 3-1

$$I_s = E_o \cdot S_D \cdot T$$

Donde:

E_o : Índice estructural básico en el punto CP;

S_D : Índice de forma; y

T : Índice de deterioro por tiempo.

4.4.4.4 Índice estructural básico: E_o

El índice de resistencia vs el Índice de ductilidad se muestra en la Figura 4.4-4, la cual se expresa como la relación entre la aceleración y desplazamiento espectrales.

El índice estructural básico, E_o , se calcula con la Ec. 4-25

$$E_o = C \cdot F$$

Ec. 4-25

Donde:

C: Índice de resistencia en el punto CP en la Figura 4.4-4.

F: Índice de ductilidad en el punto CP en la Figura 4.4-4.

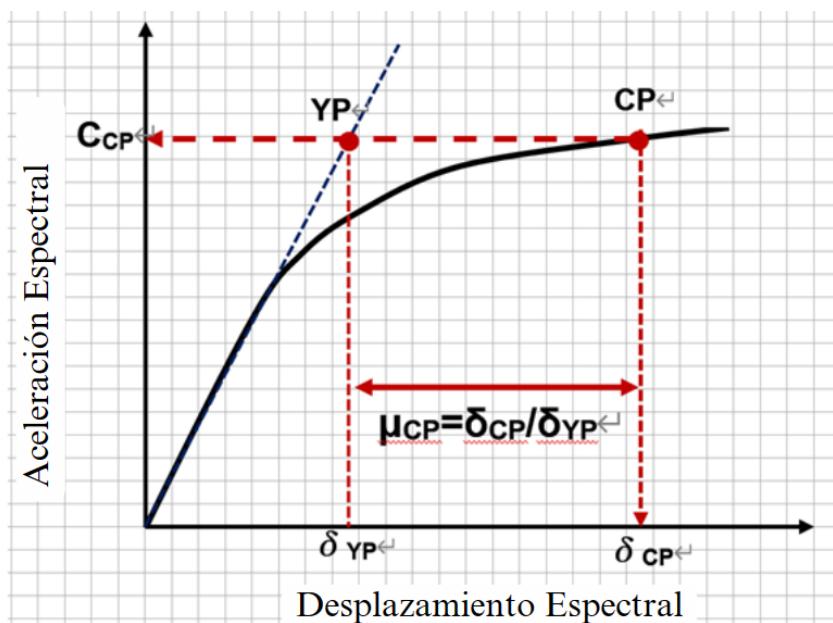


Figura 4.4-4 Evaluación del Índice de Resistencia y el Índice de Ductilidad en el punto CP.

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

4.4.4.5 Índice de resistencia: C

El Índice de resistencia de un edificio C se obtiene con Figura 4.4-4 en el punto CP.

4.4.4.6 Índice de ductilidad, F .

El índice de ductilidad de un edificio F , se obtiene con la Figura 4.4-4 en el punto CP. Calculándose mediante la siguiente Ec. 4-26

$$F = \mu_{CP} = \delta_{CP} / \delta_{YP}$$

Ec. 4-26

Donde:

μ_{CP} : Factor de ductilidad en el punto CP;

δ_{CP} : Desplazamiento en el punto CP;

δ_{YP} : Desplazamiento en el punto de fluencia; y

C_{CP} : Índice de resistencia en el punto CP,

4.4.4.7 Índice de Forma: S_D

El Índice de forma, S_D , modifica al Índice estructural básico E_o , cuantificando los efectos de complejidad de forma y desbalance de distribución de rigidez, junto con otros factores similares que intervienen en el desempeño sísmico de una estructura que puedan ser seleccionados mediante criterio técnico.

De acuerdo con los planos estructurales y a la investigación que se realiza en el sitio, el índice S_D puede ser calculado como se muestra a continuación:

$$S_D = G_T \cdot G_S \quad \text{Ec. 4-27}$$

Donde:

G_T : Grado de Irregularidad Torsional – Tabla 4.4-1

G_S : Grado de Irregularidad de Rigidez – Tabla 4.4-2

Tabla 4.4-1 Caso de Aplicación de Criterio de Irregularidad Torsional

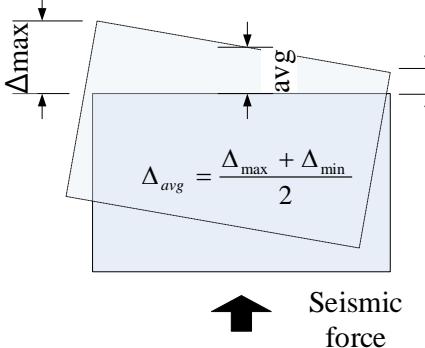
 $\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}$ <p>Seismic force</p>	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	G_T
Excentricidad (Irregularidad en planta)	<1.2	1.0
	Entre 1.2 y 1.4	0.9
	>1.4	0.8

Tabla 4.4-2 Caso de Aplicación de Criterio de Irregularidad de Rigidez

$k_i < 0.7 k_{i+1}$ $\frac{K_3}{K_2} \text{ or } k_i < 0.8 \left(\frac{k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}}{3} \right)$	$\frac{k_i}{k_{i+1}}$ $\left(\frac{3 \cdot k_i}{k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}} \right)$	G_S
Irregularidad de Rigidez	> 0.7	1.0

	0	
	> 0.8	
	Entre 0.6 y 0.7	
	o	0.9
	Entre 0.7 y 0.8	
	0.6>	
	or	0.8
	0.7>	

4.4.4.8 Índice de Deterioro por Tiempo: T .

El Índice de deterioro por tiempo T , evalúa los efectos de los defectos estructurales tales como: agrietamientos, envejecimiento, deformación de elementos estructurales, y parecidos; en el desempeño sísmico de una estructura. La inspección para la evaluación sísmica debe llevarse a cabo de acuerdo con lo que la Norma Japonesa, JDBPA 2001 [1] establece. De acuerdo con los planos estructurales, y a la investigación realizada en el sitio, el índice T se calcula como se muestra a continuación.

$$T = \text{valor mínimo de la Tabla 4.4.4 - 3}$$

Ec. 4-28

Donde:

T = Índice de deterioro por tiempo

La Tabla 4.4.4-3 sigue la clasificación de los contenidos que se evalúan en el Primer Nivel de Evaluación de la JBDPA 2001 [1]

Consultar Tabla 3.3-3.

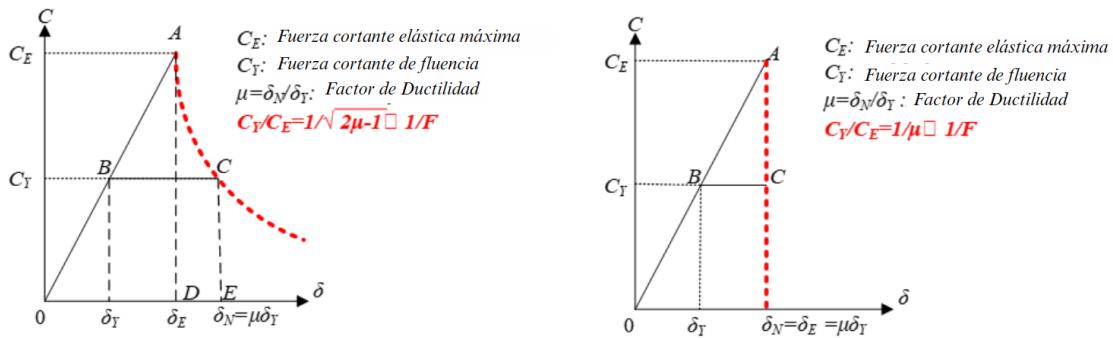
4.4.4.9 Investigación In Situ

Cuando se realiza una Evaluación Sísmica Detallada, es conveniente conducir una investigación en el sitio para comparar los distintos datos entre la construcción y los planos estructurales para su reconfirmación. En particular, la resistencia del concreto que depende en gran medida de las prácticas constructivas, por lo que es necesario realizar esta investigación.

[Comentario]

1. Método Japonés de evaluación sísmica

El índice F , el índice de ductilidad se define como la máxima ductilidad de respuesta al nivel de movimiento sísmico objetivo. Este índice se basa en la Figura 4.4-5(a), desarrollada en base al principio de energía constante de J.A. Blume, y N.M. Newmark et al., 1961 [19]. Este principio puede aplicarse a los edificios con período fundamental corto. Por otro lado, el código de diseño sísmico estadounidense adopta la Figura 4.4-5 (b), basada en el principio de desplazamiento constante, y se utiliza para edificios con período fundamental largo. En este caso se adopta este último para la definición del índice F .



a) Principio de energía constante

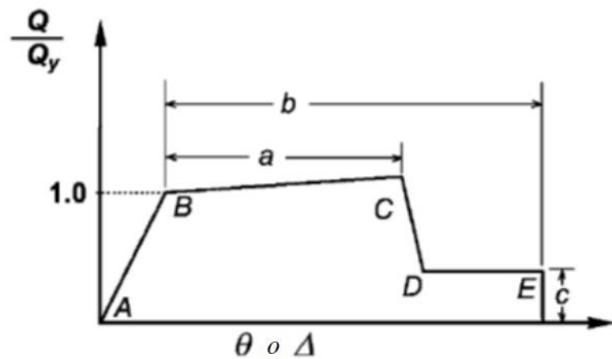
b) Principio de desplazamiento constante

Figura 4.4-5 Principio de Energía Constante a) y Principio de Desplazamiento Constante b)

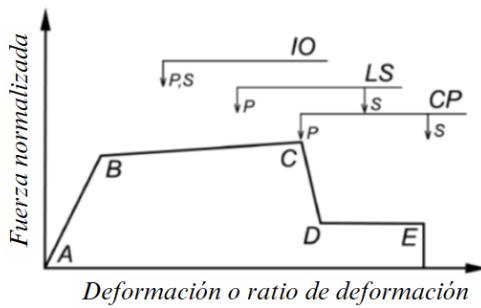
Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

2. Mecanismo de falla del edificio mediante análisis estático no lineal, *Pushover*

A continuación, se describe un ejemplo de parámetros de modelación (*modeling parameters*) de acuerdo con la ASCE 41-13, 2014. Los puntos singulares como *a*, *b* y *c* en la curva carga – deformación del elemento estructural se definen en la Figura 10.1 de ASCE 41-13. Aquí, el punto *C* es el punto justo antes de que el elemento colapse, y luego este punto se define como el punto de Prevención de Colapso (CP), el valor de *a* es el que se utiliza en este Manual. Esta relación se muestra en la Figura 4.4-1. Los parámetros de modelación de vigas se muestran en la Tabla 4.4-3 Parámetros de modelación - vigas de concreto reforzado, mientras que, para columnas, en la Tabla 4.4-4 Parámetros de modelación - Columnas de concreto reforzado. En general, es conveniente aplicar estos valores a los edificios existentes que fueron diseñados bajo códigos sísmicos estadounidense y, cuando se apliquen a otros países, es conveniente también utilizar valores que se ajusten a las condiciones reales del país en cuestión.



(a) Deformación



(c) Criterios de aceptación de deformación de componentes o elementos

Figura 4.4-6 Relación Fuerza - Deformación Generalizadas de los Componentes para Representar los Criterios de Modelación y Aceptación

Nota. Adaptado de Figure 10-1 Generalized force – deformation relation for concrete elements or components, ASCE 41-13 Seismic Evaluation and retrofit design of existing buildings por American Society of Civil Engineers, 2013 y Figure C2-1 (c) Generalized component force-deformation relations for depicting modeling and acceptance criteria, FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (p. 2-15), por Federal Emergency Management Agency, 2000.

Tabla 4.4-3 Parámetros de modelación - vigas de concreto reforzado

Condiciones	Parámetros de modelación		
	Ángulos de rotación plástica		Ratio de resistencia residual
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
Condición i: Vigas controladas por flexión			
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	
≤ 0.0	C	$\leq 3(0.25)$	0.025
≤ 0.0	C	$\geq 6(0.5)$	0.02
≥ 0.5	C	$\leq 3(0.25)$	0.02
≥ 0.5	C	$\geq 6(0.5)$	0.015
≤ 0.0	NC	$\leq 3(0.25)$	0.02
≤ 0.0	NC	$\geq 6(0.5)$	0.01
≥ 0.5	NC	$\leq 3(0.25)$	0.01
≥ 0.5	NC	$\geq 6(0.5)$	0.005
Condición ii: Vigas controladas por cortante			

Condiciones			Parámetros de modelación		
			Ángulos de rotación plástica		Ratio de resistencia residual
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>		
Espaciamiento de estribos	$\leq d/2$		0.0030	0.02	0.2
Espaciamiento de estribos	$> d/2$		0.0030	0.01	0.2
Condición iii: Vigas controladas por un inadecuado desarrollo o traslape a lo largo del claro					
Espaciamiento de estribos	$\leq d/2$		0.0030	0.02	0.0
Espaciamiento de estribos	$> d/2$		0.0030	0.01	0.0
Condición iv: Vigas controladas por un inadecuado embebido en la conexión vigas - columna					
			0.015	0.03	0.2

Nota. Adaptado al español de Table 10-7 Modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures – Reinforced concrete beams. ASCE 41-13 Seismic evaluation and retrofit design of existing buildings, por American Society of Civil Engineers. 2013.

Tabla 4.4-4 Parámetros de modelación - Columnas de concreto reforzado

Condiciones			Parámetros de modelación		
Condición i ^b	$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	Ángulos de rotación plástica		Proporción de resistencia residual
			a	b	c
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0
Condición ii ^b					
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d			
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3(0.25)$	0.032	0.060	0.2
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6(0.5)$	0.025	0.060	0.2
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3(0.25)$	0.010	0.010	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6(0.5)$	0.008	0.008	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3(0.25)$	0.012	0.012	0.2
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6(0.5)$	0.006	0.006	0.2
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3(0.25)$	0.004	0.004	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6(0.5)$	0.0	0.0	0.0
Condición iii ^b					
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0
Condición iv. Columnas que se contralan por una inadecuada longitud de desarrollo o empalme a lo largo de su altura efectiva ^b					

Condiciones			Parámetros de modelación		
			Ángulos de rotación plástica	Proporción de resistencia residual	
$\frac{P}{A_s f'_c}^c$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0

Proporción de capacidad a cortante	Detalles sísmicos conforme a AC 318 con ganchos sísmicos de 135 grados	Estríbros cerrados con ganchos de 90 grados	Otros (Incluyendo refuerzo transversal empalmado)
$\frac{V_p}{V_o} \leq 0.6$	i	ii	ii
$1.0 \geq \frac{V_p}{V_o} > 0.6$	ii	ii	iii
$\frac{V_p}{V_o} > 1.0$	iii	iii	iii

Para cualificar la condición i, una columna deberá cumplir con $A_v/b_w s > 0.002$ y $s/d \leq 0.5$ dentro de la región de la rótula plástica a flexión. Caso contrario, la columna se asignará como condición ii.

Nota. Adaptado de: Table 10-8 Modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures – reinforced concrete columns. ASCE 41-13 Seismic evaluation and retrofit design of existing buildings, por American Society of Civil Engineers. 2013.

3. Investigación in situ

Además de la investigación en el sitio descrita en la metodología ASE, una investigación importante en la Evaluación Sísmica Detallada es la investigación sobre la resistencia del concreto, como se muestra en la Figura 4.4-8 mediante ensayos a compresión en muestras de núcleos de concreto. Sin embargo, si no es posible realizar esta investigación, se realizan pruebas con martillo de Schmidt, como se muestra en la Figura 4.4-7, y será conducido tal y como se describe en la metodología ASE, la resistencia real del concreto se estimará mediante fórmulas de conversión.



Figura 4.4-7 Prueba con martillo Schmidt



Figura 4.4-8 Extracción de núcleos de concreto

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

4.4.5 Índice de Valoración Sísmica: I_{so}

El Índice de valoración sísmica, I_{so} , se calcula mediante la aplicación del código sísmico del país en cuestión. El I_{so} corresponde a la aceleración espectral de diseño sometida al terremoto base de diseño definido por el código sísmico correspondiente.

[Comentario]

1) En caso de El Salvador

Al igual que en el Capítulo 4.2.5 de la metodología ASE.

4.4.6 Valoración

La seguridad sísmica de la estructura se valorará mediante la Ec. 4-29. La Tabla 4.4-5 Evaluación de la capacidad sísmica. Muestra los casos de valoración de los índices sísmico y el índice de valoración sísmica.

$$I_s \geq I_{so} \quad \text{Ec. 4-29}$$

Tabla 4.4-5 Evaluación de la capacidad sísmica.

Comparación de I_s y I_{so}	Valoración
$I_{so} \leq I_s$	Segura
$I_{so} > I_s$	Insegura

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

[Comentario]

Si es necesario valorar la capacidad sísmica de cada nivel y no de todo el edificio, es necesario utilizar el valor I_s de cada nivel. En ese caso, dado que se requiere un diagrama de relación que muestre la capacidad última de la fuerza cortante y la deriva de cada nivel, deberá realizarse un análisis especial, como el análisis *Pushover* con cada nivel.

4.4.7 Plan de Reforzamiento

4.4.7.1 Resistencia cortante requerida para reforzamiento

En la sección 4.4.6, si el índice I_s es menor que el índice I_{so} , se considera que el desempeño sísmico es insuficiente, por lo que aquí se propone el procedimiento de reforzamiento sísmico.

Si el desempeño sísmico es insuficiente, es necesario calcular el desempeño sísmico para cada nivel. Este método se realizar para encontrar la relación entre la fuerza cortante en cada nivel y la deriva de cada nivel mediante un análisis *Pushover* especial y así obtener la capacidad última de cada nivel. Esto se ejemplifica mediante el diagrama de la Figura 4.4-9 Relación de fuerza cortante de entre piso – Deriva de entrepiso, mediante un análisis Pushover restringido por niveles.

El índice I_s de cada nivel se calcula mediante la siguiente Ec. 4-30

$$I_s = \frac{n+1}{n+i} \cdot C_i \cdot F_i = \frac{n+1}{n+i} \cdot \frac{Q_i}{W_i} \cdot \frac{\delta_i}{\delta_{yi}} \quad \text{Ec. 4-30}$$

Donde:

$(n+1)/(n+i)$: Factor de modificación de cortante por entrepiso

W_i : $\sum w_i (i=i \sim n)$, Peso sísmico en el i -ésimo nivel

C_i : Índice de resistencia en el i -ésimo nivel ($=Q_i/W_i$)

F_i : Índice de ductilidad en el i -ésimo nivel ($=\delta_i/\delta_{yi}$)

δ_i : Deriva en el i -ésimo nivel.

δ_{yi} : Deriva de fluencia en el i -ésimo nivel.

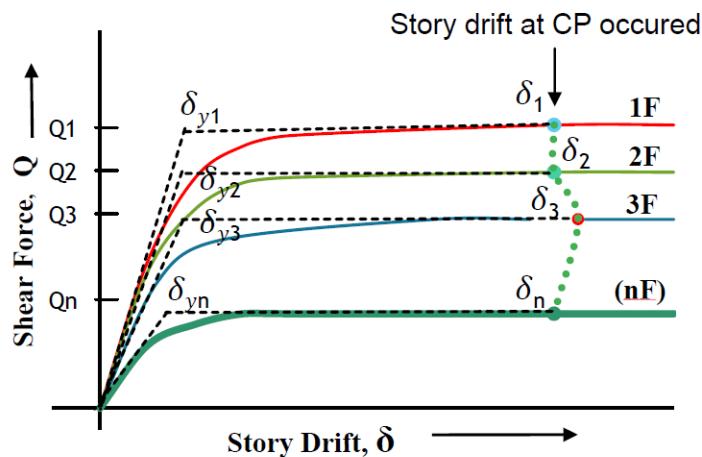


Figura 4.4-9 Relación de fuerza cortante de entre piso – Deriva de entrepiso, mediante un análisis Pushover restringido por niveles.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Como siguiente paso. Se calcula la resistencia cortante requerida en el i -ésimo nivel mediante el siguiente procedimiento.

Paso 1: se calcula el Índice ${}_R I_{so}$ en el i -ésimo nivel, determinado a partir del tipo de estructura luego del reforzamiento.

Paso 2: se plantea el índice I_s con las condiciones existentes de la estructura (antes de reforzamiento)

$$I_{Si} = C_i \cdot F_i$$

Paso 3: se determina con el índice F en condiciones luego de reforzamiento, ${}_R F_i$, el cual:

$${}_R F_i \leq F_i$$

Paso 4: se calcula el coeficiente de cortante requerido ${}_R \Delta C_i$

$${}_R \Delta C_i = \frac{{}_R I_{so}}{{}_R F_i} - C_i$$

Paso 5: se calcula la fuerza cortante requerida, ${}_R \Delta Q_i$

$${}_R \Delta Q_i = {}_R \Delta C_i \cdot W_i$$

Donde:

$W_i: \Sigma W_{j(j=i \sim n)}$, peso sísmico en el i -ésimo nivel.

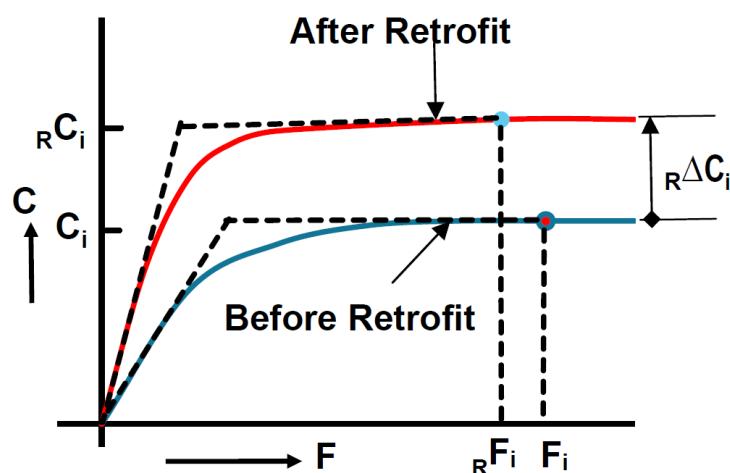


Figura 4.4.7-1 Curva C-F; antes y después de reforzamiento en el i -ésimo nivel

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4.4.7.2 Diseño detallado de reforzamiento

El diseño detallado de reforzamiento se desarrolla siguiendo los pasos que se describen a continuación:

Paso 1: de diversos métodos de reforzamiento, se selecciona la alternativa apropiada que considere el aspecto económico y las características estructurales y arquitectónicas del edificio objetivo.

Paso 2: se desarrolla el diseño de reforzamiento consultando el Manual de Diseño de Reforzamiento y la alternativa seleccionada, obteniéndose el índice de resistencia, C y el índice de ductilidad, F .

Paso 3: se calcula el valor de $R I_s$, índice sísmico de la estructura luego de reforzamiento, mediante el procedimiento descrito en el 4.4.4.

4.4.7.3 Valoración

La valoración luego de realizar el plan de reforzamiento se realiza de acuerdo con el siguiente procedimiento:

Paso 1: se reconfirma el índice de valoración sísmica, $R I_{so}$, correspondiente al objetivo del reforzamiento del edificio.

Paso 2: se compara el índice $R I_s$ y $R I_{so}$.

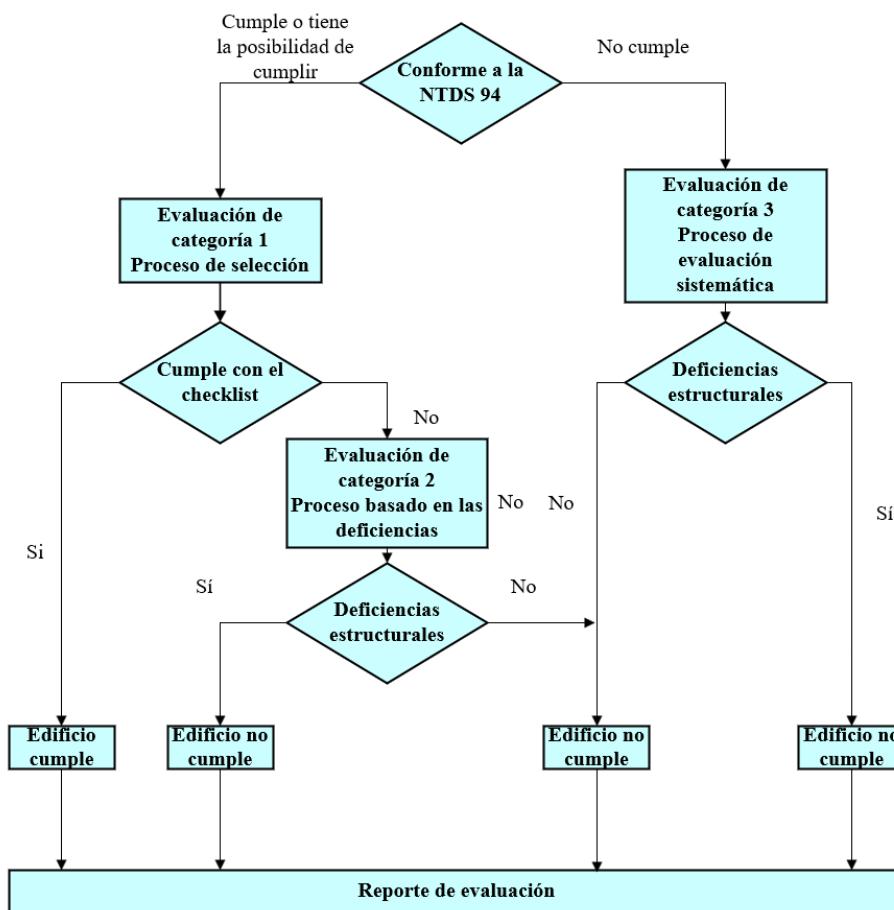
Paso 3: si $R I_s \geq R I_{so}$ se considera que el edificio es seguro, por lo que se termina con el proceso de cálculo.

Si: $R I_s < R I_{so}$ se considera que el edificio es inseguro y se realiza un rediseño del reforzamiento hasta que se cumpla con la capacidad sísmica.

Capítulo 5 Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico

5.1 Generalidades

En este Capítulo 5 del Manual de Evaluación Sísmica, se introducen las estructuras de concreto reforzado como elementos estructurales de acuerdo con la ASCE 41-17. Así mismo, se introducen las pautas de FEMA 440 para la evaluación de estructuras de este tipo en el capítulo 5.4. La Figura 5.1-2 siguiente muestra el flujograma general simplificado basado en el comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado, basándose en los requerimientos a satisfacer de la NTDS – 94.



Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

Figura 5.1-1 Flujograma General de Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico – El Salvador

La Figura 5.1-2 muestra el proceso de evaluación sísmica, en la cual se describen los pasos para la realización de la evaluación de categoría 1, categoría 2 y categoría 3¹, establecidas en la ASCE 41.

¹ Tier 1, Tier 2 y Tier 3 respectivamente, descritos en la ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit Design of Existing Buildings.

Para determinar la ruta de evaluación, es necesario determinar si el edificio es conforme según el Tipo Común de Edificio y al Límite de Altura). Para ello, se debe auxiliar de la Tabla 5.1-1 para desarrollar el flujograma de la Figura 5.1-2 apropiadamente.

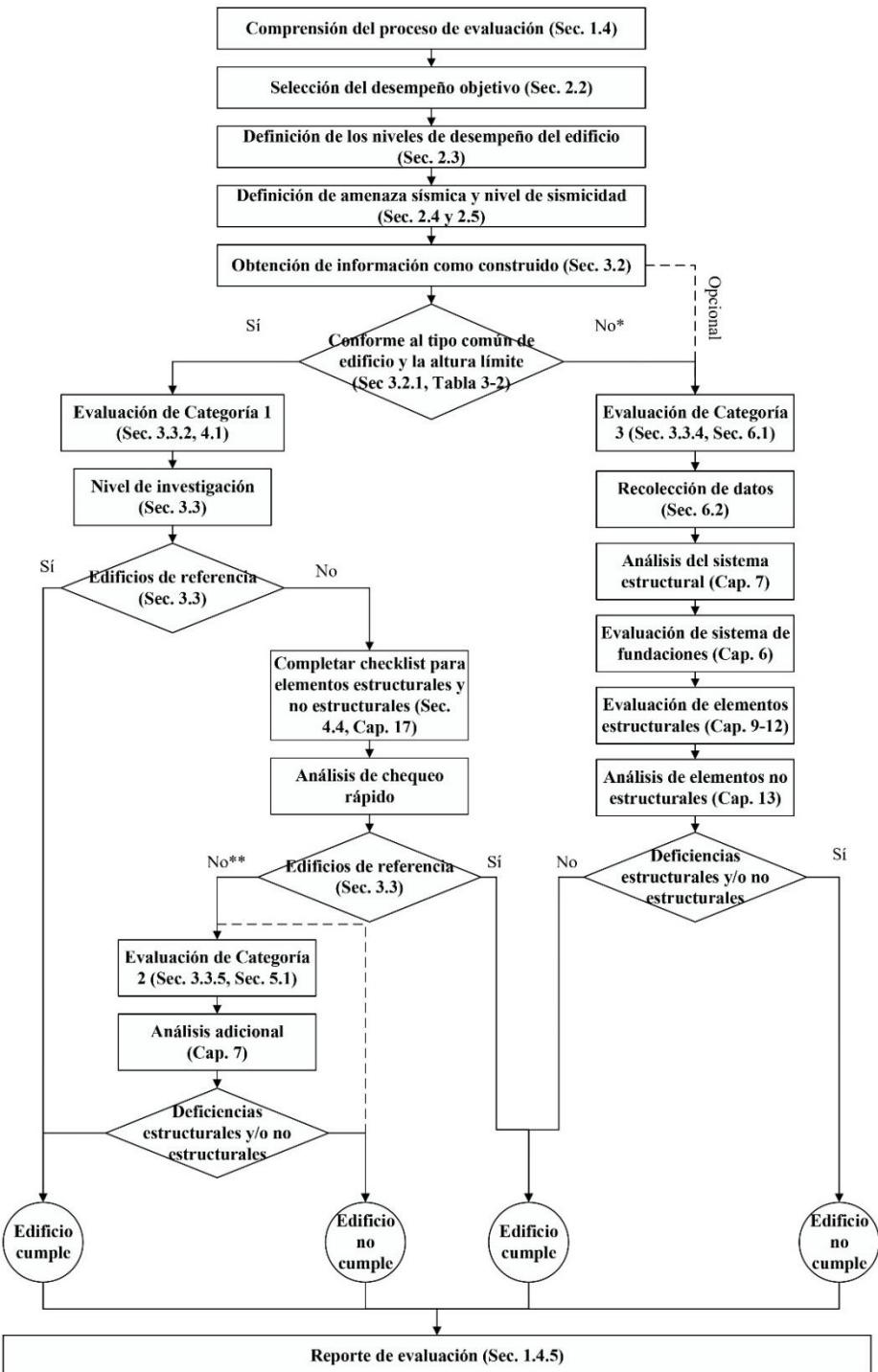
Tabla 5.1-1 Códigos y Normas para Edificaciones para el Desempeño Estructural en Seguridad de Vida (LS) en BSE-1E

Tipo de Edificio	Provisiones Sísmicas de los Edificios			
	NBC SBS	UBC	IBC	NEHRP
Marco de Concreto Reforzado Resistente a Momento (Tipo C1)	1993	1994	2000	1997

Nota. Adaptado de Table 3-2 Benchmark Building Codes and Standards for Life Safety Structural Performance at BSE-1E², ASCE 41-17 (p. 30). Por American Society of Civil Engineers. 2017.

Para las edificaciones que no cumplan con la Tabla 5.1-1, se requerirá conducir la evaluación de categoría 3 (Sección 3.3.4 y 6.1). Generalmente, los edificios que no fueron diseñados bajo la NTDS-94, la cual entró en vigor en 1996, se consideran que no entran en la categoría de Tipo Común de Edificio, por esta razón, como se muestra en la Figura 5.1-2 Proceso de Evaluación, puede ser beneficioso para el ingeniero a cargo de la evaluación el priorizar la evaluación de categoría 1 antes que la evaluación de categoría 3 aunque no sea requerido. Así mismo, puede referenciarse a la Tabla 3-1: Tipos Comunes de Edificio de ASCE 41-17 para más información.

² “Sismo de Seguridad Básica (*Basic Safety Earthquake*) – I” para su uso con el Objetivo de Desempeño Base para Edificios Existentes, considerándose un riesgo sísmico con una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años, pero no mayor que BSE -1N.



*Puede resultar beneficioso para el encargado a cargo de la evaluación, priorizar la evaluación de categoría 1 a la evaluación de categoría 3, aunque esta no sea requerida

** El proceso de evaluación puede proceder directamente a la evaluación de categoría 3 opcionalmente,

Figura 5.1-2 Proceso de Evaluación

Nota. Adaptado de "Figure C1. Evaluation process," de ASCE 41-17 *Seismic Evaluation and Retrofit Design of Existing Buildings* (p. 388), American Society of Civil Engineers, 2017.

En el checklist de la evaluación de categoría 1, hay 4 estatus que se deben evaluar para cada uno de los ítems, los cuales son:

- *C* = Cumple
- *NC* = No Cumple
- *N/A* = No Aplica
- *U* = Desconocido (Unknown)

Nota: En cuanto a la referencia de la evaluación de categoría 2 y la referencia de comentarios, consulte las tablas de 17-2 y 17-22 de ASCE 41-17.

Mediante la aplicación del checklist de la evaluación de categoría 1 es posible evaluar la conformidad, o no, de acuerdo con el código sísmico vigente.

Por otra parte, un edificio que cumpla los requisitos de códigos sísmicos desactualizados podría tener deficiencias tomo irregularidades en planta, condición de piso débil, piso blando, etc. debido a que no está diseñado bajo las últimas versiones de códigos de diseño sísmico. Por lo tanto, se deberá conducir la evaluación de categoría 2. Tal y como se muestra en el apartado C1.4.4 del ASCE 41-17, Procedimientos de Evaluación; realizar directamente la evaluación de categoría 2 en caso de que no sea compatible con el checklist de la evaluación de categoría 1.

Para edificios, cuyo sistema estructural está conformado por marcos de concreto reforzado, el resumen de la evaluación de categoría 1, 2 y 3 se muestra en la Tabla 5.1-2

Tabla 5.1-2 Resumen de Evaluación Categoría 1, Categoría 2 y Categoría 3

Evaluación	Descripción	Procedimiento
Categoría Selección 1:	Evaluación basada en checklist básico en edificios de concreto reforzado. Así mismo, se realiza un checklist para la verificación de elementos no estructurales.	La evaluación de categoría 1: Selección (basad en un checklist) se realiza antes de proceder con la evaluación de categoría 2 (Evaluación Basada en las Deficiencias y Reforzamiento). En la evaluación de categoría 1, el ingeniero a cargo puede asumir valores por defecto para la resistencia de los materiales, así mismo, este método asume que el edificio pudo haberse diseñado bajo un código de diseño sísmico antiguo. Finalmente, para completar el checklist de manera eficiente, se requiere de un cálculo estructural para determinados ítems de este.
Categoría 2: Evaluación Basada en las Deficiencias y Reforzamiento	Evaluación basada en las deficiencias estructurales, como: <ul style="list-style-type: none"> - Piso débil. - Piso blando. - Irregularidad elevación. - Entre otros. 	La evaluación de categoría 2 consiste principalmente en la evaluación sísmica y reforzamiento basado en deficiencias estructurales, cuyo análisis se basa en el Análisis Estático Lineal y el Análisis Dinámico Lineal . <p>El análisis de la respuesta de todo el edificio puede no ser necesario (Nota: Esto estará condicionado a que se haya proporcionado el diseño sísmico basado en el código de diseño sísmico vigente en ese momento).</p>
Categoría 3: Evaluación	Evaluación que se conduce en áreas con intensidad sísmica	Se consideran 4 procedimientos analíticos: 1- Estático Elástico

Evaluación	Descripción	Procedimiento
Sistématica y Reforzamiento	<p>alta mediante procedimientos sistemáticos (Análisis no lineal) que pueden ser requeridos para edificios de:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) 4 niveles y más (tipo C3); b) 6 niveles y más (tipo C1 y C2); c) Edificios cuya evaluación de Nivel 2 requiera de Análisis No Lineal. <p>Se contemplan 3 tipos de edificios para análisis no lineal: C1: Marcos de concreto reforzado resistentes a momento. C2: Paredes de cortante de concreto reforzado. C3: Marcos de concreto reforzado con paredes de mampostería.</p>	<p>2- Dinámico Elástico 3- Estático No Lineal 4- Dinámico No lineal</p> <p>Los Procedimiento Estáticos No Lineales incluyen los siguientes métodos:</p> <p>a. Método de los Coeficientes Se calcula un desplazamiento horizontal objetivo a partir de distintas ecuaciones y el espectro de demanda sísmica. Se conduce el análisis Pushover hasta el desplazamiento objetivo se confirma si los elementos están dentro de los niveles de desempeño para Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP); midiéndose en Ángulos de rotación plástica (radianes).</p> <p>b. Método de Espectro de Capacidad (CSM por sus siglas en inglés). El desplazamiento objetivo de un edificio, el cual es el punto de desempeño, es analizado. Este punto es la intersección entre la demandasísmica reducida y la curva de capacidad. En el caso de que se aplique la relación entre el Cortante Basal – Desplazamiento de Nivel de Techo, se modificará para alcanzar el desplazamiento en el modo estándar de un edificio como un sistema de una masa. A continuación, se comprueban todos los elementos de manera similar al Método de los Coeficientes, corroborando que todos los elementos se encuentren dentro Niveles de Desempeño aceptables. Los parámetros de modelación para vigas y columnas se proporcionan en Ángulos de Rotación Plástica, a y b (radianes), y Relación de Resistencia Residual, c.</p>

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

El Índice de la ASCE 41-17 se muestra con el texto principal, mientras que el apéndice se encuentra escrito uno al lado del otro para facilitar su lectura. El tipo de sistema estructural mostrado en cursiva está fuera del alcance de este Manual de Evaluación Sísmica.

Tabla 5.1-3 Índice de Contenidos - ASCE 41-17

Pág.	Capítulo	Pág.	Apéndice
Iii	Estándares del ASCE		
Iv	Consejos para usar este Estándar		
xxxix	Prólogo		

Xli	Agradecimiento	331	A- Directrices para los Procedimientos Basados en Deficiencias
Xlx	Conversión de unidades	372	B- Aplicación de ASCE41 en códigos de construcción, políticas reguladoras y programas de mitigación
1	1. Requisitos generales	383	C- Comentarios a la norma ASCE/ SEI 41-17
23	2. Desempeños Objetivo y Amenaza Sísmica	395 398 411 413	C2.2 Desempeños objetivo y Amenaza sísmica C2.3 Niveles de Objetivos de Desempeño de edificios. C2.4 Procedimiento general para Amenazas causadas por temblores generales. C2.5 Niveles de sismicidad
29	3. Requisitos de Evaluación y Reforzamiento 3.1. Alcances 3.2. Información tal y como construido	415	C3 Requisitos de Evaluación y Reforzamiento
41	4. Evaluación de Nivel 1: Evaluación de Selección	421	C4 Evaluación de Nivel 1: Evaluación de Selección
49	5. Evaluación de Nivel 2: Evaluación Basada en las Deficiencias y Reforzamiento	425	C5 Evaluación de Nivel 2: Evaluación Basada en las Deficiencias y Reforzamiento
59	6. Evaluación de Nivel 3: Evaluación Sistemática y Reforzamiento	427	C6 Evaluación de Nivel 3: Evaluación Sistemática y Reforzamiento
63	7. Análisis y Criterios de Aceptación.	429	C7 Análisis y Criterios de Aceptación.
83	8. Fundaciones y Riesgos Geológicos	445	C8 Fundaciones y Riesgos Geológicos
99	9. <i>Acero y Hierro</i>	457	C9 <i>Acero y Hierro</i>
141	10. Concreto	473	C10 Concreto
177	11. <i>Mampostería</i>	491	C11 <i>Mampostería</i>
199	12. <i>Marcos ligeros de madera</i>	511	C12 <i>Marcos ligeros de madera</i>
237	13. Componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos	523	C13 Componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos
237	14. Aislamiento sísmico	533	C14 Aislamiento sísmico
249	15. Requisitos de diseño para estructuras con disipadores de energía suplementarios	543	C15 Requisitos de diseño para estructuras con disipadores de energía suplementarios
259	16. (Mampostería)	547	C16 (Mampostería)
269	17. Checklist – Evaluación Nivel 1	551	C17 Checklist – Evaluación Nivel 1
267	17.1 Checklist básico		
267	17.2~3 <i>Madera</i>		
275	17.4~10 <i>Acero</i>		
295	17.11~13 <i>Concreto</i>		

301	17.14~16 Elementos prefabricados		
311	17.17~18 Mampostería		
318	17.19 Checklist – No estructural		
318	Documentos de referencia	555	C18 Documentos de referencia

Adaptado al español de Tabla de Contenido de ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2018

En cuanto a los antecedentes del Capítulo 3. Análisis estático no lineal, se describe detalladamente en FEMA 440 (proyecto ATC-55, *Improvement of nonlinear seismic static analysis procedure*).

A continuación, se presenta una breve descripción del contenido de cada capítulo de ASCE 41-17. Igualmente, se presenta un extracto de **definiciones** y **anotaciones**.

Generalidades

La evaluación sísmica y el reforzamiento se orientan tanto a elementos estructurales como a elementos no estructurales, habiendo 3 diferentes tipos de grados de evaluación: categoría 1, categoría 2 y categoría 3. En este Manual se presenta una descripción de los grados de evaluación, así como el checklist que conforma la evaluación de categoría 1. En el apéndice figura el comentario correspondiente a cada uno de los grados de evaluación. En comparación a la evaluación de categoría 1, la evaluación de categoría 2 y 3 requieren de métodos de evaluación y análisis más avanzados.

Capítulo 1: Requisitos Generales

Categoría 1 – Selección: Realización de checklist de con enunciados que identifican potenciales deficiencias en edificaciones, basadas en el desempeño de edificios similares que experimentaron terremotos en el pasado.

Categoría 2 – Evaluación: Enfoque aplicable a determinados tipos de edificaciones y desempeños objetivo, basados en evaluaciones específicas de potenciales deficiencias para determinar si representan deficiencias reales que puedan requerir mitigación. El análisis de la respuesta de todo el edificio puede ser prescindible.

Categoría 2 – Reforzamiento: La mitigación de deficiencias identificadas en la evaluación de categoría 1.

Categoría 3 – Evaluación: Enfoque de evaluación en el que se conduce un análisis completo de la respuesta de la edificación a determinada amenaza sísmica, reconociendo de manera implícita o explícita la respuesta no lineal.

Categoría 3 – Reforzamiento: Enfoque de reforzamiento en el cual se conduce un análisis completo de la respuesta del edificio a determinada amenaza sísmica.

Capítulo 2: Desempeños Objetivo y Amenaza sísmica (según definición de ASCE 7)

Las definiciones y clasificaciones de amenaza por terremoto y clases de sitio (tipos de suelo) se basan en la ASCE 7 (*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*)

(A: Roca Dura, B: Roca, C: Suelo muy denso y roca suave, D: Suelo rígido, E: Suelo blando arcilloso).

Como primer paso, se debe seleccionar la categoría de riesgo del edificio, luego, definir el nivel de desempeño sísmico objetivo (similar al concepto convencional del factor de importancia). La selección de la categoría de riesgo (I, II, III, IV) se hace en base al Capítulo 11 (Criterios de Diseño Sísmico) de la ASCE 7. Al suprimir los criterios de aceptación, la categoría de riesgo se convierte en un sustituto del factor de importancia, para ello, es fundamental el entendimiento del terremoto de diseño.

Nivel de Amenaza Sísmica BSE -1E, 20% - 50 años: Terremoto con período de retorno de 475 años.

Nivel de Amenaza Sísmica BSE -2E, 5% - 50 años: Terremoto con período de retorno de 2,500 años (Máximo terremoto considerado).

2.2.1 Desempeño Objetivo Básico para Edificios Existentes (BPOE por sus siglas en inglés)

La selección del BPOE se realiza según la Tabla 2-1 de ASCE 41-17. La evaluación de categoría 1, 2 y 3, están permitidas para demostrar el cumplimiento del BPOE, pero sujetos a las restricciones detalladas en la Tabla 2-2 del Capítulo 3 de la ASCE 41-17.

2.2.2 Mejora de Desempeños Objetivo

2.2.3 Desempeño Objetivo Limitado

2.2.4 Desempeño Objetivo Básico Equivalente a Nuevos Estándares de Construcción (BPON por sus siglas en inglés).

Desempeños objetivo que serán utilizados solamente con la evaluación de categoría 3 de acuerdo con la Tabla 2-3 de la ASCE 41-17.

2.2.5 Reforzamiento Parcial

2.3 Niveles de Desempeño Objetivo para Edificios

2.3.1 Niveles y rangos de Desempeño Estructural

Los niveles de desempeño estructural se seleccionarán entre seis niveles de desempeño estructural discretos:

- **Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy): S-1**
- **Control de Daño (Damage Control): S-2**
- **Seguridad de Vida (Life Safety): S-3**
- **Seguridad Limitada (Limited Safety): S-4**
- **Prevención de Colapso (Collapse Prevention): S-5 y**
- **No Considerado (Not Considered): S-6**

El rango de desempeño estructural de seguridad mejorada será calculado mediante la interpolación entre los niveles de desempeño estructural de Ocupación Inmediata (S-1) y Seguridad de Vida (S-3). Mientras que el rango de desempeño estructural de seguridad reducida será obtenido mediante la interpolación entre los niveles de desempeño estructural Seguridad de Vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5).

2.3.3 Designación de Niveles de Desempeño Objetivo

2.3.3.1 Nivel de Desempeño de Edificios – Operativo (1-A)

Para alcanzar este nivel de desempeño, el edificio debe llegar a los requisitos descritos en la sección 2.3.1.1 para el nivel de desempeño estructural Ocupación Inmediata (S-1) y, los componentes no estructurales deberán cumplir los requisitos de la Sección 2.3.2.1 para el nivel de desempeño no Estructural – Operacional (N-A).

2.3.3.2 Nivel de Desempeño de Edificios – Ocupación Inmediata (1-B)

para alcanzar este nivel de desempeño, el edificio debe llegar a los requisitos descritos en la sección 2.3.1.1 para el nivel de desempeño estructural Ocupación Inmediata (S-1) y, los componentes no estructurales deben cumplir los requisitos de la sección 2.3.2.2 para el nivel de desempeño no estructural – Retención de Posición (N-B).

2.3.3.3 Nivel de Desempeño de Edificios – Seguridad de Vida (3-C)

para alcanzar este nivel de desempeño, el edificio debe llegar a los requisitos descritos en la sección 2.3.1.3 para el nivel de desempeño estructural Seguridad de Vida (S-3) y, los componentes no estructurales deben cumplir los requisitos de la sección 2.3.2.3 para el nivel de desempeño no estructural – Seguridad de Vida (N-B).

2.3.3.4 Nivel de Desempeño de Edificios – Prevención de Colapso (5-D)

para alcanzar este nivel de desempeño, el edificio debe llegar a los requisitos descritos en la sección 2.3.1.5 para el nivel de desempeño estructural Prevención de Colapso (S-5) y, los componentes no estructurales deben cumplir los requisitos de la sección 2.3.2.4 para el nivel de desempeño no estructural – Reducción de Amenazas (N-D).

2.4 Amenaza Sísmica

Las clases de sitio (tipo de suelo) se determina en base al Capítulo 20 de la ASCE 7, donde **la Tabla 20.3-1**, describe las características para la determinación de la clase del sitio. De la clase de sitio de la A ~ E se determina en base la Velocidad de Onda de Corte, el valor N del suelo (obtenido mediante el ensayo de penetración estándar) y el Peso Unitario del mismo.

Las clases de sitio (tipo de suelo) se clasifican en:

(A: Roca Dura, B: Roca, C: Suelo muy denso y roca suave, D: Suelo rígido, E: Suelo blando arcilloso).

Fuente: Sección 11.4 (*Seismic ground motion values*) de ASCE 7-16, pág. 63.

Mediante la clasificación de la clase de sitio (tipo de suelo) se construye el Espectro de Respuesta Horizontal General

Capítulo 3: Requisitos para la Evaluación y Reforzamiento (Información - tal y como construido)

Las estructuras de concreto reforzado se clasifican en tres tipos:

- 1- Marcos de concreto reforzado;
- 2- Paredes de concreto reforzado sismorresistentes (soportan fuerzas horizontales) y
- 3- Marcos de concreto reforzado con paredes de mampostería.

De acuerdo con la Tabla 3-1 Tipo Común de Edificios:

- marcos de concreto reforzado resistentes a momento: C1;
- paredes de cortante de concreto reforzado: C2; y
- marcos de concreto reforzado con paredes de relleno: C3.

Cada clasificación se subdivide a su vez en diafragmas rígidos y diafragmas flexibles, donde, si el nivel es de madera o de marcos de acero con baja rigidez se clasifica como diafragma flexible, mientras que, si el nivel es de concreto reforzado en su mayoría, se clasifica como diafragma rígido.

3.1 Alcance

3.2 Información - tal y como construido

De la edificación se deberá obtener la suficiente información general:

3.2.1 Clasificación de Tipo de Edificio

3.2.2 Configuración del Edificio

3.2.3 Propiedades de los Componentes

3.2.4 Información del Sitio y de Fundaciones

3.2.5 Edificios Adyacentes

3.3 Edificios de Referencia

Mediante la utilización de la Tabla 3-2 de la ASCE 41-17 - Códigos y Normas para Edificaciones para el Desempeño Estructural en Seguridad de Vida en BSE-1E (Sismo de Seguridad Básica -1), se establece el desempeño objetivo base para edificios existentes, considerando un riesgo sísmico con una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años, pero no mayor que el BSE-1N.

3.4 Procedimientos de Evaluación y Reforzamiento

La evaluación sísmica de un edificio con reforzamiento deberá desarrollarse para demostrar que se están cumpliendo los requisitos en base al desempeño objetivo seleccionado. Para ello, se puede auxiliar de la evaluación categoría 1, 2 y 3. Sin embargo, en el caso de la evaluación grado y grado 3, la **Tabla 3-4 Limitaciones en el Uso de los Procedimientos de la Evaluación de Categoría 1 y Categoría 2** dicta los casos en los que no será posible el uso de estas dos metodologías, por lo que se deberá utilizar la evaluación de categoría 3.

Por otra parte, el número de niveles donde la evaluación de categoría 3 es requerida cuando se tiene un nivel de sismicidad alto (S-1) para cada tipo común de edificio es el siguiente:

- Marcos de concreto reforzado resistentes a momento (C1): 6 niveles y más;
- Paredes de cortante de concreto reforzado (C2): 6 niveles y más; y
- Marcos de concreto reforzado con paredes de Relleno (C3): 4 niveles y más.
(De acuerdo con la Tabla 3-1 del ASCE 41-17, el Tipo C3 está compuesto de paredes de ladrillo de obra y paredes de concreto reforzado, así mismo, el efecto de compresión diagonal en la estructura es previsible. Sin embargo, cuando se presentan grandes claros, no se pueden utilizar).

Evaluación de Categoría 1

La evaluación de categoría 1 cuenta a su vez con 4 categorías de clasificación:

- 1- C= Cumple
- 2- NC= No Cumple
- 3- N/A= No Aplica
- 4- U= Desconocido (Unknown)

Además, el checklist cuenta con 3 secciones que se enfocan en la estructura de concreto reforzado donde, en base al criterio del ingeniero a cargo, se pueden asumir propiedades de los materiales para completar correctamente cada apartado del checklist, pudiendo auxiliarse también de la Tabla 4-2 ~ Tabla 4-5 del ASCE 41-17 las cuales contienen valores numéricos de resistencia de materiales en edificios de acuerdo con su año de construcción, aplicable en Estados Unidos.

Algunos de los ítems que requieren de comprobación son:

- Esfuerzo cortante;
- Esfuerzo axial;
- Espaciamiento de refuerzo cortante;
- Ángulo de gancho en refuerzo cortante;
- Etc.

Un factor para considerar es que el checklist puede desarrollarse para distintos niveles de sismicidad, tal como:

- Baja sismicidad;
- Mediana sismicidad; y
- Alta sismicidad.

Evaluación de Nivel 2

Realizada en base a procedimientos estático-lineales de acuerdo con la Sección 7.4.1 y limitada por lo descrito en la sección 7.3.1.2 de la ASCE 41-17. Igualmente, para la realización de la evaluación mediante procedimientos dinámico-lineales, se conduce de acuerdo con la sección 7.4.2 y referenciado por la sección 5.2.4 de ASCE 41-17.

Los criterios de aceptación de la evaluación de categoría 2 se realizan acorde a la sección 7.5.2.2 de ASCE 41-17.

Capítulo 4: Evaluación de Categoría 1 – Selección

4.1 Alcance

4.1.1 Nivel de Desempeño

Se permite conducir la evaluación de categoría 1 para los siguientes niveles de desempeño de edificios, de acuerdo con la sección 2.3.3.4:

- **Prevención de Colapso (S-5, N-C); y**
- **Ocupación Inmediata (S-1, N-B).**

4.1.2 Niveles de Amenaza Sísmica

La Tabla 2-1 para el BPOE, determina el nivel de amenaza sísmica para la evaluación de categoría 1.

4.1.3 Niveles de Sismicidad

Referirse a la Sección 2.5.

Capítulo 5: Evaluación de Categoría 2 Evaluación Basada en las Deficiencias y Reforzamiento

5.2 Requisitos Generales

Antes de conducir la evaluación de categoría 2, se debe realizar la evaluación categoría 1 mediante el desarrollo del checklist. La evaluación de categoría 2 consiste principalmente en los procedimientos de evaluación sísmica y reforzamiento basado en la identificación de deficiencias estructurales. El análisis se puede desarrollar mediante análisis estático lineal, o bien, análisis dinámico lineal

Capítulo 6: Evaluación de Categoría 3 Evaluación Sistemática y Reforzamiento

Con respecto a la aplicación de la evaluación de categoría 3, se conduce para edificaciones ubicadas en áreas con alta sismicidad, cuando procedimientos sistemáticos son requeridos en edificios (de acuerdo con la sección 3.4 de la ASCE 41-17):

- 4 niveles o más (tipo estructural C3);
- 6 niveles o más (tipo estructural C1 y C2).

La evaluación de categoría 3 se basa en el análisis no lineal para una evaluación exhaustiva de edificaciones, donde los procedimientos basados en deficiencias son utilizados.

De acuerdo con la Tabla 3-1, los Tipos Comunes de Edificios son:

- C1: marcos de concreto reforzado resistentes a momento;
- C2: paredes de cortante de concreto reforzado; y
- C3: marcos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería.

Según el Capítulo 3 de ASCE 41-17, cuando se necesitan procedimientos sistemáticos y una investigación detallada de edificios donde se han aplicado métodos basados en deficiencias, se clasifican en tres categorías: Mínimo, Usual y Comprensivo. Para recopilar datos, se utilizan siete ítems: Nivel de Desempeño, Procedimiento de Análisis, Testeo, Planos, Condición de Evaluación, Propiedad de Materiales y Factor de Conocimiento, según lo establecido en la **Tabla 6-1 Nivel de Conocimiento**.

Los requisitos para la evaluación de categoría 3 se listan en los siguientes apartados:

- Sistema estructural: capítulo 7 (sección 7.4 criterios DE aceptación);
- Elementos estructurales: capítulos 9 ~ 12;
- Fundaciones: capítulo 8;
- Elementos no estructurales: capítulo 13; y
- Aisladores, sistemas disipadores de energía: capítulo 14 y 15.

Los requerimientos de evaluación del sistema de reforzamiento propuesto deben demostrar un cumplimiento de acuerdo con el desempeño objetivo seleccionado para la edificación, descrita en los siguientes apartados:

- Esquema de reforzamiento: sección 1.5.
- Análisis: sección 7.2, 7.3 y 7.4.
- Criterios de aceptación: sección 7.5.
- Elementos de fundación: capítulo 8.
- Elementos estructurales: capítulos 9 ~ 12.
- Elementos no estructurales: capítulo 13; y
- Aisladores, dispositivos disipadores de energía: 15.

Capítulo 7: Análisis y Criterios de Aceptación

En este capítulo se introducen cuatro métodos de análisis:

- 1- Procedimiento estático lineal
- 2- Procedimiento dinámico lineal
- 3- Procedimiento estático no lineal
- 4- Procedimiento dinámico no lineal

En particular, se detalla la explicación de los procedimientos de modelación de los procedimientos estáticos no lineales (3), caso contrario con la descripción de los procedimientos dinámicos no lineales (4).

El procedimiento estático no lineal describe dos métodos para calcular el desplazamiento objetivo del edificio analizado.

7.4.3.3.2 Desplazamiento Objetivo para Procedimiento Estático No Lineal

Este estándar presenta el **método de los coeficientes de desplazamiento** para el cálculo del desplazamiento objetivo en cada uno de los niveles. Adicionalmente, **FEMA 274** y **FEMA 440** presentan información de contexto del **método de los coeficientes de desplazamiento** y otro método aceptable conocido como el **método de espectro de capacidad**.

FEMA440 (*Improvement of nonlinear seismic static analysis procedure*)

- 1) Para estructuras de concreto reforzado, el análisis *pushover* (análisis estático incremental unidireccional

del marco) considerando los parámetros de modelación (Tabla 10-7, 10-8, etc) indica el ángulo de deformación plástica (radianes) de cada elemento a deformar hasta que exceda el desplazamiento objetivo. Cuando se calcule la relación entre el cortante basal y el desplazamiento de nivel de techo, se convertirá al desplazamiento del punto de referencia utilizando los coeficientes en las tablas previamente descritas (Tabla 10-7, 10-8, etc.).

- 2) **El método de los coeficientes de desplazamiento** calcula el desplazamiento objetivo para un edificio mediante el producto de s_a (aceleración del espectro de respuesta) por tres distintos coeficientes (C_o , C_1 y C_2), con la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad \text{Ec. 5-1}$$

Nota. Eq. (7-28) de Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building ASCE 41-17
(p. 75) por la American Society of Civil Engineers. 2017.

- 3) **El método de espectro de capacidad** (CSM por sus siglas en inglés) permite definir el **punto de desempeño** el cual es la intersección del espectro de capacidad y la demanda sísmica reducida para posteriormente convertirla en la curva fuerza idealizada – desplazamiento, que se muestra en la figura 7-3 del ASCE 41-17.
(ASCE 41-17 no provee de una descripción detallada de la creación del espectro de capacidad que vincula S_a (aceleración del espectro de respuesta), la cual indica la amenaza sísmica con la curva de capacidad. Esto se define en FEMA 440 y ATC 40).
- 4) Cualquiera de los dos métodos determina si los elementos estructurales (vigas y columnas) están dentro de los criterios de aceptación de acuerdo con la categoría de riesgo del edificio, y el nivel de desempeño (IO, LS, CP) mediante el resultado del ángulo de rotación plástica (radianes).

7.4.3 Procedimiento Estático No Lineal

7.4.3.2.4 Curva Fuerza Idealizada – Desplazamiento para Procedimiento Estático No Lineal (NSP).

La relación no lineal fuerza – desplazamiento entre el cortante basal y desplazamiento del nodo de control será reemplazará con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia de fluencia efectiva, V_y , del edificio, tal y como se muestra en la Figura 7-3.

7.5.3.2.2 Criterios de Aceptación para Acciones Controladas por Deformación para Procedimiento Estático No Lineal (NSP) y Procedimiento Dinámico No Lineal (NDP).

7.5.3.2.3 Criterios de Aceptación para Acciones Controladas por Fuerzas para Procedimiento Estático No Lineal (NSP) y Procedimiento Dinámico No Lineal (NDP).

7.6 Parámetros de Modelación Alternativos y Criterios de Aceptación

7.6.3 Parámetros de Análisis y Criterios de Aceptación para Subconjuntos basados en Datos Experimentales.

Los criterios de aceptación de acciones controladas por deformación utilizados en procedimientos no lineales serán deformaciones correspondientes con los puntos de la Tabla 5.1-3

Donde:

P= Componentes Primarios

S= Componentes Secundarios.

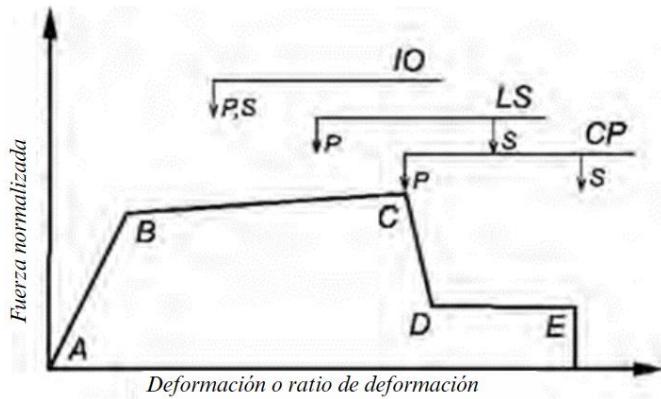


Figura 5.1-3 Esquema de Criterios de Aceptación

Nota. Adaptado de Figure 7-7 Acceptance Criteria Illustration (P: primary components, S: Secondary components) de Seismic evaluation and retrofit design of existing buildings, ASCE 41-17 (p. 81). Por la American Society of Civil Engineers. 2017.

En Ocupación Inmediata (IO), la deformación de los componentes primarios y secundarios no es mayor a 0.67 de Seguridad de Vida (LS), mientras que en Seguridad de Vida (LS) la deformación de los componentes primarios es el 0.75 de la deformación del punto C. Datos similares se muestran en la Figura 5.1-4.

C7: Procedimientos de Análisis y Criterios de Aceptación

Definiciones:

Acciones controladas por deformaciones: acción que tiene asociada una deformación que se permite que supere el valor de fluencia del elemento evaluado. El alcance permisible de la deformación por encima de la resistencia de fluencia se basa en los factores de modificación de los componentes (factores m).

Acciones controladas por fuerzas: acción que no permite que se exceda la resistencia nominal del elemento evaluado.

Los Criterios de Aceptación para Procedimientos Estáticos No Lineales y para Procedimientos Dinámicos No Lineales son los mismos.

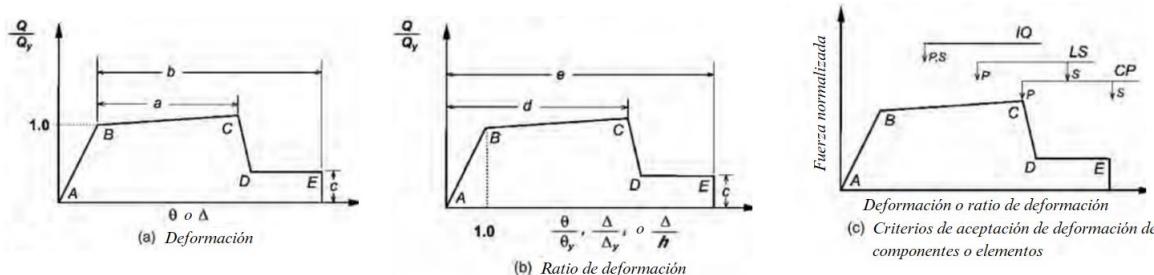


Figura 5.1-4 Relaciones Fuerza-Deformación Generalizada de los Componentes para Representar los Criterios de Modelación y Aceptación

Nota. Adaptado de ASCE 41-17 Figure C7-3 Generalized Component Force-Deformation Relations for Depicting Modeling and Acceptance Criteria de Seismic evaluation and retrofit design of existing buildings ASCE 41-17 (p. 439) por la American Society of Civil Engineers. 2017.

La rigidez elástica y valores de los parámetros a, b, c, d y e que pueden ser utilizados como componentes de modelación, son proporcionados en el Capítulo 10 Concreto

7.5.2 Procedimientos Lineales

Capítulo 8: Fundaciones y Riesgo Geológico del Sitio

Su introducción se ha omitido intencionalmente.

Capítulo 9: Acero y Hierro

Su introducción se ha omitido intencionalmente.

Capítulo 10 Concreto

En este Capítulo 10, se introducen los “Parámetros de Modelación” y “Criterios de Aceptación”, utilizados para el análisis Pushover de estructuras de concreto reforzado.

Los valores de rigidez efectiva de los componentes se introducen en la Tabla 10-5, de la sección 10.3.1.2. Donde se describe un factor de reducción de 0.30 para vigas y 0.70 para columnas.

Los ángulos de rotación plástica, a y b (rad), la relación de rigidez residual, c, son parámetros de modelación que muestran la curva envolvente de carga deflexión de las características no lineales de la fuerza restauradora de los elementos estructurales. En el caso de las vigas, se determina en base al comportamiento a flexión relación de acero de refuerzo principal, compatibilidad de acero de refuerzo por cortante, espaciamiento de refuerzo por cortante, anclaje, etc. Para columnas, se determina en base a la fuerza axial, relación de refuerzo principal, resistencia del concreto, condición de traslape, etc.

En cuanto a los criterios de aceptación, ángulo de rotación plástica (rad), es indicado por a, b y c de acuerdo con cada nivel de desempeño (Ocupación Inmediata IO, Seguridad de Vida LS, Prevención de Colapso CP, tal y como se indica en la Figura 7-7 de ASCE 41-17), siendo los criterios de aceptación los mismos para procedimientos estáticos no lineales y procedimientos dinámicos no lineales.

Parámetros de Modelación

en cuanto a la creación de la curva envolvente de carga deflexión que muestra las características no lineales de las fuerzas restauradoras de los elementos; las propiedades de rótulas de cada elemento estructural que se expresa mediante el ángulo de rotación plástica (radianes), como parámetros de modelación, se muestran en la Tabla 10-7 para vigas, y en la Tabla 10-8 para columnas de concreto reforzado. Para vigas, el factor determinante es el tipo de comportamiento que poseen, flexión o cortante, para seleccionar valores

numéricos de la Tabla 10-7. En el caso de que se presenten valores intermedios a los mostrados en la tabla, se deberá determinar el valor correcto mediante una interpolación lineal. Para columnas, adicionalmente se considerará el efecto de fuerzas axiales, como parámetros de modelación, tal y como se muestra en la Tabla 10-8.

Ángulos de Rotación Plástica (radianes)

Para reforzamiento sísmico, cada uno de los siguientes métodos es utilizado para verificar si el nivel de desempeño sísmico se satisface:

- (1) Procedimiento estático lineal;
- (2) Procedimiento dinámico lineal;
- (3) Procedimiento estático no lineal; y
- (4) Procedimiento dinámico no lineal.

10.2.4 Factor de Conocimiento

10-3 Requisitos y Suposiciones Generales

Parámetros de Modelación para Procedimientos No Lineales

Para ellos se auxilia de las siguientes tablas en función del ángulo de rotación plástica, a y b (radianes), relación de resistencia residual, c y, los criterios de aceptación (IO, LS, CP).

- Tabla 10-7. Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimientos No Lineales - Vigas de Concreto Reforzado
- Tabla 10-8. Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimientos No Lineales - Columnas de Concreto Reforzado

Para ello, se auxilia de las Figuras:

- **Figura 10-1 Relación Fuerza-Deformación Generalizada para Elementos o Componentes de Concreto**
- **Figura 7-7 Ilustración de Criterios de Aceptación (P= Componentes Primarios; S= Componentes Secundarios)**

Donde en Ocupación Inmediata (IO), la deformación de los componentes primarios y secundarios no es mayores a 0.67 de Seguridad de Vida (LS), mientras que en Seguridad de Vida (LS) la deformación de los componentes primarios es el 0.75 de la deformación del punto C.

En la Tabla 10-8 y otras, el ángulo de deformación plástica, a y b (radianes), la relación de resistencia residual, c, y los niveles de desempeño, IO, LS, y CP; son utilizados como parámetros de modelación.

En cuanto al nivel de desempeño y ángulo de deformación plástica (radianes) se mediante a, b y c de acuerdo con cada nivel de desempeño IO, LS y CP.

Ocupación Inmediata IO, Seguridad de Vida LS y Prevención de Colapso CP, son los mismos para procedimientos estáticos no lineales y procedimientos dinámicos no lineales.

Como referencia, en ASCE 41-13, la Tabla 10-8 Valores Numéricos para Columnas de Concreto Reforzado se muestran en este manual para propósitos de comparación.

Capítulo 13: Componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos

Su introducción se ha omitido intencionalmente.

Capítulo C1: Requisitos Generales

C1.4 Proceso de Evaluación Sísmica

Si el edificio es conforme de acuerdo con la Sección 3.2.1, Tabla 3-2, se procederá con la evaluación de categoría 1.

Los siguientes checklist para estructuras de concreto reforzado son proporcionados en el Capítulo 17 de ASCE 41-17.

- Tabla 17-1 Checklist para Sismicidad Muy Baja
- Tabla 17-2 Checklist de Configuración Básica para Prevención de Colapso
- Tabla 17-3 Checklist de Configuración Básica para Ocupación Inmediata
- Tabla 17-22 Checklist de Configuración para Prevención de Colapso en Edificios Tipo C1
- Tabla 17-23 Checklist de Configuración para Ocupación Inmediata en Edificios Tipo C1

5.2. Evaluación de Categoría 1

5.2.1 Utilización del Proceso de Selección de Evaluación de Categoría 1

En el caso de que el edificio no cumpla los requerimientos del código sísmico para edificaciones vigente (NTDS-94), se requiere realizar directamente la evaluación de categoría 3. Puede resultar beneficioso para el profesional a cargo conducir la evaluación de categoría 1 antes de llevar a cabo la evaluación de categoría 3 aunque no sea requerido.

En caso de que el edificio cumpla con los requerimientos del código sísmico para edificaciones vigente (NTDS-94), realice la evaluación de categoría 1. Si el edificio es de los “edificios de referencia (el tipo de sistema estructural y disposiciones relacionadas con el diseño sísmico del edificio son claras)”, entonces el edificio cumple.

Si el edificio no es uno de los “edificios de referencia”, se aplicará el checklist que se muestra en esta sección. En caso de que el resultado no sea de conformidad, se deberá proceder con la evaluación de categoría 2.

5.2.2 Checklist

El checklist de la Tabla 17-2: Checklist de Configuración Básica para Prevención de Colapso - Alta Sismicidad; y el checklist de la Tabla 17-22: Checklist de Prevención de Colapso para Edificios Tipo C1 – Alta Sismicidad del ASCE 41-17 se presentan en las tablas Tabla 5.2-1 y Tabla 5.2-2 respectivamente de esta sección; existiendo un total de 4 estatus en el checklist que se deberán comprobar, los cuales son:

C=Cumple

NC=No Cumple

N/A= No Aplica y

U = Desconocido (unknown).

Para completar el checklist de la Tabla 5.2-2 se requiere realizar cálculo estructural. En caso de que no se conduzca, el ítem en cuestión será marcado con *U= Desconocido*. Casos típicos son mostrados para más información. Si el estatus de los ítems es *NC* y/o *U*, se requiere proceder con la evaluación de categoría 2.

En el Capítulo 5C.1 se presentan ejemplos de cálculo típicos aplicados en el Edificio Modelo de la evaluación de categoría 1.

1. A-2: VERIFICACIÓN DE ESFUERZO AXIALES EN COLUMNAS
2. A-5: VERIFICACIÓN DE ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS
3. A-9: NO HAY FALLAS POR CORTANTE
4. A-10: COLUMNAS FUERTE – VIGA DEBIL:
5. A-13: TRASLAPES DE VARILLAS DE ACERO DE REFUERZO EN VIGAS.
5. A-14: DISTANCIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS.

Tabla 5.2-1 - Checklist - Configuración Básica para Prevención de Colapso - Alta Sismicidad

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus			
		C	NC	N/A	U
A	Sistema del Edificio – Generalidades				
1	RECORRIDO DE CARGA: La estructura contiene un recorrido de carga completo y bien definido, incluidos los elementos estructurales y las conexiones, que sirve para transferir a las fundaciones las fuerzas de inercia asociadas a la masa de todos los elementos del edificio.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	EDIFICIOS ADYACENTES: La distancia libre entre el edificio que está siendo evaluado y cualquier edificio adyacente es superior al 1.5% de la altura del edificio de menor altura.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	MEZANINES: Los mezanines interiores están arriostrados independientemente de la estructura principal o están anclados a los elementos sismorresistentes de la estructura principal.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B	Sistema del edificio - Configuración del edificio				
1	PISO DÉBIL: La suma de las resistencias a cortante del sistema sismorresistente en cualquier piso en cada dirección no es inferior al 80% de la resistencia en el piso adyacente superior.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	PISO BLANDO: La rigidez del sistema sismorresistente en cualquier piso no es inferior al 70% de la rigidez del sistema sismorresistente en un piso adyacente superior o inferior al 80% de la rigidez media del sistema sismorresistente de los tres pisos superiores.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	IRREGULARIDADES VERTICALES: Todos los elementos verticales del sistema sismorresistente son continuos hasta las fundaciones.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	GEOMETRÍA: No hay cambios en la dimensión horizontal neta del sistema sismorresistente de más del 30% en un piso con respecto a los pisos adyacentes, excluyendo los áticos de un piso y los mezanines.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	MASA: No hay cambios en la masa efectiva de más del 50% de un piso al siguiente. No es necesario tener en cuenta los techos ligeros, los áticos ni los mezanines.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	TORSIÓN: La distancia estimada entre el centro de masa del piso y el centro de rigidez del piso es inferior al 20% del ancho del edificio en cualquiera de las dimensiones del plano.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
C	Riesgos Geológicos del sitio.				
1	LIQUEFACCIÓN: Los suelos granulares sueltos, saturados y susceptibles a la licuefacción que podrían poner en peligro el desempeño	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus			
		C	NC	N/A	U
A	Sistema del Edificio – Generalidades				
	sísmico del edificio no existen en los suelos para fundación a profundidades dentro de 15,2 m (50 pies) debajo del edificio				
2	FALLO DE TALUD: El sitio de la edificación está ubicado lejos de posibles fallas de taludes inducidas por terremotos o desprendimientos de rocas, de modo que no se vea afectado por tales fallas o sea capaz de acomodar cualquier movimiento previsto sin fallas.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	RUPTURA DE FALLA SUPERFICIAL: No se prevé la ruptura de fallas ni desplazamientos superficiales en el sitio de la edificación.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
D	Configuración de las Fundaciones.				
1	VOLTEO: La relación entre la dimensión horizontal mínima del sistema sismorresistente en el nivel de fundación y la altura del edificio (base/altura) es superior a 0.6Sa	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	ANCLAJES ENTRE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN: La fundación tiene amarres adecuados para resistir fuerzas sísmicas donde las zapatas, pilotes y muelles no están restringidos por vigas, losas o suelos clasificados como Clase de Sitio A, B o C.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Nota. Adaptado de Table 17-2 Collapse Prevention Basic Configuration Checklist, Seismic evaluation and retrofit design of existing building ASCE 41-17 (p. 268). Por la American Society of Civil Engineers. 2017.

Nota: En cuanto a la referencia de la evaluación de Nivel 2 y la referencia de comentarios, consulte la tabla 17-2 de ASCE 41-17.

Tabla 5.2-2 Checklist Estructural - Configuración Básica para Prevención de Colapso para Edificios Tipo C1 - Alta Sismicidad

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus			
		C	NC	N/A	U
A	Sistema Sismorresistente				
1	REDUNDANCIA: El número de líneas de marcos de momento en cada dirección principal es mayor o igual a 2.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS AXIALES EN COLUMNAS: El esfuerzo axial provocado por cargas gravitacionales no factorizadas en columnas sometidas a fuerzas de volteo debido a la demanda sísmica es menor que $0.20f'c$. Alternativamente, el esfuerzo axial causado únicamente por las fuerzas de volteo, calculado mediante el procedimiento de comprobación rápida del apartado 4.4.3.6, es inferior a $0.30f'c$.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	REDUNDANCIA: El número de tramos de marcos de momento en cada línea es mayor o igual a 2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	MUROS INTERFERENTES: Todas las paredes de relleno de concreto reforzado y mamposterías colocadas en los marcos de momento están aisladas de los elementos estructurales.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS: El esfuerzo cortante en las columnas de concreto, calculado mediante el procedimiento de verificación rápida de la Sección 4.4.3.2, es menor que el mayor de 100 lb/in ² (0.69 MPa) o $2\sqrt{f'c}$	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus			
		C	NC	N/A	U
6	MARCOS DE LOSA PLANA: El sistema sismorresistente no es un marco formado por columnas y una losa o placa plana sin vigas.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	ELEMENTOS PRETENSADOS DEL MARCO: Los marcos sismorresistentes no incluyen ningún elemento pretensado o postensado en el que el pretensado medio supere el menor de 700 lb/pulg.2 (4,83 MPa) o $f'c/6$ en los posibles puntos de articulación. El pretensado medio se calcula de acuerdo con el procedimiento de comprobación rápida del apartado 4.4.3.8.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	COLUMNAS CAPTIVAS: No hay columnas en un nivel con relaciones altura/ancho inferiores al 50% de la relación altura/ancho nominal de las columnas típicas de ese nivel.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9	NO HAY FALLAS POR CORTANTE: La capacidad de cortante de los miembros de los marcos es capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos de los miembros.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10	COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL: La suma de la capacidad de momento de las columnas es 20% mayor que la de las vigas en las conexiones del marco.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS: Al menos dos varillas de acero de refuerzo longitudinales superiores y dos varillas de acero de refuerzo longitudinales inferiores se extienden continuamente a lo largo de cada viga del marco. Al menos el 25% de las varillas de acero de refuerzo longitudinales dispuestas en las conexiones para momentos positivos o negativos son continuas en toda la longitud de los elementos.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12	TRASLAPES DE VARILLAS DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS: Todas las longitudes de los traslapes de las barras de acero de refuerzo de las columnas son superiores a 35 db y están delimitadas por anclajes espaciados a una distancia igual o inferior a 8 db. Alternativamente, las varillas de acero de refuerzo de las columnas se empalman con acopladores mecánicos con una capacidad de al menos 1,25 veces el límite elástico nominal de la varilla traslapada.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
13	TRASLAPES DE VARILLAS DE ACERO DE REFUERZO EN VIGAS: Los traslapes o los acopladores mecánicos para el refuerzo longitudinal de las vigas no están situados a menos de lb/4 de las uniones y no están situados en las proximidades de posibles lugares de rótulas plásticas.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
14	DISTANCIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS: Las columnas de los marcos tienen un espaciado igual o inferior a $d/4$ en toda su longitud e igual o inferior a 8db en todas las posibles ubicaciones de rótulas plásticas.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
15	DISTANCIAMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGAS: Todas las vigas tienen estribos espaciados a $d/2$ o menos en toda su longitud. En los posibles puntos de rótulas plásticas, los estribos tienen una separación igual o inferior al mínimo de 8 db o $d/4$.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
16	REFUERZO TRANSVERSAL DE LAS CONEXIONES: Las conexiones viga-columna tienen estribos espaciados a 8db o menos.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
17	COMPATIBILIDAD A LA DEFLECCIÓN: Los componentes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus			
		C	NC	N/A	U
	secundarios tienen la capacidad de soportar el esfuerzo cortante para desarrollar la resistencia a la flexión de los componentes.				
18	LOSAS PLANAS: Las losas o placas planas que no forman parte del sistema sismorresistente tienen acero inferior continuo a través de las conexiones de las columnas.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B Continuidad de los Diafragmas					
1	CONTINUIDAD DE LOS DÍAFRAGMAS: Los diafragmas no están compuestos por pisos divididos y no tienen juntas de dilatación.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
C Conexiones					
1	COLUMNAS DE CONCRETO: todas las columnas de concreto se fijan a las fundaciones con un mínimo de cuatro varillas de acero de refuerzo.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	VOLTEO EN CABEZALES DE PILOTES: Los cabezales de los pilotes tienen un refuerzo superior, y los pilotes están anclados a ellos.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Nota. Adaptado de Table 17-22 Collapse Prevention Structural Checklist for Building Type C1, Seismic evaluation and retrofit design of existing buildings, ASCE 41-17 (p. 296). Por la American Society of Civil Engineers. 2017.

Nota: En cuanto a la referencia de la evaluación de Nivel 2 y la referencia de comentarios, consulte la tabla 17-22 de ASCE 41-17.

5.3. Evaluación de Categoría 2

5.3.1 Generalidades

La evaluación de categoría 2 basada en las deficiencias se lleva a cabo luego de conducir la evaluación de categoría 1 al obtener como resultado NC (No Cumple) y U (Desconocido) en los ítems del checklist. Si la evaluación de categoría 2 no es satisfactoria se conduce la evaluación sistemática descrita en la evaluación de categoría 3.

1) Edificios objetivos para la evaluación de categoría 2.

La evaluación de categoría 2 se lleva a cabo en edificios con deficiencias estructurales, irregularidades en planta y elevación, irregularidad de piso débil y piso blando; entre otros.

2) Método de evaluación.

La evaluación de categoría 2 se puede conducir mediante un **análisis estático lineal** o **análisis dinámico lineal**.

Si la deficiencia es clara, no se necesitará el análisis de la respuesta de todo el edificio, esto de acuerdo con la ASCE 41. Sin embargo, esto será condicionado a que se haya proporcionado un diseño sísmico basado en el código sísmico vigente cuando se haya diseñado y, posteriormente, construido.

5.3.2 Alcance y requisitos generales

La evaluación de categoría 2 basada en las deficiencias requiere de análisis y evaluación adicionales de todas las deficiencias potenciales identificadas en la evaluación de categoría 1 mediante el desarrollo del checklist. El análisis y la evaluación adicionales de cada posible deficiencia deberá ser suficientes para confirmar la deficiencia existente en el edificio, o demostrar la adecuación de la estructura en relación con la posible deficiencia presente.

El alcance de la evaluación de categoría 2 no tiene por qué ir más allá de la evaluación de las deficiencias

identificadas en la evaluación de categoría 1.

1) Desempeño y nivel de amenaza sísmica:

El desempeño y el nivel de amenaza sísmica será al igual que en la evaluación de categoría 1.

2) Información como construido:

En adición a la información requerida para realizar la evaluación de categoría 1, se necesita recolectar información para conducir la evaluación de categoría 2. Debido a lo anterior, pruebas destructivas deberán llevarse a cabo para recolectar la información necesaria para edificios que se estén evaluando hasta el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO).

3) Análisis de condiciones existentes:

Cuando se utilizan los procedimientos de la evaluación de categoría 2 para evaluar el deterioro o los daños identificados en la evaluación de categoría 1 o al momento de realizar la investigación en el sitio, se determinará el alcance y las consecuencias de los daños para el sistema sismorresistente de la estructura.

4) Evaluación de categoría 2 – Método de análisis

El procedimiento de análisis para la evaluación de categoría 2 será mediante la aplicación del procedimiento estático lineal o, utilizando procedimiento dinámico. La configuración del edificio, así como todas sus irregularidades serán incluidas en el proceso de análisis.

5.3.3 Procedimientos para la configuración básico de los sistemas de edificios

El checklist de la evaluación de categoría 1 es utilizada para realizar una caracterización de la configuración básica de edificios.

1) Edificio adyacentes

Cuando sea necesario, se deberá desarrollar un análisis para determinar las derivas de la estructura.

2) Configuración del edificio

Se deberá llevar a cabo un análisis con el fin de evaluar la capacidad de los elementos sismorresistentes del sistema para resistir las demandas sísmicas calculadas. Igualmente, se evaluarán las siguientes irregularidades cuando sea necesario:

- Irregularidad de piso débil;
- Irregularidad de piso blando;
- Irregularidad en elevación;
- Irregularidad en planta;
- Irregularidad en masa; y
- Irregularidad torsional

3) Riesgo geológico del sitio y componentes de fundaciones

Efectos tales como licuefacción, fallo de taludes o roturas de fallas superficiales; serán evaluadas en la categoría 3, mas no en la evaluación de categoría 2. Sin embargo, efectos tales como la magnitud del movimiento diferencial en las fundaciones y volteo; se evaluarán siempre y cuando sea necesario.

5.3.4 Procedimientos para sistemas sismorresistentes

Se llevará a cabo un análisis de la estructura y se evaluará la adecuación de todos los elementos y conexiones del sistema sismorresistente para todos los niveles no satisfactorios de la estructura.

1) Procedimiento para marcos de momento

- Cuando las paredes de mampostería no estén aisladas de los marcos de momento, deberán considerarse en el análisis a desarrollar.
- Revisión de derivas máximas.

- c. Revisión de esfuerzos axiales y cortantes.
- d. Verificación de condición de columna fuerte – viga débil a través del análisis. Si el porcentaje de conexiones columna fuerte – viga débil en cualquier eje de cualquier nivel de una estructura de marcos de momento es mayor al 50%, se evaluará la capacidad de las columnas en las conexiones columna fuerte – viga débil en ese marco para resistir las demandas calculadas; caso contrario que el porcentaje sea menor al 50%, se evaluará la capacidad de todas las columnas de cada marco no satisfactorio para resistir las demandas calculadas en todos los niveles que no sean satisfactorios.

5.4. Evaluación de Categoría 3

El método de espectro de capacidad (CSM por sus siglas en inglés) y el método de los coeficientes de desplazamiento, análisis estáticos no lineales, se introducen a continuación como parte de la evaluación de categoría 3 del ASCE 41-17 y FEMA 440; también se introduce para los ítems relacionados a estas metodologías.

5.4.1 Análisis Estático No Lineal -1 (Método de Espectro de Capacidad)

5.4.1.1 Modelación No Lineal

Evaluar la integridad estructural de un edificio existente requiere una representación precisa de los materiales y condiciones dinámicas bajo cargas horizontales y gravitacionales. Para identificar la vulnerabilidad de los elementos estructurales y determinar el reforzamiento necesario, estructuras simples y bien construidas pueden ser evaluadas utilizando el análisis estático lineal. Este enfoque es útil porque factores como el sobreesfuerzo, reducción de respuesta y amplificación del desplazamiento están bien estudiados. Sin embargo, este no es el caso típico para estructuras de mayor complejidad, donde la modelación no lineal de los elementos estructurales es necesaria para representar de manera precisa el desempeño estructural del edificio para así reducir los riesgos e incertidumbres.

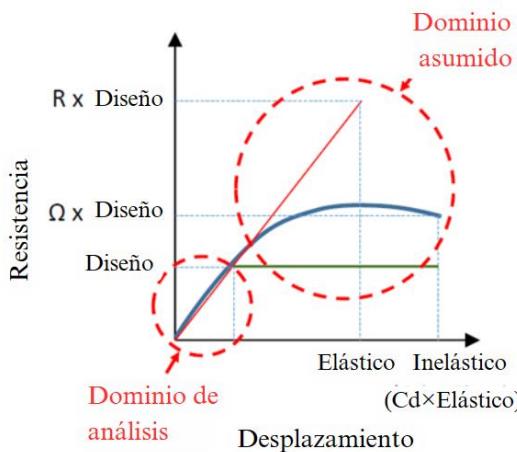


Figura 5.4-1 Modelo no lineal

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

Adicionalmente, para evaluar el comportamiento del edificio bajo demandas reales de amenaza sísmica, se requiere una curva de capacidad la cual incorpore las no linealidades geométricas de los materiales en función del desplazamiento, como es descrito en ATC-40 y en normativas relacionadas con la misma temática. Entre los procedimientos de análisis sísmico más aceptados en materia de evaluación, que es el utilizado en este Manual de Evaluación Sísmica, está el procedimiento estático no lineal (NSP por sus siglas en inglés) que es capaz de evaluar punto de desempeño equivalente a una demanda de riesgo sísmico sin necesidad de una evaluación más compleja y detallada mediante métodos computacionalmente intensivos como el análisis no lineal de historia de respuesta.

Tabla 5.4-1 – Modelo estructural

		Modelo estructural	
		Lineal	No lineal
Carga Sísmica	Estático	1.Fuerzas Laterales Equivalentes (ELF) 2.Análisis de Espectro de Respuesta (STA) 3.Análisis Modal Espectral	Procedimientos Estáticos No Lineales (NSP) 8.Método de Espectro de Capacidad (CSM) 9.FEMA 440 Procedimiento Mejorado de Linerización Equivalente 10.Método de Coeficiente de Desplazamiento.
	Dinámico	4.Historia de Respuesta Modal (Modal RHA) 5.Análisis Tiempo Historia (THA) 6.Análisis Historia de Respuesta Lineal (Direct Integration RHA) 7.Análisis Tiempo Historia Lineal (Direct Integration LTHA)	11.Análisis Modal No Lineal de Historia de Respuesta (FNA) 12.Análisis No Lineal de Historia de Respuesta (Direct Integration RHA) 13.Análisis No Lineal Tiempo Historia Nonlinear (Direct Integration THA)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5.4.1.2 Procedimiento Estáticos No Lineales

Para conducir un procedimiento estático no lineal, uno de los pasos esenciales es la elaboración de la curva de capacidad que representa la relación entre el cortante basal y el desplazamiento de nivel de techo del edificio, considerando la no linealidad de los elementos estructurales primarios, así como su resistencia y deformación. Este proceso implica la conducción de una secuencia de análisis elásticos, registrando la capacidad fuerza-deformación en cada paso hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta el punto de colapso en un modelo simulado. El modelo computacional de la estructura deberá ser modificado en cada etapa para la consideración de la reducción de la resistencia de los componentes que han entrado en estado de fluencia.

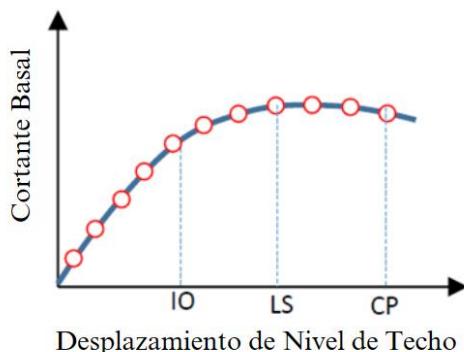


Figura 5.4-2 - Curva de Capacidad

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

La curva de capacidad resultante incluye los límites de desempeño que indican cuando la estructura es viable para Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS), y Prevención de Colapso (CP). Luego, una curva de demanda se construye con el objetivo de evaluar el riesgo sísmico del sitio en específico en función del período del edificio, para lo cual un espectro de respuesta, como se describe anteriormente, puede ser utilizado.

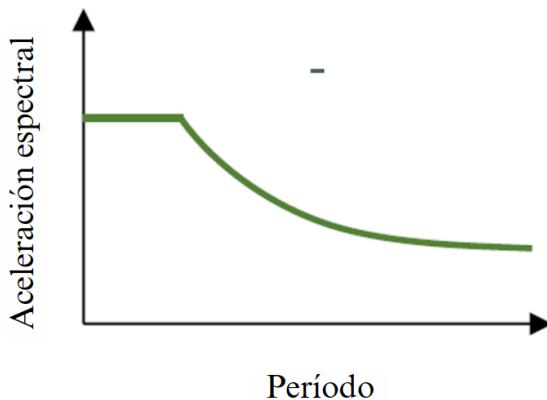


Figura 5.4-3 Curva de Demanda

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Finalmente, la evaluación estructural de un edificio existente se determina comparando el punto de intersección de las curvas de demanda y capacidad; a esta intersección se le denomina Punto de Desempeño, con el límite de desempeño para evaluar la necesidad de reforzamiento. Nótese que las curvas de demanda y capacidad no están utilizando las mismas variables, por lo cual es necesaria transformarlas para poder realizar una comparación entre ellas.

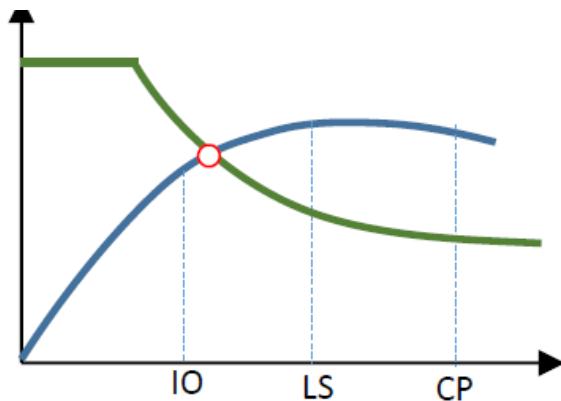


Figura 5.4-4 Punto de Desempeño

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Los procedimientos estáticos no lineales utilizados son los descritos en FEMA-440 (métodos mejorados de linerización equivalente) y ASCE 41-17 (método de coeficiente de desplazamiento). Este reporte utiliza el primero, FEMA 440.

5.4.1.3 FEMA-440 Linerización Equivalente

El Capítulo 6 de FEMA-440 propone una **linerización equivalente** que mejora el método de espectro de capacidad desarrollado en ATC-40. La idea básica detrás del método es determinar la respuesta del desplazamiento máximo utilizando un sistema lineal equivalente con un período efectivo (T_{eff}) y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}), lo cual reduce la curva de demanda de riesgo sísmico.

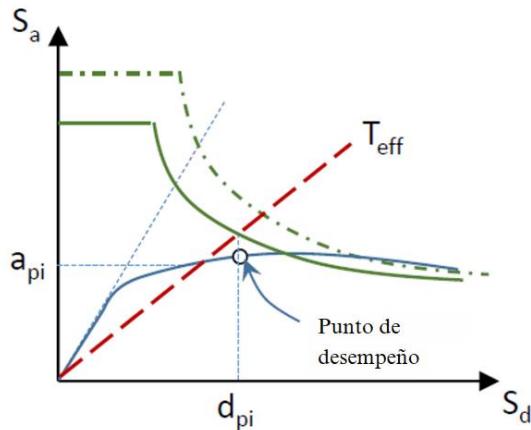


Figura 5.4-5 Método de Linerización Equivalente

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

Mediante la utilización de este método se hace posible la evaluación de los efectos de las estrategias de reforzamiento y así identificar un punto de desempeño apropiado en relación con los límites de desempeño.

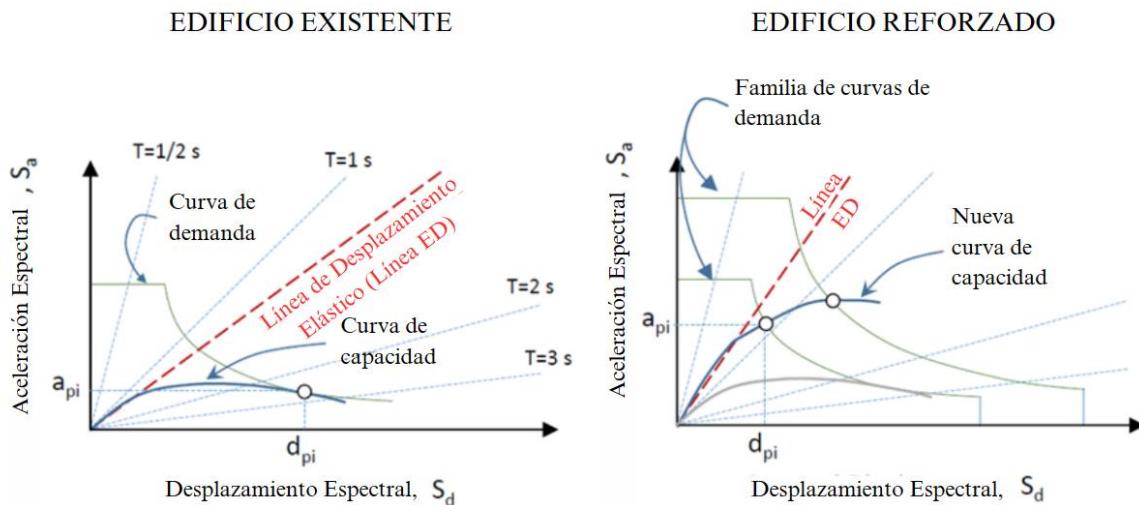
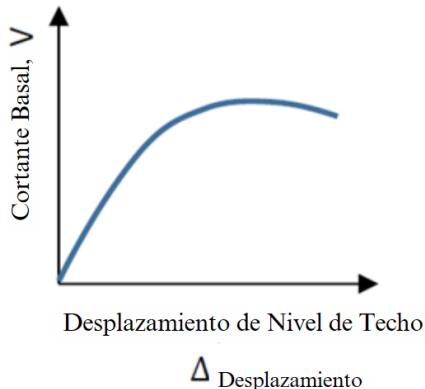


Figura 5.4-6 - Edificio Existente vs Edificio con Reforzamiento

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Procedimiento:

Paso 1. Construir la curva de capacidad (a través del análisis Pushover) que incorpora la no linealidad de la geometría y los materiales de los elementos estructurales primarios del edificio.

Figura 5.4-7 Curva *Pushover*

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Paso 2. Convertir esta curva en una curva de capacidad espectral en términos de desplazamientos y aceleraciones espectrales.

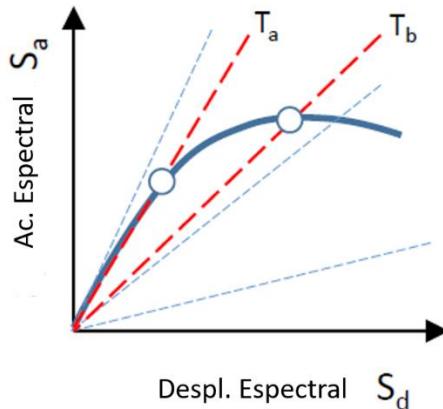


Figura 5.4-8 Curva de capacidad espectral

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

$$S_a = \frac{(V/W)}{\alpha_1} \quad \text{Ec. 5-2}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\phi_{roof,1}} \quad \text{Ec. 5-3}$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2} \right] \quad \text{Ec. 5-4}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i \right] \left[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 \right]} \quad \text{Ec. 5-5}$$

Nota. Eq. (8-1) ~ Eq. (8-4) de Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings volume 1 ATC40 (p. 8-9), por la Applied Technology Council.1996.

Donde:

W Peso sísmico del edificio (el cual incluye las cargas vivas y muertas)

PF_1 Factor modal de participación para el primer modo natural.

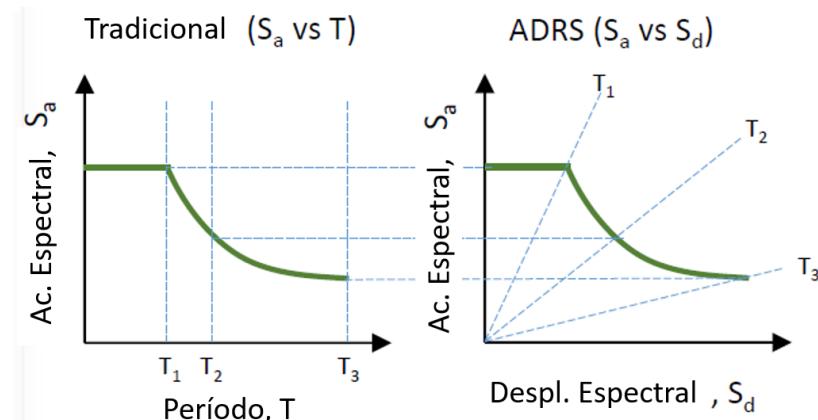
α_1 Coeficiente de masa modal para el primer modo natural.

ϕ_{i1} Amplitud del modo 1 al nivel i (procedimiento incluido como respaldo).

N Nivel de techo utilizado para el análisis Pushover.

Nótese que el período natural se amplía a medida los elementos estructurales del elemento entran en fluencia.

Paso 3. Construir el espectro de respuesta en función de las características del sitio y tipo de suelo que represente de manera precisa la amenaza sísmica que será evaluada, y transformarlo en espectro de respuesta de Aceleración – Desplazamiento.



$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Figura 5.4-9 Espectro de Respuesta de Aceleración – Desplazamiento

Nota. Adaptado de “Figure 8-6 Response spectra in traditional and ADRS formats” de Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC 40 (p. 8-11), por la Applied Technology Council. 1996

Paso 4. Combinar la curva de demanda y la curva de capacidad para estimar el punto de desempeño.

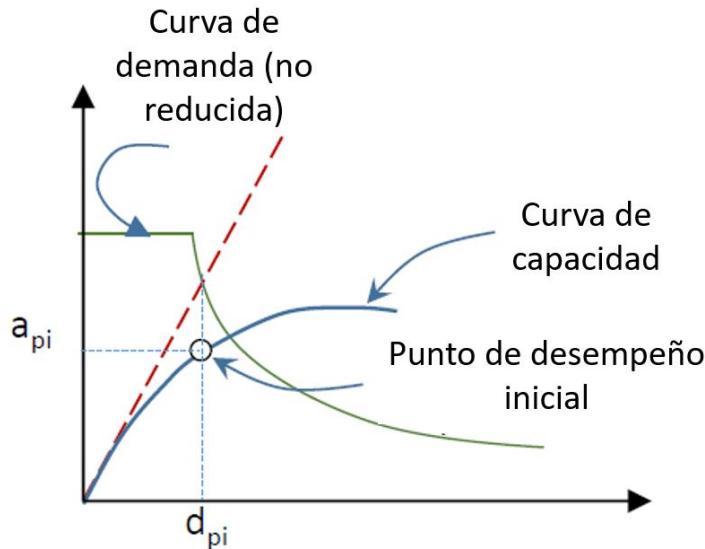


Figura 5.4-10 Punto de desempeño

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Paso 5. Construir una representación bilineal del espectro de capacidad tal que las áreas encima y detrás de la línea de post-fluencia sean iguales (igualando energía).

$$A_1 = A_2$$

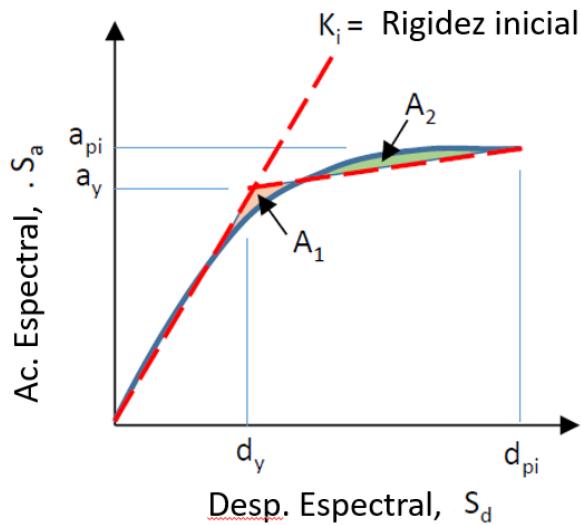


Figura 5.4-11 Representación Bilineal (1)

Nota. Adaptado de "Figure 8-9 Bilinear representation of capacity spectrum for capacity spectrum method" de Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC 40 (p. 8-13), por la Applied Technology Council. 1996

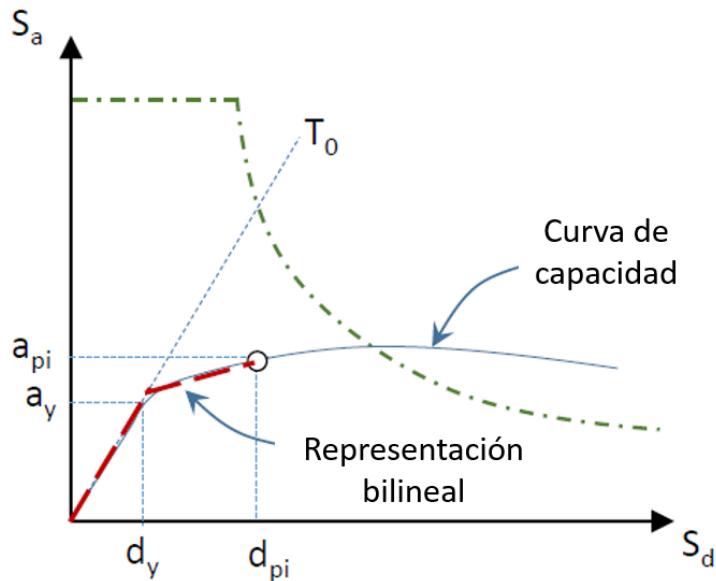


Figura 5.4-12 Representación Bilineal (2)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Nótese que esto define el período fundamental T_0 , el desplazamiento espectral de fluencia (d_y) y la aceleración (a_y) que dependen de los valores (d_{pi} , a_{pi}) asumidos en el Paso 4.

Paso 6. Determinar la rigidez post elástica (α) y la ductilidad (μ) de la forma siguiente:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} \quad \text{Ec. 5-6}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \rightarrow \begin{cases} \beta_{eff} \\ T_{eff} \end{cases} \quad \text{Ec. 5-7}$$

Nota. Eq. (6-18) y (6-19) del Improvement of nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 (p. 6-7), por la Federal Emergency Management Agency. 2005.

Paso 7. Calcular el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y el período efectivo de la forma siguiente:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. 5-8}$$

Para $4.0 \leq \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. 5-9}$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad \text{Ec. 5-10}$$

Nota. Eq. (6-4) y (6-6) del Improvement of nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 (p. 6-2), por la Federal Emergency Management Agency. 2005.

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ec. 5-11}$$

Para $4.0 \leq \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [1 + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ec. 5-12}$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. 5-13}$$

Nota. Eq. (6-7) y (6-9) del Improvement of nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 (p. 6-3), por la Federal Emergency Management Agency. 2005.

Para los alcances de este Manual de Evaluación Sísmica y considerando marcos de concreto reforzado resistentes a momento, los valores utilizados para definir las variables anteriormente descritas son:

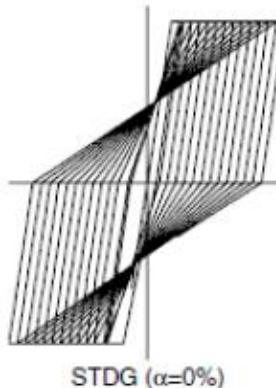


Figura 5.4-13 Degradación de rigidez considerando comportamiento inelástico

Nota. Adaptado de Figure 6-3 Types of inelastic behavior considered. BLH=Bilinear Hysteretic STDG=Stiffness Degrading, and STDRG= Strength Degrading, de Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 (p. 6-2). Por la Federeal Emergency Management Agency. 2005.

A	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
5%	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38	0.18	-0.037	0.26	0.12	0.92	0.05

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Paso 8. Cálculo de factor de modificación y secante al período, de la forma siguiente:

$$T_{sec} = \frac{T_0}{\sqrt{\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}}} \quad \text{Ec. 5-14}$$

Nota. Adaptación al despejar T_{sec} de la Eq. (6-15) del Improvement of nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 (p. 6-5), por la Applied Technology Council. 2005

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 \quad \text{Ec. 5-15}$$

Nota. Eq. (6-14) del Improvement of nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 (p. 6-5), por la Applied Technology Council. 2005

Paso 9. Reducir el espectro de demanda mediante el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y el factor M, denominado MADRS³ modificado.

Paso 10. Definir el nuevo punto de desempeño como la intersección del MADRS y la curva de capacidad, repetir desde el Paso 6 hasta determinar la convergencia.

Paso 11. Alternativamente, se puede generar un conjunto de soluciones modificando la ductilidad para así definir el punto de desempeño como la intersección de este conjunto de puntos y el espectro de capacidad.

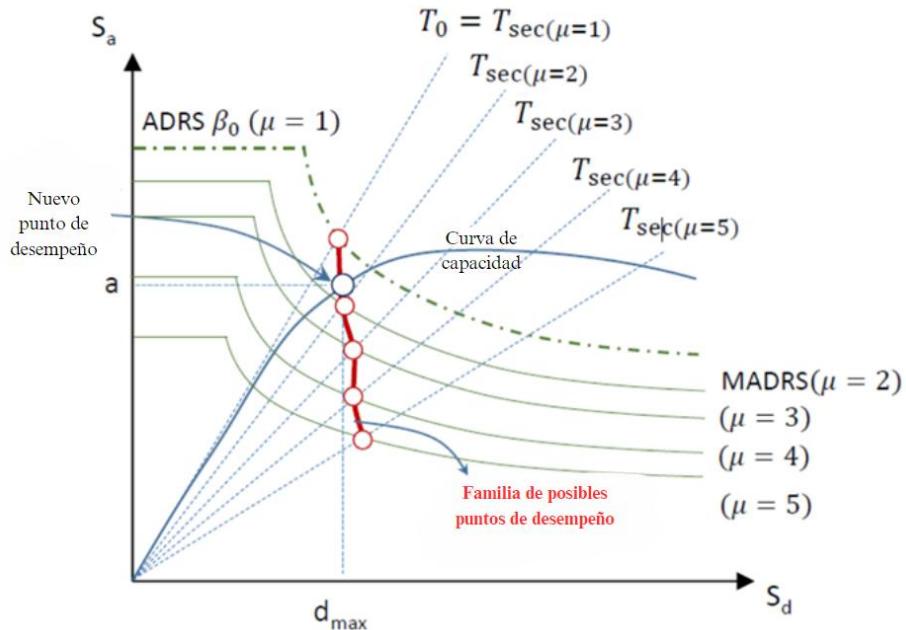


Figura 5.4-14 Punto de desempeño

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

³ Espectro de Respuesta de Aceleración – Desplazamiento (Acceleration – Displacement Response Spectrum, ADRS)

Paso 12. Una vez definido el desplazamiento espectral del punto de desempeño, calcular el desplazamiento de nivel de techo real y cortante basal real relacionado al mismo (punto de desempeño).

$$V = W\alpha_1 a \quad \text{Ec. 5-16}$$

$$\Delta_{\text{roof}} = d_{\text{max}} P F_1 \phi_{\text{roof},1} \quad \text{Ec. 5-17}$$

(Fuente: FEMA 440)

Si otros modos de vibración son requeridos, repetir el proceso para cada uno de los modos y combinar los resultados a través de la raíz cuadrada de la sumatoria de cuadrados (SRSS por sus siglas en inglés).

Note 1: Valores de Rigidez Efectiva

Los valores de rigidez efectiva considerando la reducción de rigidez ocasionada por la aparición de agrietamientos de los elementos de concreto se muestran en la Tabla 5.4-2 Valores de Rigidez Efectiva Tabla 10-5 del ASCE 41-17, habiendo una descripción similar en ACI 318-19.

Tabla 5.4-2 Valores de Rigidez Efectiva

Componente	Rigidez a Flexión	Rigidez a Cortante	Rigidez Axial
Vigas no preeforzadas	$0.30E_{CE}I_g$	$0.40E_{CE}A_W$	-
Vigas preeforzadas	$E_{CE}I_g$	$0.40E_{CE}A_W$	-
Columnas a compresión debido al diseño por cargas gravitacionales $\geq 0.50A_g f'_{cE^b}$	$0.70E_{CE}I_g$	$0.40E_{CE}A_W$	$E_{CE}A_g$
Columnas a compresión debido al diseño por cargas gravitacionales $\leq 0.10A_g f'_{cE^b}$ o a tensión ^b	$0.30E_{CE}I_g$	$0.40E_{CE}A_W$	$E_{CE}A_g$ – Compresión $E_{SE}A_s$ – Tensión
Conexión viga – columna (nodo)	Referirse a la sección 10.4.2.2.1 de ASCE 41-17	-	$E_{CE}A_g$
Losas planas preeforzadas	Referirse a la sección 10.4.4.2 de ASCE 41-17	$0.40E_{CE}A_g$	-
Losas preeforzadas	Referirse a la sección 10.4.4.2 de ASCE	$0.40E_{CE}A_g$	
Paredes agrietadas		$0.40E_{CE}A_g$	$E_{CE}A_g$ – Compresión $E_{CE}A_s$ - Tensión

a	Para vigas T, I_g puede ser tomado como el doble del valor de I_g . Caso contrario, I_g se debe basar en el espesor efectivo tal y como se define en la sección 10.3.1.3 de la ASCE 41-17.
b	Para columnas con compresión axial comprendida entre los límites indicados, la rigidez a flexión se determinará mediante interpolación lineal. Si no se realizara dicho proceso, se utilizará la rigidez efectiva más conservadora. Se permitirá utilizar una carga axial impuesta N_{UG} para la evaluación de la rigidez.
c	Referirse a la sección 10.7.2.2 del ASCE 41-17.

Nota. Adaptado de “Table 10-5 Effective stiffness values” de Seismic evaluation and retrofit design of existing buildings (p. 147) ASCE 41-17, por la American Society of Civil Engineers. 2017.

Nota 2: Degradación de rigidez

De los experimentos estructurales llevados a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la UCA bajo el proyecto HOKYO, se muestra en la Figura 5.4-15 el resultado de la curva Carga – Desplazamiento del Espécimen No.1, el cual emula un marco existente típico sin paredes. La relación de Desplazamiento Horizontal/1.450m muestra el ángulo de deriva del entrepiso.

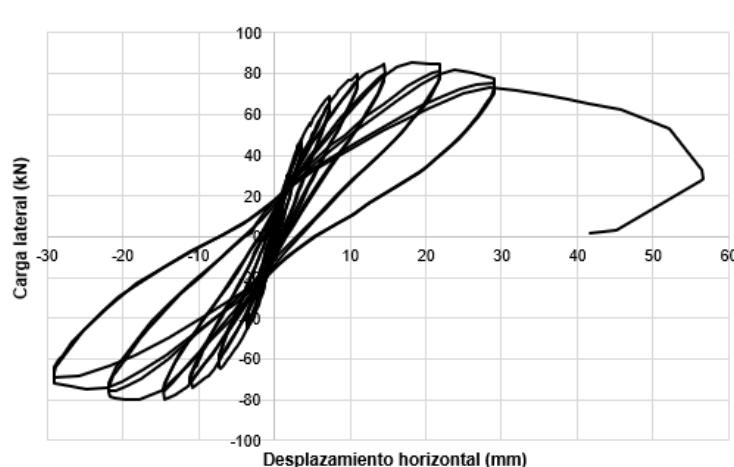


Figura 5.4-15 Curva Carga lateral - desplazamiento horizontal. Espécimen SP-1

Nota. Adaptado de Figura 3.2 Curva carga lateral -desplazamiento horizontal. Espécimen SP-1 (p. 51). Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO por la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. 2023.

En el reporte, la rigidez de ciclo calcula como la pendiente de la recta que une el origen con el punto de carga máxima registrada en el ciclo considerado, e.g. la pendiente de la recta OA en la siguiente Figura. La rigidez se plotea contra el correspondiente ángulo de deriva.

Nótese que cada ciclo de carga consiste en dos repeticiones de carga y descarga en sentido positivo (dirección norte) y negativo (hacia el sur) y son identificados como ciclos primarios y secundarios.

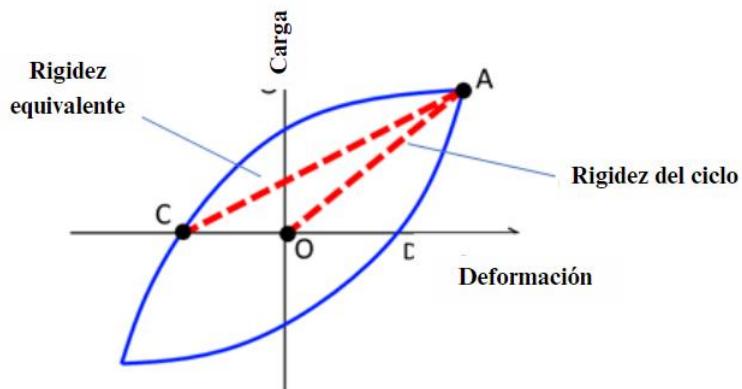


Figura 5.4-16 Definición de rigidez de ciclo y rigidez equivalente de ciclo.

Nota. Adaptado de Figura 3.15 Definición de rigidez de ciclo y rigidez equivalente de cada ciclo (p. 57). Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO por la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. 2023.

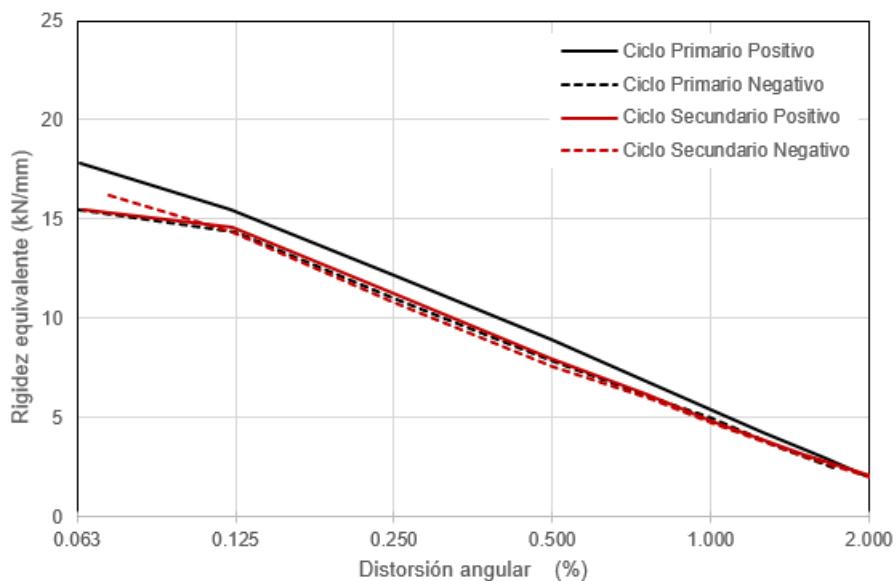


Figura 5.4-17 Rigidez de ciclo. Espécimen SP-1

Nota. Adaptado de Figura 3.16 Rigidez de ciclo. Espécimen SP-1 (p. 58). Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO por la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. 2023.

Nota 3: Absorción de energía y relación de amortiguamiento viscoso equivalente

En la Figura 5.4-15, el área generada por la histéresis muestra la energía absorbida. Esto es expresado por la relación de amortiguamiento equivalente en el proceso de linerización de espectro de respuesta elástica.

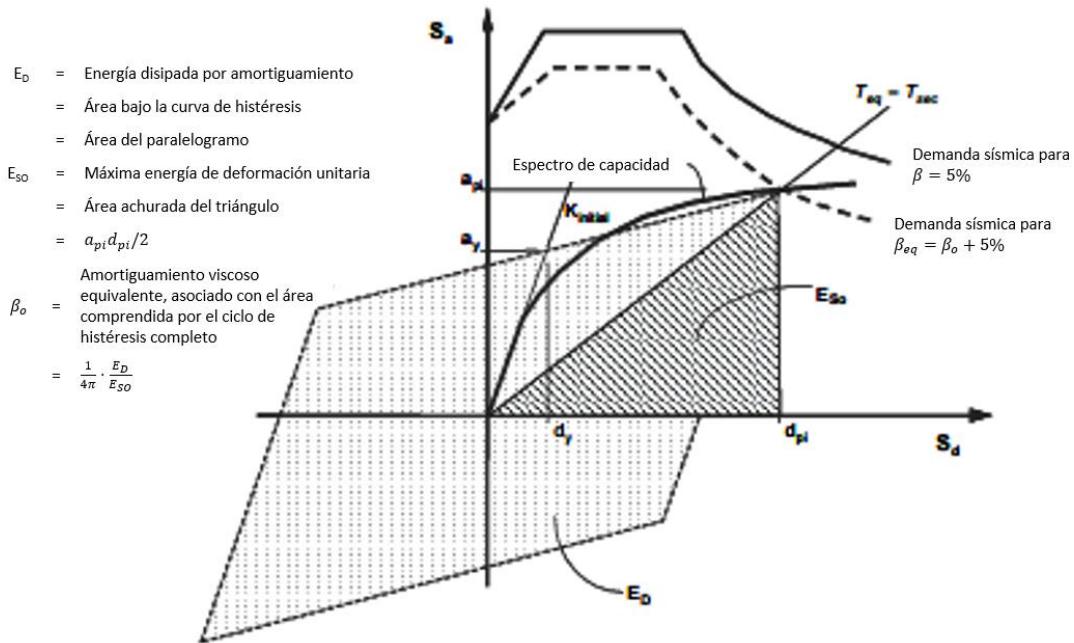


Figura 5.4-18 Método de Espectro de Capacidad de linearización equivalente.

Nota. Adaptado de Figure 2-13 Graphical representation of the Capacity Spectrum Method of equivalent linearization, as presented in ATC 40 de Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedures FEMA 440 (p. 2-11) del Applied Technology Council. 2005.

De los resultados de los Experimentos Estructurales del proyecto HOKYO llevados a cabo por el Laboratorio de Estructuras Grandes de la UCA, la Energía disipada en cada ciclo de carga es evaluada. Para cada espécimen, la **relación de amortiguamiento viscoso equivalente** se calculó para cada uno de los ciclos de carga. Estos valores se calculan de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\zeta_{eq} = \frac{E_D}{2\pi E_{S0}} \quad \text{Ec. 5-18}$$

Donde:

ζ_{eq} Relación de amortiguamiento viscoso equivalente

E_D Energía disipada durante medio ciclo.

E_{S0} Energía de deformación unitaria elástica para desplazamiento máximo del ciclo.

La siguiente figura muestra el amortiguamiento equivalente para cada semiciclo vs ángulo de deriva objetivo:

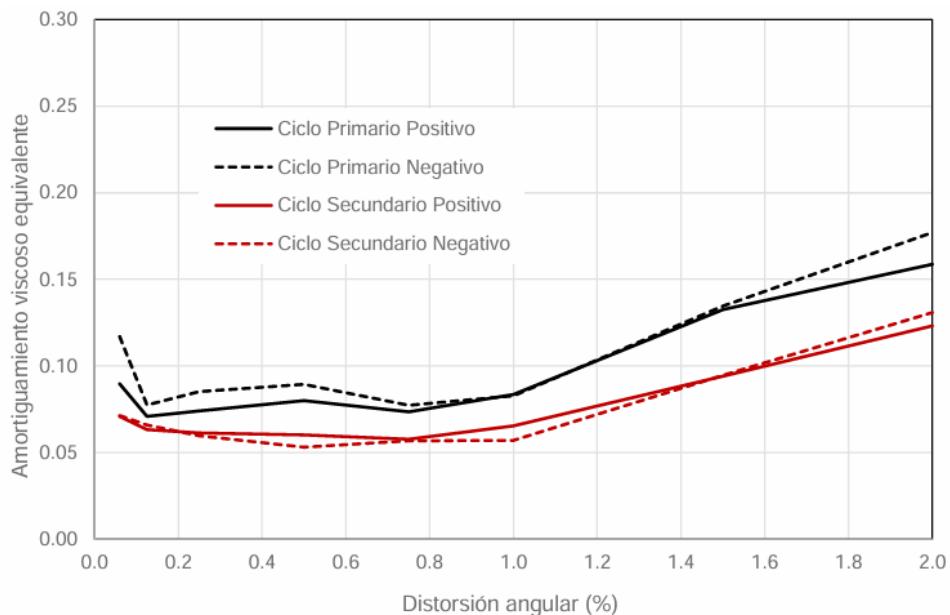


Figura 5.4-19 Amortiguamiento viscoso equivalente - Espécimen SP-1

Nota. Adaptado de Figura 3.27 Amortiguamiento viscoso equivalente. Espécimen SP-1 (p. 56). Primer informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO, por la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. 2023

En el rango de ángulo de deriva del 1% al 2%, el amortiguamiento viscoso equivalente es aproximadamente el 10%. Los resultados de valores de amortiguamientos viscosos relacionados con el área total del bucle de histéresis total, de acuerdo con FEMA 440, se muestran así:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 5\% = 15\%.$$

Reducción de respuesta y relación de amortiguamiento equivalente, heq .

La respuesta elástica se reduce en comparación con un amortiguamiento del 5% aplicando una relación de amortiguamiento viscoso equivalente. Se ha realizado un ejemplo de cálculo, en el cual se utiliza un modelo de vibración elástico con una masa agrupada, suponiendo un edificio de baja altura, así mismo, se llevan a cabo dos casos: cambiando la rigidez horizontal y, el período del edificio; en ambos casos a respuesta elástica del 5% de amortiguamiento es similar. La relación entre el coeficiente del cortante basal y la relación de amortiguamiento equivalente, heq , se muestra en la Figura 5.4-20. La respuesta elástica se reduce en, aproximadamente, un 60% en el caso de que se aplique una relación de amortiguamiento equivalente del 15%.

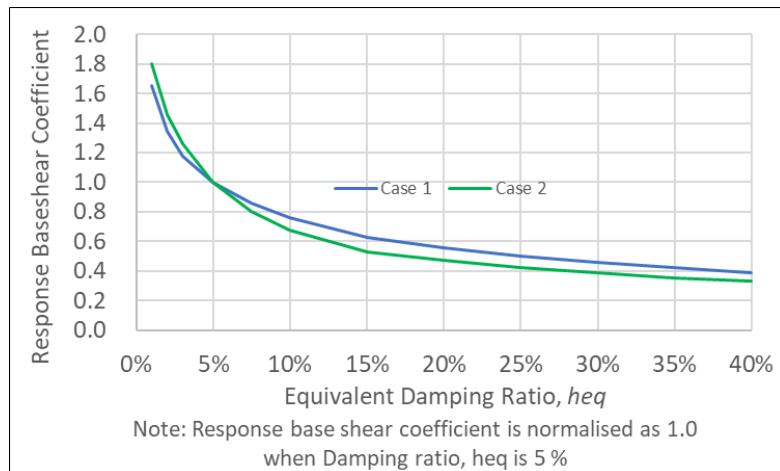


Figura 5.4-20 Relación entre el Coeficiente de Respuesta del Cortante Basal y la Relación de Amortiguamiento Equivalente.

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

5.4.1.4 Modelo de Rótulas

Para construir la curva *Pushover* previamente mencionada, es esencial tener un entendimiento de las complejas interacciones que ocurren individualmente en los elementos de la estructura. Esto requiere el uso de softwares especializados, solucionadores analíticos, y pautas para modelar precisamente estas interacciones. De este modo, el modelo podrá identificar claramente el desempeño estructura en términos de relaciones de deformación demanda – capacidad mediante simulaciones progresivas en el tiempo. Este reporte se enfoca en la implementación de características no lineales en ETABS 20 (CSI), un software de ingeniería estructural desarrollado por la Computer and Structures Inc. La implementación del software ha sido acorde a las pautas de señaladas en la norma ASCE/SEI 41-17: Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes.

La rigidez de una estructura depende de múltiples factores como lo son la rigidez de los materiales (e.g. la habilidad de estos para resistir la deformación), la rigidez de las secciones transversales (e.g. la resistencia general de la sección transversal de los elementos a deformarse), y la rigidez de los miembros (e.g. la resistencia a acciones locales de miembros individuales). El comportamiento no lineal puede ser introducido en cualquiera de estos componentes, y el tipo de modelo no lineal utilizado depende de cómo se idealice el desempeño.

Los Modelos Continuos, Modelos de Inelasticidad Distribuida (también como Modelos de Fibras) y los **Modelos de Plasticidad Aglomerada** son los más utilizados en la academia y en la industria. Estos modelos son discutidos en detalle en ATC 72 (Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings)

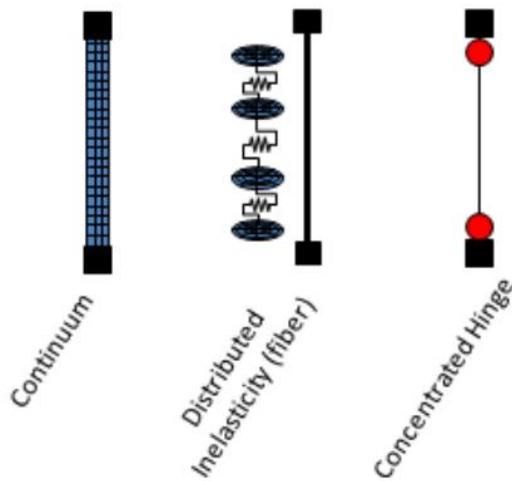


Figura 5.4-21 Comparación de los tipos de modelos de componentes no lineales.

Nota. Adaptado de Figure 2-1 Comparison of nonlinear component model types, del Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings ATC -72 (p. 2-2).por el Applied Technology Council y el Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010.

En este Manual de Evaluación Sísmica, se adopta un modelo de Plasticidad Aglomerada, el cual define las propiedades no lineales a nivel material y luego lo representa a niveles de sección transversal, miembros y estructura. Este modelo asume que todas las deformaciones inelásticas de un elemento se concentran en una ubicación en particular, donde mayor parte del daño se espera que ocurra bajo las cargas establecidas.

La rótula plástica se modela utilizando una curva de momento – curvatura/rotación derivada del comportamiento no lineal observado en pruebas de laboratorio. Esta curva se conoce como curva envolvente de carga deflexión y sus parámetros idealizan una respuesta cíclica histerética.

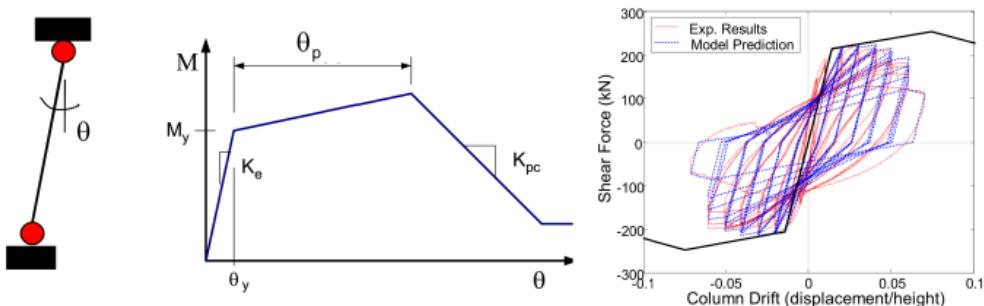


Figura 5.4-22 ATC 72: ilustración de componentes de modelación de vigas/columnas de concreto reforzado.

Nota. Adaptado de Figure 2-2 Illustration of modeling parameters for a reinforced concrete beams-column: (a) inelastic hinge model; (b) initial (monotonic) backbone curve; and (c) cyclic response model (Haselton et al. 2008) del Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings ATC -72 (p. 2-4), por el Applied Technology Council y el Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010.

La Figura 5.4-22 muestra una rótula plástica por flexión, las cuales son el tipo implementado para evaluar el desempeño sísmico en este caso, otros tipos de rótulas como rótulas por cortante, carga axial, o torsión

también pueden ser utilizadas. Sin embargo, su definición y aplicación están fuera de los alcances de este reporte.

La curva envolvente carga-deflexión se construye siguiendo pautas para poder reflejar adecuadamente la respuesta y la pérdida de rigidez después del pico, y se calibran con la mediana de los datos de deterioro cíclico para idealizar con certeza su comportamiento como un patrón de carga monotónico. El modelo cíclico debe incorporar el deterioro de la resistencia y la rigidez como función del daño y energía disipada de los componentes. En el caso de que datos experimentales no estén disponibles o sean de difícil obtención, las propiedades de las rótulas plásticas pueden ser estimadas utilizando parámetros de modelación descritos en ASCE 41-17, los cuales son referenciados en este documento, y normas técnicas similares.

Definida la curva envolvente carga-deflexión, se definen los niveles de desempeño esperados utilizando criterios de la metodología basada en el desempeño. (Ocupación Inmediata, IO, Seguridad de Vida, LS, y Prevención de Colapso, CP) y se indican en el modelo no lineal de las rótulas para la evaluación sísmica de los componentes, según la Figura 5.4-23.

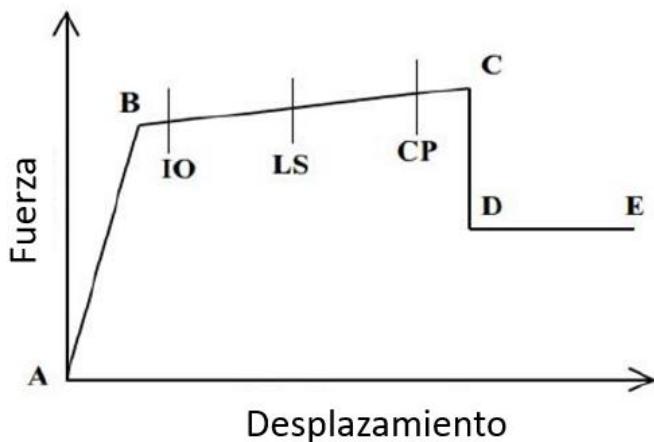


Figura 5.4-23 Curva envolvente de una rótula plástica donde se indican los niveles de desempeño (para rótulas plásticas sin restricciones, representa la curvatura momento-rotación)

- **Punto A:** origen.
- **Punto B:** Punto de fluencia, donde los materiales comienzan a deformarse plásticamente (e.g. deformación permanente). La deformación hasta punto se considera generalmente como elástica (e.g. deformación reversible). El desplazamiento o rotación en este punto se sustrae de los puntos C, D y E debido a que representa la cantidad de deformación que se puede recuperar cuando la carga es retirada.
- **Punto C:** es la resistencia última o capacidad última del material.
- **Punto D:** representa la resistencia residual del material luego de que ha sido sujeto a determinado nivel de deformación. Ocurre luego de que el material alcanza su resistencia última y ha sufrido una deformación plástica considerable.
- **Punto E:** punto de falla, donde el material ha fallado completamente.

ETABS (Computer and Structures, Inc. (CSI)) tiene la capacidad de modelar el comportamiento inelástico en estructuras utilizando rótulas plásticas contando con un manual detallado para el usuario. Proporciona

una implementación personalizada para la definición de las rótulas, que permite el comportamiento elástico y post-elástico durante análisis no lineales sin afectar el análisis lineal. (necesarios para el cálculo del estado inicial de la curva *Pushover* y parámetros modales). Igualmente, entre todos los tipos de rótulas que el software es capaz de representar, para modelar la interacción de la fuerza axial y el momento flector en las direcciones X e Y de las columnas se utilizan únicamente rótulas P-M2 y P-M3 controladas por deformación, mientras que para las vigas se utilizan rótulas de momento M3. Notar que el comportamiento por cortante es asumido para ser elástico y que no se considera la no linealidad en el modelamiento de rótulas, por lo que su capacidad deberá ser revisada de manera manual.

Como se ha descrito anteriormente, para representar de manera precisa el comportamiento no lineal de los modelos de rótulas, es necesario utilizar un modelo de histéresis. ETABS ofrece diversos modelos y procedimientos de carga cíclica, sin embargo, para M3, P-M2, y P-M3, el modelo isotrópico es recomendado, por lo tanto, adoptado para este reporte. Por otra parte, ya que todas las deformaciones plásticas se concentran en un punto en particular, el modelamiento de rótulas en ese punto en particular y su ubicación en la longitud del elemento (viga/columna) se realiza siguiendo las pautas definidas en ASCE 41-17. La ubicación de la rótula debe estar definida para integrar la deformación unitaria y la curvatura plástica, y como tal, se sitúa en el 5% y 95% de la longitud total del elemento en vigas y columnas. Además, los elementos se subdividirán en segmentos del 2% para sobrescribir la longitud.

ETABS también permite la pérdida de resistencia en las propiedades de rótulas, lo que quiere decir que una vez pierda resistencia, habrá una redistribución de cargas en la estructura, lo que posiblemente lleve a otras rótulas a ir más allá de su punto de falla e iniciando un progresivo mecanismo de falla. Sin embargo, la súbita pérdida de resistencia en las rótulas puede llevar a consecuencias negativas, causando convergencias numéricas que pueden consumir una considerable cantidad de tiempo y ser perjudicial, ya que, al presentarse valores negativos de rigidez en la matriz de cálculo, no hay una sola solución matemática.

Nota 4: Criterios de Aceptación

Niveles de Desempeño Sísmico (Categoría de riesgo, movimientos de suelo y daño aceptable (seguridad y función estructural), ASCE 7-16)

En la siguiente Figura 5.4-24, el esquema de la parte derecha muestra el “Desempeño Esperado en Función de la Categoría de Riesgo y Nivel de Movimiento de Suelo”. Mientras que la tabla izquierda muestra el Factor de Importancia Relacionado con la Categoría de Riesgo.

Categoría de Riesgo de Tabla 1.5-1	Factor de Importancia por Nive, Is	Factor de Importancia por Espesor de Hielo, Ii	Factor de Importancia por Ventisca Iw	Factor de Importancia Sísmico Ie
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Nota: El factor de importancia del componente, Ip, aplicable a las cargas sísmicas, no se incluye en esta tabla porque depende de la importancia del componente individual y no de la del edificio en su conjunto, o de su ocupación. Véase el apartado 13.1.3 de ASCE 7-16

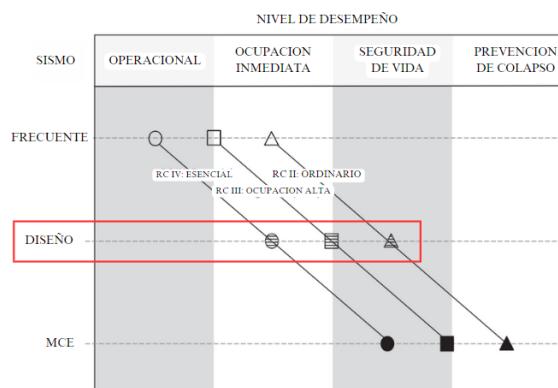


Figura 5.4-24 Niveles de Desempeño Sísmico

Nota:

MCE: Máximo Terremoto Considerado (Maximum Considered Earthquake).
Terremoto de Diseño (Design Earthquake) = $2/3 \times \text{MCE}$

Nota 5: Explicación de relación Momento – Curvatura.

El Ángulo de Rotación Plástica (rad.) en elementos de Concreto Reforzado se explica a continuación.

1. De acuerdo la ATC 40 (pág. 9742), la capacidad de rotación de las rótulas Plásticas se expresa según la siguiente expresión:

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) L_p$$

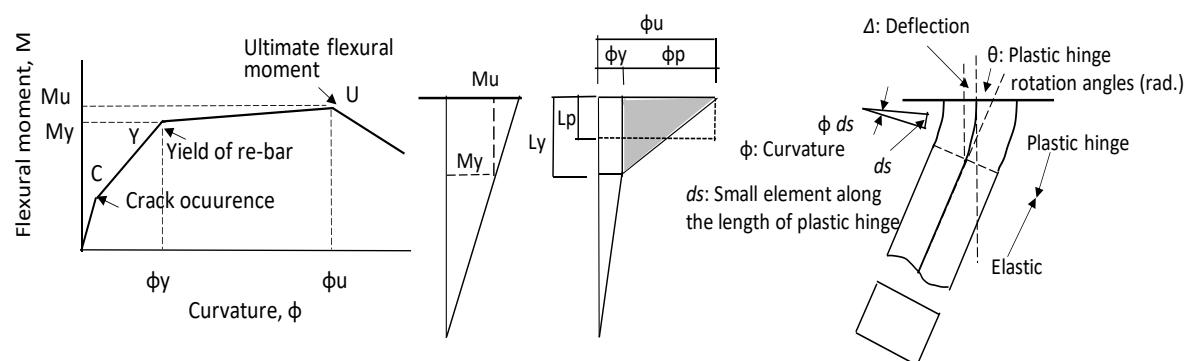
Donde:

φ_y : Curvatura de fluencia.

φ_u : Curvatura última.

L_p : longitud de la plástica (como valor más conservador para evaluación, se puede considerar como un medio del espesor de la sección transversal).

2. Los siguientes esquemas suplementan el entendimiento de los Ángulos de rotación de rótulas plásticas.



a) Ejemplo de relación Momento – Curvatura

b) Esquema de distribución de la Curvatura.

c) Imagen esquemática de la rotación de rótulas plásticas (rad).

La deflexión elástica no es mostrada por conveniencia.

Figura 5.4-25 Ángulos de Rotación Plástica

La curvatura se expresa mediante la pendiente de la recta de la distribución de deformaciones unitarias de la sección transversal, la cual se define como:

$$\varphi = \varepsilon_c - c/n_i d$$

Donde:

φ : Curvatura.

ε_c : Deformación unitaria de compresión en la zona exterior del concreto.

$ni d$: Distancia del eje Neutro.

ni : Relación axial neutra.

d : Dimensión efectiva de la sección transversal.

Para este caso, debido a que el esfuerzo es adimensional, la curvatura se mediría en 1/longitud [1/m].

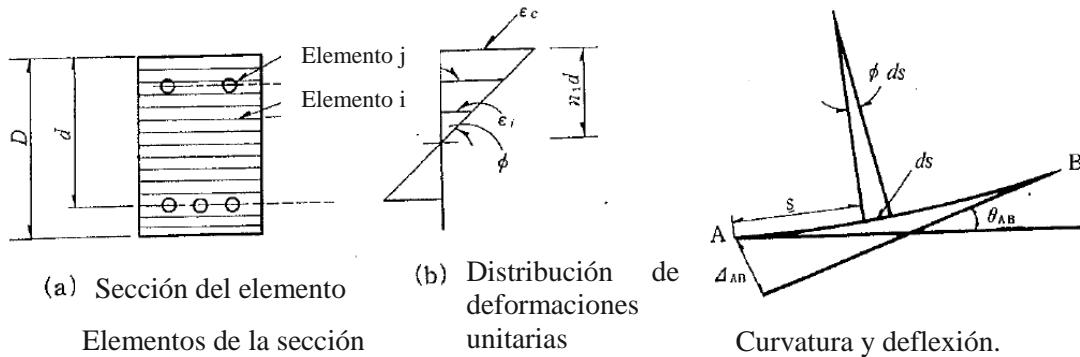


Figura 5.4-26 Funcionamiento de Estructura Sismorresistentes

Nota. Adaptado de, "Earthquake Resistant Structure", Minoru Wakabayashi Editorial Morikita, 1981

5.4.1.5 Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación Numéricos.

Para los parámetros de modelación y los criterios numéricos de aceptación, consulte el Capítulo 5C, Sección 5C.3.1, "Procedimientos Estáticos No Lineales 1 (Método del Espectro de Capacidad)". Se incluyen tablas de ASCE 41-17, ASCE 41-13 y FEMA 356 para el análisis de columnas como referencia.

Las condiciones para las vigas son las siguientes:

- i. Vigas controladas por flexión.
- ii. Vigas controladas por cortante.
- iii. Vigas controladas por un inadecuado desarrollo o empalme inadecuado a lo largo del vano.
- iv. Vigas controladas por un embebido inadecuado en la conexión viga-columna.

Las condiciones para las columnas son las siguientes:

- Columnas que no son controladas por un inadecuado desarrollo o empalme a lo largo de su altura

efectiva.

- Columnas controladas por un inadecuado desarrollo o empalme a lo largo de su altura efectiva.

Tabla 5.4-3 Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales - columnas de concreto reforzado que no sean circulares con acero de refuerzo en espiral o detallamiento sísmico de estribos según la definición de ACI 318

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica (rad.)		
Ángulos de rotación plástica, a y b (rad.)	Nivel de desempeño		
	IO	LS	CP
Columnas que no son controladas por un inadecuado desarrollo o empalme a lo largo de su altura efectiva.			
$a = (0.042 - 0.043 \cdot \frac{N_{UD}}{A_g f'_{CE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{colOE}}) \geq 0.0$ $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{CE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{A_g f'_{CE}} \cdot \frac{1}{\rho_t f_{yE}}} - 0.1 \geq a^a$ $c = 0.24 - 0.4 \cdot \frac{N_{UD}}{A_g f'_{CE}} \geq 0.0$	0.15a	0.5b ^b	0.7b ^b
Columnas controladas por un inadecuado desarrollo o empalme a lo largo de su altura efectiva.			
$a = \left(\frac{1}{8} \cdot \frac{\rho_t f_{yE}}{\rho_I f_{yE}} \right) \geq 0.0$ $b = \left(0.012 - 0.085 \cdot \frac{N_{UD}}{A_g f'_{CE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq a^a$ $c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$	0.0	0.5b	0.7b
Notas:			
ρ_t no deberá tomarse mayor que 0.0175 en ningún caso, ni mayor a 0.075 cuando los estribos no están anclados de manera adecuada al núcleo.			
Las ecuaciones mostradas en la tabla no serán válidas para columnas con ρ_t menor a 0.005.			
N_{UD} será la carga axial a compresión máxima, considerando los efectos de las fuerzas laterales, tal como se describe en la Ecuación (7-35) del ASCE 41-17. Como alternativa, se permitirá evaluar N_{UD} basándose en el análisis de estados límite.			
^a b se reducirá linealmente de $N_{UD}/(A_g f'_{CE}) > 0.5$ desde su valor de $N_{UD}/(A_g f'_{CE}) = 0.5$ hasta cero en $N_{UD}/(A_g f'_{CE}) = 0.7$, pero no será inferior que a .			
^b $N_{UD}/(A_g f'_{CE})$ no deberá ser menor que 0.1.			
^c Se considera que las columnas están controladas por un desarrollo o empalme inadecuado cuando el acero de refuerzo a tensión en el empalme excede los esfuerzos del acero de refuerzo especificados por las Ecuaciones (10-1a) o (10-1b) del ASCE 41-17. Asimismo, los parámetros de modelación para columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalme nunca excederán los de las columnas no controladas por desarrollo inadecuado o empalmes.			

^d para columnas controladas por desarrollo o empalmes inadecuados se tomará como cero si la región de empalme no es atravesada por al menos dos grupos de empalmes en toda su longitud.

^e ρ_t no deberá ser mayor a 0.0075.

Nota. Adaptado de Table 10-8 Modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures – reinforced concrete columns other than circular spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318, de Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE 41-17 (p. 151). Por American Society of Civil Engineers. 2017.

Tabla 5.4-4 Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales - vigas de concreto reforzado

Condiciones	Parámetros de modelación ^a			Criterios de aceptación ^a		
	Ángulo de rotación plástica		Porcentaje de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (rad)		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP
Condición i. Vigas controladas por flexión^b						
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal ^c	$\frac{V_d}{b_w d \sqrt{f'_{CE}}}$				
≤ 0.0	<i>C</i>	≤ 3(0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010
≤ 0.0	<i>C</i>	≥ 6(0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005
≤ 0.5	<i>C</i>	≤ 3(0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤ 0.5	<i>C</i>	≥ 6(0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005
≤ 0.0	<i>NC</i>	≤ 3(0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤ 0.0	<i>NC</i>	≥ 6(0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015
≤ 0.5	<i>NC</i>	≤ 3(0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005
≤ 0.5	<i>NC</i>	≥ 6(0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015
Condición ii. Vigas controladas por cortante^b						
Espaciamiento de estribos ≤ $d/2$		0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01
Espaciamiento de estribos > $d/2$		0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005
Condición iii. Vigas controladas por inadecuado desarrollo o empalme a lo largo de su claro^b						
Espaciamiento de estribos ≤ $d/2$		0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01
Espaciamiento de estribos > $d/2$		0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005
Condición iv. Vigas controladas por un inadecuado embebido dentro de la unión viga-columna (junta)^b						
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.02
						0.03

Nota. f'_{CE} se expresa en unidades de **lb/in²(MPa)**

- ^a. Los valores intermedios presentadas en la tabla anterior se deberán determinar mediante interpolación lineal.
- ^b. Cuando, para un determinado componente, ocurren más de un de las condiciones i, ii, iii y iv, se deberán utilizar los valores mínimos apropiados según lo mostrado en la tabla.
- ^c. “C” y “NC” son abreviaciones para refuerzo transversal “Conforme” y “No Conforme” respectivamente. El refuerzo transversal se considera conforme siempre y cuando dentro de la región de rótulas plásticas los estribos tengan una separación de no mayor a **d/3**, y si, para componentes de moderada y alta ductilidad, la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos un $\frac{3}{4}$ del cortante de diseño. De no cumplirse estas condiciones, se considerará que el refuerzo transversal es no conforme.
- ^d. V es el cortante de diseño en el procedimiento estático no lineal (NSP por sus siglas en inglés) o procedimiento dinámico no lineal (NDP por sus siglas en inglés).

Nota. Adaptado de Table 10-7 Modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures – reinforced concrete beams, de Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE 41-17 (p. 150). Por American Society of Civil Engineers. 2017.

Las siguientes tablas, de ASCE 41-13, se muestran a continuación con propósitos comparativos.

Tabla 5.4-5 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para columnas de concreto reforzado

Condiciones	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación			
	Ángulo de rotación plástica (rad)		Porcentaje de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica			
	<i>a</i>	<i>b</i>		<i>c</i>	IO	LS	CP
Condición i.^b							
$\left(\frac{P}{A_g f'_c}\right)^c$	$\rho = \frac{A_v}{b_w d}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004
Condición ii.^b							
$\left(\frac{P}{A_g f'_c}\right)^c$	$\rho = \frac{A_v}{b_w d}$	$\left(\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}\right)^d$					
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3(0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6(0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3(0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6(0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007

≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3(0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6(0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3(0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6(0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Condición iii.^b

$\left(\frac{P}{A_g f'_c}\right)^c$	$\rho = \frac{A_v}{b_w d}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	---	0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	---	0.0	0.008	0.0	0.0	0.07	0.008
≤ 0.1	≥ 0.0005	---	0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≥ 0.0005	---	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Condición iv. Columnas controladas por desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de su altura efectiva

$\left(\frac{P}{A_g f'_c}\right)^c$	$\rho = \frac{A_v}{b_w d}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	---	0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	---	0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≥ 0.0005	---	0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≥ 0.0005 --	---	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Notas. **f'_c** está expresado en unidades de **lb/in² (MPa)**.^a los valores intermedios mostrados de la tabla anterior deberán determinarse mediante interpolación lineal.^b Referirse a la sección 10.4.2.2.2 de ASCE 41-13 para la definición de las condiciones i, ii y iii. Se considera que las columnas están controladas por un desarrollo o empalme inadecuado cuando los esfuerzos calculados en los empalmes exceden los esfuerzos obtenidos mediante la ecuación (10-2) del ASCE 41-13. Cuando ocurren más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un determinado componente, se deberán los valores mínimos apropiados según la tabla anterior.^c Donde $P > 0.7A_g f'_c$, los ángulos de rotación plástica deberán ser cero para todos los niveles de desempeño, a menos que el refuerzo transversal de las columnas consista en estribos con ganchos de **135°** a una separación de $\leq d/3$ y, la resistencia provista por los estribos (V_s) es por lo menos **3/4** del cortante de diseño. La carga axial P deberá basarse en la máxima carga axial esperada, ocasionada por cargas gravitatorias y cargas sísmicas.^d **V** se define como el cortante de diseño, del procedimiento estático no lineal (NSP por sus siglas en inglés) o el procedimiento dinámico no lineal (NDP por sus siglas en inglés).

Nota. Adaptado de Table 10-8 Modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures – reinforced concrete columns, de Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE 41-13 (p. 193). Por American Society of Civil Engineers. 2013.

De acuerdo con la sección C10.4.2.2.2 (ASCE 41-13, pág. 195)

1. Condición i: Falla por flexión;
2. Condición ii: Falla por flexión, donde la fluencia por flexión se espera que ocurra antes que la fluencia falla

- por cortante; y
 3. Condición iii: Falla por cortante.

Donde:

P: Fuerza axial.

ρ : Relación de refuerzo cortante.

V: Fuerza cortante de diseño.

A_g : Área bruta de la columna (m^2).

A_v : Área del refuerzo cortante.

d: Distancia desde el extremo de la fibra de compresión al centroide del refuerzo de tensión.

La siguiente tabla, de FEMA 356, para columnas también se muestra con fines comparativos.

Tabla 5.4-6 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para columnas de concreto reforzado

Condiciones	Parámetros de modelación ⁴			Criterios de aceptación ⁴						
	Ángulo de rotación plástica (rad)		Porcentaje de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (rad).						
				Nivel de desempeño						
	a	b		IO				Tipo de componente		
				Primerio	Secundario	LS	CP	LS	CP	
Condición i. columnas controladas por flexión¹										
$\frac{P}{A_g f_c}$	Refuerzo transversal ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
0.1	C	3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	
0.1	C	6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	
0.4	C	3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	
0.4	C	6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.013	0.013	
0.1	NC	3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	
0.1	NC	6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	
0.4	NC	3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	
0.4	NC	6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.005	0.008	
Condición ii. Columnas controladas por cortante^{1,3}										
Todos los casos ⁵		---	---	---	---	---	---	0.0030	0.0040	
Condición iii. Columnas controladas por desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de su altura efectiva^{1,3}										
Separación de estribos $\leq d/2$			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	
Separación de estribos $> d/2$			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	
Condición iv. Columnas con carga axial que supera $0.70 P_o$^{1,3}										

Estribos conforme en toda la longitud de la columna	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
Todos los otros casos	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. Cuando se cumplen más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un determinado componente, se deberá usar el mínimo valor apropiado según la tabla anterior.

2. "C" y "NC" corresponden a refuerzo transversal "Conforme" y "No Conforme" respectivamente. Un componente es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica a flexión, los estribos están separados a $d/3$, y si, para los componentes con moderada y alta demanda de ductilidad, la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos $3/4$ de la resistencia de diseño. De no cumplirse con las condiciones establecidas, se considerará que el componente es "No Conforme".

3. Para calificar, el refuerzo transversal de las columnas deberá consistir en estribos. Caso contrario, las acciones deberán ser tratadas como controladas por fuerzas.

4. Se permitirá que se realice interpolación lineal para los valores intermedios en la tabla anterior.

5. Para columnas controladas por cortante, referirse a la Sección 6.5.2.4.2 del FEMA 356 para sus criterios de aceptación.

Nota. Adaptado de Table 6-8 Modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures – reinforced concrete columns, del Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (p. 6-22). Por American Society of Civil Engineers. 2000.

5.4.1.6 Ejemplos de resultados del Método de Espectro de Capacidad para un edificio existente.

A continuación, se muestra un ejemplo de la aplicación del software ETABS (Computer and Structures, Inc. (CSI)) utilizando el Método de Espectro de Capacidad (CSM, por sus siglas en inglés). El edificio utilizado a manera de ejemplo es un edificio de 3 niveles con un sótano, el edificio cuenta con un sistema de marcos de concreto reforzado. Este edificio fue construido antes que el RESESCO entrara en vigencia (1996) y, también, antes del terremoto de 1986, por lo que se considera que fue diseñado contra carga vertical y sin diseño sísmico.

El modo de colapso, el cual es un modo de colapso en columnas, fue observado en la dirección longitudinal del primer nivel como se muestra en la siguiente Figura 5.4-27.

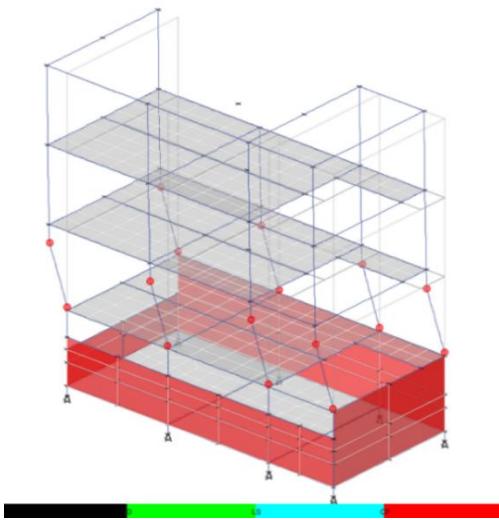
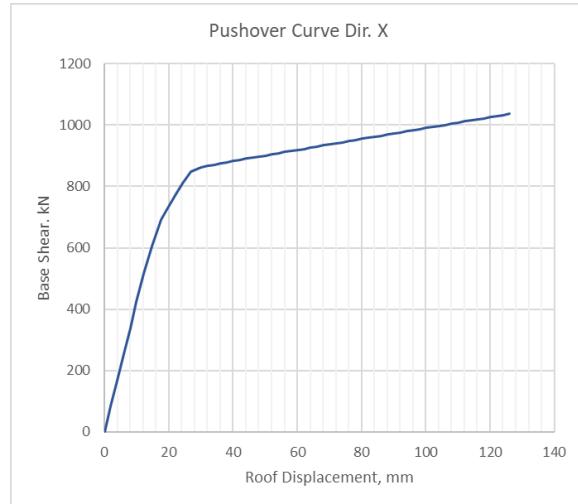


Figura 5.4-27 Formación de rótulas plásticas y modo de colapso.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO

El análisis *Pushover* realizado, mostrando la relación Cortante Basal y Desplazamiento de nivel de techo se muestra en la Figura 5.4-28 siguiente.

Figura 5.4-28 Curva *Pushover*

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Las curvas envolventes de carga deflexión (momento y rotación plástica) para una columna y viga crítica se muestra en la Figura 5.4-29 siguiente.

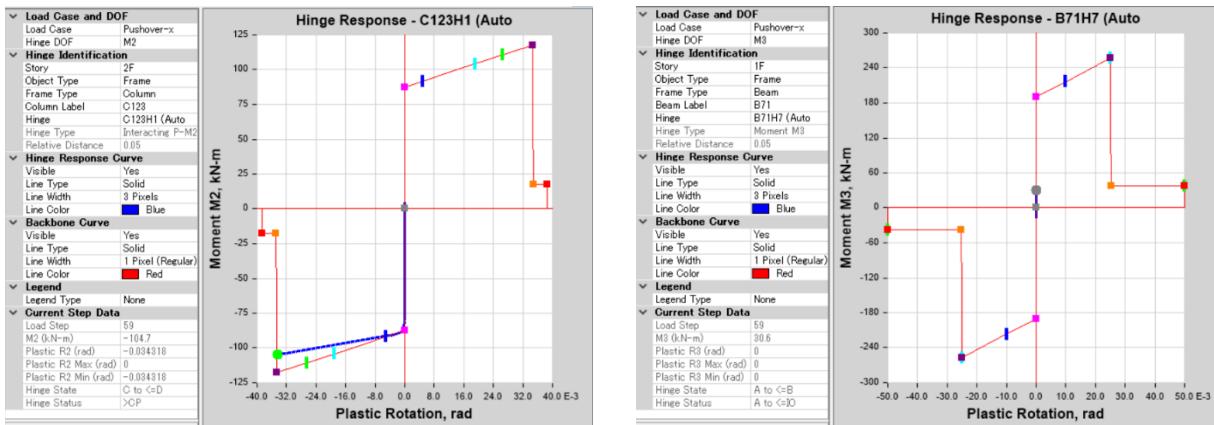


Figura 5.4-29 Curva envolvente (momento y rotación plástica) para una columna (izquierda) y una viga (derecha).

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

La curva de capacidad de este edificio en la dirección longitudinal (dirección X) no se intercepta con el punto de localización de la demanda sísmica lateral, por lo tanto, no posee punto de desempeño. El resultado de la evaluación sísmica de este edificio es no satisfactoria.

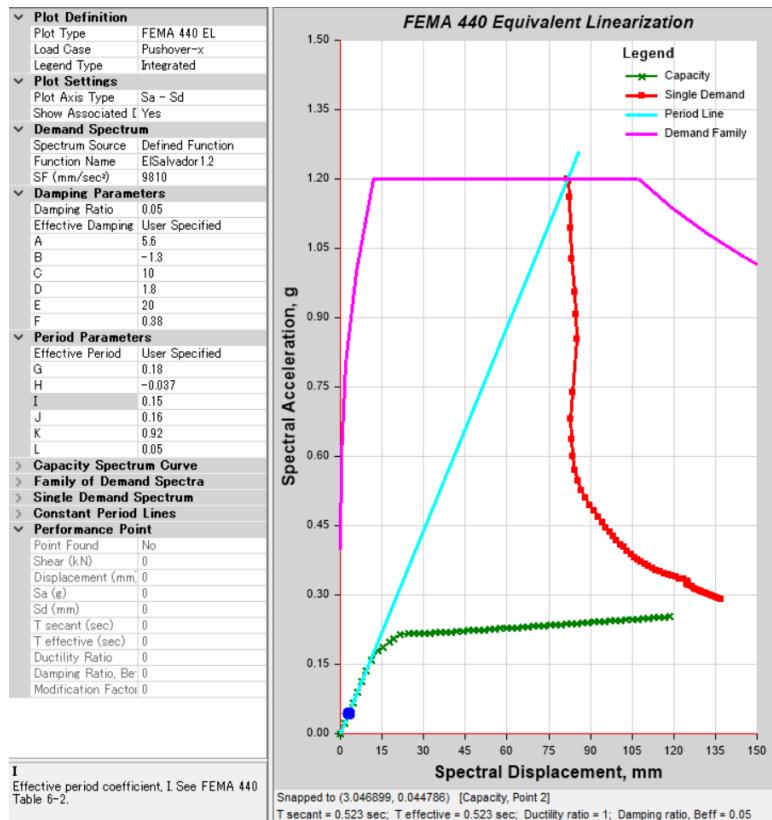


Figura 5.4-30 Linerización equivalente (CSM).

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5.4.2 Análisis Estático No Lineal – 2 (Método de los Coeficientes)

El método de los coeficientes es un método que provee un desplazamiento objetivo a partir de un desplazamiento pico del espectro elástico de un sistema SDOF y distintos coeficientes. La explicación de FEMA 440 se describe e introduce aquí.

En FEMA 440, la sección 2.4.1 establece la modificación de FEMA 356, igualmente se introducen en este apartado.

El Método de los Coeficientes es un procedimiento estático no lineal primario presentado en FEMA 356. Este enfoque modifica la respuesta elástica lineal de un sistema SDOF equivalente multiplicando por una serie de coeficientes Co a través de $C3$ para generar un estimado del máximo desplazamiento global (elástico e inelástico), el cual es denominado como *Desplazamiento Objetivo*. El proceso inicia con una curva fuerza – deformación idealizada (e.g. una curva *Pushover*) que relaciona el cortante basal y el desplazamiento de nivel de techo (ver Figura 2-12). Se genera un período efectivo, T_e , de un período inicial, T_i , mediante un procedimiento gráfico que considera cierta pérdida de rigidez en la transición del comportamiento elástico al inelástico. El período efectivo, T_e , representa la rigidez lineal del sistema SDOF equivalente. Cuando se plotea en un espectro de respuesta elástico el movimiento del terreno como aceleración pico, S_a , y el período,

T ; el período efectivo, T_e , identifica una respuesta de aceleración máxima para el oscilador. El amortiguamiento asumido, a menudo del 5%, representa un nivel que podría esperarse para una estructura típica que responda al rango elástico.

Como se establece en FEMA 440, se estudian tanto un enfoque empírico y estadística y, se aportan criterios de ingeniería para el desarrollo de las siguientes ecuaciones.

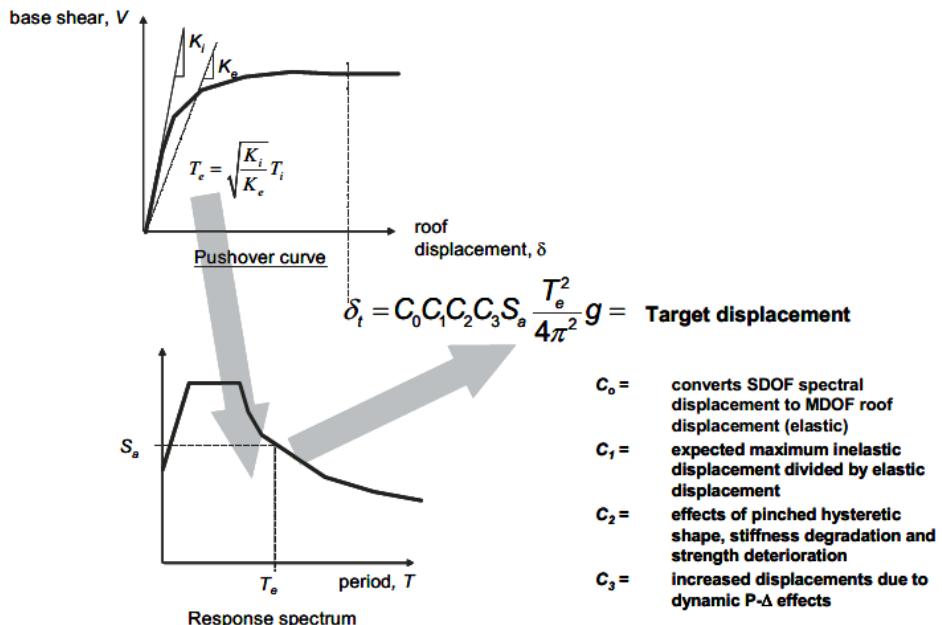


Figure 2-12 Schematic illustrating the process by which the Coefficient Method of displacement modification (per FEMA 356) is used to estimate the target displacement for a given response spectrum and effective period, T_e .

Figura 5.4-31 Método de los Coeficientes de modificación del desplazamiento

Nota. Adaptado de Figure 2-12 Schematic illustrating the process by which the Coefficient Method of displacement modification (per FEMA 356) is used to estimate the target displacement for a given response spectrum and effective period, T_e ; de Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures FEMA 440 (p. 2-10), por Federal Emergency Management Agency. 2005.

El desplazamiento espectral pico se relaciona directamente con la aceleración espectral mediante la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{T_{eff}^2}{4\pi^2} S_a \quad \text{Ec. 5-19}$$

Nota. Eq (2-1) de Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures FEMA 440 (p. 2-10), por Federal Emergency Management Agency. 2005.

Coeficiente C_0 :

El coeficiente C_0 es un factor de forma (generalmente tomado como el factor de primer modo de participación) que simplemente convierte el desplazamiento espectral al desplazamiento del nivel de techo.

Los demás coeficientes representan cada uno un efecto inelástico distinto.

Coeficiente $C1$:

El coeficiente $C1$ es la relación del desplazamiento previsto (elástico más inelástico) para un oscilador inelástico bilineal respecto al desplazamiento para un oscilador lineal. Esta relación depende de la rigidez del oscilador relativo al espectro de respuesta y el período de un sistema SDOF, Te .

Coeficiente $C2$:

El coeficiente $C2$ considera el efecto de la estricción en una relación carga-deflexión debido a la degradación de la resistencia y la rigidez.

Coeficiente $C3$

El coeficiente $C3$ ajusta los efectos de linealidad geométrica de segundo orden ($P-\Delta$).

Estos coeficientes son empíricos y se derivan principalmente de estudios estadísticos sobre el análisis no lineal de la respuesta – historia de la oscilación SDOF y se ajustan según criterios técnicos. Los coeficientes son descritos con mayor grado de detalle en el Capítulo 3 de FEMA 440.

Por otra parte, el ASCE 41-17, posee Tablas y Ecuaciones para los Coeficientes en la Sección 7.4.3.3.2. El Desplazamiento Objetivo, δ_t , se calcula de acuerdo con la Ec. 5-20.

Nótese que el coeficiente $C3$ de la FEMA 440 no es usado en ASCE 41-17.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad \text{Ec. 5-20}$$

Nota. Eq (7-28) de Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE 41-17 (p. 75), de American Society of Civil Engineers. 2017.

Donde:

Sa = Aceleración del espectro de respuesta en el período efectivo y relación de amortiguamiento del edificio en la dirección de análisis.

g = Aceleración de la gravedad.

Co = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema SDOF con el desplazamiento de nivel de techo del sistema de Múltiples Grados de Libertad (MDOF por sus siglas en inglés). El valor apropiado se muestra en la Tabla 5.4-7

Tabla 5.4-7 Coeficiente C_0

Número de niveles	Edificios de cortante ^a		Otros edificios Cualquier otro patrón de distribución
	Distribución de cortante triangular (1.1, 1.2, 1.3)	Distribución de cortante uniforme (2.1)	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4

Número de niveles	Edificios de cortante ^a		Otros edificios
	Distribución de cortante triangular (1.1, 1.2, 1.3)	Distribución de cortante uniforme (2.1)	
	Cualquier otro patrón de distribución		

Nota. Se deberá calcular mediante interpolación lineal los valores intermedios mostrados en la tabla.

^a Edificios cuya, para todos los niveles, deriva de entrepiso decrece al incrementar la altura.

Nota. Adaptado de Table 7-5 Values for modification factor C_0 de Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE 41-17 (p. 75) por la American Society of Civil Engineers. 2017.

C_1 = Factor de modificación para relacionar desplazamientos inelásticos máximos previstos con desplazamientos calculados para respuestas elásticas lineales calculadas mediante la Ec. 5-21.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad \text{Ec. 5-21}$$

Nota. Eq (7-29) de Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE 41-17 (p. 75), de American Society of Civil Engineers. 2017.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad \text{Ec. 5-22}$$

Nota. Eq (7-31) de Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE 41-17 (p. 75), de American Society of Civil Engineers. 2017.

Este valor se define como la relación entre la demanda de resistencia elástica y resistencia de fluencia.

Nota: R (Factor de reducción de resistencia) es utilizado en FEMA 440 en lugar de $\mu_{strength}$).

C_2 = Factor de modificación para representar la forma comprimida de la histéresis, la degradación cíclica de rigidez, y el deterioro de la resistencia en la respuesta máxima de desplazamiento según la Ec. 5-23

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad \text{Ec. 5-23}$$

Nota. Eq (7-30) de Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE 41-17 (p. 75), de American Society of Civil Engineers. 2017.

Suplemento S1. Experimentos estructurales

S1.1. Generalidades

A continuación, se muestra un resumen de los experimentos estructurales llevados a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA, en los años de 2022 y 2023 por el proyecto Hokyo.

1) Objetivo y esquema

Los experimentos estructurales se han realizado con el propósito de reflejar en el Manual de Evaluación Sísmica y Diseño de Reforzamiento las características sísmicas de las edificaciones existentes de marcos de concreto reforzado en El Salvador. Para ello, se concentró en edificios de mediana altura construidos antes de que entrara en vigor el RESESCO en 1996, y, debido a que el código de emergencia de 1986 estuvo en vigencia desde 1989 hasta 1997, los edificios construidos antes de 1989 fueron el objetivo. Para emular las condiciones de los edificios objetivo, se construyeron especímenes de marcos de concreto reforzado sin y con paredes de relleno de mampostería, a mitad de escala de un edificio real con columnas de 1.6m de alto; construyéndose un total de 12 especímenes, incluyendo aquellos con reforzamiento sísmico.

S1.2. Plan experimental

1) Plan de los especímenes.

En principio, fueron construidos 12 especímenes, de los cuales, los especímenes SP-1 ~ SP-6 fueron los especímenes utilizados para la revisión del comportamiento sísmico básico de marcos existentes, con excepción del espécimen SP-2 al que se le aplicó una mayor carga axial con el fin de simular un marco con concreto de baja resistencia siendo sometido a una carga axial ordinaria; El espécimen SP-7 que fue diseñado acorde a la NTDS-94 para fines comparativos. Mientras que los especímenes SP-8 ~ SP-12 fueron los utilizados para la revisión de las técnicas de reforzamiento. Los resultados de los especímenes SP1~SP-6 son presentados a continuación.

Tabla S1.2-1 Descripción de especímenes - Experimentos Estructurales.

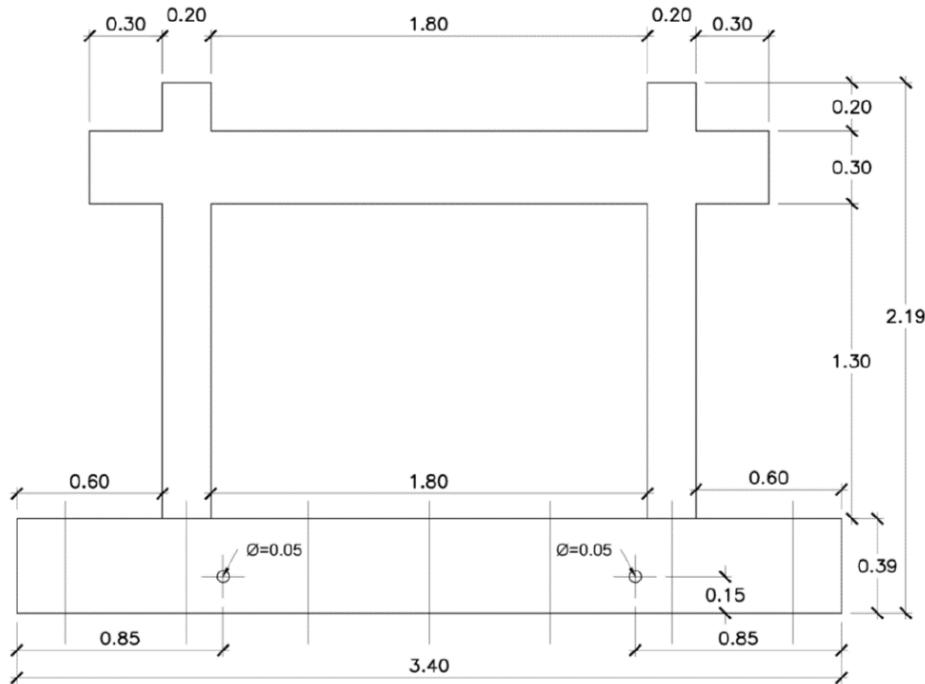
Espécimen	Descripción
SP-1	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente – Espécimen de control
SP-2	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente – Carga axial mayor
SP-3	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente con pared de relleno de mampostería de bloque de concreto.
SP-4	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente con pared de relleno de mampostería de ladrillo de barro cocido.
SP-5	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente con pared de relleno de mampostería de bloque de concreto a mediana altura (80cm).
SP-6	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente con pared de relleno de mampostería de ladrillo de barro cocido a mediana altura (80cm)
SP-7	Marco de concreto reforzado con detallado sismorresistente .

Espécimen	Descripción
SP-8	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente con pared de bloque de concreto reforzado.
SP-9	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente con pared de bloque de mampostería de bloque de concreto con laminación con ferrocemento.
SP-10	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente, reforzado mediante encamisado de concreto reforzado en columnas.
SP-11	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente con pared de concreto reforzado.
SP-12	Marco de concreto reforzado sin detallado sismorresistente, reforzado mediante marcos de acero de arrostramiento.

Nota. Adaptado de Tabla 2.1 Identificación y descripción de los especímenes del plan experimental, Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DEL PROYECTO HOKYO (p. 5). Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. 2023

2) Detallamiento de los especímenes

El detallamiento estructural de los especímenes de marcos de concreto reforzado se muestran en la Figura S1.1, donde el detallamiento de todos los especímenes es idéntico, salvo el caso del espécimen SP-07.



a) Detalle de espécimen de marco de concreto reforzado.

Nota. Adaptado de Figura 2.1 Geometría de los marcos de concreto reforzado Vistas en elevación y en planta. Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DEL PROYECTO HOKYO (p. 7).

Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. 2023

Concreto: $f'_c = 18MPa$ ($180kg/cm^2$)

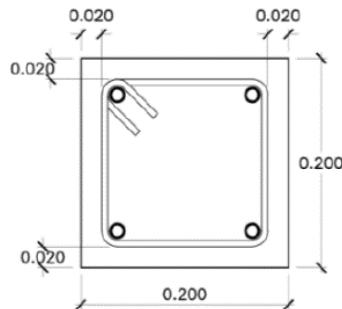
Refuerzo longitudinal: 4 varillas corrugadas #4 (12mm)

Acero: $f_y = 280MPa$ ($2800 kg/cm^2$)

Refuerzo transversal: estribos compuestos de varillas lisas de $1/4"$ (6mm)

Ganchos: a 135° y 50mm de longitud.

Recubrimiento de concreto: 20mm



b) Detalle de columnas

Concreto: $f'_c = 18MPa$ ($180kg/cm^2$)

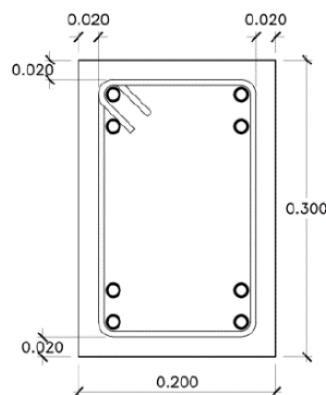
Refuerzo longitudinal: 4 varillas corrugadas #8 (12mm)

Acero: $f_y = 280MPa$ ($2800 kg/cm^2$)

Refuerzo transversal: estribos compuestos de varillas lisas de $1/4"$ (6mm)

Ganchos: a 135° y 50mm de longitud.

Recubrimiento de concreto: 20mm



c) Detalle de vigas

Figura S1.2-1 Detalle estructural de los especímenes de marcos de concreto reforzado

Nota. Adaptado de Figura 2.1 Geometría de los marcos de concreto reforzado Vistas en elevación y en planta.; Figura 2.2 Detalle de secciones transversales de columnas del marco MT1 y Figura 2.3 Detalle de sección transversal de viga del marco MT1. Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DEL PROYECTO HOKYO (p. 7 ~ 9). Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. 2023

S1.3. Resultados de los experimentos

Ciertos resultados importantes obtenidos en los experimentos estructurales son mostrados a continuación.

1) Envolvente de la curva carga deflexión – SP – 1 ~ SP – 6

Las envolventes de la curva carga deflexión de los 6 especímenes se muestran en la Figura S1.3-1, en las que se puede observar lo siguiente:

- El espécimen SP – 1 alcanzó una deformación de 30mm (2% de la altura de entrepiso).
- El espécimen SP – 2 posee una menor capacidad de deformación.
- Las paredes de relleno afectan la rigidez inicial, la resistencia y la ductilidad (SP – 3 ~ SP – 6). La rigidez y la resistencia aumenta con la consecuencia de una menor capacidad de deformación debido a los efectos de las paredes no estructurales.
- La pérdida de resistencia horizontal debido a la falla por cortante en las columnas tiene como consecuencia una pérdida de la capacidad de soportar la carga vertical (SP – 1 ~ SP – 6).

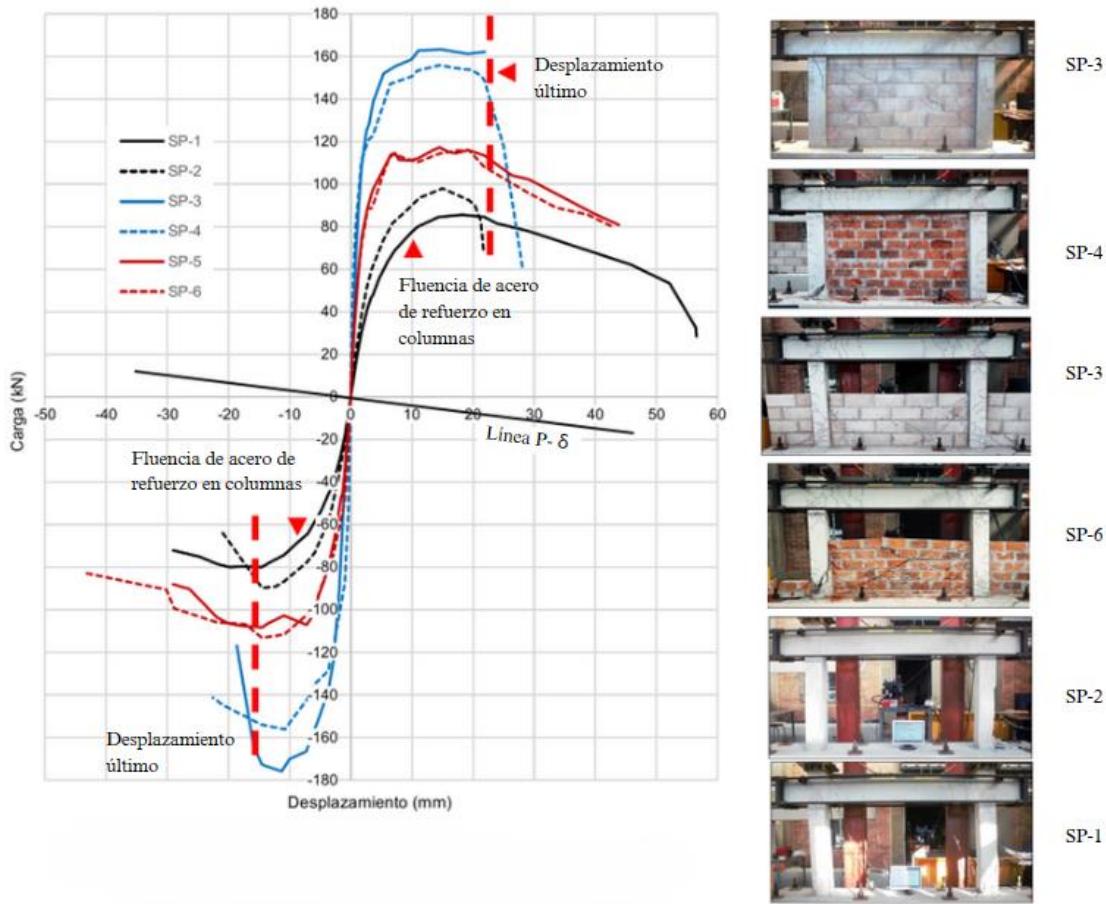


Figura S1.3-1 Envolventes de la curva carga deflexión - Espécimen SP - 1 a SP – 6

Nota. Adaptado de Figura 3.34 Comparación de curvas envolventes carga lateral – deformación horizontal. Especímenes SP-1 a SP-6, Primer informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO, UCA, 2023 (izquierda). Fuente [PROYECTO HOKYO] (derecha)

2) Evaluación de la ductilidad

La razón de ductilidad, μ , se estimó de acuerdo a los resultados obtenidos en los experimentos estructurales. Sin embargo, el desplazamiento último, Δf , se estimó en base a la definición del ASCE 41-17, donde, Δf se encuentra en el punto de $0.8V_d$ (resistencia máxima).

- $\Delta f = 24.3\text{mm}$ (SP – 4, positivo) (1.67% de la deriva de entrepiso)
- $\Delta f = 17.2\text{mm}$ (SP – 3, negativo) (1.19% de la deriva de entrepiso).

El desplazamiento de fluencia, δ_y , se define como la deflexión cuando el acero de refuerzo principal de la columna ha entrado en rango de fluencia (SP – 1).

- $\delta_y = 10.0\text{mm}$ (positivo) (0.69% de la deriva de entrepiso)
- $\delta_y = 7.0\text{mm}$ (negativo) (0.48% de la deriva de entrepiso)

Por lo tanto, se estima la razón de ductilidad, μ , en base a los resultados obtenidos:

- $\mu = \Delta f / \delta y = 2.43$ (positivo).
- $\mu = \Delta f / \delta y = 2.45$ (positivo).

Mediante la razón de ductilidad, μ , se establece el índice de ductilidad (introducido en el Capítulo 3 Procedimientos basados en el índice sísmico (tipo 1)), F , mediante la siguiente expresión:

$$F = \sqrt{\frac{2\mu - 1}{0.75(1 + 0.05\mu)}}$$

Entonces:

$$F = \frac{1.95}{0.94} = 2.32$$

Por lo tanto, se sugiere el uso de un $F = 2.0$ como valor límite superior del índice de ductilidad en la práctica de la evaluación sísmica, a menos que se realice un estudio especial de los efectos de las paredes no estructurales en marcos de concreto reforzado existentes.

Nota: el desplazamiento en el punto de fluencia, según la definición de la ASCE 41-17 en su Sección 7.4.3, especifica que la rigidez efectiva se define como la recta que para por el desplazamiento al 60% de la carga de fluencia, y la recta que une el origen se denomina rigidez efectiva. Se determina una segunda rigidez mediante un cálculo iterativo de manera tal que el área del desplazamiento en el punto de fluencia y el punto de carga máxima, sean iguales.

- $\Delta y = 4.3\text{mm}$ (positivo)
- $\Delta y = 4.5\text{mm}$ (negativo) (cálculo provisto por la UCA)

Entonces, se tiene como razón de ductilidad, μ :

- $\mu = \Delta f / \Delta y = 24.3 / 4.3 = 5.6$ (SP-4, positivo)
- $\mu = \Delta f / \Delta y = 17.2 / 4.5 = 3.8$ (SP-3, negativo)

Esta diferencia en la definición de desplazamientos de fluencia (δy y Δy) afecta el valor de la razón de ductilidad, μ .

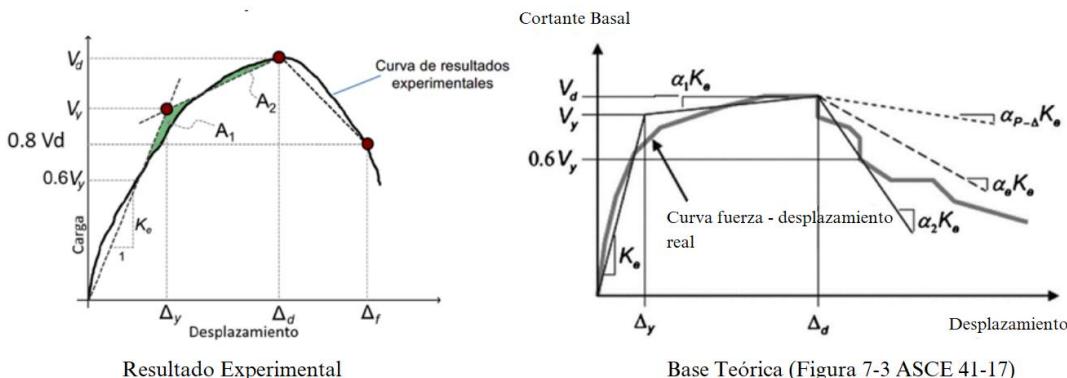


Figura S1.3-2 Rigidez efectiva y desplazamiento de fluencia, según la ASCE 41-17

Adaptado de Figura 3.42 Idealización de la curva carga lateral – desplazamiento horizontal, Segundo informe de

Adaptado de Figure 7-3 Idealized force – displacement curves de Seismic evaluation and

resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO (p. 59). Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA, 2023 (izquierda).

retrofit of existing buildings ASCE 41-17 (p.74) por American Society of Civil Engineers. 2017.

3) Rigidez de los marcos

Los valores de rigidez efectiva, considerando la reducción de rigidez ocasionada por el agrietamiento de los elementos de concreto se muestra en la Tabla 10-5 de la ASCE 41-17, teniendo el ACI 318 una descripción similar.

Adicionalmente, la degradación de la rigidez ocurre durante la repetición de la carga horizontal. La siguiente Figura S1.3-3 es el resultado de la curva carga y desplazamiento del espécimen SP – 1, el cual es el marco típico sin ningún tipo de pared estructural. La relación de Desplazamiento Horizontal/1450mm (altura de la columna) muestra el ángulo de deriva de entrepiso.

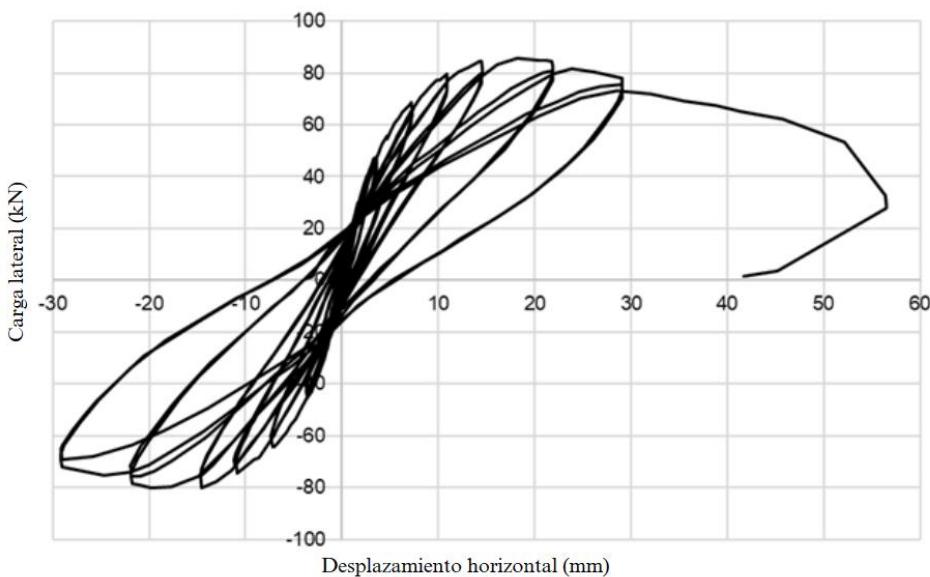


Figura S1.3-3 Curva carga lateral – desplazamiento horizontal, espécimen SP – 1

Nota. Adaptado de Figura 3.2 Curva carga lateral – desplazamiento lateral. Espécimen SP-1. Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO. Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA. 2023.

La rigidez cíclica se calcula como la pendiente de la recta que une el origen y el punto de carga máxima registrado en el ciclo considerado, e.g. la pendiente de la línea recta OA de la Figura S1.3-4. Esta rigidez se representa gráficamente frente al ángulo de deriva correspondiente.

Se observa que cada ciclo de carga consta de dos repeticiones de carga y descarga en sentido positivo y negativo, identificándose como ciclos primarios y secundarios respectivamente.

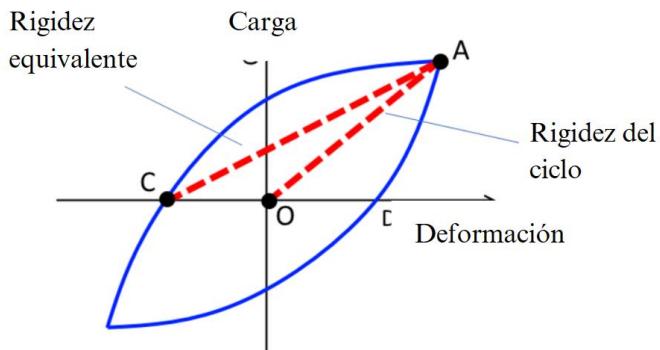


Figura S1.3-4 Definición de rigidez cíclica y rigidez equivalente cíclica.

Nota. Adaptado de Figura 3.15 Definición de rigidez de ciclo y de rigidez de ciclo equivalente de Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO (P.60). Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. 2023.

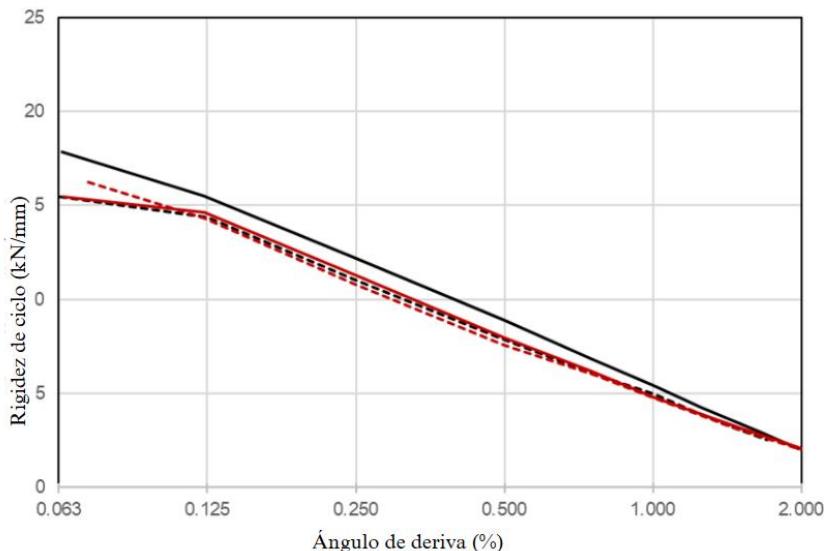


Figura S1.3-5 Rigidez cíclica del espécimen SP – 1

Nota. Adaptado de Figura 3.16 Rigidez de ciclo. Espécimen SP-1. Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO (p.61). Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA. 2023.

4) Absorción de energía de los marcos

En la relación de la carga lateral y el desplazamiento horizontal, el área generada por la histéresis muestra la absorción de energía. Esto se expresa mediante una relación de amortiguamiento viscoso equivalente en el proceso de linerización del análisis de respuesta elástica, como se muestra en la Figura S1.3-6

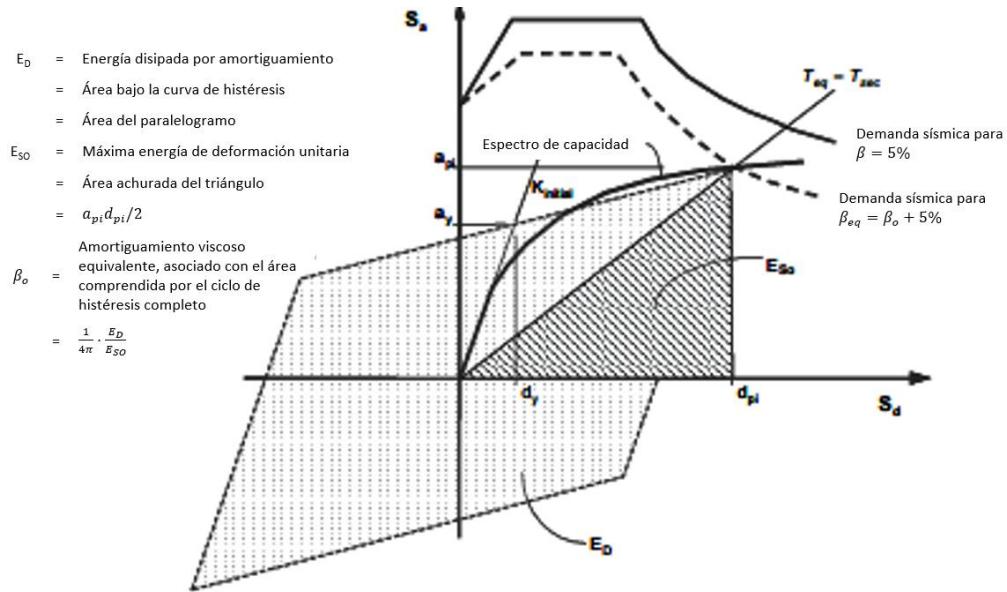


Figura S1.3-6 Explicación de relación de amortiguamiento viscoso

Nota. Adaptado de Figure 2-13 Graphical representation of the capacity-spectrum method of equivalent linearization, as presented in ATC-40. Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedures FEMA 440 (p.2-11). Federal Emergency Management Agency. 2005.

De los resultados de los experimentos estructurales, se evalúa la disipación de energía durante cada ciclo de carga. Igualmente, se ha calculado la relación de amortiguamiento viscoso equivalente para los ciclos de carga mediante la siguiente expresión:

$$\zeta_{eq} = \frac{E_D}{2 \pi E_{so}} \quad \text{Ec. S1-1}$$

Donde

ζ_{eq} = Relación de amortiguamiento viscoso equivalente

E_D = Energía disipada durante medio ciclo

E_{so} = Relación de amortiguamiento viscoso equivalente

La siguiente Figura S1.3-7 muestra el amortiguamiento equivalente para cada ciclo contra el ángulo de deriva objetivo.

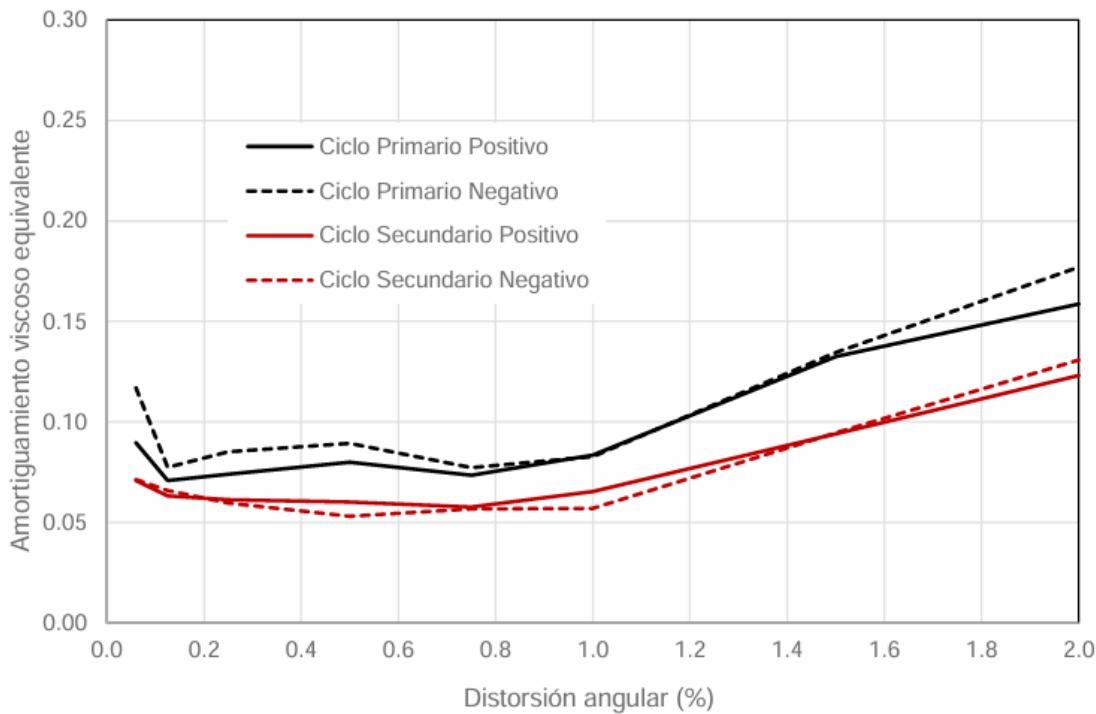


Figura S1.3-7 Amortiguamiento Viscoso Equivalente – Espécimen SP-1

Nota. Adaptado de Figura 3.27 Amortiguamiento viscoso equivalente. Espécimen SP-1. Primer informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO (p.56). Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA. 2023.

En el rango de ángulo de deriva del 1% al 2%, el amortiguamiento viscoso equivalente es aproximadamente del 10%. El amortiguamiento viscoso equivalente se asocia con el área completa del bucle formado por la histéresis, y, según FEMA 440, el resultado se mostraría como se presenta a continuación:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 5\% = 15\%.$$

Esta información es importante para conducir la evaluación sísmica mediante el Método de Espectro de Capacidad de la evaluación de categoría 3 de los procedimientos basados en el desempeño sísmico.

Suplemento S2. Criterio de grado de daño.

S2.1. General

El criterio del grado de daño de las estructuras de concreto reforzado tras un terremoto se presenta aquí. Este criterio se aplica en junto a la evaluación sísmica basada en los procedimientos del Índice Sísmico (Tipo 1 y Tipo 2) así como los procesos de diseño de reforzamiento sísmico.

[Fuente: “Standard of Judgment of Damage Grade and Guidelines of Recovery Engineering for Damaged Buildings, 2001, del Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA por sus siglas en inglés). Escrito en japonés]

S2.2. Grado de daño de superestructuras

El grado de daño de la subestructura (asentamientos de fundaciones e inclinación se estiman para el rango de daño, omitidos en este documento)

El procedimiento es el siguiente:

- (1) Evaluación del grado de daño de los elementos estructurales (I~V) por medio de inspección visual.
- (2) Cálculo del factor de reducción de desempeño sísmico η de los elementos estructurales
- (3) Cálculo de la proporción residual R, Desempeño sísmico residual DIS.
- (4) Evaluación del grado de daño; clasificación de la superestructura.

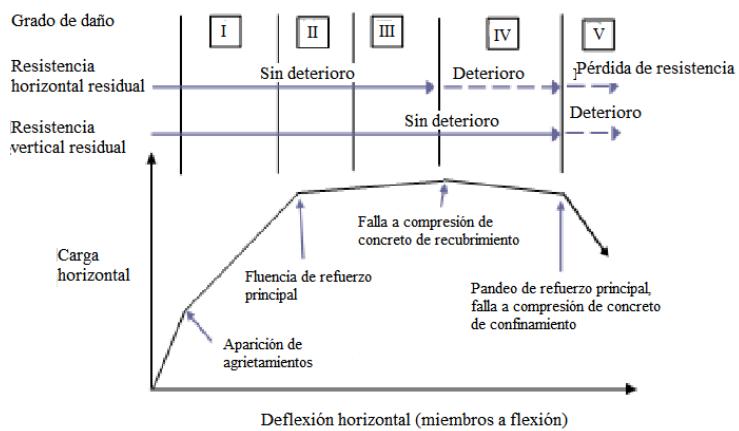
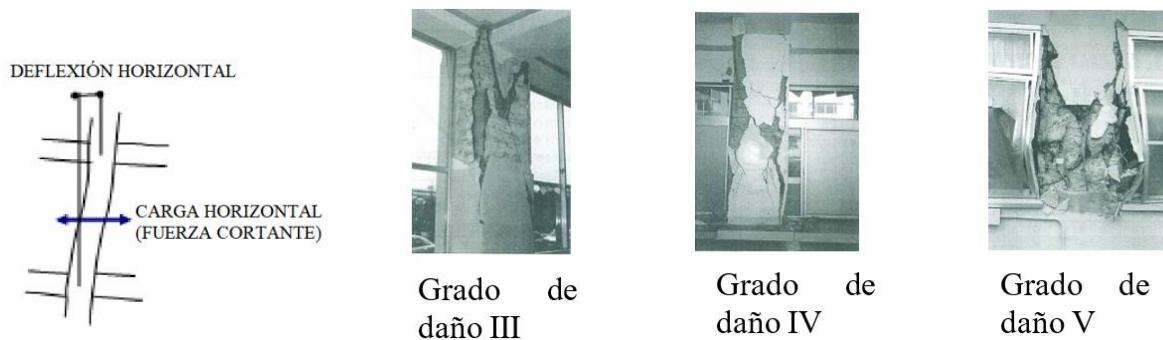
(1) Evaluación del grado de daño de elementos estructurales (I~V)

Los daños en columnas (incluyendo vigas y unión viga-columna) son evaluados por inspección visual. (Si el daño a la viga o en la conexión viga-columna (nudo) es mayor que el de la columna, se entenderá que el grado de daño es el de la columna).

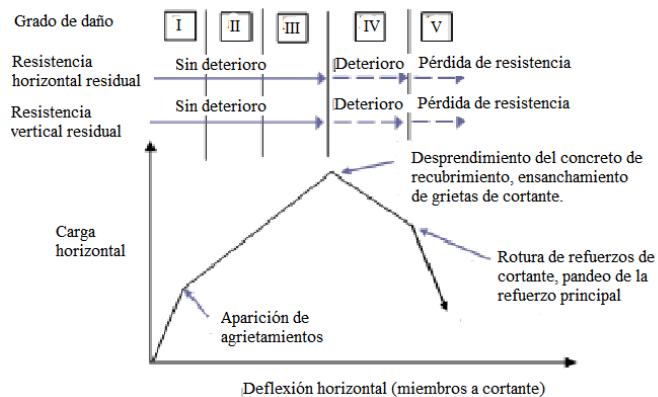
Tabla S2.2-1 Criterios de Clasificación de Daños (por conveniencia, no se han considerado las paredes de concreto reforzado).

Grado de daño de la columna	Descripción de los daños
I	Agrietamientos no apreciables a simple vista (anchos de grieta de 0.2mm o menores).
II	Agrietamientos apreciables a simple vista (anchos de grieta de 0.2mm a 1.0 mm aproximadamente).
III	Agrietamientos relativamente grandes, pero el desprendimiento del concreto es no significativo. (anchos de grieta de 1.0 a 2.0mm aproximadamente).
IV	Muchos agrietamientos se han producido (con ancho mayor a 2.0mm), el desprendimiento del concreto es significativo y el acero de refuerzo está considerablemente expuesto.
V	El acero de refuerzo presenta deformaciones, así mismo el concreto interno se encuentra colapsado; a primera vista es apreciable la deformación de la columna en la dirección de su altura (eje Z) y en la dirección horizontal (ejes X y Y).

[Adaptado de tabla del “Standard of Judgment of Damage Grade and Guidelines of Recovery Engineering for Damaged Buildings, 2001, del Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA por sus siglas en inglés). Escrito en japonés]



i) Falla por flexión de elementos estructurales



ii) Falla por cortante de elementos estructurales

Figura S2.2-1 Concepto de Grado de Daño Estructural y Curva Carga-Deflexión. Columnas de Concreto Reforzado

[Adaptado de Figura Explanatory Figure II.2.3-1 Concept of Structural Damage Grade and Load-deflection curve of RC Column del “Standard of Judgment of Damage Grade and Guidelines of Recovery Engineering for Damaged Buildings, 2001, del Japan Building Disaster Prevention Association (JBDA por sus siglas en inglés). Escrito en japonés]

(2) Cálculo del factor de reducción de desempeño sísmico η de elementos estructurales

El factor de reducción de desempeño sísmico η de elementos estructurales es calculado a partir del grado de daño de las columnas.

Para el factor de reducción de desempeño sísmico η de elementos estructurales, la curva de la relación carga-deformación es idealizada, y la energía consumida Ed y la energía residual Er del elemento es definido como se muestra en la figura y se evalúa de la manera siguiente:

$$\eta = Er / (Ed + Er)$$

Ec. S2-1

[Explanatory (II.2.3-1) “Standard of Judgment of Damage Grade and Guidelines of Recovery Engineering for Damaged Buildings, 2001, del Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA por sus siglas en inglés). Escrito en japonés]

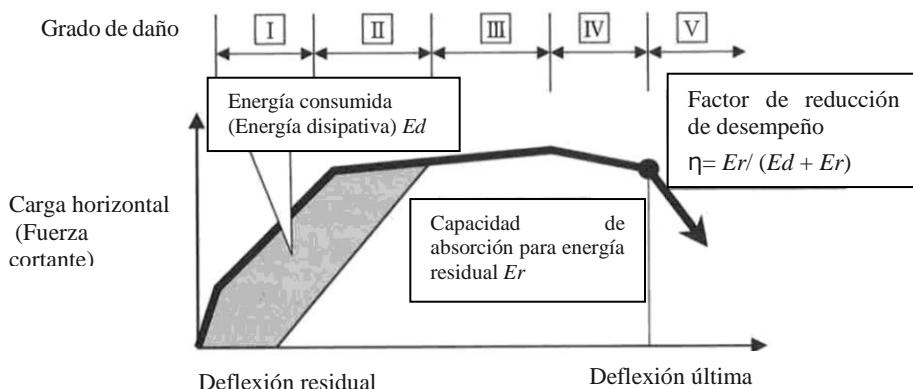


Figura S2.2-2 Concepto de “Factor de Reducción de Desempeño Sísmico η ”

[Adaptado de Explanatory Figure II.2.3-2 Concept of Definition of “Seismic performance reduction factor η ” del “Standard of Judgment of Damage Grade and Guidelines of Recovery Engineering for Damaged Buildings, 2001, del Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA por sus siglas en inglés). Escrito en japonés]

Tabla S2.2-2 Factor de Reducción de Desempeño Sísmico η de Elemento Estructural η

Grado de daño	Columna con falla a cortante (Resistencia a cortante < fuerza cortante a la resistencia a flexión, (Simplificado $Ho/D \leq 3$)	Columna con falla a flexión (Resistencia a cortante > fuerza cortante a la resistencia a flexión) (simplificado $Ho/D > 3$ y el refuerzo a cortante es @100 o menor)
I	0.95	0.95
II	0.6	0.75
III	0.3	0.5
IV	0	0.1
V	0	0

[Adaptado de Explanatory Figure II.2.3-2 Concept of Definition of “Seismic performance reduction factor η ” del “Standard of Judgment of Damage Grade and Guidelines of Recovery Engineering for Damaged Buildings, 2001, del Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA por sus siglas en inglés). Escrito en japonés]

(3) Cálculo de la proporción residual de desempeño sísmico R**(a) Principio del cálculo**

El factor de proporción residual de desempeño sísmico, R está definido por la siguiente formula, pero R debe ser calculado usando un método aproximado de cálculo.

$$R = {}_D I_S / I_S \times 100\%$$

Ec. S2-2

Donde:

I_S : Índice sísmico de la estructura antes de sismo;

${}_D I_S$: Índice sísmico después de sismo, obtenido de reducir la resistencia de acuerdo al grado de daño del elemento estructural

(b) Método aproximado

El método aproximado para calcular la proporción residual de desempeño sísmico R (Se omite la descripción para paredes de concreto reforzado).

Usando el factor de reducción de desempeño sísmico η , que es calculado del grado de daño (del I al V) y el número de falla por cortante y la falla por flexión de la columna por la siguiente ecuación (Basado en la idea de un promedio ponderado).

$$R = \sum A_j / A_{org} * 100 (\%)$$

$$A_o = S_o + M_o$$

$$A1 = 0.95S1 + 0.95M1$$

$$A2 = 0.6S2 + 0.75M2$$

$$A3 = 0.3S3 + 0.5M3$$

$$A4 = 0.1M4$$

$$A5 = 0$$

$$A_{org} = S_{sum} + M_{sum}$$

Donde:

$S_o, S1, S2, S3, S4, S5, S_{sum}$: Número total de a falla a cortante de la columna con el grado de daño de 0 a V respectivamente

$M_o, M1, M2, M3, M4, M_{sum}$: Número total de la falla por flexión de la columna con el grado de daño de 0 a V respectivamente.

Suposición:

(a) El grado de daño deberá ser el mayor de ambas direcciones

(b) La resistencia del elemento estructural después de sismo deberá ser el valor obtenido de multiplicar la resistencia del elemento antes del sismo por el coeficiente η .

(c) El valor del índice de ductilidad después del siniestro es usado como el valor del índice de ductilidad después del sismo. ${}_D I_S$.

(d) Evaluación del grado de daño, clasificación para superestructura

El grado de daño se clasifica de acuerdo al factor de proporción residual R del marco estructural.

[Daño ligero] $R \geq 95\%$

[Daño estructural menor] $80 \leq R < 95\%$

[Daño estructural moderado] $60 \leq R < 80\%$

[Fuerte daño estructural] $R < 60\%$

[Colapso] Elementos que se pueden considerar como $R \doteq 0$ debido al colapso o la caída de una parte o de la edificación completa.

Ejemplo: Definición del grado de daño en el levantamiento de daños en pasados terremotos

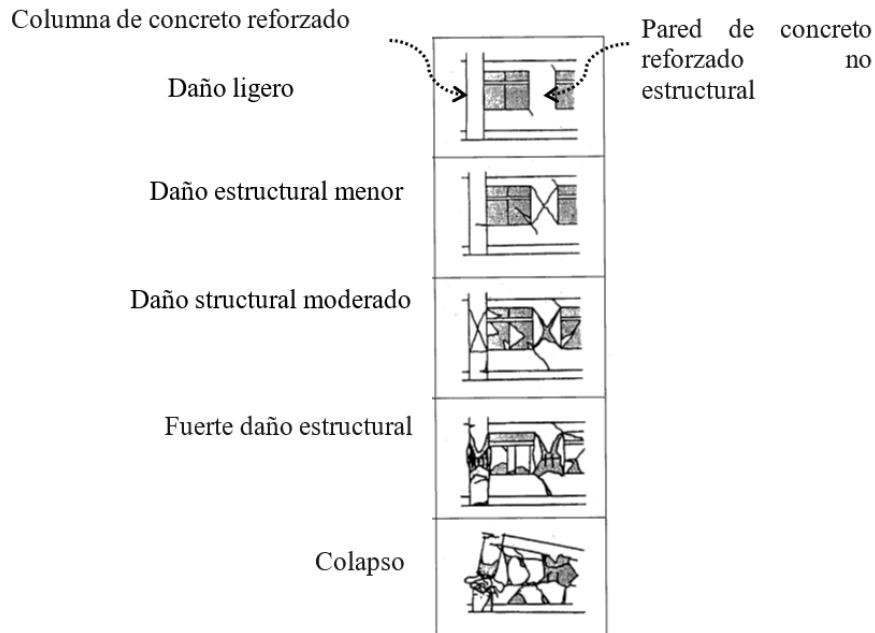


Figura S2.2-3 Daños en Columnas de Concreto Reforzado

[Adaptado de Example of the 1978 Miyagiken-oki de Earthquake Disaster Survey Report, 1978, del Architectural Institute of Japan]

La Figura S2.2-4 se muestra el patrón de agrietamiento típico de una columna para una mejor comprensión.

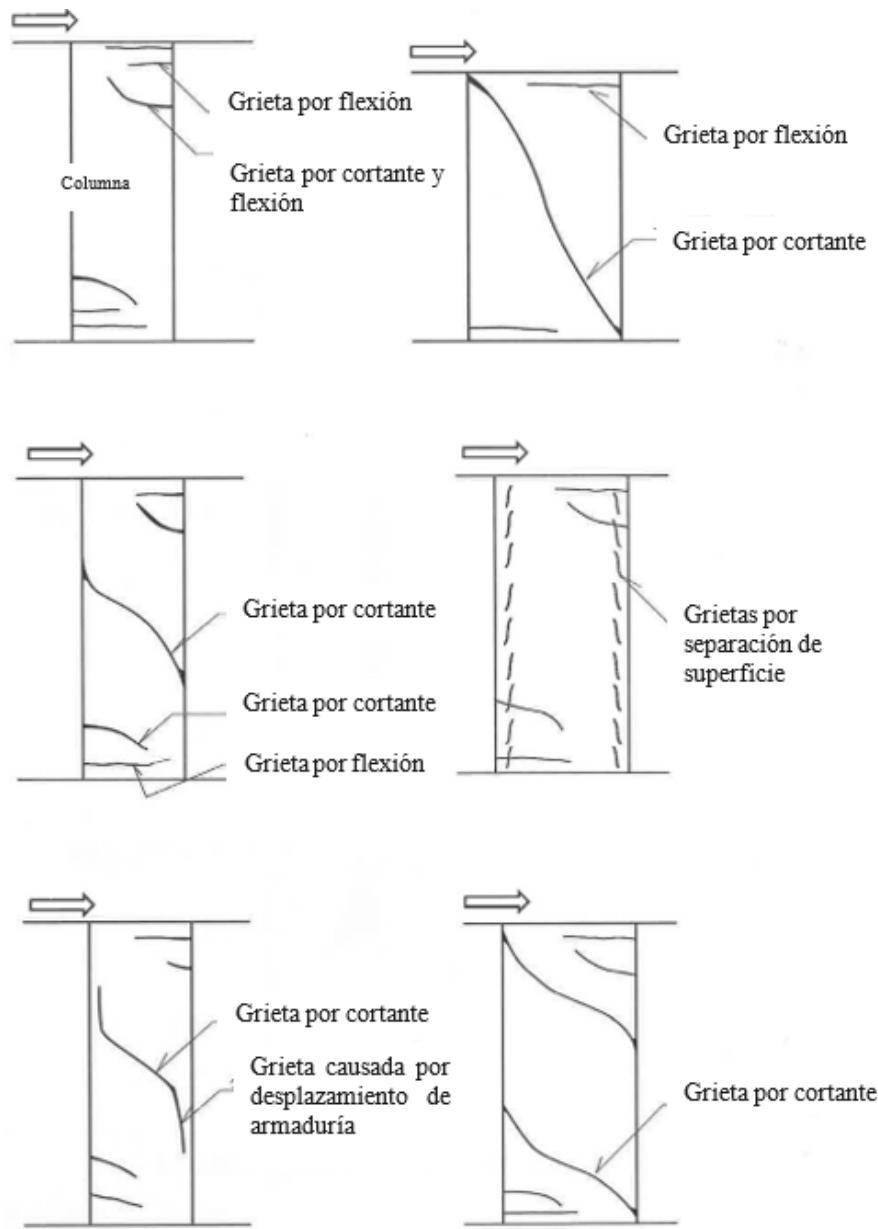


Figura S2.2-4 Patrones típicos de agrietamiento

[Adaptado de Explanatory Figure II.2.3-1 Typical crack pattern del Standard of Judgement of Grade and Guidelines of Recovery Engineering for Damaged Buildings por el Japan Building Disaster Prevention Association, 2015. Escrito en japonés]

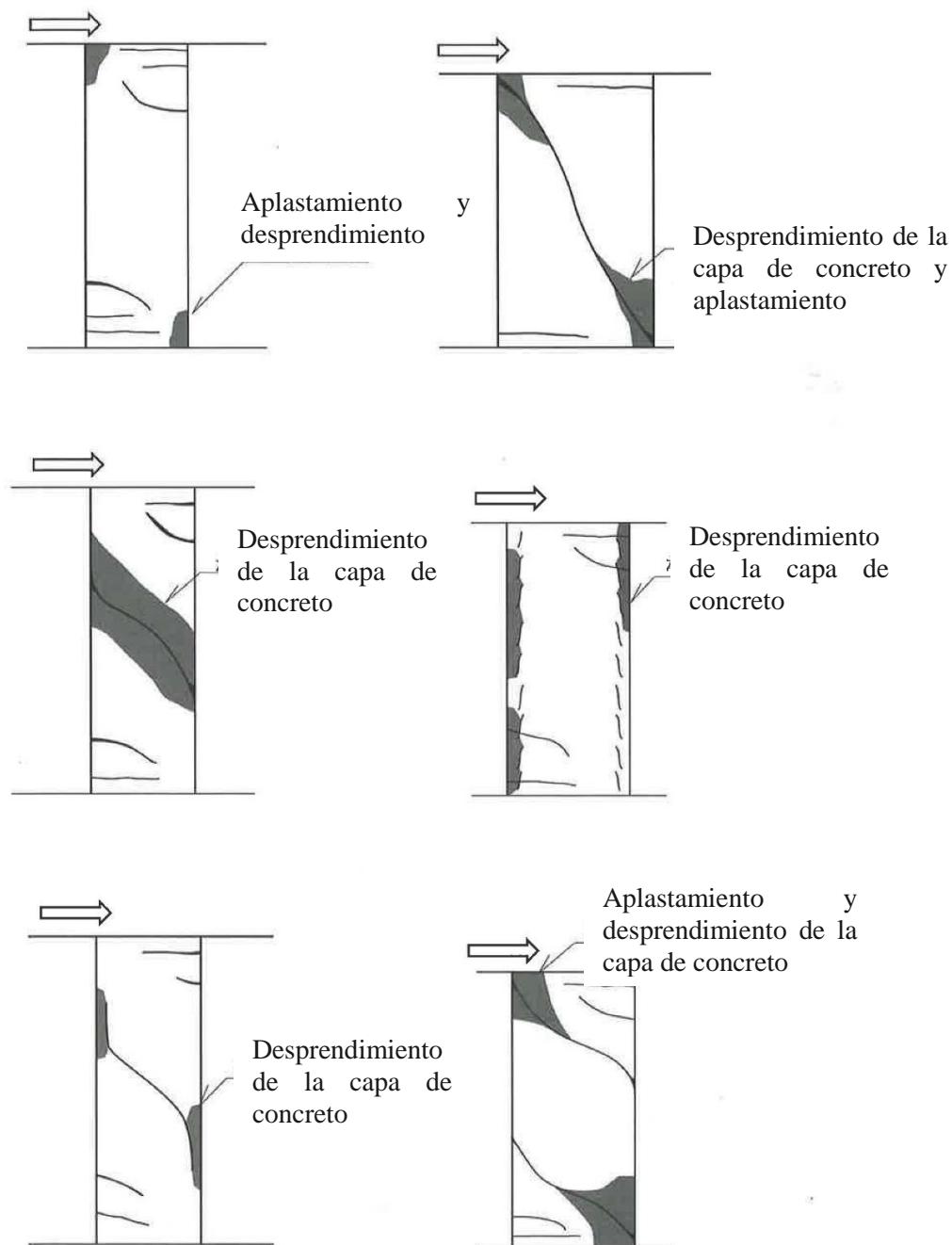


Figura S2.2-5 Aplastamiento y desprendimiento de concreto después de presentarse una grieta.

[Adaptado de Explanatory Figure II.2.3-2 Crushing and peeling of concrete following crack occurrence del Standard of Judgement of Grade and Guidelines of Recovery Engineering for Damaged Buildings por el Japan Building Disaster Prevention Association, 2015. Escrito en japonés]

Suplemento S3. Cálculo de la resistencia a flexión y cortante en columnas según el 2do nivel de evaluación

S3.1. Resistencia a flexión de columnas

A continuación, se muestra la base de la Ec. 3-19 de este Manual de Evaluación Sísmica para la resistencia última a flexión de columnas, basado en el Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings, de la Japan Building Disaster Prevention Association en su versión del año 2001.

1) Resistencia a flexión de columnas

En el caso en que el eje neutro de la sección de la columna contra la fuerza axial.

Asumiendo la fluencia del acero de refuerzo a tensión y compresión, y, las unidades y dimensiones:

$$\gamma = \frac{a_c}{a_t} = 1.0$$

$$d_1 = \frac{d}{D} = 0.1$$

$$d_{t1} = \frac{d_t}{D} = 0.1$$

$$x_{n1} = \frac{x_n}{D}$$

En caso de que $F_c < 28N/mm^2$

$$k_1 = k_3$$

Equilibrio de la fuerza axial:

$$N = k_1 \cdot k_3 \cdot x_{n1} \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad (1)$$

Relación de eje neutro:

$$X_{n1} = \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c \cdot k_1 \cdot k_3} \quad (2)$$

La resistencia a la flexión se calcula a partir del equilibrio de contra el momento de flector en el centro de la sección:

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left[1 - \frac{1}{k_3} \left(\frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \right] \quad (3)$$

$$k_1 = k_3 = 0.85$$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left[1 - \frac{1}{0.85} \left(\frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \right] \quad (4)$$

Al simplificar más la fórmula, se obtiene:

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left[1 - \left(\frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \right] \quad (5)$$

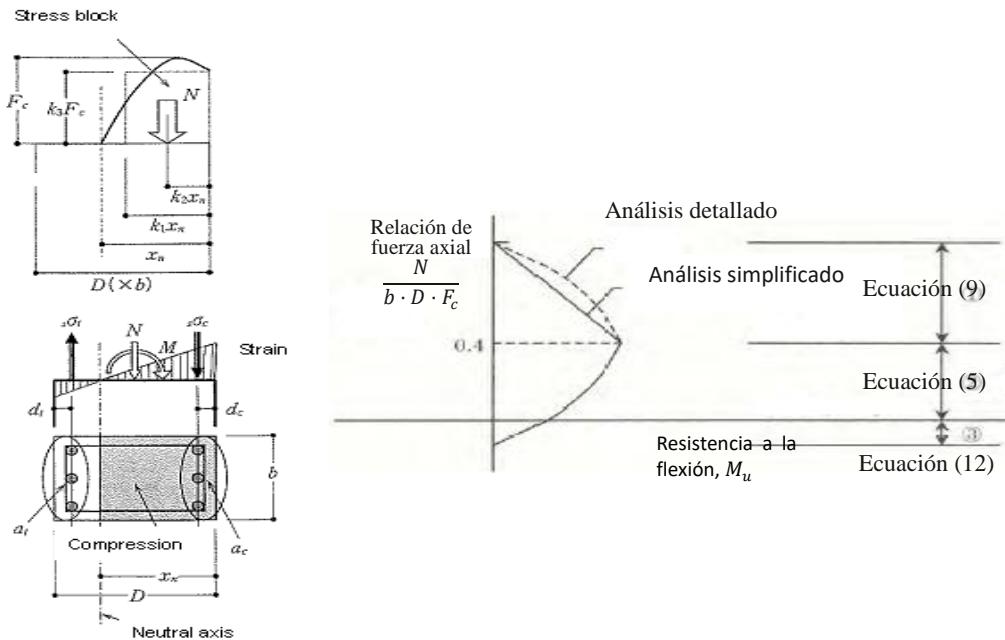


Figura S3.1-1 Suposición de distribución de esfuerzos de acero de refuerzo y concreto (izquierda) y, curva de interacción de columna (derecha)

Fuente: JSCA, *Seismic Design Guide for Buildings*, Japón, 2001.

Fuerza de equilibrio axial, al momento de la máxima resistencia a flexión. Diferenciando el factor N de la Ecuación (4), con un M_u donde su inclinación es igual a cero.

$$M'_u = 0.50D - \frac{1}{0.85} \left(\frac{N}{b \cdot F_c} \right) = 0; \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 0.425 \quad (6)$$

Diferenciando el factor N de la Ecuación (5)

$$M'_u = 0.50D - \frac{N}{b \cdot F_c} = 0; \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} = 0.50 \quad (7)$$

El esfuerzo axial, representado por $\frac{N}{b \cdot D}$ se asume como $0.4b \cdot D \cdot F_c$, y, en caso de que la resistencia a flexión sea mayor que el valor del esfuerzo axial descrito:

$$M_u \cdot a_t \cdot 0.4b \cdot D \cdot F_c = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c \quad (8)$$

La siguiente expresión se define por la condición: $0.4b \cdot D \cdot F_c < N < N_{max}$

$$M_u = (0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c) \cdot \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (9)$$

En caso de que N represente tensión, $0 < N < N_{min}$, donde la tensión del concreto es despreciable:

$$M_u(N = 0) = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D \quad (10)$$

$$N_{min}(M_u = 0) = 2a_t \cdot \sigma_y \quad (11)$$

Cuando la pendiente de la recta es definida por $0.4 \cdot D$, la resistencia a flexión se define como:

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \quad (12)$$

2) Fuerza Axial y Deformabilidad de Columnas

La relación de fuerza axial ($\eta = \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}$) es un factor importante que afecta la deformabilidad de las columnas, en conjunto con la tolerancia contra la falla por cortante. En la Figura S3.1-2 se muestra la curva de interacción N-M y la correspondiente distribución de la deformación unitaria para la sección de una columna, la cual se dividirá en las siguientes porciones o regiones:

- Relación de fuerza axial alta: la región B muestra que el acero de refuerzo a tensión no ha entrado en fluencia, suponiendo una baja ductilidad en el elemento estructural.
- Relación de fuerza axial media: la región C muestra que el acero de refuerzo a tensión entrará en fluencia, suponiendo una ductilidad razonable en el elemento estructural.
- En la región C, es requerido controlar la relación de fuerza axial con tal que no sobrepase un valor de 0.4 ($\eta \leq 0.4$) en caso de que la columna posea un refuerzo ante el esfuerzo cortante de tipo ordinario. Si el concreto es de baja resistencia, la relación de fuerza axial será alta, y la ductilidad estará limitada.

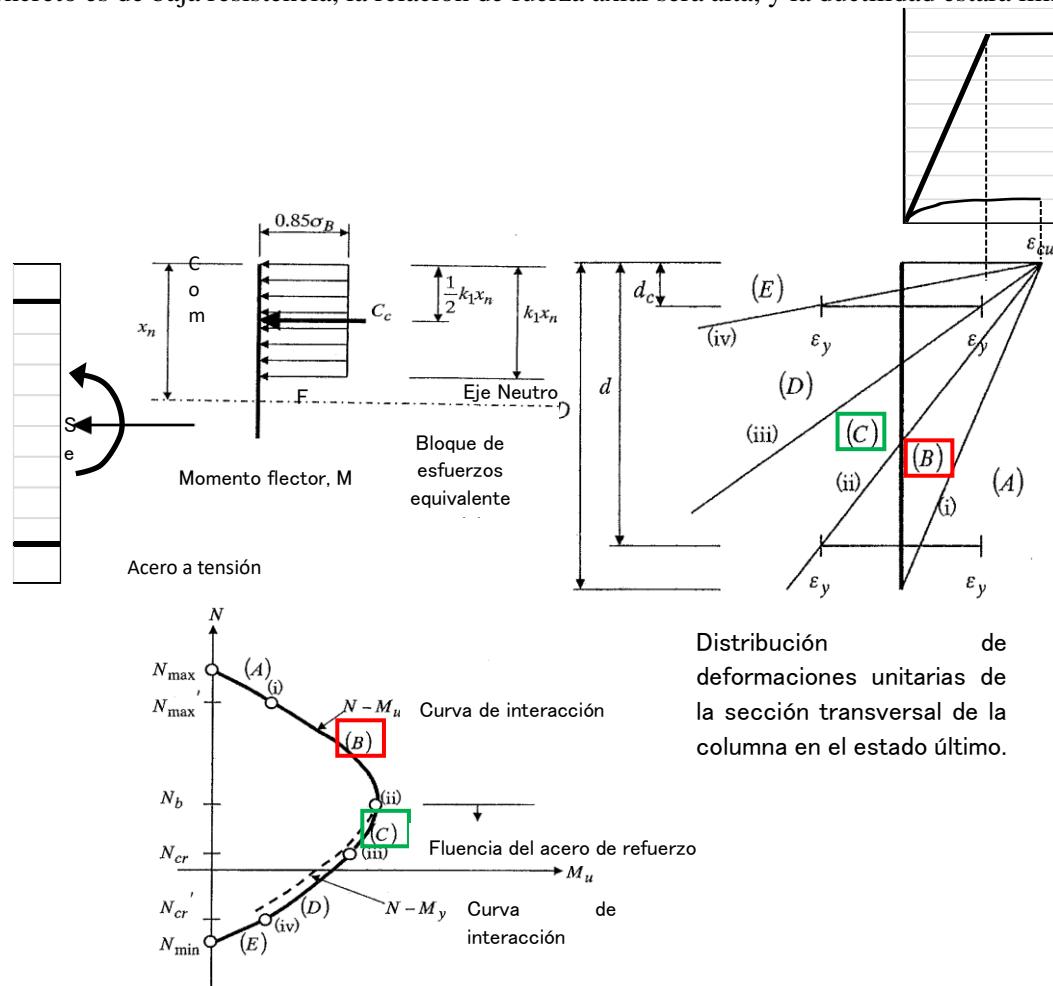


Figura S3.1-2 Fuerza axial y Deformabilidad de una columna

Fuente: Instituto de Arquitectura de Japón, Sede de Kanto, *Design of Earthquake Resistant Structures*, Cap. 5 Estructuras de Concreto Reforzado (escrito en japonés).

S3.2. Resistencia a cortante de columnas

La resistencia última a cortante se calcula a partir de la Ec. 3-18 de este Manual de Evaluación Sísmica. Esta ecuación es llamada Ecuación del Profesor Arakawa, donde el primer término es el factor de resistencia del concreto, relación de acero de refuerzo a tensión y relación de claro a cortante. El segundo término es el factor de la cantidad de refuerzo a cortante. Estos dos términos se derivan de numerosos estudios experimentales en las cuales se analizaron en laboratorio alrededor de 1,200 de especímenes de vigas de concreto reforzado. Finalmente, el tercer término es el esfuerzo axial, introducido por el Profesor Hirosawa para su aplicación en columnas.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j \quad \text{Ec. 3-18}$$

Donde:

- p_t = Relación de refuerzo a tensión (%)

$$p_t = \frac{a_t}{b \cdot D} \cdot 100\%$$
- p_w = Relación de refuerzo a corte (%) donde $p_w = 0.012$ para $p_w \geq 0.012$

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot s}$$
- $s\sigma_{wy}$ = Resistencia de fluencia de acero de refuerzo a cortante (N/mm^2)
- σ_0 = Esfuerzo axial en la columna, donde $\sigma_0 \leq 8N/mm^2$ (N/mm^2)
- d = Espesor efectivo de la columna, pudiéndose aplicar $D - 500mm$ como valor estándar.
- $\frac{M}{Q}$ = Longitud de claro a cortante. Pudiendo tomarse $\frac{h_0}{2}$ como valor por defecto.
 $M/(Q \cdot d) \leq 3.0$ (mm).
- h_0 = Altura efectiva de la columna (mm).
- j = Distancia entre los centroides de fuerza a tensión y compresión, pudiendo tomarse un valor por defecto igual a $0.8D$.
- b = Ancho de la columna (mm).
- a_t = Área transversal de acero de refuerzo a tensión (mm^2)
- a_w = Área transversal de un set de acero de refuerzo a cortante (mm^2)
- s = Separación de estribos (mm).

El refuerzo a cortante de las vigas es determinado mediante la siguiente expresión que se ha establecido en base a estudios experimentales, donde los coeficientes 2.7 y 180 de la expresión se convierten a 0.85 y 18, respectivamente, debido al cambio de unidades, de kg/cm^2 a N/mm^2 ; dando como resultado la siguiente expresión

$$\frac{Q_u}{b \cdot j} = \tau_u = \frac{\beta \cdot k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{\left(\frac{M}{Q \cdot d}\right) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \quad \text{Ec. S3-1}$$

(Derivada de la Eq. A1.1-2 de Standard for Seismic evaluation for existing reinforced concrete buildings por la Japan Building Disaster Prevention, 2001)

Donde:

- τ_u = Límite inferior de esfuerzo cortante en la falla por cortante (kg/cm^2)
 - β = Coeficiente para proporcionar el menor valor, determinado a partir de resultados experimentales. Puede utilizarse 0.092 como valor por defecto.
 - k_u = Coeficiente de modificación en función de las dimensiones de la sección transversal. Puede utilizarse 0.70 como valor por defecto.
 - k_p = Coeficiente de modificación en base a la relación de refuerzo a tensión.
- $$k_p = 0.82 \cdot p_t^{0.23}$$

La siguiente Figura S3.2-1 muestra la relación entre los valores experimentales y los valores analíticos en la determinación de la resistencia última a cortante en vigas de concreto simple. El eje horizontal representa la relación de longitud de claro a cortante a un espesor efectivo ($\frac{M}{Q \cdot d}$) (o simplemente denominado relación de claro a cortante). Mientras que el eje vertical es representado mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{test } \tau_u - 2.7\sqrt{p_w \cdot \sigma_y}}{[k_u \cdot k_p(180 + \sigma_B)]} \quad \text{Ec. S3-2}$$

El rango de la resistencia en dichos estudios experimentales ($\sigma_B = F_C$) estuvieron comprendidos entre 11.4 ~ 79 N/mm².

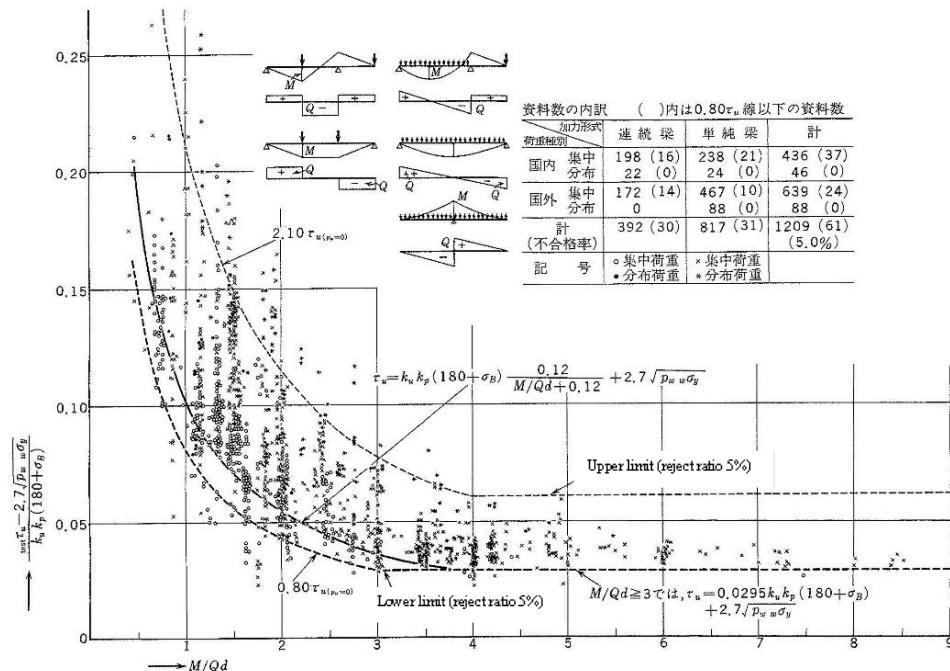


Figura S3.2-1 Relación entre valores experimentales y valores analíticos para la resistencia última a cortante en vigas elaboradas con concreto ordinario

Nota. Adaptado de Explanatory Figure 15.2 Relationships between experimental values and analytical values on ultimate shear strength of beam for ordinary concrete, del Standrd for structural calculation of reinforced concrete structures. Por el Architectural Institute of Japan AIJ. 2010.

La siguiente Figura S3.2-2 muestra un estudio analítico de la evaluación de la resistencia a cortante para columnas. Se evalúa la resistencia a cortante como la sumatoria de la resistencia debido al mecanismo de las vigas y mecanismo de arco (armadura). Este es un ejemplo de enfoque analítico y solo posee carácter informativo.

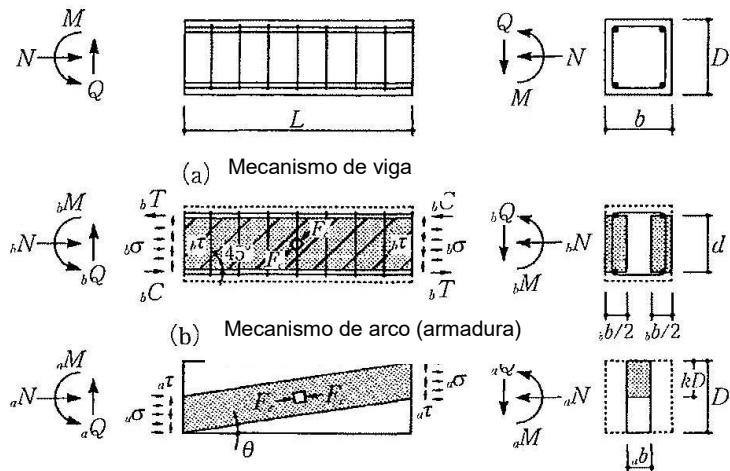


Figura S3.2-2 Mecanismo de resistencia a cortante, propuesto por los Profesores Wakabayashi y Minami

Nota. Adaptado de Structural paper report “Practical shear strength formulat of RC members applying plastic theory”. No. 417. Por el Architectural Institute of Japan AIJ, escrito en japonés. 1990.

Capítulo 1.C Descripción del Edificio Modelo

En este Capítulo se presenta el Edificio Modelo para exemplificar el cálculo de la evaluación sísmica de edificios existentes de concreto reforzado descrito en los Capítulos 3C, 4C y 5C.

1C.1. Información General

Se ha supuesto que este Edificio Modelo fue diseñado aplicando el Código de Emergencia de 1986 (creado tras el terremoto del 10 de octubre de 1986). Esto significa que el edificio se diseñó bajo cargas verticales únicamente y medidas sísmicas preventivas, tales como:

- Aumento de acero de refuerzo para esfuerzos cortantes,
- Provisión de juntas sísmicas de 2.0cm entre las paredes de bloque de concreto y las columnas.

La Figura 1C.1-1 y Figura 1C.1-2 , presentan una planta y elevación típica del Edificio Modelo, respectivamente.

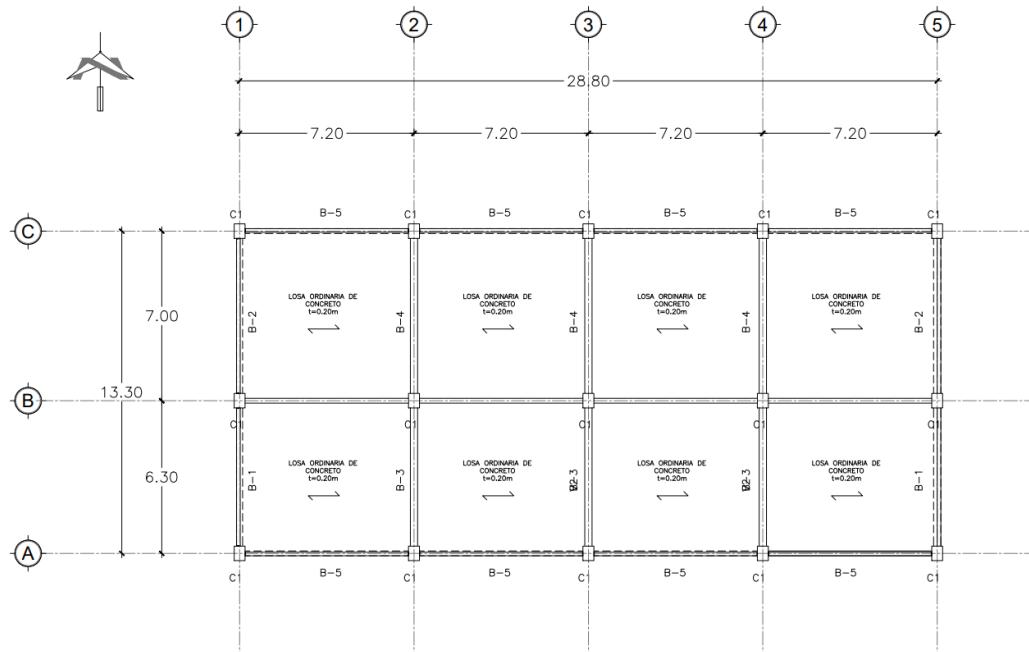


Figura 1C.1-1 Planta estructural típica - Edificio Modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

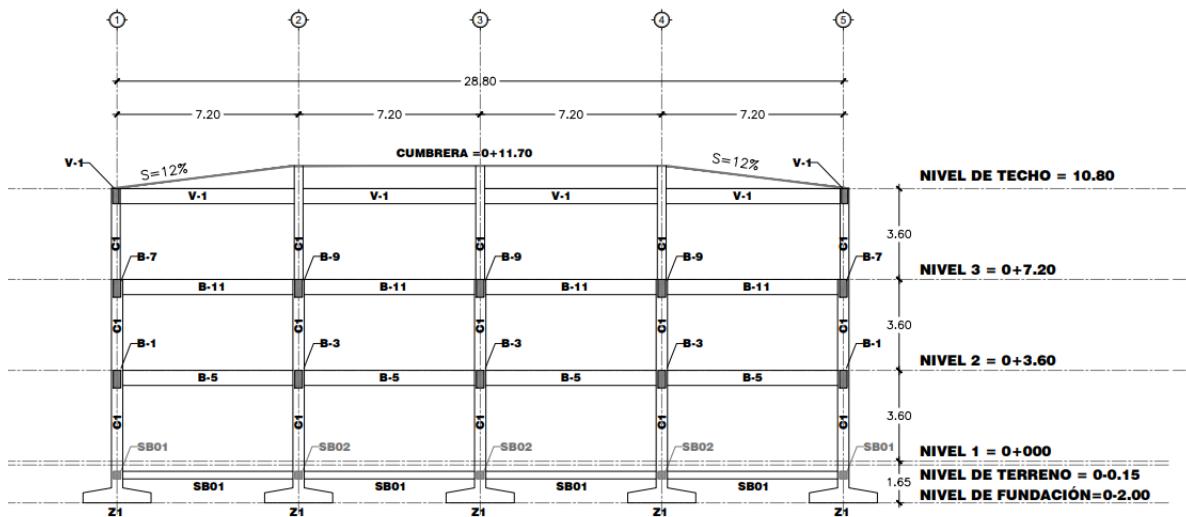


Figura 1C.1-2 Elevación estructural típica - Edificio Modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

1C.1.1 Ubicación

La ubicación del Edificio Modelo se supone en el Área Metropolitana de San Salvador, por lo que se considera que cuenta con las características típicas de los edificios dentro del AMSS.

1C.1.2 Año de construcción

- Alrededor de 1993 (antes de que el RESESCO entrara en vigor).

1C.1.3 Uso

Originalmente el edificio modelo es utilizado como un centro de formación, por lo que se clasifica como un edificio con Categoría de Ocupación II según la Tabla 1C.1-1; por lo tanto, este edificio posee un factor de importancia acorde, siendo igual a 1.2.

Tabla 1C.1-1 Información relacionada al tipo de uso - Edificio Modelo

Uso	Centro de formación
Categoría de Ocupación	II
Factor de Importancia	1.2

Nota. Fuente Tabla 4 Factor de Importancia de Norma Técnica de Diseño por Sismo (p. 19). Por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) y Asociación de Ingenieros y Arquitectos (ASIA). 1994.

Nota: Para caracterizar el edificio modelo bajo la ASCE 7-16, el valor correspondiente al Factor de Importancia pasaría de ser 1.2 a 1.25.

1C.1.4 Tipo de estructura

- Dirección X (dirección longitudinal): estructura de marcos de concreto reforzado.
- Dirección Y (dirección transversal): estructura de marcos de concreto reforzado.
- Techo: Estructura metálica.
- Junta sísmica de 2.0cm entre las columnas y las paredes de bloque de concreto.
- Sistema de losa unidireccional donde la carga del entrepiso se transfiere en la dirección longitudinal. Se asume una losa de concreto reforzado con espesor igual a 20.0cm.

1C.1.5 Número de niveles

- Número total de niveles: 3 niveles

1C.1.6 Área de Construcción

- Área por nivel: 383.04m²
- Área total construida: 1,149.12m²

1C.1.7 Altura de entrepisos

- Altura: 3.6m

1C.1.8 Altura del edificio.

- 10.95m: medido desde el nivel de terreno hasta el nivel de techo
- 11.85m: medido desde el nivel de terreno hasta el nivel de cumbre
- 11.85: medido desde el nivel de la parte superior de la zapata de fundación hasta el nivel de techo.

Representado de manera esquemática mediante la Figura 1C.1-3-la elevación típica, en la dirección transversal, del Edificio Modelo.

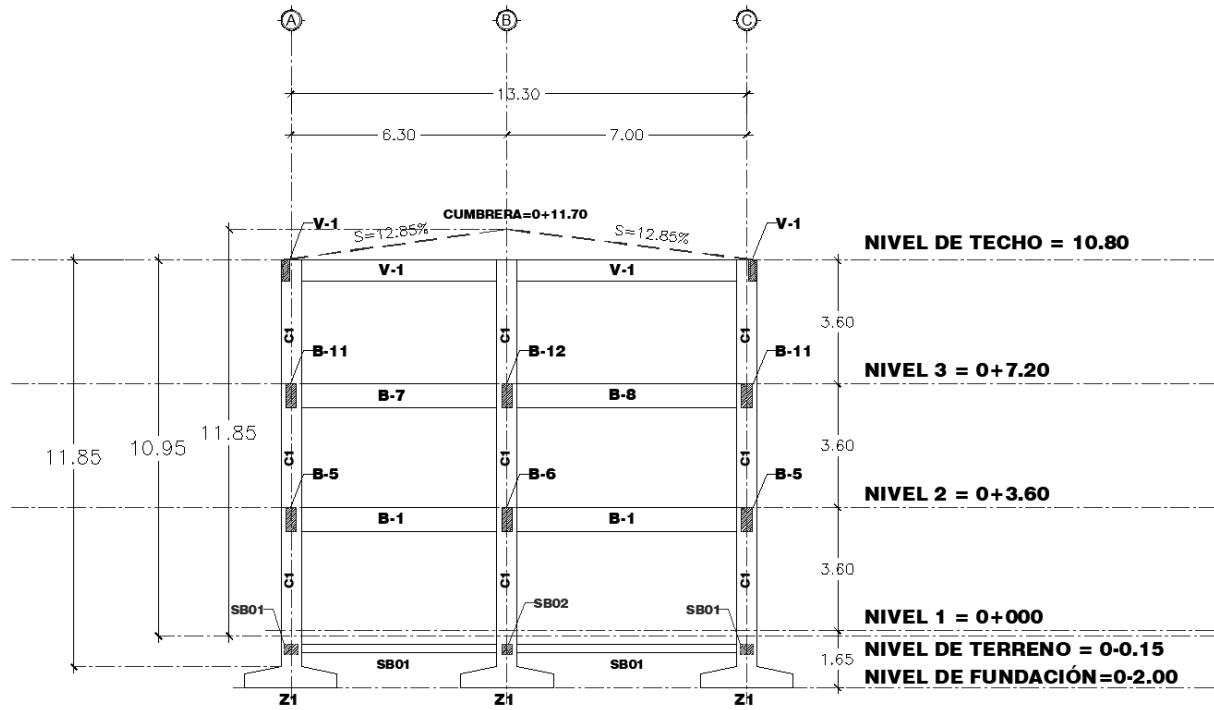


Figura 1C.1-3 - Elevación estructural típica - dirección transversal - Edificio Modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

1C.1.9 Número de claros

- Dirección longitudinal (dirección X): 4 claros
- Dirección transversal (dirección Y): 2 claros

La Figura 1C.1-4, se presenta una planta estructural típica para identificar esquemáticamente el número de claros en la dirección longitudinal y transversal respectivamente:

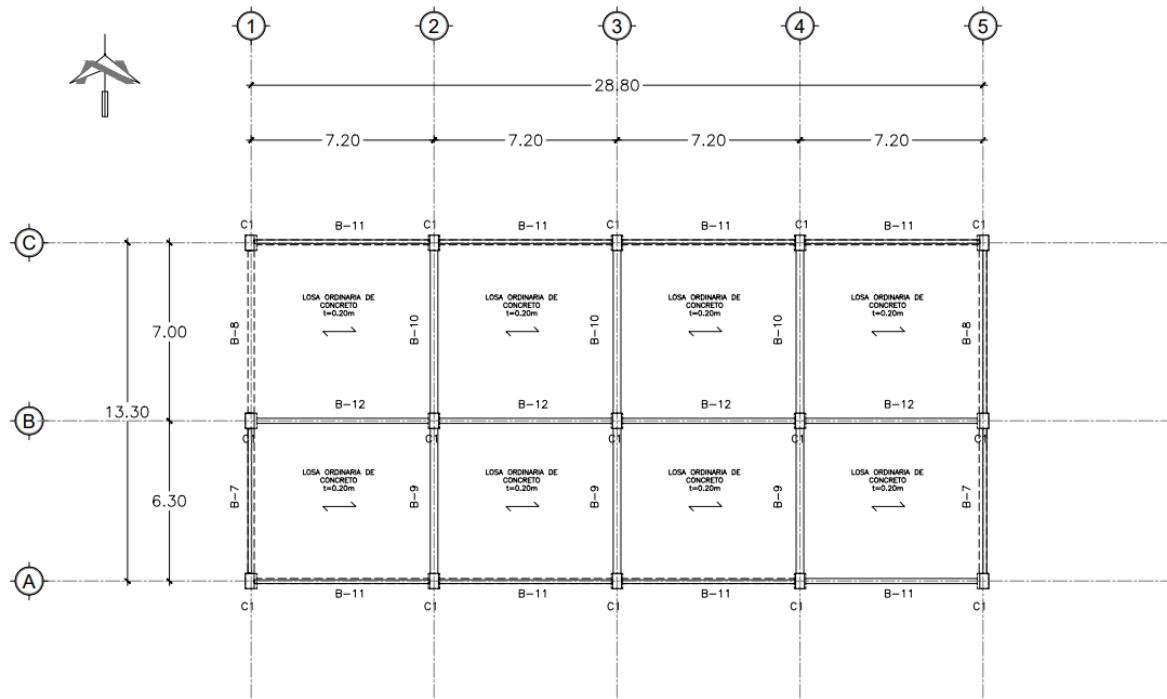


Figura 1C.1-4 Planta estructural típica - Edificio Modelo
(dos claros en la dirección transversal, Y, y cuatro claros en la dirección longitudinal, X)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

1C.1.10. Materiales.

- Concreto: $f'c=210\text{kg/cm}^2$ (20.6N/mm^2)
- Acero de refuerzo: Grado 40 ($2,750\text{ kg/cm}^2$) (269.5 N/mm^2)

1C.1.11. Capacidad de carga del suelo.

- Para fundaciones superficiales: 20 ton/m^2 (196 kN/m^2)
(Un valor normal en el AMSS y la recomendación típica del estudio geotécnico para el cálculo de fundaciones).

1C.1.12. Pared de bloque de concreto.

- Bloques: $f'c= 90\text{ kg/cm}^2$ (8.82N/mm^2)
- Mortero de relleno $f'c = 140\text{ kg/cm}^2$ (13.7 N/mm^2);
- Espesor: 15.0cm.

1C.1.13. Tipo de suelo basado en la NTDS-94 (Espectro de Respuesta).

- Suelo tipo S3
(En el caso más conservador en el medio, generalmente se utiliza este valor para las edificaciones ubicación en el AMSS).

1C.2. Cargas

1C.2.1 Cargas vivas

Tabla 1C.2-1 Cargas vivas consideradas

Descripción	Peso	Unidad
Estructura de techo con pendiente mayor al 5%	0	kg/m ³
Salones	120	kg/m ²

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

1C.2.2 Cargas muertas

Tabla 1C.2-2 Cargas muertas consideradas

Descripción	Peso	Unidad
Concreto reforzado	2400	kg/m ³
Estructura de techo (peso propio)	33	kg/m ²
Pared de bloque de concreto de 15.0cm de espesor	400	kg/m ²
Paredes livianas	300	kg/m ²

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

1C.2.3 Sobrecarga

Tabla 1C.2-3 Valores de sobrecarga considerados

Descripción	Peso	Unidad
Instalaciones eléctricas	20	kg/m ³
Instalaciones hidráulicas	20	kg/m ²
Pisos (incluyendo mortero de nivelación)	130	kg/m ²
Cielo falso	20	kg/m ²

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

1C.2.4 Resumen de cargas sísmicas

Las cargas del Edificio Modelo se resumen en la siguiente Tabla 1C.2-4.

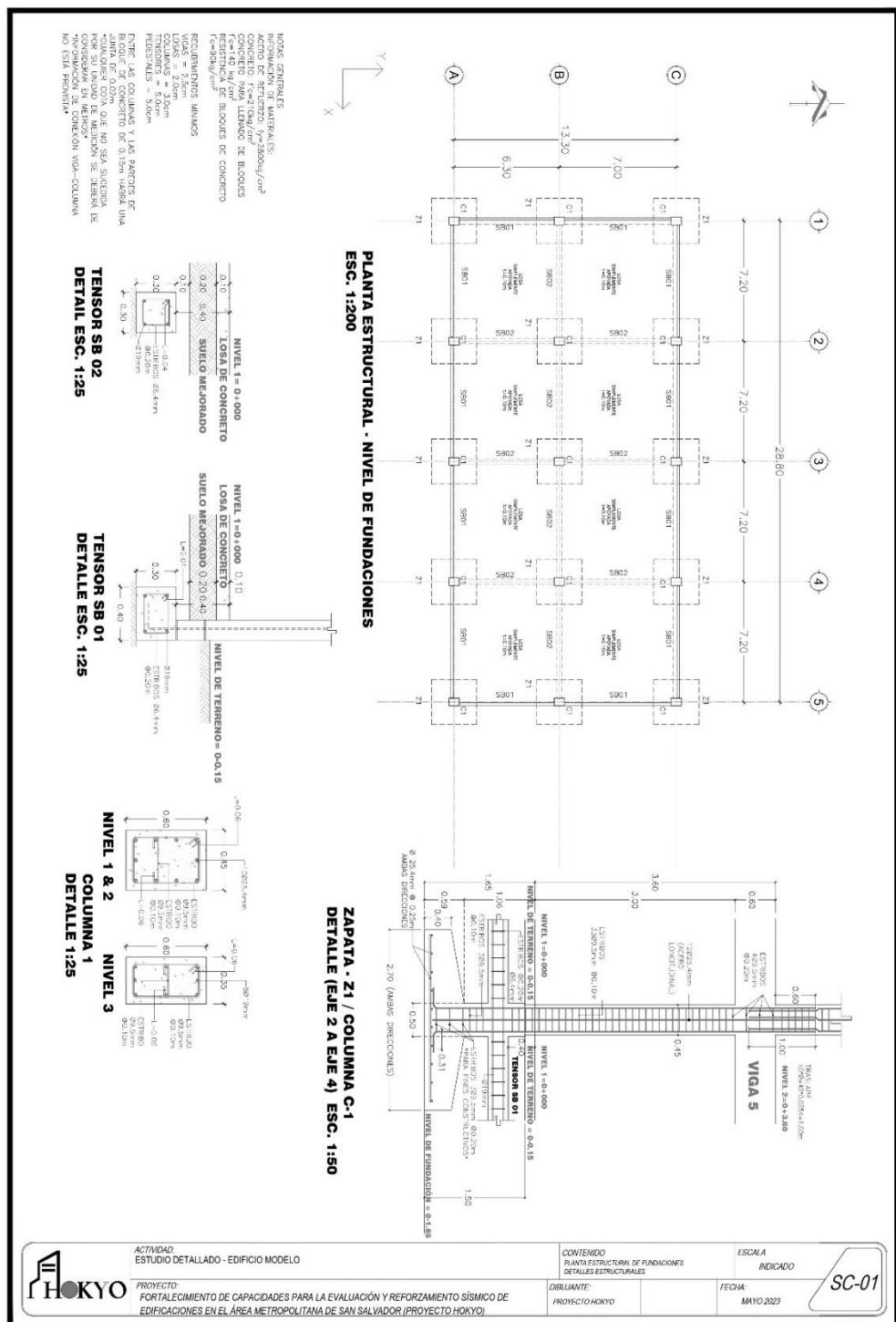
Tabla 1C.2-4 Resumen de cargas sísmicas

ESTRUCTURA DE TECHO + CUBIERTA					
DESCRIPCIÓN	CASO	PESO	SUPERFICIE (m ²)	PESO	
		(ton)		(ton/m ²)	(kN/m ²)
PESO PROPIO	MUERTA	31.79	383.04	0.08	0.78
SOBRECARGA	---	24.72	383.04	0.06	0.59
CARGA VIVA	VIVA	0.00	383.04	0	0
SUMATORIA		56.51		0.14	1.37
SEGUNDO NIVEL					
DESCRIPCIÓN	CASO	PESO	SUPERFICIE (m ²)	PESO	
		(ton)		(ton/m ²)	(kN/m ²)
PESO PROPIO	MUERTA	328.70	383.04	0.86	8.43
SOBRECARGA	---	68.09	383.04	0.18	1.76
CARGA VIVA	VIVA	42.99	383.04	0.11	1.08
SUMATORIA		439.78		1.15	11.27
PRIMER NIVEL					
DESCRIPCIÓN	CASO	PESO	SUPERFICIE (m ²)	PESO	
		(ton)		(ton/m ²)	(kN/m ²)
PESO PROPIO	MUERTA	320.11	383.04	0.84	8.23
SOBRECARGA	---	68.09	383.04	0.18	1.76
CARGA VIVA	VIVA	42.99	383.04	0.11	1.08
SUMATORIA		431.19		1.13	11.07
TOTAL		927.48 ton	9089.kN	2.42 tons/m ²	23.7kN/m ²

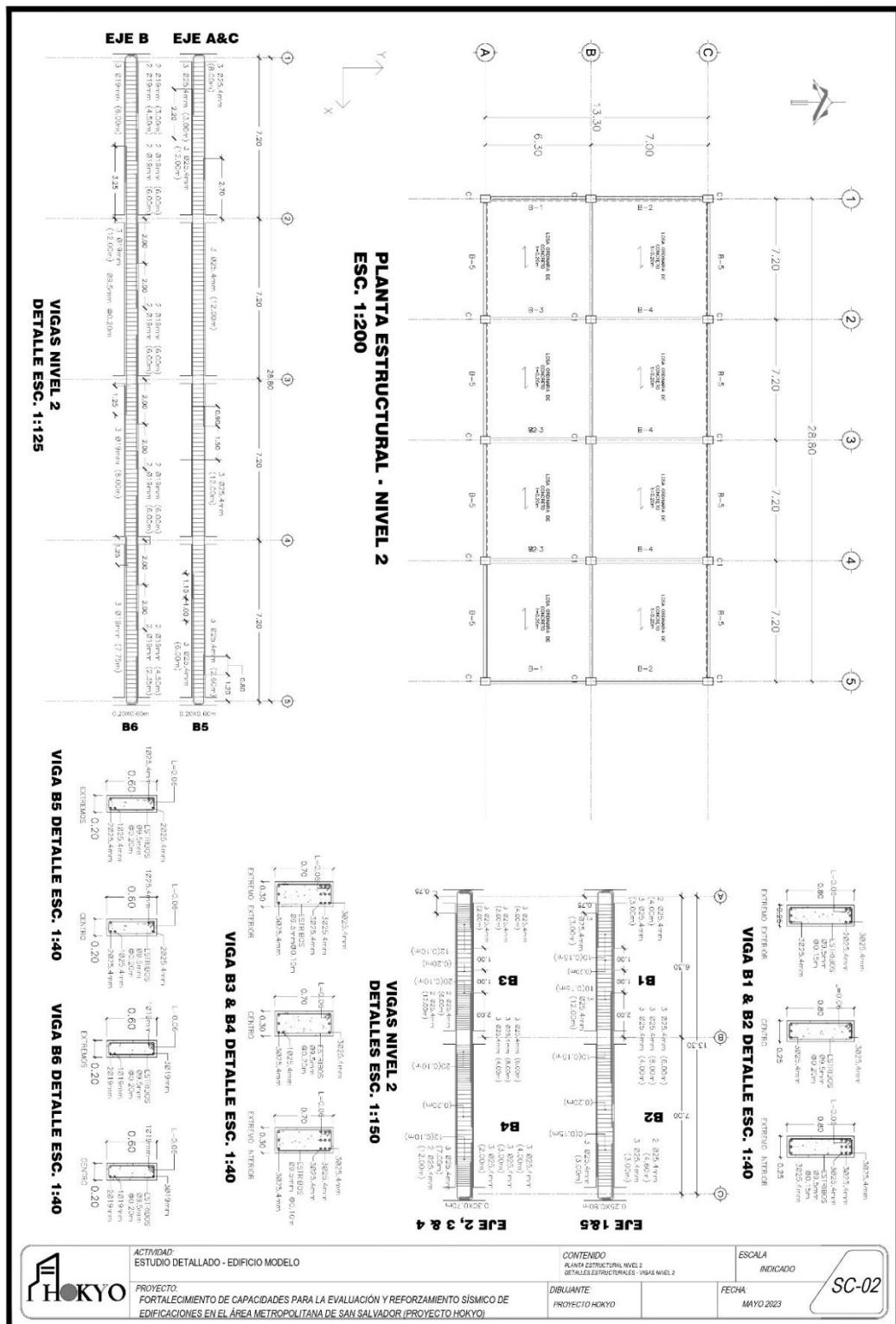
Nota: La carga sísmica para el cálculo de los Capítulos 3C, 4C y 5C respectivamente, no es la misma debido a la diferencia de método de cálculo de las longitudes y superficies de entrepisos, pero estará dentro límites aceptables.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

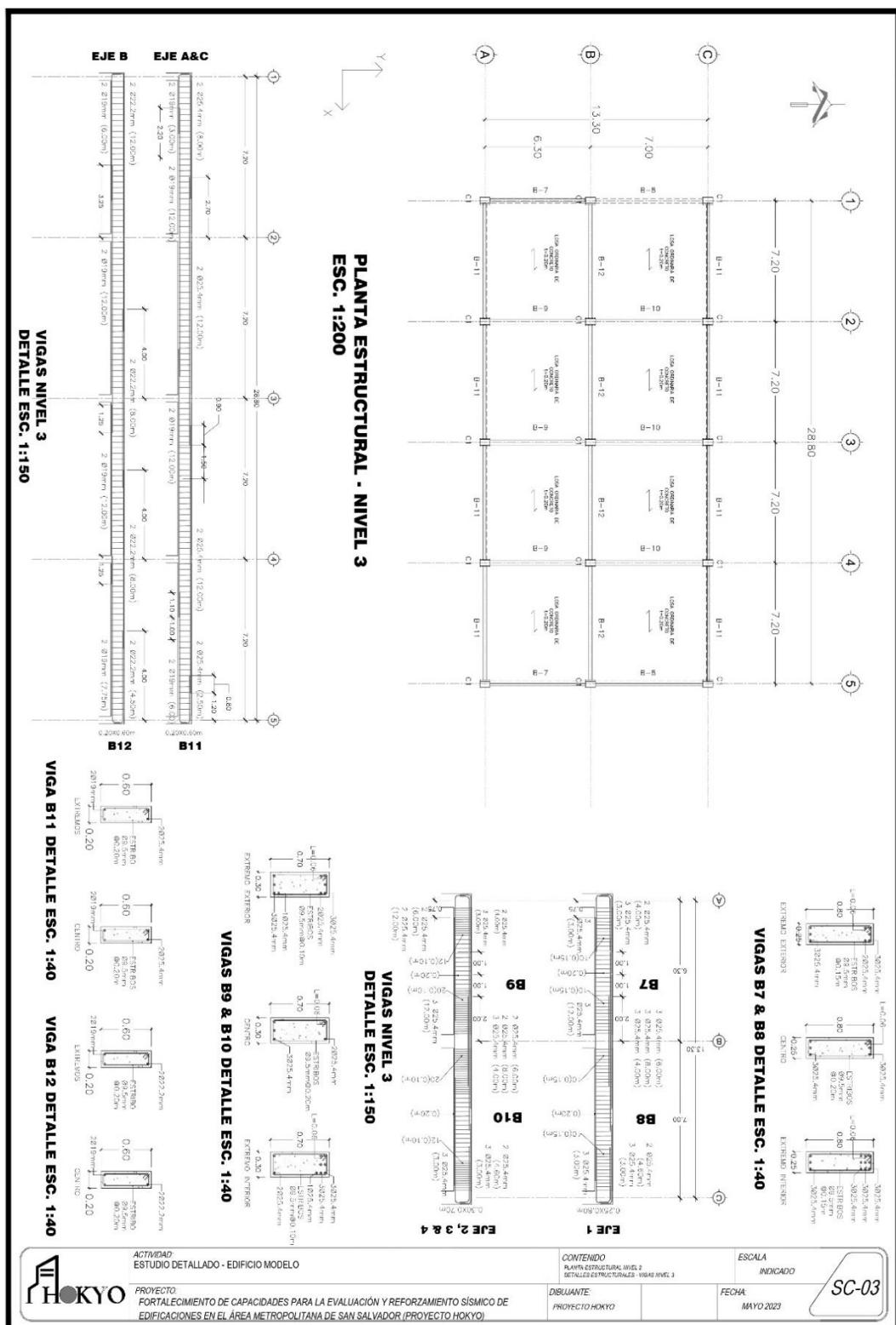
1C.3. Planos



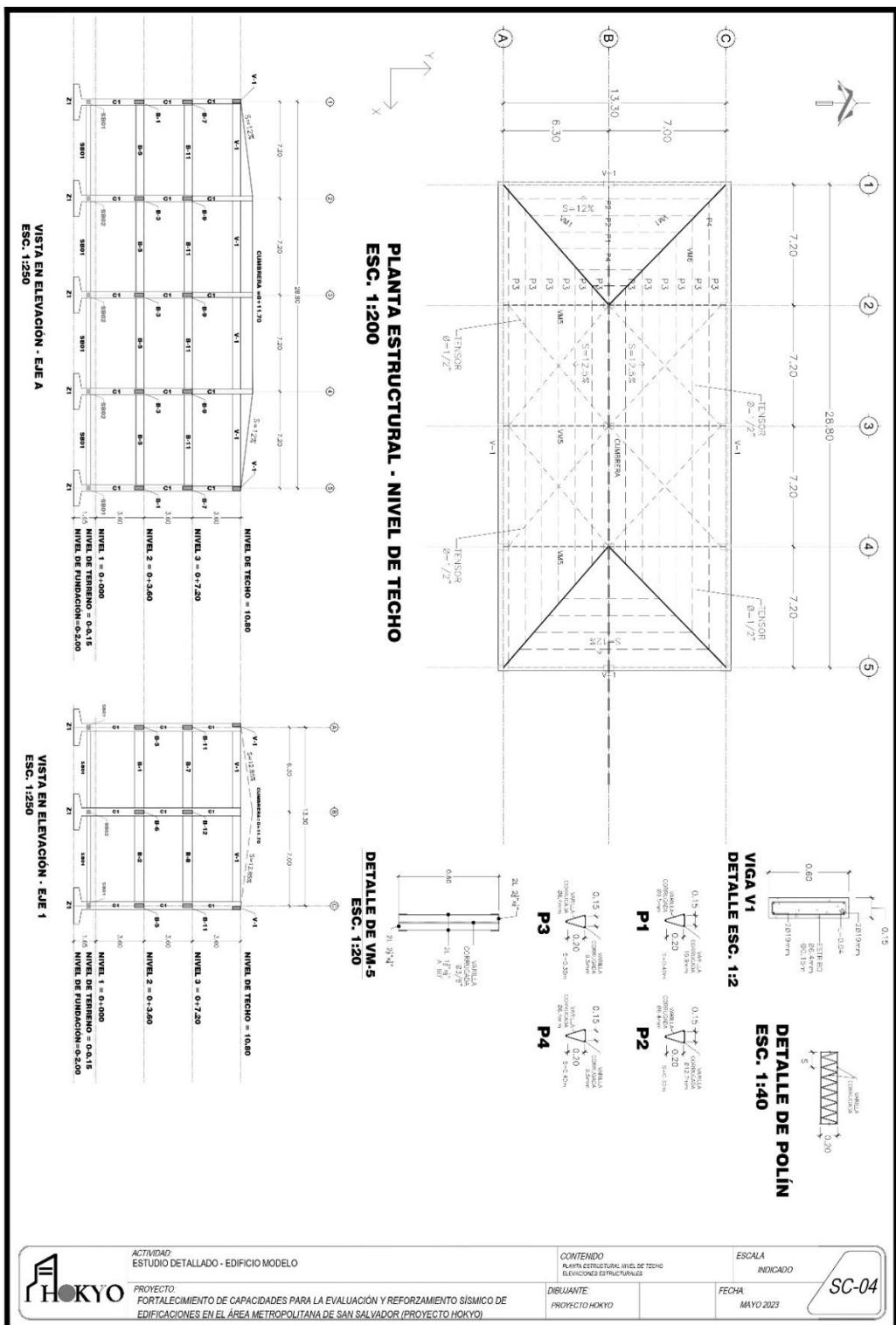
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



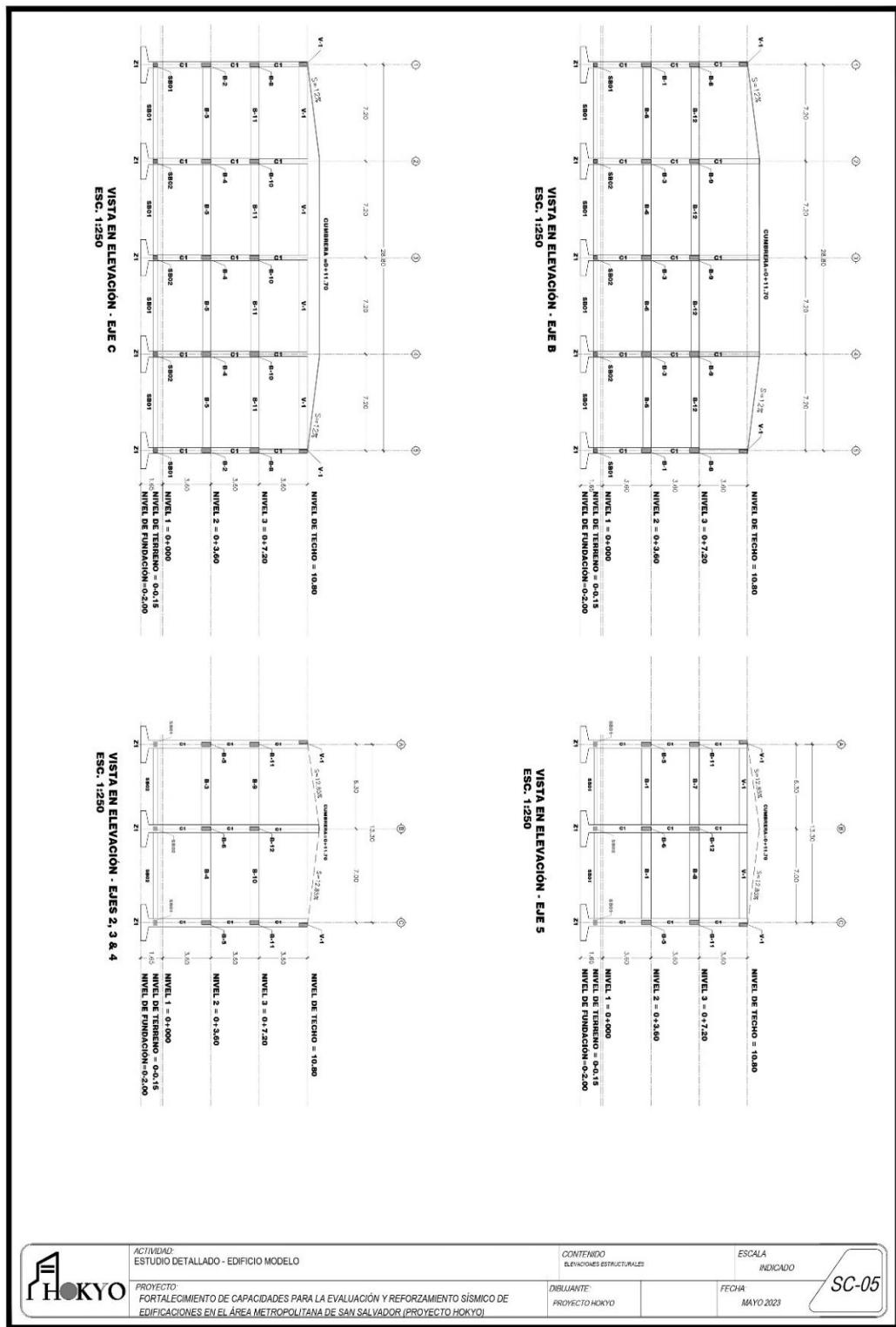
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



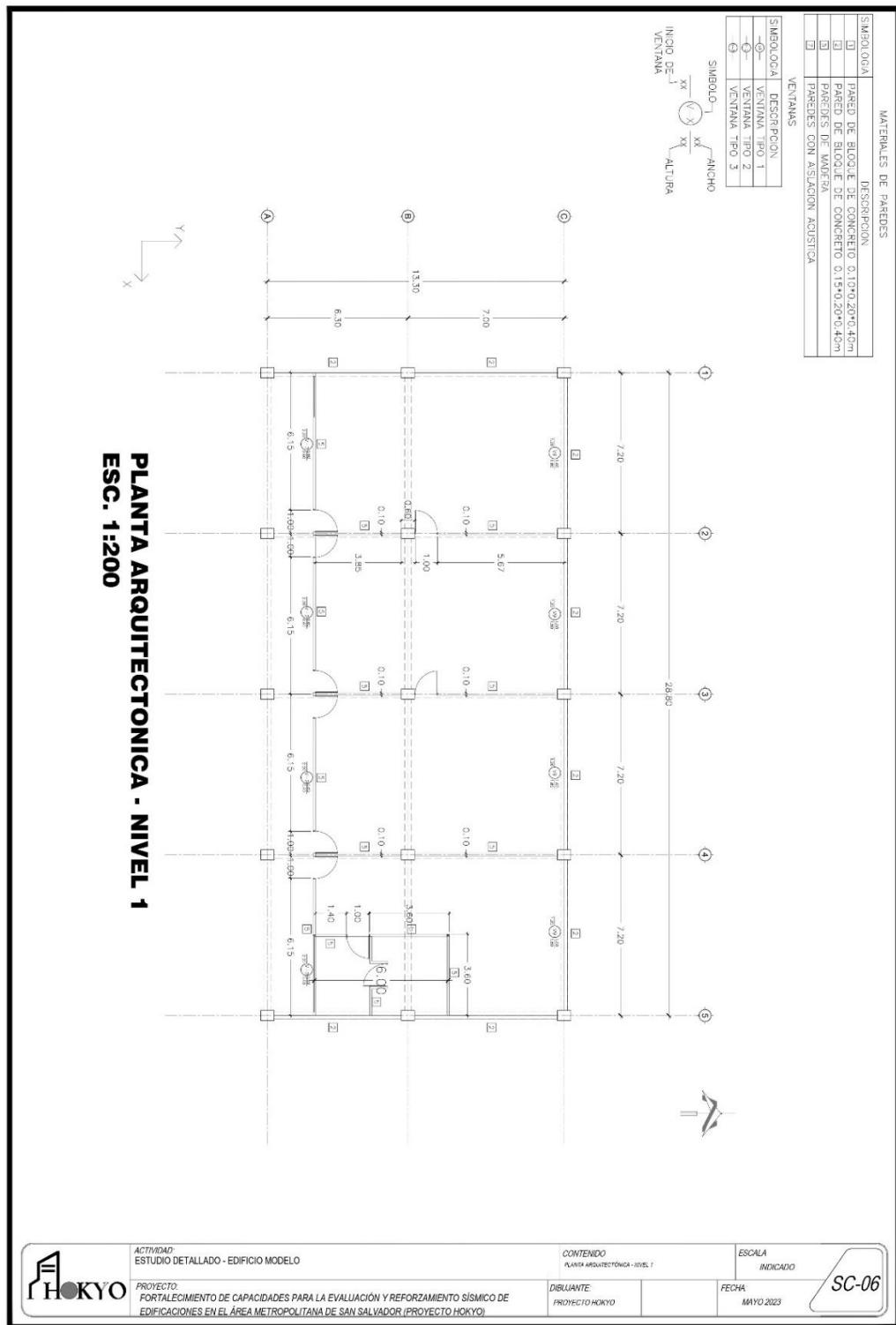
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



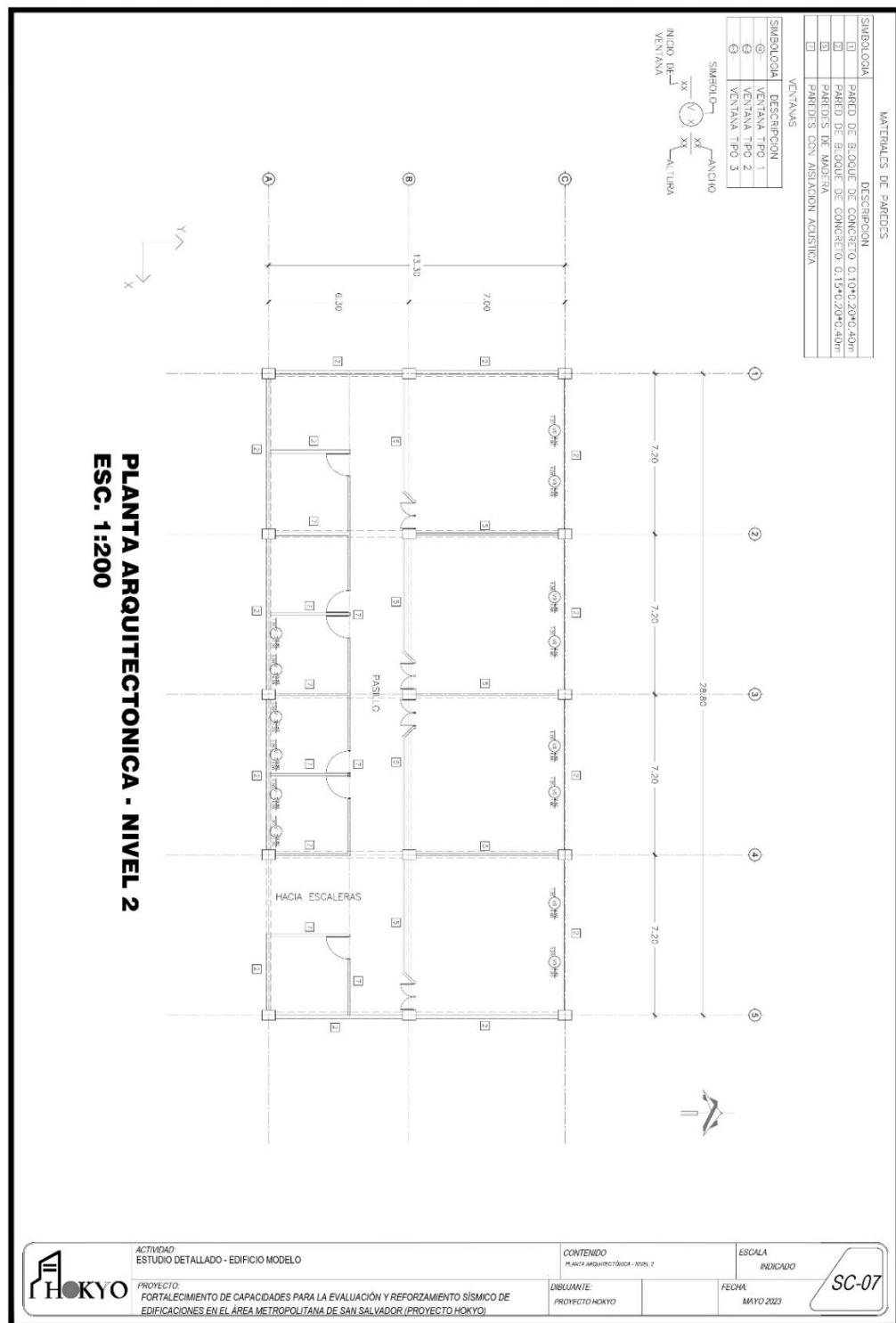
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



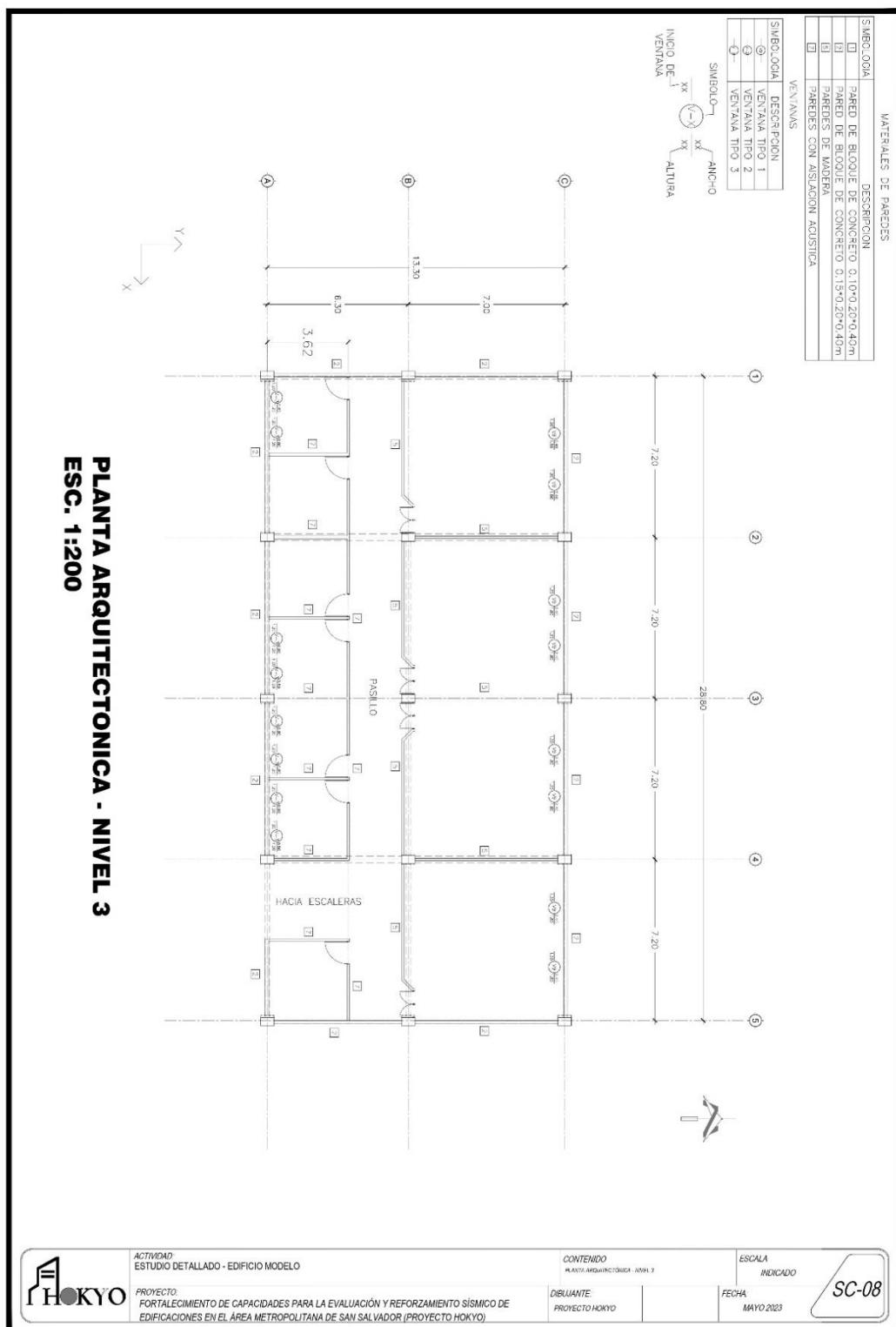
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Capítulo 3.C Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1)

3C.1. Primer Nivel de Evaluación

Debido a que el método del Primer Nivel de Evaluación es un método simple y que no existe información relacionada entre el cálculo del índice I_s y daños en edificios en El Salvador, es recomendable brindar suma atención a su uso para la valoración de la estabilidad estructural en los edificios. Sin embargo, este método podría ser de utilidad para aplicar agrupaciones a edificios en El Salvador en función de su desempeño sísmico. Para una mayor explicación del Primer Nivel de Evaluación, referirse al Capítulo 3.3.

(1) Metodología

- a) El Índice Sísmico de la estructura, I_s , se calculará de para cada nivel y en cada dirección principal de un edificio. El Índice de Irregularidad, S_D , y el Índice de Tiempo, T , serán utilizados para todos los niveles y en todas las direcciones. El Índice I_s se calculará en base a la siguiente expresión:

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad \text{Ec. 3-1}$$

Donde:

E_0 = Índice Sísmico Básico de la estructura;

S_D = Índice de Irregularidad

T = Índice de Tiempo

- b) El Índice de Demanda Sísmica de la estructura, I_{so} , estará basado en la aceleración espectral de respuesta, establecida en la NTDS 94.
- c) Valoración
Se comparará el Índice sísmico de la estructura, I_s , con el Índice de demanda sísmica, I_{so} . Si $I_{so} \geq I_s$, entonces se concluirá que el desempeño sísmico de la estructura es teóricamente satisfactorio; sin embargo, es recomendable prestar suma atención a la valoración de la estabilidad de la estructura en caso de que dicha comparación se realice en base al primer nivel de evaluación.

(2) Índice Sísmico Básico de la estructura, E_0

Tabla 3C.1-1 Clasificación de elementos verticales según el procedimiento del primer nivel de evaluación

Elementos verticales	Definición
Columnas	Columnas con una relación h_o/D mayor a 2
Columnas extremadamente cortas	Columnas con una relación h_o/D menor a 2
Paredes de concreto reforzado	Paredes de concreto reforzado, incluyendo aquellas sin columnas colindantes.

Nota. Duplicado de Tabla 3.2-1.

Nota

h_o : altura efectiva de la columna (mm)

D : espesor de la columna (mm)

Para efectos de cálculo del Edificio Modelo, se considerará la existencia de justas sísmicas entre las

paredes (de bloque de concreto) y las columnas.

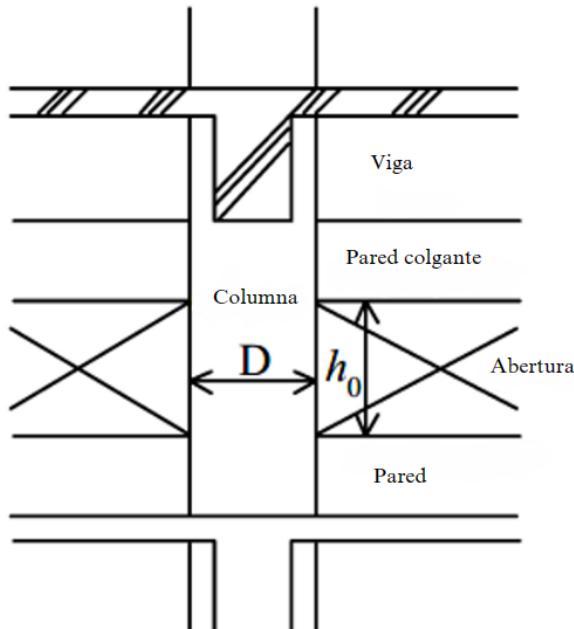


Figura 3C.3C.1-1 Altura efectiva y espesor de columna

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_w \cdot \alpha_1 C_c) \cdot F_w \quad \text{Ec. 3-2}$$

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \cdot F_{sc} \quad \text{Ec. 3-3}$$

En caso de que no haya paredes de concreto reforzado ni columnas extremadamente, Ec. 3-2 y Ec. 3-3 se simplificarán de la siguiente manera:

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_c \cdot F_{(c)}) \quad \text{Ec. 3-4}$$

Donde:

n : número de niveles de un edificio;

i : Número de niveles para la evaluación, donde el primer nivel será numerado como 1, y el último, como n ;

C_c : Índice de resistencia para las columnas, calculado en base a la Ecuación (8) de la normativa japonesa;

α_2 : Factor de resistencia efectivo de las paredes de concreto reforzado en la deformación última de las columnas extremadamente cortas, el cual será tomado como 0.7. En caso de que no existan paredes de concreto reforzado, este factor será despreciado;

α_3 : Factor de resistencia efectivo de las columnas en la deformación última de las columnas extremadamente cortas, el cual será tomado como 0.5 y;

$F_{(c)}$: Índice de ductilidad de las columnas, el cual podrá ser tomado como 1.0, tal y como se muestra en la Tabla 3.2-2 del Capítulo 3.2.4.

(3) Índice de Resistencia, C.

Debido a que las paredes cuentan con juntas sísmicas, se considerará que no existen columnas extremadamente cortas. Tampoco existen paredes de concreto reforzado, solamente columnas de concreto reforzado. Por lo tanto:

$$F_c = 20.6 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistencia a la compresión del concreto, } 210 \text{ kg/cm}^2)$$

Para $F_c > 20$ en la Ec. 3-7:

$$\beta_c = \sqrt{\frac{F_c}{20}} = 1.014$$

Ya que:

$$\frac{h_0}{D} = \frac{4,050}{450} = 9 > 6 \rightarrow \text{En la dirección X}$$

$$\frac{h_0}{D} = \frac{4,000}{600} = 6.7 > 6 \rightarrow \text{En la dirección Y}$$

Entonces:

$$\tau_c = 0.7 \text{ N/mm}^2$$

Área total en planta: $\Sigma A_f = 372 \text{ m}^2$ por nivel.

Peso de cada nivel:

$$\text{Techo: } \Sigma W = 1.5 \text{ kN/mm}^2 \cdot 383 \text{ m}^2 = 574.5 \text{ kN}$$

$$\text{Tercer nivel: } \Sigma W = 11.2 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \cdot 383 \text{ m}^2 = 4,209 \text{ kN}$$

$$\text{Segundo nivel: } \Sigma W = 11.2 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \cdot 383 \text{ m}^2 = 4,209 \text{ kN}$$

Área de columnas:

Las columnas del primer y segundo nivel poseen una sección transversal de 450×600mm.

$$A_c = 450 \cdot 600 = 2.7 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Número de columnas = 15

$$\text{Área transversal total} = 4.05 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Según la Ec. 3-5:

$$C_c = \tau_c \cdot \frac{A_c}{\Sigma W} \cdot \beta_c$$

Tabla 3C.1-2 Cálculo de Índice C_c (Índice de resistencia) en direcciones X y Y

Nivel	Dimensión de columna	Cantidad	Ac (mm ²)	$\tau_c \cdot A_c$ (N)	W (kN)	ΣW (kN)	Cc
3er	350 x 600	15	3.15×10^6	2.205×10^6	574.5	574.5	3.89
2do	450 x 600	15	4.05×10^6	2.835×10^6	4,290kN	4,865	0.591
1er	450 x 600	15	4.05×10^6	2.835×10^6	4,290kN	9,155	0.314

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Donde:

C_C : Índice de resistencia de las columnas

C_{sc} : Índice de resistencia de las columnas extremadamente cortas

τ_c : Esfuerzo cortante promedio en el estado último de las columnas, será tomado como $1N/mm^2$ o $0.7N/mm^2$.

τ_{sc} : Esfuerzo cortante promedio en el estado último de las columnas extremadamente cortas, será tomado como $1.5N/mm^2$.

A_C : Área transversal total en el nivel en cuestión (mm^2)

A_{sc} : Área transversal total de las columnas extremadamente cortas en el nivel en cuestión (mm^2).

ΣA_f : Área total de planta soportada por el nivel en cuestión (mm^2)

ΣW : Peso sísmico total soportado por el nivel en cuestión, será expresado mediante el peso sísmico superficial asumido de $12kN/mm^2$.

F_C : Resistencia a la compresión del concreto que puede tomarse como la resistencia especificada del concreto de diseño en caso de que no se realice un estudio especial, pero no debe superar los $20N/mm^2$ (N/mm^2).

(4) Índice de Ductilidad, F .

Tabla.3C.1-3 Índice de Ductilidad según el procedimiento del primer nivel de evaluación.

Elemento vertical	Índice de Ductilidad, F
Columnas ($h_0/D > 2$)	1.0
Columnas extremadamente cortas ($h_0/D \leq 2$)	0.8
Paredes de concreto reforzado	1.0

Nota. Duplicado de Tabla 3.2-2

(5) Índice de Irregularidad, S_D

A partir de la Tabla.3C.1-4, se determina que, para el Primer Nivel de Evaluación, el Índice de Irregularidad es igual a $S_D = 1.00$

Tabla.3C.1-4 Índice de Irregularidad, S_D

	Gi (Grado)			R (Factor de ajuste)			
	1.0	0.9	0.8	$R1_i$	$R2_i$		
Equilibrio en planta	A	Regularidad	Regular a_1	Casi regular a_2	Irregular a_3	1.0	0.50

		Gi (Grado)			R (Factor de ajuste)		
		1.0	0.9	0.8	$R1_i$	$R2_i$	
Equilibrio en elevación	B	Relación de aspecto en planta	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$b < 8$	0.5	0.25
	C	Parte estrecha	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 8$	$c < 0.5$	0.5	0.25
	D	Junta de expansión *1	$\frac{1}{100} \leq d$	$\frac{1}{200} \leq d < \frac{1}{100}$	$D < \frac{1}{200}$	0.50	0.25
	E	Relación de área de vanos en planta	$e \leq 0.1$	$5 < e \leq 8$	$0.3 < e$	0.50	0.25
	F	Excentricidad de área de vanos	$f_1 \leq 0.4 \text{ &} f_2 \leq 0.10$	$f_1 \leq 0.4 \text{ &} 0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1 \text{ o } 0.3 < f_2$	0.25	0
	H	Piso debajo de nivel de terreno	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	0.5	0.5
	I	Uniformidad de altura de niveles	$0.8 \leq I$	$0.7 \leq I < 0.8$	$I < 0.7$	0.5	0.25
	J	Piso blando	No es piso blando	Piso blando	Piso blando excéntrico	1.0	1.0
	K						

Nota. Duplicado de Tabla 3.3-2.

(6) Índice de Tiempo, T

Un valor de $T = 1.0$ es aplicado, para más información, referirse al Capítulo 3C.2 Segundo nivel de evaluación.

(7) Cálculo del Índice Sísmico Básico de la estructura, E_o , e Índice Sísmico de la estructura, I_s .

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T$$

Donde:

E_o : Índice Sísmico básico de la estructura;

S_D : Índice de Irregularidad ($S_D = 1.0$); y

T : Índice de Tiempo ($T = 1.0$).

Tabla 3C.1-5 Resultados de la Evaluación Sísmica - 1er Nivel de Evaluación

Nivel	$\frac{n+1}{n+i}$	Dirección X				Dirección Y			
		C	F	E_o	I_s	C	F	E_o	I_s
3	0.667	3.89	1.0	2.59	2.59	3.89	1.0	2.59	2.59
2	0.800	0.591	1.0	0.473	0.473	0.591	1.0	0.473	0.473
1	1.000	0.314	1.0	0.314	0.314	0.314	1.0	0.314	0.314

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

(8) Índice de Demanda Sísmica de la estructura, I_o

Tipo de suelo: S3

Período fundamental del edificio:

$$T = C_t h_n^{3/4} = 0.07 \cdot 11.85^{3/4} = 0.447s \rightarrow T < T_o \rightarrow 0.447s < 0.60s$$

Factor de Importancia

$$I = 1.2$$

Índice de Demanda Sísmica de la estructura

$$I_{so} = A \cdot I \cdot C_o = 0.4 \cdot 1.2 \cdot 3.0 = 1.44$$

(9) Resultados

Tabla.3C.1-6 Valoración para cada nivel y cada dirección principal

Nivel	I_{so}	Dirección X		Dirección Y	
		I_s	Valoración	I_s	Valoración
3	1.44	2.59	Satisfactorio	2.59	Satisfactorio
2		0.473	No satisfactorio	0.473	No satisfactorio
1		0.314	No satisfactorio	0.314	No satisfactorio

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

3C.2. Segundo Nivel de Evaluación

3C.2.1 Generalidades

El segundo nivel de evaluación es un método que se basa en la suposición que las vigas son más fuertes que las columnas, por lo que el mecanismo de colapso se produce en las columnas. La formulación o no del mecanismo de colapso de las columnas es importante, por lo que se estudia en cada dirección principal de la siguiente manera:

a) Estudio de mecanismo de colapso en la dirección X (dirección longitudinal).

Comparación de la resistencia a flexión de una columna y viga determinada en el eje 2 del segundo nivel.

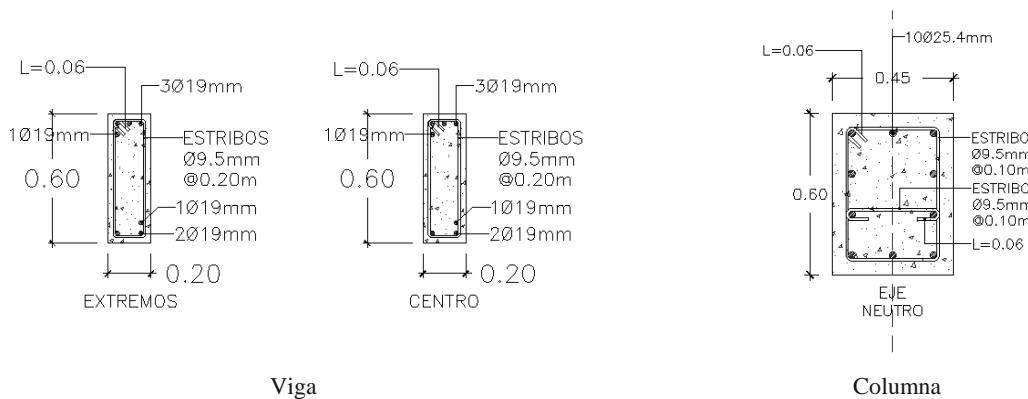


Figura 3C.2-1 Secciones Transversales - Viga y Columna - Eje 2 - Nivel 2

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

En el caso del segundo nivel de evaluación, cuatro varillas principales de Ø25.4mm de la columna se evaluarán como acero de refuerzo a tensión.

Columnas del Primer Nivel:

$$M_U = 403 kN \cdot m$$

Donde M_U en la conexión viga – columna es igual a:

$$M_U = 403 + 87(199 kN \times 0.30 m) = 463 kN \cdot m$$

Columna

$$\Sigma M_C = 463 + 385 = 848 kN \cdot m$$

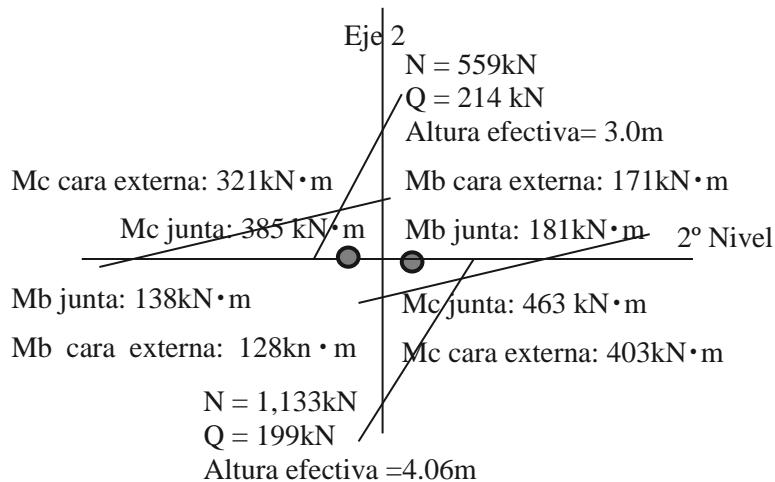
Viga

$$\begin{aligned} 1.2 \times \Sigma M_b &= 1.2 \times (138 + 181) \\ &= 383 kN \cdot m \end{aligned}$$

Por lo tanto:

$$\Sigma M_C > 1.2 \Sigma M_B$$

Por lo tanto, se supone el mecanismo de colapso de vigas.



En cuanto a la dirección X (longitudinal), se evalúa el mecanismo de colapso de la viga. Dado que la carga del suelo se transfiere a la dirección X y la resistencia a la flexión de la viga es menor que la de la columna. En general, la resistencia horizontal del modo de colapso de la viga es menor que la del modo de colapso de la columna, y la ductilidad es mayor que la del modo de colapso de la columna. Sin embargo, se observa que muchas columnas de los edificios de concreto reforzado existentes fueron dañadas por un gran terremoto en el pasado. La aplicación del método de evaluación del 2º nivel para la dirección X del edificio modelo se realiza únicamente a modo de referencia. Sin embargo, a partir de lo descrito anteriormente, todavía es posible que se considere una losa bidireccional a este edificio existente de concreto reforzado.

b) Estudio de mecanismo de colapso en la dirección Y (dirección transversal)

Comparación de resistencia a flexión de vigas y columnas en el segundo nivel del eje B.

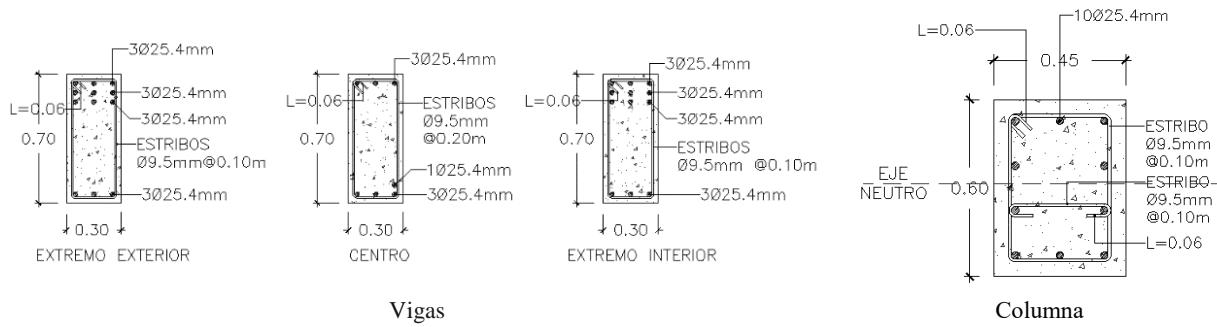


Figura 3C.2-2 Secciones Transversales - Viga y Columna - Eje B - Nivel 2

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

En el caso de la aplicación del segundo nivel de evaluación, se evalúan 3 varillas de acero de refuerzo Ø25.4mm como acero de refuerzo a tensión.

Columnas del Primer Nivel:

$$M_U = 491kN * m$$

Donde M_U en el centro de la viga – columna es igual a:

$$Mu = 491 + 87(247kN * 0.35m) = 578kN * m$$

Columna:

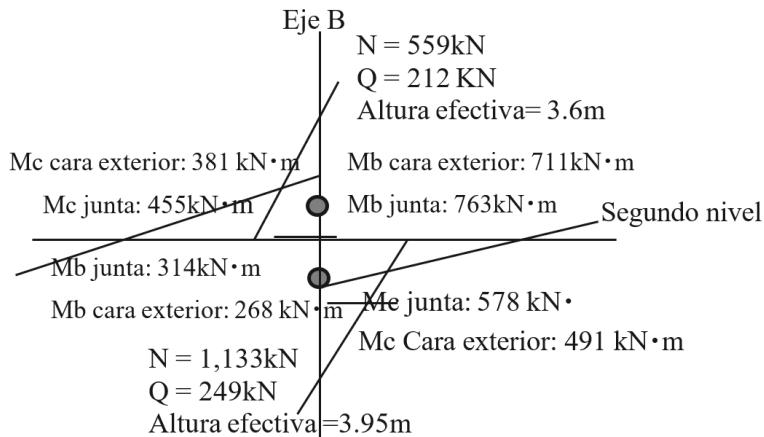
$$\begin{aligned}\Sigma M_C &= 455 + 578 \\ &= 1,033 kN \cdot m\end{aligned}$$

Viga

$$\begin{aligned}1.2 \Sigma M_B &= 1.2 * (763 + 314) \\ &= 1,291 kN \cdot m\end{aligned}$$

$$\Sigma M_C < 1.2 \Sigma M_B$$

Por lo tanto, se supone el mecanismo de colapso de columnas



El M_u de la columna en la junta se ha calculado a partir del M_u en la cara exterior de la viga y este se extiende hasta el centro de la junta.

c) **Comparación de resistencia en la dirección Y (transversal) mediante el análisis Pushover**

Por otra parte, la resistencia a flexión evaluada mediante el análisis Pushover (ETABS), además de analizar las 3 varillas de acero de refuerzo de $\emptyset 25.4$ mm, se analiza adicionalmente una segunda capa de $2\emptyset 25.4$ mm.

Columnas del primer nivel:

$$Mu = 610 kN \cdot m$$

Donde Mu en el centro de la viga – columna es igual a:

$$Mu = 610 + 108(3009 kN * 0.35 m) = 718 kN \cdot m$$

(De la Sección 3.2 de Curva de Interacción N-M del Capítulo 5C.3.1, y los pasos de análisis para vigas)

Columnas

$$\begin{aligned}\Sigma M_C &= 594 + 718 \\ &= 1,312 kN \cdot m\end{aligned}$$

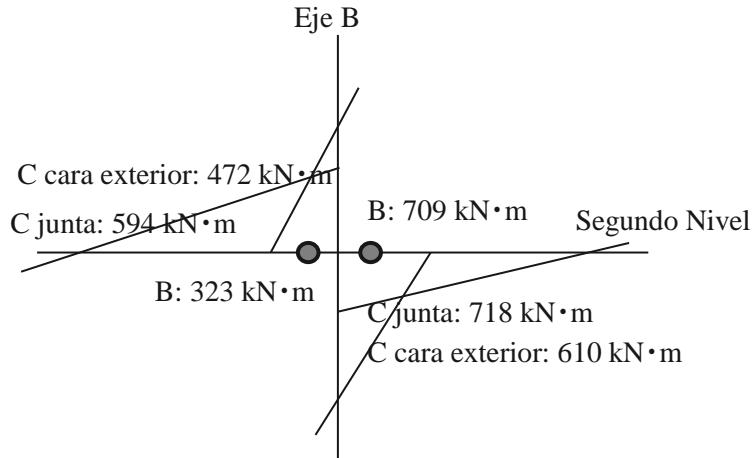
Vigas

$$\begin{aligned}1.2 \Sigma M_B &= 1.2(709 + 323) kN \\ &* m \\ &= 1,238 kN \cdot m\end{aligned}$$

$$\Sigma M_C > 1.2 \Sigma M_B$$

Mecanismo de colapso de vigas

ETABS Pushover



Esta diferencia del modo de colapso se debe a la diferencia de la ecuación de evaluación de resistencia a flexión de la columna para cada método descrito.

La resistencia a flexión de la columna obtenida mediante el análisis Pushover es igual 610kN·m, siendo 1.24 veces más que los 491kN·m que se obtiene utilizando el método del 2º Nivel de Evaluación Sísmica.

Como información, en el último paso del análisis Pushover, el M_u de la columna es 666kN·m, y es un 1.35 veces de 491kN·m que se obtiene utilizando el 2º Nivel de Evaluación Sísmica.

3C.2.2 Métodos de Evaluación y Criterios de Valoración

(a) Método.

Se aplican los Procedimientos del Índice Sísmico (Tipo 1) del Manual de Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado. Cuando no se indica en el manual, es debido a que se han seguido las siguientes normas y directrices japonesas, El Índice de Demanda Sísmica, I_{so} , que describe el espectro de aceleración de respuesta de la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) de 1994, se aplica como objetivo del comportamiento sísmico.

“Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001 Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001 and Technical Manual for Seismic Evaluation and Seismic retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001” escrito en inglés y publicado por la Asociación Japonesa de Prevención de Desastres en Edificaciones (Japan Building Disaster Prevention Association).

(b) Criterios de Valoración

El Índice Sísmico de la estructura, I_s , se calcula en cada dirección y para cada nivel para su comparación con el Índice de demanda sísmica, I_{so} , el cual se mediante la aceleración del espectro de respuesta de la NTDS 94.

$$I_s \geq I_{so}; \text{ aceptable}$$

Por lo que se aplica el 2º Nivel de Evaluación.

Índice de demanda sísmico propuesto para estructuras, I_{so}

Del espectro de diseño de aceleración de respuesta, definido en la NTDS 94, se tiene que:

$$C_s = AIC_o / R \times \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ec. C3-1}$$

Nota. Ecuación (4.2) Norma Técnica de Diseño por Sismo (p. 7) por Ministerio de Obras Públicas y Asociación de Ingenieros y Arquitectos, 1994.

$$I_{so} = C_s R = AIC_o \times \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T \geq T_o$$

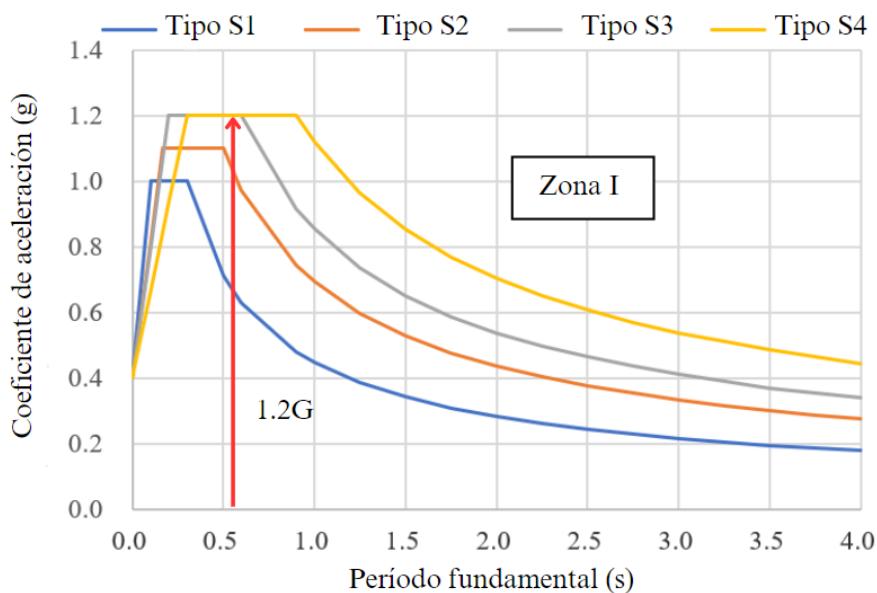
$$I_{so} = AIC_o \quad T < T_o$$

$$I_{so} = 0.4 + 6T \quad (\text{Tipo de suelo S1})$$

$$I_{so} = 0.4 + 4.192T \quad (\text{Tipo de suelo S2}) \quad T < T_m$$

$$I_{so} = 0.4 + 2.667T \quad (\text{Tipo de suelo S4})$$

Utilizando un Factor de Importancia: $I = 1.2$ (Edificios de ocupación especial).



Espectro de Diseño de Aceleración de Respuesta de la NTDS 94

Para un Tipo de Suelo S3:

$$T = C_t h n^{\frac{3}{4}} \quad \text{Ec. 3-13}$$

Donde:

T: Período del edificio;

Ct: 0.073 para Edificios de Concreto Reforzado,

hn: Altura del Edificio (m)

Por lo tanto:

$$T = 0.073 * 11.85^{3/4} = 0.447s; T_o = 0.6s$$

$$0.447s < 0.6s$$

Entonces:

$$I_{so} = AIC_o = 0.4 * 1.2 * 3.0 = 1.44$$

3C.2.3 Información General del Edificio

a) Peso sísmico e información general

Referirse a la sección 1C.2.

Tabla 3C.2-1 Peso Sísmico del Edificio

Nivel	Wi	ΣWi
3	554kN	---
2	4,267kN	4,821 kN
1	4,267kN	9,089 kN

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 3C.2-2 Información Referente a Calidad de Materiales

Material	Características
Concreto	$F_c = 20.6 \text{N/mm}^2 (210 \text{kg/cm}^2)$
Acero de refuerzo	$1.1\sigma_y = 1.1 * 274.6 \text{N/mm}^2 = 302. (1.1 * 2,800 \text{ kg/cm}^2)$, Grado 40

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

3C.2.4 Evaluación de Columnas (utilizando unidades del SI)

A continuación, se muestra un ejemplo de evaluación de la columna B-2, utilizando unidades del Sistema Internacional:

Fuerza axial: $N=1,133 \text{kN}$, $N/bD= 4.58 \text{N/mm}^2$, Relación de fuerza axial: $N/bDF_c=0.204$

a) Dirección X

Sección típica de columna ($b \times D$)= $450 \text{mm} \times 600 \text{mm}$ (en el primer y segundo nivel).

Altura efectiva (H_o) = 3.9m (en el primer nivel).

Acero de refuerzo a tensión= $4\varnothing 25.4 \text{mm}$

Área de acero de refuerzo a tensión (at)= $2,026 \text{mm}^2$

Acero de refuerzo principal= $10\varnothing 25.4 \text{mm}$

Relación de acero de refuerzo a tensión (Pt)= 0.75%

$$M/Q \cdot d = 3.0 \cdot 1.95/0.40 = 4.88$$

Refuerzo cortante: $3\varnothing 9.5\text{mm} @ 100\text{mm}$; $pw = 3 \cdot 70.8 / (600 \cdot 100) = 0.00354$

$$N = 1,133\text{kN}$$

$$Mu = 423.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Qmu = 423.3 / (3.9/2) = 217.1\text{kN}$$

$$Qsu = 413.1\text{kN}$$

$Qsu/Qmu = 1.90 > 1.0$, tipo de falla por flexión

$$s/d = 3.94$$

$$c \tau u/Fc = 0.804 / 20.6 = 0.039$$

$$H/D = 3,900/450 = 8.67$$

Ángulo Plástico de Deriva

$$cR_{mp} = 10 \cdot (cQ_{su}/cQ_{mu} - q) \cdot cR_{my}$$

$$cR_{mp} = 10 \cdot (1.90 - 1.0) \cdot 1/150 = 9.5/150 = 0.060$$

Ángulo de deriva en resistencia máxima a flexión

$$cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp} = 0.0067 + 0.060 = 0.067 = 1/15.0 > 1/30$$

Índice de Ductilidad

$$F = \frac{\sqrt{\left(\frac{2R_{mu}}{R_y} - 1\right)}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{R_{mu}}{R_y}\right)}$$

$$F = \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 0.067}{0.0067} - 1\right)}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{0.067}{0.0067}\right)} = 3.87; 3.87 > 3.2 \text{ (valor límite)}$$

$$F = 3.2$$

b) Dirección Y

Altura efectiva (H_0) = 3.8m (en el primer nivel).

Acero de refuerzo a tensión = $3\varnothing 25.4\text{mm}$

Área de acero de refuerzo a tensión (at) = $1,519\text{mm}^2$

Acero de refuerzo principal = $10\varnothing 25.4\text{mm}$

Relación de acero de refuerzo a tensión (Pt) = 0.563%

$$M/Q \cdot d = 3.0 \cdot 1.95/0.55 = 3.45$$

$$Mu = 490.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Qmu = 258.4\text{kN}$$

$$Qsu = 393.7\text{kN}$$

$Qsu/Qmu = 1.52 > 1.0$, tipo de falla por flexión

Refuerzo cortante: $2\varnothing 9.5\text{mm} @ 100\text{mm}$; $\text{pw} = 2 * 70.8 / (450 * 100) = 0.00315$

$s/d = 3.94$

$c\tau u/F_c = 0.957 / 20.6 = 0.045$

$H/D = 3,800/600 = 6.33$

Ángulo Plástico de Deriva

$$cR_{mp} = 10 \cdot (cQ_{su}/cQ_{mu} - q) \cdot cR_{my}$$

$$cR_{mp} = 10 \cdot (1.52 - 1.0) \cdot 1/150 = 5.2/150 = 0.035$$

Ángulo de deriva en resistencia máxima a flexión

$$cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp} = 0.0067 + 0.035 = 0.0417 = 1/24.0 > 1/30$$

Índice de Ductilidad

$$F = \frac{\sqrt{\left(\frac{2R_{mu}}{R_y} - 1\right)}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{R_{mu}}{R_y}\right)}$$

$$F = \frac{\sqrt{\left(\frac{2 * 0.042}{0.0067} - 1\right)}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{0.042}{0.0067}\right)} = 3.42; 3.42 > 3.2 \text{ (valor límite)}$$

$$F = 3.2$$

(1) Resistencia Última a Flexión

Según la Ec. 3-19

Para $N_{max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot F_c$

$$M_u = \left\{ 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c \right\} \cdot \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

Para $0.4b \cdot D \cdot F_c \geq N > 0$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

Para $0 > N > N_{min}$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D$$

Donde:

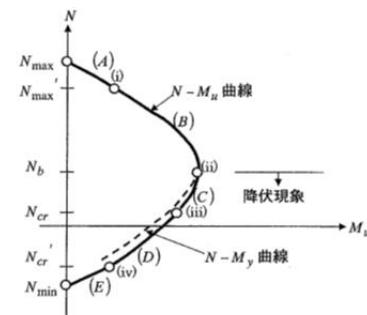
N_{max} = Resistencia a compresión axial = $b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y (N)$

N_{min} = Resistencia de tensión axial = $-a_g \cdot \sigma_y (N)$.

N = Fuerza axial (N).

a_t = Área total de la sección transversal del acero de refuerzo a tensión (mm^2).

a_g = Área total de la sección transversal del acero de refuerzo (mm^2).



- B = Ancho de columna (mm).
 D = Espesor de columna (mm).
 σ_y = Resistencia a fluencia de acero de refuerzo (N/mm²).
 F_c = Resistencia a compresión de concreto (N/mm²).

Ejemplo: columna B-2, Nivel 1, dirección X: b x D= 450mm x 600mm

Fuerza Axial, N=1,133kN

Relación de fuerza axial:

$$\frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} = \frac{1,133 \times 10^3}{450 \cdot 600 \cdot 20.6} = 0.204 < 0.40$$

$$0.4b \cdot D \cdot F_c = 0.4 \cdot 450 \cdot 600 \cdot 20.6 = 2.24 \times 10^3 kN$$

Se utiliza la segunda ecuación para resistencia última a flexión

Resistencia de fluencia de acero de refuerzo: $1.1 \cdot \sigma_y = 302.0 \frac{N}{mm^2}$

Resistencia a compresión del concreto: $F_c = 20.6 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0.8a_t \cdot \sigma_y D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \\
 M_u &= 0.8 \cdot 1,520 \cdot 302.0 + 0.5 \cdot 1,133 \times 10^3 \cdot 600 \cdot \left(1 - \frac{1,133 \times 10^3}{450 \cdot 600 \cdot 20.6}\right) \\
 M_u &= 2020.3 \times 10^6 + 270.7 \times 10^6 \\
 M_u &= \frac{491.0 \times 10^6 N}{mm} = 491.0 kN \cdot m (50.1 ton \cdot m)
 \end{aligned}$$

(2) Resistencia Última a Cortante

Según la Ec. 3-18

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot s\sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

Donde:

- p_t = Relación de refuerzo a tensión (%) = $a_t/(b \cdot D)$
 p_w = Relación de refuerzo cortante, $p_w = 0.012$ for $p_w \leq 0.012$.
 $s\sigma_{wy}$ = Resistencia de fluencia de refuerzo por cortante (N/mm²).
 \square_o = Esfuerzo axial de la columna (N/mm²).
 D = Peralte efectivo de la columna. $D=50\text{mm}$ puede ser aplicado.
 M/Q = Longitud de tramos a cortante. El valor por defecto es igual a $h_o/2$, en mm,
 $1 \leq M / (Q \cdot d) \leq 3.0$
 h_o = Altura libre de la columna.
 J = Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, un valor por defecto de
 $0.8D$, en mm, puede ser aplicado
 B = Ancho de la columna.

Ejemplo: columna B-2, Nivel 1, dirección X: b x D= 450mm x 600mm

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (18+F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$$p_t = (a_t \cdot 100)/(b \cdot D) = (3 \cdot 506.5 \cdot 100)/(450 \cdot 600) = 0.563\%$$

$$p_w (\text{gancho de } 135^\circ) = a_w/s \cdot b = 2 \cdot 70.8/100 \cdot 450 = 0.00315$$

a_w = área de refuerzo cortante; s = espaciamiento de estribos

$$s \sigma_{wy} = 302.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_o = N/b \cdot D = 1,133 \times 10^3 / (450 \cdot 600) = 4.19 \text{ N/mm}^2$$

$$M/Q \cdot D = 1,950/550 = 3.54 \rightarrow 3.0$$

$$\begin{aligned} {}_c Q_{su} &= \left(0.053 \cdot 0.563^{0.23} \cdot \frac{(18+20.6)}{3.12} + 0.85 \sqrt{(0.00315 \cdot 302.0) + 0.419} \right) \cdot 450 \cdot 0.8 \cdot 600 \\ {}_c Q_{su} &= (0.575 + 0.829 + 0.419) \cdot 450 \cdot 0.8 \cdot 600 \times 10^3 \\ {}_c Q_{su} &= 393.7 \times 10^3 \text{ N} = 393.7 \text{ kN} (40.2 \text{ ton}) \end{aligned}$$

3C.2.5 Evaluación del Edificio

a) Índice de Resistencia, C.

La siguiente tabla muestra el cálculo de Q_u a partir de M_u (Momento Flector) en la dirección X para el nivel 1.

Tabla 3C.2-3 Evaluación de Índice de Resistencia e Índice de Ductilidad - Nivel 1 - Dirección X

Columna	N y	Qu	Número de columnas	ΣQ	ΣC	F
	ΣW (kN)	(kN)		(kN)		
C1 (B-3)	598	174.5	3	523.5	0.0576	3.2
C2 (B-2)	1133	217.1	3	651.3	0.0716	3.2
C3 (B-1)	538	169	3	507	0.0558	3.2
C4 (A-3)	299	145.6	2	291.2	0.0302	3.2
C5 (A-2)	568	171.8	2	343.6	0.0378	3.2
C6 (A-1)	269	142.5	2	285	0.0313	3.2
	$\Sigma W = 9075$	--	15	2,601.60	0.286	--

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

La fuerza axial total es igual a 9,075kN y es ligeramente diferente de los 9,098kN

Para los niveles superiores se sigue el mismo procedimiento de cálculo.

Tabla 3C.2-4 Evaluación de Índice de Ductilidad - Nivel 2 – Dirección X

Columna	Qu (kN)	Número de columnas	ΣQ (kN)	F
C1 (B-3)	191.6	3	574.8	3.2
C2 (B-2)	227.1	3	681.3	3.2
C3 (B-1)	187.4	3	562.2	3.2
C4 (A-3)	169.9	2	339.8	3.2
C5 (A-2)	189.5	2	379	3.2
C6 (A-1)	167.7	2	335.4	3.2
ΣQ=2872kN, C=2872/4821 (peso sísmico) = 0.596				

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 3C.2-5 Evaluación de Índice de Ductilidad - Nivel 3 – Dirección X

Columna	Qu (kN)	Número de columnas	ΣQ (kN)	F
C1 (B-3)	66.8	3	200.4	3.2
C2 (B-2)	71.3	3	213.9	3.2
C3 (B-1)	66.3	3	198.9	3.2
C4 (A-3)	64.2	2	128.4	3.2
C5 (A-2)	66.5	2	133	3.2
C6 (A-1)	63.9	2	127.8	3.2
ΣQ=918 kN, C=1,002/554 (peso sísmico) = 1.809				

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Se prosigue el cálculo en la dirección Y

Tabla 3C.2-6 Evaluación de Índice de Resistencia e Índice de Ductilidad - Nivel 1 - Dirección Y

Columna	N y	Qu	Número de columnas	ΣQ	ΣC	F
	ΣW (kN)	(kN)		(kN)		
C1 (B-3)	598	200.1	3	600.3	0.066	3.2
C2 (B-2)	1133	258.4	3	775.2	0.0853	3.2
C3 (B-1)	538	192.6	3	577.8	0.0636	3.2
C4 (A-3)	299	164.9	2	329.8	0.0363	3.2
C5 (A-2)	568	201.7	2	403.4	0.0444	3.2
C6 (A-1)	269	160.5	2	321	0.0353	3.2
	ΣW=9,075	-	15	3,007	0.331	-

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

La fuerza axial total es igual a 9,705kN, variando ligeramente con el resultado de 9,089kN.

Nota: El cálculo detallado de la columna a C2 (B-2) se muestra en los Anexos a manera de ejemplo.

De manera similar, se realiza el proceso de cálculo para los siguientes niveles superiores

Nivel 2

Tabla 3C.2-7 Evaluación de Índice de Ductilidad - Nivel 2 - Dirección Y

Columna	Qu	Número de columnas	ΣQ	F
	(kN)		(kN)	
C1 (B-3)	191.6	3	574.8	3.2
C2 (B-2)	227.1	3	681.3	3.2
C3 (B-1)	187.4	3	562.2	3.2
C4 (A-3)	169.9	2	339.8	3.2
C5 (A-2)	189.5	2	379	3.2
C6 (A-1)	167.7	2	335.4	3.2
ΣQ=3032kN, C=3,242/4821 (peso sísmico) =0.673				

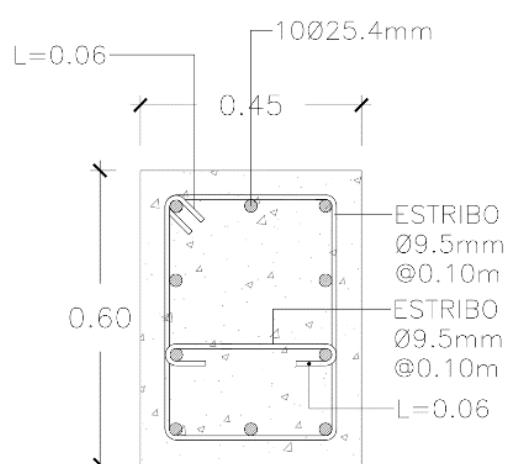
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 3C.2-8 Evaluación de Índice de Ductilidad - Nivel 3 - Dirección Y

Columna	Qu	Número de columnas	ΣQ	F
	(kN)		(kN)	
C1 (B-3)	66.8	3	200.4	3.2
C2 (B-2)	71.3	3	213.9	3.2
C3 (B-1)	66.3	3	198.9	3.2
C4 (A-3)	64.2	2	128.4	3.2
C5 (A-2)	66.5	2	133	3.2
C6 (A-1)	63.9	2	127.8	3.2
ΣQ=918 kN, C=1,002/554 (peso sísmico) = 1.809				

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 3C.2-9 Resumen de Resistencia por Flexión (Q_{mu}), Resistencia por Cortante (Q_{su}) e Índice de Ductilidad (F).

Descripción	Columna interna (B-2, nivel 1)	
Sección transversal, refuerzo principal, refuerzo cortante	 <p>Dimensiones expresadas en cm.</p> <p>Acero de refuerzo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_y = 274.6 \text{ N/mm}^2$ • $\sigma_y \cdot 1.1 = 302.0 \text{ N/mm}^2$ <p>Concreto:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $f_c = 20.6 \text{ N/mm}^2$ <p>Fuerza axial:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $N = 1,133 \text{ kN}$ 	
	\Leftrightarrow Acero a tensión: 4 -Ø25.4mm, estribos:3-9.5mm @ 100,	\Leftrightarrow Acero a tensión: 3 -Ø25.4mm, estribos:2-9.5mm @ 100,
	$P_w = 0.354\%$	$P_w = 0.354\%$
	$L_o = 3.9 \text{ m}$ (altura libre)	$L_o = 3.8 \text{ m}$ (altura libre)
	$M_u = 423.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $Q_{mu} = 217.1 \text{ kN}$ $Q_{su} = 413.1 \text{ kN}$ $Q_{su}/Q_{mu} = 1.9 > 1.0$, Falla a flexión $C = Q_{mu}/N = 217.1/1,133 = 0.192$	$M_u = 490.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $Q_{mu} = 258.4 \text{ kN}$ $Q_{su} = 393.7 \text{ kN}$ $Q_{su}/Q_{mu} = 1.50 > 1.0$, falla a flexión $C = Q_{mu}/N = 258.4/ 1,133 = 0.228$
Índice de Ductilidad, F	Ángulo Plástico de Deriva $cR_{mp} = 10 \cdot (cQ_{su}/cQ_{mu} - q) \cdot cR_{my}$ $cR_{mp} = 10 \cdot (1.90 - 1.0) \cdot 1/150 = 9.0/150$ $cR_{mp} = 0.060$ Ángulo de deriva en resistencia última a flexión $cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp} = 0.0067 + 0.060$	Ángulo Plástico de Deriva $cR_{mp} = 10 \cdot (cQ_{su}/cQ_{mu} - q) \cdot cR_{my}$ $cR_{mp} = 10 \cdot (1.52 - 1.0) \cdot 1/150 = 5.2/150$ $cR_{mp} = 0.035$ Ángulo de deriva en resistencia última a flexión

	$R_{mu} = 0.067 = 1/15.0 > 1/30,$ $F = \left[\frac{\sqrt{\left(\frac{2R_{mu}}{R_y} - 1 \right)}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{R_{mu}}{R_y} \right)} \right]$ $F = \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 0.067}{0.0067} - 1 \right)}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{0.067}{0.0067} \right)} = 3.87 > 3.2$ $F = 3.2$	$cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp} = 0.0067 + 0.035$ $R_{mu} = 0.042 = 1/24.0 > 1/30,$ $F = \left[\frac{\sqrt{\left(\frac{2R_{mu}}{R_y} - 1 \right)}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{R_{mu}}{R_y} \right)} \right]$ $F = \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 0.042}{0.0067} - 1 \right)}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{0.042}{0.0067} \right)} = 3.45 > 3.2$ $F = 3.2$
	<p>Factores relacionados al Índice de Ductilidad (F)</p> <p>1) Relación de fuerza axial $N/(bDF_c) = \eta = 0.204$</p> <p>2) Esfuerzo cortante en columnas $c\tau_u/F_c = Q_u/b \times d \times F_c = 0.065$</p> <p>3) Relación de refuerzo a tensión, $P_t = at/b \times d = 0.75\%$</p> <p>4) Espaciamiento de estribos, $s/db = 100/25.4 = 3.94$</p> <p>5) Altura libre, $Ho/D = 3,900/450 = 8.67$</p>	<p>Factores relacionados al Índice de Ductilidad (F)</p> <p>1) Relación de fuerza axial $N/bDF_c = \eta = 0.204$</p> <p>2) Esfuerzo cortante en columnas $c\tau_u/F_c = Q_u/b \times d \times F_c = 0.056$</p> <p>3) Relación de refuerzo a tensión, $P_t = at/b \times d = 0.563\%$</p> <p>4) Espaciamiento de estribos $s/db = 100/25.4 = 3.94$</p> <p>6) Altura libre, $Ho/D = 3,800/600 = 6.33$</p>

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

b) Columnas y paredes no estructurales

En este Edificio Modelo, se han provisto juntas estructurales con un espesor de 20mm entre las paredes no estructurales y las columnas. No posee paredes estructurales.

c) Conexión viga – columna

El 2º Nivel de Evaluación considera el mecanismo de colapso en columnas. La resistencia a cortante de la conexión viga – columna no ha sido analizada en este caso.

d) Índice de Irregularidad S_D

Tabla 3C.2-10 Índice de Irregularidad S_D

			Gi (Grado)			R (Factor de ajuste)	
			1.0	0.9	0.8	$R1_i$	$R2_i$
Equilibrio en planta	A	Regularidad	Regular a_1	Casi regular a_2	Irregular a_3	1.0	0.50
	B	Relación de aspecto en planta	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$b < 8$	0.5	0.25
	C	Parte estrecha	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 8$	$c < 0.5$	0.5	0.25
	D	Junta de expansión *1	$\frac{1}{100} \leq d$	$\frac{1}{200} \leq d < \frac{1}{100}$	$D < \frac{1}{200}$	0.50	0.25
	E	Relación de área de vanos en planta	$e \leq 0.1$	$5 < e \leq 8$	$0.3 < e$	0.50	0.25
	F	Excentricidad de área de vanos	$f_1 \leq 0.4 \text{ &} f_2 \leq 0.10$	$f_1 \leq 0.4 \text{ &} 0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1 \text{ o } 0.3 < f_2$	0.25	0
Equilibrio en elevación	H	Piso debajo de nivel de terreno	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	0.5	0.5
	I	Uniformidad de altura de niveles	$0.8 \leq I$	$0.7 \leq I < 0.8$	$I < 0.7$	0.5	0.25
	J	Piso blando	No es piso blando	Piso blando	Piso blando excéntrico	1.0	1.0

Nota. Duplicado de Tabla 3.3-2

Índice de Irregularidad de segundo nivel SD2' (A~K)

Excentricidad	3 rd	1 ≤ 0.1	0.1 < 1 ≤ 0.15	0.15 < 1	1.000
	2 nd	1 ≤ 0.1	0.1 < 1 ≤ 0.15	0.15 < 1	1.000
	1 st	1 ≤ 0.1	0.1 < 1 ≤ 0.15	0.15 < 1	1.000

(Rigidez/masa) Relación de niveles arriba y abajo	3 rd	n ≤ 1.2	1. 2 < n ≤ 1.7	1. 7 < n	1.000
	2 nd	n ≤ 1.2	1. 2 < n ≤ 1.7	1. 7 < n	1.000
	1 st	n ≤ 1.2	1. 2 < n ≤ 1.7	1. 7 < n	0.900

Relación (rigidez/masa) de niveles arriba y abajo

El valor n en el nivel 1 es de 1.67, mayor a 1.2, entonces el Índice de Irregularidad, S_D , es igual a 0.9

Tabla 3C.2-11 Cálculo de valor n

Nivel	ΣW (kN)	Altura de nivel (mm)	Área de columnas (mm ²)	Relación (rigidez/masa) Área de Columna/Altura de columna ΣW	$\beta = (N-1)/N$ N: Número de pisos de apoyo	Valor n de relación (rigidez/masa) de niveles arriba y abajo
3	601.	3,600	3.66x10 ⁶	3.38 (Dirección Y= 2.84)	2.0	0.034 < 1.2
2	5,255	3,600	4.388x10 ⁶	0.116	0.5	0.592 < 1.2
1	9,909	4300	4.388x10 ⁶	0.0687	0.667	1.69 > 1.2

Nota: por efectos de análisis, el área de las columnas en voladizo fue reducida a la mitad debido a dicha condición.

Nota. Fuente [Proyecto HOKYO]

e) Índice de Tiempo de la Estructura T

Para definir el Índice de Tiempo de la Estructura se basó en el Segundo nivel de evaluación, como se muestra en la Tabla 3C.2-12, se define un T=1.0, por lo que dicho valor será tomado en los cálculos presentados posteriormente.

Tabla 3C.2-12 Índice de Tiempo de la Estructura

Item	Porción	Rango	Grado	Deflexiones y agrietamientos estructurales			Deterioro y envejecimiento		
				a	b	c	a	b	c
I Losa, incluyendo viga secundaria	1) 1/3 o más del área del piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001	0.005	0.001
	2) 1/3~1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0	0.002	0
	3) 1/9 o menor	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0	0.001	0
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0	0	0
II Viga	1) 1/3 o más del número total de elementos en cada dirección	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004	0.005	0.001
	2) 1/3~1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001	0.005	0.001
	3) 1/9 o menor	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0	0.002	0
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0	0	0
III Pared y Columna	1) 1/3 o más del total de elementos	0.15	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011	0.045	0.011
	2) 1/3~1/9	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004	0.015	0.004
	3) 1/9 o menor	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001	0.005	0.001
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0	0	0
Reducción	Subtotal								
Total	Gran Total			P1				P2	

Nota. Duplicado de Tabla 3.3-3

- f) **Índice Sísmico Básico de la Estructura, Eo , e Índice Sísmico de la Estructura Is**
 El Índice Sísmico Básico de la Estructura, Eo , se calcula de la siguiente manera:

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} \times C \times F \quad \text{Ec. 3-16}$$

Mientras que el Índice Sísmico de la Estructura se determina como se muestra a continuación:

$$I_s = E_o \times S_D \times T \quad \text{Ec. 3-1}$$

Para el nivel 1 el Índice de Irregularidad de la Estructura, S_D , se ha tomado como 0.90, mientras que para los demás niveles (nivel 2 y nivel 3) se ha tomado como 1.0. Por otra parte, el Índice de Tiempo de la Estructura, T , se ha tomado como 1.0 para todos los niveles.

Tabla 3C.2-13 Resultados de la Evaluación Sísmica.

Nivel	(n+1)	Dirección X				Dirección Y			
	(n+i)	C	F	Eo	Is	C	F	Eo	Is
3	0.667	1.809	3.2	3.861	3.861	2.530	3.2	5.400	5.400
2	0.800	0.596	3.2	1.525	1.525	0.673	3.2	1.723	1.723
1	1.000	0.286	3.2	0.915	0.824	0.331	3.2	1.059	0.953

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

g) Valoración

Con un Factor de Importancia, I , de 1.2 se define el Índice de demanda sísmica de la siguiente manera:

$$Iso = 1.2 \times 1.2 = 1.44$$

Tabla 3C.2-14 Valoración para cada nivel.

Nivel	Iso	Dirección X		Dirección Y	
		Is	Valoración	Is	Valoración
3	1.44	3.861	Satisfactorio	5.400	Satisfactorio
2		1.525	Satisfactorio	1.723	Satisfactorio
1		0.824	No satisfactorio	0.953	No satisfactorio

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

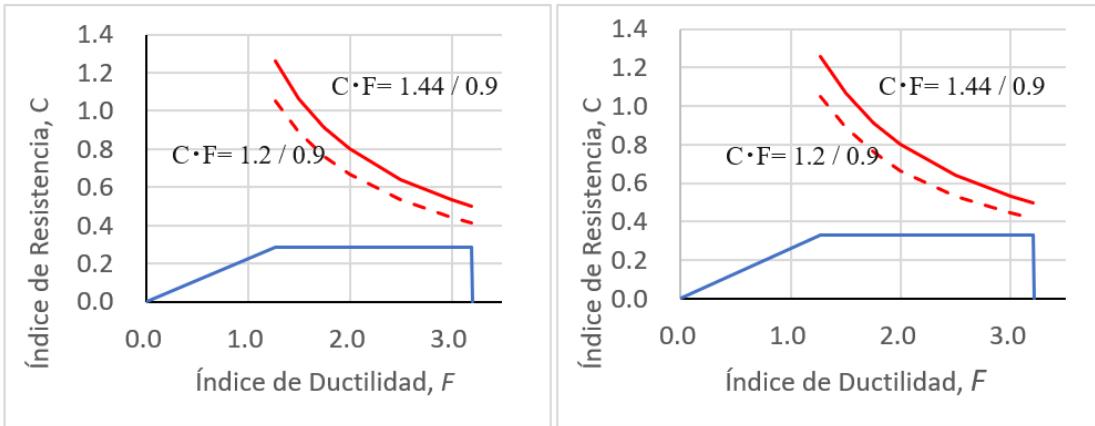


Figura 3C.2-3 Relación C F en el nivel 1 (Izquierda: Dirección X - Derecha: Dirección Y)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

h) Revisión de columnas ante carga vertical

Se conduce la revisión de la columna B-2 ante la carga vertical utilizando los siguientes parámetros:

- Tipo de concreto: Concreto Ordinario
- Resistencia a la compresión (F_C): 20.6N/mm²

$$\text{Relación de fuerza axial} = \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C} = \frac{N}{450 \cdot 600 \cdot 20.6} = 0.204 < 0.40$$

La capacidad ante fuerzas axiales de la columna es satisfactoria

Referencia:

Ejemplo de cálculo para la columna B-2 del nivel 1, dirección Y

(3) Resistencia Última a Flexión

Según la Ec. 3-19

Para $N_{max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot F_C$

$$M_u = \left\{ 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_C \right\} \cdot \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_C} \right)$$

Para $0.4b \cdot D \cdot F_C \geq N > 0$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C} \right)$$

Para $0 > N > N_{min}$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D$$

Donde:

N_{max} = Resistencia a compresión axial = $b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y (N)$

N_{min} = Resistencia de tensión axial = $-a_g \cdot \sigma_y (N)$.

N = Fuerza axial (N).

a_t = Área total de la sección transversal del acero de refuerzo a tensión (mm²).

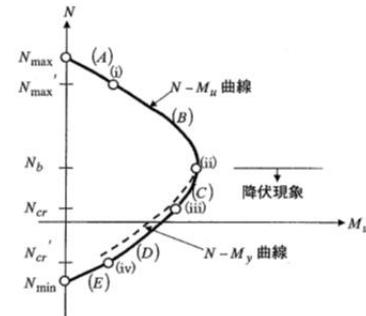
a_g = Área total de la sección transversal del acero de refuerzo (mm²).

b = Ancho de columna (mm).

D = Espesor de columna (mm).

σ_y = Resistencia a fluencia de acero de refuerzo (N/mm²).

F_c = Resistencia a compresión de concreto (N/mm²).



Ejemplo: columna B-2, Nivel 1, dirección X: b x D= 450mm x 600mm

Fuerza Axial, N=1,133kN

Relación de fuerza axial:

$$\frac{N}{b \cdot D \cdot F_C} = \frac{1,133 \times 10^3}{450 \cdot 600 \cdot 20.6} = 0.204 < 0.40$$

$$0.4b \cdot D \cdot F_C = 0.4 \cdot 450 \cdot 600 \cdot 20.6 = 2.24 \times 10^3 kN$$

Se utiliza la segunda ecuación para resistencia última a flexión

Resistencia de fluencia de acero de refuerzo: $1.1 \cdot \sigma_y = 302.0 \frac{N}{mm^2}$

Resistencia a compresión del concreto: $F_c = 20.6 N/mm^2$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$M_u = 0.8 \cdot 1,520 \cdot 302.0 + 0.5 \cdot 1,133 \times 10^3 \cdot 600 \cdot \left(1 - \frac{1,133 \times 10^3}{450 \cdot 600 \cdot 20.6}\right)$$

$$M_u = 2020.3 \times 10^6 + 270.7 \times 10^6$$

$$M_u = \frac{491.0 \times 10^6 N}{mm} = 491.0 kN \cdot m (50.1 ton \cdot m)$$

(4) Resistencia Última a Cortante

Según la Ec. 3-18

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

Donde:

p_t = Relación de refuerzo a tensión (%) = $a_t/(b \cdot D)$

p_w = Relación de refuerzo cortante, $p_w = 0.012$ for $p_w \geq 0.012$.

$s \sigma_{wy}$ = Resistencia de fluencia de refuerzo por cortante (N/mm^2).

σ_o = Esfuerzo axial de la columna (N/mm^2).

d = Peralte efectivo de la columna. $D=50mm$ puede ser aplicado.

M/Q = Longitud de tramos a cortante. El valor por defecto es igual a $h_o/2$, en mm,

$$1 \leq M / (Q \cdot d) \leq 3.0$$

h_o = Altura libre de la columna.

j = Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, un valor por defecto de $0.8D$, en mm, puede ser aplicado

b = Ancho de la columna.

Ejemplo: columna B-2, Nivel 1, dirección X: $b \times D = 450mm \times 600mm$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$$p_t = (a_t \cdot 100)/(b \cdot D) = (3 \cdot 506.5 \cdot 100)/(450 \cdot 600) = 0.563\%$$

$$p_w (\text{gancho de } 135^\circ) = a_w/s \cdot b = 2 \cdot 70.8/100 \cdot 450 = 0.00315$$

a_w = área de refuerzo cortante; s = espaciamiento de estribos

$$s \sigma_{wy} = 302.0 N/mm^2$$

$$\sigma_o = N/b \cdot D = 1,133 \times 10^3 / (450 \cdot 600) = 4.19 N/mm^2$$

$$M/Q \cdot D = 1,950/550 = 3.54 \rightarrow 3.0$$

$$cQ_{su} = \left(0.053 \cdot 0.563^{0.23} \cdot \frac{(18+20.6)}{3.12} + 0.85\sqrt{(0.00315 \cdot 302.0) + 0.419} \right) \cdot 450 \cdot 0.8 \cdot 600$$

$$cQ_{su} = (0.575 + 0.829 + 0.419) \cdot 450 \cdot 0.8 \cdot 600 \times 10^3$$

$$cQ_{su} = 393.7 \times 10^3 N = 393.7 kN (40.2 \text{ ton})$$

(5) Suposición de formación de rótulas plásticas – Procedimiento de evaluación de 2º nivel

Dirección X, eje B: columna sin viga de concreto reforzado en la parte superior, por lo que se consideran como columnas en voladizo.

Dirección X – Eje B

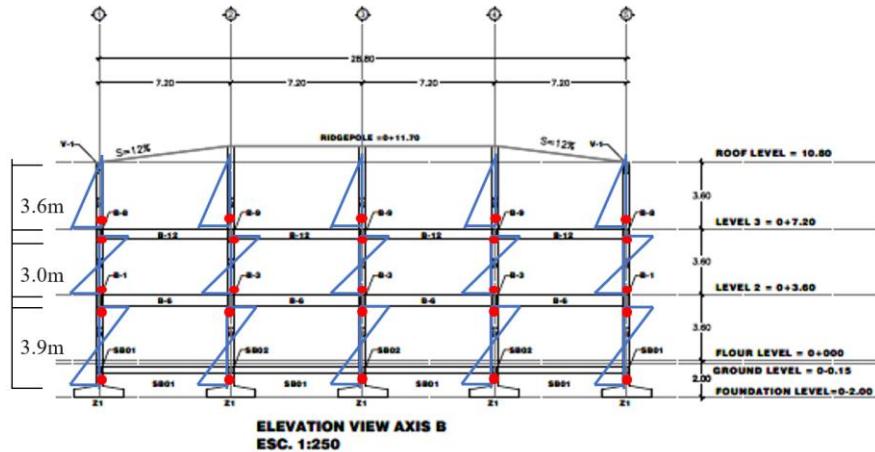


Figura 3C.2-4 Suposición de rótulas plásticas del modo de colapso de las columnas (Eje B).

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Dirección Y - Eje 2

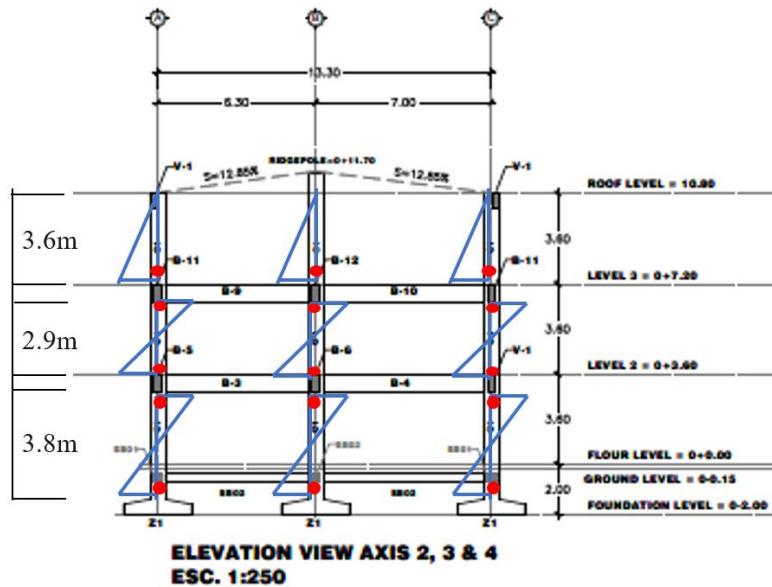


Figura 3C.2-5 Suposición de rótulas plásticas del modo de colapso de las columnas (Eje 2).

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Capítulo 4.C Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2)

4C.1 Evaluación Simplificada (SE)

4C.1.1 Método de cálculo

El proceso de cálculo puede ser realizado mediante una hoja de cálculo de Excel [1], especialmente desarrollada para la Evaluación Simplificada (SE).

4C.1.2 Proceso de cálculo

Paso 1: selección de la información básica:

The direction in which SE is to be performed can be selected.
Including infill brick walls in SE can be selected.

Building Basic Information		Step1 basic information
Country	EL SALVADOR	
Building Name	Model	
Story n	3	
Occupancy	school	
Occupancy Categories	I	
Seismic Zones	ZONE-I	
Soil Type	S3	
Height h_n (m)	10.93	
Construction Year	unknown	
Material		
Concrete Strength f'_c	21	(MPa)
Yield strength f'_y	303	(MPa)
Unit Weight		
Typical floor	10	(kN/m ²)
Roof	7	(kN/m ²)

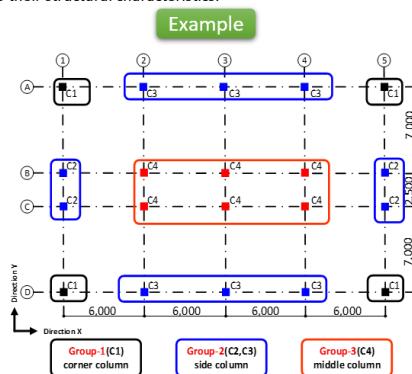
#Unit Weight include Dead Load (Beam, column, Slab, wall and Finishing) and Live Load for seismic

Paso 2: agrupamiento de columnas

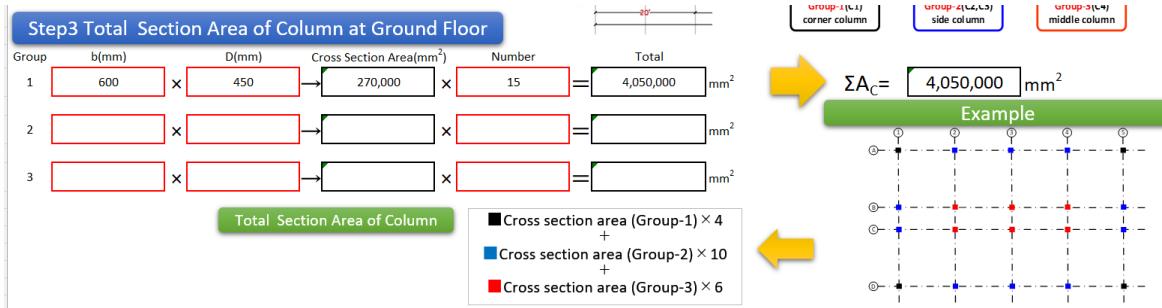
Select the direction	Both Direction
Infill brick walls	NO

Step2 Grouping of Columns

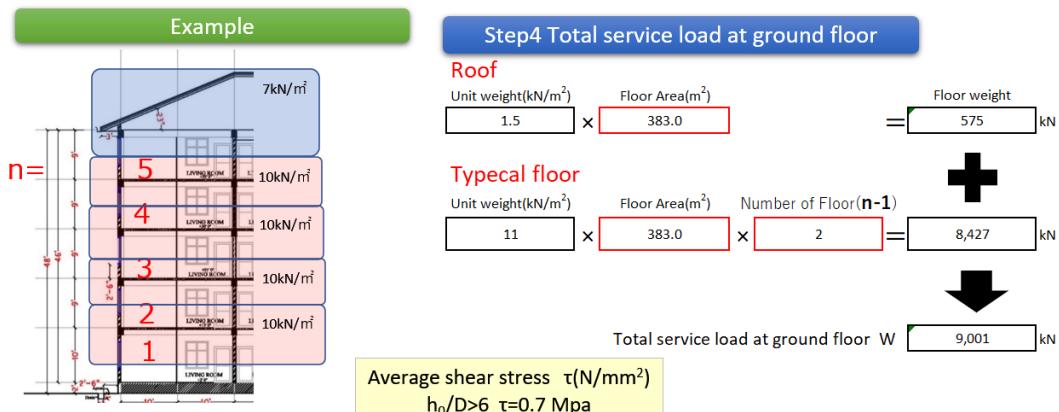
The columns are roughly divided into three groups according to their structural characteristics.



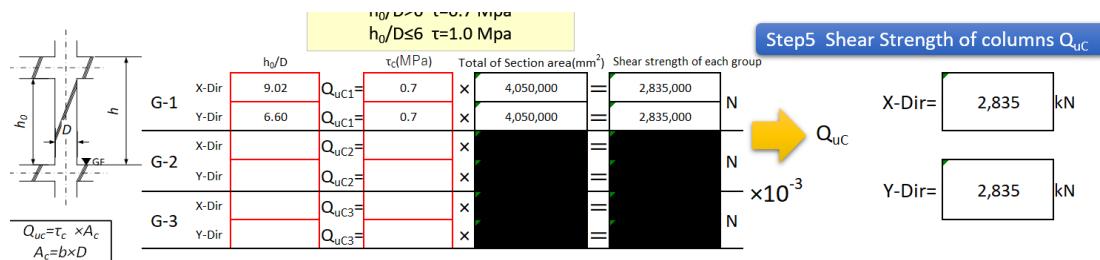
Paso 3: área transversal total de las columnas en el nivel 1.



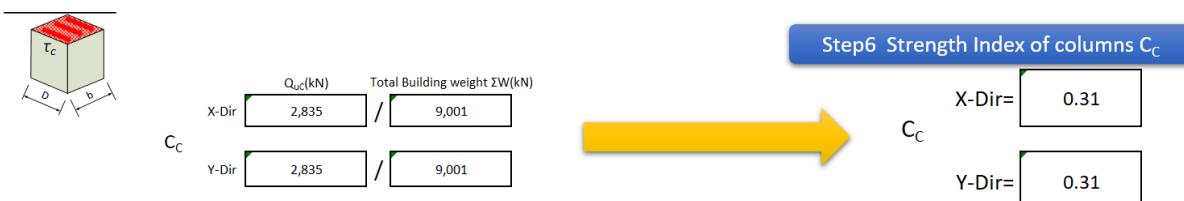
Paso 4: carga de servicio total en el nivel 1.



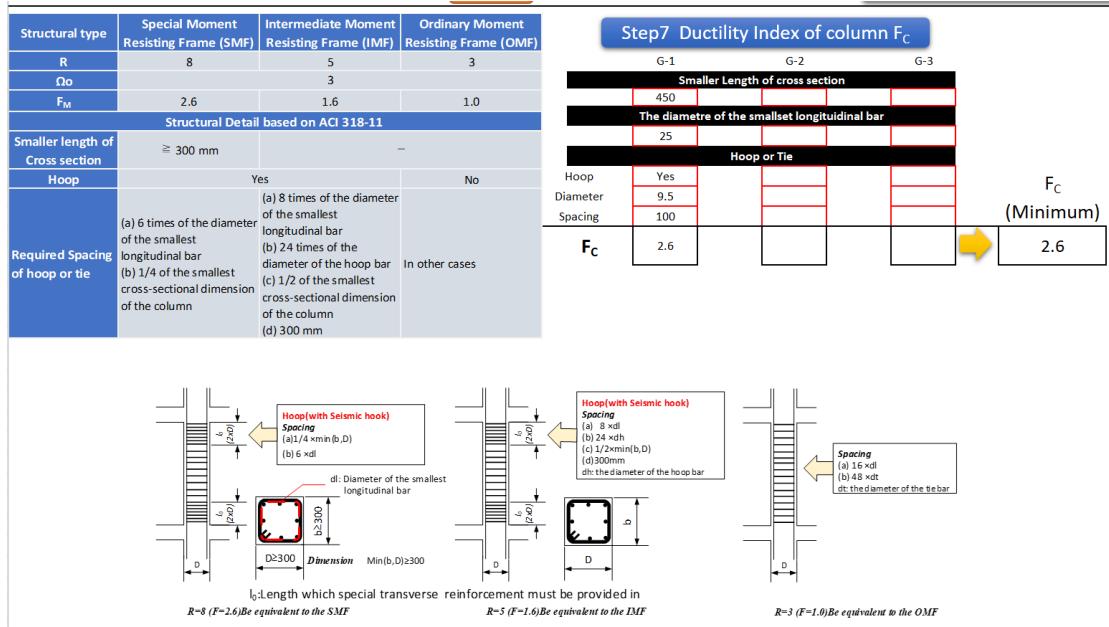
Paso 5: resistencia a cortante de las columnas.



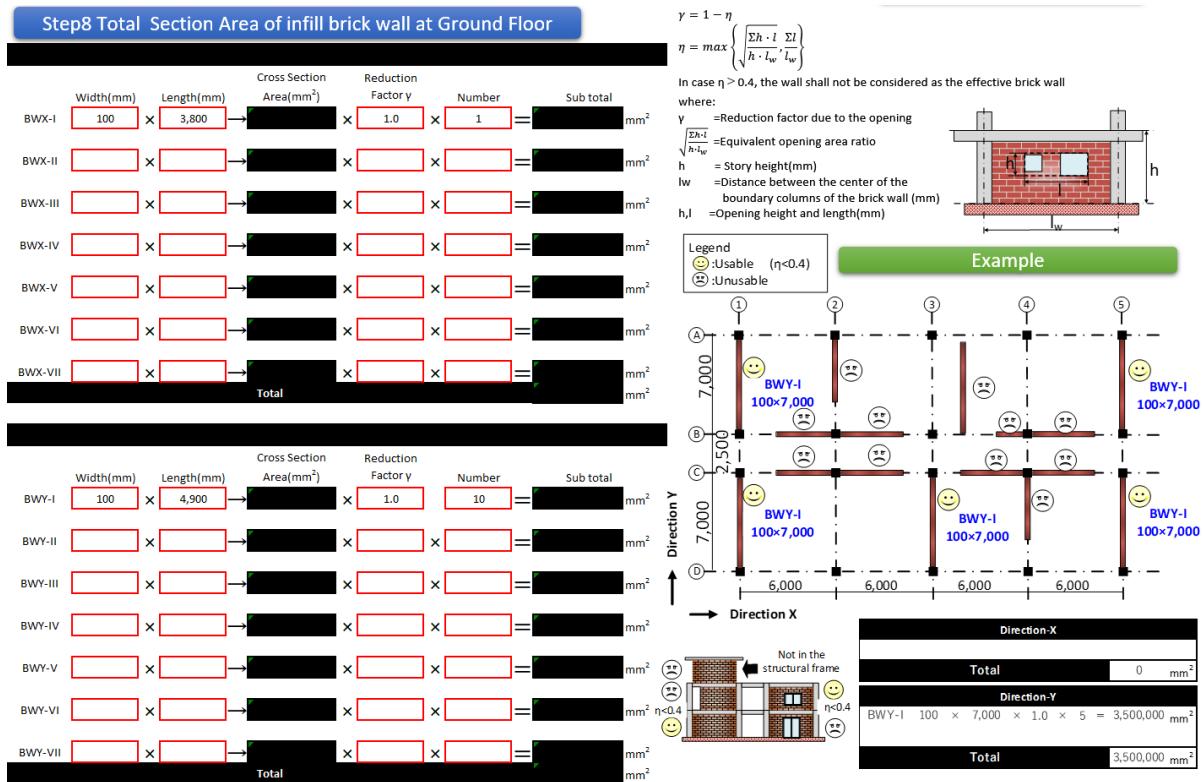
Paso 6: resistencia de las columnas.



Paso 7: índice de ductilidad de las columnas.



Paso 8: área total de sección de las paredes de relleno de ladrillo de obra en el nivel 1.



Paso 9: resistencia a cortante e índice de resistencia de las paredes de relleno de ladrillo de obra.

$Q_{uBX} = \tau_s(\text{N/mm}^2) \times \text{Total of Section area}(\text{mm}^2) = \text{Shear strength}$	\rightarrow	_____ kN
$C_{BX} = \frac{Q_{uBX}(\text{kN})}{\text{Total Building weight } \Sigma W(\text{kN})}$	\rightarrow	$C_{BX} = \text{_____}$
$Q_{uBY} = \tau_s(\text{N/mm}^2) \times \text{Total of Section area}(\text{mm}^2) = \text{Shear strength}$	\rightarrow	_____ kN
$C_{BY} = \frac{Q_{uBY}(\text{kN})}{\text{Total Building weight } \Sigma W(\text{kN})}$	\rightarrow	$C_{BY} = \text{_____}$

Paso 10: índice de forma:

Degree of phenomena	None or slight in Fig irregularity	Remarkable in Fig irregularity	Step10 Shape Index S_D
S_D index	1.0	0.9	
Wellhole style			
Different level			
Setback			
Piloti			
Irregular shape			$S_D = \text{_____} \quad 1.0$

Paso 11: índice de tiempo:

Degree of phenomena	None or slight in Fig deterioration	Remarkable in Fig deterioration	Step11 Time Index T
T index	1.0	0.9	
Cracking			
Uneven settlement			
Rust of rebar Spalling off of finishing			
Deflection of slab and beam		<p>T: Time deterioration index shall be assumed based on the site investigation.</p>	$T = \text{_____} \quad 1.0$

Paso 12: índice sísmico de la estructura:

Step12 Seismic Index of structure I_s

Direction-X							
$F=1.0$	$I_s = ($	C_c	\times	α	\times	C_s	\times
	0.31	\times	0.70	$+$	$\boxed{}$	\times	$F_b(F_c)$
					\times	1.00	\times
					\times	S_D	\times
					\times	1.0	\times
					\times	T	$=$
					\times	1.0	I_{MS}
							0.22

Direction-Y							
$F=1.0$	$I_s = ($	C_c	\times	α	\times	C_s	\times
	0.31	\times	1.00	$+$	$\boxed{}$	\times	$F_b(F_c)$
					\times	1.00	\times
					\times	S_D	\times
					\times	1.0	I_{MS}
					\times	T	$=$
					\times	1.0	I_{MS}
							0.31

$I_s-X =$

0.82

$I_s-Y =$

0.82

The seismic index of structure I_s shall choose a small value.

$I_s = \text{Min}($

0.82
0.82

)

$I_s =$

0.82

Paso 13: índice de carga de servicios

Step13 Service Load Index I_D

$I_D =$	$\boxed{9,001,440}$	$/ ($	ΣA_c	\times	f_c	$) =$	I_D
	$4,050,000$	\times	21.0				0.11

$I_D =$

0.11

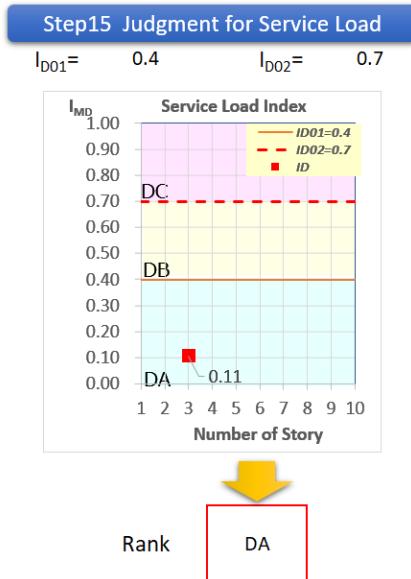
Paso 14: índice de demanda sísmica

Step14 Seismic Demand Index I_{SO}

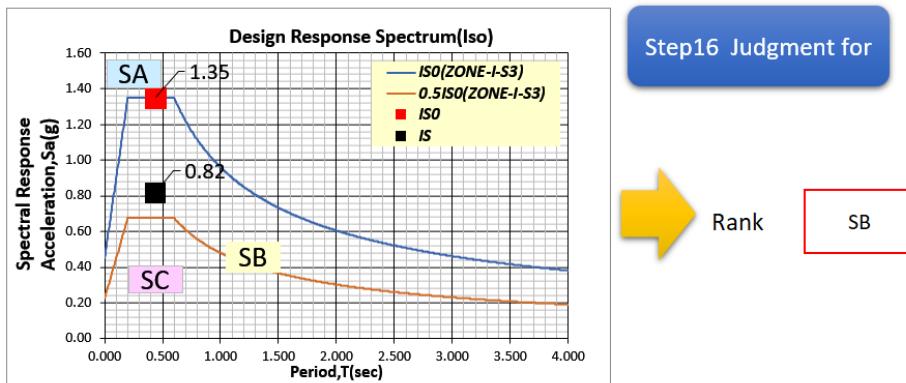
$$T = 0.073 \times 10.93^{0.75} = \boxed{0.44}$$

$$I_{SO} = \boxed{1.35} \times \boxed{1.50} = \boxed{2.03}$$

Paso 15: valoración de la carga de servicios



Paso 16: valoración de la capacidad sísmica



Paso 17: valoración de la clasificación de capacidad final

		Final Capacity Rank		
		Gravity Load Capacity		
		DA	DB	DC
Seismic Capacity	SA	I	II	III
	SB	II	II	III
	SC	III	III	III

Step17 Judgment for Final Capacity Rank

Rank II

Final Capacity Rank and Recommendation

I :May be safe
II :Detail evaluation recommended
III:Immediately detail evaluation recommended

Figura 4C.1-1 Pasos a seguir – Evaluación Sísmica

Simplificada

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4C.2. Evaluación Avanzada Simplificada (ASE)

4C.2.1 Método de cálculo

El proceso de cálculo puede ser realizado mediante una hoja de cálculo de Excel [1], especialmente desarrollada para la Evaluación Avanzada Simplificada (ASE).

4C.2.2 Proceso de cálculo

Paso 1: información básica

Building Basic Information		Step1 basic information	Select the direction	Both Direction
Country	EL SALVADOR	Infill brick walls		
Building Name	Model	NO		
Story n	3			
Occupancy	School			
Occupancy Categories	I			
Seismic Zones	ZONE-I			
Site Class (Soil class)	S3			
Height h_n (m)	10.95			
Construction Year	Unknown			
Material				
Concrete Strength f'_c	21 (MPa)			
Yield strength f_y	303 (MPa)			
Unit Weight				
Office	10 (kN/m^2)			
Roof	7 (kN/m^2)			

The direction in which SE is to be performed can be selected.
Including infill brick walls in SE can be selected.

#Unit Weight include Dead Load (Beam, column, Slab, wall and Finishing) and Live Load for seismic

1

Paso 2: carga total de servicios en nivel 1

Example		Step2 Total service load at ground floor
		<p>Roof</p> <p>Unit weight(kN/m^2) <input type="text" value="1.5"/> x Floor Area(m^2) <input type="text" value="383.04"/> = <input type="text" value="575"/> kN</p> <p>Typical floor</p> <p>Unit weight(kN/m^2) <input type="text" value="11"/> x Floor Area(m^2) <input type="text" value="383.04"/> x Number of Floor($n-1$) <input type="text" value="2"/> = <input type="text" value="8,427"/> kN</p> <p>Total service load at ground floor W <input type="text" value="9,001"/> kN</p>

Paso 3: agrupamiento de columnas

Paso 4: fuerza de sustentación de las columnas

Step3 Groping of Columns

The columns are roughly divided into three groups according to their structural characteristics.

Example

Step4 Sustaining force of columns

The axial force of the columns on the ground floor representing each group.

	Roof	Typical floor	Sustaining force at ground floor			
Group-1	Unit weight (kN/m ²) 1.5	Floor Area (m ²) 12.6	Unit weight (kN/m ²) 11	Floor Area (m ²) 12.6	Number of Floor (n-1) 2	296.1 kN
Group-2	1.5	23.94	11	23.94	2	562.59 kN
Group-3	1.5	47.88	11	47.88	2	1125.18 kN

Number of columns

Group-1	4
Group-2	8
Group-3	3

Within each group, the axial force is calculated at the column with the largest supporting area.

Sustaining force of column at ground floor	
Group-1	$7 \times 10.5 + 10 \times 10.5 \times 4 = 494 \text{ kN}$
Group-2	$7 \times 21 + 10 \times 21 \times 4 = 987 \text{ kN}$
Group-3	$7 \times 30 + 10 \times 30 \times 4 = 1410 \text{ kN}$

■ Number of columns(Group-1) 4
■ Number of columns(Group-2) 10
■ Number of columns(Group-3) 6

Paso 5: fuerza última a cortante en la resistencia última a flexión de las columnas en la dirección X.

Paso 6: índice de resistencia en la dirección X.

Step5 Ultimate shear force at the ultimate flexural strength of column in direction X

Items	Group-1	Group-2	Group-3	Example
Story height h(mm)	4660	4660	4660	3000
Beam depth(mm)	600	600	600	500
Sustaining force(kN)	296.1	562.59	1125.18	368
b(mm)	600	600	600	300
D(mm)	450	450	450	500
f _y MPa	302	302	302	275

Tensile rebar

Size of rebar1	25	25	25	20
Number	4	4	4	3
Size of rebar2				0
Number				0

total cross sectional area of r-bars

Size of rebar1	25	25	25	20
Number	10	10	10	10
Size of rebar2				0
Number				0

Section Area(mm²)

Number	4	8	3	
--------	---	---	---	--

Total section area(mm²)

	4,050,000			
--	-----------	--	--	--

Interaction Curve Group-1

Interaction Curve Group-2

Interaction Curve Group-3

$Q_{u,C1} = 114.0 \text{ kN}$

$Q_{u,C2} = 139.1 \text{ kN}$

$Q_{u,C3} = 182.8 \text{ kN}$

Example

Step6 Strength Index C_c in direction X

$\Sigma Q_{u,Cix} = 114.0 \times 4 + 139.1 \times 8 + 182.8 \times 3 = 2,117 \text{ kN}$

$\Sigma Q_{u,Cix} / \text{Total Building weight } ZW(\text{kN}) = 2,117 / 9,001 = 0.235$

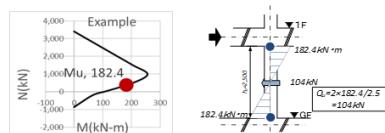
Paso 7: fuerza última a cortante en la resistencia última a flexión de la columna en la dirección Y.

Paso 8: índice de resistencia en la dirección Y.

Step7 Ultimate shear force at the ultimate flexural strength of column in in direction Y

Items	Group-1	Group-2	Group-3
Story height h(mm)	4660	4660	4660
Beam depth(h/mm)	600	600	600
Sustaining force(kN)	296.1	562.59	1125.18
b(mm)	450	450	450
D(mm)	600	600	600
f _y MPa	302	302	302
Tensile rebar			
Size of rebar1	25.4	25.4	25.4
Number	3	3	3
Size of rebar2			
Number			
total cross sectional area of r-bars			
Size of rebar1	25	25	25
Number	10	10	10
Size of rebar2	0	0	0
Number	0	0	0
Section Area(mm ²)	270,000	270,000	270,000
Number	4	8	3
Total section area(mm²)	4,050,000		

Example



Step8 Strength Index C_Y in direction Y

$$\Sigma Q_{uClY} = 150.0 \times 4 + 183.4 \times 8 + 241.8 \times 3 = 2,792 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q_{uIY} = 2,792 \text{ kN}$$

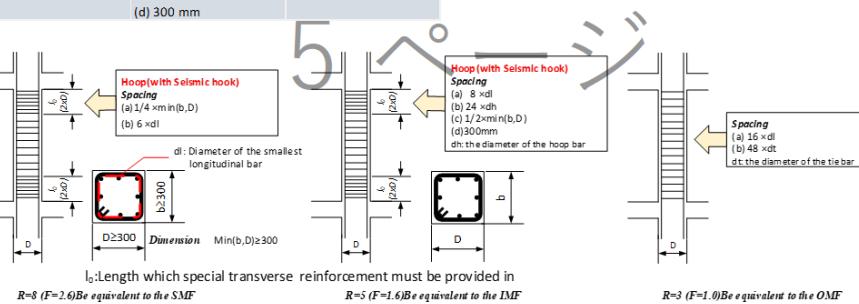
$$C_{CY} = \frac{2,792}{9,001} = 0.31$$

Paso 9: índice de ductilidad

Structural type	Special Moment Resisting Frame (SMF)	Intermediate Moment Resisting Frame (IMF)	Ordinary Moment Resisting Frame (OMF)
R	8	5	3
Ω_o		3	
F_M	2.6	1.6	1.0
Structural Detail based on ACI 318-11			
Smaller length of Cross section	$\geq 300 \text{ mm}$		—
Hoop	Yes	No	
Required Spacing of hoop or tie	(a) 6 times of the diameter of the smallest longitudinal bar (b) 1/4 of the smallest cross-sectional dimension of the column (c) 1/2 of the smallest cross-sectional dimension of the column (d) 300 mm	(a) 8 times of the diameter of the smallest longitudinal bar (b) 24 times of the diameter of the hoop bar (c) 1/2 of the smallest cross-sectional dimension of the column (d) 300 mm	In other cases

Step9 Ductility Index F_C

	C1	C2	C3	F _C (Minimum)
Smaller Length of cross section	450	450	450	
The diameter of the smallest longitudinal bar	25	25	25	
Hoop or Tie	Yes	Yes	Yes	
Hoop	9.5	9.5	9.5	
Diameter	100	100	100	
Spacing				
F	2.6	2.6	2.6	2.6



Paso 10: área total de la sección de las paredes de relleno de ladrillo de obra en el nivel 1

Step10 Total Section Area of infill brick wall at Ground Floor

Direction-X

	Width(mm)	Length(mm)	Cross Section Area(mm ²)	Reduction Factor γ	Number	Sub total
BWX-I	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWX-II	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWX-III	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWX-IV	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWX-V	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWX-VI	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWX-VII	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
Total						[] mm ²

Direction-Y

	Width(mm)	Length(mm)	Cross Section Area(mm ²)	Reduction Factor γ	Number	Sub total
BWY-I	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWY-II	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWY-III	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWY-IV	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWY-V	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWY-VI	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
BWY-VII	[]	[]	[]	[]	[]	[] mm ²
Total						[] mm ²

$\gamma = 1 - \eta$

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{\sum h \cdot l_w}{h \cdot l_w}}, \frac{\sum l}{l_w} \right\}$$

In case $\eta > 0.4$, the wall shall not be considered as the effective brick wall

where:

- γ = Reduction factor due to the opening
- $\sqrt{\frac{\sum h \cdot l_w}{h \cdot l_w}}$ = Equivalent opening area ratio
- h = Story height(mm)
- l_w = Distance between the center of the boundary columns of the brick wall (mm)
- h, l = Opening height and length(mm)

Example

Direction X

	Direction-X
BWX-I	100 × 4,500 × 0.7 × 2 = 630,000 mm ²
BWX-II	100 × 2,500 × 1.0 × 2 = 500,000 mm ²
BWX-III	100 × 4,500 × 0.6 × 2 = 540,000 mm ²
BWX-IV	100 × 2,500 × 1 = 250,000 mm ²

Paso 11: resistencia a cortante e índice de resistencia de paredes de relleno de ladrillo de obra.

Step11 Shear Strength Q_{uB} & Strength Index C_B of infill brick wall

Direction-X

	$\tau_s(N/mm^2)$	Total of Section area(mm ²)	Shear strength
Q_{uB-X}	[]	[]	[] N \rightarrow [] kN
C_{B-X}	$Q_{uB-X}(kN)$	$\Sigma W(kN)$	$\rightarrow C_{B-X} = []$

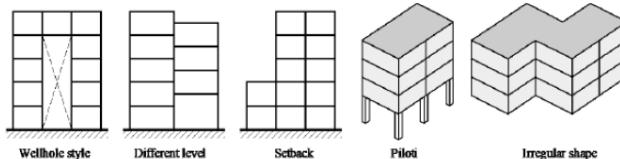
Direction-Y

	$\tau(N/mm^2)$	Sub total of Section area(mm ²)	Shear strength
Q_{uB-Y}	[]	[]	[] N \rightarrow [] kN
C_{B-Y}	$Q_{uB-Y}(kN)$	$\Sigma W(kN)$	$\rightarrow C_{B-Y} = []$

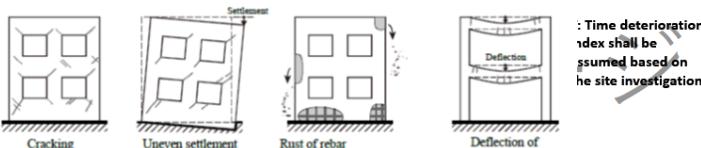
Paso 12: índice de forma

Paso 13: índice de tiempo

Degree of phenomena	None or slight in Fig irregularity	Remarkable in Fig irregularity	Step12 Shape Index
S_D index	1.0	0.9	$S_D = 1.0$



Degree of phenomena	None or slight in Fig deterioration	Remarkable in Fig deterioration	Step13 Time Index T
T index	1.0	0.9	$T = 1.0$



: Time deterioration index shall be assumed based on he site investigation.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Paso 14: índice sísmico de la estructura

Paso 15: índice de carga de servicio

Direction-X										Step14 Seismic Index of structure I_S									
$F=1.0$	$I_S = ($	C_{Cx}	\times	α	$+ ($	C_0	\times	$F_0(F_c)$	$) \times$	1.00	\times	S_D	\times	T	$=$	I_{SX}			
		0.00	\times	1.00	$+ ($	0.00	\times	1.00	$) \times$	0.0	\times	0.0	\times	0.0	$=$	0.00			
																$I_{MSX} = 0.00$			
$F>1.0$	$I_S =$											\times	F_c	\times	S_D	\times	T	$=$	I_{MSX}
												\times	1.00	\times	0.0	\times	0.0	$=$	0.00
Direction-Y										Step15 Service Load Index I_D									
$F=1.0$	$I_S = ($	C_{CY}	\times	α	$+ ($	C_0	\times	$F_0(F_c)$	$) \times$	1.00	\times	S_D	\times	T	$=$	I_{SY}			
		0.00	\times	1.00	$+ ($	0.00	\times	1.00	$) \times$	0.0	\times	0.0	\times	0.0	$=$	0.00			
$F>1.0$	$I_S =$											\times	f_c	\times	S_D	\times	T	$=$	I_{MSY}
												\times	1.00	\times	0.0	\times	0.0	$=$	0.00
$I_{MD} =$	0	$/ ($	$W(N)$	\times	ΣA_c	\times	f_c	$) =$	0.00	\times	I_D	$=$	0.00						

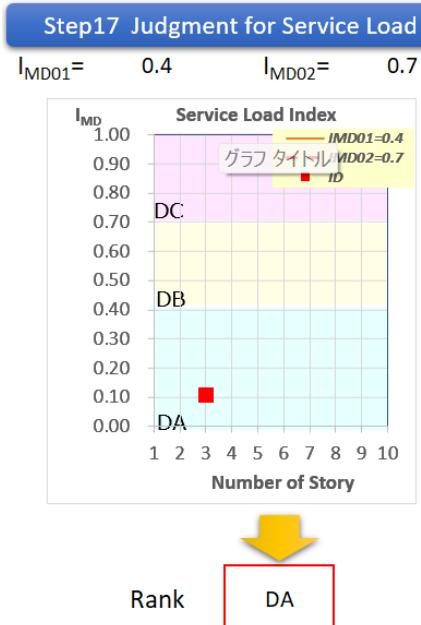
Paso 16: índice de demanda sísmica

Step16 Seismic Demand Index I_{MS0}

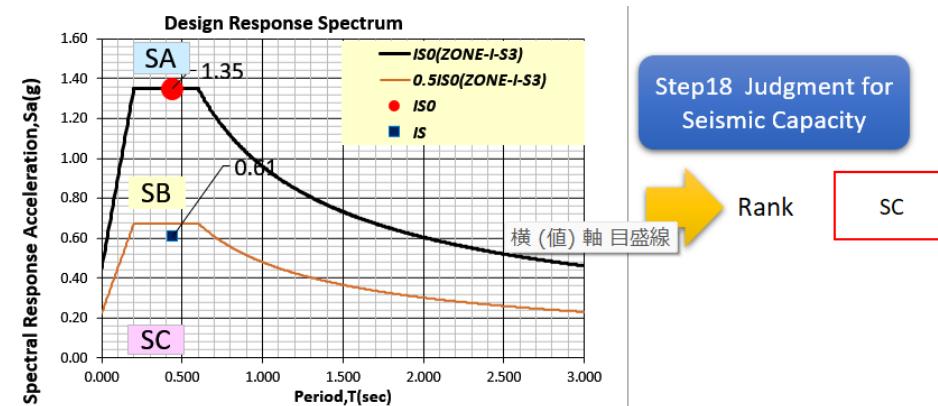
$$T = 0.073 \times 10.95^{0.75} = 0.44$$

$$I_{SO} = \frac{I_{SO}}{0.90} \times 1.5 = 1.35$$

Paso 17: valoración de carga de servicio



Paso 18: valoración de la capacidad sísmica.



Paso 19: valoración de la capacidad final

Final Capacity Rank

		Gravity Load Capacity		
		DA	DB	DC
Seismic Capacity	SA	I	II	III
	SB	II	II	III
	SC	III	III	III

Step19 Judgment for Final Capacity Rank

Rank III

Final Capacity Rank and Recommendation

I :May be safe
II :Detail evaluation recommended
III:Immediately detail evaluation recommended

Figura 4C.2-1 Pasos a seguir - Evaluación Avanzada Simplificada

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4C.3. Evaluación Sísmica Detallada (DSE)

4C.3.1 Información general del edificio

La información del edificio utilizado para la Evaluación Sísmica Detallada (DSE) se muestra en la Figura 4C.3-1 y la Tabla 4C.1.3-1

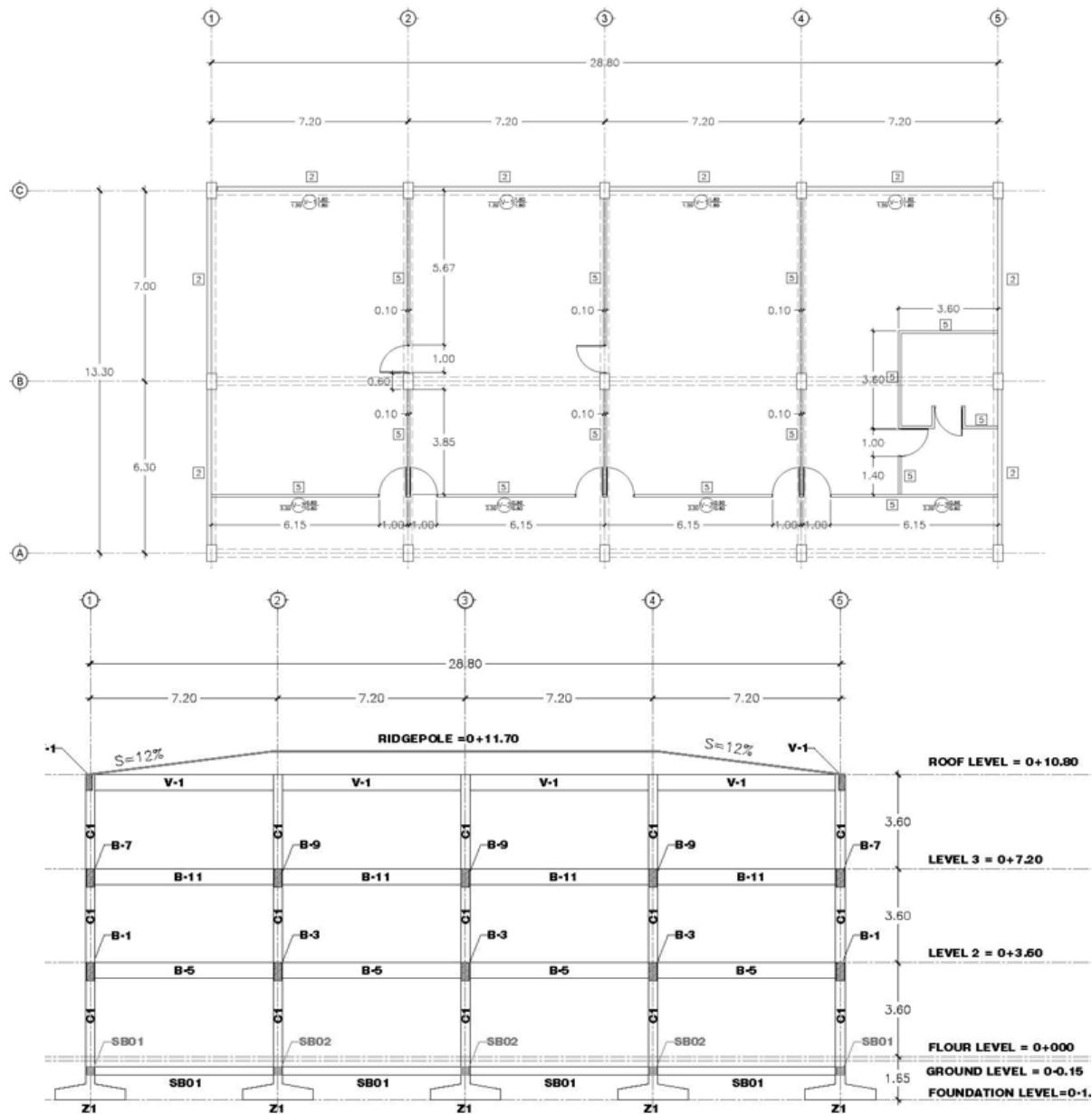


Figura 4C.3-1 vista en planta y elevación - Edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 4C.3-1 Información general - edificio modelo

Descripción	Valor
Zonificación sísmica	Zona I
Categoría de ocupación	II
Factor de importancia (I)	1.2
Resistencia de concreto (f'_c)	210kg/cm^2
Resistencia mínima de fluencia de acero de refuerzo (f_y)	2800kg/cm^2
Resistencia esperada de fluencia de acero de refuerzo (F_{ye})	3030kg/cm^2
Altura de niveles	4.65m, 3.60m y 3.60m
Altura total	11.85m
Tipo de suelo	S3
Capacidad de carga del suelo para cimentaciones poco profundas	20 ton/m^2
Año de diseño	1993

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4C.3.2 Consideraciones de cálculo

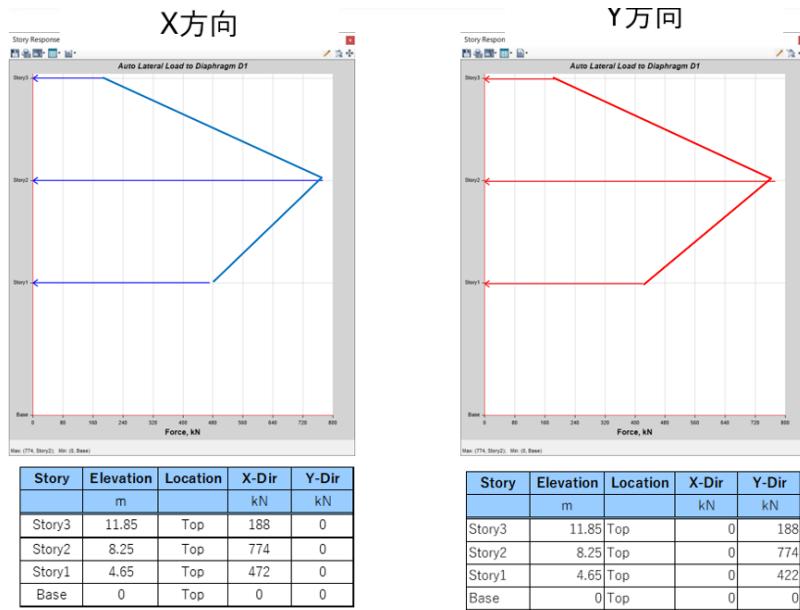
- 1) Software utilizado: ETABS 20.3.0
- 2) Peso sísmico del edificio modelo:

Nivel	Peso (KN)	Σ Peso (KN)
3	310	310
2	4277	4587
1	4005	8592

- 3) Período natural fundamental

Análisis de ETABS con sección de miembros no agrietada			Periodo definido por NTDS (sec)
Modo	Período(sec)	Dirección	
Modo 1	0.67	Dirección X	--
Modo 2	0.482	Dirección Y	--

4) Distribución de fuerzas externas



5) Tipo estructural de losa

Se ha modelado una losa aligerada unidireccional como un elemento *membrane*.

6) Propiedad de rótulas

Propiedad de rótulas de ETABS basadas en FEMA 356.

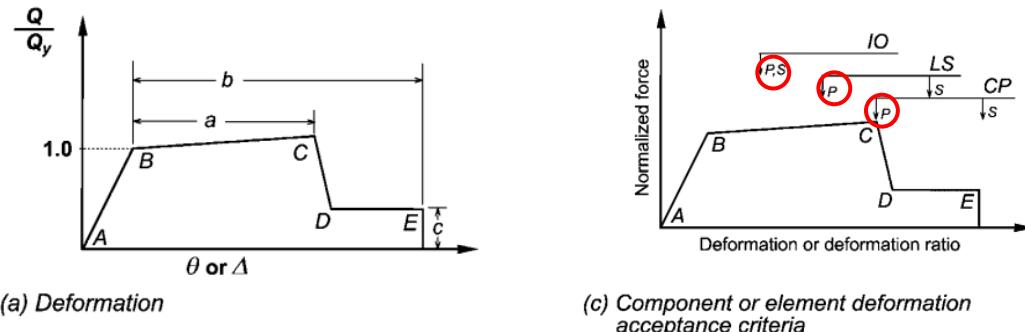


Figura 4C.3-2 Relaciones fuerza-deformación de componentes generalizadas para representar los criterios de modelización y aceptación

Nota. Fuente: Figura C7-3 Generalized component Force-Deformation Relations for Depicting Modeling and Acceptance Criteria of Seismic evaluation and retrofit of existing building ASCE 41-13. Por American Society of Civil Engineers. 2013.

Tabla 4C.3-2 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal - columnas de concreto reforzado

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions		Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴					
		Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians			Performance Level		
					a	b	c	IO	LS	CP
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 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	0.004	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

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions		Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴					
		Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians			Performance Level		
					a	b	c	IO	LS	CP
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵		—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing $\leq d/2$		0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02	
Hoop spacing $> d/2$		0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01	
iv. Columns with axial loads exceeding $0.70P_o$^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length		0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02	
All other cases		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_e) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.

4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

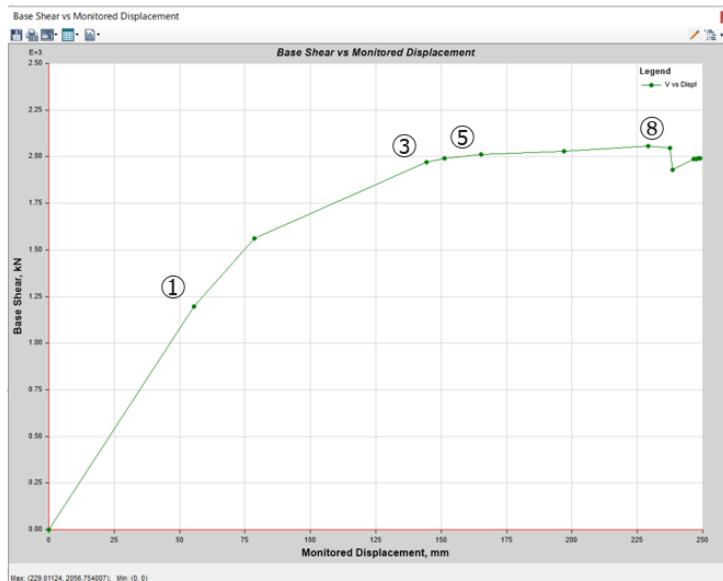
Nota. Fuente: Tabla 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns de Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings FEMA 356, por Federal Emergency Management Agency. 2000.

4C.3.3 Resultado del Análisis Pushover

4C.3.3.1. Dirección X

- 1) Curva de cortante basal – desplazamiento de nivel superior.

Máxima fuerza cortante: 2056kN en un desplazamiento de 229mm (paso 7)



- 2) Curva de aceleración espectral (S_a) – Desplazamiento espectral (S_d)

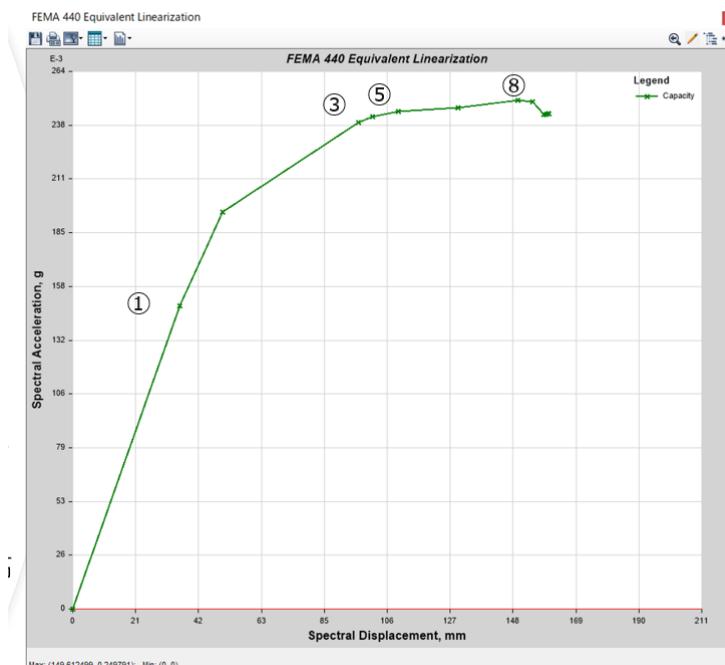


Tabla 4C.3-3 Cortante basal y desplazamiento de nivel superior

(X方向)

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B		B-C		C-D		D-E		>E		A-IO		IO-LS		LS-CP		>CP		Total
			mm	kN																	
0	0	0	292	0	0	0	0	0	0	0	292	0	0	0	0	0	0	0	0	0	292
1	55.441	1197.5274	290	2	0	0	0	0	0	0	292	0	0	0	0	0	0	0	0	0	292
2	78.559	1561.4813	262	30	0	0	0	0	0	0	292	0	0	0	0	0	0	0	0	0	292
3	144.472	1968.7234	239	53	0	0	0	0	0	0	257	35	0	0	0	0	0	0	0	0	292
4	151.354	1992.3414	223	69	0	0	0	0	0	0	257	35	0	0	0	0	0	0	0	0	292
5	165.289	2013.2425	215	77	0	0	0	0	0	0	257	26	9	0	0	0	0	0	0	0	292
6	196.92	2029.6871	213	79	0	0	0	0	0	0	244	28	20	0	0	0	0	0	0	0	292
7	229.011	2056.754	213	77	2	0	0	0	0	0	219	53	20	0	0	0	0	0	0	0	292
8	237.48	2047.4693	213	70	9	0	0	0	0	0	219	53	11	9	0	0	0	0	0	0	292
9	238.538	1929.1987	213	70	4	5	0	0	0	0	219	53	11	9	0	0	0	0	0	0	292
10	246.516	1987.4055	213	66	5	8	0	0	0	0	219	52	11	10	0	0	0	0	0	0	292
11	247.575	1988.196	213	66	5	8	0	0	0	0	219	50	13	10	0	0	0	0	0	0	292
12	248.642	1990.6059	213	66	5	7	1	0	0	0	219	50	11	12	0	0	0	0	0	0	292
13	248.906	1990.7945	213	66	5	6	2	0	0	0	219	50	11	12	0	0	0	0	0	0	292
14	248.91	1990.8001	213	66	5	6	2	0	0	0	219	50	11	12	0	0	0	0	0	0	292
15	249.043	1990.7416	213	66	5	6	2	0	0	0	219	50	11	12	0	0	0	0	0	0	292

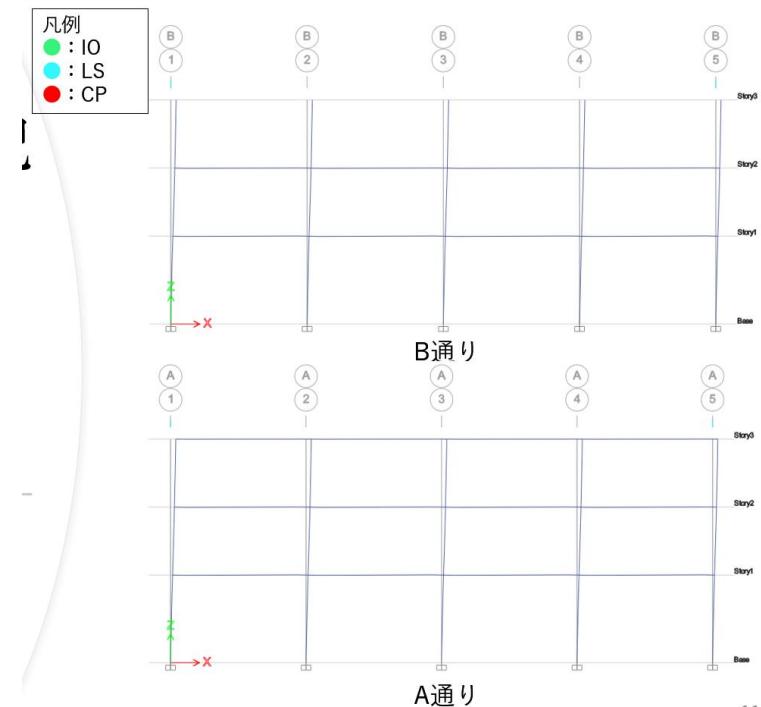
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 4C.3-4 Aceleración espectral (S_a) y desplazamiento espectral (S_d)

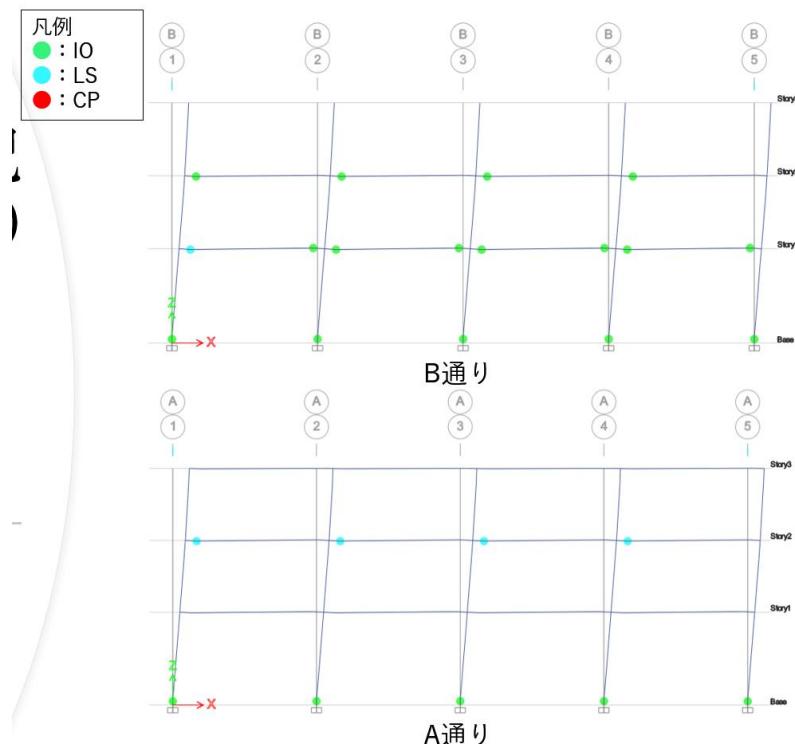
TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization			
Step	Sd	Sa	Period
	mm	g	sec
0	0	0	0
1	35.98	0.148811	0.987
2	50.382	0.195073	1.02
3	96.04	0.239034	1.272
4	100.585	0.241717	1.294
5	109.341	0.244323	1.342
6	129.432	0.246337	1.454
7	149.612	0.249791	1.553
8	154.486	0.248982	1.58
9	158.247	0.242807	1.62
10	158.939	0.242882	1.623
11	159.599	0.243185	1.625
12	159.762	0.24321	1.626
13	159.765	0.243211	1.626
14	159.841	0.243208	1.627

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

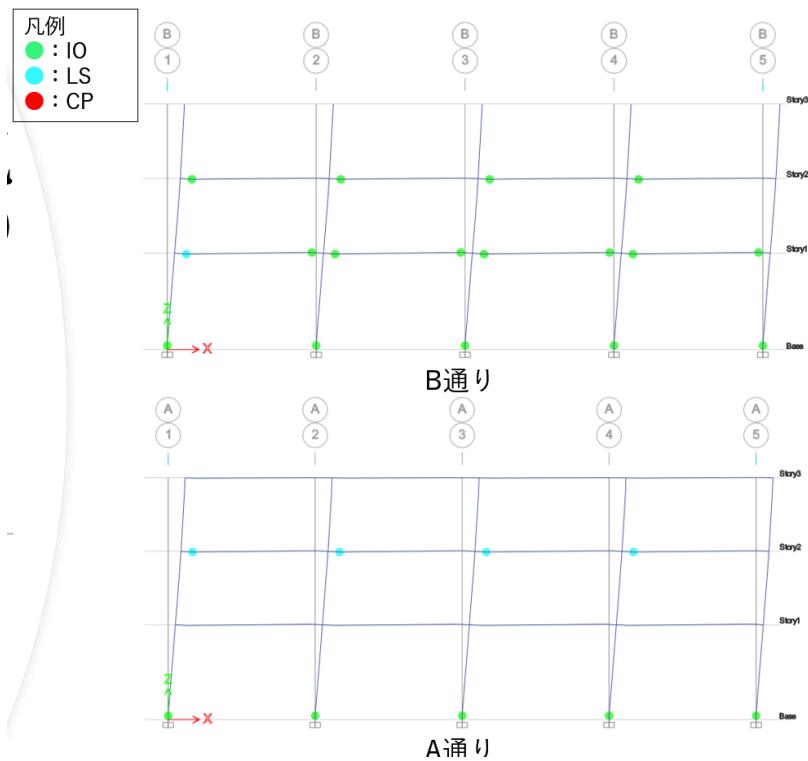
3) Mecanismo de rótulas
Paso ○,1: elástico



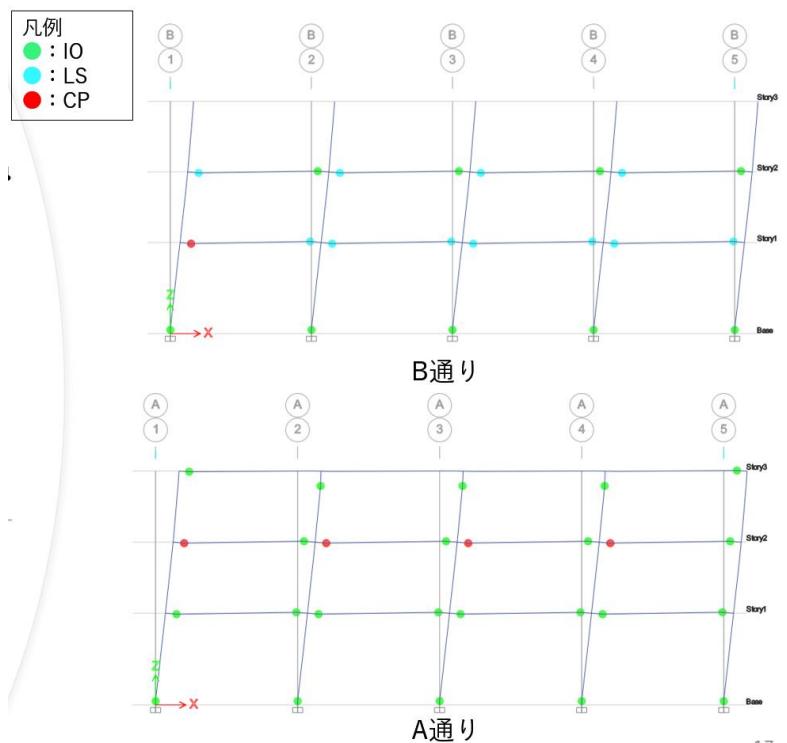
Paso ○,3: IO-LP



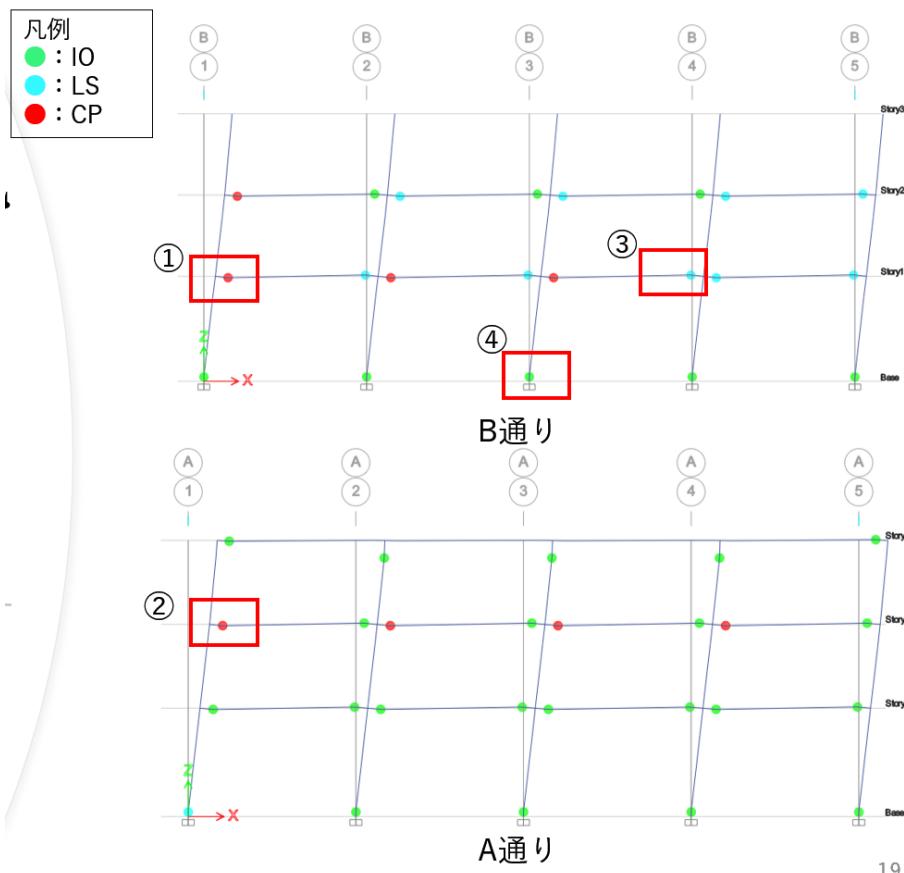
Paso ○,5: LP-CP



Paso ○,8: CP



Paso ○,14: Final



19

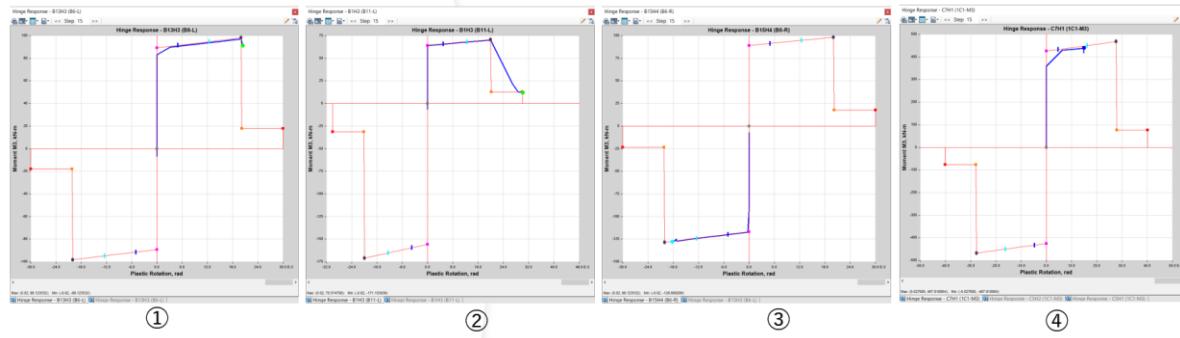


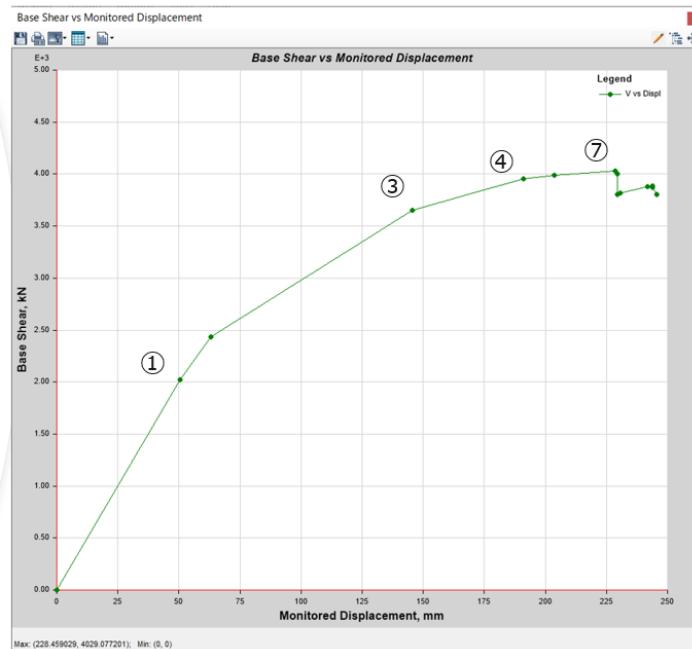
Figura 4C.3-3 Respuesta de rótulas de marcos A y B en el paso ○,15

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4C.3.3.2. Dirección Y

1) Curva de cortante basal – desplazamiento de nivel superior.

Fuerza cortante máxima: 4,029kN en un desplazamiento de 228mm (paso 6)



2) Curva de aceleración espectral (S_a) – Desplazamiento espectral (S_d)

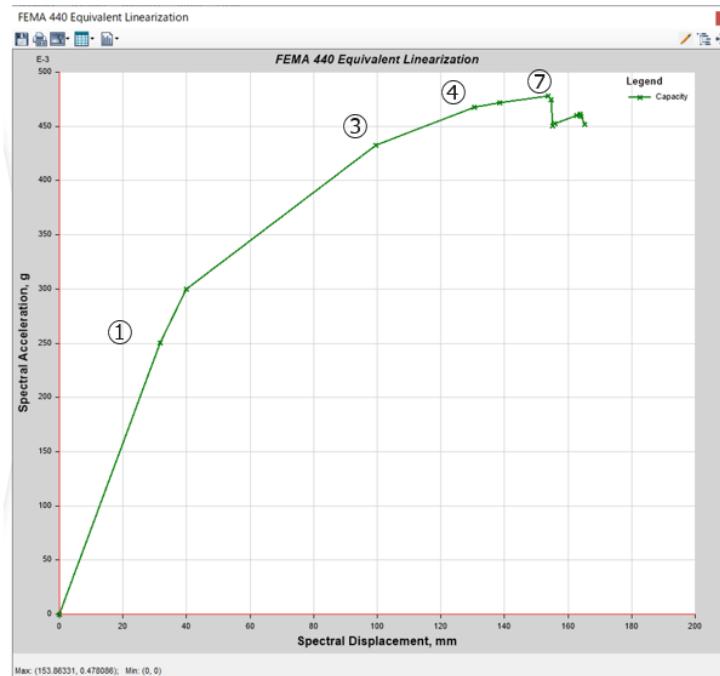


Tabla 4C.3-5 Cortante basal y desplazamiento de nivel superior

(Y方向)

Step	TABLE: Base Shear vs Monitored Displ		A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	Monitored Displ	Base Force										
mm	kN											
0	0	0	292	0	0	0	0	292	0	0	0	292
1	50.432	2020.8996	290	2	0	0	0	292	0	0	0	292
2	63.038	2435.4333	277	15	0	0	0	292	0	0	0	292
3	145.646	3653.5521	250	42	0	0	0	272	24	0	0	292
4	191.012	3958.6056	227	65	0	0	0	257	15	20	0	292
5	203.595	3988.7543	224	68	0	0	0	253	19	20	0	292
6	228.459	4029.0772	224	66	2	0	0	245	27	20	0	292
7	229.418	4001.6479	224	66	2	0	0	245	27	18	2	292
8	229.423	3799.9842	224	66	0	0	2	242	30	18	2	292
9	230.537	3814.1013	224	66	0	0	2	242	30	18	2	292
10	241.668	3876.8278	224	66	0	0	2	242	27	21	2	292
11	243.725	3882.533	224	63	3	0	2	242	23	25	2	292
12	243.729	3869.5117	224	63	3	0	2	242	23	22	5	292
13	245.528	3799.9707	224	63	3	0	2	242	23	22	5	292

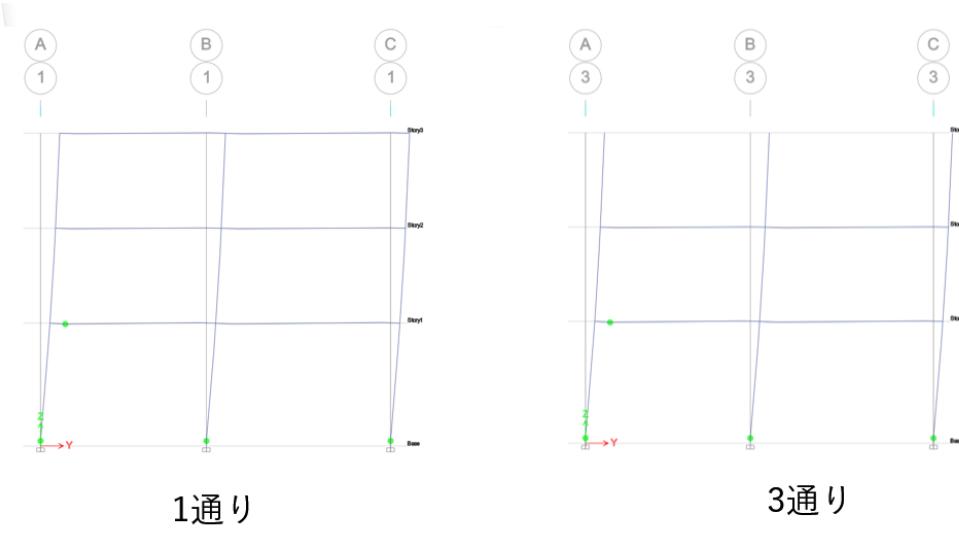
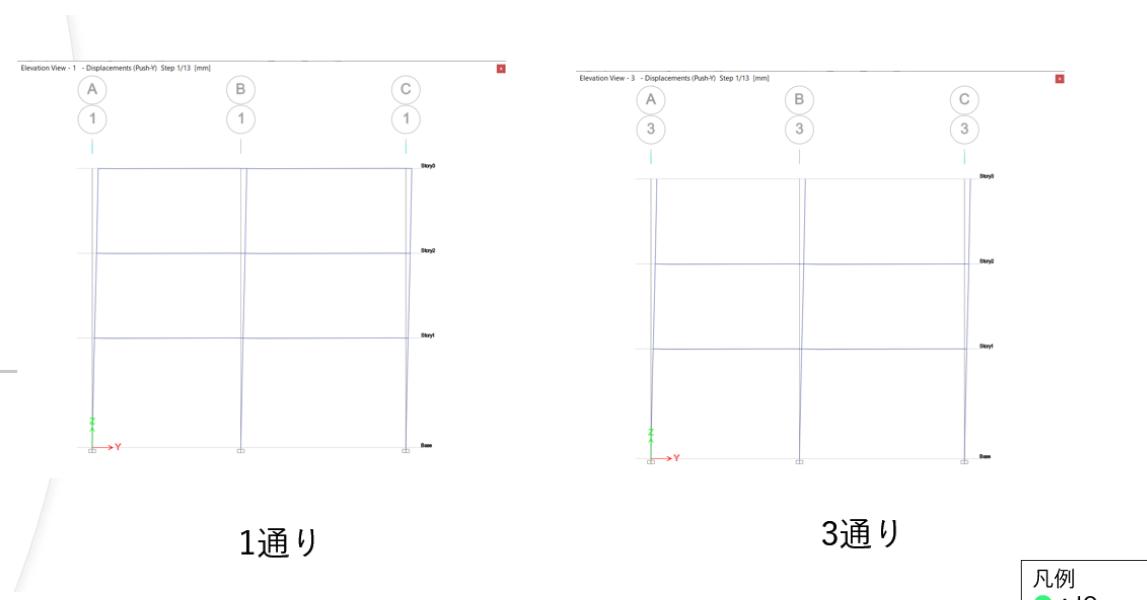
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 4C.3-6 Aceleración espectral (S_a) y desplazamiento espectral (S_d)

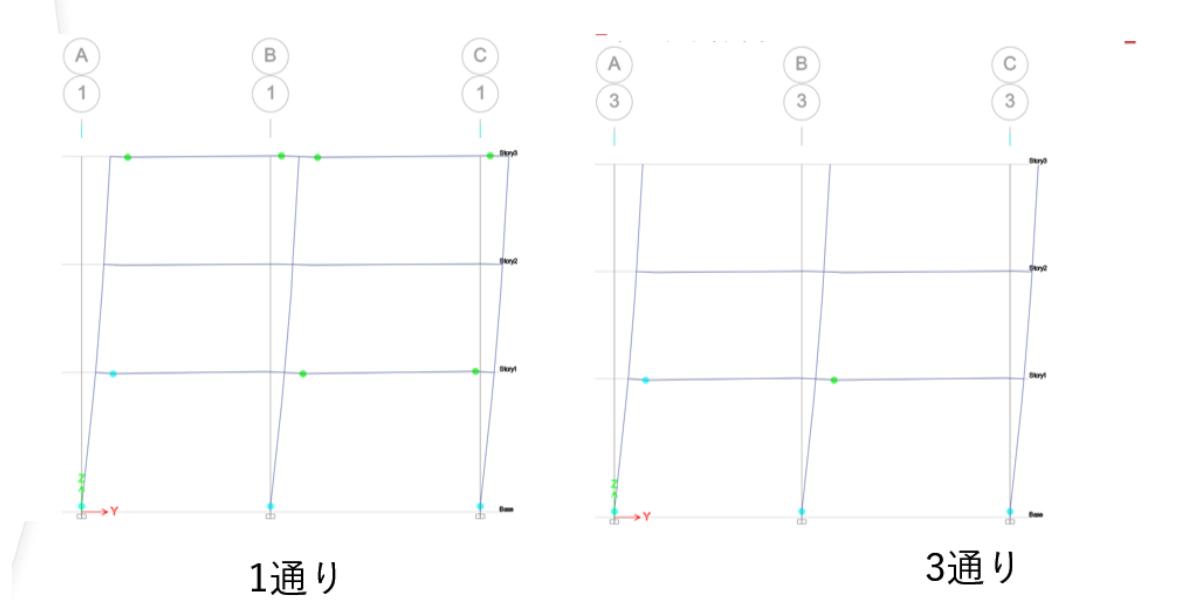
Step	TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization		Period
	Sd	Sa	
	mm	g	sec
0	0	0	0
1	31.634	0.250634	0.713
2	39.956	0.299861	0.732
3	99.502	0.43226	0.963
4	130.441	0.467806	1.059
5	138.524	0.472075	1.087
6	153.863	0.478086	1.138
7	154.772	0.474534	1.146
8	155.096	0.450745	1.177
9	155.798	0.452494	1.177
10	162.674	0.460434	1.193
11	163.964	0.46117	1.196
12	163.999	0.459626	1.198
13	165.341	0.451541	1.214

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

- 3) Mecanismo de rótulas
Paso O,1: Elástico

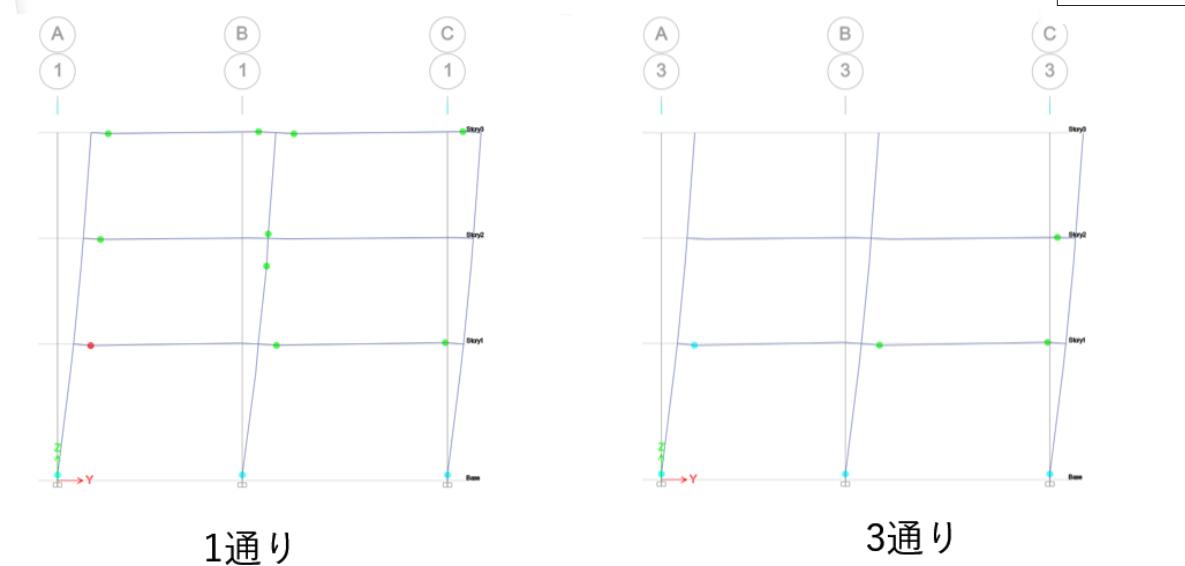


Paso 4: LP-CP



凡例
 ● : IO
 ○ : LS
 ● : CP

Paso 7: CP



Paso ○,13: Final

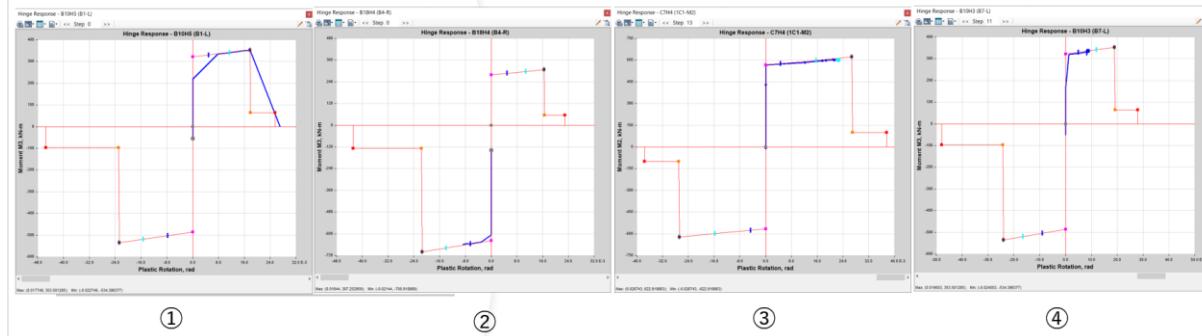
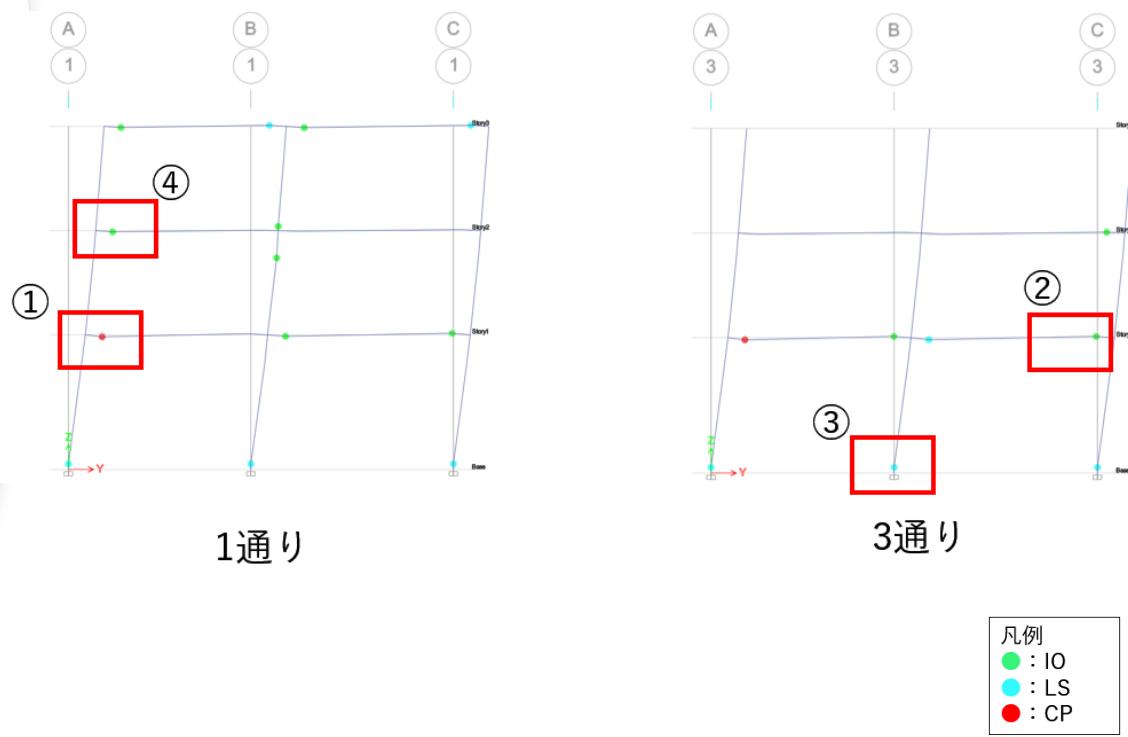


Figura 4C.3-4 Respuesta de rótulas en los marcos 1 y 3 en el paso ○,13

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4C.3.4 Índice Sísmico I_s

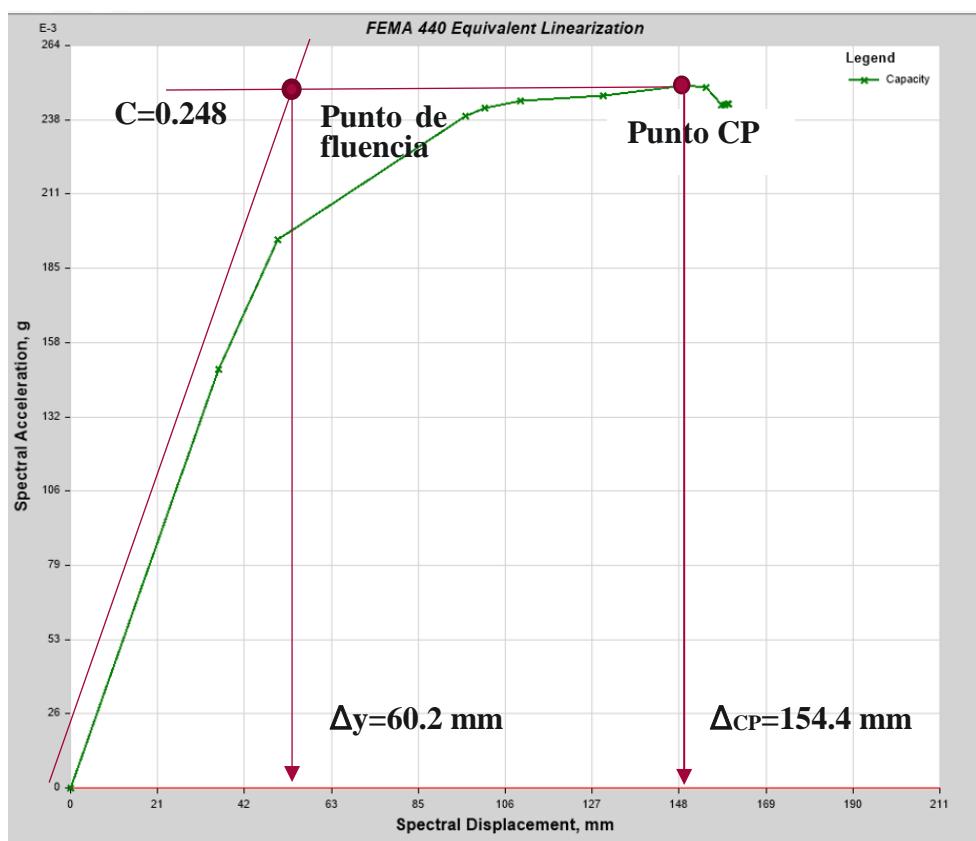
$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T$$

4C.3.4.1 Índice Sísmico Básico, E_0

1) Dirección X

i. Índice E_0 equivalente a todo el edificio: E_{ow}

El índice E_{ow} se calcula en base a la envolvente de la curva S_a - S_d en el punto CP.



Índice de resistencia: $C = 0.248$

$$\text{Índice de ductilidad: } F = \mu = \frac{\Delta_y}{\Delta_{cp}} = \frac{154.4}{60.2} = 2.56$$

$$\text{Índice sísmico básico: } E_o = C \cdot F = 0.248 \cdot 2.56 = 0.63$$

ii. Índice E_o para cada nivel: E_{oi}

El índice E_{oi} se calcula para las curvas de fuerza cortante – deriva de entrepiso de cada nivel en el punto CP.

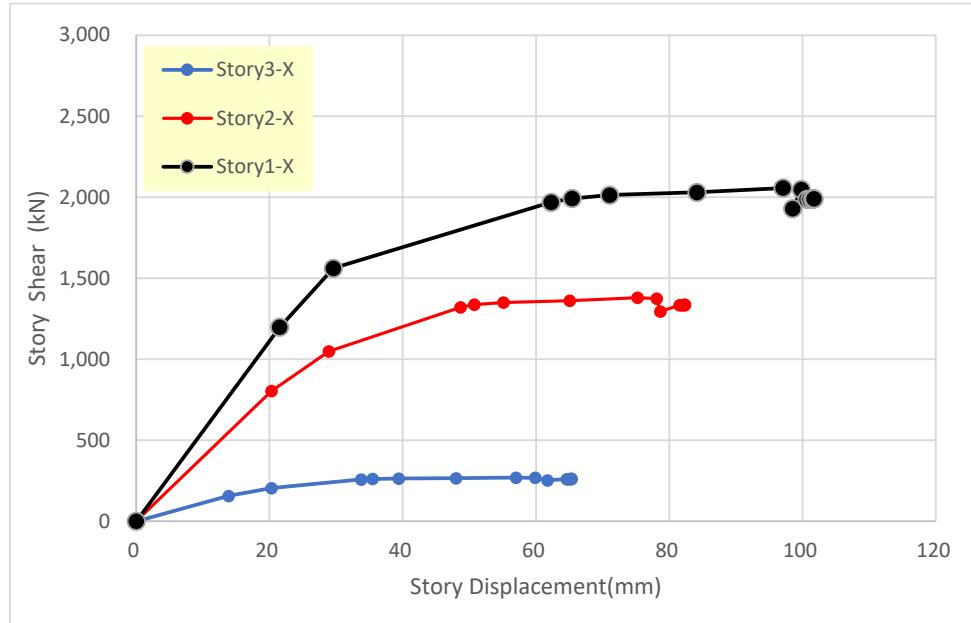


Figura 4C.3-5 Curva fuerza cortante - deriva de entrepiso – dirección X

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

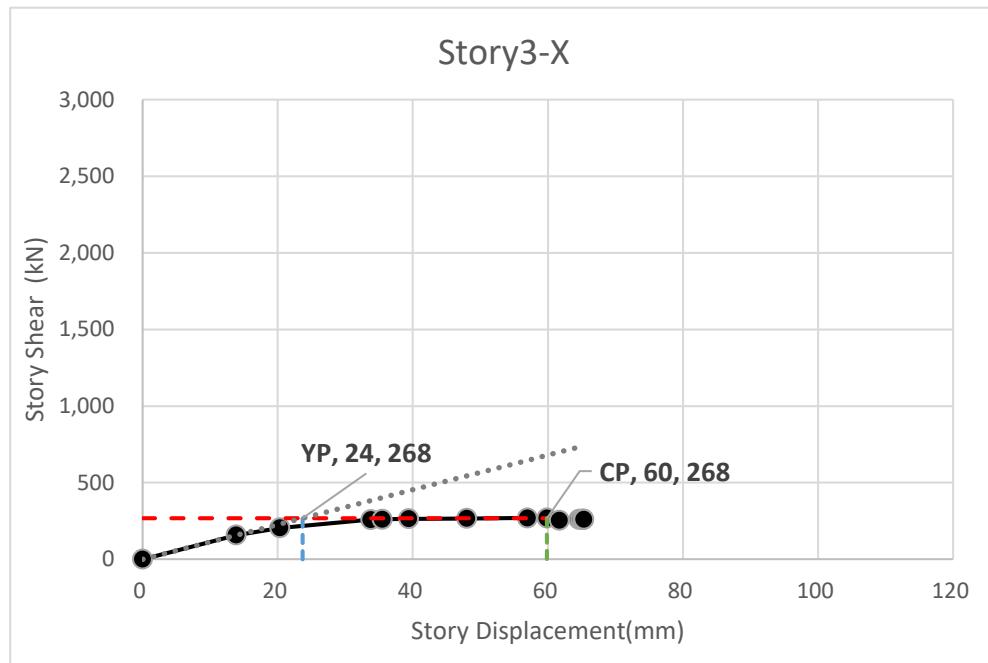


Figura 4C.3-6 Curva de fuerza cortante - deriva de entrepiso - dirección X – nivel 3

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

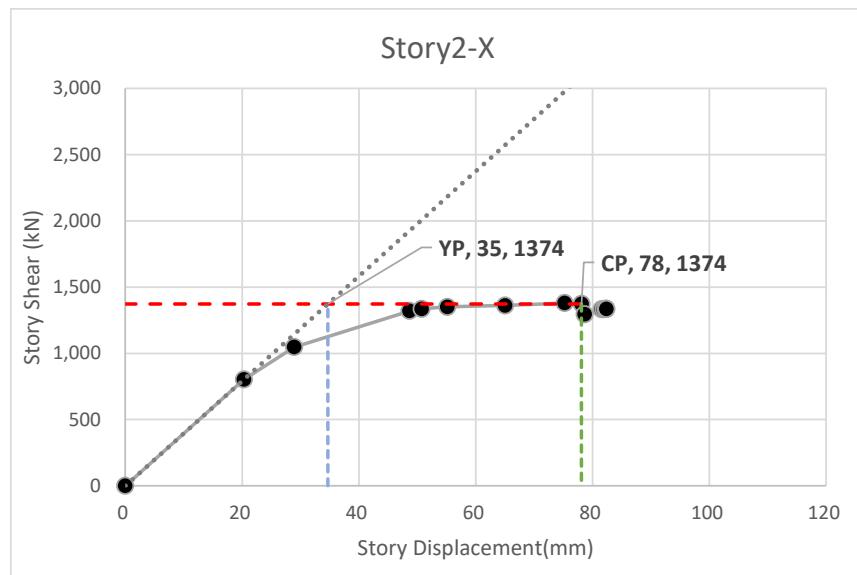


Figura 4C.3-7 Curva de fuerza cortante - deriva de entrepiso - dirección X - nivel 2

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

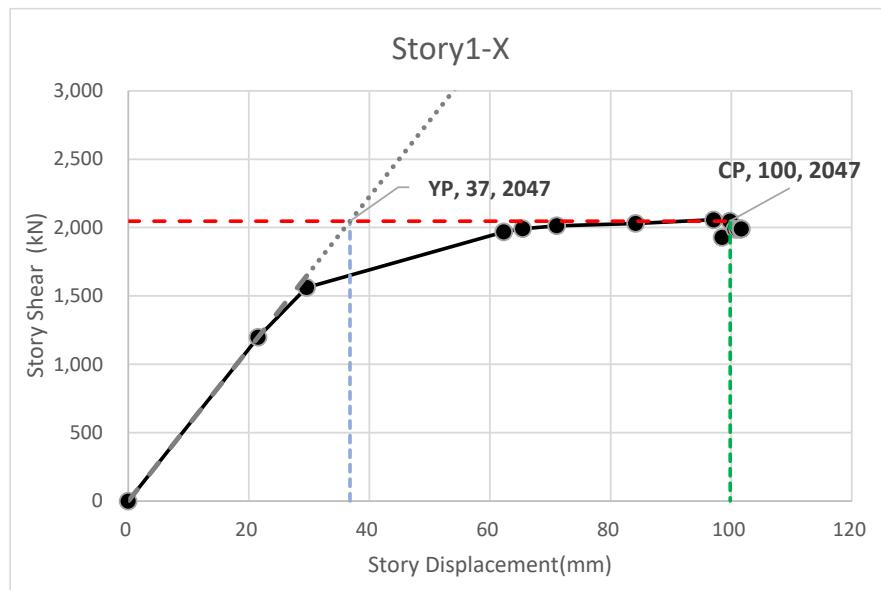


Figura 4C.3-8 Curva de fuerza cortante - deriva de entrepiso – dirección X – nivel 1

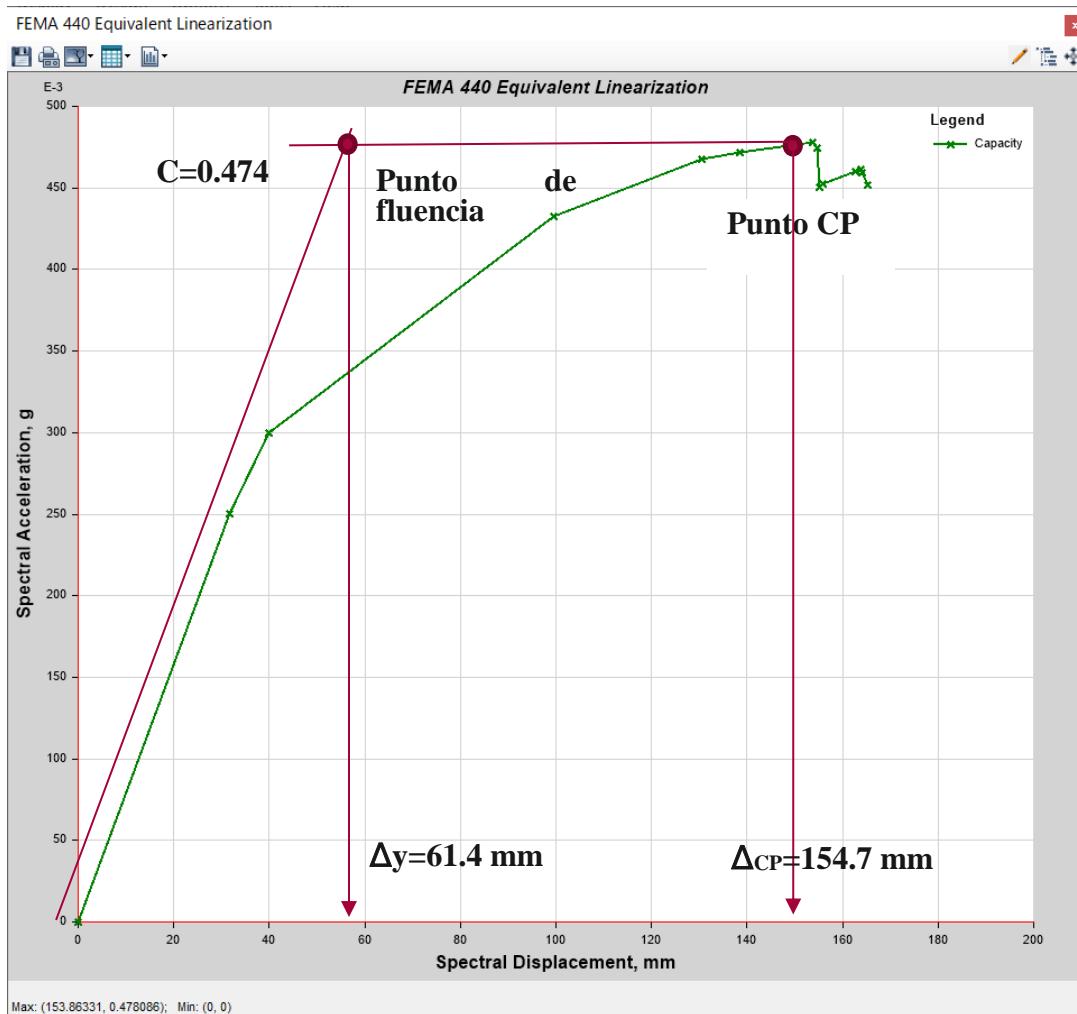
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 4C.3-7 Índice E_0 en cada nivel (E_{oi})

E_0												
Story3	Initial stiffness	11.32	0	157	230	383	402	446	544	645	678	699
	W	310.0	kN	CP		Yield point		E_0		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	268	268	0	0	268	F	C	E_0	h(m)	Drift
Story2	Initial stiffness	39.58	0	803	1144	1927	2008	2182	2575	2978	3091	3113
	W	4587.3	kN	CP		Yield point		E_0		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	1374	1374	0	0	1374	F	C	E_0	h(m)	Drift
Story1	Initial stiffness	55.65	0	1198	1646	3466	3640	3955	4683	5403	5555	5481
	W	8952.9	kN	CP		Yield point		E_0		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	2047	2047	0	0	2047	F	C	E_0	h(m)	Drift
		8	0	100	100	37	37	2.71	0.229	0.62	4.65	1/47

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

2) Dirección Y

i. Índice E_0 equivalente a todo el edificio: E_{ow} El índice E_{ow} se calcula en base a la envolvente de la curva $S_a - S_d$ en el punto CP.

Índice de resistencia: $C = 0.474$

Índice de ductilidad: $F == \frac{\Delta_y}{\Delta_{CP}} = \frac{154.7}{61.4} = 2.51$

Índice sísmico básico: $E_o = C \cdot F = 0.474 \cdot 2.51 = 1.18$

ii. Índice E_o para cada nivel (E_{oi})

El índice E_{oi} se calcula para las curvas de fuerza cortante – deriva de entrepiso de cada nivel en el punto CP.

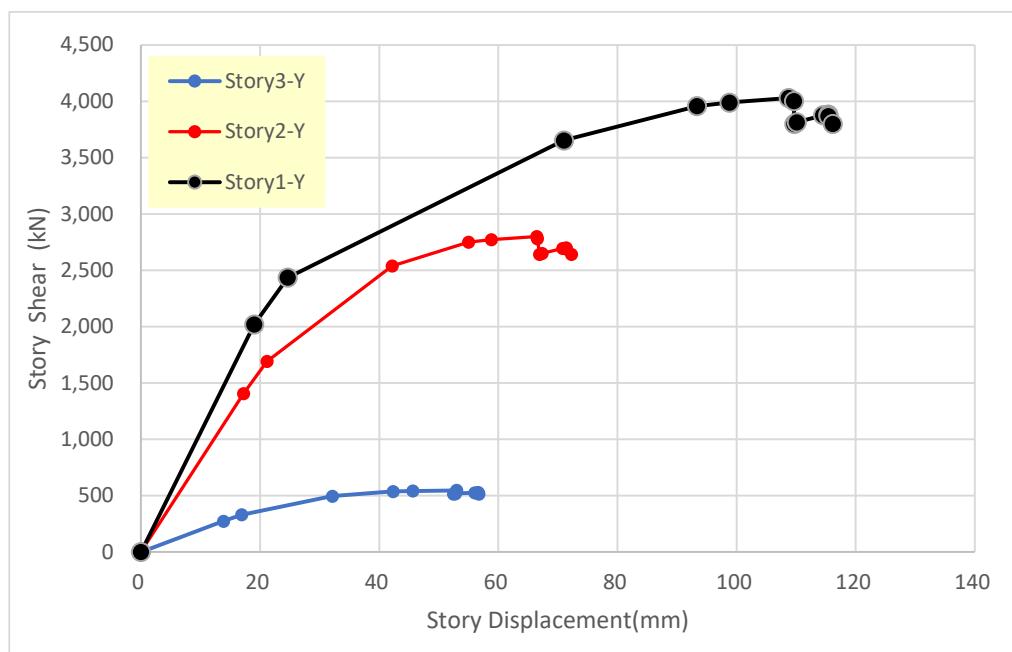


Figura 4C.3-9 Curva de fuerza cortante - deriva de entrepiso – dirección Y

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

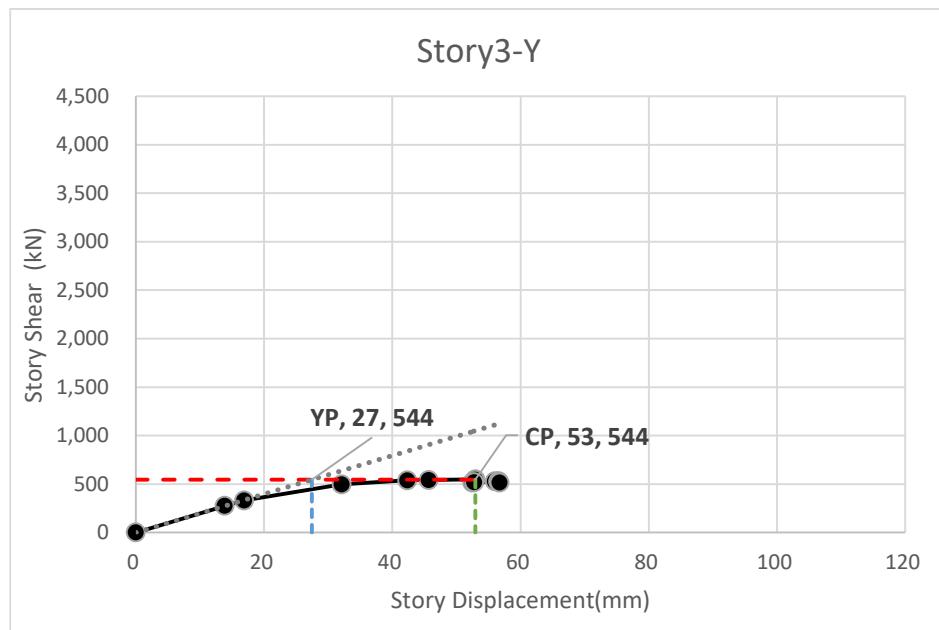


Figura 4C.3-10 Curva de curva cortante - deriva de entrepiso - dirección Y - nivel 3

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

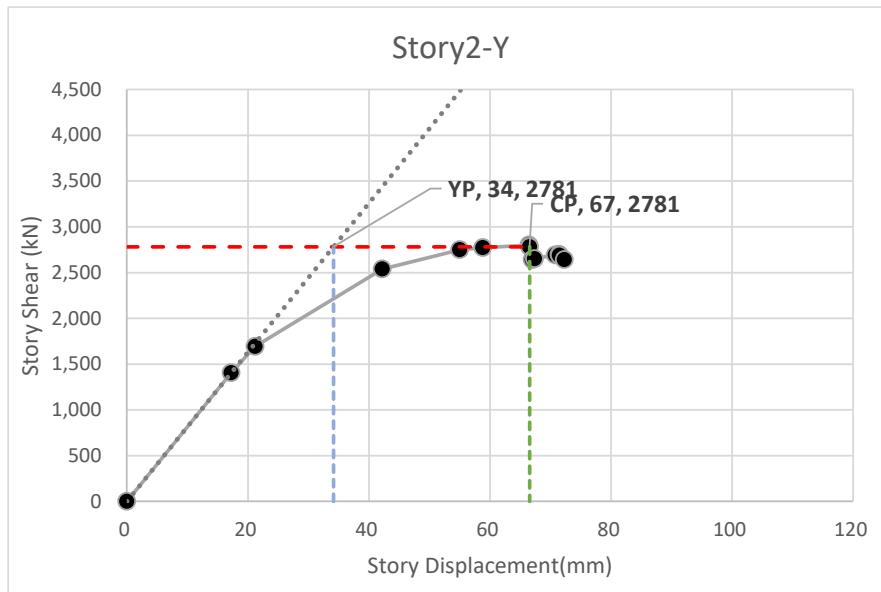


Figura 4C.3-11 Curva de curva cortante - deriva de entrepiso - dirección Y - nivel 2

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

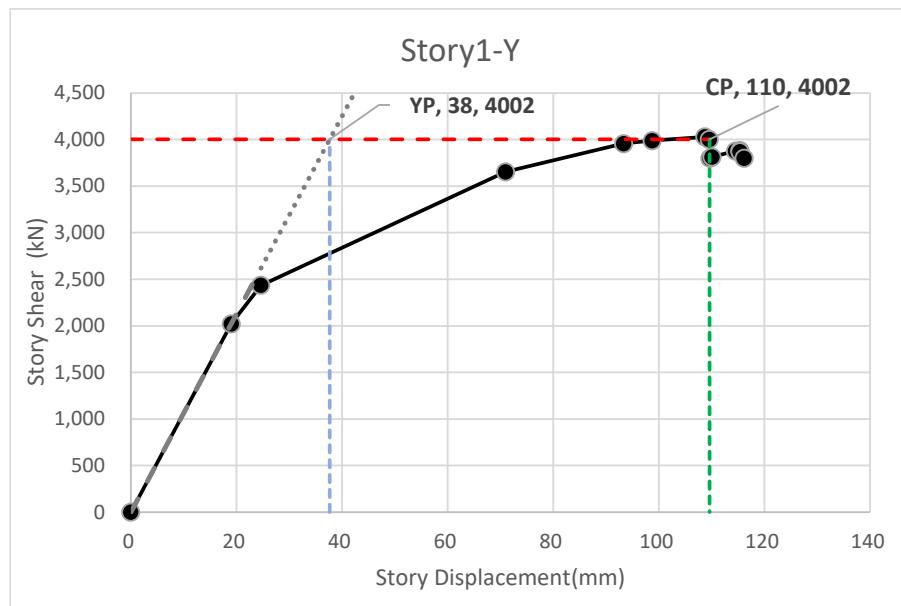


Figura 4C.3-12Curva de curva cortante - deriva de entrepiso - dirección Y - nivel 1

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

 Tabla 4C.3-8 Índice E_o para cada nivel (E_{oi})

E_o												
Story3	Initial stiffness	19.81	0	275	335	636	839	905	1049	1049	1039	1045
	W	310.0	kN	CP		Yield point		Eo		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	544	544	0	0	544	F	C	Eo	h(m)	Drift
Story2	CP-Point	7	0	53	53	27	27	1.93	1.754	2.26	3.60	1/68
	Initial stiffness	81.51	0	1405	1725	3439	4483	4794	5416	5424	5456	5488
	W	4587.3	kN	CP		Yield point		Eo		Drift angle at CP		
Story1	CP-Point	Step	2781	2781	0	0	2781	F	C	Eo	h(m)	Drift
	CP-Point	7	0	67	67	34	34	1.95	0.606	0.95	3.60	1/54
	Initial stiffness	106.28	0	2021	2619	7546	9921	10498	11554	11649	11657	11703
	W	8952.9	kN	CP		Yield point		Eo		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	4002	4002	0	0	4002	F	C	Eo	h(m)	Drift
	CP-Point	7	0	110	110	38	38	2.91	0.447	1.30	4.65	1/42

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4C.3.4.2 Índice de Forma, S_D

(1) Irregularidad torsional

Dirección	F	Δ_{\max} (mm)	Δ_{\min} (mm)	Δ_{avg} (mm) $= (\Delta_{\max} + \Delta_{\min})/2$	$\Delta_{\max}/\Delta_{\min}$	G_T
X	3	55.679	55.441	55.56	1.0021	1.0
	2	41.816	41.610	41.713	1.0024	1.0
	1	21.52	21.406	21.463	1.0026	1.0
Y	3	50.164	50.164	50.164	1.0	1.0
	2	36.249	36.249	36.249	1.0	1.0
	1	19.015	19.015	19.015	1.0	1.0

Nota: calculado en el primer paso del análisis Pushover.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

(2) Irregularidad de rigidez

Direc.	F	Δ_{drift} (mm)	Q (KN)	K (KN/m)	$(k_{i+1})/k_i$	G_s
X	3	16.58	188	11338	-	1.0
	2	24.24	962	39672	3.50	1.0
	1	25.70	1434	55794	1.41	1.0
Y	3	9.57	188	19638	-	1.0
	2	11.89	962	80897	4.12	1.0
	1	13.07	1384	105863	1.31	1.0

Nota: calculado en el primero paso del análisis Pushover.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

(3) Índice S_D

Dirección	F	G_T	G_s	S_D
X	3	1.0	1.0	1.0
	2	1.0	1.0	1.0
	1	1.0	1.0	1.0
Y	3	1.0	1.0	1.0
	2	1.0	1.0	1.0
	1	1.0	1.0	1.0

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4C.3.4.3 Índice de Tiempo, T

Este ejemplo de cálculo no puede realizarse para el edificio modelo, por ende, el índice de tiempo T será asumido como se muestra a continuación:

$$T = 1.0$$

4C.3.4.4 Índice Sísmico, I_s

(1) Dirección X

Edificio completo		E _o	S _d	T	I _s
Nivel	3	0.63	1.0	1.0	0.63
	2	1.46	1.0	1.0	1.46
	1	0.54	1.0	1.0	0.54
		0.62	1.0	1.0	0.62

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

(2) Dirección Y

Edificio completo		E _o	S _d	T	I _s
Nivel	3	1.18	1.0	1.0	1.18
	2	2.26	1.0	1.0	2.26
	1	0.95	1.0	1.0	0.95
		1.30	1.0	1.0	1.30

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4C.3.4.5 Valoración Sísmica

(1) Índice de valoración, I_{so}

El índice de valoración sísmica, I_{so} , se determina a partir de la aceleración espectral de respuesta basada en el período fundamental del edificio y el factor de categoría de ocupación (factor de importancia) de la NTDS 94.

$$I_{so} = S_a \cdot I = 1.2 \cdot 1.2 = 1.44$$

(2) Valoración

i. Dirección X

Edificio completo		I_s	I_{so}	Valoración
Nivel	3	0.63	1.44	NG
	2	1.46		OK
	1	0.54		NG
		0.62		NG

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

ii. Dirección Y

Edificio completo		I_s	I_{so}	Valoración
Nivel	3	1.18	1.44	NG
	2	2.26		OK
	1	0.95		NG
		1.30		NG

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Capítulo 5.C Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico

En este capítulo, se ha introducido un ejemplo de cálculo del Edificio Modelo mediante procedimientos basados en el desempeño sísmico.

5C.1. Evaluación de Categoría 1 – Evaluación de Selección

Como se muestra en la Figura 5.1-1 del Capítulo 5, la evaluación de categoría 1 se aplica para un edificio con diseño sísmico. Los edificios que no cumplen con Tabla 5.1-1, deberán pasar a la evaluación de categoría 3: Procedimiento de Evaluación Sistemática (Sección 3.3.4, 6.1). Generalmente, los edificios que no siguen la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994 (NTDS 94), no se ajustan con un Edificio Tipo Común. Como se muestra en la nota de la Figura 5.1-2 podría llegar ser beneficioso para el ingeniero a cargo llevar a cabo la evaluación de categoría 1 antes de realizar la evaluación de categoría 3, aunque no sea requerida.

El Checklist de la Tabla 5.2-1 y Tabla 5.2-2 se desarrollan en este documento en la Tabla 5C.1-1 y Tabla 5C.1-2 respectivamente; además, se muestran los cálculos de apoyo para más información.

5C.1.1 Checklist

Como se muestra en la Tabla 5C.1-1, el estatus de los ítems A11, A12, A15 y A17 son **NC= No Cumple**. El estatus del ítem A16 es **U= Desconocido (Unknown)**.

Por lo que es requerido utilizar la evaluación de categoría 2 (Procedimiento de Evaluación Basado en las Deficiencias) o la evaluación categoría 3 (Procedimiento de Evaluación Sistemática). Ya que el estatus de los ítems NC se relaciona principalmente con la ductilidad de los marcos, se sugiere el seleccionar apropiadamente el valor de R (Factor de Modificación de Respuesta) basado en el sistema estructural y detallado para la evaluación de categoría 2, generalmente el análisis estático lineal.

Tabla 5C.1-1 Checklist de Configuración Básica para Prevención de Colapso

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus				Comentarios
		C	NC	N/A	U	
A	Sistema del Edificio – Generalidades					
1	RECORRIDO DE CARGA: La estructura contiene un recorrido de carga completo y bien definido, incluidos los elementos estructurales y las conexiones, que sirve para transferir a las fundaciones las fuerzas de inercia asociadas a la masa de todos los elementos del edificio.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>No se requiere cálculo.</i>
2	EDIFICIOS ADYACENTES: La distancia libre entre el edificio que está siendo evaluado y cualquier edificio adyacente es superior al 1.5% de la altura del edificio de menor altura.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>No hay presencia de edificios adyacentes.</i>
3	MEZANINES: Los mezanines interiores están arriostrados independientemente de la estructura principal o están anclados a los elementos sismorresistentes de la estructura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>No hay mezzanines interiores.</i>

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus				Comentarios
		C	NC	N/A	U	
	principal.					
B	Sistema del edificio - Configuración del edificio					
1	PISO DÉBIL: La suma de las resistencias a cortante del sistema sismorresistente en cualquier piso en cada dirección no es inferior al 80% de la resistencia en el piso adyacente superior.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>De acuerdo a la geometría del edificio descrita en los planos, se considera que el ítem Cumple.</i>
2	PISO BLANDO: La rigidez del sistema sismorresistente en cualquier piso no es inferior al 70% de la rigidez del sistema sismorresistente en un piso adyacente superior o inferior al 80% de la rigidez media del sistema sismorresistente de los tres pisos superiores.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
3	IRREGULARIDADES VERTICALES: Todos los elementos verticales del sistema sismorresistente son continuos hasta las fundaciones.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>Los elementos son continuos hasta las fundaciones.</i>
4	GEOMETRÍA: No hay cambios en la dimensión horizontal neta del sistema sismorresistente de más del 30% en un piso con respecto a los pisos adyacentes, excluyendo los áticos de un piso y los mezanines.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>No hay cambios de dimensión en los niveles.</i>
5	MASA: No hay cambios en la masa efectiva de más del 50% de un piso al siguiente. No es necesario tener en cuenta los techos ligeros, los áticos ni los mezanines.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>El valor de carga muerta es aproximadamente igual en todos los niveles,</i>
6	TORSIÓN: La distancia estimada entre el centro de masa del piso y el centro de rigidez del piso es inferior al 20% del ancho del edificio en cualquiera de las dimensiones del plano.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>De acuerdo a la masa y la geometría del edificio, se considera que la torsion podría ser menor menor a lo especificado (20%).</i>
C	Riesgos Geológicos del sitio.					
1	LICUEFACCIÓN: Los suelos granulares sueltos, saturados y susceptibles a la licuefacción que podrían poner en peligro el desempeño sísmico del edificio no existen en los suelos para fundación a profundidades dentro de 15,2 m (50 pies) debajo del edificio	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<i>Estudio geotécnico es requerido. Ítem se considera desconocido.</i>
2	FALLO DE TALUD: El sitio de la edificación está ubicado lejos de posibles fallas de taludes inducidas por terremotos o desprendimientos de rocas, de modo que no se vea afectado por tales fallas o sea capaz	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus				Comentarios
		C	NC	N/A	U	
	de acomodar cualquier movimiento previsto sin fallas.					
3	RUPTURA DE FALLA SUPERFICIAL: No se prevé la ruptura de fallas superficiales ni desplazamientos superficiales en el sitio de la edificación.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
D	Configuración de las Fundaciones.					
1	VOLTEO: La relación entre la dimensión horizontal mínima del sistema sismorresistente en el nivel de fundación y la altura del edificio (base/altura) es superior a 0.6Sa	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>El ítem cumple, el proceso de cálculo se especifica más adelante.</i>
2	ANCLAJES ENTRE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN: La fundación tiene amarres adecuados para resistir fuerzas sísmicas donde las zapatas, pilotes y muelles no están restringidos por vigas, losas o suelos clasificados como Clase de Sitio A, B o C.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>De acuerdo a los planos, la fundación posee tensores; el tipo de suelo S3 puede considerarse como un suelo C3. El ítem cumple.</i>

Nota. Desarrollo de Tabla 5.2-1.

Nota: En cuanto a la referencia de la evaluación de Nivel 2 y la referencia de comentarios, consulte la tabla 17-2 de ASCE 41-17

Proceso de cálculo:

D-1. Volteo

$$\text{Relación base/altura} = \frac{b}{h}$$

$$\text{Relación base/altura} = \frac{12.45}{13.30} = 0.94$$

S_a = Aceleración espectral de respuesta en el período fundamental (T) del edificio en la dirección de estudio.
T = Período fundamental del Edificio.

$$T = 0.10n$$

Ec. C5-1

Nota. Eq. 4-5 de Standard for seismic evaluation and retrofit design of existing buildings ASCE 41-17 (p.46),
por American Society of Civil Engineers. 2017.

Donde:

n = Número de niveles por encima del nivel de terreno:

$$T = 0.10 * 3$$

$$T = 0.30s$$

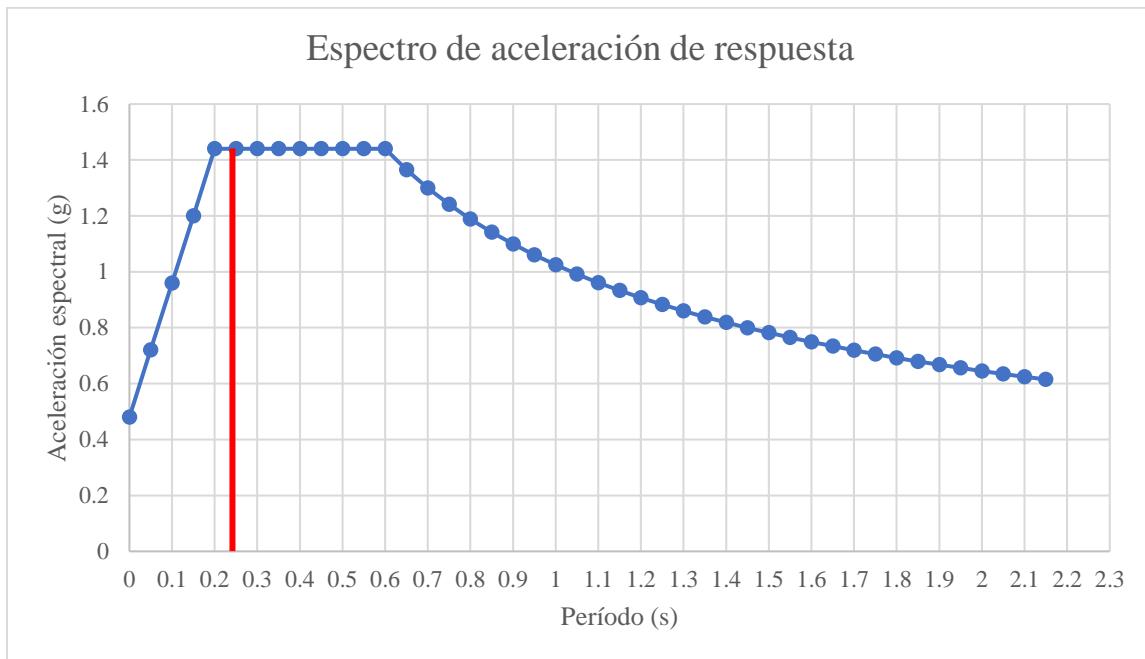


Figura 5C.1-1 Espectro de aceleración de respuesta

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

$$S_a = 1.44$$

$$S_a = 1.44 * 0.60 = 0.86$$

Comparando

$$0.94 > 0.86$$

¡Cumple!

Tabla 5C.1-2 Check List de Configuración Básica para Prevención de Colapso - Alta Sismicidad

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus				Comentarios
		C	NC	N/A	U	
A	Sistema sismorresistente					
1	REDUNDANCIA: El número de líneas de marcos de momento en cada dirección principal es mayor o igual a 2.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Número de líneas de marcos de momento en la dirección principal es igual a 2.
2	VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS AXIALES EN COLUMNAS: El esfuerzo axial provocado por cargas gravitacionales no factorizadas en columnas sometidas a fuerzas de volteo debido a la demanda sísmica es menor que 0.20f _c . Alternativamente, el esfuerzo axial causado únicamente por las fuerzas de volteo, calculado mediante el procedimiento de comprobación rápida del apartado 4.4.3.6, es inferior a 0.30f _c .	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Proceso se realizó considerando un Peso Sísmico Superficial igual a 1.4ton/m ² .
3	REDUNDANCIA: El número de tramos de	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Número de tramos de

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus				Comentarios
		C	NC	N/A	U	
	marcos de momento en cada línea es mayor o igual a 2					<i>marcos de momento es igual a 4.</i>
4	MUROS INTERFERENTES: Todas las paredes de relleno de concreto reforzado y mamposterías colocadas en los marcos de momento están aisladas de los elementos estructurales.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>Las paredes tienen juntas sísmicas de 2cm.</i>
5	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS: El esfuerzo cortante en las columnas de concreto, calculado mediante el procedimiento de verificación rápida de la Sección 4.4.3.2, es menor que el mayor de 100 lb/in ² (0.69 MPa) o $2\sqrt{f'c}$	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>24.4 es menor a 28.4- el ítem Cumple.</i>
6	MARCOS DE LOSA PLANA: El sistema sismorresistente no es un marco formado por columnas y una losa o placa plana sin vigas.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>El Sistema sismorresistente consiste en marcos de concreto reforzado.</i>
7	ELEMENTOS PRETENSADOS DEL MARCO: Los marcos sismorresistentes no incluyen ningún elemento pretensado o postensado en el que el pretensado medio supere el menor de 700 lb/pulg. ² (4,83 MPa) o $f'c/6$ en los posibles puntos de articulación. El pretensado medio se calcula de acuerdo con el procedimiento de comprobación rápida del apartado 4.4.3.8.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>No hay elementos preesforzados en el Edificio Modelo.</i>
8	COLUMNAS CAPTIVAS: No hay columnas en un nivel con relaciones altura/ancho inferiores al 50% de la relación altura/ancho nominal de las columnas típicas de ese nivel.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>Las columnas en cada nivel tienen las mismas dimensiones. La relación Altura/base es igual para las columnas en cada nivel.</i>
9	NO HAY FALLAS POR CORTANTE: La capacidad de cortante de los miembros de los marcos es capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos de los miembros.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>El ítem cumple. El proceso de cálculo es mostrado en la sección de cálculos.</i>
10	COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL: La suma de la capacidad de momento de las columnas es 20% mayor que la de las vigas en las conexiones del marco.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>El ítem cumple. El proceso de cálculo es mostrado en la sección de cálculos.</i>
11	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS: Al menos dos varillas de acero de refuerzo longitudinales superiores y dos varillas de acero de refuerzo longitudinales inferiores se extienden continuamente a lo largo de cada viga	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>Las varillas de refuerzo arriba y abajo no son continuas a través del elemento.</i>

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus				Comentarios
		C	NC	N/A	U	
	del marco. Al menos el 25% de las varillas de acero de refuerzo longitudinales dispuestas en las conexiones para momentos positivos o negativos son continuas en toda la longitud de los elementos.					
12	TRASLAPES DE VARILLAS DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS: Todas las longitudes de los traslapes de las varillas de acero de refuerzo de las columnas son superiores a 35 db y están delimitadas por anclajes espaciados a una distancia igual o inferior a 8 db. Alternativamente, las varillas de acero de refuerzo de las columnas se empalman con acopladores mecánicos con una capacidad de al menos 1,25 veces el límite elástico nominal de la varilla traslapada.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>La primera condición se cumple (35db) pero la segunda no (8db).</i>
13	TRASLAPES DE VARILLAS DE ACERO DE REFUERZO EN VIGAS: Los traslapes o los acopladores mecánicos para el refuerzo longitudinal de las vigas no están situados a menos de $lb/4$ de las uniones y no están situados en las proximidades de posibles lugares de rótulas plásticas.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>No hay traslapes en las ubicaciones de las potenciales rótulas plásticas.</i>
14	DISTANCIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS: Las columnas de los marcos tiene un espaciado igual o inferior a $d/4$ en toda su longitud e igual o inferior a 8db (refuerzo principal) en todas las posibles ubicaciones de rótulas plásticas.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>El espaciamiento de estribos en la ubicación de potenciales rótulas plásticas es a cada 10cm, mientras que 8db es igual a 20.32cm. Cumple.</i>
15	DISTANCIAMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGAS: Todas las vigas tienen estribos espaciados a $d/2$ o menos en toda su longitud. En los posibles puntos de rótulas plásticas, los estribos tienen una separación igual o inferior al mínimo de 8 db o $d/4$.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>El espaciamiento de estribos en la ubicación potencial de rótulas plásticas no cumple para todas las vigas.</i>
16	REFUERZO TRANSVERSAL DE LAS CONEXIONES: Las conexiones viga-columna tienen estribos espaciados a 8db o menos.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<i>Detalle no mostrado en los planos.</i>
17	COMPATIBILIDAD A LA DEFLECCIÓN: Los componentes secundarios tienen la capacidad de soportar el esfuerzo cortante para desarrollar la resistencia a la flexión de los componentes.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<i>Necesita más investigación. Ítem no cumple.</i>
18	LOSAS PLANAS: Las losas o placas planas que no forman parte del sistema sismorresistente	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	---

ITEM	Descripción de la Evaluación	Estatus				Comentarios
		C	NC	N/A	U	
	tienen acero inferior continuo a través de las conexiones de las columnas.					
D	Diaphragmas					
1	CONTINUIDAD DE LOS DIÁFRAGOS: Los diafragmas no están compuestos por pisos divididos y no tienen juntas de dilatación.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	---
C	Conexiones					
1	COLUMNAS DE CONCRETO: todas las columnas de concreto se fijan a las fundaciones con un mínimo de cuatro varillas de acero de refuerzo.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	---
2	LEVANTAMIENTO EN CABEZALES DE PILOTES: Los cabezales de los pilotes tienen un refuerzo superior, y los pilotes están anclados a ellos.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	---

Nota. Desarrollo de Tabla 5.2-2

Nota: En cuanto a la referencia de la evaluación de categoría 2 y la referencia de comentarios, consulte la tabla 17-22 de ASCE 41-17.

Proceso de cálculo.

A-2. VERIFICACIÓN DE ESFUERZO AXIALES EN COLUMNAS:

Fuerza Pseudosísmica (V)

$$V = CS_a W \text{ (Ec.4-1 ASCE 41-17)}$$

Donde:

V = Fuerza Pseudosísmica;

C = Factor de Modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos previstos con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.; C se tomará de la Tabla 4-7;

Tabla 5C.1-3 - Tabla 4-7 ASCE 41-17

Table 4-7. Modification Factor, C

Building Type ^a	Number of Stories			
	1	2	3	≥4
Wood and cold-formed steel shear wall (W1, W1a, W2, CFS1)	1.3	1.1	1.0	1.0
Moment frame (S1, S3, C1, PC2a)				
Shear wall (S4, S5, C2, C3, PC1a, PC2, RM2, URMa)	1.4	1.2	1.1	1.0
Braced frame (S2)				
Cold-formed steel strap-brace wall (CFS2)				
Unreinforced masonry (URM)	1.0	1.0	1.0	1.0
Flexible diaphragms (S1a, S2a, S5a, C2a, C3a, PC1, RM1)				

^a Defined in Table 3-1.

W = Peso Sísmico del Edificio (considerando $1.4 \text{ ton/m}^2 * 13.30\text{m} * 28.8\text{m} \approx 1,100 \text{ ton}$.

$S_a = 1.44$

Calculando V :

$$V = 1.0 * 1.44 * 1,100$$

$$V = 1,584 \text{ ton}$$

Verificación de Esfuerzo Axial en Columnas:

$$P_{ot} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{2}{3} \right) \left(\frac{Vh_n}{Ln_f} \right) \left(\frac{1}{A_{col}} \right) \text{ (Ec 4-11 ASCE 41-17)}$$

Donde:

n_f = Número total de marcos en la dirección de carga;

V = Fuerza Pseudosísmica = 1,584ton;

h_n = Altura desde la base hasta el nivel de techo (m);

L = Longitud total del marco (m);

M_s = Factor de Modificación del Sistema igual a 2.5 para edificios evaluado para el Nivel de Desempeño de Prevención de Colapso (CP), 1.5 para edificios evaluados para Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida (LS), y 1.0 para Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata (IO); y

A_{col} = Área de la sección transversal de la columna:

$$P_{ot} = \frac{1}{2.5} \left(\frac{2}{3} \right) \left(\frac{1,584 * 12.45}{13.30 * 5} \right) \left(\frac{1}{0.45 * 0.60} \right)$$

$$P_{ot} = 292.89 \text{ ton/m}^2 = 29.85 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando:

$$29.85 \text{ kg/cm}^2 < 63 \text{ kg/cm}^2 (0.30 f'c)$$

¡Cumple!

A-5. VERIFICACIÓN DE ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS

Esfuerzo Cortante Medio:

$$V_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left(\frac{V_j}{A_c} \right) \text{ (Ec 4-7 ASCE 41-17)}$$

Donde:

n_c = Número total de columnas;

n_f = Número total de marcos en la dirección de carga;

A_c = Sumatoria del área transversal de las columnas en el nivel bajo consideración;

V_j = Cortante del entrepiso acorde con la sección 4.4.2.

M_s = Factor de Modificación del Sistema igual a 2.0 para edificios evaluado para el Nivel de Desempeño de Prevención de Colapso (CP), 1.5 para edificios evaluados para Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida (LS), y 1.0 para Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata (IO)

Calculando V_j :

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{x=j}^n w_i h_i^k} V \text{ (Ec. 4-2a ASCE 41-17)}$$

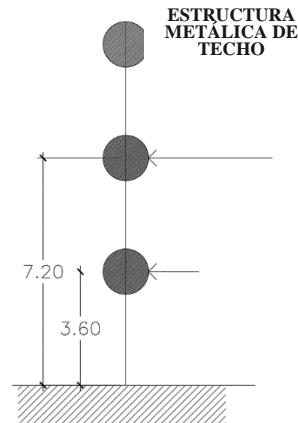
$$V_j = \sum_{x=j}^n F_x \text{ (Ec. 4-2b ASCE 41-17)}$$

Donde:

V_j = Cortante del entrepiso en el nivel j;

n = Número total de niveles encima del nivel de terreno;
 W = Peso Sísmico Total por sección;
 V = Fuerza Pseudosísmica = 1,584ton;
 w_i = Porción del peso sísmico W total situada o asignada al nivel de piso i .
 w_x = Porción del peso sísmico W total situada o asignada al nivel de piso x ;
 h_i = Altura desde la base hasta el nivel de piso i ;
 h_x = Altura desde la base hasta el nivel de piso x ; y
 k = 1.0 para $T \leq 0.5$ s y 2.0 para $T > 2.5$ s; Se podrá utilizar una interpolación lineal para el cálculo de los valores de k .

Nivel	Wi (ton)	hi (m)	Wihi (ton*m)
1	550	3.60	1,980
2	550	7.20	3,960
Total	1,100		5,940



$$F_x = \frac{1,980}{5,940} * 1,584 = 528 \text{ ton}$$

$$V_j = 528 \text{ ton}$$

Regresando:

$$V_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left(\frac{V_j}{A_c} \right) = \frac{1}{2.0} \left(\frac{15}{15 - 5} \right) \left(\frac{528}{0.45 * 0.60 * 0.15} \right)$$

$$V_j^{avg} = 107.41 \text{ ton/m}^2 \approx 10.95 \text{ kg/cm}^2 = 1.07 \text{ MPa}$$

Comparando

$$0.69 \text{ MPa}$$

$$2\sqrt{210} = 29.98 = 2.84 \text{ MPa}$$

Valor mayor

$$1.07 \text{ MPa} < 2.84 \text{ MPa}$$

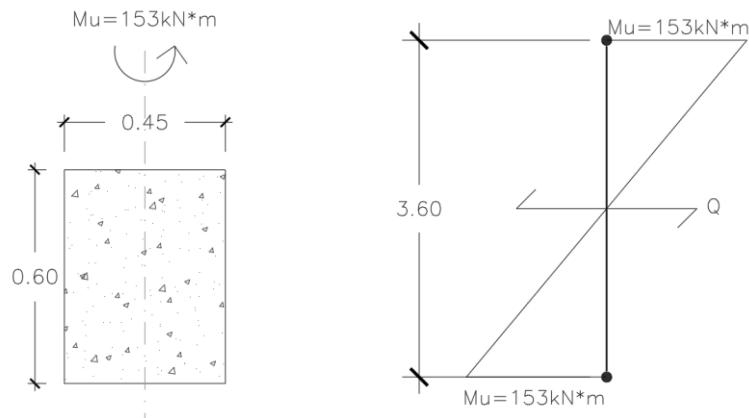
¡Cumple!

A-9 NO HAY FALLA POR CORTANTE

Verificando capacidad de los miembros:

Columnas – Dirección Y

(Asumiendo Fuerza Axial = 0)



$$Q = \frac{2Mu}{Ho} = \frac{2(153)}{3.60} = 85 \text{ kN}$$

Esfuerzo cortante:

$$\frac{Q}{A} = \frac{85}{0.45 * 0.60} = 314.81 \text{ kN/m}^2 \approx 3.21 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando con Esfuerzo Cortante Medio (Item A-5):

$$3.21 \text{ kg/cm}^2 < 10.95 \text{ kg/cm}^2$$

Falla por momento flector.

Vigas – Dirección Y (Dirección de ancho más corto)
(Asumiendo Fuerza Axial= 0)



$$Q = \frac{2Mu}{Ho} = \frac{2(187)}{6.30} = 59.4 \text{ kN}$$

Esfuerzo cortante:

$$\frac{Q}{A} = \frac{59.4}{0.30 * 0.70} = 282.86 kN/cm^2 \approx 2.88 kg/cm^2$$

Comparando con Esfuerzo Cortante Medio (Item A-5):

$$2.88 kg/cm^2 < 10.95 kg/cm^2$$

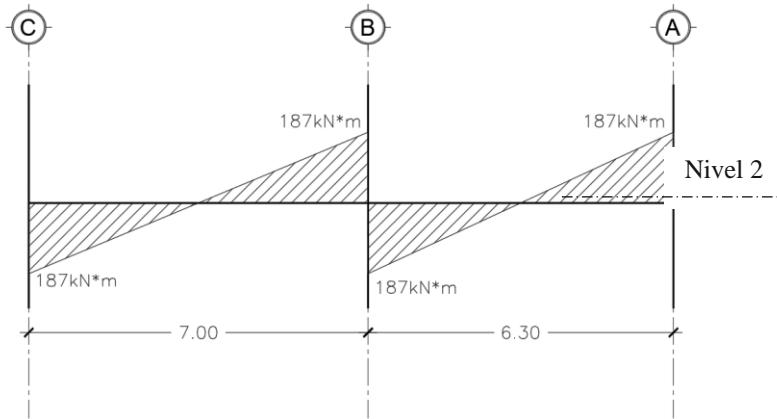
Falla por Momento Flector

Ítem cumple, falla por Momento Flector.

Nota: La capacidad se ve afectada por las fuerzas axiales, por ende, la capacidad total de los miembros podría ser menor que la calculada. La dirección X deberá ser calculada por separado.

A-10. COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

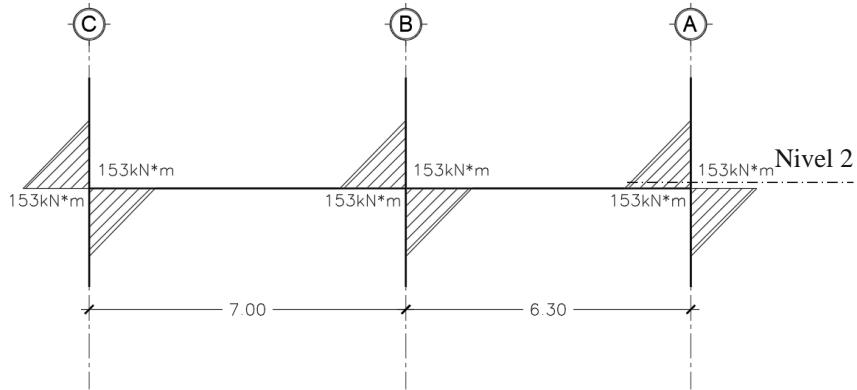
Vigas



Momentos totales en vigas:

$$M_U = 4 * 187 kN * m = 748 kN * m$$

Columnas



Momentos totales en columnas

$$M_U = 6 * 153kN * m = 918kN * m$$

Verificando:

$$\frac{918}{748} = 1.22 > 1.20$$

Los momentos totales en columnas son mayores a los momentos totales en vigas

¡Cumple!

Nota: La capacidad de los elementos se ve afectada por los esfuerzos axiales, por ende, los momentos totales podrían ser menores que los calculados.

5C.2. Evaluación de Categoría 2 – Evaluación Basada en las Deficiencias

5C.2.1 Generalidades

La evaluación de categoría 1 para el edificio modelo se condujo en el Capítulo 5C.1 mediante el checklist de la ASCE 41-17. Donde, el detalle de refuerzo a cortante de las vigas y columnas arrojó un dato satisfactorio, denotado a través de “*Cumple*”. El edificio posee juntas sísmicas entre las columnas y paredes de bloque de concreto, igualmente, no se encontró alguna irregularidad en planta ni en elevación; sin embargo, la posición del traslape del refuerzo principal de las columnas es inadecuado, tal y como se muestra en la Figura 5C.2-1. Debido a lo anterior, es que se desarrolla la evaluación de categoría 2 bajo las siguientes condiciones:

1. El análisis estático lineal está basado en la NTDS 94, realizándose la revisión de esfuerzas en vigas y columnas.
2. Un factor R (Factor de modificación de respuesta) de R=5 es aplicado, de acuerdo con la Tabla 7 de la NTDS 94, la cual es aplicable para marcos de concreto con detallado especial de un sistema A.
3. Para más información, referirse al Capítulo 5C.1

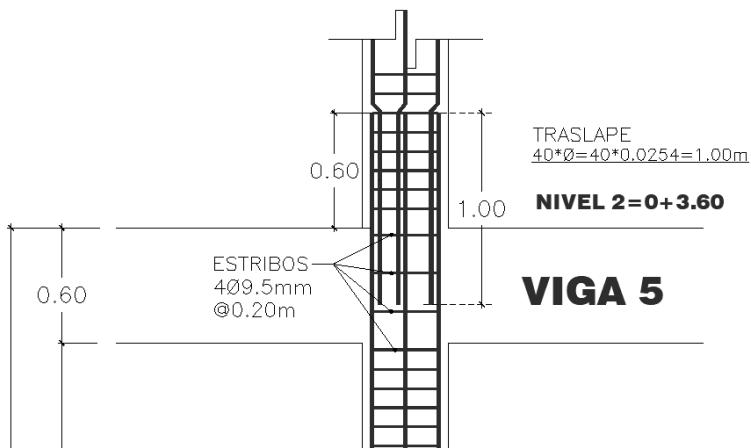


Figura 5C.2-1 Posición de traslape de acero de refuerzo principal de columnas

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

En cuanto a los resultados obtenidos, se observó un “sobre esfuerzo” en vigas y columnas, por lo que es necesario realizar el siguiente paso, en este caso, conducir la evaluación de Nivel 3 Evaluación Sistemática.

Para llevar a cabo el análisis lineal y la revisión de esfuerzos en vigas y columnas, fue utilizado el software ETABS en su versión 20.3.0

5C.2.2 Información del Edificio

La información del proyecto se resume en la siguiente tabla:

Tabla 5C.2-1 Información general del proyecto

Nombre del edificio	Edificio Modelo
Ubicación del edificio	San Salvador
Sistema Estructural	Marcos de concreto reforzado
Altura total (desde el nivel de terreno)	11.85m
Área total por niveles	383.4 m ²
Año de construcción	Presumiblemente antes de 1996

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.3 Introducción

1) Propósito

Aquí se desarrolla la revisión de los elementos estructurales existentes en el edificio modelo, donde la demanda sísmica de la NTDS 94 ha sido aplicada con el fin de comprobar si la respuesta de vigas y columnas es satisfactoria

La revisión se lleva a cabo con las secciones transversales de los elementos y su distribución de acero de refuerzo (a flexión y cortante) para verificar su cumplimiento bajo las acciones impuestas, mediante un análisis estático lineal, utilizando el espectro de respuesta sugerido de acuerdo con la categoría de ocupación y el tipo de suelo de la ubicación del edificio modelo.

2) Suposiciones y limitaciones

- Se considerará que las columnas están restringidas en su base.
- Las propiedades del suelo son de un tipo de suelo S3, según lo descrito en la NTDS 94.
- En cada nivel, las paredes y los elementos de fachada se integran en la estructura principal en la parte inferior.
- Las paredes internas, así como la estructura de techo, se han convertido en cargas unitarias.
- Se utiliza un factor de modificación de respuesta R=5.0 para la revisión de la estructura existente.
- Se supone que el cuerpo de escaleras está fuera de la estructura principal, por lo tanto, no será objeto de análisis.
- La distribución de acero de refuerzo fue creada en el *section designer* del software ETABS, realizándose según arreglos típicos en la década temprana de la década de los 90s.

5C.2.4 Criterios de Diseño y Normativas

5C.2.4.1. Códigos de Diseño y Normativas Referenciadas

- Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador;
- Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994;
- ACI 318, *American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary 318*.

5C.2.4.2. Combinaciones de carga

1) Cargas muertas

Correspondiente al peso de los elementos modelados acorde a su sección transversal y los materiales de los cuales está compuesto. Caso contrario, se realiza cálculo adicional a manera de control. Esto se muestra a continuación:

Tabla 5C.2-2 Cálculo de cargas muertas - edificio modelo

ROOF STRUCTURE + ROOF SHEET									
Detail	Material [Concrete] [steel]	Concrete Section		Area (bxh) [m ²]	Length [m]	Unit Weight [kg/m ³]	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
		b [m]	h [m]						
V13 PERIMETER	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.15	0.6	0.09	84.2	2400	18187.20	18.19	Base of parapet
Roof	Roof sheet (Fibrocement + Roff structure A36 open, average weight			412.022		33.00	13596.73	13.60	Typical roof sheet weight in the country+A36 unit weight (Unit weight: kg/m ²) FOR ROOF AREA =SLAB AREA*SLOPE (15% IN THIS CASE)
TOTAL							31783.93	31.79	

SECOND SLAB SELF WEIGHT ESTIMATION									
Detail	Material [Concrete] [steel]	Concrete Section		Area (bxh) [m ²]	Length [m]	Unit Weight [kg/m ³]	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
		b [m]	h [m]						
B12	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.2	0.6	0.12	27	2400	7776.00	7.78	as SB-V8
B11	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.2	0.6	0.12	54	2400	15552.00	15.55	as SB-V8
B10	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.3	0.7	0.21	19.2	2400	9676.80	9.68	as SB-V8
B9	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.3	0.7	0.21	17.1	2400	8618.40	8.62	as SB-V8
B8	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.25	0.8	0.2	12.8	2400	6144.00	6.14	as SB-V8
B7	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.25	0.8	0.2	11.4	2400	5472.00	5.47	as SB-V8
C1 below	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.45	0.6	0.27	27	2400	17496.00	17.50	Considering the half of column above and below
C1 Above	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.35	0.6	0.21	54.75	2400	27594.00	27.59	Considering the half of column above and below
Enclosing walls	concrete block of 15 cm thickness, perimetral without windows	0.15	2.9		35.98	400	41736.80	41.74	HEIGHT*LENGTH * UNIT WEIGHT (kg/m ² of wall)
Enclosing walls	concrete block of 15 cm thickness, perimetral with windows openin	0.15	1.2		41.28	269.8	13364.81	13.36	HEIGHT*LENGTH * UNIT WEIGHT (kg/m ² of wall)
Partition walls	All the ligh weight of partition walls assumed as drywall (two faces)	0	2.9		72.95	15.6	3300.26	3.30	THICKNESS *HEIGHT*LENGTH * UNIT WEIGHT (kg/m ³ of wall)
Slab2 (SLAB AREA)	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	358.28		358.28	0.2	2400	171974.40	171.97	floor area * thickness
TOTAL							328705.47	328.70	

FIRST SLAB SELF WEIGHT ESTIMATION									
Detail	Material [Concrete] [steel]	Concrete Section		Area (bxh) [m ²]	Length [m]	Unit Weight [kg/m ³]	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
		b [m]	h [m]						
B6	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.2	0.6	0.12	27	2400	7776.00	7.78	as SB-V8
B5	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.2	0.6	0.12	54	2400	15552.00	15.55	as SB-V8
B4	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.3	0.7	0.21	19.2	2400	9676.80	9.68	as SB-V8
B3	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.3	0.7	0.21	17.1	2400	8618.40	8.62	as SB-V8
B2	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.25	0.8	0.2	12.8	2400	6144.00	6.14	as SB-V8
B1	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.25	0.8	0.2	11.4	2400	5472.00	5.47	as SB-V8
C1 below	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.45	0.6	0.27	25.5	2400	16524.00	16.52	Considering the half of column above and below as SB-V8
C1 Above	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	0.45	0.6	0.27	32.25	2400	20898.00	20.90	Considering the half of column above and below as SB-V8
Enclosing walls	concrete block of 15 cm thickness, perimetral without windows	0.15	2.9		36.36	400	42177.60	42.18	HEIGHT*LENGTH * UNIT WEIGHT (kg/m ² of wall)
Enclosing walls	concrete block of 15 cm thickness, perimetral with windows openin	0.15	1.2		37.07	269.8	12001.78	12.00	HEIGHT*LENGTH * UNIT WEIGHT (kg/m ² of wall)
Partition walls	All the ligh weight of partition walls assumed as drywall (two faces)	0	2.9		72.95	15.6	3300.26	3.30	THICKNESS *HEIGHT*LENGTH * UNIT WEIGHT (kg/m ³ of wall)
Slab 1 (SLAB AREA)	[f'c=280 kg/cm ²] [fy=2,800 kg/cm ²]	358.28		358.28	0.2	2400	171974.40	171.97	floor area * thickness
TOTAL							320115.24	320.11	

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

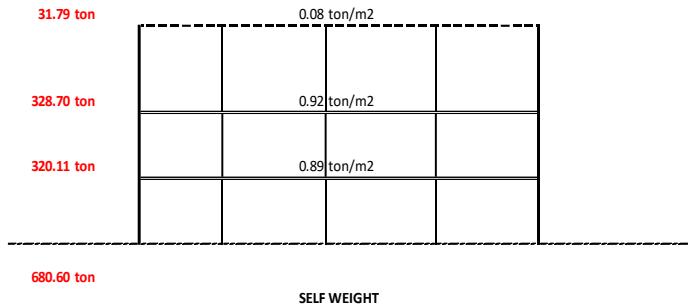


Figura 5C.2-2 Cargas muertas - edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

2) Sobrecarga

Acorde a las consideraciones y suposiciones de la siguiente Tabla 5C.2-3

Tabla 5C.2-3 Cálculo de sobrecarga - edificio modelo

ROOF STRUCTURE + ROOF SHEET, OVERLOAD					
Detail	DEAD UNIT LOAD REGARDING NORMAL PRACTICE IN EL SALVADOR (kg/cm ²)	SLAB AREA TO APPLY	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
Electrical instalation	20	412.022	8240.44	8.24	For the installation and overloading for specific situation, will be named SUPER DEAD, regarding how most of the software name the load conditions. FOR ROOF AREA =SLAB AREA*SLOPE (15% IN THIS CASE)
HYdraulic Instalation	20	412.022	8240.44	8.24	
Ceeling	20	412.022	8240.44	8.24	
TOTAL			24721.32	24.72	

SECOND SLAB OVERLOAD ESTIMATION					
Detail	DEAD UNIT LOAD REGARDING NTDS 94	SLAB AREA TO APPLY	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
Electrical instalation	20	358.28	7165.60	7.17	For the installation and overloading for specific situation, will be named SUPER DEAD, regarding how most of the software name the load conditions
HYdraulic Instalation	20	358.28	7165.60	7.17	
Floor+ levelling mortar	130	358.28	46576.40	46.58	
Ceeling	20	358.28	7165.60	7.17	
TOTAL			68073.20	68.09	

FIRST SLAB OVERLOAD ESTIMATION					
Detail	DEAD UNIT LOAD REGARDING NTDS 94	SLAB AREA TO APPLY	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
Electrical instalation	20	358.28	7165.60	7.17	For the installation and overloading for specific situation, will be named SUPER DEAD, regarding how most of the software name the load conditions
HYdraulic Instalation	20	358.28	7165.60	7.17	
Floor+ levelling mortar	130	358.28	46576.40	46.58	
Ceeling	20	358.28	7165.60	7.17	
TOTAL			68073.20	68.09	

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

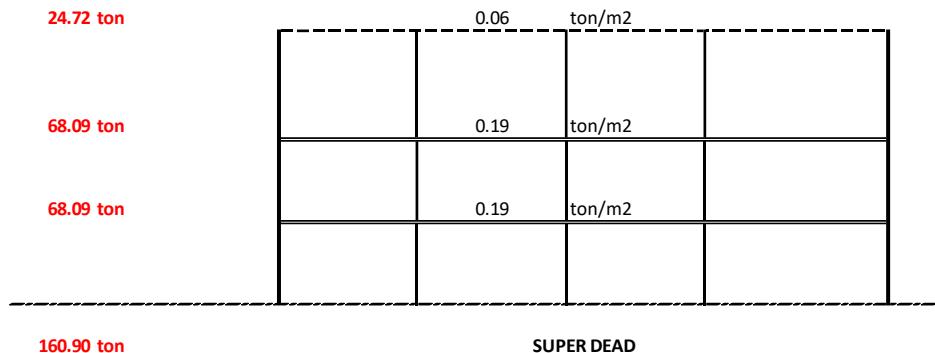


Figura 5C.2-3 Sobrecarga - edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

3) Cargas vivas

Serán consideradas como cargas vivas todas aquellas que produzcan una ocupación debido a su uso en la construcción que no resulten en una posición permanente. Para ello, se considerarán las cargas de la Tabla 5C.2-4.

Tabla 5C.2-4 cargas vivas consideradas - edificio modelo

Descripción	W (kg/cm ²)	W _i (kg/cm ²)	W _m (kg/cm ²)	Unidad
Techos con pendientes mayores al 5%	5	0	20	kg/m ²
Oficinas, salones, laboratorios	100	180	250	kg/m ²
Corredores, pasillos, vestíbulos.	40	150	350	kg/m ²

Nota. Fuente Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, Capítulo 4 – TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS MINIMAS, kg/cm².

Donde:

W : carga viva promedio.

W_i : carga viva instantánea (recomendada para análisis sísmico)

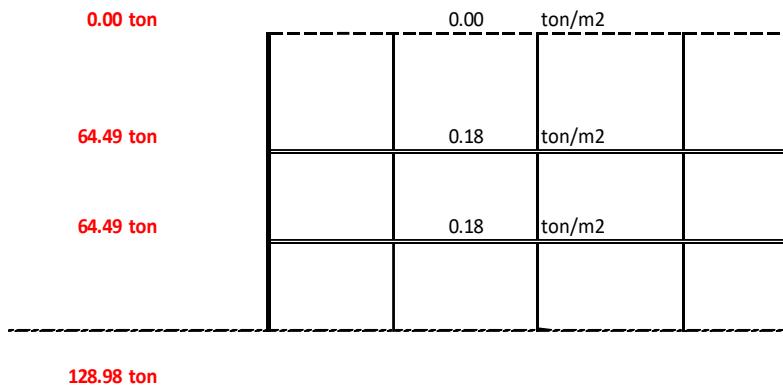
W_m : carga viva máxima (para deflexiones y análisis de asentamientos)

Tabla 5C.2-5 Cálculo de cargas vivas - edificio modelo

ROOF STRUCTURE + ROOF SHEET, INSTANT LIVE LOAD					
Detail	LIVE LOAD REGARDING DESTINATION OF THE FLOOR OR ROOF	SLAB AREA TO APPLY	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
Instant Live Load	0	412.022	0.00	0.00	<i>For seismic design is zero, roof top with slope more than 5%, RESESCO chapter 4, minimum live loads</i>
TOTAL			0.00	0.00	

SECOND SLAB INSTANT LIVE LOAD ESTIMATION					
Detail	LIVE LOAD REGARDING DESTINATION OF THE FLOOR OR ROOF	SLAB AREA TO APPLY	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
Instant Live Load	180	358.28	64490.40	64.49	<i>RESESCO Chapter 4, Table: "MINIMUM LIVE LOADS"; b) Offices, offices, classrooms and laboratories laboratories</i>
TOTAL			64490.40	64.49	

FIRST SLAB INSTANT LIVE LOAD ESTIMATION					
Detail	LIVE LOAD REGARDING DESTINATION OF THE FLOOR OR	SLAB AREA TO APPLY	Sub total [kg]	Sub total [Ton]	Remarks
Instant Live Load	180	358.28	64490.40	64.49	<i>RESESCO Chapter 4, Table: "MINIMUM LIVE LOADS"; b) Offices, offices, classrooms and laboratories laboratories</i>
TOTAL			64490.40	64.49	



LIVE LOAD (EQ)

Figura 5C.2-4 Cargas vivas - edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

4) Peso sísmico

Tabla 5C.2-6 Peso Sísmico - Edificio Modelo

ROOF STRUCTURE + ROOF SHEET, INSTANT LIVE LOAD				
DESCRIPTION	CASE	WEIGHT (ton)	FLOOR AREA (m2)	WEIGHT (ton/m2)
SELF WEIGHT	DEAD	31.79	383.04	0.08
OVERLOADING	SUPER DEAD	24.72	383.04	0.06
LIVE LOAD	LIVE	0.00	383.04	0
	SUM	56.51		0.14

SECOND SLAB SELF WEIGHT ESTIMATION				
DESCRIPTION	CASE	WEIGHT (ton)	FLOOR AREA (m2)	WEIGHT (ton/m2)
SELF WEIGHT	DEAD	328.70	383.04	0.86
OVERLOADING	SUPER DEAD	68.09	383.04	0.18
LIVE LOAD	LIVE	64.49	383.04	0.17
	SUM	461.28		1.21

FIRST SLAB SELF WEIGHT ESTIMATION				
DESCRIPTION	CASE	WEIGHT (ton)	FLOOR AREA (m2)	WEIGHT (ton/m2)
SELF WEIGHT	DEAD	320.11	383.04	0.84
OVERLOADING	SUPER DEAD	68.09	383.04	0.18
LIVE LOAD	LIVE	64.49	383.04	0.17
	SUM	452.69		1.19

TOTAL	970.48	2.54
-------	--------	------

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.4.3. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga aplicadas para la evaluación de Nivel 2 se definieron según el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones

$$U = 1.4 \text{ CM}$$

$$U = 0.75 (1.4 \text{ CM} + CV + 1.87S) = \textcolor{red}{1.05 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 1.40 \text{ S}}$$

$$U = \textcolor{red}{0.90 \text{ CM} + 1.43 \text{ S}}$$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ E}; E = 0; = \textcolor{red}{1.40 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}}$$

$$U = 0.75 (1.4 \text{ CM} + 1.4 \text{ T} + 1.7 \text{ CV}); T = 0; = 1.05 \text{ CM} + 1.3 \text{ CV} \text{ (No utilizada)}.$$

Donde:

CM: Carga Muerta**CV: Carga Viva****S: Carga Sísmica**

5C.2.4.4. Casos de Carga por Aplicar

$$U1 = 1.40 \text{ Carga Muerta} + 1.40 \text{ Sobrecarga}$$

$$U2 = 1.05 \text{ Carga Muerta} + 1.05 \text{ Sobrecarga} + 0.75 \text{ Carga Viva} + 1.40 Sx + 0.42Sy *$$

$$U3 = 1.05 \text{ Carga Muerta} + 1.05 \text{ Sobrecarga} + 0.75 \text{ Carga Viva} + 1.40 Sy + 0.42Sx *$$

$$U4 = 1.40 \text{ Carga Muerta} + 1.40 \text{ Sobrecarga} + 1.7 \text{ Carga Viva}$$

Nota:

* El efecto ortogonal se añade considerando el 30% de la fuerza sísmica simultánea que actúa en la dirección de análisis.

La excentricidad considerada es del 5% para cada lado en cada dirección, definida en el Patrón de Carga.

5C.2.5 Análisis Estructural

5C.2.5.1. Materiales

- Resistencia del concreto: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Peso volumétrico del concreto = $2,400 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia del acero de refuerzo $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 15,100\sqrt{f'_c} = 15,100\sqrt{280} = 252,671.328 \text{ kg/cm}^2$

Descripción del sistema estructural: marcos de concreto reforzado con cimentaciones superficiales

Distribución de cargas aplicadas de acuerdo a lo establecido en la NTDS 94 para análisis estático lineal.

Software utilizado: ETABS v20.3.0

5C.2.5.2. Secciones Transversales

Tabla 5C.2-7 Sección transversal de columnas y vigas - edificio modelo

COLUMNAS		
ID	DIMENSIONES	
	Dir. Transversal (cm)	Dir. Longitudinal (cm).
1C1-450X600	60.0	45.0
2C1-450X600	60.0	45.0
2C1-450X600	60.0	45.0

VIGAS		
ID	DIMENSIONES	
	Base (cm)	Altura (cm)
B1-250X800	25.0	80.0
B2-250X800	25.0	80.0
B3-300X700	30.0	70.0
B4-300X700	30.0	70.0
B5-200X600	20.0	60.0
B6-200X600	20.0	60.0
B7-250X800	25.0	80.0
B8-250X800	25.0	80.0
B9-300X700	30.0	70.0
B10-300X700	30.0	70.0
B11-200X600	20.0	60.0
B12-200X600	20.0	60.0

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.5.3. Coeficiente Sísmico

FORMAT FOR SEISMIC COEFFICIENT CALCULATION														
PROJECT	"MODEL BUILDING"													
LOCATION	SAN SALVADOR													
CONDITION	BUILDING DESING NTDS-94 CASE													
GENERAL ECUATION :														
$Cs = A \times I \times Co / R \times (To/T)^{2/3} \quad \text{NTDSES Chapter. 4.2 Ec. 4.2}$														
SEISMIC ZONE VALUE:	A = 0.4 NTDSES Table 1													
OCCUPANCY INDEX:	I = 1.2 NTDSES Table 3 y Table. 4													
SITE COEFFICIENT:	Co = 3 NTDSES Table2													
RESPONSE FACTOR:	R = 5 NTDSES Table 7													
FUNDAMENTAL PERIOD OF VIBRATION	T = 0.60 NTDSES chapter. 4.2.2 Method A													
FROM SITE COEFFICIENT:	To = 0.6 NTDSES Table 2													
EVALUACION	$Cs = A \times I \times Co / R \times (To/T)^{2/3}$ $Cs = 0.4 \times 1.2 \times 3 / 5 \times 1^{2/3} = 0.29$													
<input style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 100px;" type="text" value="Cs = 0.29"/>														
<p>CHECK RANGE CONDITION $To \leq T \leq 6To$</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">To = 0.6</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">≤</td> <td style="width: 30%;">T = 0.47</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">NO OK</td> </tr> <tr> <td>T = 0.47</td> <td>≤</td> <td>6To = 3.6</td> <td>OK</td> </tr> </table> <p>If range condition it's out of range use minimum (To if lower) or maximum (6To if greater) then T= 0.6</p>			To = 0.6	≤	T = 0.47	NO OK	T = 0.47	≤	6To = 3.6	OK				
To = 0.6	≤	T = 0.47	NO OK											
T = 0.47	≤	6To = 3.6	OK											
<p>CHECK RANGE CONDITION $0.03 \leq Cs \leq 0.3$</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">0.03</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">≤</td> <td style="width: 30%;">Cs = 0.29</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">OK</td> </tr> <tr> <td>Cs = 0.29</td> <td>≤</td> <td>0.3</td> <td>OK</td> </tr> </table>			0.03	≤	Cs = 0.29	OK	Cs = 0.29	≤	0.3	OK				
0.03	≤	Cs = 0.29	OK											
Cs = 0.29	≤	0.3	OK											
<p>CHECK "T" VALUE NTDSES Chapter. 4.2.2 Ec. 4.3</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">T = Ct x [hn^(3/4)]</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">≤ 0.7</td> </tr> <tr> <td>Ct = 0.073</td> <td>System A (selection from Table 7) and NTDSES criteria ch. 4.2 eq. 4.3</td> </tr> <tr> <td>hn = 11.85 m</td> <td>Height of the structure</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">T = Ct x [hn^(3/4)]</td> <td style="text-align: center;">NO NEED TO ADD WHIP FORCE, Ft</td> </tr> <tr> <td>T = 0.47</td> <td>< 0.7</td> </tr> <tr> <td>T = 0.47</td> <td></td> </tr> </table> <p>Ft: Portion of the base shear applied at level n, in addition to the lateral earthquake force at level n, this value need not exceed 0.25 times the value of Vb and can be considered zero when "T" is less than 0.7 sec.</p>			T = Ct x [hn^(3/4)]	≤ 0.7	Ct = 0.073	System A (selection from Table 7) and NTDSES criteria ch. 4.2 eq. 4.3	hn = 11.85 m	Height of the structure	T = Ct x [hn^(3/4)]	NO NEED TO ADD WHIP FORCE, Ft	T = 0.47	< 0.7	T = 0.47	
T = Ct x [hn^(3/4)]	≤ 0.7													
Ct = 0.073	System A (selection from Table 7) and NTDSES criteria ch. 4.2 eq. 4.3													
hn = 11.85 m	Height of the structure													
T = Ct x [hn^(3/4)]	NO NEED TO ADD WHIP FORCE, Ft													
T = 0.47	< 0.7													
T = 0.47														

Figura 5C.2-5 Determinación de coeficiente sísmico - edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.5.4. Definición de Patrones de Carga

Tabla 5C.2-8 Descripción de patrones de carga

Carga	Descripción	En software	Comentario
Peso propio	DEAD	DEAD	*DEAD* es el nombre por defecto utilizado por el software, computado y aplicado por el software por el peso propio de los elementos estructurales, ninguna carga ha sido introducida bajo este nombre.
Carga muerta	SC	SUPER DEAD	Utilizada para introducir el peso de las paredes internas, estructura de techo junto a su cubierta, instalaciones eléctricas, instalaciones hidráulicas, cielo falso y piso. Valores normales en la práctica de El Salvador han sido aplicados.
Carga viva	LL	LIVE	Carga impuesta en función del uso de la edificación, definida según el REESCO y aplicado a las losas.
Carga de techo	Lr	ROOF LIVE	No utilizada en este caso ($s \geq 5\%$).
Sismo X	Sx	SEISMIC	En función del coeficiente definido por el operador. Referirse a 5C2.5.3
Sismo Y	Sy	SEISMIC	En función del coeficiente definido por el operador. Referirse a 5C2.5.3

Nota: la presión del viento, lluvia y nieve no se considera debido a que no es una condición crítica por la ubicación del edificio modelo y lluvia. La sismicidad prevalece como la prioridad en El Salvador

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.5.5. Mass Source

Se considerará la participación según como se muestra a continuación:

Sobrecarga

Factor = 1.0 (debido al peso propio de los elementos, considerados en el caso de carga “DEAD”)

Carga viva

$$\text{Factor} = \frac{w_i}{w_m} = \frac{180\text{kg}/\text{cm}^2}{250\text{kg}/\text{cm}^2} = 0.72$$

Donde:

w_i : carga viva instantánea (para análisis sísmico)

w_m : carga viva máxima (para deflexiones y análisis de asentamientos)

5C.2.6 Análisis Estático Lineal

5C.2.6.1. Espectro de Diseño – NTDS 94

$$\begin{aligned}
 & \text{Si } T_m < \frac{T_o}{3} & & \text{Si } \frac{T_o}{3} < T_m \leq T_o \\
 C_{sm} &= \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3(C_o - 1)T_m}{T_o} \right] & C_{sm} &= \frac{IAC_o}{R} \\
 & \text{Si } T_o < T_m \leq 4.0s & & \text{Si } T_m > 4.0s \\
 C_{sm} &= \frac{IAC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T_m} \right)^{2/3} & C_{sm} &= \frac{2.5IAC_o T_o^{2/3}}{R T_m^{4/3}}
 \end{aligned}$$

Tabla 5C.2-9 Datos de entrada y salida - Espectro de diseño NTDS 94

Espectro de Diseño		
Datos de entrada		
Zonificación sísmica		1
Clasificación de sitio		S3
Categoría de ocupación		II
Sistema estructural		A.2
Datos de salida		
Factor de zonificación	A	0.4
Coeficiente de sitio	C_o	3
Coeficiente de sitio	T_o	0.6
Factor de importancia	I	1.2
Factor de amplificación de desplazamiento	C_d	5
Factor de modificación de respuesta	R	5
Coeficiente de relación de período		2/3
Coeficiente para $T_m > 4$ s		2.5

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

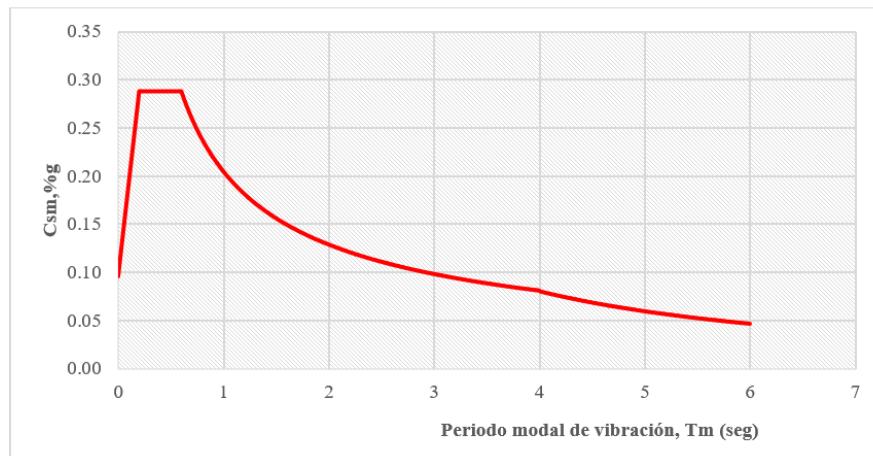


Figura 5C.2-6 Espectro de diseño - NTDS 94

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.7 Resultados

5C.2.7.1. Tipo de falla de los elementos estructurales

Los tipos de falla identificados en el análisis estático lineal del edificio modelo pueden ser observados en la siguiente Figura 5C.2-7.

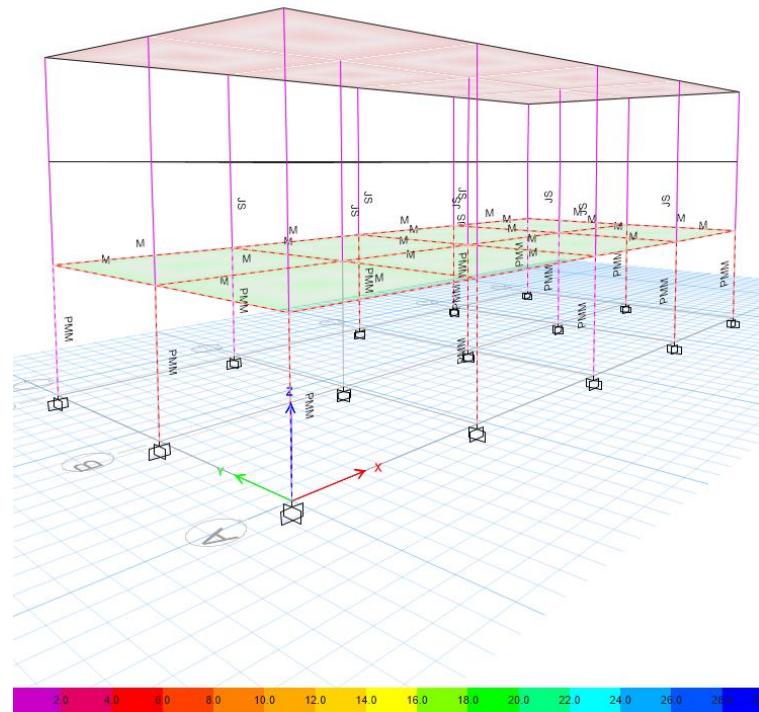


Figura 5C.2-7 Tipos de falla - análisis estático lineal - edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

La abreviación obtenida en la Figura 5C.2-7 se explica, donde:

PMM: corresponde al acrónimo para “P-Delta M”. PMM se refiere al tipo de falla debido a carga axial y momento flector, combinado con el efecto P-Delta, que es el efecto de inestabilidad causado por las deformaciones axiales en la estructura. La falla tipo PMM generalmente ocurre cuando las combinaciones de carga resultan en esfuerzos y deformaciones que exceden la capacidad ante carga axial y momento flector de los elementos.

M: acrónimo utilizado para “Moment”. Las fallas tipo M se refieren a la falla por momento flector de los elementos. Ocurre cuando los momentos flectores máximos exceden la resistencia de los elementos a la flexión, la cual puede resultar en agrietamientos, deformaciones excesivas o inclusive el colapso estructural.

JS: acrónimo para “Jacking Stress”. Las fallas de tipo JS ocurren en los elementos que están sujetos a acciones de levantamiento, como en los casos donde un Jack hidráulico es utilizado o estructuras temporales. Este tipo de esfuerzos pueden ocasionalmente causar daños localizados en los elementos y debe ser evaluado para asegurar que los límites de resistencia de los materiales no son excedidos.

Mediante la identificación de este tipo de fallas en el Software ETABS, se puede visualizar e identificar los elementos estructurales que experimentan esfuerzos o acciones que estén cerca o excediendo su capacidad de resistente. Esto es útil para identificar potenciales problemas y tomar apropiadas medidas para prevenirlas, como un ajuste en el diseño, reforzamiento de elementos o revisión de combinaciones de carga; con el fin de asegurar la seguridad y un buen desempeño estructural de la edificación analizada. Es esencial contar con la experiencia y el criterio para interpretar adecuadamente y abordar correctamente las fallas en el diseño de la estructura.

5C.2.7.2. Relación C/D

Para los elementos que componen los marcos estructurales, se muestra su relación C/D (Capacidad/Demanda). Para el caso máximo, el valor de C/D será igual a 1. Para valores mayores, denotará que la resistencia ha sido excedida por lo que se deberá comprobar el tipo de efecto que supera la capacidad local de cada elemento

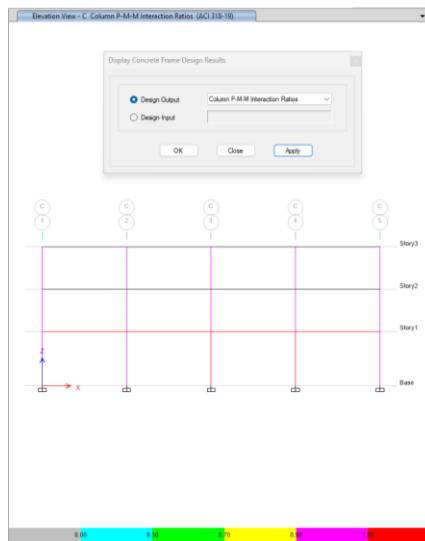


Figura 5C.2-8 Relación C/D de elementos estructurales - eje C - edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Mediante la utilización de la escala de colores es posible identificar la relación C/D de los elementos estructurales. Pudiendo identificarse que los elementos del primer nivel poseen un C/D mayor a 1, mientras que los elementos del segundo nivel poseen un C/D dentro de los límites descritos ($C/D \leq 1$)

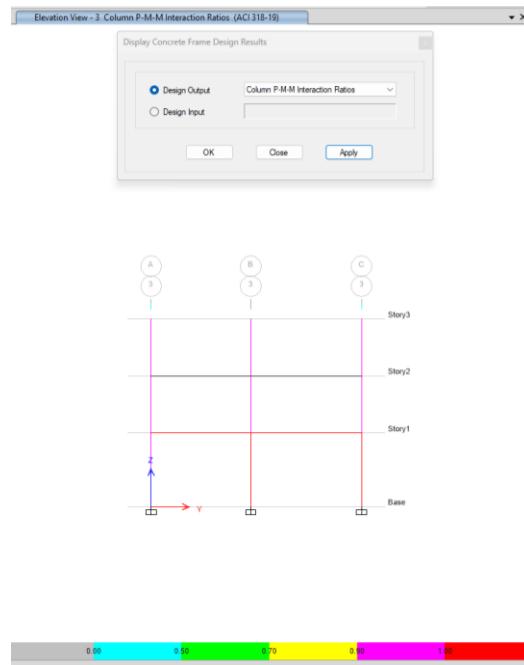


Figura 5C.2-9 Relación C/D de elementos estructurales - eje 3 - edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.7.3. Desplazamientos Laterales Obtenidos

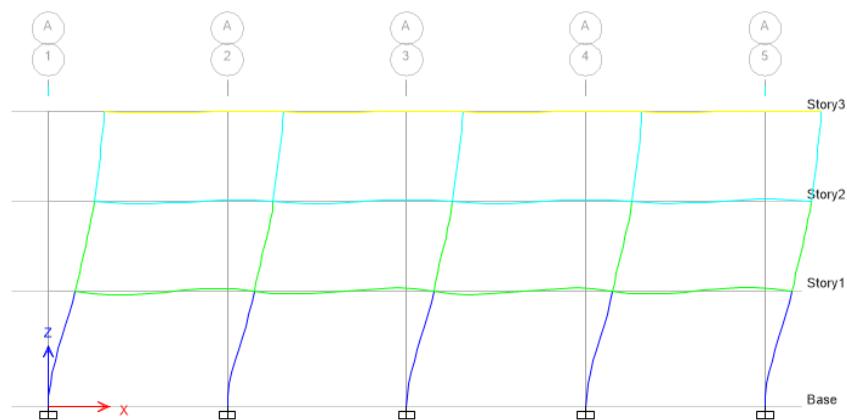


Figura 5C.2-10 Desplazamiento de marcos - eje A - edificio modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

La Figura 5C.2-10 muestra un ejemplo del desplazamiento típico de los marcos en función de la aplicación de la carga sísmica, a continuación, se muestran extractos de las tablas obtenidas a partir del análisis realizado en ETABS.

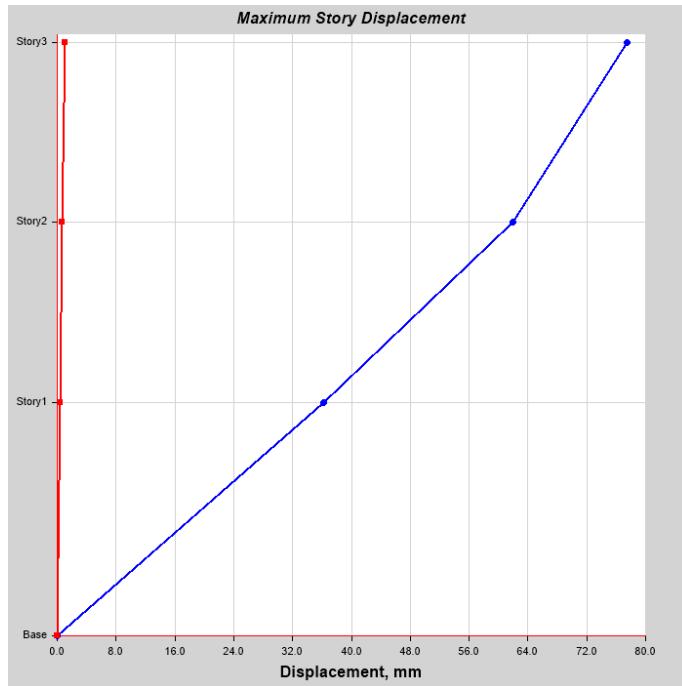


Figura 5C.2-11 Máximo desplazamiento de entrepisos en el paso número 1 del análisis estático lineal – Combinación U3

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.7.4. Momentos Obtenidos

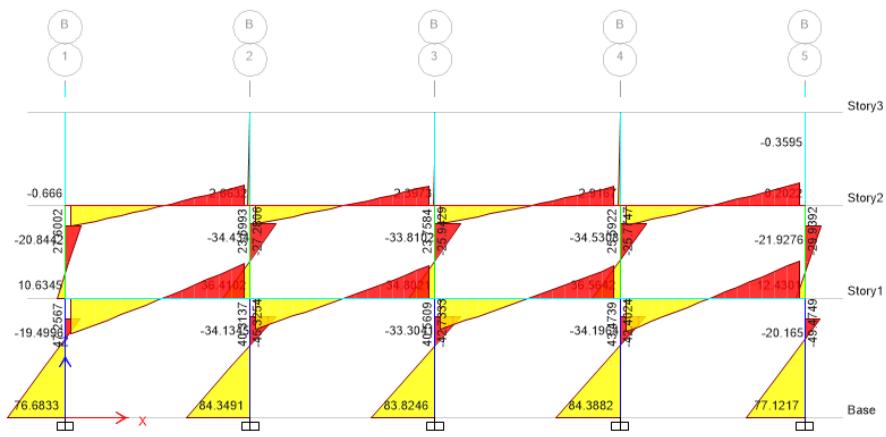


Figura 5C.2-12 Diagrama de momento 3-3 combinación U3 - eje B

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

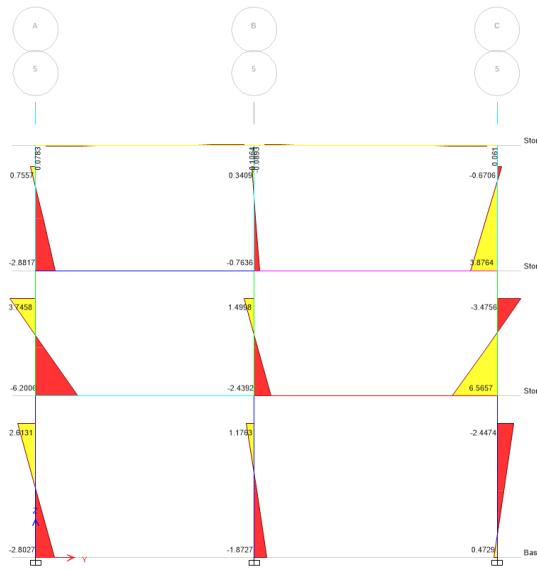


Figura 5C.2-13 - Diagrama de momento 2-2 combinación U3 - eje 5

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.2.7.5. Resultados de los Elementos Estructurales

- Columnas

A partir del análisis y diseño de columnas que muestran una advertencia O/S ya que se consideran que son el fallo principal, la siguiente tabla muestra un resumen de las columnas O/S mencionadas:

Tabla 5C.2-10 Envolvente PMM de columnas de concreto - ACI 318-19

NIVEL	ETIQUETA	NOMBRE ÚNICO	SECCIÓN	UBICACIÓN	P	M MAYOR	M MENOR	PMM COMBO	RELACIÓN PMM O % DE ACERO
					tonf	tonf-m	tonf-m		
Nivel 1	C1	1	1C1-450X600	Parte inferior	8.1219	77.8975	87.3832	Comb U2	O/S
Nivel 1	C2	64	1C1-450X600	Parte inferior	83.0365	86.6264	83.9634	Comb U2	O/S
Nivel 1	C6	8	1C1-450X600	Parte inferior	54.6302	85.7954	78.7606	Comb U2	O/S
Nivel 1	C7	9	1C1-450X600	Parte inferior	49.2034	85.2197	72.978	Comb U2	O/S
Nivel 1	C8	10	1C1-450X600	Parte inferior	47.9375	85.7903	78.3232	Comb U2	O/S
Nivel 1	C9	11	1C1-450X600	Parte inferior	58.1756	78.3334	86.6998	Comb U2	O/S
Nivel 1	C15	61	1C1-450X600	Parte inferior	67.448	78.6533	89.6459	Comb U2	O/S
Nivel 1	C16	65	1C1-450X600	Parte inferior	82.9991	85.9793	78.3493	Comb U2	O/S
Nivel 1	C17	66	1C1-450X600	Parte inferior	83.8919	86.691	83.6126	Comb U2	O/S
Nivel 1	C18	67	1C1-450X600	Parte inferior	67.177	79.0918	88.9721	Comb U2	O/S
Nivel 1	C19	88	1C1-450X600	Parte inferior	64.6281	76.9435	98.8962	Comb U2	O/S

NIVEL	ETIQUETA	NOMBRE ÚNICO	SECCIÓN	UBICACIÓN	P	M MAYOR	M MENOR	PMM COMBO	RELACIÓN PMM O % DE ACERO
					tonf	tonf-m	tonf-m		
Nivel 1	C20	91	1C1-450X600	Parte inferior	104.8675	84.6347	89.5917	Comb U2	O/S
Nivel 1	C21	92	1C1-450X600	Parte inferior	101.9599	84.107	83.33	Comb U2	O/S
Nivel 1	C22	93	1C1-450X600	Parte inferior	103.0615	84.6743	89.2836	Comb U2	O/S
Nivel 1	C23	94	1C1-450X600	Parte inferior	80.3838	77.382	98.1207	Comb U2	O/S

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Diseño de elementos de concreto – ETABS

Diseño de sección de columnas según ACI 318 (resumen)

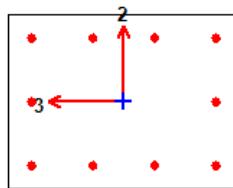


Figura 5C.2-14 Columna C20 (Intersección B-2)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Detalle de elemento de concreto

Nivel	Elemento	Nombre Único	ID de sección	ID de combo	Station Loc	Longitud (mm)	LLRF	Tipo
Nivel 1	C20	91	1C1-450X600	Comb U3	0	4650	0.439	Sway Special

Propiedades de la sección

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Recubrimiento (Torsion) (mm)
600	450	60	27.3

Propiedades de materiales

E _c (kgf/mm ²)	f' _c (kgf/mm ²)	Factor Lt.Wt (adimensional)	f _y (kgf/mm ²)	f _{ys} (kgf/mm ²)
2526.71	2.8	1	42.18	42.18

Parámetros de código de diseño

φ _T	φ _C Tied	φ _C Spiral	φ _V _{ns}	φ _V _s	φ _V _{joint}	Ω ₀
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	2

Diseño de fuerzas axiales y momentos biaxiales para P_u , M_{u2} y M_{u3}

Diseño P_u tonf	Diseño M_{u2} tonf-m	Diseño M_{u3} tonf-m	Mínimo M_2 tonf-m	Mínimo M_3 tonf-m	Área de acero mm ²	% de acero
104.8675	89.5917	84.6347	3.4858	3.0139	31932(O/S #2)	11.83(O/S #2)

Factores de carga axial y momentos biaxiales

	Factor C_m Adimensional	Factor δ_{ns} Adimensional	Factor δ_s Adimensional	Factor K Adimensional	Longitud mm
Flector mayor(M3)	0.438117	1	1	1	3950
Flector menor(M2)	0.411068	1	1	1	3950

 Diseño de cortante para V_{u2}, V_{u3}

	Cortante V_u tonf	Cortante ϕV_c tonf	Cortante ϕV_s tonf	Cortante ϕV_p tonf	Acero (A_v/s) mm ² /m
Mayor V_{u2}	30.098	29.1822	4.9356	0	500
Menor V_{u3}	33.3946	30.0402	5.1254	0	375

Revisión/Diseño de esfuerzo cortante en junta

	Fuerza cortante de junta tonf	Cortante $V_{u,Top}$ tonf	Cortante $V_{u,Tot}$ tonf	Cortante ϕV_c tonf	Área junta mm ²	Relación de cortante Adimensional
Cortante mayor, V_{u2}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N
Cortante menor, V_{u3}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N

Relación de capacidad Viga/Columnas (6/5)

Relación mayor	Relación menor
N/N	N/N

O/S #2 El refuerzo necesario supera el máximo permitido

Nota:

N/A: No Aplicable

N/C: No Calculado

N/N: No Necesario

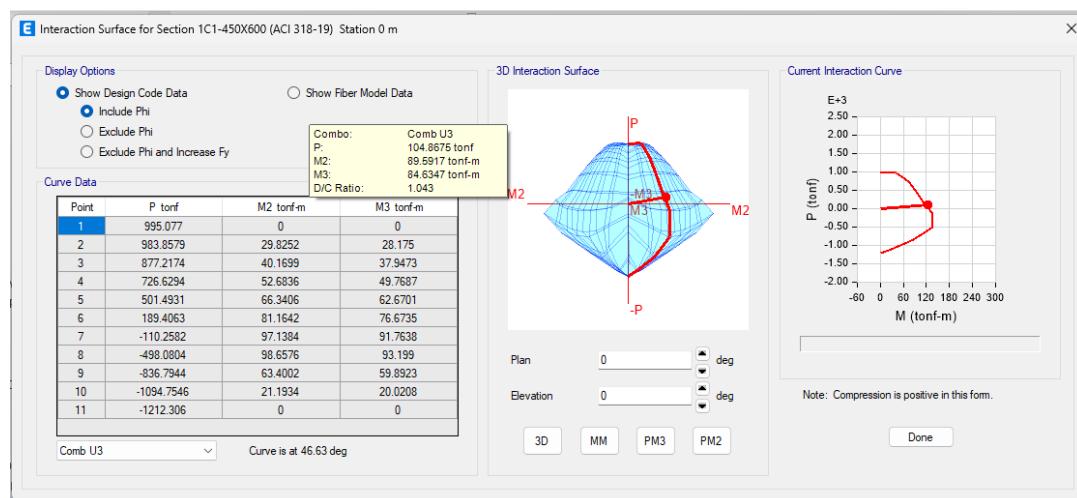


Figura 5C.2-15 Curva de interacción para combinación de carga U3

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

- Vigas

Tabla 5C.2-11 Envolvente viga de concreto a flexión - ACI 318-19

Nivel	Etiqueta	Nombre único	Sección	Ubicación	Momento (-)	Combo (-)	As superior	Momento (+)	Combo (+)	As inferior
					tonf-m		mm ²	tonf-m		mm ²
Nivel 2	B25	130	B10-300X700	Medio	0	Combo U4	952	42.0869	Combo U4	2795

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]



Figura 5C.2-16 Diagrama de cortante, momento y flexión - Viga B25

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Diseño de elementos de concreto – ETABS

Diseño de sección de vigas según ACI 318 (resumen)

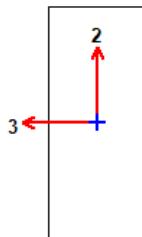


Figura 5C.2-17 Sección transversal – viga B25

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Detalle de elemento viga

Nivel	Elemento	Nombre único	ID de sección	ID de combo	Station Loc	Longitud (mm)	LLRF	Tipo
Nivel 2	B25	130	B10-300X700	Comb U4	300	7000	0.705	Sway Special

Propiedades de sección

b (mm)	h (mm)	b _r (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
300	700	300	0	80	50

Propiedades de materiales

E _c (kgf/mm ²)	f' _c (kgf/mm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/mm ²)	f _{ys} (kgf/mm ²)
2526.71	2.8	1	28.12	28.12

Parámetros de código de diseño

φ _T	φ _{CTied}	φ _{CSpiral}	φ _{Vns}	φ _{vs}	φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Momento de diseño y refuerzo a flexión para momento, M_{u3}

	Momento de Diseño tonf-m	Pu de Diseño tonf	Acero negativo mm ²	Acero positivo mm ²	Acero mínimo mm ²	Acero requerido mm ²
Superior (eje +2)	-57.9504	0	4273	0	930	4273
Inferior (eje -2)	28.9752	0	0	1867	975	1867

Fuerza cortante y refuerzo por cortante, V_{u2}

Cortante V _{u2} tonf	Cortante φV _c tonf	Cortante φV _s tonf	Cortante V _p tonf	Acero A _v /s mm ² /m
59.8625	14.0759	45.7867	17.213	3501.29

Fuerza de torsión y refuerzo por torsión, T_u

T _u tonf-m	φT _{th} tonf-m	φT _{cr} tonf-m	Area A _o mm ²	Perímetro, p _h mm	Acero A _t /s mm ² /m	Acero A _l mm ²
0.0316	0.7337	2.935	109652.7	1644.4	0	0

5C.2.8 Análisis de Resultados

Columnas

Las fallas locales obtenidas en las columnas corresponden a la deficiencia de acero de refuerzo transversal, por lo que el software de ETABS despliega el mensaje O/S#2.

La expresión “O/S#2” es generalmente utilizada para abreviar el término “factor de sobresfuerzo” (overstrength factor en inglés) en el contexto de diseño y análisis estructural. El factor de sobreesfuerzo es un parámetro utilizado para considerar la resistencia adicional o la capacidad de carga de un elemento estructural comparado con su capacidad de diseño nominal.

Cuando se obtiene el factor de sobrecarga, abreviado con “O/S#2”, significa que el factor de sobreesfuerzo en el elemento se está generando. Un factor de sobreesfuerzo indica que la columna tiene una capacidad de carga igual a su capacidad de diseño. Si el valor es mayor a 1, la columna tiene una resistencia adicional comparado nominal.

El valor específico de factor de sobreesfuerzo puede variar en función del código de diseño utilizado, así como lo solicitado por las consideraciones de diseño del proyecto. En algunos casos, el valor de sobreesfuerzo puede ser mayor 1.0 para considerar la resistencia adicional provista por la ductilidad y otros factores de ductilidad de la estructura.

Vigas

En el caso de las vigas del entresuelo del segundo nivel, una advertencia de “falla” se despliega cuando se realiza la revisión del acero transversal de este elemento. Este mensaje se despliega generalmente cuando la cantidad de acero longitudinal en la viga no es lo indicado según los requerimientos de diseño establecidos a la hora de hacer el análisis.

Para solventar esta situación, es necesario hacer la revisión y el correcto diseño del acero longitudinal en la viga. A continuación, se enlistan posibles soluciones:

- Refuerzo insuficiente: revisar si, la cantidad de acero de refuerzo longitudinal especificado en el diseño cumple con los requerimientos de los códigos vigentes. Puede llegar a ser necesario incrementar la cantidad de acero de refuerzo o ajustar su arreglo para cumplir con criterios establecidos en normativas de diseño.
- Separación incorrecta de refuerzo: revisar si la separación del acero longitudinal cumple con los requerimientos especificados en normativas de diseño. Asegurarse que este espaciamiento de refuerzo longitudinal cumpla con los mínimos y máximos permitidos en dichos requerimientos establecidos en las normativas técnicas.

5C.2.9 Conclusión

Como conclusión general, se recomienda mejorar la capacidad de las columnas bajo carga lateral, evaluando aumentar las secciones transversales de los elementos o proponer un reforzamiento para mejorar las condiciones de estabilidad global de la estructura, obtenido a través de la evaluación sísmica mediante la utilización de la evaluación de Nivel 3 Evaluación Sistémica.

Columnas (O/S#2): El valor "o/s#2" obtenido para las columnas indica el factor de sobreesfuerzo, que compara la capacidad real de la columna con su capacidad nominal de diseño. Si el valor "o/s#2" es inferior a 1,0, indica que la columna no tiene capacidad suficiente para resistir las cargas aplicadas. En este caso, se recomienda aumentar la sección transversal de la columna para mejorar su capacidad de carga. Esto puede

conseguirse aumentando las dimensiones de la columna existente o utilizando un material de mayor resistencia. Al aumentar la sección transversal, puede mejorarse la resistencia de la columna a las cargas axiales y de flexión, lo que garantiza un diseño estructural más seguro y robusto.

Viga (refuerzo insuficiente para esfuerzo cortante): El diseño de la viga ha dado como resultado un refuerzo insuficiente para esfuerzo cortante. Esto indica que la capacidad de la viga para resistir fuerzas cortantes es inadecuada, lo que puede comprometer la integridad estructural. Para solucionar este problema, es necesario proporcionar un refuerzo adicional a cortante para mejorar la resistencia a cortante de la viga. Esto puede conseguirse añadiendo más refuerzo a cortante en forma de estribos o eslabones de cortante. Aumentar la cantidad y la separación del refuerzo a cortante puede mejorar significativamente la capacidad de la viga para soportar fuerzas cortantes y garantizar su rendimiento y seguridad estructurales.

En resumen, el análisis del diseño revela la necesidad de realizar ajustes tanto en las columnas como en la viga. En el caso de las columnas, un aumento de las dimensiones de la sección transversal o un cambio de material pueden ayudar a superar la capacidad insuficiente indicada por el valor "o/s#2". En lo que respecta a la viga, se debe proporcionar un refuerzo adicional para esfuerzo cortante, como estribos o eslabones para esfuerzo cortante, para solucionar la resistencia insuficiente a esfuerzo cortante. Estas modificaciones mejorarán la capacidad de carga de los elementos estructurales y garantizarán la integridad y seguridad de la estructura global.

5C.3. Evaluación de Categoría 3 – Evaluación Sistemática

5C.3.1 Análisis Estático No Lineal 1 – Método de Espectro de Capacidad

En esta sección se presenta el Procedimiento Estático No Lineal 1 – Método de Espectro de Capacidad; mostrado en ASCE 41-17 y FEMA 440, aplicado en el edificio modelo, introducido en el Capítulo 1C.

5C.3.1.1 Información general

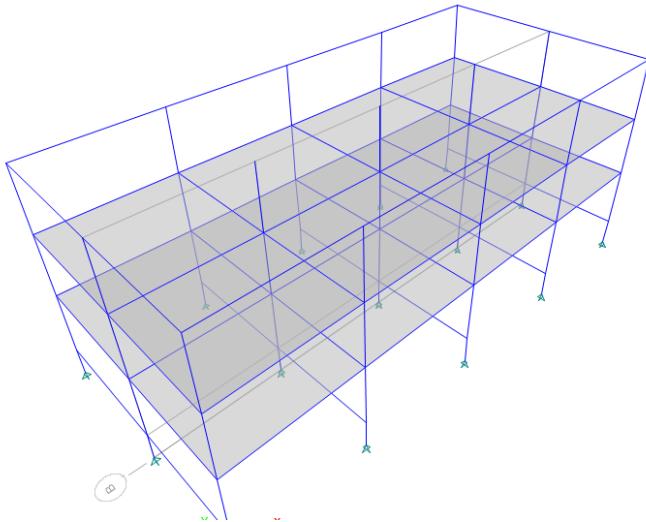


Figura 5C.3-1 Modelo ETABS - Edificio Modelo

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

La información del Edificio Modelo, introducida en el Capítulo 1C, se muestra a continuación:

Información del Edificio Modelo.

- El Edificio Modelo fue diseñado como un edificio de 3 niveles en el AMSS (Zona Sísmica 1) antes de que el RESESCO 1996 entrara en vigencia.
- Para la evaluación sísmica se ha aplicado una Categoría de Ocupación II ($I=1.2$).
- Resistencia a la compresión del concreto, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia de fluencia mínimo del acero, $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia de fluencia esperada del acero, $F_{ye} = 3030 \text{ kg/cm}^2$
- Altura de entrepisos: 4.65m, 3.60m y 3.60m.

- Altura total del edificio: 11.85m.
- Tipo de sitio: S3
- Capacidad de carga del suelo para fundaciones superficiales: 20 ton/m²
- Año de diseño: 1993

Software

El software utilizado para llevar a cabo el análisis fue ETABS en su versión 20.3.0 Nonlinear de la Computers and Structures Inc, (CSI).

5C3.1.2. Condiciones de Análisis

5C3.1.2.1 Distribución de Fuerzas Externas

La relación de la distribución vertical de fuerzas estáticas laterales, para el análisis Pushover, se determina a partir de la sección (4.1) [4.2] de la NTDS 94 para cada dirección (X – Y)

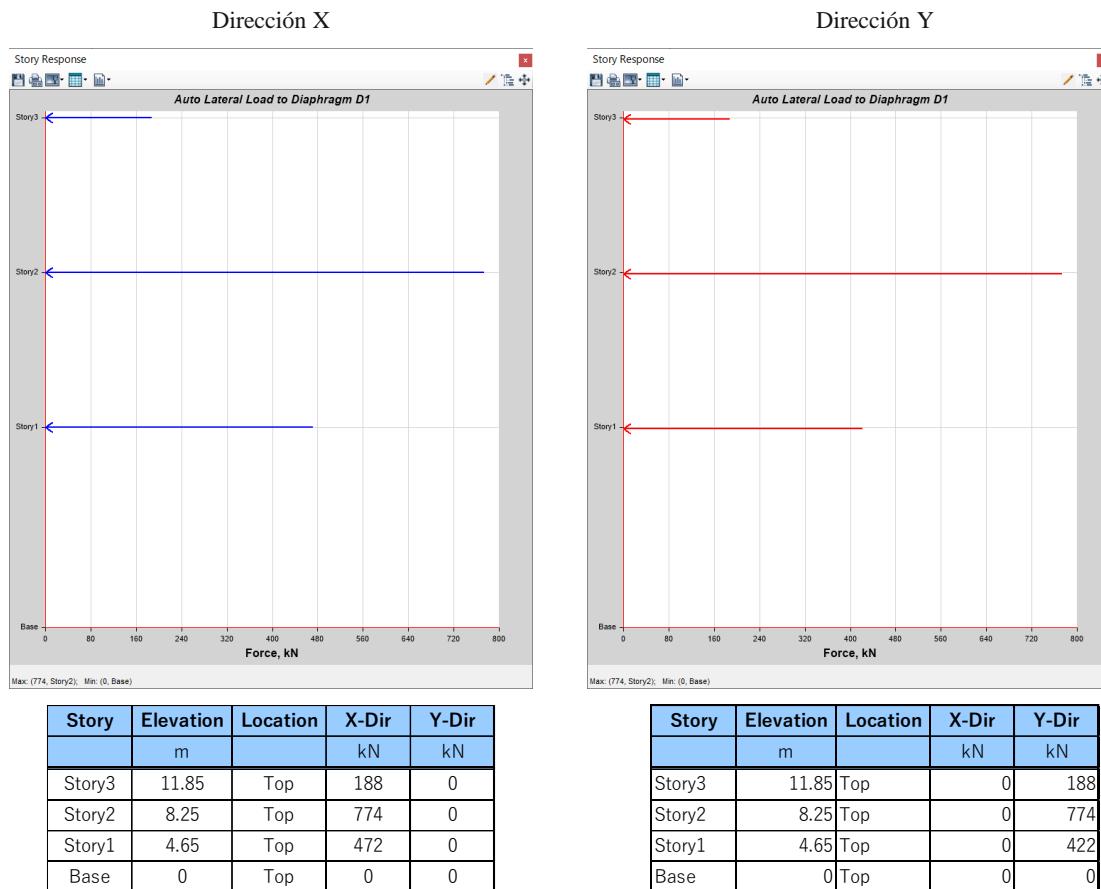


Figura 5C.3-2 Distribución vertical de fuerzas estáticas laterales

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.2.2 Sistema de Losas de Entrepiso

El sistema de losas de entrepiso se conforma de un sistema de losas prefabricadas (donde la mitad se forma por losas prefabricadas y la otra mitad, de concreto colado in situ) unidireccionales; haciéndose la suposición, en el proceso de análisis, una estructura membrana (membrane).

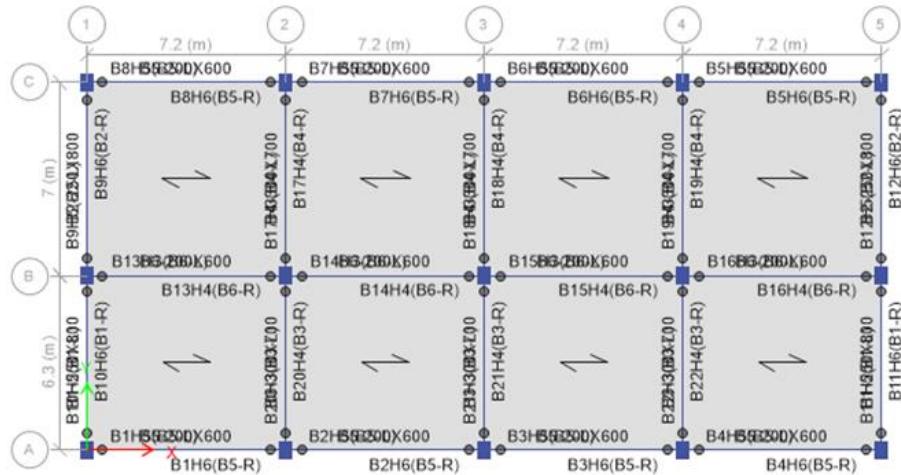


Figura 5C.3-3 - Sistema de losa de entrepiso

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.2.3 Propiedades de rótulas

Se aplican las propiedades de rótulas, mostradas en FEMA 356, a los elementos estructurales primarios. Para otras propiedades de rótulas, como las descritas en ASCE 41-13 y ASCE 41-17, referirse al Capítulo 5.4.1.

Tabla 5C.3-1 - Propiedades de rótulas

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns									
Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴					
				Plastic Rotation Angle, radians					
				Performance Level					
				Component Type					
Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio	Primary		Secondary			
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	LS	CP
I. Columns controlled by flexure ¹									
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{l'}{b_w d \sqrt{f'_c}}$							
< 0.1	C	< 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02
< 0.1	C	> 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018
≥ 0.4	C	> 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.008	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	> 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006
≥ 0.4	NC	> 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns									
Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴					
				Plastic Rotation Angle, radians					
				Performance Level					
				Component Type					
Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio	Primary		Secondary			
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	LS	CP
ii. Columns controlled by shear ^{1,3}									
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	—
								0.030	0.040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^{1,3}									
Hoop spacing $\leq d/2$	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02	
Hoop spacing $> d/2$	0	0.01	0.2	0	0	0	0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding $0.7P_a$ ^{1,3}									
Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

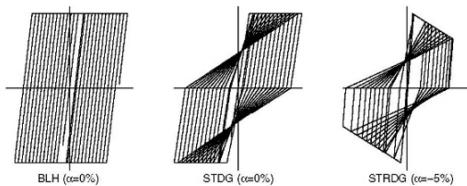
1. When more than one of the conditions i, ii, and iii is met for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (F'_c) is at least 70% of the strength provided by the longitudinal reinforcement.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Nota. Fuente: Table 6.8 - Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures – Reinforced Concrete Columns, FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Por Federal Emergency Management Agency, 2000.

5C3.1.2.3 Amortiguamiento – FEMA 440

Para la selección de los coeficientes fue utilizado el modelo de degradación de rigidez.

Tabla 5C.3-2 Degradación de rigidez - FEMA 440



Types of inelastic behavior considered. BLH= Bilinear Hysteretic STDG= Stiffness Degradig, and STRDG= Strength Degradig.

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping

Model	$\alpha(\%)$	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.013	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	0.038	0.25	0.17	0.71	0.05

Nota. Fuente: Table 6-1 Coefficients for use in Equation for Damping – Table 6-2 Coefficients for use in Equation for Effective Period, FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure por la Federal Emergency Management Agency, 2005.

Los valores de amortiguamiento viscoso efectivo, expresados como porcentaje del amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelo histerético y valores alfa (rigidez post-elástica) tienen la siguiente forma ($\mu = \text{ductilidad}$):

Los valores de amortiguamiento viscoso efectivo como porcentaje del amortiguamiento crítico, para todo tipo de modelo histerético y valores alfa (rigidez postelástica) tienen la siguiente forma ($\mu = \text{ductilidad}$):

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. 5-8}$$

Para $4.0 \leq \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. 5-9}$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad \text{Ec. 5-10}$$

Nota. Eq. (6-4) y (6-6) del Improvement of nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 (p. 6-2), por la Federal Emergency Management Agency. 2005.

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ec. 5-11}$$

Para $4.0 \leq \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [1 + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ec. 5-12}$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. 5-13}$$

5C3.1.2.4 Peso Sísmico del Edificio Modelo

El peso sísmico total es de 8,952.9kN y el peso mostrado en el Capítulo 1C es de 9,089kN. La diferencia es del 1.5% y no afectará los siguientes cálculos y las conclusiones. Esta variación en el peso se da como resultado de las consideraciones realizadas por el ingeniero a cargo de la estimación del peso sísmico y los modelos computacionales utilizados por el Software aplicado.

Tabla 5C.3-3 Peso sísmico del edificio

TABLE: Centers Of Mass							
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Cum Mass X	Cum Mass Y	Cum Mass X	Cum Mass Y
		kg	kg	kg	kg	KN	KN
Story3	D1	31627.75243	31627.75243	31627.75243	31627.75243	310.0	310.0
Story2	D1	436466.5051	436466.5051	468094.2575	468094.2575	4587.3	4587.3
Story1	D1	445467.8807	445467.8807	913562.1382	913562.1382	8952.9	8952.9

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.2.5 Reducción de rigidez

La reducción de rigideces se realizó basado en ACI-318, como se muestra a continuación.

Columnas

Vigas

Figura 5C.3-4 - Reducción de rigidez basado en la ACI 318 - Columnas y Vigas

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.3. Resultado básico de los datos

5C3.1.3.1 Período fundamental del edificio

Los períodos fundamentales del edificio sin reducción de rigidez y con reducción de rigidez se muestran en la Tabla 5C3.1.3.1-1 a) y b) respectivamente. En el análisis se utilizó la reducción de los períodos fundamentales del edificio debido a la evaluación de las grietas en el concreto y la reducción en la rigidez por ello. Se denominó *Modal 1* al primer modo de vibración en la dirección X, mientras que *Modal 2* al primer modo de vibración en la dirección Y. Otros modos de vibración no son usados para el análisis estático no lineal y son referenciados únicamente.

Tabla 5C.3-4 Períodos fundamentales del edificio modelo

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.67	1.492	9.373	87.8541
Modal	2	0.482	2.073	13.0233	169.6073
Modal	3	0.446	2.243	14.091	198.5549
Modal	4	0.185	5.403	33.9452	1152.2787
Modal	5	0.139	7.199	45.2347	2046.1822
Modal	6	0.129	7.756	48.7355	2375.1484
Modal	7	0.111	8.982	56.4372	3185.161
Modal	8	0.084	11.937	75.0012	5625.1771
Modal	9	0.079	12.689	79.7256	6356.1714

Tabla 5C.3.1.1-1a - Período fundamental del edificio sin reducción de rigidez

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.977	1.024	6.4329	41.3825
Modal	2	0.699	1.43	8.9858	80.7449
Modal	3	0.642	1.558	9.7889	95.8234
Modal	4	0.25	3.999	25.1245	631.2402
Modal	5	0.19	5.254	33.0126	1089.8298
Modal	6	0.178	5.631	35.382	1251.8852
Modal	7	0.146	6.847	43.0227	1850.9553
Modal	8	0.108	9.271	58.2491	3392.9523
Modal	9	0.104	9.585	60.2259	3627.1541

Tabla 5C.3.1.1-1b - Período fundamental del edificio con reducción de rigidez

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.3.2 Curva de interacción M-N de columnas

Columnas

Para la evaluación de la resistencia se utiliza 1.1 veces el valor del esfuerzo nominal de fluencia como valor por defecto:

$$1.1\sigma_y$$

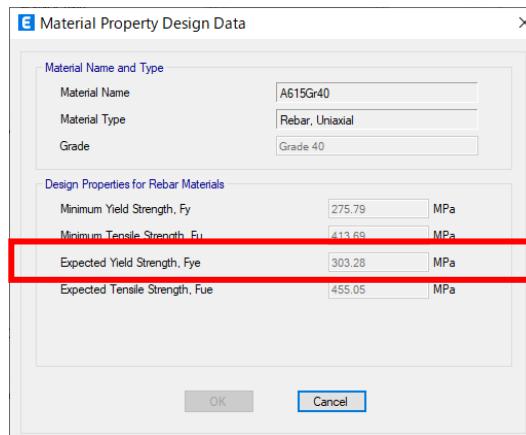


Figura 5C.3-5 – Esfuerzo de Fluencia utilizado para la evaluación de la resistencia.

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

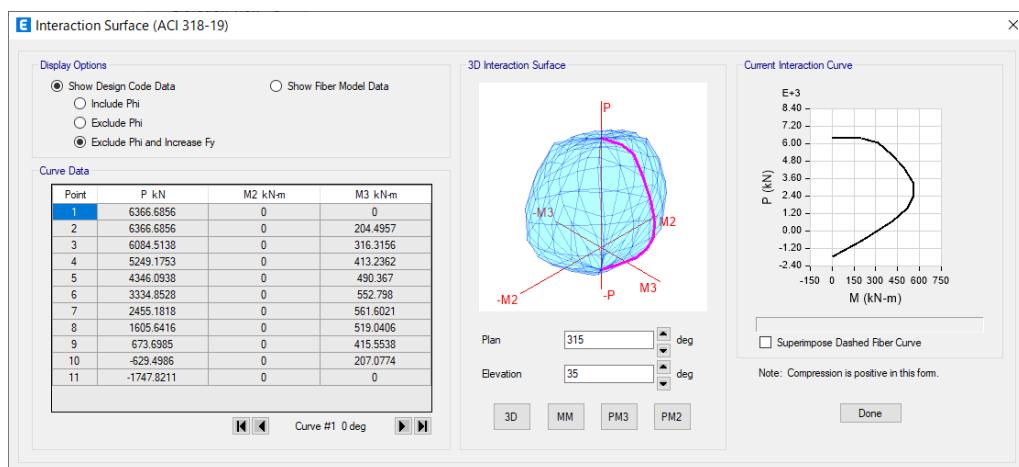


Figura 5C.3-6 Curva de Interacción M-N (M3 - Dirección X)

Columna B-3, dirección X. $P=1,043\text{kN}$; $M=446\text{kN}\cdot\text{m}$

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

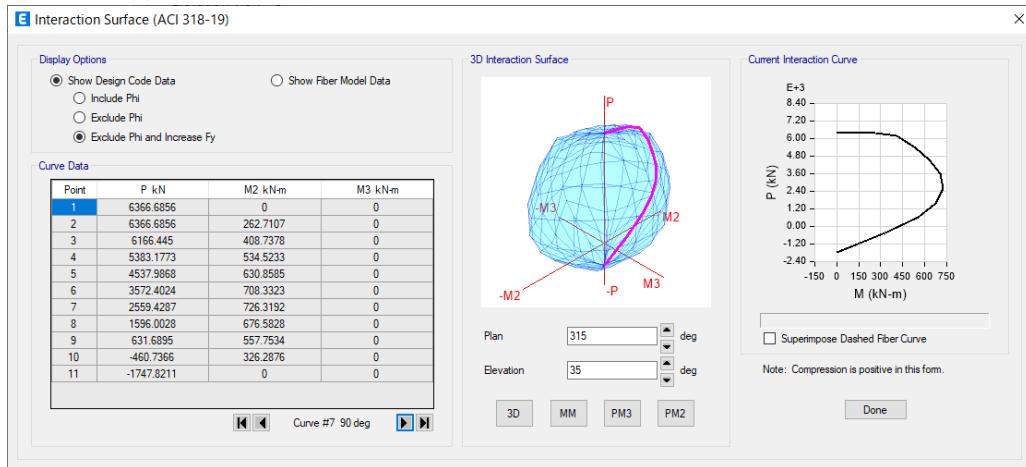


Figura 5C.3-7 Diagrama de Interacción M-N (M2 - Dirección Y)

Columna B-3, dirección Y. P=1,000KN; M=610 kN·m

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.4. Análisis Pushover

5C3.1.4.1 Análisis Pushover - Dirección X

5C3.1.4.1.1 Relación de cortante basal y desplazamiento del nivel de techo

En este apartado se muestra el resultado del análisis *Pushover*, mostrando el cortante basal y el desplazamiento del nivel de techo hasta la condición de colapso. El cortante basal máximo obtenido fue de 2,056.7kN a los 229mm en el paso 7 del análisis *Pushover*.

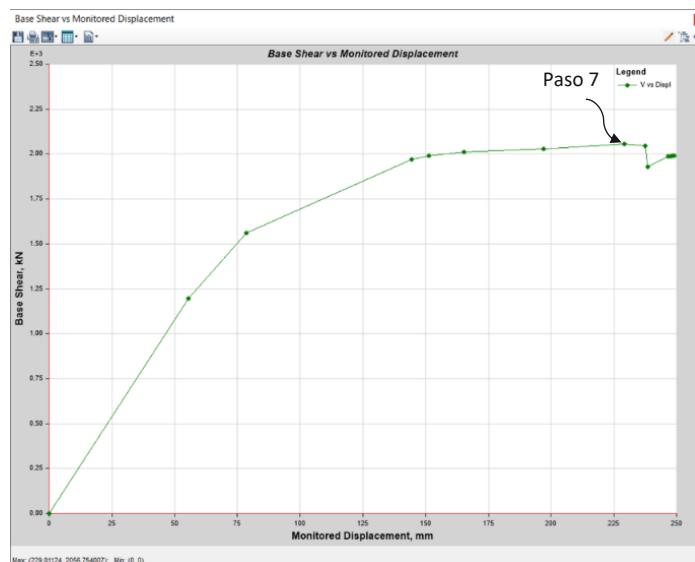


Figura 5C.3-8 - Cortante Basal y Desplazamiento del nivel de techo (Dirección X)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

En la siguiente Tabla 5C.3.1.4.1-1, se muestra el número de rótulas que han alcanzado los correspondientes rangos de los criterios de aceptación (A-B, B-C, D-E, >E, y A-IO, IO-LS, LS-CP, >CP) y se identifica el paso del análisis en que se dio. Se observa que las rótulas plásticas en los rangos IO-LS ocurrieron en el paso 3, el rango LS-CP en el paso 5, y las rótulas plásticas en el rango >CP aparecieron en el paso 8 del análisis *Pushover*.

Tabla 5C.3-5 - Cortante Basal - Desplazamiento Controlado del Nivel Superior (Dirección X)

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacemnt												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	292	0	0	0	0	292	0	0	0	292
1	55.441	1197.5274	290	2	0	0	0	292	0	0	0	292
2	78.559	1561.4813	262	30	0	0	0	292	0	0	0	292
3	144.472	1968.7234	239	53	0	0	0	257	35	0	0	292
4	151.354	1992.3414	223	69	0	0	0	257	35	0	0	292
5	165.289	2013.2425	215	77	0	0	0	257	26	9	0	292
6	196.92	2029.6871	213	79	0	0	0	244	28	20	0	292
7	229.011	2056.754	213	77	2	0	0	219	53	20	0	292
8	237.48	2047.4693	213	70	9	0	0	219	53	11	9	292
9	238.538	1929.1987	213	70	4	5	0	219	53	11	9	292
10	246.516	1987.4055	213	66	5	8	0	219	52	11	10	292
11	247.575	1988.196	213	66	5	8	0	219	50	13	10	292
12	248.642	1990.6059	213	66	5	7	1	219	50	11	12	292
13	248.906	1990.7945	213	66	5	6	2	219	50	11	12	292
14	248.91	1990.8001	213	66	5	6	2	219	50	11	12	292
15	249.043	1990.7416	213	66	5	6	2	219	50	11	12	292

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

En la Figura 5C.3-9 se muestra la definición de los puntos “A”, “B”, “C”, “D”, “E” y “IO”, “LS” y “CP”.

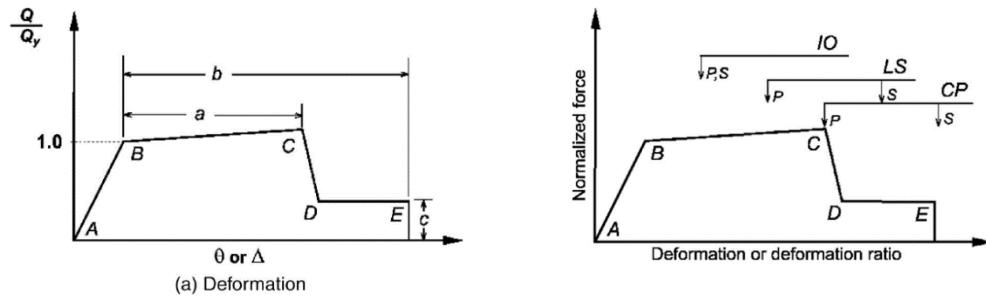


Figura 5C.3-9 Ilustración de puntos A, B, C, D, E, y IO, LS y CP.

Fuente original: figura izquierda 10-1 *Generalized Force-Deformation Relation for Concrete Elements or Components*. Figura derecha: 7-7 *Acceptance Criteria Illustration* (P: Componentes Primarios, S: Componentes Secundarios) del ASCE 41-17.

5C3.1.4.1.2 Aceleración Espectral y Desplazamiento Espectral

El resultado del análisis *Pushover* que muestra el cortante basal y el desplazamiento de nivel de techo de un sistema SDOF, el cual se expresa en aceleración espectral (g) y desplazamiento espectral (mm); la relación de estas dos componentes se denomina Curva de Capacidad Espectral y se muestra en la Figura 5C.3.1.4.2. Esta figura se utiliza para determinar el punto de desempeño, definido por la intersección de la demanda sísmica reducida, como se establece en el Método de Espectro de Capacidad (CPM por sus siglas en inglés).

La masa equivalente del SDOF es evaluada como 7,968kN:

$$7,968/9,953 = 0.89 \therefore \text{masa SDOF} = 7,968kN$$

La altura equivalente del SDOF es evaluada como 5.67m:

$$5.67/11.9 = 0.48 \therefore \text{altura equivalente SDOF} = 5.67m$$

Esta evaluación de la baja altura podría deberse al poco peso del tercer nivel.

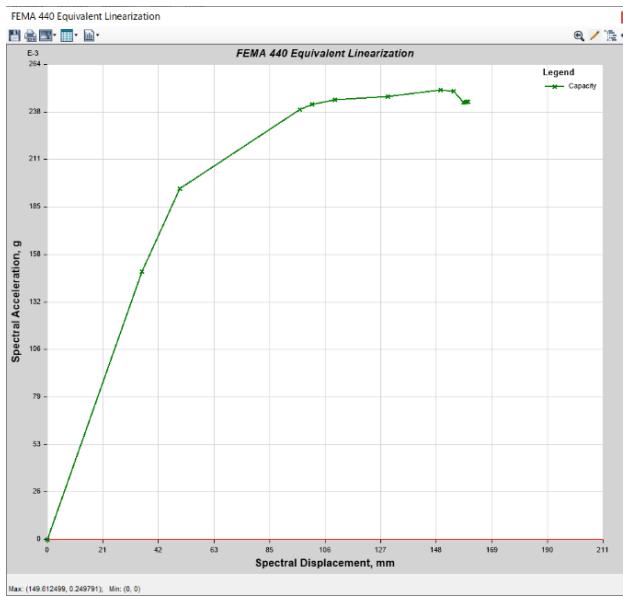


Figura 5C.3-10 - Aceleración espectral (g) y Desplazamiento Espectral (mm).

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

La Tabla 5C.3.1.4.1.2 muestra el desplazamiento espectral (S_d) y la aceleración espectral (S_a) en cada paso del análisis *Pushover*, donde el período se define como el gradiente de la curva y se calcula de acuerdo a las siguientes ecuaciones, que, a su vez, se muestran en el Capítulo 5.

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} \cdot S_a T^2 \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Tabla 5C.3-6 Relación Sd-Sa (Linearización Equivalente) (Dirección X)

TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization		
Sd	Sa	Period
mm	g	sec
0	0	0
35.98	0.148811	0.987
50.382	0.195073	1.02
96.04	0.239034	1.272
100.585	0.241717	1.294
109.341	0.244323	1.342
129.432	0.246337	1.454
149.612	0.249791	1.553
154.486	0.248982	1.58
158.247	0.242807	1.62
158.939	0.242882	1.623
159.599	0.243185	1.625
159.762	0.243211	1.626
159.765	0.243211	1.626
159.841	0.243208	1.627

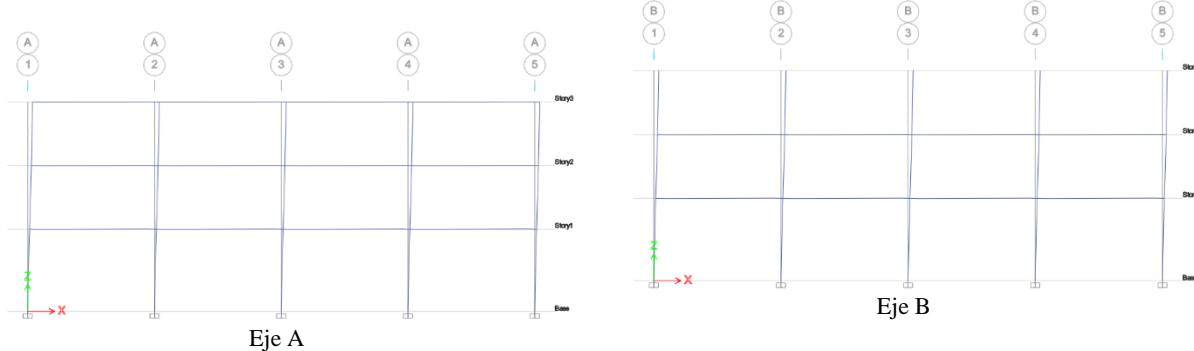
Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Nota: 1 g = 980.665 cm/s²

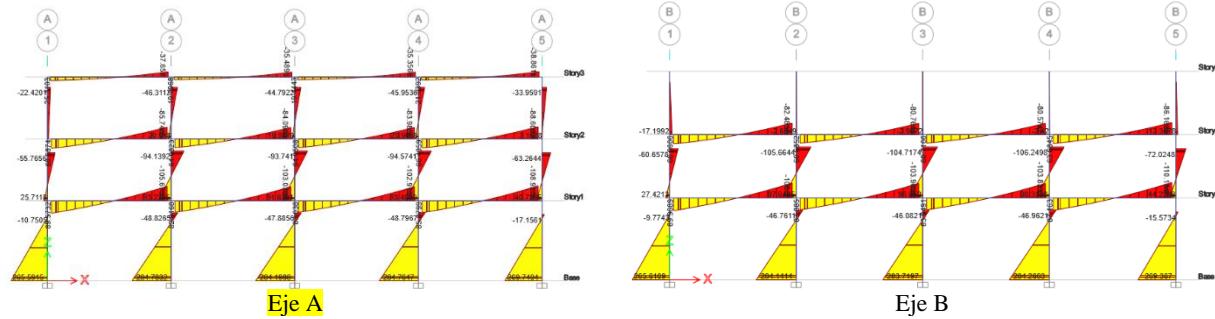
5C3.1.4.1.2 Formación de rótulas plásticas y distribución de momentos flectores.

La formación de rótulas plásticas y distribución de momentos flectores en el paso 1 (rango elástico), paso 5, paso 8 y en el paso final del análisis Pushover se muestran a continuación:

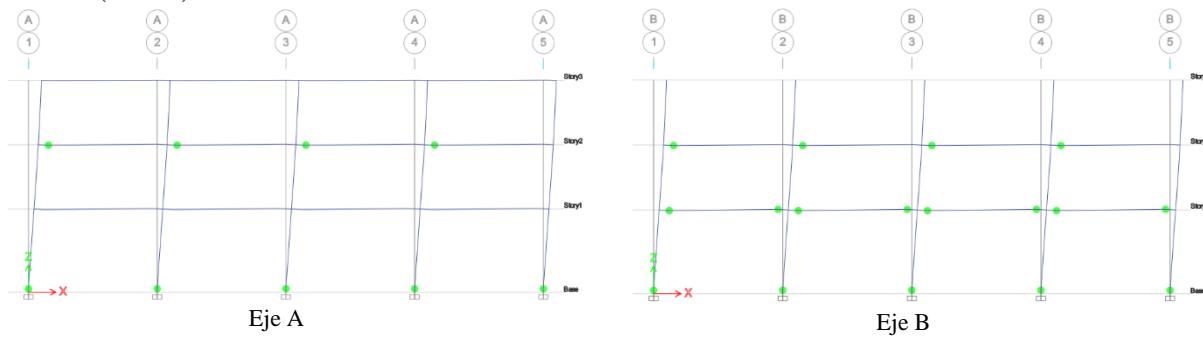
1) Paso 1, rango elástico.



Momentos flectores de vigas y columnas

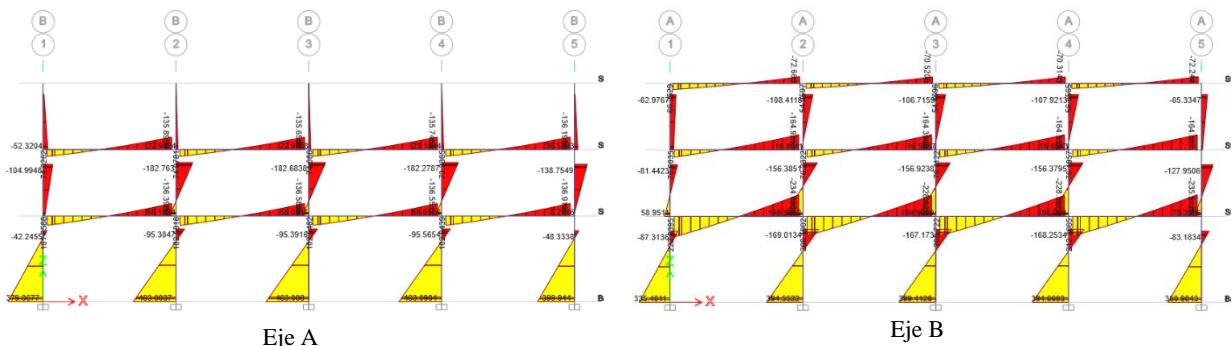


2) Paso 3 (IO-LS)

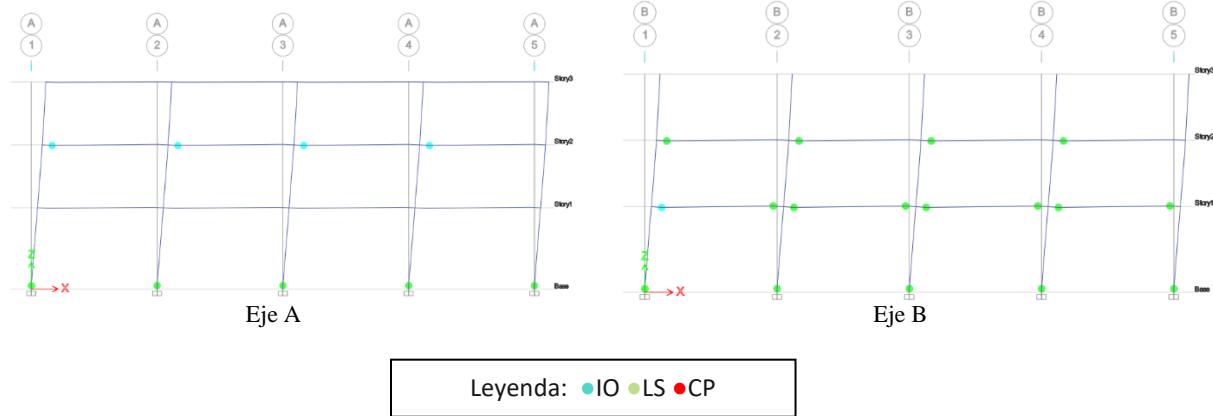


Leyenda: ● IO ● LS ● CP

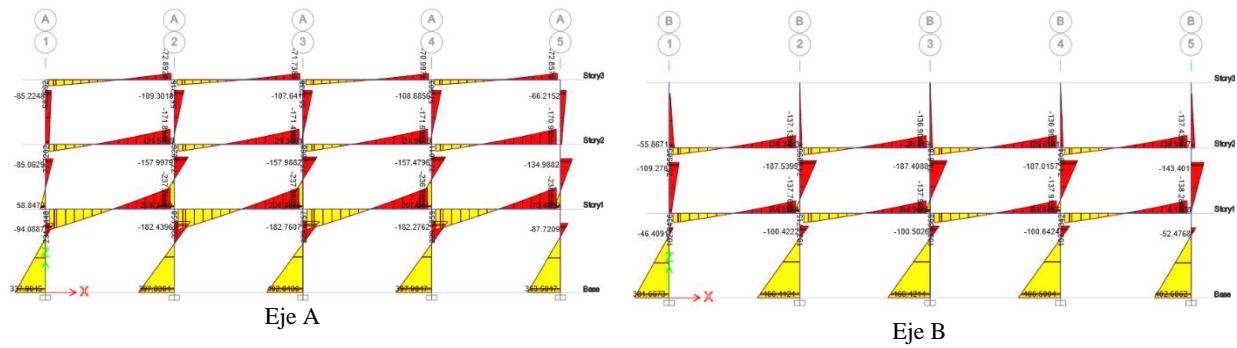
Momentos flectores de vigas y columnas



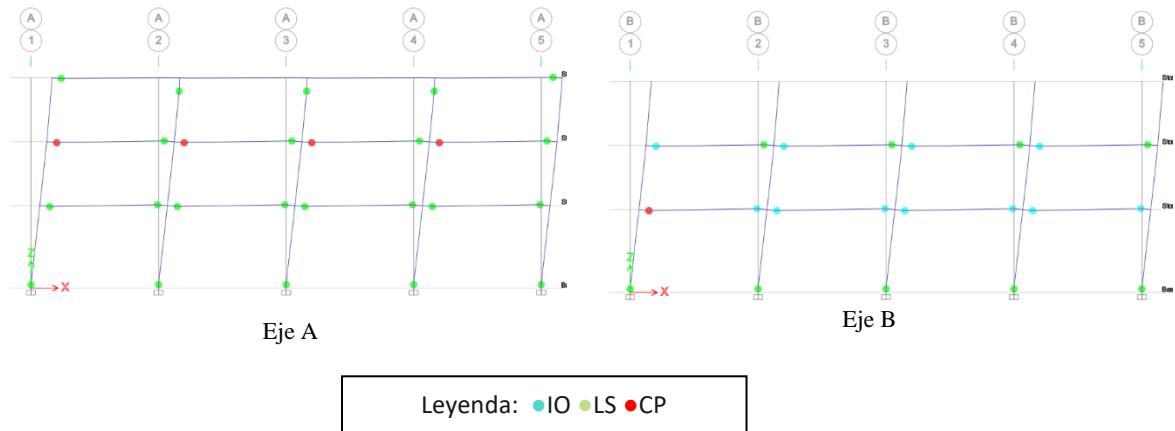
3) Paso 5 (LS-CP)



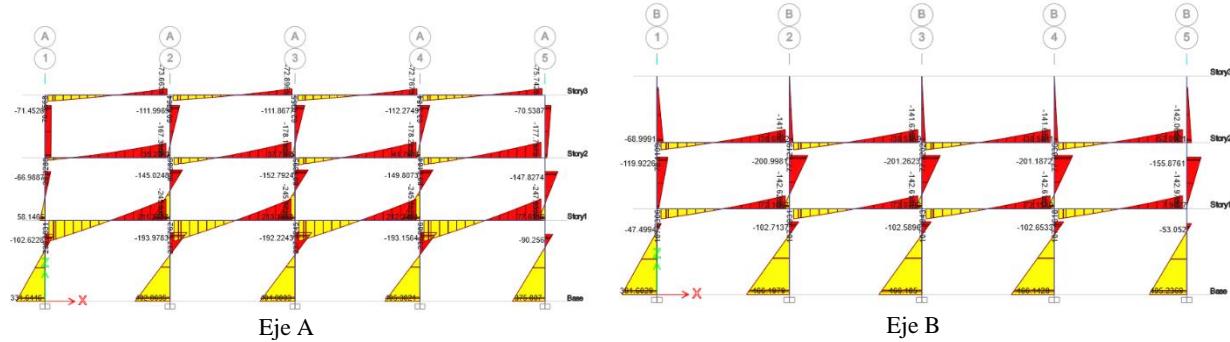
Momentos flectores de vigas y columnas



4) Paso 8 (CP)

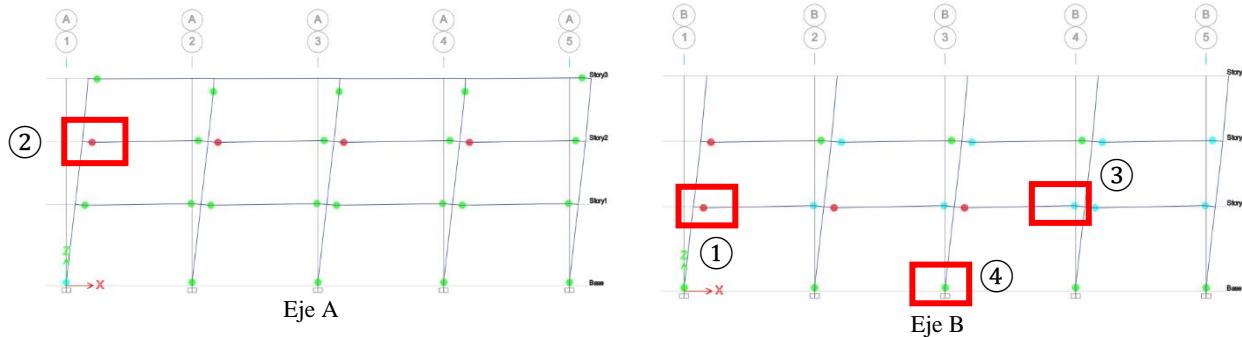


Distribución de momentos flectores en vigas y columnas



5) Paso 15 (Final).

Se muestran las respuestas de rótula de Momento (kN·m) y Rotación Plástica (rad.) de los nodos ①, ②, ③, y ④ marcados más adelante.



Distribución de momentos flectores en vigas y columnas

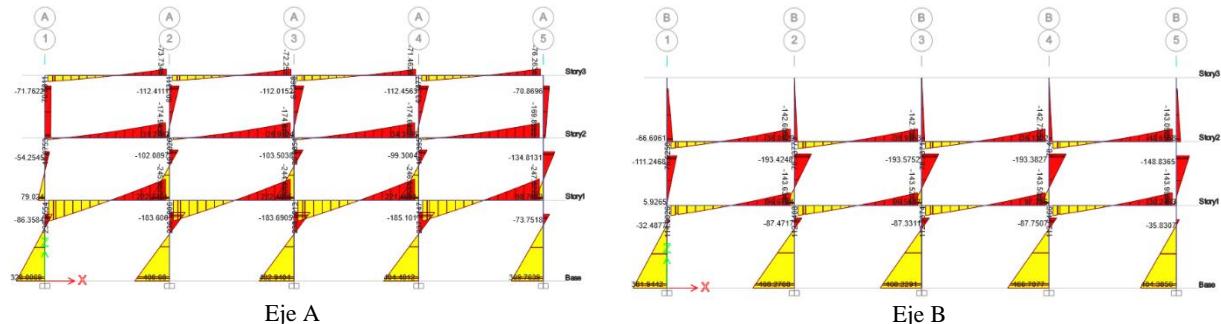


Figura 5C.3-11 Formación de rótulas plásticas y distribución de momentos flectores – Dirección X

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.4.1.3 Respuesta de rótulas plásticas

Las respuestas de las rótulas de Momento (kN·m) y Rotación Plástica (rad) en los nodos ①, ②, ③, y ④ se muestran en la Figura *.

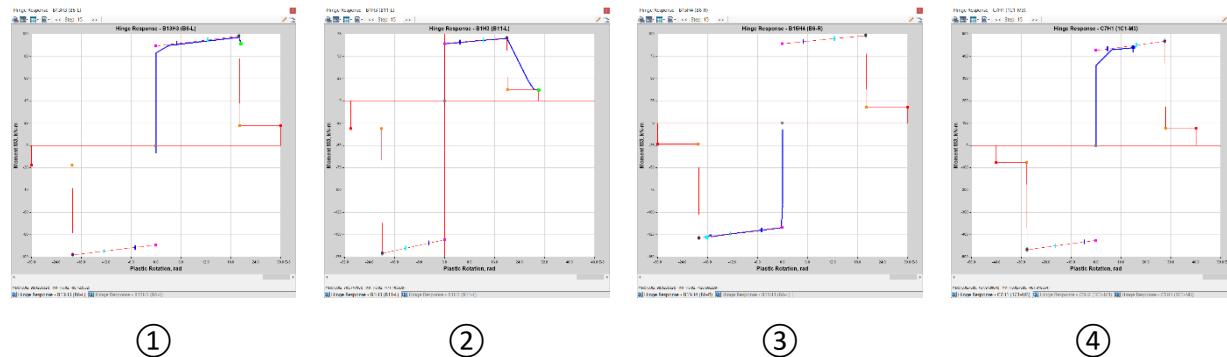


Figura 5C.3-12 Respuesta de rótulas plásticas

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.4.1.4 Resultados de la Evaluación.

El Punto de Desempeño, el cual es la intersección entre la curva de capacidad y la demanda sísmica reducida, no fue obtenido. La resistencia horizontal de los marcos se desplomó antes de alcanzar el punto de desempeño, por lo tanto, el desempeño sísmico del edificio no es suficiente. El procedimiento de evaluación aplicado es el descrito en el Método de Espectro de Capacidad

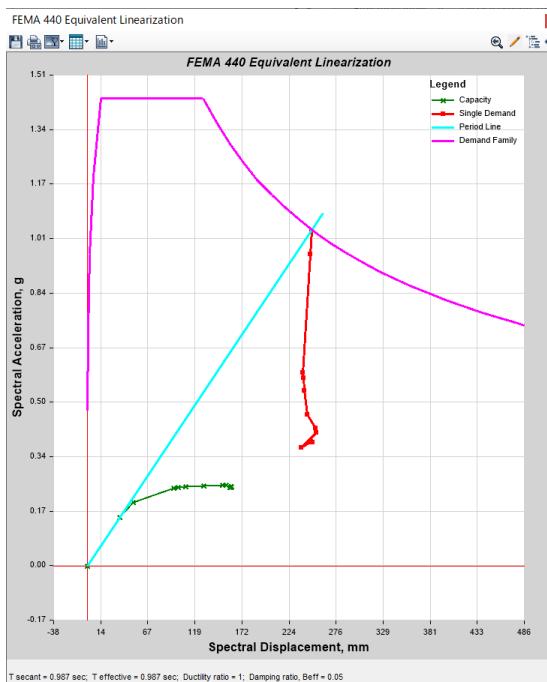


Figura 5C.3-13 - Curva de Capacidad y Demanda Sísmica (Dirección X)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.4.2 Análisis *Pushover* – Dirección Y

5C3.1.4.2.1 Relación de cortante basal y desplazamiento de nivel de techo.

El resultado del análisis *Pushover* mostrando el cortante basal y el desplazamiento del nivel de techo hasta la condición de colapso se muestra a continuación. El Cortante Basal máximo obtenido fue de 4,029.0kN a los 228mm en el paso 6 del análisis.

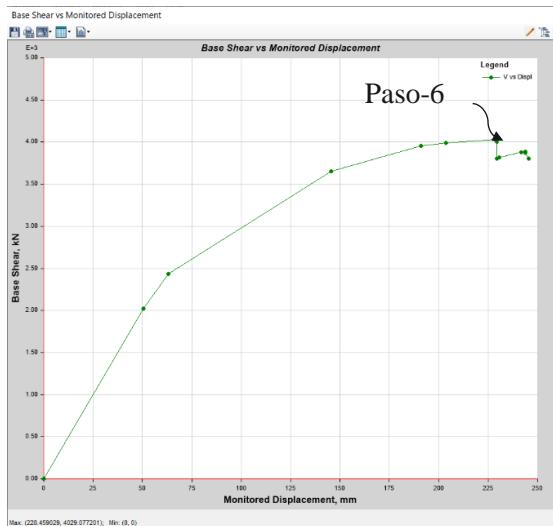


Figura 5C.3-14 Cortante Basal y Desplazamiento de nivel de techo (Dirección Y)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

El número de nodos en cada paso del análisis, mostrando el rango o posición como A-B, B-C, D-E, >E, y A-IO, IO-LS, LS-CP, >CP se resume en la Tabla 5C.3-7. Las rótulas plásticas en IO-LS aparecieron en el paso 3. Las rótulas plásticas en LS-CP aparecieron en el paso 4, y, las rótulas plásticas en el rango >CP aparecieron en el paso 7. Para más información sobre la simbología utilizada, referirse a 4.1 Análisis *Pushover* – Dirección X

Tabla 5C.3-7 Cortante Basal - Desplazamiento Controlado del Nivel Superior (Dirección Y)

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	292	0	0	0	0	292	0	0	0	292
1	50.432	2020.8996	290	2	0	0	0	292	0	0	0	292
2	63.038	2435.4333	277	15	0	0	0	292	0	0	0	292
3	145.646	3653.5521	250	42	0	0	0	272	20	0	0	292
4	191.012	3956.6056	227	65	0	0	0	257	15	20	0	292
5	203.595	3988.7543	224	68	0	0	0	253	19	20	0	292
6	228.459	4029.0772	224	66	2	0	0	245	27	20	0	292
7	229.418	4001.6479	224	66	2	0	0	245	27	18	2	292
8	229.423	3799.9842	224	66	0	0	2	242	30	18	2	292
9	230.537	3814.1013	224	66	0	0	2	242	30	18	2	292
10	241.668	3876.8278	224	66	0	0	2	242	27	21	2	292
11	243.725	3882.533	224	63	3	0	2	242	23	25	2	292
12	243.729	3869.5117	224	63	3	0	2	242	23	22	5	292
13	245.528	3799.9707	224	63	3	0	2	242	23	22	5	292

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.4.2.2 Aceleración Espectral y Desplazamiento Espectral

Referirse a 4.1.2 para explicación en la Dirección X. La masa equivalente del SDOF es evaluada como:

$$7,968kN$$

$$(8,061/8,953 = 0.89)$$

La altura equivalente del SDOF es evaluada como:

$$5.67$$

$$(5.67/11.9 = 0.48).$$

Esta elevación de corta altura puede ocasionarse debido al poco peso del tercer nivel.

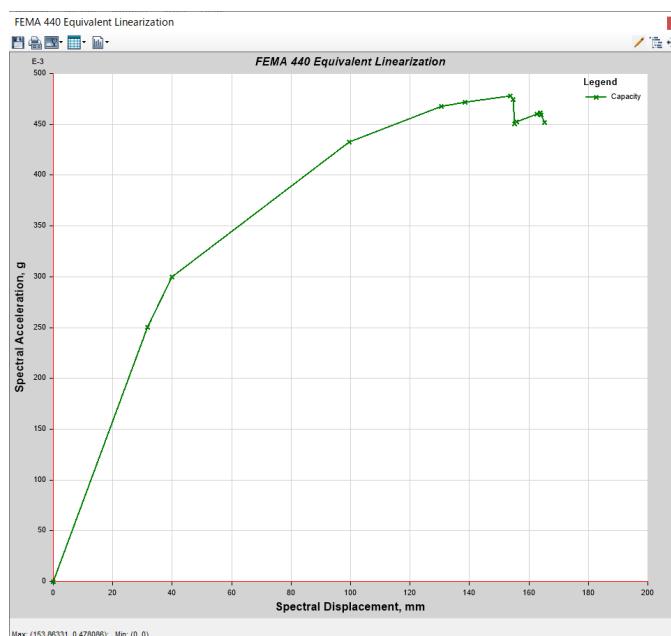


Figura 5C.3-15 - Aceleración Espectral (g) y Desplazamiento Espectral (mm)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

Tabla 5C.3-8 - Relación Sd-Sa (Linearización Equivalente) (Dirección Y)

TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization		
Sd	Sa	Period
mm	g	sec
0	0	0
31.634	0.250634	0.713
39.956	0.299861	0.732
99.502	0.43226	0.963
130.441	0.467806	1.059
138.524	0.472075	1.087
153.863	0.478086	1.138
154.772	0.474534	1.146
155.096	0.450745	1.177
155.798	0.452494	1.177
162.674	0.460434	1.193
163.964	0.46117	1.196
163.999	0.459626	1.198
165.341	0.451541	1.214

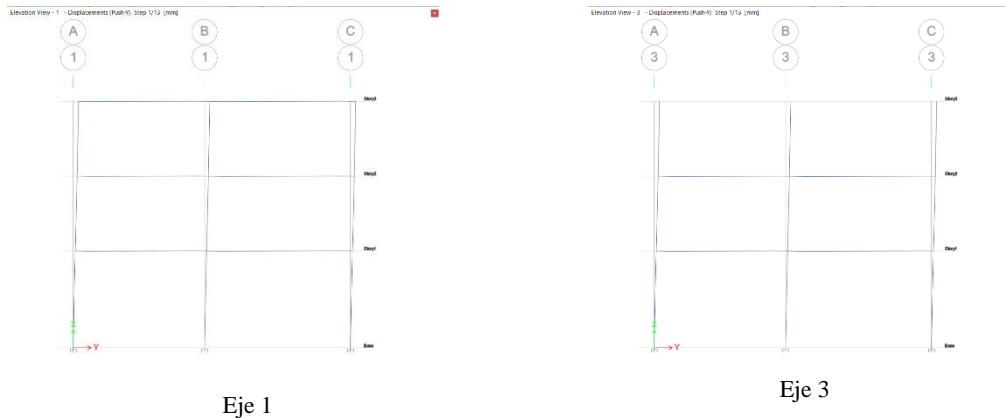
Nota: 1 g = 980.665 cm/ s²

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

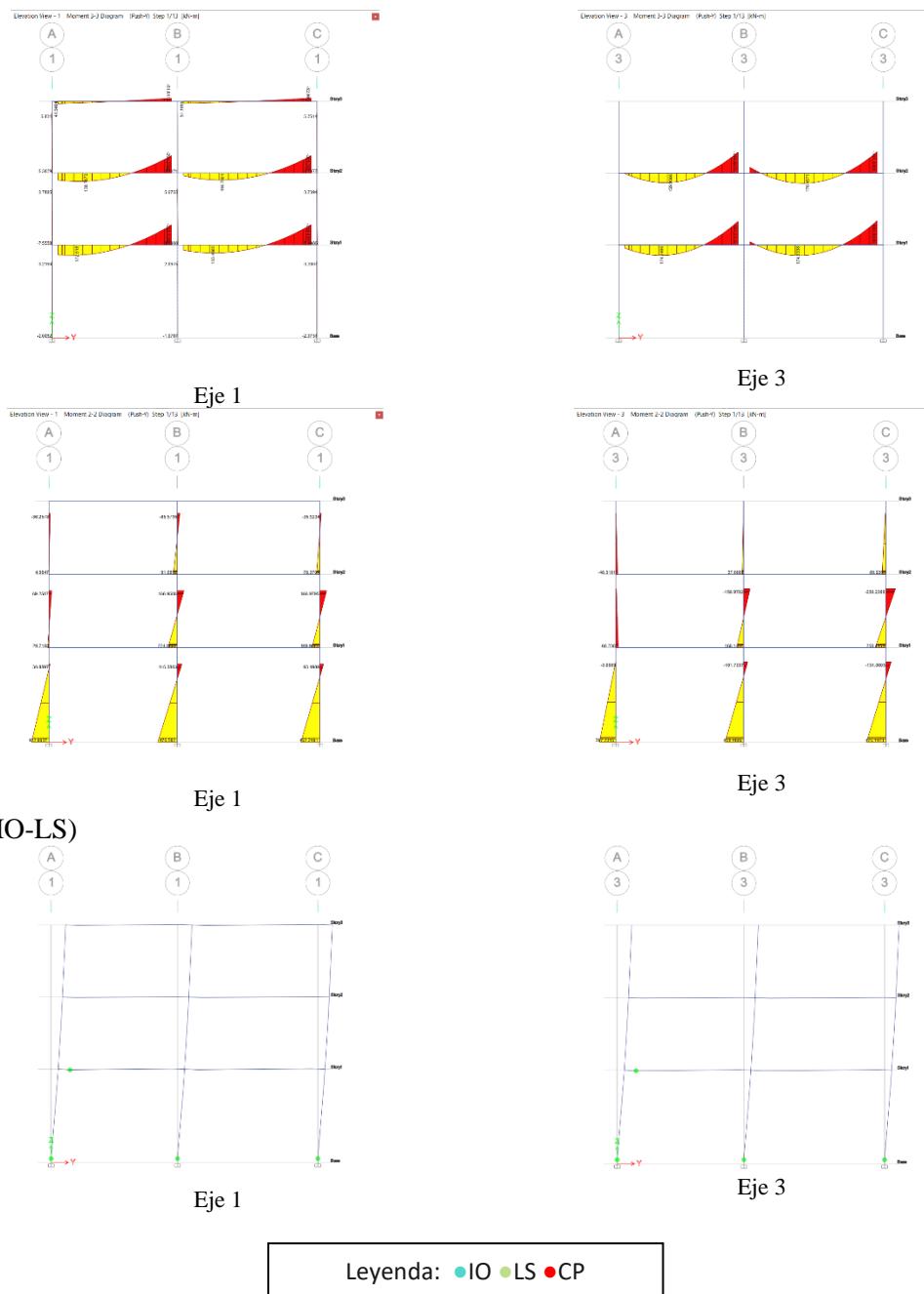
5C3.1.4.2.3 Formación de rótulas plásticas y distribución de momentos flectores.

La formación de rótulas plásticas y distribución de momentos flectores en el paso 1 (rango elástico), paso 3, paso 4, paso 7 y el paso final se introducen a continuación:

1) Paso-1 (rango elástico)

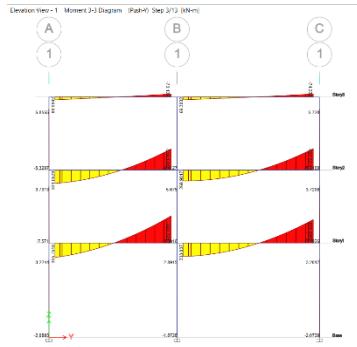


Distribución de momentos flectores en vigas y columnas.

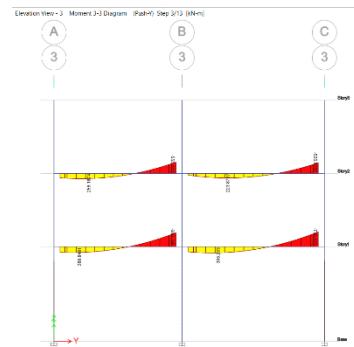


2) Paso 3 (IO-LS)

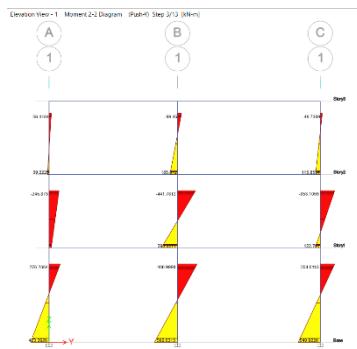
Distribución de momentos flectores en vigas y columnas.



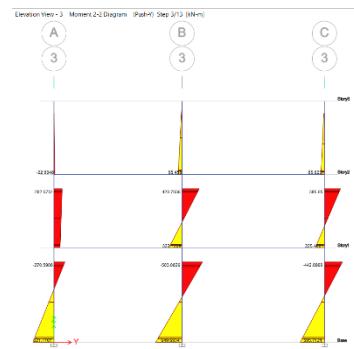
Eje 1



Eje 3

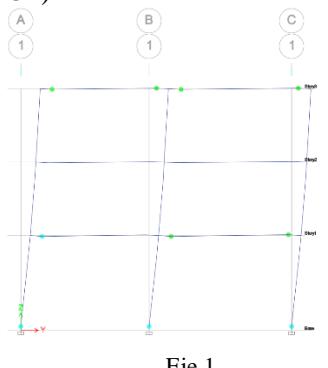


Eje 1

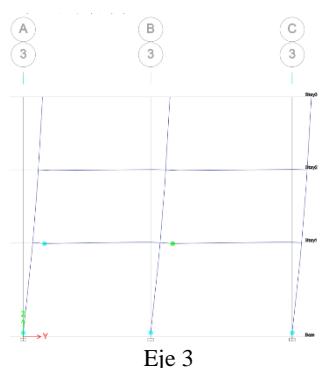


Eje 3

3) Paso 4 (LS-CP)



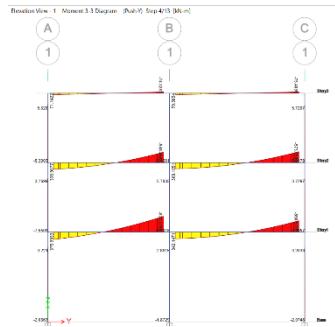
Eje 1



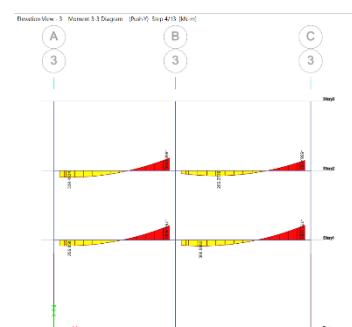
Eje 3

Leyenda: ● IO ● LS ● CP

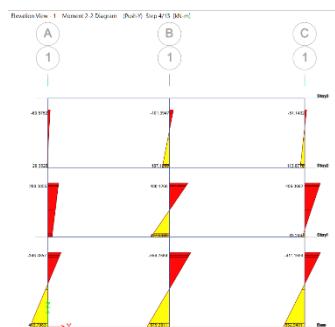
Distribución de momentos flectores en vigas y columnas.



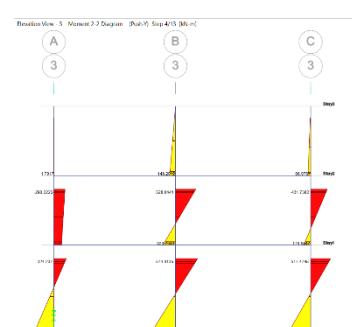
Eje 1



Eje 3

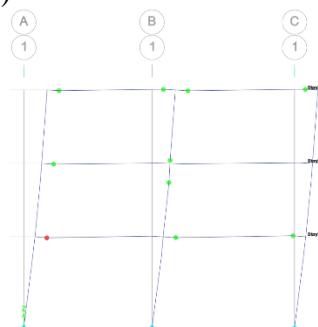


Eje 1

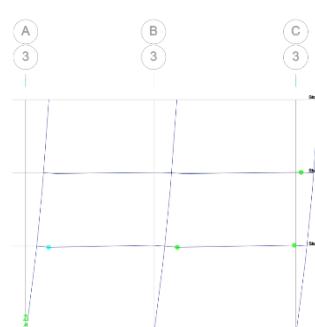


Eje 3

4) Paso 7 (CP)



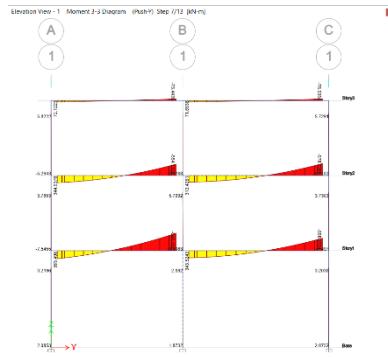
Eje 1



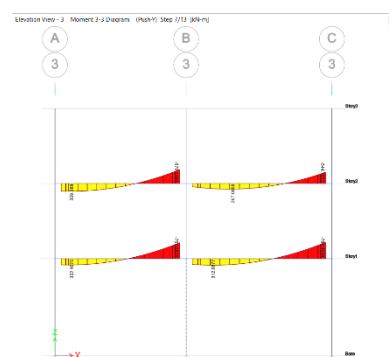
Eje 3

Leyenda: ● IO ● LS ● CP

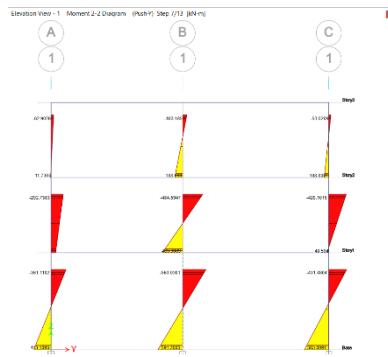
Distribución de momentos flectores en vigas y columnas.



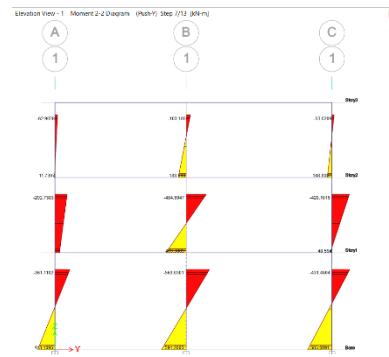
Eje 1



Eje 3

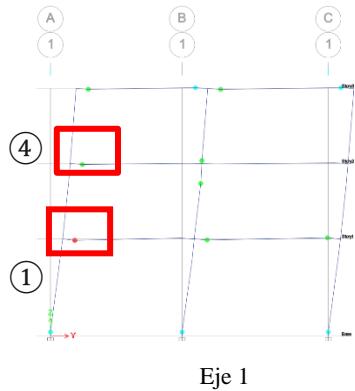


Eje 1

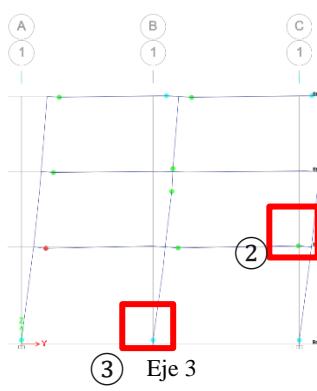


Eje 3

5) Paso 13 (Final)



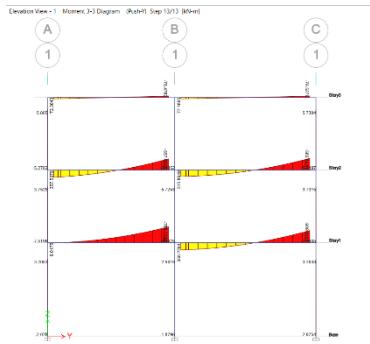
Eje 1



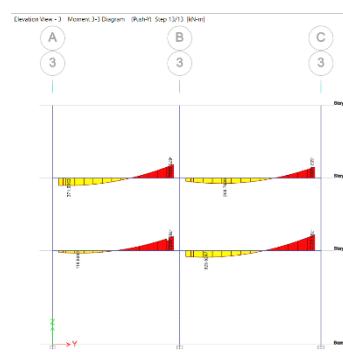
Eje 3

Leyenda: ● IO ● LS ● CP

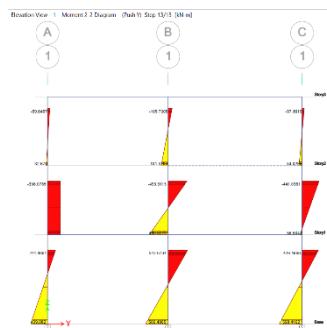
Distribución de momentos flectores en vigas y columnas.



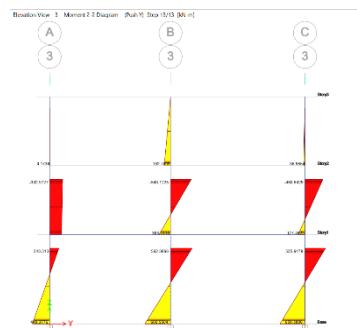
Eje 1



Eje 3



Eje 1



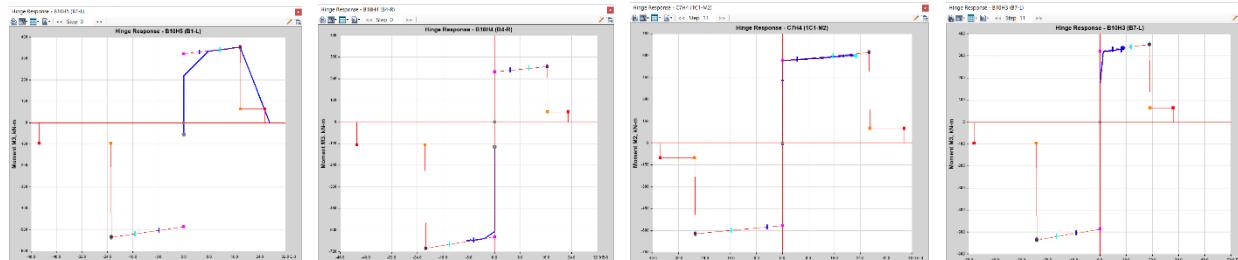
Eje 3

Figura 5C.3-16 Formación de rótulas plásticas y distribución de momentos flectores - Dirección Y

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.4.2.4 Respuesta de rótulas plásticas

Las respuestas de las rótulas de Momento (kN·m) y Rotación Plástica (rad) en los nodos ①, ②, ③, y ④ se muestran en la Figura 5C.3-17



①

②

③

④

Figura 5C.3-17 Respuestas de rótulas plásticas

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C3.1.4.2.5 Resultados de la Evaluación

El Punto de Desempeño, el cual es la intersección entre la curva de capacidad y la demanda sísmica reducida, no fue obtenido. La resistencia horizontal de los marcos se desplomó antes de alcanzar el punto de desempeño, por lo tanto, el desempeño sísmico del edificio no es suficiente. Tanto en la dirección X como en la dirección Y de análisis, el mismo resultado fue observado. El procedimiento de evaluación aplicado es el descrito en el Espectro de Capacidad (CSM por sus siglas en inglés).

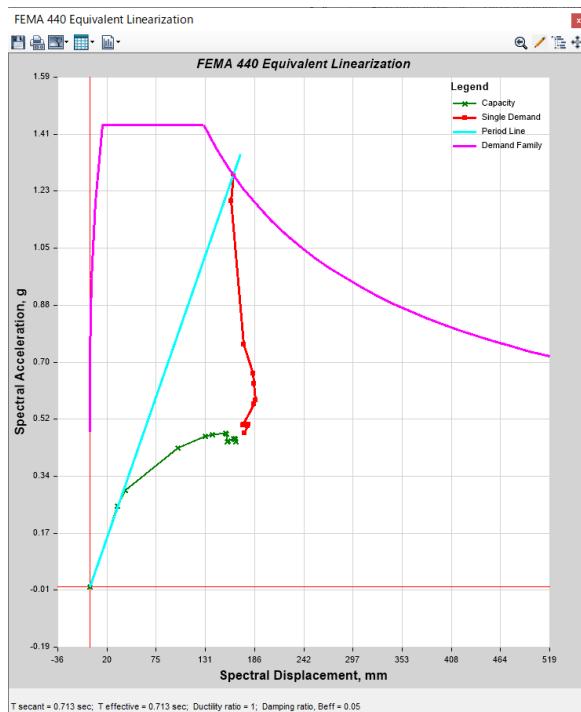


Figura 5C.3-18 Curva de capacidad y Demanda sísmica (Dirección Y)

Nota. Fuente [PROYECTO HOKYO]

5C.3.1.5. Conclusión

Este edificio, el Edificio Modelo, fue diseñado antes de que entrara en vigor el Reglamento de Seguridad Estructural para las Construcciones en 1996, y, después del terremoto del 10 de octubre de 1986. El refuerzo por cortante, tanto de vigas como de columnas, se ha incrementado, igualmente, juntas antisísmicas entre las columnas y las paredes de bloque de concreto fueron provistas en su diseño. Como resultado, esto ha incrementado la deformación plástica del edificio en comparación con otros edificios existentes. Sin embargo, la resistencia horizontal no es suficiente, particularmente en la dirección X. El resultado del Método de Espectro de Capacidad (CPM) muestra que el desempeño sísmico en ambas direcciones de análisis (X y Y) no es suficiente debido a que el punto de desempeño no fue obtenido, por lo que el edificio necesita ser provisto de reforzamiento sísmico.

Nota: El período de vibración del edificio fue estimado utilizando la rigidez horizontal efectiva y el peso sísmico del edificio, obteniéndose un $T=0.987s$ para la dirección X. Por otra parte, el período calculado a partir de la altura del edificio fue de $T=0.439s$. Como consecuencia, esto provocará una variación del valor de la demanda sísmica inicial (aceleración espectral). Este asunto requiere una mayor investigación. Una posible opción puede ser permitir cierto grado de amplitud y, proporcionar un límite superior del período de vibración del edificio. Aplicándose para ambas direcciones (X y Y). Adicionalmente, se podría considerar como opción lo establecido en la Sección 4.2 de la NTDS – 94, donde se propone el cálculo del período a través del Método A y el Método B y concluye que el coeficiente sísmico, C_s (que toma la rigidez horizontal efectiva y el peso sísmico), no deberá ser menor, no al 80%, sino al 70% del valor calculado utilizando el Método A. Sin embargo, como se explicó previamente, es un asunto que requiere de mayor investigación.

El concepto del Método de los Coeficientes fue introducido en la sección 5.4.2 Análisis Estático No Lineal 2 (Método de los Coeficientes) del Capítulo 5.

El desplazamiento objetivo es evaluado por el Método de los Coeficientes para el análisis *Pushover* (Procedimiento Estático No Lineal) o por el Método de Espectro de Capacidad (CSM), en este caso, utilizando el Edificio Modelo del Capítulo 1C. El Método de los Coeficientes se encuentra definido en FEMA 440 y en ASCE 41-17, en la que ambos estándares cuentan con una idea básica similar.

En ASCE 41-17, se proporcionan las Ecuaciones y Tablas para los Coeficientes en la Sección 7.4.3.3.2 Desplazamiento Objetivo para Métodos Estáticos No Lineales (NSP). El Desplazamiento Objetivo, δ_t , se calcula de acuerdo con la Ec. (7-28). El coeficiente C3 de FEMA 440 no es utilizado en ASCE 41-17.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad \text{Ec. 3-20}$$

Donde:

S_a = Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y proporción de amortiguamiento en la dirección en la cual se está considerando.

g = Aceleración de la gravedad.

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de Un Grado de Libertad (SDOF) con el desplazamiento del nivel de techo del sistema de Múltiples Grados de Libertad (MDF) del edificio. El valor apropiado es mostrado en la Tabla 7-5 de ASCE 41-17.

C_1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos máximos inelásticos esperados con los desplazamientos calculados para respuesta elástica lineal, calculado según la **Error! Reference source not found.**

C₂ = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis comprimida, la degradación cíclica de rigidez y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo según la **Error! Reference source not found.**

Ejemplo: El Desplazamiento Objetivo de la dirección X del Edificio Modelo se calcula a continuación:

T_e: período fundamental del edificio por el método analítico, T=0.987s. Referirse al Capítulo 5C.3.1.

S_a: 1.035g del período fundamental del edificio (T=0.987s) y del Espectro de aceleración de respuesta.

S_d: 242mm, calculado de: $s_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} * S_a$ (Ec. 5-19)

C_o: Factor de modificación.

En caso de que el desplazamiento espectral sea utilizado como el objetivo, *C_o* = 1.0. En caso de que el desplazamiento de nivel de techo sea utilizado, *C_o* = 1.2 si se utiliza la Tabla 7.5 de ASCE 41-17 ..

C₁: Proporción de Desplazamiento Máximo

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad \text{Error! Reference source not found.}$$

Para Clase de sitio C se utiliza a=90 según el ASCE 7.

$$C_1 = 1 + \frac{5.31 - 1}{90 * 0.987^2} = 1.049$$

$\mu_{strength}$ se define como:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad \text{Error! Reference source not found.}$$

Siendo la relación entre la demanda de resistencia elástica al límite elástico (Nota: R (Factor de reducción de resistencia) es utilizado en FEMA 440 en lugar $\mu_{strength}$)

La demanda de resistencia elástica es 1.035g del período fundamental del edificio (donde T=0.987s) y el espectro de aceleración de respuesta. La resistencia en el 2º paso del análisis Pushover es utilizado como la resistencia de fluencia, la cual es 0.195g, por lo que:

$$\mu_{strength} = \frac{1.035}{0.195} = 5.31$$

C₂: Ajuste por Degradación Cíclica:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad \text{Error! Reference source not found.}$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} * \left(\frac{5.31 - 1}{0.987} \right)^2 = 1.024$$

Por lo que el Desplazamiento Objetivo es:

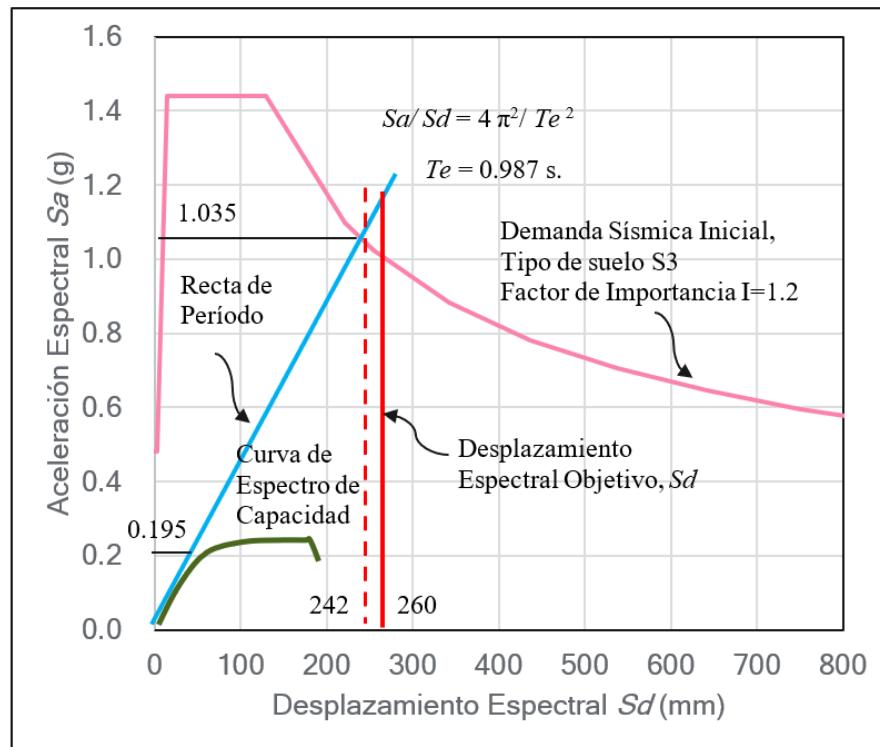
$$S_d = 1.0 * 1.049 * 1.024 * 1.035 * 0.987 * (0.987^2 / 4\pi^2)$$

$$S_d = 1.074 * 242$$

$$S_d = 260mm > 154mm$$

(Máximo valor de S_d de la Curva de Espectro de Capacidad en el paso 8 del análisis)

Un análisis *Pushover* se conduce utilizando el Desplazamiento Espectral Objetivo para obtener el Punto de Desempeño. El resultado se muestra en la Figura 5C.3-19. El Punto de Desempeño no fue obtenido para este caso de análisis.



REFERENCIAS

- [1] The Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (Version 2001) (in Japanese), 2001
- [2] ASCE41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building, ASCE Standard, 2013
- [3] ATC40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council, 1996
- [4] Seki, M., A proposal on the Simplified Structural Evaluation Method for Existing Reinforced Concrete Buildings Based on the Japanese Seismic Evaluation Standard vis-à-vis the International Seismic Code, *Journal of Earthquake Science and Engineering*, Publisher ISES, 2015. <http://www.joes.org.in>
- [5] Seki, M. and Islam M. R., A proposal on the simplified structural evaluation method for existing reinforced concrete buildings in Bangladesh, *New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia, October 2015, Kathmandu, Nepal*
- [6] Seki M. Islam M. R., Matsuo J. and Nakajima Y., A PROPOZAL ON THE ADVANCED SIMPLIFIED STRUCTURAL EVALUATION METHOD FOR EXISTING BUILDINGS IN BANGLADESH, *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017, Santiago Chile, January 9th to 13th 2017*
- [7] Y. Nakajima, M. Seki, H. Suga and R. Islam: PROPOSAL OF A NEW DETAIL SEISMIC EVALUATION METHOD BASED ON JAPANESE AND AMERICAN EAVALUATION STANDARDS FOR THE EXISTING RC BUILDINGS, *17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE 2020, Sendai, Japan - September 13th to 18th 2020*
- [8] Seki M., C.D. Bidhan, Nakajima Y. and Azuhata T.: Detail Seismic Evaluation Method of Existing RC Buildings Combining Japanese and American Seismic Evaluation Standards, 3ECEES, Bucharest, Romania, September 2022
- [9] IBC2000, International Code Council, Inc., International Building Code 2000, USA, March 2000.
- [10] Mwafy, A.M. and A. S. Elnashai (2002) Calibration of Force Reduction Factors of Rc Buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, 6(2), pp. 239 – 273.
- [11] NTDS1994, REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES EL SALVADOR, 1994
- [12] AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure, Revised 1999
- [13] ACI318-11, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-11) and Commentary, 2011
- [14] Seki M., Proposal on the Simplified Structural Evaluation Method for Existing Reinforced Concrete Buildings with Infilled Brick Masonry Walls, 2CNISS, Romania, June 2017.
- [15] ASCE7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE Standard, 2016
- [16] Nakajima Y, Seki M and Matsuo J., Estimation of the compressive strength of the existing reinforced concrete in Bangladesh obtained by the test using a test-hammer, technical papers of Annual meeting, Architectural Institute of Japan, 2017
- [17] ETABS., Integrated Building Design Software, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- [18] SAP2000, Structural Software for Analysis and Design, Computers and Structures, Inc., USA
- [19] J.A. Blume, N.M. Newmark, and L.H. Corning, 1961: Design of Multistory Reinforced Concrete Building for Earthquake Motions, Portland Cement Association, Chicago, 1961



<https://opamss.org.sv>

