

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL REGIONAL MENDOZA (UTN-FRM)

CATEDRA: PROYECTO FINAL

TEMA: EVALUACION BASADA EN DESEMPEÑO DE EDIFICIOS ESCOLARES

EDIFICIO DE ESTUDIO: Escuela Nº 9-006 Prof. Francisco Tolosa

UBICACIÓN: Rivadavia, Mendoza

PROFESORES:

Ing. José Luis Mendoza

Ing. Gustavo Castro

Ing. Pablo Martin

Ing. Helvio Grili

GRUPO Nº19

INTEGRANTES:

Pardal, Gonzalo (Legajo: 41492)

Las Heras, Santiago (Legajo: 41226)

CICLO: 2020 - 2021

INDICE

MARCO TEORICO.....	12
OBJETIVOS DE DESEMPEÑO	12
OBJETIVO DE DESEMPEÑO BÁSICO PARA EDIFICIOS EXISTENTES (BPOE) ...	13
NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	15
DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	15
NIVELES Y RANGOS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	16
Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1).....	16
Nivel de Desempeño Estructural de Control de Daños (S-2)	16
Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Vital (S-3).....	17
Rango de Rendimiento Estructural de Seguridad Limitado (S-4).....	17
Nivel de Desempeño Estructural de Prevención de Colapso (S-5).....	18
Desempeño estructural no considerado (S-6)	18
NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	18
Nivel de Desempeño No Estructural Operacional (N-A)	18
Nivel de Desempeño No Estructural de Retención de Posición (N-B)	19
Nivel de Desempeño No Estructural de Seguridad Vital (N-C).....	19
Desempeño no estructural no considerado (N-D)	19
DESIGNACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO	19
Nivel de Rendimiento Operativo del Edificio (1-A)	20
Nivel de Rendimiento del Edificio de Ocupación Inmediata (1-B)	21
Nivel de prestaciones de seguridad vital del edificio (3-C)	21
Nivel de Desempeño de la Edificación para la Prevención de Colapsos (5-D).....	22
ANALISIS DE NIVEL 1	23
CONTEXTO:	23
SISTEMA RESISTENTE A DESPLAZAMIENTOS LATERALES:.....	23
EVALUACIÓN DE NIVEL 1:.....	23

COMPROBACIONES GENERALES A REALIZAR:.....	23
COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS ACTUANDO AISLADAMENTE:	24
COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS DE Hº Aº ACTUANDO EN CONJUNTO CON MUROS DE MAMPOSTERÍA:	24
COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS DE Hº Aº CON RELLENOS DE MAMPOSTERÍA DISCONTINUA O CON ABERTURAS:	24
GEOMETRÍA:	24
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:	25
Hormigón.....	25
Acero:	25
Mampostería:.....	25
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN:	25
CARGAS CONSIDERADAS:	26
Cargas permanentes D:	26
Sobrecarga de diseño L [kN/m ²]	26
PSEUDO FUERZA SÍSMICA:	27
Cálculo del coeficiente sísmico:	29
Período Aproximado	30
Fuerza sísmica:	32
Distribución de la fuerza sísmica:.....	32
FUERZA SISMICA (ASCE 7)	32
Parámetros de respuesta:	32
Ajuste para la clase de sitio:.....	33
Amortiguamiento:.....	34
Determinación de espectro de respuesta (pseudo aceleración sa):.....	34
Periodo aproximado según ASCE 41-13 (4.5.2):	35
Fuerza sísmica (ASCE 41-13 § 4.5.2):.....	35
Distribución de la fuerza sísmica (ASCE 41-13 § 4.5.2.2):	36
COMPROBACIONES GENERALES:.....	37

Comprobación de pisos blandos (ASCE 41-13 § A2.2.3)	37
Irregularidades verticales (ASCE 41-13 § a2.2.4):	39
Geometría (ASCE 41-13 § a2.2.5):.....	39
Masa (ASCE 41-13 § a2.2.6):	39
Comprobación de la torsión (ASCE 41-13 § a2.2.7):	40
COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS ACTUANDO AISLADAMENTE:	43
Comprobación del esfuerzo de corte de las columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.1):.....	43
Verificación del esfuerzo axial de las columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.2):	45
Esfuerzo axial debido al vuelco comprobación rápida (ASCE 41-13 § a3.1.4.2):	46
Columna fuerte-viga débil (ASCE 41-13 § a3.1.4.7):	47
Barras de la viga (ASCE 41-13 § a3.1.4.8):.....	50
Empalmes de barras de columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.9):.....	50
Empalmes de barras de vigas (ASCE 41-13 § a3.1.4.10):	50
Espacio entre columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.11):.....	50
Distancia entre estribos (ASCE 41-13 § a3.1.4.12):.....	51
Refuerzo transversal de la unión (ASCE 41-13 § a3.1.4.13):	51
Excentricidad de la junta (ASCE 41-13 § a3.1.4.14):	51
COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS DE Hº Aº ACTUANDO EN CONJUNTO CON MUROS DE MAMPOSTERÍA	52
Verificación del esfuerzo de corte (ASCE 41-13 § a3.2.5.1):	52
Procedimiento de comprobación rápida ASCE 4.5.3.3	52
Proporciones (ASCE 41-13 § a3.2.5.2).....	53
Colocación de la mampostería (ASCE 41-13 § a3.2.5.3)	53
COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS DE Hº Aº CON RELLENOS DE MAMPOSTERÍA DISCONTINUA O CON ABERTURAS:	54
Conexiones de muros de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.1):	54
Proporciones (ASCE 41-13 § a3.2.6.2):.....	54
Paredes de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.4):.....	55
Excentricidad del muro de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.5):.....	55
CONCLUSIONES EN EL ANALISIS DE NIVEL 1:.....	56
EVALUACIÓN DE NIVEL 2:.....	57
PARDAL-LAS HERAS	2021
	4

MODOS ETABS:.....	57
MODOS SEISMOSTRUCT:	59
CONSIDERACIONES USADAS AL REALIZAR LAS BIELAS (SEGÚN CIRSOC 103):	61
CÁLCULO DE FUERZA SÍSMICA:	62
Cálculo del coeficiente sísmico:	62
Fuerza sísmica:	64
Distribución de la fuerza sísmica:.....	65
TORSIÓN:.....	65
RESISTENCIA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA:.....	66
RESISTENCIA DE MUROS URM:.....	66
Resistencia al agrietamiento escalonado:.....	66
Resistencia al deslizamiento del muro:.....	67
Resistencia al aplastamiento:.....	68
Resistencia a la tensión diagonal:	68
Resistencia a la compresión vertical:	69
Resistencia de los muros urm:	70
RESISTENCIA DE MUROS RELLENOS:.....	70
Resistencia al corte esperada:.....	70
Resistencia a compresión del relleno:.....	70
RESISTENCIA DE MUROS (CIRSOC):.....	71
RESISTENCIA DEL MURO ADOPTADA:.....	71
DENOMINACIÓN COLUMNAS:.....	73
CAPACIDAD DE COLUMNAS:.....	111
Capacidad axil y flexional columnas:.....	111
Capacidad de corte de las columnas:.....	115
DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DEMANDA – CAPACIDAD (DCR):.....	120

Flexión – normal:.....	120
DETERMINACIÓN DE NIVEL DE DESEMPEÑO:	121
Comprobación nivel de desempeño en vigas:	121
COMPROBACIÓN NIVEL DE DESEMPEÑO EN COLUMNAS:	131
CONCLUSION DEL ANALISIS DE NIVEL 2	141
EVALUACION DE NIVEL 3:	142
ENFOQUE DEL MODELO NO LINEAL TRIDIMENSIONAL:	142
Enfoque de modelado de componentes estructurales:.....	144
MODELADO DE MATERIALES:.....	144
Acero:	144
Hormigón:.....	145
Mampostería:.....	146
Parámetros de curva de compresión:	146
Parámetros de curva de corte:.....	147
MODELADO DE SECCIONES:.....	147
Discretización de Columnas:	148
Discretización de Vigas:.....	148
Amortiguación:.....	149
Propiedades modales:.....	149
PARAMETROS DE MATERIALES (MODELO DE MANDER):	149
PARAMETROS DE ROTULAS (VIGAS):.....	156
Vigas:	156
Parámetros de rotulas (columnas)	163
ANÁLISIS PUSHOVER:.....	169
Verificación del efecto de los modos superiores	171
Análisis preliminar de la curva de fuerza-desplazamiento idealizada (ASCE 41-13 § 7.4.3.2.4):.....	172
Curva idealizada del análisis:	176

Cálculo de coeficientes para determinar el desplazamiento objetivo:	180
APLICABILIDAD DEL PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL:.....	182
DETERMINACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO:.....	186
Cálculo de C1:.....	186
Cálculo de C2:.....	186
Cálculo desplazamiento objetivo preliminar:.....	186
VERIFICACIÓN DE LA TORSIÓN ACCIDENTAL:	187
EVALUACIÓN DEL RENDIMIENTO DE LAS COLUMNAS:	192
Respuesta axial:.....	192
Respuesta a corte de columnas	194
Respuesta a flexión de columnas	208
MECANISMO DE FALLO EN LA ESTRUCTURA	219
CONCLUSIÓN ANÁLISIS DE NIVEL 3:	221
CONCLUSIONES GENERALES DEL TRABAJO	222
Posibles soluciones estructurales	224
PROPUESTA DE MEJORAS A REALIZAR	225
ANEXO 1.....	230
“ESTUDIOS IN SITU”	230
OBJETO.....	231
DOCUMENTACIÓN CONSULTADA:.....	232
METODOLOGÍA DE TRABAJO	232
TÉCNICAS DE ENSAYOS:.....	233
Esclerometría:	233
Carbonatación:.....	234
Pull Off:.....	234
Detección de armadura:.....	235
Extracción de testigos de hormigón:.....	236

Determinación de humedad en el hormigón:	236
RESULTADOS DE ENSAYOS:.....	237
Esclerometría:	237
Carbonatación:	239
Determinación de humedad en el hormigón:	240
Pull Off:.....	240
Sondeos y detección de armaduras:	242
CONCLUSIONES.....	248
Resistencia a compresión del hormigón	248
Carbonatación	248
Armadura longitudinal y transversal	248
Características de los mampuestos de muros.....	249
Geometría de fundaciones.....	249
Pull Off y contenido de humedad.....	250
ANEXO 2.....	251
“Reglamento ASCE 41-13”	251
CAPITULO 7	252
PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS.....	252
7.2 REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS	252
7.2.1 Procedimientos de análisis.....	252
7.2.2 Cargas de gravedad de los componentes y combinaciones de carga	252
7.2.3 Modelización matemática.....	253
7.2.3.2 Torsión.....	254
7.2.3.3 Componentes primarios y secundarios.....	256
7.2.3.6 Amortiguación.....	256
7.2.5 Efectos Sísmicos Multidireccionales.....	257
7.2.6 Efectos P-Δ.....	257
7.3 SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS	258
7.3.1 Procedimientos lineales	259

LIMITACIONES EN EL USO DEL PROCEDIMIENTO ESTÁTICO LINEAL:	261
7.3.2 Procedimientos no lineales	262
7.4 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS.....	263
7.4.1 Procedimiento estático lineal (LSP).....	263
7.5.1 Requisitos generales	277
7.5.3 Procedimientos no lineales	286
CAPITULO 10	287
SUPUESTOS Y REQUISITOS GENERALES	287
MODELADO Y DISEÑO	287
Generalidades:	287
Rigidez:	287
C10.3.1.2.1 Procedimientos lineales:	288
Deformación, o Tipo I:.....	290
Relación de deformación, o Tipo II:.....	291
10.3.2 RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD	291
10.3.2.1 Generalidades:	291
10.3.2.2 Acciones de deformación controlada	292
10.3.2.3 Acciones controladas por la fuerza	293
10.3.2.4 Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes	293
10.3.3 Cargas de flexión y axiales:.....	293
10.3.3.1 Límites de la deformación utilizable:	294
10.3.4 Resistencia al corte y a la torsión:.....	295
10.4. MARCOS DE MOMENTO DE HORMIGÓN.....	296
10.4.1.1 Pórticos de momento de vigas y pilares de hormigón armado	296
10.4.2 Marcos de momento de vigas y columnas de hormigón armado.....	296
10.4.2.2.3 Procedimiento dinámico no lineal	304
10.4.2.3 Resistencia de marcos de momento de vigas y columnas de hormigón armado.....	304
10.4.2.3.1 Columnas.....	304
10.4.2.3.2 Juntas viga-columna.....	306

10.4.2.4 Criterios de aceptación para marcos de momento de vigas y columnas de hormigón armado	307
10.4.2.4.2 Procedimientos estáticos y dinámicos no lineales.....	308
10.6 MARCOS DE HORMIGÓN CON RELLENOS	308
10.6.1 Tipos de pórticos de hormigón con relleno	308
10.6.1.1 Tipos de marcos	308
10.6.1.2 Rellenos de mampostería.....	308
10.6.2 MARCOS DE HORMIGÓN CON RELLENOS DE MAMPOSTERÍA	308
10.6.2.1 Generalidades	308
CAPITULO 11 (MAMPOSTERIA).....	314
11.2.3.7 Módulo de corte de la mampostería	314
11.2.4 Factor de conocimiento	315
11.3 MUROS DE MAMPOSTERÍA	315
11.3.2 Muros de mampostería no reforzada (URM).....	317
11.3.2.1 Rigidez de los muros URM	317
11.3.3 Muros de mampostería no reforzados sujetos a acciones fuera del plano	325
11.4 RELLENOS DE MAMPOSTERÍA	327
11.4.1 Tipos de rellenos de mampostería.....	327
11.4.3 Acciones fuera del plano de muros de mampostería	335
ANEXO 3.....	338
“NORMA MEXICANA PARA MAMPOSTERÍA”	338
ESTUDIO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA SEGÚN LA NORMA MEXICANA “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DISEÑO CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAS MAMPOSTERÍA 19 OCTUBRE-2020”	339
4.1 ALCANCE	339
Mampostería confinada:.....	339
Castillos y dalas:	339
Mampostería reforzada interiormente:.....	340
4.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma	341
PARDAL-LAS HERAS	2021
	10

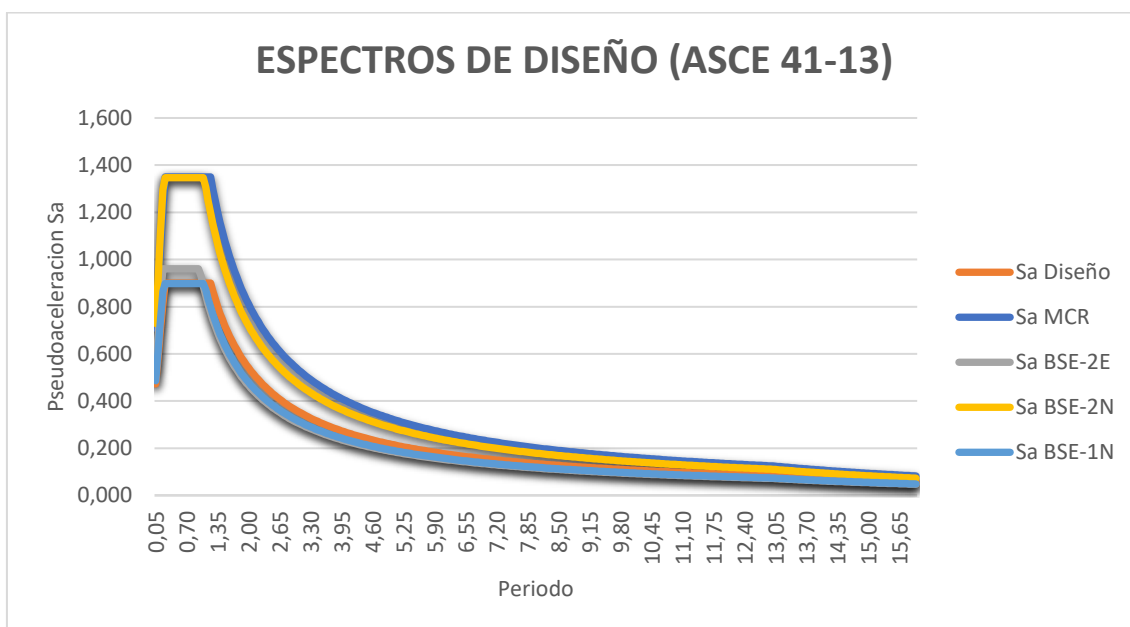
4.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma:	343
4.4 Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma:.....	343
4.5 Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma:	344
4.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso:.....	344
4.7 Vuelco del muro diafragma:.....	345
4.8 Interacción marco–muro diafragma en el plano:.....	345
 ANEXO 4.....	 346
 “NORMA CHILENA”	 346
 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE RENDIMIENTO PARA ELEMENTOS LOCALES Y GLOBALES SEGÚN LA ASOCIACIÓN CHILENA DE SISMOLOGÍA E INGENIERÍA ANTISÍSMICA:	 347
 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA ESTADO LIMITE DE OCUPACIÓN INMEDIATA:	 347
Criterio de aceptación a nivel de componente:	347
Criterio de aceptación a nivel global:.....	349
 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA EL ESTADO LÍMITE DE CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN ADICIONAL:.....	 350
Criterio de aceptación a nivel de componente:	350
Criterio de aceptación a nivel global.....	351

MARCO TEORICO

La evaluación de desempeño consiste fijar diferentes niveles de daños aceptables en estructuras para un determinado nivel de sismicidad, para el proyecto realizamos un estudio para los niveles de sismicidad equivalentes al BSE – 1N y al BSE – 2N dados por la norma ASCE – 7.

El nivel de sismicidad BSE - 1N se corresponde al sismo de diseño dado por el Reglamento Cirsoc – 103 (Periodo de retorno 475 años), mientras que el nivel de sismicidad BSE – 2N es comparable con el sismo de diseño de diseño dado por el Reglamento Cirsoc – 103 amplificado por un coeficiente igual a 1,5.

Grafica de comparación de Espectros para el tipo de suelo SE



OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

La norma utiliza varios niveles de riesgo sísmico probabilístico para describir los movimientos sísmicos para los que se realizan las evaluaciones de rendimiento.

Dichos movimientos sísmicos se denominan a menudo como una probabilidad de superación en un período de tiempo específico, por ejemplo, un 20% de probabilidad de superación en 50 años, o como un período de retorno.

La tabla C2-1 (ASCE 41-13) muestra las probabilidades de superación de los movimientos sísmicos y el correspondiente período de retorno.

Table C2-1. Probability of Exceedance and Mean Return Period

Probability of Exceedance	Mean Return Period (years)
50%/30 years	43
50%/50 years	72
20%/50 years	225
10%/50 years	475
5%/50 years	975
2%/50 years	2,475

La Tabla C2-2 indica el rango de objetivos de comportamiento que podrían considerarse en el uso para un edificio típico, clasificado en la Categoría de Riesgo II, basándose en los diferentes Niveles de Rendimiento y los Niveles de Peligro Sísmico para el rendimiento esperado del sistema estructural y no estructural.

Table 2-1. Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)

Risk Category	Tier 1 ^a	Tier 2 ^a	Tier 3	
	BSE-1E	BSE-1E	BSE-1E	BSE-2E
I & II	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Collapse Prevention Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (5-D)
III	See footnote <i>b</i> for Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Limited Safety Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (4-D)
IV	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Life Safety Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (3-D)

^aFor Tier 1 and 2 assessments, seismic performance for the BSE-2E is not explicitly evaluated.

^bFor Risk Category III, the Tier 1 screening checklists shall be based on the Life Safety Performance Level (S-3), except that checklist statements using the Quick Check procedures of Section 4.5.3 shall be based on MS-factors and other limits that are an average of the values for Life Safety and Immediate Occupancy.

OBJETIVO DE DESEMPEÑO BÁSICO PARA EDIFICIOS EXISTENTES (BPOE)

Es un objetivo de desempeño especificado que varía con la Categoría de Riesgo, como se muestra en la Tabla 2-1, donde la Categoría de Riesgo es definida por los reglamentos.

Table 2-1. Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)

Risk Category	Tier 1 ^a	Tier 2 ^a	Tier 3	
	BSE-1E	BSE-1E	BSE-1E	BSE-2E
I & II	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Collapse Prevention Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (5-D)
III	See footnote <i>b</i> for Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Limited Safety Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (4-D)
IV	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Life Safety Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (3-D)

^aFor Tier 1 and 2 assessments, seismic performance for the BSE-2E is not explicitly evaluated.

^bFor Risk Category III, the Tier 1 screening checklists shall be based on the Life Safety Performance Level (S-3), except that checklist statements using the Quick Check procedures of Section 4.5.3 shall be based on MS-factors and other limits that are an average of the values for Life Safety and Immediate Occupancy.

Definir el BPOE como en la Tabla 2-1 permite que un reglamento, código de construcción o política simplemente cite el BPOE sin crear su propia tabla para detallar el Nivel de Peligro Sísmico y los Niveles de Rendimiento para cada Categoría de Riesgo.

Los procedimientos de nivel 1, nivel 2 o nivel 3 pueden utilizarse para demostrar el cumplimiento del BPOE.

El BPOE acepta un nivel de seguridad más bajo y un mayor riesgo de colapso que el que ofrecerían normas similares para los edificios nuevos, se espera que los edificios que cumplen el BPOE sufran pocos daños a causa de los terremotos relativamente frecuentes y moderados, pero que sufran muchos más daños y posibles pérdidas económicas a causa de los terremotos más graves e infrecuentes que podrían afectarlos.

Hay tres razones históricas de peso para aceptar un riesgo algo mayor en los edificios existentes:

La aceptación de un rendimiento inferior al "código completo" garantiza que los edificios recientes no queden inmediatamente defectuosos cuando el código cambie de manera que se vuelva más conservador.

El aumento del riesgo se ve atenuado por el reconocimiento de que un edificio existente suele tener una vida útil más corta que un edificio nuevo.

El BPOE reconoce que el coste de conseguir el mayor nivel de certeza en el rendimiento que supone la "equivalencia de los edificios nuevos" es a menudo desproporcionado con respecto al beneficio incremental.

Para el BPOE, esta norma establece los niveles de riesgo sísmico basados en probabilidades de superación del 5% en 50 años y del 20% en 50 años.

Los niveles 1 y 2 proporcionan medios para evaluar el comportamiento sísmico esperado de un edificio sólo para los niveles de comportamiento de ocupación inmediata y de seguridad de la vida en la amenaza BSE-1E. No se incluye una comprobación acorde con la peligrosidad BSE-2E, por lo que estos niveles no incluyen estrictamente una evaluación de dos niveles, como sí lo hace el procedimiento sistemático de nivel 3.

El procedimiento de evaluación en tres niveles requiere una evaluación de ingeniería sucesivamente más completa del comportamiento sísmico esperado del edificio, con un esfuerzo sucesivamente mayor para determinar su cumplimiento.

Los requisitos del nivel 1 tienden a ser generales y de naturaleza conservadora, los procedimientos del nivel 2 son más detallados y los del nivel 3 son específicos e implicados, se esperaba que una evaluación de nivel 1 identificara más edificios como potencialmente inseguros que una de nivel 2, ya que utilizaba normas más exigentes y un trabajo considerablemente mayor. Del mismo modo, una evaluación de nivel 3 de todo el edificio consideraría aceptables algunos edificios que no hubieran superado una evaluación de nivel 2.

NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

El desempeño del edificio puede describirse cualitativamente en términos de la seguridad ofrecida a los ocupantes del edificio durante y después del evento; el coste y la viabilidad de restaurar el edificio a su condición anterior al terremoto; el tiempo que el edificio está fuera de servicio para realizar las reparaciones; y los efectos económicos, arquitectónicos o históricos en la comunidad en general.

DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

El desempeño del edificio es una combinación del desempeño de los componentes estructurales y no estructurales.

La tabla C2-3 describe los niveles límite aproximados de daños estructurales y no estructurales que podrían esperarse de los edificios evaluados o adaptados a los niveles definidos en esta norma.

Table C2-3. Damage Control and Building Performance Levels

	Target Building Performance Levels			
	Collapse Prevention Level (S-D)	Life Safety Level (3-C)	Immediate Occupancy Level (1-B)	Operational Level (1-A)
Overall damage	Severe	Moderate	Light	Very light
Structural components	Little residual stiffness and strength to resist lateral loads, but gravity load-bearing columns and walls function. Large permanent drifts. Some exits blocked. Building is near collapse in aftershocks and should not continue to be occupied.	Some residual strength and stiffness left in all stories. Gravity-load-bearing elements function. No out-of-plane failure of walls. Some permanent drift. Damage to partitions. Continued occupancy might not be likely before repair. Building might not be economical to repair.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Continued occupancy likely.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. All systems important to normal operation are functional. Continued occupancy and use highly likely.
Nonstructural components	Extensive damage. Infills and unbraced parapets failed or at incipient failure.	Falling hazards, such as parapets, mitigated, but many architectural, mechanical, and electrical systems are damaged.	Equipment and contents are generally secure but might not operate due to mechanical failure or lack of utilities. Some cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. Elevators can be restarted. Fire protection operable.	Negligible damage occurs. Power and other utilities are available, possibly from standby sources.
Comparison with performance intended for typical buildings designed to codes or standards for new buildings, for the design earthquake	Significantly more damage and greater life safety risk.	Somewhat more damage and slightly higher life safety risk.	Less damage and low life safety risk.	Much less damage and very low life safety risk.

Las descripciones de desempeño en la Tabla C2-3 son estimaciones más que predicciones precisas

La norma expresa el desempeño estructural en términos de niveles de desempeño estructural de los edificios objetivo.

Estos Niveles de desempeño del Edificio objetivo son estados de daño discretos seleccionados entre el espectro infinito de posibles estados de daño que los edificios podrían experimentar durante un terremoto.

Los estados de daño particulares identificados como niveles de rendimiento del edificio objetivo en esta norma se han seleccionado porque tienen consecuencias fácilmente identificables asociadas con la disposición del edificio después del terremoto que son significativas para la comunidad de la construcción.

Estas consecuencias incluyen la capacidad de reanudar las funciones normales dentro del edificio, la conveniencia de la ocupación tras el terremoto y el riesgo para la seguridad de las personas.

NIVELES Y RANGOS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

El nivel de rendimiento estructural de un edificio se seleccionará entre **seis niveles discretos** de desempeño estructural:

Los Niveles de Desempeño Estructural discretos son:

Ocupación Inmediata (S-1)

Control de Daños (S-2)

Seguridad Vital (S-3)

Seguridad Limitada (S-4)

Prevención de Colapsos (S-5)

No Considerado (S-6)

Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1)

Se define como el estado de daño posterior al sismo en el cual una estructura permanece segura para ser ocupada y esencialmente retiene su resistencia y rigidez anteriores al sismo.

Los sistemas básicos de resistencia a las fuerzas verticales y laterales del edificio conservan casi toda su resistencia y rigidez anteriores al terremoto. El riesgo de que se produzcan daños estructurales que pongan en peligro la vida de las personas es muy bajo y, aunque podría ser conveniente realizar algunas reparaciones estructurales menores, generalmente no sería necesario realizarlas antes de volver a ocupar el edificio.

El uso continuado del edificio no está limitado por su estado estructural, pero podría estarlo por los daños o la interrupción de los elementos no estructurales del edificio, el mobiliario o el equipamiento y la disponibilidad de los servicios externos.

Nivel de Desempeño Estructural de Control de Daños (S-2)

El Nivel de Desempeño Estructural de Control de Daños se establece como un punto intermedio entre la Seguridad Vital y la Ocupación Inmediata. Su objetivo es proporcionar una estructura con una mayor fiabilidad para resistir el colapso y estar menos dañada que una estructura típica, pero no en la medida requerida de una estructura diseñada para cumplir con el Nivel de Rendimiento de Ocupación Inmediata.

Aunque este nivel es un nivel numéricamente intermedio entre la Seguridad Vital y la Ocupación Inmediata, los dos objetivos de rendimiento son esencialmente diferentes entre sí.

La consideración principal para la Ocupación Inmediata es que el daño se limite de tal manera que permita la reocupación del edificio, con trabajos de reparación limitados mientras el edificio está ocupado.

La consideración principal para la Seguridad de la Vida es que se mantenga un margen de seguridad contra el colapso y que la consideración de que los ocupantes vuelvan al edificio sea un impacto secundario para que se logre el objetivo de la Seguridad de la Vida.

El Nivel de Desempeño de Control de Daños proporciona un mayor margen de seguridad contra el colapso que el Nivel de Desempeño de Seguridad Vital. Puede controlar los daños de manera que permita volver a funcionar más rápidamente que el Nivel de Desempeño de Seguridad Vital, pero no tan rápidamente como lo hace el Nivel de Actuación de Ocupación Inmediata.

Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Vital (S-3)

Se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados, pero conserva un margen contra la aparición de colapso parcial o total.

Algunos elementos y componentes estructurales están severamente dañados, pero este daño no ha dado lugar a grandes riesgos de caída de escombros, ni dentro ni fuera del edificio.

Es posible que se produzcan lesiones durante el terremoto; sin embargo, se espera que el riesgo general de lesiones que pongan en peligro la vida como resultado de los daños estructurales sea bajo.

Debería ser posible reparar la estructura; sin embargo, por razones económicas, esta reparación podría no ser práctica. Aunque la estructura dañada no representa un riesgo inminente de colapso, sería prudente realizar reparaciones estructurales o instalar refuerzos temporales antes de volver a ocuparla.

Rango de Rendimiento Estructural de Seguridad Limitado (S-4)

El Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Limitada se establece como un punto intermedio entre la Seguridad Vital y la Prevención de Colapsos.

Su objetivo es proporcionar una estructura con una mayor fiabilidad de resistencia al colapso que una estructura que sólo cumple con el Nivel de Rendimiento de Prevención de Colapso, pero no con el nivel completo de seguridad que implicaría el Nivel de Rendimiento de Seguridad Vital.

Nivel de Desempeño Estructural de Prevención de Colapso (S-5)

Se define como el estado de daño posterior al sismo en el cual una estructura tiene componentes dañados y continúa soportando cargas gravitacionales, pero no retiene ningún margen contra el colapso.

Se ha producido un daño sustancial en la estructura, que puede incluir una degradación significativa de la rigidez y la resistencia a las fuerzas laterales, una gran deformación lateral permanente de la estructura y, en menor medida, una degradación de la capacidad de carga vertical. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema de resistencia a la gravedad deben seguir soportando sus cargas gravitatorias.

Podría existir un riesgo significativo de lesiones causadas por la caída de escombros estructurales. La estructura podría no ser técnicamente práctica para reparar y no es segura para su re ocupación porque la actividad de las réplicas podría inducir el colapso.

Desempeño estructural no considerado (S-6)

Cuando una evaluación o readaptación no aborda la estructura, el nivel de desempeño estructural será Desempeño estructural no considerado (S-6).

Algunos propietarios podrían desear abordar ciertas vulnerabilidades no estructurales en una evaluación o programa de rehabilitación -por ejemplo, arrostramiento de parapetos o anclaje de contenedores de almacenamiento de materiales peligrosos- sin abordar el desempeño de la estructura misma.

NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL

El Nivel de Desempeño No Estructural objetivo para un edificio se seleccionará entre cuatro Niveles de Desempeño No Estructural discretos:

Operativo (N-A)

Retención de la Posición (N-B)

Seguridad de la Vida (N-C)

No Considerado (N-D)

Nivel de Desempeño No Estructural Operacional (N-A)

Es el estado de daño posterior al sismo en el cual los componentes no estructurales son capaces de proveer las funciones que proveían en el edificio antes del sismo.

El Nivel de Desempeño No Estructural Operacional refleja esencialmente los requisitos de las disposiciones sísmicas no estructurales de ASCE 7 para los casos en que I_p se

toma como 1,5. El capítulo 13 de ASCE 7 y su comentario asociado proporcionan detalles adicionales.

Nivel de Desempeño No Estructural de Retención de Posición (N-B)

Es el estado de daño posterior a un terremoto en el que los componentes no estructurales pueden ser dañados hasta el punto de no poder funcionar inmediatamente, pero están asegurados en su lugar de manera que se evitan los daños causados por la caída, el derrumbe o la ruptura de las conexiones de servicios públicos.

En general, los equipos del edificio están asegurados en su lugar y podrían funcionar si se dispone de los servicios públicos necesarios. Sin embargo, algunos componentes podrían sufrir desajustes o daños internos y quedar inoperativos. Es posible que no haya electricidad, agua, gas natural, líneas de comunicación y otros servicios necesarios para el uso normal del edificio.

Los revestimientos, los cristales, los techos y los tabiques podrían resultar dañados, pero no presentarían riesgos de seguridad ni condiciones de desocupación.

El riesgo de lesiones mortales causadas por daños no estructurales es muy bajo.

El nivel de rendimiento de retención de posición refleja esencialmente los requisitos de las disposiciones sísmicas no estructurales de ASCE 7 para los casos en que *lp* se toma como 1,0. El capítulo 13 de ASCE 7 y su comentario asociado proporcionan detalles adicionales.

Nivel de Desempeño No Estructural de Seguridad Vital (N-C)

Es el estado de daño posterior a un sismo en el cual los componentes no estructurales pueden ser dañados, pero el daño consecuente no representa una amenaza a la seguridad vital.

En un edificio que se desempeña en el nivel N-C, los componentes no estructurales pueden haber sufrido daños significativos y costosos, pero no se desprenden y caen de manera que puedan causar la muerte o lesiones graves, ya sea a los ocupantes o a las personas en áreas inmediatamente adyacentes.

Desempeño no estructural no considerado (N-D)

Cuando una evaluación o readaptación no aborda todos los componentes no estructurales a uno de los niveles de las secciones anteriores, el nivel de desempeño no estructural será Desempeño no estructural no considerado (N-D).

DESIGNACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

Un nivel de rendimiento del edificio objetivo se designa alfanuméricamente con un número que representa el nivel de rendimiento estructural y una letra que representa el nivel de rendimiento no estructural, como 1-B, 3-C, 5-E o 6-C.

En la Tabla C2-8 se indican algunas de las posibles combinaciones de los Niveles de Comportamiento del Edificio objetivo.

Table C2-8. Target Building Performance Levels

Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels					
	Immediate Occupancy (S-1)	Damage Control (S-2)	Life Safety (S-3)	Limited Safety (S-4)	Collapse Prevention (S-5)	Not Considered (S-6)
Operational (N-A)	Operational 1-A	2-A	NR ^a	NR ^a	NR ^a	NR ^a
Position Retention (N-B)	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	4-B	NR ^a	NR ^a
Life Safety (N-C)	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
Not Considered (N-D)	NR ^a	NR ^a	3-D	4-D	Collapse Prevention 5-D	No evaluation or retrofit

NOTE: NR = Not recommended.

^aCombining low Structural Performance Level with high Nonstructural Performance Level, or the converse, is not recommended for several reasons. For example, having a low Structural Performance Level may lead to damage that prohibits actually achieving the desired Nonstructural Performance Level regardless of whether the nonstructural elements were retrofitted to meet that Performance Level. Additionally, not addressing nonstructural hazards when a higher Structural Performance Level retrofit is undertaken may lead to an unbalanced design, where life safety hazards caused by nonstructural items are still present.

En la Figura C2-1 se muestran varios niveles de prestaciones del edificio objetivo comunes descritos en esta sección.

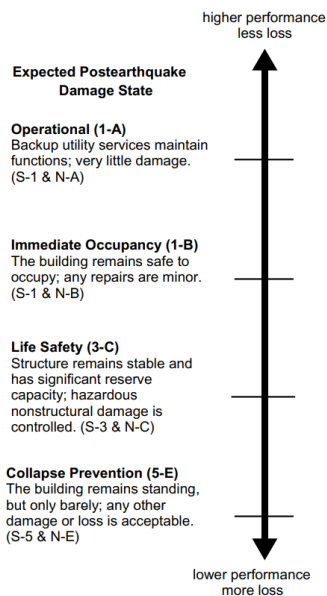


FIG. C2-1. Target Building Performance Levels and Ranges

Nivel de Rendimiento Operativo del Edificio (1-A)

Para alcanzar el Nivel de Rendimiento Operativo del Edificio (1-A), los componentes estructurales del edificio deberán cumplir los requisitos de la Sección 2.3.1.1 para el Nivel de Rendimiento Estructural de Ocupación Inmediata (S-1) y los componentes no estructurales deberán cumplir los requisitos de la Sección 2.3.2.1 para el Nivel de Rendimiento No Estructural Operativo (N-A).

Se espera que los edificios que cumplan con este Nivel de Rendimiento del Edificio objetivo sufran daños mínimos o nulos en sus componentes estructurales y no estructurales.

Nivel de Rendimiento del Edificio de Ocupación Inmediata (1-B)

Los componentes estructurales del edificio deberán cumplir los requisitos de la Sección 2.3.1.1 para el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1) y los componentes no estructurales del edificio deberán cumplir los requisitos de la Sección 2.3.2.2 para el Nivel de Desempeño No Estructural de Retención de Posición (N-B).

Se espera que los edificios que cumplan con este nivel de rendimiento del edificio sufran daños mínimos o nulos en sus elementos estructurales y sólo daños menores en sus componentes no estructurales.

Aunque sería seguro reocupar un edificio que cumpla este nivel de rendimiento del edificio inmediatamente después de un terremoto importante, los sistemas no estructurales podrían no funcionar, ya sea por la falta de energía eléctrica o por daños internos en los equipos. Por lo tanto, aunque la reocupación inmediata del edificio es posible, podría ser necesario realizar algunas limpiezas y reparaciones y esperar a que se restablezca el servicio de los servicios públicos antes de que el edificio pueda funcionar de manera normal.

El riesgo para la seguridad vital en este nivel de rendimiento del edificio es muy bajo.

Nivel de prestaciones de seguridad vital del edificio (3-C)

Para alcanzar el nivel de prestaciones de seguridad vital del edificio (3-C), los componentes estructurales del edificio deberán cumplir los requisitos de la sección 2.3.1.3 para el nivel de prestaciones estructurales de seguridad vital (S-3) y los componentes no estructurales deberán cumplir los requisitos de la sección 2.3.2.3 para el nivel de prestaciones no estructurales de seguridad vital (N-C).

Un edificio que se ajusta a una descripción de Seguridad Vital no significa que no habrá lesiones para los ocupantes o las personas en las inmediaciones del edificio en un terremoto del Nivel de Peligro Sísmico evaluado, sino que se espera que pocas o ninguna de las lesiones de los ocupantes sean lo suficientemente graves como para requerir atención médica especializada para que la persona lesionada sobreviva.

Una lesión de una persona que se produce debido al comportamiento sísmico de un edificio evaluado como *no seguro para la vida* es una que requiere atención médica especializada dentro de las 24 horas siguientes a la lesión para que la persona sobreviva.

Los edificios que alcanzan este nivel pueden sufrir grandes daños en los componentes estructurales y no estructurales. Es posible que sea necesario realizar reparaciones antes de volver a ocupar el edificio y que la reparación se considere económicamente inviable. El riesgo para la seguridad de la vida en los edificios que cumplen este nivel de rendimiento del edificio es bajo.

Nivel de Desempeño de la Edificación para la Prevención de Colapsos (5-D)

Para alcanzar el Nivel de Desempeño de la Edificación para la Prevención de Colapsos (5-D), los componentes estructurales de la edificación deberán cumplir con los requisitos de la Sección 2.3.1.5 para el Nivel de Desempeño Estructural para la Prevención de Colapsos (S-5). Los componentes no estructurales no se consideran (N-D).

ANALISIS DE NIVEL 1

CONTEXTO:

La evaluación se realizará sobre un edificio escolar (**Escuela N° 9-006 Prof. Francisco Tolosa**), ubicada en el distrito de Rivadavia en la provincia de Mendoza.

La construcción fue realizada en 1983 basada en el código de 1970, cuya reglamentación no consideraba el comportamiento no lineal de las estructuras, ni su incursión en el campo plástico, por ello el objetivo de este proyecto es determinar desempeño real que tendrá la estructura, evaluada para diferentes niveles de peligrosidad sísmica.

El edificio escolar consta de 3 bloques, (2 alas laterales y el cuerpo central), se evaluará el desempeño estructural solamente de 1 de las alas laterales, dicha ala consta de 2 niveles y por cada nivel existen 7 aulas, escaleras y un pasillo intermedio.

SISTEMA RESISTENTE A DESPLAZAMIENTOS LATERALES:

En la dirección X la estructura consta de 4 pórticos de hormigón armado con rellenos de mampostería para resistir las acciones laterales impuestas por el sismo. (Pórticos con rellenos de mampostería)

En la dirección Y la estructura consta de 6 pórticos de hormigón armado donde 2 de ellos tiene rellenos de mampostería. (Pórticos y muros de mampostería)

EVALUACIÓN DE NIVEL 1:

La evaluación de nivel 1 consiste en realizar una serie de verificaciones estructurales a partir del reglamento ASCE 41-13. La evaluación será realizada para los diferentes sistemas estructurales presentes en la construcción. Se consideran las siguientes 3 situaciones para la verificación:

Pórticos de $H^0 A^0$ actuando aisladamente (Pórticos en la dirección Y)

Pórticos de $H^0 A^0$ actuando en conjunto con muros de mampostería (Pórticos en la dirección Y)

Pórticos de $H^0 A^0$ con rellenos de mampostería discontinua o con aberturas (Pórticos en la dirección X).

COMPROBACIONES GENERALES A REALIZAR:

- Comprobación de pisos blandos (asce 41-13 § a2.2.3)
- Irregularidades verticales (asce 41-13 § a2.2.4)
- Geometría (asce 41-13 § a2.2.5)
- Masa (asce 41-13 § a2.2.6)
- Comprobación de la torsión (asce 41-13 § a2.2.7)

COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS ACTUANDO AISLADAMENTE:

- Comprobación del esfuerzo de corte de las columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.1)
- Verificación del esfuerzo axial de las columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.2)
- Columna fuerte-viga débil (ASCE 41-13 § a3.1.4.7)
- Barras de la viga (ASCE 41-13 § a3.1.4.8)
- Empalmes de barras de columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.9)
- Empalmes de barras de vigas (ASCE 41-13 § a3.1.4.10)
- Espacio entre columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.11)
- Distancia entre estribos (ASCE 41-13 § a3.1.4.12)
- Refuerzo transversal de la unión (ASCE 41-13 § a3.1.4.13)
- Excentricidad de la junta (ASCE 41-13 § a3.1.4.14)

COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS DE Hº Aº ACTUANDO EN CONJUNTO CON MUROS DE MAMPOSTERÍA:

- Verificación del esfuerzo de corte (ASCE 41-13 § a3.2.5.1)
- Proporciones (ASCE 41-13 § a3.2.5.2)
- Colocación de la mampostería (ASCE 41-13 § a3.2.5.3)

COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS DE Hº Aº CON RELLENOS DE MAMPOSTERÍA DISCONTINUA O CON ABERTURAS:

- Conexiones de muros de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.1)
- Proporciones (ASCE 41-13 § a3.2.6.2)
- Paredes de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.4)
- Excentricidad del muro de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.5)

El objetivo de estas comprobaciones es determinar las deficiencias existentes en la estructura para luego reevaluarlas con un análisis de nivel 2 y 3.

GEOMETRÍA:

Se enlista las características de la geometría del ala este:

Superficie: PB: 713.0 m², PA: 713.0 m²; Total: 1426.00 m².

Longitud: 36.2 m

Ancho: 19.7 m

Número de pisos: 2

Altura de pisos: 3.50 PB: m, PA: 3.50 m

Altura total: 7.00 m

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

Las propiedades de los materiales que conforman la estructura de la obra primitiva son:

Hormigón: Según el informe de caracterización de materiales, el hormigón presenta:

- . Clase H-22 ($f'c = 22$ MPa) en columnas.
- . Clase H-28 ($f'c = 28$ MPa) en vigas.

Estimándose un módulo de elasticidad longitudinal para encadenados $E_c = 22000$ MPa (4.1.1. de INPRES-CIRSOC 103 – Parte III, 2016).

Acero: Según la observación visual durante los sondeos, se tiene un acero conformado en frío tipo ADN 420.

Mampostería:

Muros

- . Bloques huecos portantes cerámicos (BHPC)
- . Mortero: Tipo N, calidad de resistencia normal (Tabla 2.1-a. de IC103-PIII, 2016).
- . Resistencia de la mampostería (valores indicativos según Tabla 2.4 y 2.5 de IC103-PIII, 2016):
 - .. Resistencia especificada a la compresión de la mampostería: $f'm = 1.40$ MPa
 - .. Resistencia especificada al corte de la mampostería: $f'v = 0.15$ MPa
- . Deformabilidad de la mampostería:
 - .. Módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería: $E_m = 1680.0$ MPa
 - .. Módulo de corte de la mampostería: $G_m = 168.0$ MPa

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN:

$V_{s30} = 191$ m/s

Suelo Tipo 3 SE

CARGAS CONSIDERADAS:

Cargas permanentes D:

Peso propio cubierta (D1): 5.50 kN/m²

Peso propio entrepiso losa (D2): 5.50 kN/m²

Peso propio elementos de hormigón armado (D3): 24.00 kN/m³

Peso propio muros de mampostería maciza (D4): 18.00 kN/m³

Sobrecarga de diseño L [kN/m²]

Sobre entrepiso galería (L1): 4.00

Sobre entrepiso aulas (L2): 3.00

Sobre techo (L3): 1.00

Cuadro resumen de peso de la estructura:

Peso de losas de hormigón

Elemento	Peso específico [kN/m ²]	Área [m ²]	Peso [kN]
Losa (D1)	5,5	713	3921,5
Losa (D2)	5,5	713	3921,5
Total			7843

Peso de los pórticos

Elemento	Repetición de elementos	Peso específico [kN/m ³]	Dimensiones			Peso [kN]
			Ancho	Alto	Largo	
Columnas	48	24	0,27	0,5	2,63	307
Vigas en X	8	24	0,27	0,87	36,2	1633
Vigas en Y	12	24	0,27	0,87	19,7	1333
Total						3272

Peso de mampostería

Elemento	Repetición de elementos	Peso específico [kN/m ³]	Dimensiones			Peso [kN]
			Ancho	Alto	Largo	
Muros en X (exteriores)	8	18	0,2	1	7	202
Muros en X (interiores)	8	18	0,2	2,1	7	423
Muros en Y	8	18	0,2	2,63	6,15	349
Total						974

El peso total de la estructura (D) se compone de la suma de todos los elementos

$$Carga Muerta (D) = 7843 kN + 3272 kN + 974 kN = 12089 kN$$

Sobrecargas sobre losas

Elemento	Sobrecarga [kN/m ²]	Área [m ²]	Peso [kN]
Losa (D1)-Aulas	3	524	1573
Losa (D1)-Pasillo	4	189	755
Losa (D2)	1	713	713
Total			3041

PSEUDO FUERZA SÍSMICA:

Se determinará la fuerza sísmica a partir del procedimiento dado por el reglamento argentino Cirsoc 103 y luego se compara con el procedimiento simplificado dado por la ASCE 41-13

CIRSOC 103 – PARTE 1 (CAPITULO 6)

Primero se debe determinar el peso W para el cálculo de la fuerza sísmica según los factores de incidencia:

$$W_i = D_i + \sum f_1 L_i + f_2 S_i$$

Tabla 3.3 Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales

<i>Carga de ocupación o de uso (L)</i>	<i>f₁</i>
La sobrecarga de servicio sólo actúa excepcionalmente, por ejemplo en techos o azoteas accesibles sólo con fines de mantenimiento.	0
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es reducida, por ejemplo locales donde no es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios para vivienda, hoteles, oficinas, etc.	0,25
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es intermedia, por ejemplo locales en los que es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios públicos, grandes tiendas, templos, cines, teatros, escuelas, hoteles, etc.	0,50
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga total es elevada, por ejemplo: depósitos, edificios para archivos, etc.	0,75
Normalmente está presente la totalidad de la sobrecarga de servicio, por ejemplo: tanques, silos, depósitos destinados a estar llenos la mayor parte del tiempo, etc.	1,00
Verificación local de partes de la construcción, salvo que la sobrecarga sea equilibrante	1,00
Cocheras	(*)
Otros casos	0,20
Acción de la nieve (S) sólo en las zonas que especifica CIRSOC 104.	f₂
Cubiertas horizontales o que no permitan la evacuación de la nieve	0,70
Otros casos	0,20

(*) Se hará un análisis de carga con el 100% de las cocheras ocupadas y el peso real de los vehículos.

$$Peso(W) = 12089kN + 0,5 * 3041kN = \mathbf{13610 kN}$$

Cálculo del coeficiente sísmico:

De los estudios de suelos se obtuvo que el tipo de suelo correspondía con suelo TIPO SE y Zona sísmica tipo 3

Por ello ingresamos a la siguiente tabla dada por el circosoc 103:

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	$0,18$	$0,25$	$0,09$	$0,13$
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	$0,22$	$0,32$	$0,12$	$0,18$
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	$0,30$	$0,50$	$0,19$	$0,26$

En todos los casos:

$$N_a = 1 \quad [3.11]$$

$$N_v = 1,2 \quad [3.12]$$

$$T_2 = C_v / (2,5C_a) \quad [3.13]$$

$$T_1 = 0,2T_2 \quad [3.14]$$

Obtenemos los valores de $C_a = 0,35 N_a$ y $C_v = 0,74 N_v$

Los periodos se determinan con las expresiones 3.13, 3.14 y para el T3 se ingresa a la siguiente tabla:

Tabla 3.2 Valor del período T_3

Zona sísmica	T_3 (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

El factor de destino se adopta edificio tipo A, cuyo valor de γ_d es igual a 1,3

Se determina el factor R, para el cual ingresamos a la tabla 5.1 del circosoc 103:

Tabla 5.1. Factores de comportamiento

Mater.	N°	Tipo Estructural	R	C _d	Ω _o
Estructuras de hormigón armado	1	Tabiques aislados y acoplados (a)	$R = \frac{3A+5}{z}$ $5/z \leq R \leq 7$	R	2,5
	2	Pórticos con ductilidad completa (b), (c)	7	5,5	3
	3	Sistema dual Pórtico-Tabique	6	5	2,5
	4	Estructuras con diagonales concéntricas (d)	4	4	2,5
	5	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6	4	2,5
	6	Columnas en voladizo	2,5	2,5	1,5
	7	Estructura con ductilidad limitada (b)	3,5	3,5	2,5
Estructuras de mampostería	Ladrillos Cerámicos Macizos				
	8	Encadenada simple	3	2,3	2,5
	9	Encadenada armada	3,5	2,5	2,5
	10	Reforzada con armadura distribuida	4	3	2,5
	11	Sin encadenados	1,5	2	2
	Bloques Huecos Portantes Cerámicos				
	12	Encadenada simple	2	2,3	2,5
	13	Encadenada armada	2,5	2,5	2,5
	14	Reforzada con armadura distribuida	3	3	2,5
	Bloques Huecos Portantes de Hormigón				
	15	Encadenada simple	2,5	2,3	2,5
	16	Encadenada armada	3	2,5	2,5
	17	Reforzada con armadura distribuida	3,5	3	2,5

Adoptamos $R = 3$ (estructuras de mampostería encadenada simple, realizada con ladrillos cerámicos macizos)

Período Aproximado

Para determinar el periodo aproximado usamos la siguiente expresión:

Tabla 6.2. Valores de C_r y x para la determinación del periodo fundamental aproximado

Tipo Estructural	C _r	x
Sistemas tipo pórtico de acero que resisten el 100% del corte basal requerido sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0724	0,80
Sistemas tipo pórtico de hormigón armado que resisten el 100% del corte basal sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0466	0,90
Sistemas tipo pórticos de acero con diagonales excéntricas o diagonales de pandeo restringido.	0,0731	0,75
Otros sistemas estructurales	0,0488	0,75

$$T_a = C_r(H)^x$$

$$T_a = 0,0488 * (7m)^{0,75} = 0,21 s$$

Calculamos el espectro S_a con las siguientes expresiones:

$$S_a = C_a (1+(2,5f_a-1)T/T_1) \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$S_a = 2,5f_a C_a \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2$$

$$S_a = f_a C_v / T \quad \text{para } T_2 < T \leq T_3$$

$$S_a = f_a C_v T_3 / T^2 \quad \text{para } T > T_3$$

$$f_a = [7/(2+\xi)]^{0,5}$$

Se resume todo el cálculo en la siguiente tabla:

Coeficientes Sísmicos		
C		0,433
Valor de periodo estructura		0,21
PARAMETROS DEL SITIO	Na	1,0
	Nv	1,2
	Tipo Sitio	E
	Zona Sísmica	4
	as	0,35
	Ca	0,36
	Cv	0,9
	T1	0,24
	T2	1,20
	T3	13
PARAMETROS ESTRUCTURA	Sa	0,900
	Amortiguamiento	5
	fa	1
	R	2,5
	yr	1,3

Adoptamos $C_s = 0,433$

Fuerza sísmica:

El corte basal se obtiene mediante la expresión 6.2.1 del reglamento Inpres Cirsoc 103:

6.2. ACCIONES HORIZONTALES

6.2.1. Esfuerzo de corte en la base

$$V_o = C \cdot W \tag{6.1}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \tag{6.2}$$

$$V_o = 0,433 \cdot 13610 \text{ kN} = 5893 \text{ kN}$$

Distribución de la fuerza sísmica:

Para distribuir la fuerza sísmica por nivel nos referimos al capítulo 6.2.4 del reglamento Inpres Cirsoc 103, que nos establece una distribución triangular de fuerzas sísmicas a partir de la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k \cdot V_o}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

NIVEL	ALTURA DEL NIVEL hi [m]	ALTURA HASTA EL NIVEL hk [m]	PESOS Wk [KN]	Wk * hk [KNm]	Wk * hk B = ----- ----- ∑ (Wi * hi)	FZA SIS-MICA POR NIVEL Fk [KN]	CORTANTE POR NIVEL Vk = ∑Fk [KN]
2	3,5	7	5979	41856	0,610	3598	3598
1	3,5	3,5	7630	26707	0,390	2295	5893
			13610	68562	1,000		

FUERZA SISMICA (ASCE 7)

Parámetros de respuesta:

Primero es necesario determinar el espectro BSE-1N (equivalente al espectro dado por el Cirsoc 103). El espectro BSE-1N es determinado como 2/3 del espectro BSE-2N que se determina a partir de los **valores límite** de **Ss** (parámetro de diseño de la aceleración de la respuesta espectral de período corto) y **S1** (parámetro de diseño de la aceleración de la respuesta de período largo).

Los valores límite de Ss y S1 son los siguientes:

$$Ss = 1,5$$

$$S1 = 0,6$$

Ajuste para la clase de sitio:

Los valores límite se deben ajustar en función de la clase de sitio (S_E), dicha clasificación de suelos es idéntica a la establecida en el Cirsoc 103.

El parámetro de aceleración de respuesta espectral de período corto de diseño, S_{XS} , y el parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño a 1 s, S_{X1} , se obtendrán a partir de las ecuaciones (2-1) y (2-2), respectivamente, como sigue:

$$S_{XS} = F_a S_s \quad (2-1)$$

$$S_{X1} = F_v S1 \quad (2-2)$$

Donde:

F_a y F_v son coeficientes de sitio determinados respectivamente a partir de las tablas 2-3 y 2-4, en función de la clase de emplazamiento y de los valores de los parámetros de aceleración de la respuesta S_s y $S1$ para el período de retorno seleccionado.

Table 2-3. Values of F_a as a Function of Site Class and Mapped Short-Period Spectral Response Acceleration S_s

Site Class	Mapped Spectral Acceleration at Short-Period S_s^a				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>

^aStraight-line interpolation shall be used for intermediate values of S_s .
^bSite-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Table 2-4. Values of F_v as a Function of Site Class and Mapped Spectral Response Acceleration at 1-s Period S_1

Site Class	Mapped Spectral Acceleration at 1-s Period S_1^a				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>

^aStraight-line interpolation shall be used for intermediate values of S_1 .
^bSite-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Los valores de F_a y F_v son los siguientes:

$$F_a = 0,9 \text{ (tabla 2-3)}$$

$$F_v = 2,4 \text{ (tabla 2-4)}$$

Los parámetros S_{XS} y S_{X1} son los siguientes:

$$S_{XS} = 0,9 \times 1,5 = 1,35$$

$$S_{X1} = 2,4 \times 0,6 = 1,44$$

Amortiguamiento:

Se adopta un amortiguamiento igual al 5% y a partir de este valor se calcula el parámetro B1, según la expresión (2-11):

$$B1 = \frac{4}{(5,6 - \ln(100\beta))} \quad (2-11)$$

$$B1 = \frac{4}{(5,6 - \ln(100 * 0,05))} = 1$$

Determinación de espectro de respuesta (pseudo aceleración sa):

El espectro de respuesta se determina aplicando las siguientes expresiones:

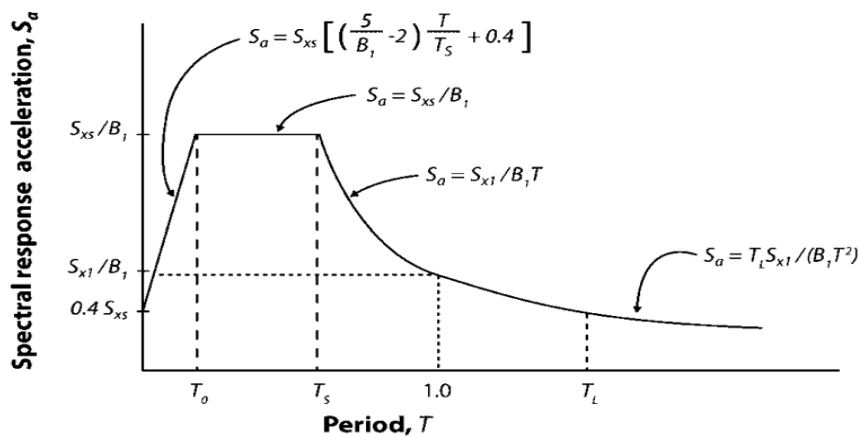


FIG. 2-1. Espectro de respuesta horizontal general

Para ello, primero debemos determinar los valores de periodo T0, Ts y TL en donde son aplicables.

Los valores de T0, Ts y TL se determinan a partir de las siguientes expresiones:

$$S_a = \left[\left(\frac{5}{B_1} - 2 \right) \frac{T}{T_s} + 0.4 \right] \quad (2-5)$$

for $0 < T < T_0$, and

$$S_a = S_{XS}/B_1 \text{ for } T_0 < T < T_s, \text{ and} \quad (2-6)$$

$$S_a = S_{X1}/(B_1 T), \text{ for } T_s < T < T_L \quad (2-7)$$

$$S_a = T_L S_{X1}/(B_1 T^2), \text{ for } T > T_L \quad (2-8)$$

where T_s and T_0 are given by Eqs. (2-9) and (2-10):

$$T_s = S_{X1}/S_{XS} \quad (2-9)$$

$$T_0 = 0.2T_s \quad (2-10)$$

$$T_s = \frac{1,44}{1,35} = 1,07s$$

$$T_0 = 0,2 * 1,07s = 0,213s$$

TL = el parámetro de transición de largo período, se obtendrá a partir de mapas publicados, del análisis de la respuesta específica del lugar o de cualquier otro método aprobado por la autoridad competente. **Por ello se adopta equivalente al valor del Cirsoc 103 (13s)**

Periodo aproximado según ASCE 41-13 (4.5.2):

Periodo fundamental del edificio:

$$T = C_t * h_n^\beta \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 4-5})$$

$$C_t = 0,02 \quad (\text{all other framing systems})$$

$$\beta = 0,75 \quad (\text{all other framing systems})$$

$$T = (0,02)(22,97ft)^{0,75} = 0,21 s$$

Como T es menor a T_0 se aplica la expresión 2-5 para determinar S_a

$$S_{a_{BSE-2N}} = \left[\left(\frac{5}{B_1} - 2 \right) \frac{T}{T_s} + 0,4 \right] = \left[\left(\frac{5}{1} - 2 \right) \frac{0,21s}{1,07s} + 0,4 \right] = 0,989g$$

$$S_{a_{BSE-1N}} = \left(\frac{2}{3} \right) * 0,989g = 0,659g$$

Fuerza sísmica (ASCE 41-13 § 4.5.2):

Se determina a partir de la expresión 4-1 de la ASCE 41-13:

$$V = CS_aW \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 4-1})$$

Donde:

C = Factor de modificación obtenido de la tabla 4-8

Table 4-8. Modification Factor, C

Building Type ^a	Number of Stories			
	1	2	3	≥4
Wood (W1, W1a, W2)	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)				
Unreinforced masonry (URM)	1.0	1.0	1.0	1.0
Flexible diaphragms (S1a, S2a, S5a, C2a, C3a, PC1, RM1)				

^aDefined in Table 3-1.

$$V = (1)(0,659)(13610 \text{ kN}) = 8969 \text{ kN}$$

Los valores de fuerza sísmica al obtenerse de un proceso simplificado son mucho más conservadores a los obtenidos en el método estático del cirsoc 103.

Distribución de la fuerza sísmica (ASCE 41-13 § 4.5.2.2):

Las fuerzas sísmicas se distribuyen verticalmente de acuerdo con ASCE 41-13 Ecuaciones 4-3a y 4-3b:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 4-3a})$$

$$V_j = \sum_{x=j}^n F_x \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 4-3b})$$

Donde:

- V_j = Corte del piso en el nivel j
- n = Número total de pisos sobre el nivel del suelo
- j = Número de niveles de pisos considerados
- W = Peso sísmico total, según ASCE 41-13 Sección 4.5.2.1
- V = Pseudo fuerza sísmica de ASCE 41-13 Ecuación 4-1
- w_i = Porción del peso total del edificio W ubicada en el nivel i o asignada a él
- w_x = Porción del peso total del edificio W localizada en o asignada al nivel x
- h_i = Altura desde la base hasta el nivel de piso i
- h_x = Altura desde la base hasta el nivel del piso x
- k = 1

La distribución sísmica es equivalente a la realizada en el reglamento cirsoc 103

NIVEL	ALTURA DEL NIVEL h_i [m]	ALTURA HASTA EL NIVEL h_k [m]	PESOS W_k [KN]	$W_k * h_k$ [KNm]	$B = \frac{W_k * h_k}{\sum (W_i * h_i)}$	FZA SISMICA POR NIVEL F_k [KN]	CORTANTE POR NIVEL $V_k = \sum F_k$ [KN]
2	3,5	7	5979	41856	0,610	5475	5475
1	3,5	3,5	7630	26707	0,390	3494	8969
			13610	68562	1,000		

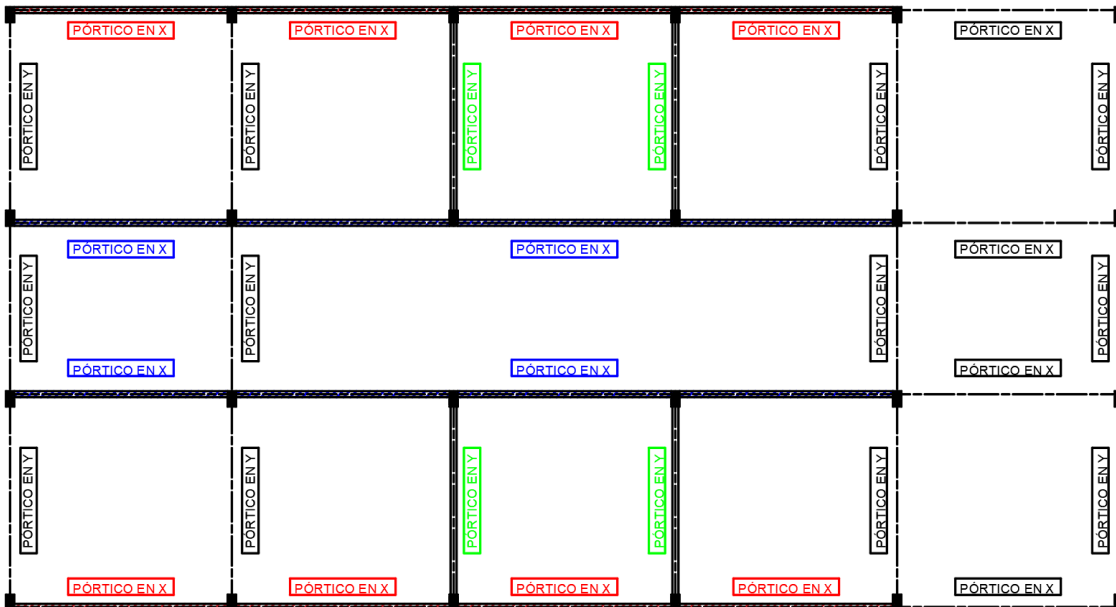
COMPROBACIONES GENERALES:

Comprobación de pisos blandos (ASCE 41-13 § A2.2.3)

La suma de las resistencias al corte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en cualquier piso en cada dirección no es menor al 80% de la resistencia en el piso adyacente superior.

Se debe determinar la rigidez en la dirección X e Y, para ello se calcula la rigidez de los pórticos de manera simplificada (considerando que la rigidez del piso se basa en la rigidez de la suma de las columnas) más la rigidez debida a los rellenos de mampostería, considerando la sección agrietada.

Se plantea el siguiente esquema estructural, donde se representan todos los elementos estructurales:



ESQUEMA ESTRUCTURAL PB y 1er PISO

Donde:

Los Pórticos de color rojo tienen un relleno de mampostería de 1m de alto.

Los Pórticos de color azul tienen un relleno de mampostería de 2,1m de alto.

Los Pórticos de color verde rellenos de mampostería en el paño completo (2,63m)

La rigidez de las columnas es determinada a partir de la siguiente expresión:

$$Rigidez\ Total = n_c \frac{12EI}{L^3}$$

Definiciones

n_c = Número total de columnas en la dirección de la carga

$h_i = L$ = Altura del piso en cada piso

$I_x = I$ = Momento de inercia de la columna

E = Módulo elástico (20000 MPa)

C = El elemento de la lista de comprobación es conforme

NC = El elemento de la lista de comprobación no es conforme

La rigidez de los muros de mampostería es determinada a partir de la siguiente expresión:

$$Rigidez = \frac{3E_m I}{H^3 \left(1 + \frac{3E_m L_w^2}{8GH^2} \right)}$$

Definiciones

H = Altura del muro de mampostería

I = Momento de inercia de la sección agrietada (0,4*Inercia de la sección bruta)

L_w = Longitud en planta de la mampostería

E_m = Módulo elástico longitudinal de la mampostería (1680 MPA)

G = Módulo elástico transversal de la mampostería (168 MPA)

NOTA: esta expresión tiene en consideración deformaciones por corte y flexión en la mampostería

Se resume el procedimiento de cálculo en la siguiente tabla:

Elemento	Geometría			J [m ⁴]	Repetición (nc)	Rigidez [kN/m]	Rigidez en X	Rigidez en Y	
	Alto (h)	Ancho (A)	Largo (H)						
Columnas en X	0,27	0,5	3,5	8,20E-04	24	121197	121197	0	
Columnas en Y	0,5	0,27	3,5	2,81E-03	24	415627	0	415627	
Mampostería	En X (1m)	56	0,2	1	1170,8	1	501717	501717	0
	En X (2,1m)	56	0,2	2,1	1170,8	1	238844	238844	0
	En Y	24,6	0,2	2,63	99,2	1	83554	0	83554
TOTALES							861758	499181	

Existe repetición estructural de los elementos sísmos resistentes en los 2 niveles, por ello, la resistencia entre pisos es similar, se considera que no existe cambio de la rigidez entre los pisos, entonces cumple con este requisito.

Irregularidades verticales (ASCE 41-13 § a2.2.4):

Condición:

Todos los elementos verticales del sistema sísmo resistente deben ser continuos a la cimentación.

No se presentan irregularidades estructurales, entonces cumple con este requisito.

Geometría (ASCE 41-13 § a2.2.5):

Condición:

No hay cambios en las dimensiones horizontales del sistema de fuerza-resistencia sísmica de más del 30% en un piso con respecto a los pisos adyacentes, excluyendo los áticos de un piso y los entrepisos.

No se presentan cambios geométricos en planta, es decir, la planta baja y 1er piso conservan la misma geometría, entonces cumple con este requisito

Masa (ASCE 41-13 § a2.2.6):

Condición:

No hay un cambio en la masa efectiva de más del 50% de un piso al siguiente, no es necesario considerar los techos ligeros, los áticos y los entrepisos.

La variación de masa entre los pisos se resume en la siguiente tabla:

Piso	Peso [kN]	Variación
PB	5979	
1er Piso	7630	27,61%

La variación de masa es menor al 50%, por ello, se considera que cumple con este requisito

Comprobación de la torsión (ASCE 41-13 § a2.2.7):

Condición:

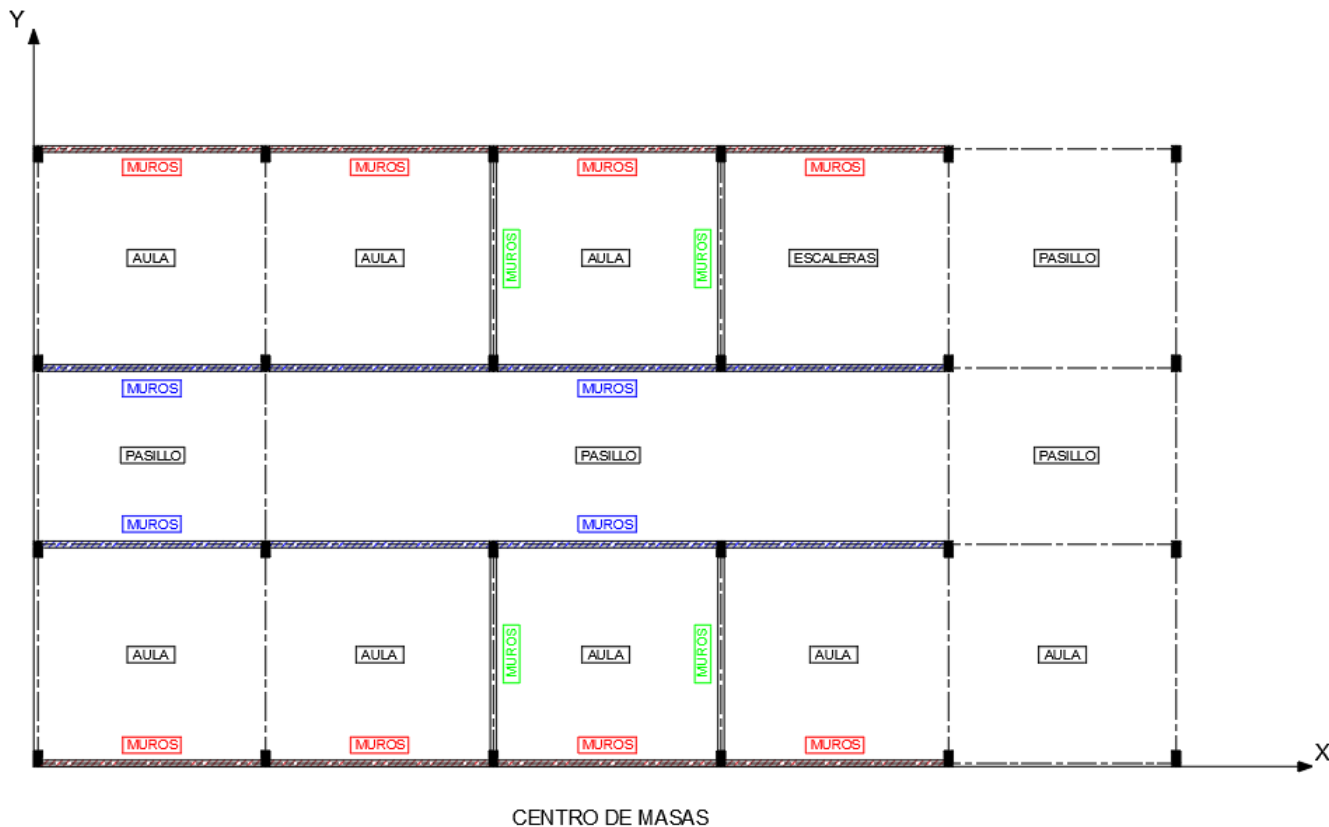
La distancia estimada entre el centro de masas del piso y el centro de rigidez del piso se compara con el 20% de la anchura del edificio en cualquiera de las dimensiones de la planta.

Los elementos estructurales poseen simetría respecto a ejes de simetría, por ello, el centro de rigidez CR se ubica en las siguientes coordenadas:

$$X_{CR} = \frac{36,2m}{2} = 18,9m$$

$$Y_{CR} = \frac{19,7m}{2} = 9,85m$$

Para el cálculo de centro masas se considera el destino de cada local, a partir del siguiente esquema:



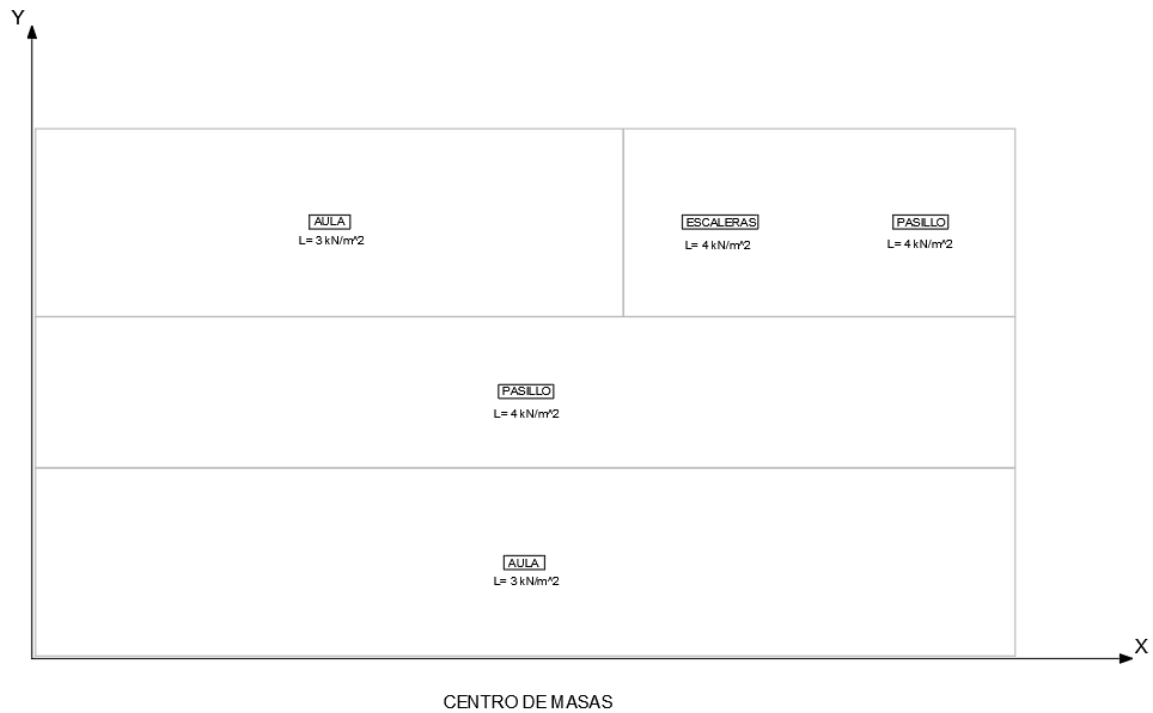
Se verifica el centro de masas de planta baja, dado que es la que posee mayor excentricidad de masas (la sobrecarga sobre el techo es uniforme sobre toda el área).

Se resume el cálculo del centro de masas para carga muerta en la siguiente tabla:

Elemento		PESO (D)	dx	D*dx	Xmd
Muro	M1x	25,2	3,76	95	18,46
	M2x	25,2	11	277	
	M3x	25,2	18,24	460	
	M4x	25,2	25,48	642	
	M5x	25,2	3,76	95	
	M6x	25,2	11	277	
	M7x	25,2	18,24	460	
	M8x	25,2	25,48	642	
	M9x	52,92	3,76	199	
	M10x	52,92	11	582	
	M11x	52,92	18,24	965	
	M12x	52,92	25,48	1348	
	M13x	52,92	3,76	199	
	M14x	52,92	11	582	
	M15x	52,92	18,24	965	
	M16x	52,92	25,48	1348	
	M1y	58,23	14,62	851	
	M2y	58,23	21,86	1273	
	M3y	58,23	14,62	851	
	M4y	58,23	21,86	1273	
Losa (D1)		3921,5	18,9	74116	
Pórticos	Columnas	205	18,9	3865	
	Vigas	1483	18,9	28023	
		6467		119390	

El valor de Ymd es 9,85m dado que existe simetría estructural.

El siguiente esquema muestra la distribución de la sobrecarga según el destino:



Se resume el cálculo del centro de masas debido a la sobrecarga en la siguiente tabla:

Área	Sobrecarga (L)	dx	dy	L*dx	L*dy	XmL	YmL
Aula 1	453	11	16,13	4981	7305	18,70	10,12
Aula 2	755	18,24	3,58	13767	2702		
Pasillo 1	403	29,1	16,13	11714	6493		
Pasillo 2	782	18,24	9,85	14262	7702		
	2392			44725	24202		

Los valores de $X_{mL}=18,7m$ y $Y_{mL}=10,12m$

El centro de masas total para el cálculo de la fuerza sísmica se determina en la siguiente tabla:

Carga	Peso (D o L)	dx	dy	P*dx	P*dy	Xcm	Ycm
D	6467	18,46	9,85	119390	63696	18,50	9,89
L	1196	18,70	10,12	22362	12101		
	7663			141752	75797		

Las coordenadas del centro de masas son:

$$X_{CM} = 18,5m$$

$$Y_{CM} = 9,89m$$

El cálculo de excentricidades se realiza mediante las siguientes expresiones:

$$e_x = X_{CM} - X_{CR} = 18,5m - 18,9m = -0,4m$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR} = 9,89m - 10,12m = -0,23m$$

Excentricidad límite:

$$e_{xlim} = 0,2 * BASE = 0,2 * 36,2m = 7,24m$$

$$e_{ylim} = 0,2 * ALTO = 0,2 * 19,7m = 3,94m$$

Los valores de excentricidad son menores a los limite, entonces cumple con este requisito.

COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS ACTUANDO AISLADAMENTE:

Comprobación del esfuerzo de corte de las columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.1):

El esfuerzo de corte en las columnas de hormigón, calculado mediante el procedimiento de comprobación rápida de la sección 4.5.3.2, es menor que el mayor de 100 lb/pulg.² o 2 f'c

El esfuerzo cortante medio, v_j^{avg} , en las columnas de las estructuras de hormigón se calculará de acuerdo con la ecuación (4-8).

$$v_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left(\frac{V_j}{A_c} \right) \quad (4-7)$$

Donde:

n_c = Número total de columnas;

n_f = Número total de pórticos en la dirección de la carga;

A_c = Suma del área de la sección transversal de todas las columnas en el piso considerado;

V_j = Corte del piso calculado de acuerdo con la sección 4.5.2.2; y

Ms = Factor de modificación del sistema; Ms se tomará como igual a 2,0 para los edificios que se evalúen según el Nivel de Rendimiento de Seguridad Vital de vida y 1,3 para los edificios evaluados según el nivel de rendimiento de ocupación inmediata.

Se resume el proceso de cálculo en la siguiente tabla:

Dirección X:

Reglamento	Nivel	Sección Columna	Vj [kN]	Ac [m ²]	nc	nf	Ms (LS)	Ms (OI)
Cirsoc	PB	27x50	6369	3,24	24	4	2	1,3
	1er Piso	27x50	3888	3,24	24	4	2	1,3
ASCE 41-13	PB	27x50	12222	3,24	24	4	2	1,3
	1er Piso	27x50	7461	3,24	24	4	2	1,3

Reglamento	Nivel	Vj avg (LS) [Mpa]	Vj avg (OI) [Mpa]	Vj adm (LS) [Mpa]	Vj adm (OI) [Mpa]	VERIFICACION (LS)	VERIFICACION (OI)
Cirsoc	PB	1,180	1,815	44	44	VERIFICA	VERIFICA
	1er Piso	0,720	1,108	44	44	VERIFICA	VERIFICA
ASCE 41-13	PB	2,263	3,482	44	44	VERIFICA	VERIFICA
	1er Piso	1,382	2,126	44	44	VERIFICA	VERIFICA

Se verifica el esfuerzo de corte en las columnas en la dirección X

Dirección Y:

Reglamento	Nivel	Sección Columna	Vj [kN]	Ac	nc	nf	Ms (LS)	Ms (OI)
Cirsoc	PB	27x50	6369	3,24	24	6	2	1,3
	1er Piso	27x50	3888	3,24	24	6	2	1,3
ASCE 41-13	PB	27x50	12222	3,24	24	6	2	1,3
	1er Piso	27x50	7461	3,24	24	6	2	1,3

Reglamento	Nivel	Vj avg (LS) [Mpa]	Vj avg (OI) [Mpa]	Vj adm (LS) [Mpa]	Vj adm (OI) [Mpa]	VERIFICACION (LS)	VERIFICACION (OI)
Cirsoc	PB	1,311	2,016	44	44	VERIFICA	VERIFICA
	1er Piso	0,800	1,231	44	44	VERIFICA	VERIFICA
ASCE 41-13	PB	2,515	3,869	44	44	VERIFICA	VERIFICA
	1er Piso	1,535	2,362	44	44	VERIFICA	VERIFICA

Se verifica el esfuerzo de corte en las columnas en la dirección Y.

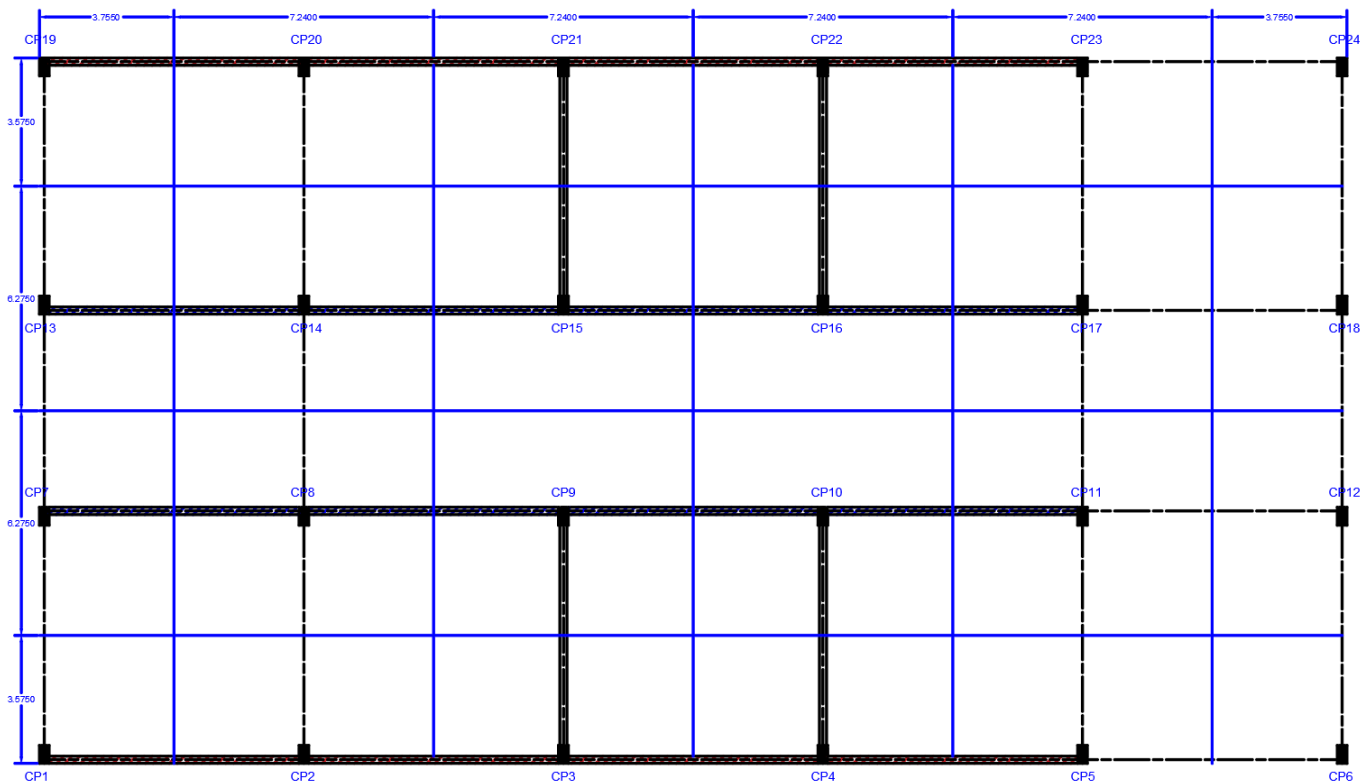
Verificación del esfuerzo axial de las columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.2):

Condición:

El esfuerzo de compresión axial causado por las cargas de gravedad sin factorizar en las columnas sometidas a demandas de vuelco es inferior a $0,20 f_c'$ para la Seguridad de la Vida y $0,13 f_c'$ para la Ocupación Inmediata.

Alternativamente, el esfuerzo de compresión axial causado por las fuerzas de vuelco por sí solas, calculado mediante el procedimiento de verificación rápida de la Sección 4.5.3.6, es inferior a $0,30 f_c'$

Para determinar las cargas de gravedad en cada columna se determinó el área de influencia de cada una de ellas en planta:



Área de influencia de columnas

Se resumen todos los cálculos en la siguiente tabla:

Columna	Área de Columna [m ²]	Área de Influencia [m ²]		Peso Propio Pórtico [kN]	Peso muerto Losa (D) [kN]	Sobrecarga (L) [kN]	Tensión [Mpa]	Tensión límite [LS] [Mpa]	Tensión límite [IO] [Mpa]	VERIFICACION (LS)	VERIFICACION (IO)
		Aulas	Pasillo								
CP 1	0,154	13,42	0	95	148	54	1,93	4,4	2,86	C	C
CP 2	0,154	25,88	0	135	285	104	3,40	4,4	2,86	C	NC
CP 3	0,154	25,88	0	135	285	104	3,40	4,4	2,86	C	NC
CP 4	0,154	25,88	0	135	285	104	3,40	4,4	2,86	C	NC
CP 5	0,154	25,88	0	135	285	104	3,40	4,4	2,86	C	NC
CP 6	0,154	13,42	0	95	148	54	1,93	4,4	2,86	C	C
CP 7	0,154	13,42	10,14	126	259	104	3,18	4,4	2,86	C	NC
CP 8	0,154	25,88	19,55	165	500	201	5,63	4,4	2,86	NC	NC
CP 9	0,154	25,88	19,55	135	500	201	5,43	4,4	2,86	NC	NC
CP 10	0,154	25,88	19,55	135	500	201	5,43	4,4	2,86	NC	NC
CP 11	0,154	25,88	19,55	165	500	201	5,63	4,4	2,86	NC	NC
CP 12	0,154	13,42	10,14	126	259	104	3,18	4,4	2,86	C	NC
CP 13	0,154	13,42	10,14	126	259	104	3,18	4,4	2,86	C	NC
CP 14	0,154	25,88	19,55	165	500	201	5,63	4,4	2,86	NC	NC
CP 15	0,154	25,88	19,55	135	500	201	5,43	4,4	2,86	NC	NC
CP 16	0,154	12,94	32,49	135	500	214	5,51	4,4	2,86	NC	NC
CP 17	0,154	0	45,43	165	500	227	5,80	4,4	2,86	NC	NC
CP 18	0,154	0	23,56	126	259	118	3,27	4,4	2,86	C	NC
CP 19	0,154	13,42	0	95	148	54	1,93	4,4	2,86	C	C
CP 20	0,154	25,88	0	135	285	104	3,40	4,4	2,86	C	NC
CP 21	0,154	25,88	0	135	285	104	3,40	4,4	2,86	C	NC
CP 22	0,154	12,94	12,94	135	285	116	3,48	4,4	2,86	C	NC
CP 23	0,154	0	25,88	135	285	129	3,57	4,4	2,86	C	NC
CP 24	0,154	0	13,42	95	148	67	2,02	4,4	2,86	C	C

Muchas columnas están sobrecargadas con esfuerzo axial, al momento de sufrir una sobrecarga debido a las fuerzas laterales inducidas por el sismo sufrirán un fallo frágil debido a las fuerzas de compresión.

Esfuerzo axial debido al vuelco comprobación rápida (ASCE 41-13 § a3.1.4.2):

La tensión axial en las columnas del pórtico de momento final debida al vuelco se evaluado mediante el procedimiento de comprobación rápida.

Demanda = Tensión axial de comprobación rápida en las columnas en la base según ASCE 41-13 § 4.5.3.6 (Ecuación 4-12)

Capacidad = $0.3f'c$

Definiciones

n_f = Número total de marcos en la dirección de la carga

V = Fuerza pseudo sísmica (cortante en la base)

h_n = Altura sobre la base hasta el nivel del techo

L = Longitud total del marco

A_{col} = Área de la columna final del marco

M_s = Factor de modificación del sistema; $M_s = 2,0$ para LS; $M_s = 1,3$ para IO

$p_{ot} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{2}{3}\right) \left(\frac{V h_n}{L n_f}\right) \left(\frac{1}{A_{col}}\right)$ = Tensión axial en la columna del pórtico de nudos rígidos en la base debido al vuelco

C = El elemento de la lista de comprobación es conforme

NC = El elemento de la lista de comprobación no es conforme

Se resume este procedimiento para las direcciones X e Y en las siguientes tablas:

Dirección X:

Reglamento	Columna	V [Kips]	F'c [Ksi]	Ms (LS)	nf	hn (ft)	L (ft)	A.col (in ²)	pot	0,3*f'c	Verificación
CIRSOC	0,57 x 0,27	1432	3,19	2	4	22,97	118,77	238,55	0,10	0,96	C
	0,57 x 0,28	1432	3,19	1,3	4	22,97	118,77	238,55	0,15	0,96	C
ASCE 41-13	0,57 x 0,28	2748	3,19	2	4	22,97	118,77	238,55	0,19	0,96	C
	0,57 x 0,29	2748	3,19	1,3	4	22,97	118,77	238,55	0,29	0,96	C

Dirección Y:

Reglamento	Columna	V [Kips]	F'c [Ksi]	Ms (LS)	nf	hn (ft)	L (ft)	A.col (in ²)	pot	0,3*f'c	Verificación
CIRSOC	0,57 x 0,27	1432	3,19	2	6	22,97	64,63	238,55	0,12	0,96	C
	0,57 x 0,28	1432	3,19	1,3	6	22,97	64,63	238,55	0,18	0,96	C
ASCE 41-13	0,57 x 0,28	2748	3,19	2	6	22,97	64,63	238,55	0,23	0,96	C
	0,57 x 0,29	2748	3,19	1,3	6	22,97	64,63	238,55	0,35	0,96	C

Para la comprobación rápida las columnas extremas cumplen las dimensiones mínimas.

Columna fuerte-viga débil (ASCE 41-13 § a3.1.4.7):

Condición:

La suma de la capacidad de momento de las columnas es un 20% mayor que la de las vigas en las uniones del marco.

Para realizar esta verificación utilizaremos las planillas de Cirsoc-Flex para determinar la capacidad nominal de vigas y columnas

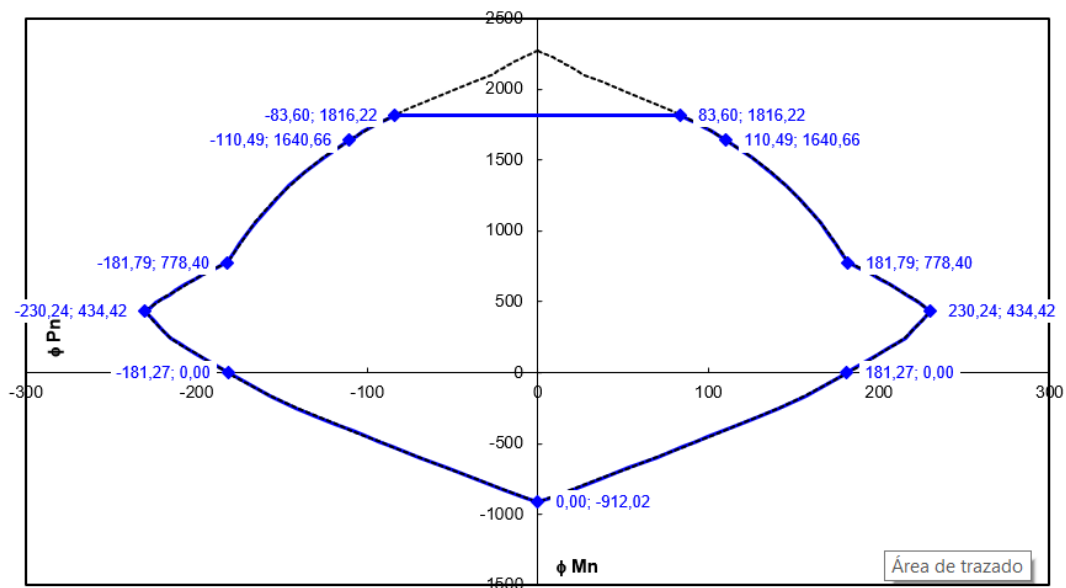
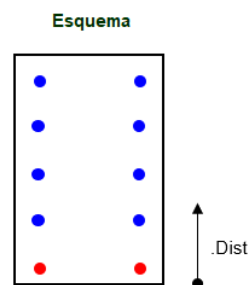
Columna:

DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal =	b =	0,27	m
Altura total de la sección transversal =	h =	0,50	m
Ancho del hueco =	b_h =	0,00	m
Altura del hueco =	h_h =	0,00	m

DISTRIBUCIÓN DE ARMADURAS

Posición	Dist. [m]	A _s [cm ²]
5	0,460	6,032
4	0,355	4,021
3	0,250	4,021
2	0,145	4,021
1	0,040	6,032



— Con limitación de ΦP_n (máx) - - - Sin limitación de ΦP_n (máx) ◆ Puntos Característicos

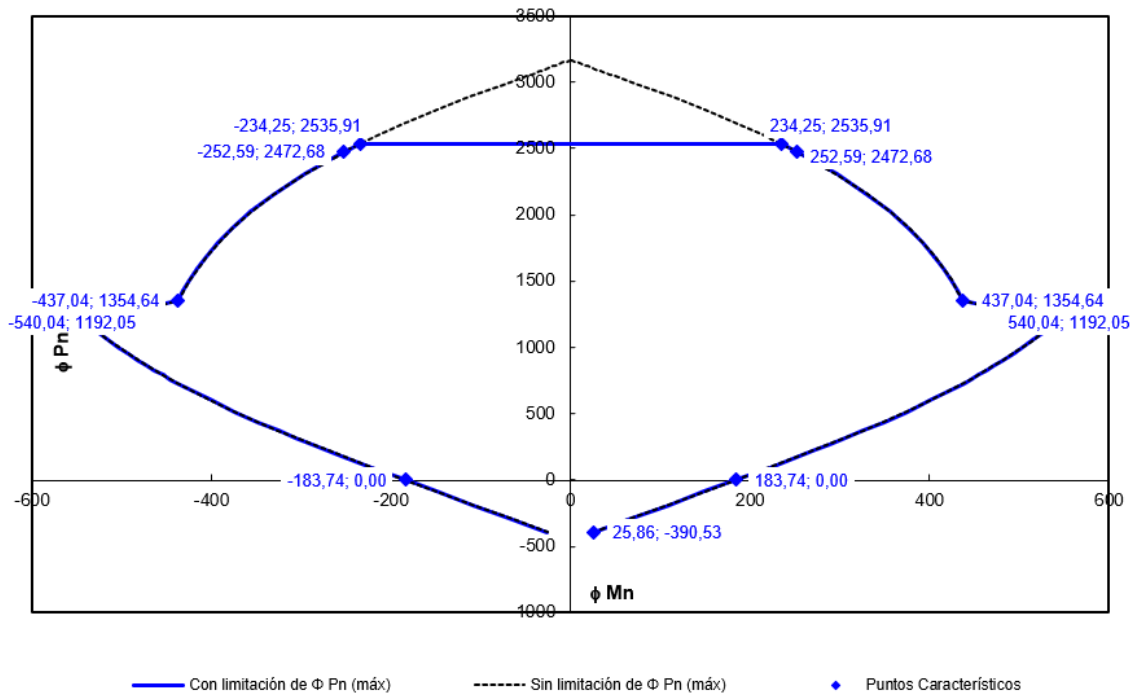
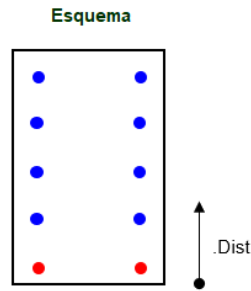
Viga:

DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal =	b =	0,27	m
Altura total de la sección transversal =	h =	0,87	m
Ancho del hueco =	b_h =	0,00	m
Altura del hueco =	h_h =	0,00	m

DISTRIBUCIÓN DE ARMADURAS

Posición	Dist. [m]	A _s [cm ²]
5	0,830	6,032
4	0,000	0,000
3	0,000	0,000
2	0,000	0,000
1	0,040	6,032



Relación de capacidad viga-columna

$$\frac{M_c}{M_v} = \frac{1816,22 \text{ kNm}}{2535,91 \text{ kNm}} = 0,7162$$

La capacidad de la columna es 71,62% de la capacidad de la viga, entonces no cumple con la condición de ser 120% de la capacidad de la viga.

Se formarán rotulas de flexión en columnas antes que en vigas.

Barras de la viga (ASCE 41-13 § a3.1.4.8):

Condición:

Al menos dos barras longitudinales superiores y dos longitudinales inferiores se extienden continuamente a lo largo de cada viga del marco. Al menos el 25% de las barras longitudinales previstas en las uniones para el momento positivo o negativo son continuas en toda la longitud de los miembros.

Debido a los ensayos de detección de armaduras y técnicas constructivas se considera que este requisito se cumple para toda la estructura.

Empalmes de barras de columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.9):

Condición:

Todas las longitudes de los empalmes de las barras de los pilares son superiores a $35d_b$ para la seguridad vital y a $50d_b$ para la Ocupación Inmediata y están encerradas por amarres espaciados a $8d_b$ o menos. Como alternativa, las barras de las columnas se empalman con acopladores mecánicos con una capacidad de al menos 1,25 veces el límite elástico nominal de la barra empalmada.

Debido a los ensayos de detección de armaduras y técnicas constructivas se considera que este requisito se cumple para toda la estructura.

Empalmes de barras de vigas (ASCE 41-13 § a3.1.4.10):

Condición:

Los empalmes de solapa o los acopladores mecánicos para el refuerzo longitudinal de las vigas no están ubicados dentro de $L_b/4$ de los empalmes y no están ubicados en la vecindad de potenciales lugares de bisagra plástica.

Debido a los ensayos de detección de armaduras y técnicas constructivas se considera que este requisito se cumple para toda la estructura.

Espacio entre columnas (ASCE 41-13 § a3.1.4.11):

Condición:

Las columnas de la estructura tienen amarres espaciados a o menos de $D/4$ en toda su longitud y a o menos de $8D_b$ en todas las ubicaciones potenciales de las bisagras plásticas.

$$\frac{D}{4} = \frac{50cm}{4} = 12,5cm$$

$$8D_b = 8 * 0,6cm = 4,8cm$$

La separación de estribos es de 20cm, por ello, no se cumple con las condiciones de amarre necesarias.

Distancia entre estribos (ASCE 41-13 § a3.1.4.12):

Condición:

Todas las vigas tienen estribos espaciados a o menos de $d/2$ en toda su longitud. En los lugares de posibles bisagras plásticas, los estribos están espaciados a un mínimo de $8d_b$ o $d/4$.

$$\frac{D}{2} = \frac{50cm}{2} = 25cm$$

$$\frac{D}{4} = \frac{50cm}{4} = 12,5cm$$

$$8D_b = 8 * 0,6cm = 4,8cm$$

La separación de estribos es de 20cm, por ello, no se cumple con las condiciones de estribos necesarias.

Refuerzo transversal de la unión (ASCE 41-13 § a3.1.4.13):

Condición:

Las uniones entre vigas y pilares tienen tirantes espaciados a menos de $8d_b$.

$$8D_b = 8 * 0,6cm = 4,8cm$$

La separación de estribos es de 20cm, por ello, no se cumple con las condiciones de tirantes necesarias.

Excentricidad de la junta (ASCE 41-13 § a3.1.4.14):

Condición

No hay excentricidades mayores que el 20% de la dimensión en planta de la columna más pequeña entre las líneas centrales de la viga y la columna.

No existen excentricidades entre ejes de vigas y columnas.

COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS DE Hº Aº ACTUANDO EN CONJUNTO CON MUROS DE MAMPOSTERÍA

Verificación del esfuerzo de corte (ASCE 41-13 § a3.2.5.1):

Condición:

El esfuerzo de corte en los muros de mampostería no reforzados, calculado mediante el procedimiento de verificación rápida de la sección 4.5.3.3, es inferior a 30 lb/pulg.² para unidades de arcilla y 70 lb/pulg.² para hormigón. Para los marcos de relleno, los tramos con aberturas mayores al 25% del área del muro no pueden ser incluidos en a_w de la ecuación (4-9)

Procedimiento de comprobación rápida ASCE 4.5.3.3

El esfuerzo cortante medio en los muros de corte, v_j avg, se calculará de acuerdo con Ecuación (4-9):

$$V_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{V_j}{A_w} \right) \quad (4-9)$$

Donde:

V_j = Corte del piso en el nivel j calculado de acuerdo con apartado 4.5.2.2.

A_w = Suma del área de la sección transversal horizontal de todos los muros de corte en la dirección de la carga. Las

aberturas se tendrán en cuenta al calcular A_w .

Para los muros de mampostería, se utilizará el área neta.

Para los muros de madera, se utilizará la longitud en lugar de la superficie.

M_s = Factor de modificación del sistema; M_s se tomará de Tabla 4-9

Table 4-9. M_s Factors for Shear Walls

Wall Type	Level of Performance	
	LS	IO
Reinforced concrete, precast concrete, wood, and reinforced masonry	4.0	2.0
Unreinforced masonry	1.5	1.0

Se resume el cálculo en las siguientes planillas para las direcciones X e Y

Dirección X:

Reglamento	Muro	Vj [Kips]	Ms	Aw [in.^2]	Vj avg [Ksi]	Vj limite [Ksi]	Verificación
CIRSOC	0,2x111,2	1432	1,5	34472	0,03	0,03	C
	0,2x111,2	1432	1,0	34472	0,04	0,03	NC
ASCE 41-13	0,2x111,2	2748	1,5	34472	0,05	0,03	NC
	0,2x111,2	2748	1,0	34472	0,08	0,03	NC

Dirección Y:

Reglamento	Muro	Vj [Kips]	Ms	Aw [in.^2]	Vj avg [Ksi]	Vj limite [Ksi]	Verificación
CIRSOC	0,2x24,6	1432	1,5	7626	0,13	0,03	NC
	0,2x24,6	1432	1,0	7626	0,19	0,03	NC
ASCE 41-13	0,2x24,6	2748	1,5	7626	0,24	0,03	NC
	0,2x24,6	2748	1,0	7626	0,36	0,03	NC

Las superficies de muros no son suficientes para resistir la demanda de cortan inducida por la acción sísmica.

Proporciones (ASCE 41-13 § a3.2.5.2)

Condición:

La relación altura/espesor de los muros de corte en cada piso es menor que la siguiente:

Planta superior de un edificio de varios pisos 9

Primera planta de un edificio de varios pisos 15

Todas las demás condiciones 13

$$\frac{h}{e} = \frac{2,63m}{0,2m} = 13,15$$

Para la planta baja se cumple la condición, mientras para que para los demás casos no se cumple el requisito de relación altura/espesor de mampostería.

Colocación de la mampostería (ASCE 41-13 § a3.2.5.3)

Condición:

Las juntas de cuello rellenas de los muros de mampostería de varias capas tienen vacíos insignificantes

Se considera que la colocación de mampostería es correcta y el muro de mampostería producirá un fallo debido a la capacidad del mortero de junta.

COMPROBACIONES PARA PÓRTICOS DE Hº Aº CON RELLENOS DE MAMPOSTERÍA DISCONTINUA O CON ABERTURAS:**Conexiones de muros de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.1):**

Condición:

La mampostería está en pleno contacto con el marco.

El desempeño de los edificios de marcos con muros de relleno de mampostería depende de la interacción entre el marco y los paneles de relleno.

La resistencia a las fuerzas sísmicas en el plano es proporcionada por un puntal de compresión que se desarrolla en el panel de relleno que se extiende diagonalmente entre las esquinas del marco.

Si existen huecos entre el marco y el relleno, este puntal no puede desarrollarse.

Si los paneles de relleno se separan del marco debido a las fuerzas fuera del plano, la resistencia y la rigidez del sistema están determinadas por las propiedades del marco desnudo.

Se considera que los muros de mampostería tienen el correcto dentado para generar la correcta adhesión con los pórticos durante la demanda sísmica.

Proporciones (ASCE 41-13 § a3.2.6.2):

Condición:

La relación altura/espesor de los muros de relleno en cada piso es menor a:

9.0 para la seguridad de vida en niveles de alta sismicidad,

13.0 para la ocupación inmediata en niveles de sismicidad moderada, y

8.0 para la ocupación inmediata en niveles de alta sismicidad.

Muros interiores

$$\frac{h}{e} = \frac{2,1m}{0,2m} = 10,5$$

Muros exteriores

$$\frac{h}{e} = \frac{1m}{0,2m} = 5$$

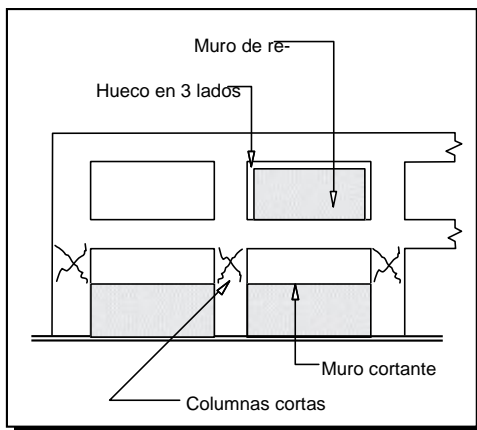
Los muros interiores no alcanzan el nivel de seguridad de vida y los muros exteriores alcanzan los niveles de ocupación inmediata.

Paredes de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.4):

Condición:

Las paredes de relleno son continuas con las vigas del marco y con las columnas a ambos lados.

La parte de la columna por encima del relleno es una columna cautivo corto que puede atraer grandes fuerzas de corte debido a su mayor rigidez en relación con otras columnas.



Se considera que los paños de muros mampostería se encuentran enmarcados por vigas y columnas.

Se considera que las columnas tendrán un fallo de columna corta por darse la condición dada en la figura anterior.

Excentricidad del muro de relleno (ASCE 41-13 § a3.2.6.5):

Condición:

La línea central del muro de mampostería de relleno no está desplazada de la línea central del pórtico por más del 25% del espesor del muro.

No existe excentricidad del muro con respecto al pórtico de $h^0 a^0$.

CONCLUSIONES EN EL ANALISIS DE NIVEL 1:

Se detectaron las siguientes deficiencias estructurales que deberán ser reevaluadas en el análisis de nivel 2:

- 1) Algunas columnas se encuentran sobrecargadas y podrían sufrir un fallo frágil
- 2) Vigas fuertes y columnas débiles
- 3) Poca capacidad a corte que garantice la capacidad de ductilidad de los elementos estructurales debido a que los estribos en columna, vigas y en nudos se encuentran demasiados espacios.
- 4) Muros de mampostería insuficientes para soportar la demanda inducida por sismo.
- 5) Relación de alto/espesor de la mampostería no cumple con requisitos de la norma.
- 6) Aparición de columnas cortas debido al cambio abrupto de rigidez

EVALUACIÓN DE NIVEL 2:

Esta evaluación consiste en realizar una evaluación en mayor detalle de las deficiencias encontradas en la evaluación de nivel 1 y reevaluarlas mediante un LSP (procedimiento estático lineal).

Se evalúa según los requisitos de ASCE 41-13 § 7.3 para confirmar que todos los procedimientos lineales y no lineales están permitidos.

Determinación de fuerza sísmica a partir del modelo computacional:

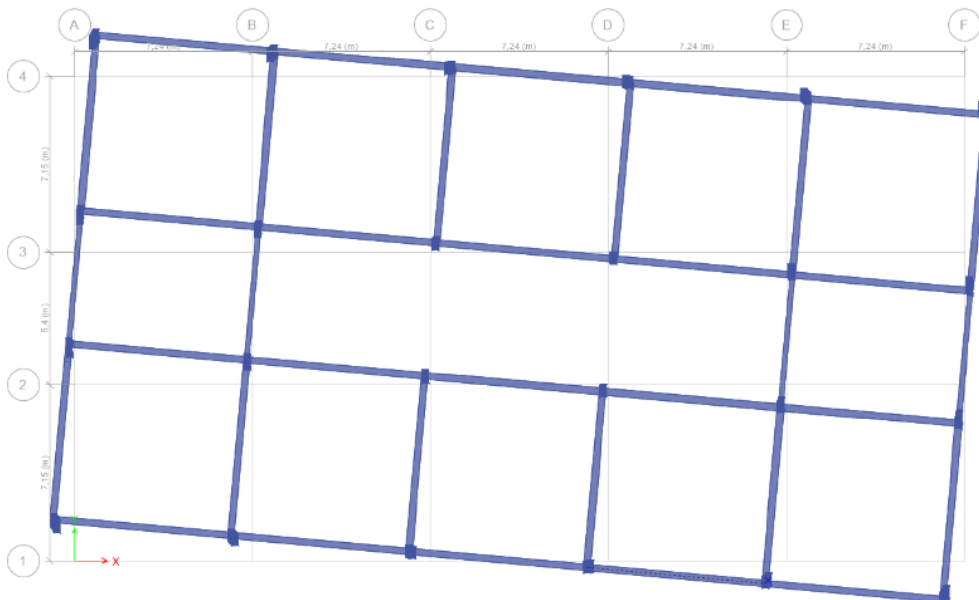
Se determinará el periodo a partir de un modelo computacional en etabs y seismos-truct, dado que para la evaluación de nivel 1 se utilizó una formula simplificada.

Para el modelo se consideró la rigidez de los muros a partir de un modelo de bielas dado por el reglamento circosoc-103.

MODOS ETABS:

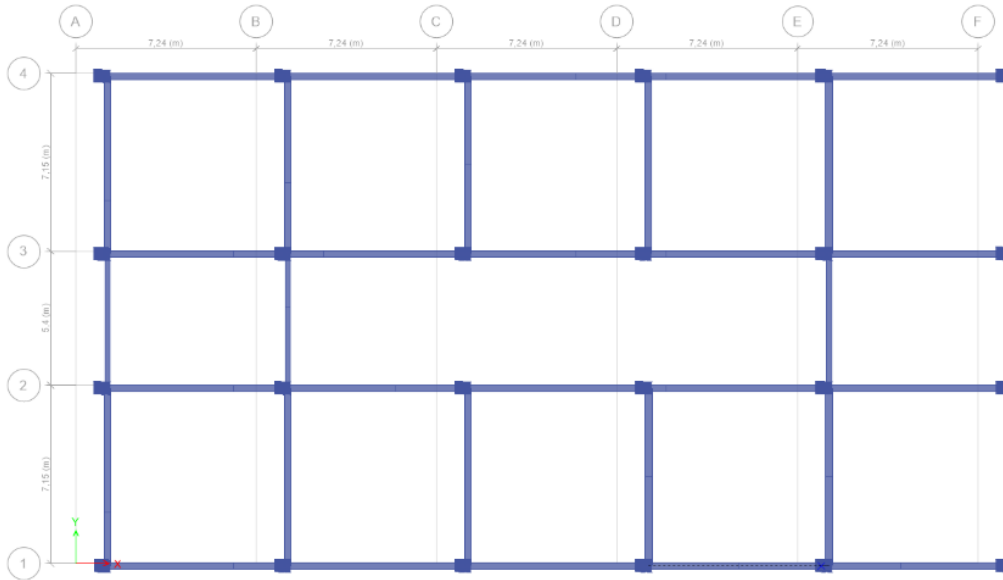
Primer modo rotacional (periodo = 0,368)

Mode 1 - Period 0.368011356733116



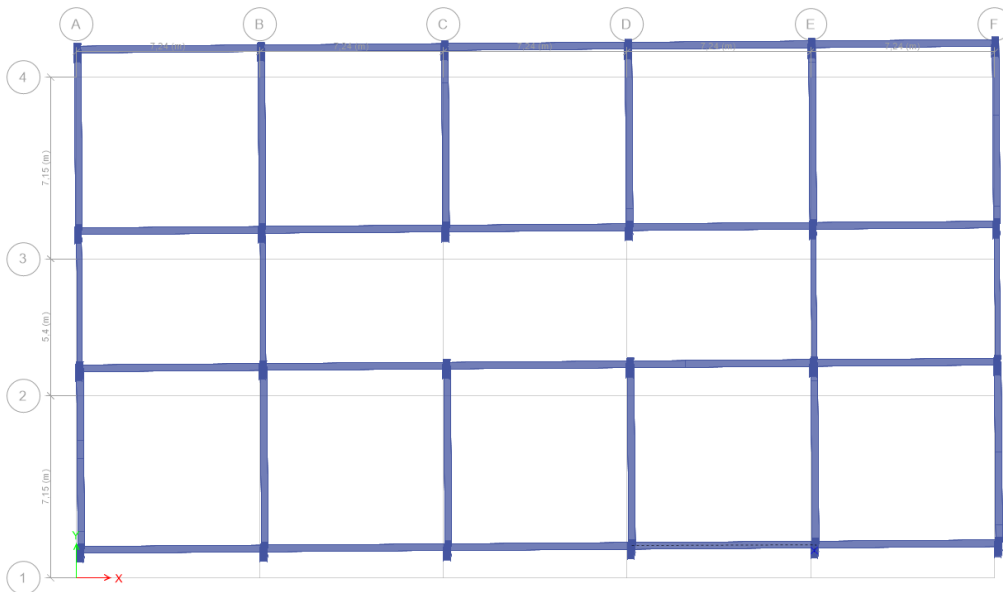
Segundo modo traslacional en x (periodo = 0,273)

Mode 2 - Period 0,273079997968131

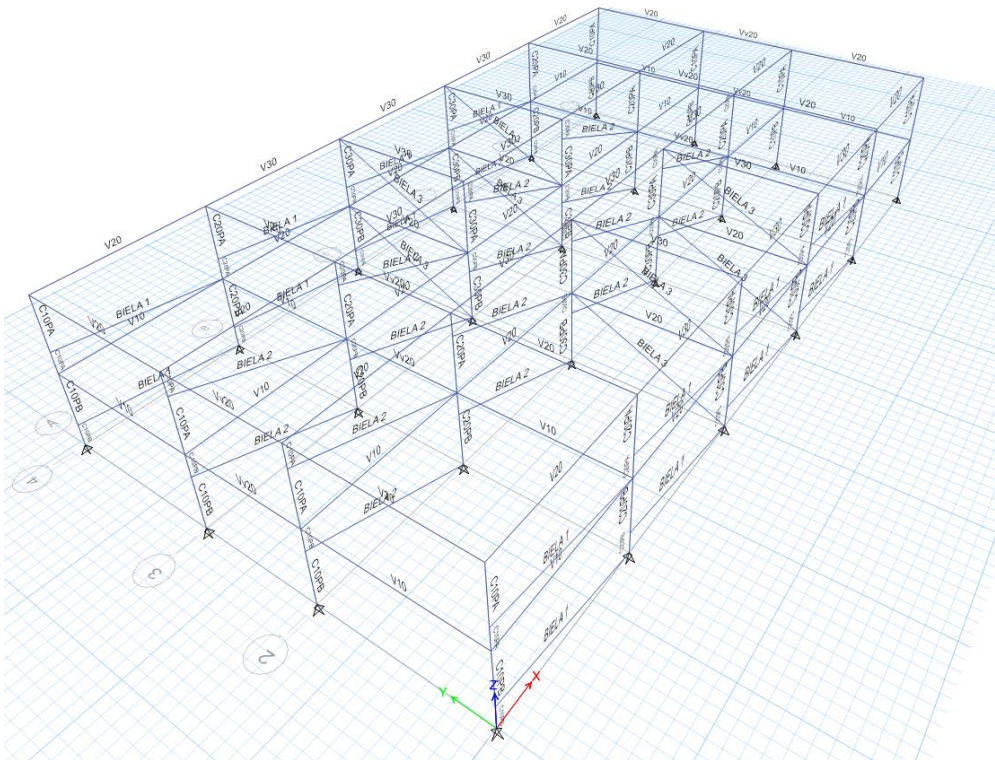


Tercer modo traslacional en y (periodo = 0,272)

Mode 3 - Period 0,271281232826371



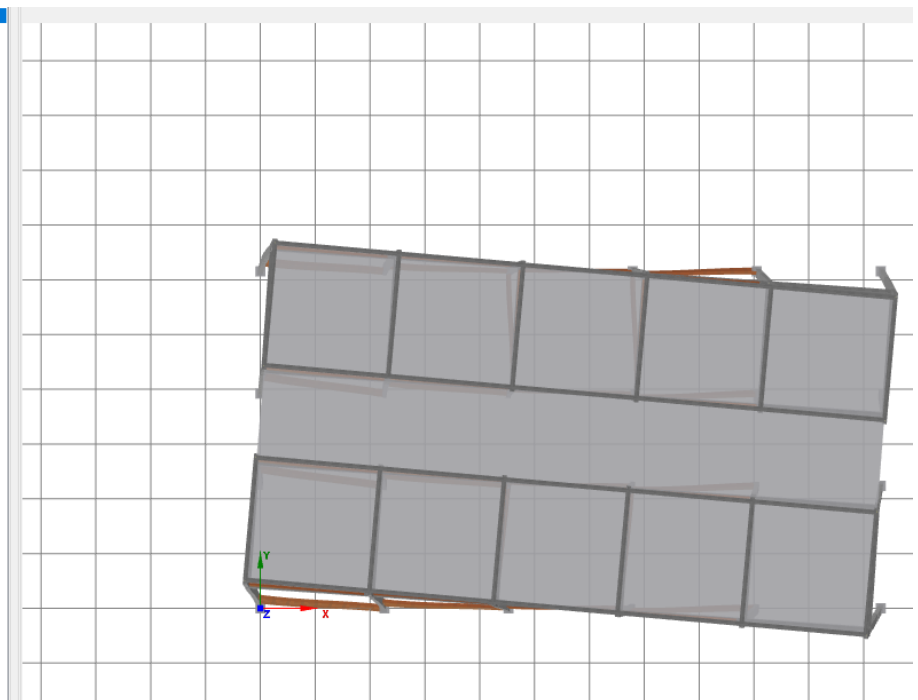
Modelo de bielas realizado:



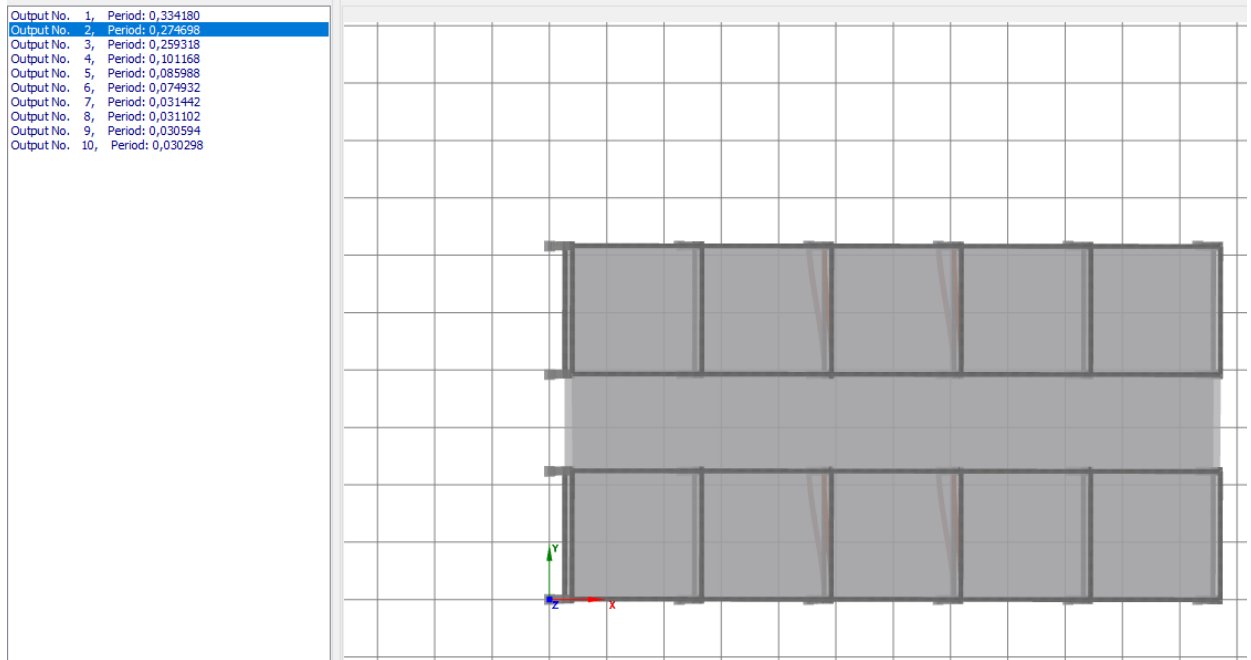
MODOS SEISMOSTRUCT:

Primer modo rotacional (periodo = 0,334)

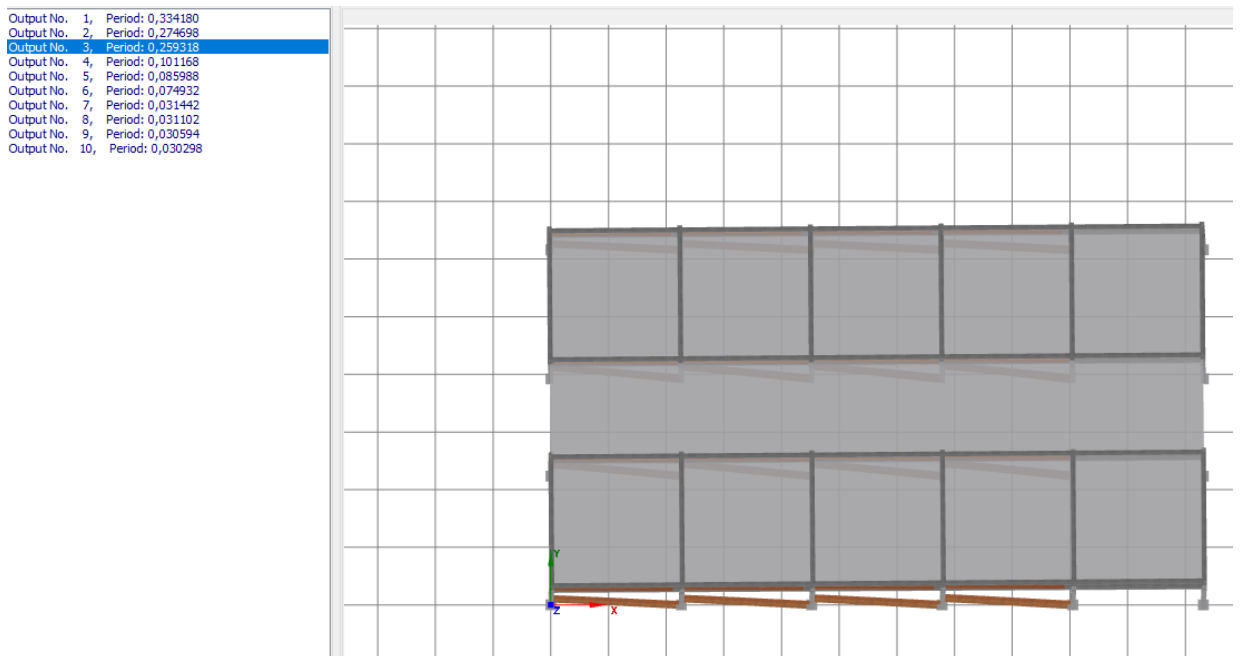
Output No. 1,	Period: 0,334180
Output No. 2,	Period: 0,274698
Output No. 3,	Period: 0,259318
Output No. 4,	Period: 0,101168
Output No. 5,	Period: 0,085988
Output No. 6,	Period: 0,074932
Output No. 7,	Period: 0,031442
Output No. 8,	Period: 0,031102
Output No. 9,	Period: 0,030594
Output No. 10,	Period: 0,030298



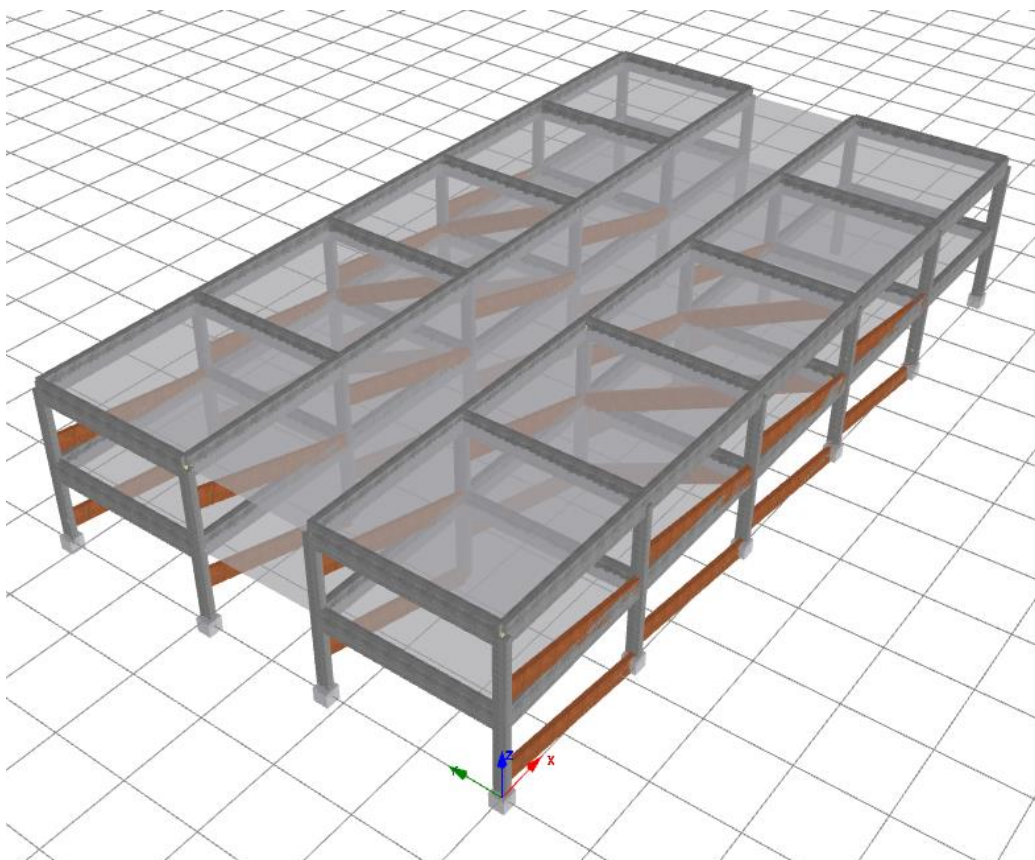
Segundo modo traslacional en x (periodo = 0,275)



Tercer modo traslacional en y (periodo = 0,259)



Modelo de bielas realizado:



Cuadro resumen de periodos:

modos	Etabs		SeismoStruct	
	periodo (s)	tipo	periodo (s)	tipo
1er	0,368	rotacional	0,334	rotacional
2do	0,273	traslacional x	0,275	traslacional x
3er	0,272	traslacional y	0,259	traslacional y

CONSIDERACIONES USADAS AL REALIZAR LAS BIELAS (SEGÚN CIRSOC 103):

- Ancho de biela igual al espesor del muro
- Alto de biela 1/10 longitud de la biela (adoptado según reglamento cirsoc 103- parte 3)
- Módulo de elasticidad de la mampostería adoptado de la siguiente expresión del capítulo 2.4.1 del reglamento:

El módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería en para acciones dinámicas, referido al área bruta, podrá determinarse experimentalmente o bien establecerse en forma aproximada segunda se indica en la siguiente expresión:

$$e_m = 1200f'_m \quad [2 - 9]$$

la resistencia especificada a la compresión de la mampostería f'_m se obtuvo del capítulo 2.3.1 del reglamento, de la tabla 2.4 (“valores indicativos”):

Tabla 2.4. Valores de f'_m en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros tipificados, referidos al área bruta.

Tipo de mampuesto	Valores de f'_m en MPa			
	Tipo de mortero			
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)	Cemento de Albañilería (NA)
Ladrillos cerámicos macizos	2,75	2,25	1,75	0,65
Bloques huecos portantes cerámicos	2,25	1,75	1,40	0,52
Bloques huecos portantes de hormigón	2,25	1,75	1,40	0,52

Adoptando ladrillos cerámicos macizos de resistencia normal (1,75mpa)

CÁLCULO DE FUERZA SÍSMICA:

Cálculo del coeficiente sísmico:

De los estudios de suelos se obtuvo que el tipo de suelo correspondía con suelo TIPO SE y Zona sísmica tipo 3

Por ello ingresamos a la siguiente tabla dada por el circosoc 103:

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	$0,18$	$0,25$	$0,09$	$0,13$
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	$0,22$	$0,32$	$0,12$	$0,18$
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	$0,30$	$0,50$	$0,19$	$0,26$

En todos los casos:

$$N_a = 1 \quad [3.11]$$

$$N_v = 1,2 \quad [3.12]$$

$$T_2 = C_v / (2,5C_a) \quad [3.13]$$

$$T_1 = 0,2T_2 \quad [3.14]$$

Obtenemos los valores de $C_a = 0,35 N_a$ y $C_v = 0,74 N_v$

Los periodos se determinan con las expresiones 3.13, 3.14 y para el T3 se ingresa a la siguiente tabla:

Tabla 3.2 Valor del período T_3

Zona sísmica	T_3 (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

El factor de destino se adopta edificio tipo A, cuyo valor de γ_d es igual a 1,3

Se determina el factor R, para el cual ingresamos a la tabla 5.1 del circosoc 103:

Tabla 5.1. Factores de comportamiento

Mater.	Nº	Tipo Estructural	R	C_d	Ω_o
Estructuras de hormigón armado	1	Tabiques aislados y acoplados (a)	$R = (3A+5)/z$ $5/z \leq R \leq 7$	R	2,5
	2	Pórticos con ductilidad completa (b), (c)	7	5,5	3
	3	Sistema dual Pórtico-Tabique	6	5	2,5
	4	Estructuras con diagonales concéntricas (d)	4	4	2,5
	5	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6	4	2,5
	6	Columnas en voladizo	2,5	2,5	1,5
	7	Estructura con ductilidad limitada (b)	3,5	3,5	2,5
Estructuras de mampostería	Ladrillos Cerámicos Macizos				
	8	Encadenada simple	3	2,3	2,5
	9	Encadenada armada	3,5	2,5	2,5
	10	Reforzada con armadura distribuida	4	3	2,5
	11	Sin encadenados	1,5	2	2
	Bloques Huecos Portantes Cerámicos				
	12	Encadenada simple	2	2,3	2,5
	13	Encadenada armada	2,5	2,5	2,5
	14	Reforzada con armadura distribuida	3	3	2,5
	Bloques Huecos Portantes de Hormigón				
15	Encadenada simple	2,5	2,3	2,5	
16	Encadenada armada	3	2,5	2,5	
17	Reforzada con armadura distribuida	3,5	3	2,5	

Adoptamos $R = 3$ (estructuras de mampostería encadenada simple, realizada con ladrillos cerámicos macizos)

Calculamos el espectro S_a con las siguientes expresiones:

$$S_a = C_a (1 + (2,5f_a - 1)T/T_1) \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$S_a = 2,5f_a C_a \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2$$

$$S_a = f_a C_v / T \quad \text{para } T_2 < T \leq T_3$$

$$S_a = f_a C_v T_3 / T^2 \quad \text{para } T > T_3$$

$$f_a = [7 / (2 + \xi)]^{0,5}$$

Se resume todo el cálculo en la siguiente tabla:

Coeficientes Sísmicos		
C		0,468
Valor de periodo estructura		0,368
PARAMETROS DEL SITIO	Na	1,0
	Nv	1,2
	Tipo Sitio	E
	Zona Sísmica	4
	as	0,35
	Ca	0,36
	Cv	1,08
	T1	0,24
	T2	1,20
T3	13	
PARAMETROS ESTRUCTURA	Sa	0,900
	Amortiguamiento	5
	fa	1
	R	3,5
	yr	1,3

Adoptamos $C_s = 0,468$

Fuerza sísmica:

6.2. ACCIONES HORIZONTALES

6.2.1. Esfuerzo de corte en la base

$$V_o = C \cdot W \quad [6.1]$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad [6.2]$$

$$v_o = 0,468 * 13610 \text{ kn} = 6370 \text{ kn}$$

Distribución de la fuerza sísmica:

Para distribuir la fuerza sísmica por nivel nos referimos al capítulo 6.2.4 del reglamento inpres circsoc 103, que nos establece una distribución triangular de fuerzas sísmicas a partir de la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{W_k h_k V_o}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

NIVEL	ALTURA DEL NIVEL hi [m]	ALTURA HASTA EL NIVEL hk [m]	PESOS Wk [KN]	Wk * hk [KNm]	Wk * hk B = ----- Σ (Wi * hi)	FZA SISMICA POR NIVEL Fk [KN]	CORTANTE POR NIVEL Vk = ΣFk [KN]
2	3,5	7	5979	41856	0,610	3888	3888
1	3,5	3,5	7630	26707	0,390	2481	6369
			13610	68562	1,000		

TORSIÓN:

Determinamos la torsión sufrida en planta como la suma de la torsión real (excentricidad obtenida en el análisis de nivel 1) más la torsión accidental (excentricidad igual 5% de la dimensión en planta).

Se resume todo el cálculo en las siguientes tablas:

nivel	fuerza sísmica [kN]	centro de masas		centro de rigidez		exo [m]	eyo [m]
		xcm [m]	ycm [m]	xcr [m]	ycr [m]		
1	3149	18,1	9,85	18,1	9,85	0	0
2	2009	18,5	9,89	18,1	9,85	0,4	0,04

excentricidad accidental		momentos torsores			
ex [m]	ey [m]	mtx1 [knm]	mtx2 [knm]	mtx1 [knm]	mtx2 [knm]
1,81	0,985	5700	-5700	3102	-3102
1,81	0,985	4440	-2833	2059	-1899

RESISTENCIA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA:

Para la determinación de la resistencia de los muros de mampostería se realiza una serie de verificaciones dadas en el capítulo 11 de la asce 41-13 y luego por el reglamento circosoc 103 para mampostería, a partir de ellas se determina la carga límite del muro de mampostería.

En la dirección x-x se consideran el sistema de pórticos con rellenos, por ello, la resistencia se determina a partir del capítulo 11 de la asce 41-13 (para rellenos) y el reglamento argentino circosoc 103.

En la dirección y-y se considera que los muros de mampostería se encuentran encadenados por vigas y columnas, por ello se aplica el capítulo 11 de la asce 41-13 (para urm).

RESISTENCIA DE MUROS URM:

Resistencia al agrietamiento escalonado:

La resistencia lateral esperada, q_{ce} , de muros urm o componentes de las columnas de muros será la resistencia esperada al balanceo, calculada de acuerdo con la ecuación (11-8):

$$q_{ce} = v_r = 0,9(\alpha p_d + 0,5p_w)l/h_{eff} \quad (11-8)$$

Dónde:

h_{eff} = altura a la resultante de la fuerza sísmica = 2,63m

l = longitud del muro o pilar del muro=6,15m

p_d = carga muerta superpuesta en la parte superior del muro o columna de muro considerado = 433,4 kN

p_w = peso propio del pilar del muro = 6,4 kN

α = factor igual a 0,5 para el muro en voladizo libre fijo, o igual a 1,0 para la pila del muro fijo.

v_r = resistencia del muro o de la columna del muro basada en el balanceo

$$q_{ce} = v_r = 0,9(1 * 433,4kn + 0,5 * 6,4kn) * \frac{6,15m}{2,63m} = 918,85 kn$$

Resistencia al deslizamiento del muro:

La resistencia al deslizamiento del muro será el menor valor de las expresiones (11-9) - (11-10)

La resistencia lateral inicial esperada, q_{ce} , de los muros urm o de los componentes de las columnas se calculará de acuerdo con la ecuación (11-9):

$$q_{ce} = v_{bjs1} = v_{me} a_n \tag{11-9}$$

Dónde:

a_n = área de la sección neta de mortero o lechada de un muro o pilar de muro;

v_{me} = resistencia esperada al cizallamiento por deslizamiento de la junta del lecho de acuerdo con la sección 11.2.3.6; y

v_{bjs1} = resistencia al corte inicial esperada del muro o columna, basada en la resistencia al corte por deslizamiento de la unión.

Dicho valor de v_{me} se obtiene de la tabla 2.5 del reglamento cirsoc:

Tabla 2.5. Valores de f_v en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros tipificados, referidos al área bruta.

Tipo de mampuesto	Valores de f_v en MPa			
	Tipo de mortero			
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)	Cemento de Albañilería (NA)
Ladrillos cerámicos macizos	0,26	0,22	0,19	0,07
Bloques huecos portantes cerámicos	0,22	0,19	0,15	0,055
Bloques huecos portantes de hormigón	0,22	0,19	0,15	0,055

$$v_{me} = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$A_n = 1230000 \text{ mm}^2$$

$$q_{ce} = v_{bjs1} = 0,19 \text{ mpa} * 1230000 \text{ mm}^2 * \frac{1 \text{ kn}}{10^3 \text{ n}} = 233,7 \text{ kn}$$

La resistencia lateral final esperada, q_{cef} , de los muros urm o de los componentes de los pilares se calculará de acuerdo con ecuación (11-10):

$$q_{ce,f} = v_{bjs2} = 0,5 p_d \tag{11-10}$$

Donde:

p_d = carga muerta superpuesta en la parte superior del muro o pilar considerado; y

v_{bjs2} = resistencia al corte final esperada del muro o del pilar, basada en la resistencia al corte por deslizamiento de la unión.

$$P_d = 433,4 \text{ kN}$$

$$q_{ce,f} = v_{bjs2} = 0,5 * 433,4 \text{ kn} = 216,7 \text{ kn}$$

Resistencia al aplastamiento:

La resistencia lateral límite inferior, q_{cl} , de los muros urm o componentes de los pilares se basará en el aplastamiento de los pies límite inferior calculado de acuerdo con la ecuación (11-11):

$$q_{cl} = v_{tc} = (\alpha p_d + 0,5 p_w) \left(\frac{l}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0,7 f'_m} \right) \quad (11-11)$$

Dónde:

h_{eff} , l y α son los mismos que se dan para la ecuación (11-8);

f_a = esfuerzo de compresión axial causado por las cargas de gravedad especificadas en la ecuación (7-1) = 0,352 Mpa

f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería inferior determinada de acuerdo con la sección 11.2.3.3 = 1,75 Mpa

p_d = carga muerta superpuesta en la parte superior del muro o pilar de muro considerado = 433,4 kN

p_w = peso propio del pilar del muro = 6,4 kN

v_{tc} = resistencia al corte de límite inferior basada en el aplastamiento de la punta para un muro o pilar de muro.

$$q_{cl} = v_{tc} = (1 * 433,4 \text{ kn} + 0,5 * 6,4 \text{ kn}) \left(\frac{6,15 \text{ m}}{2,63 \text{ m}} \right) \left(1 - \frac{0,352 \text{ mpa}}{0,7 * 1,75 \text{ mpa}} \right) = 727,58 \text{ kn}$$

Resistencia a la tensión diagonal:

La resistencia lateral de límites inferiores, q_{cl} , de muros urm se basará en la tensión diagonal de límites inferiores calculada de acuerdo con la ecuación (11-12):

$$q_{cl} = v_{dt} = f'_{dt} a_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (11-12)$$

Dónde:

a_n = área de la sección neta de mortero y/o lechada de un muro o pilar de muro = 1230000mm²

$\beta = 0,67$ para $l / h_{eff} < 0,67$,

l / h_{eff} cuando $0,67 \geq l / h_{eff} \leq 1,0$

1,0 cuando $l / h_{eff} > 1,0$

h_{eff} = altura a la resultante de la fuerza sísmica = 2,63m

l = longitud del muro o pilar del muro = 6,15m

f_a = esfuerzo de compresión axial causado por las cargas de gravedad especificadas en la ecuación (7-1) = 0,352 Mpa

f'_{dt} = resistencia a la tensión diagonal de la mampostería de límite inferior = 0,19 Mpa

v_{dt} = resistencia al corte de límite inferior basada en el esfuerzo de tensión diagonal para el muro o pilar.

Se permitirá la sustitución de la resistencia al cizallamiento de la unión del lecho, v_{ml} , por la resistencia a la tensión diagonal, f'_{dt} en la ecuación (11-12).

$$q_{cl} = v_{dt} = 0,19\text{mpa} * 1230000\text{mm}^2 * 1 * \sqrt{1 + \frac{0,352\text{mpa}}{0,19\text{mpa}}} = 394,71\text{kn}$$

Resistencia a la compresión vertical:

La resistencia a la compresión vertical límite inferior de los muros urm debe estar imitada por el esfuerzo de compresión inferior de la mampostería de acuerdo con la ecuación. (11-13).

$$q_{cl} = p_{cl} = 0,80(0,85f'_m a_n) \quad (11-13)$$

Dónde:

f'_m es igual a la resistencia a la compresión del límite inferior determinada de acuerdo con la sección 11.2.3.3 = 1,75 Mpa

a_n = área de la sección neta de mortero y/o lechada = 1230000mm²

$$q_{cl} = p_{cl} = 0,80(0,85 * 1,75\text{mpa} * 1230000\text{mm}^2) = 1463,7\text{kn}$$

Resistencia de los muros urm:

La resistencia límite de los muros urm se determina como la menor de las cargas límite determinadas anteriormente y esta fuerza horizontal debe ser proyectada en la dirección de la diagonal equivalente.

La menor carga se da por deslizamiento del muro y es igual a:

$$v_{bjs2} = 0,5 * 433,4kn = 216,7 kn$$

Proyectando dicha fuerza en la dirección de la diagonal:

$$\theta_d = \text{tg}^{-1} \left(\frac{h}{l} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{2,63m}{6,15m} \right) = 23,1536^\circ$$

$$v_{lim} = \frac{v_{bjs2}}{\cos(\theta_d)} = \frac{216,7 kn}{\cos(23,1536^\circ)} = 235,68 kn$$

Se adopta como resistencia límite para la biela 235,68 kn de los muros urm

RESISTENCIA DE MUROS RELLENOS:

Resistencia al corte esperada:

Para los paneles sólidos de relleno, la resistencia al corte esperada del relleno, v_{ine} , se calculará de acuerdo con la ecuación (11-19):

$$q_{ce} = v_{ine} = a_{ni} f_{vie} \tag{11-17}$$

Dónde:

a_{ni} = área de la sección neta de mortero y/o lechada a través del panel de relleno = 1400000 mm²

f_{vie} = resistencia al corte esperada de las juntas de la cama de relleno de mampostería= 0,19 Mpa

$$q_{ce} = v_{ine} = 1400000\text{mm}^2 * 0,19\text{mpa} = 266kn$$

Resistencia a compresión del relleno:

La resistencia a la compresión del relleno se obtiene a partir de la ecuación (c11-3):

$$f_{mc} = f'_m \left(\frac{h}{3} \right) t_w \tag{11-17}$$

Dónde:

f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería = 1,75 Mpa

h = altura del muro de relleno = 2,1m

t_w = espesor del muro de relleno = 0,2m

$$f_{mc} = 1,75 \text{ mpa} * \left(\frac{2100 \text{ m}}{3} \right) * 200 \text{ mm} = 245 \text{ kn}$$

RESISTENCIA DE MUROS (CIRSOC):

la resistencia al corte se determina a partir de la siguiente expresión:

$$V_n = (f'_v + 0,40 f_o) A_g \leq 2,00 f'_v A_g$$

$F'_v = 0,19 \text{ Mpa}$

$F_o = 0 \text{ Mpa}$

$A_g = 1400000 \text{ mm}^2$

$$v_n = (0,19 \text{ Mpa} + 0,40 * 0 \text{ Mpa}) * 1400000 \text{ mm}^2 = 266 \text{ kN} \leq 2 * 0,19 \text{ Mpa} * 1400000 \text{ mm}^2$$

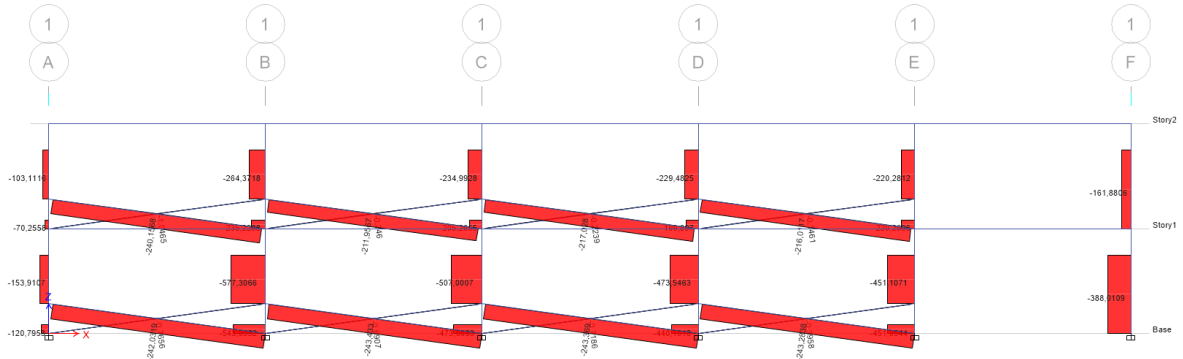
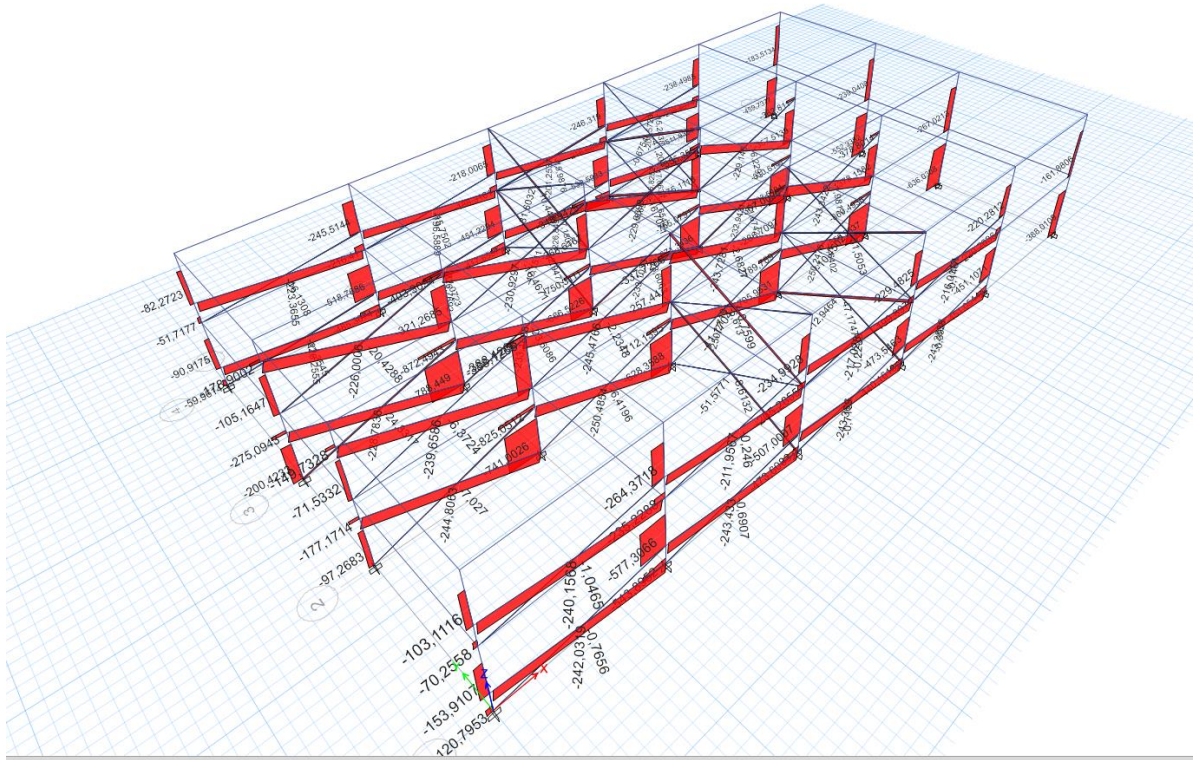
RESISTENCIA DEL MURO ADOPTADA:

La ecuación que proporciona la menor resistencia es la compresión del relleno f_{mc} , dicha fuerza ya está descompuesta en la dirección de la diagonal.

$$v_{lim} = 245 \text{ kn}$$

Modelado:

Se realiza el modelo espacial de la estructura con diagonales en la dirección y que soportan una carga límite de 236 kN (compresión) y se desprecia la resistencia a tracción de la mampostería (0) (urm), mientras que la dirección x se establece para las diagonales una carga límite de 245kn (compresión) y se desprecia la resistencia a tracción de la mampostería (0) (rellenos).

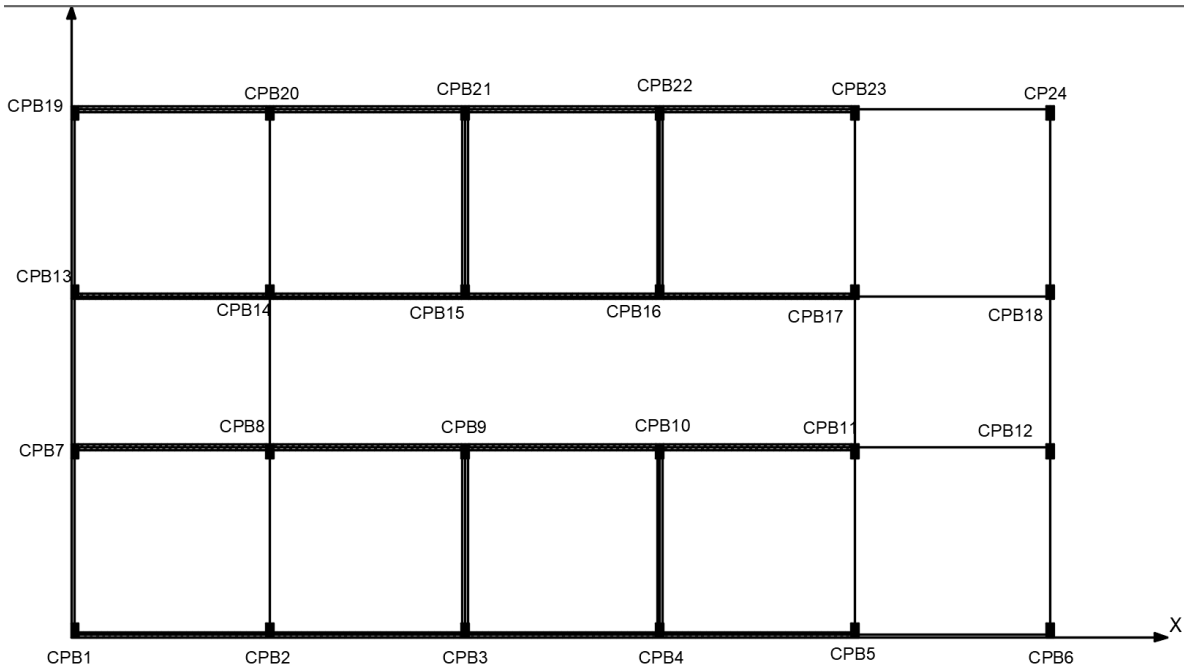


el objetivo de añadir cargas limite a las diagonales es poder representar la distribución de los esfuerzos luego del fallo de la mampostería y con estas demandas inducidas por la acción sísmica determinar la relación demanda vs capacidad (ductilidad requerida en la estructura).

Del modelo se determinan los esfuerzos característicos en los diferentes componentes estructurales (valores de etabs):

DENOMINACIÓN COLUMNAS:

Las columnas están denominadas como en el siguiente plano adjunto:



A continuación, se adjuntan las tablas con las solicitaciones para todos los elementos columnas denominados anteriormente, para los 5 niveles de demanda estudiados y para las direcciones x e y, De esta tabla obtenemos entonces el normal, el corte y el momento para cada columna.

Para obtener estos 5 niveles se realiza cambiando la magnitud del espectro de diseño (Cirsoc), como es conocido su tiempo de retorno ($T1 = 475$ años) se puede calcular un factor de amplitud en función del tiempo de retorno ($T2$) del nivel de sismo que se quiere evaluar, mediante la siguiente expresión:

$$\frac{a2}{a1} = \left(\frac{T2}{T1} \right)^k$$

Donde:

$a2$ = Amplitud del espectro a evaluar

$a1$ = Amplitud del espectro conocido

$T1$ = Periodo de retorno del espectro conocido

$T2$ = Periodo de retorno del nivel de sismo a evaluar

k = factor que varía entre 0,3 y 0,4

En la tabla C2-1 del reglamento ASCE 41-13 se establece los periodos de retornos para los diferentes niveles:

Table C2-1. Probability of Exceedance and Mean Return Period

Probability of Exceedance		Mean Return Period (years)
50%/50 years	50%/30 years	43
—	50%/50 years	72
BSE-1E	20%/50 years	225
BSE-1N (CIRSOC)	10%/50 years	475
BSE-2E	5%/50 years	975
BSE-2N	2%/50 years	2,475

Dichos periodos de retorno se calculan con la siguiente expresión:

$$T = \frac{1}{1 - (1-p)^{1/n}}$$

Donde:

p = Probabilidad de ocurrencia del sismo

n = Años de retorno en función de la probabilidad de ocurrencia

T = Periodo de retorno

En la siguiente tabla se calcular los factores de amplitud para k = 0,3

SISMO	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	AÑOS	PERIODO DE RETORNO	FACTOR ENTRE ESPECTROS
CIRSOC	10%	50	475	1,00
50%/50años	50%	50	73	0,57
Sa BSE-1E	20%	50	225	0,80
Sa BSE-1N	10%	50	475	1,00
Sa BSE-2E	5%	50	975	1,24
Sa BSE-2N	2%	50	2475	1,64

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB1	Sa 50%/50años FX MX1	1	-143	91	-26	-19	94
		1,315	-143	91	-26	-10	66
		2,63	-143	91	-26	24	-53
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-89	84	-4	5	88
		1,315	-89	84	-4	6	61
		2,63	-89	84	-4	11	-49
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-19	2	21	33	6
		1,315	-19	2	21	26	6
		2,63	-19	2	21	-2	3
	Sa 50%/50años FY MY2	1	25	-3	34	46	1
		1,315	25	-3	34	36	2
		2,63	25	-3	34	-9	7
	Sa BSE-1E FX MX1	1	-117	159	-31	-24	161
		1,315	-117	159	-31	-14	112
		2,63	-117	159	-31	27	-97
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-36	149	1	9	152
		1,315	-36	149	1	9	105
		2,63	-36	149	1	8	-91
	Sa BSE-1E FY MY1	1	65	9	43	56	13
		1,315	65	9	43	42	10
		2,63	65	9	43	-14	-1
	Sa BSE-1E FY MY2	1	117	-1	73	85	3
		1,315	117	-1	73	62	3
		2,63	117	-1	73	-33	5
	Sa BSE-1N FX MX1	1	-61	246	-39	-32	243
		1,315	-61	246	-39	-20	166
		2,63	-61	246	-39	31	-158
	Sa BSE-1N FX MX2	1	57	235	7	16	234
		1,315	57	235	7	14	160
		2,63	57	235	7	5	-150
	Sa BSE-1N FY MY1	1	167	12	105	120	17
		1,315	167	12	105	87	13
		2,63	167	12	105	-50	-3
	Sa BSE-1N FY MY2	1	198	-3	154	172	1
		1,315	198	-3	154	124	2
		2,63	198	-3	154	-78	7
	Sa BSE-2E FX MX1	1	-42	278	-42	-35	271
		1,315	-42	278	-42	-22	184
		2,63	-42	278	-42	33	-182
	Sa BSE-2E FX MX2	1	93	266	9	18	261
		1,315	93	266	9	15	177
		2,63	93	266	9	4	-173
	Sa BSE-2E FY MY1	1	196	13	132	150	18
		1,315	196	13	132	109	13
		2,63	196	13	132	-66	-4
	Sa BSE-2E FY MY2	1	230	-4	187	208	1
		1,315	230	-4	187	149	2
		2,63	230	-4	187	-97	7
	Sa BSE-2N FX MX1	1	26	384	-52	-46	365
		1,315	26	384	-52	-30	244
		2,63	26	384	-52	38	-261
	Sa BSE-2N FX MX2	1	209	368	17	26	350
		1,315	209	368	17	21	235
		2,63	209	368	17	-1	-249
Sa BSE-2N FY MY1	1	289	16	224	250	21	
	1,315	289	16	224	179	15	
	2,63	289	16	224	-116	-6	
Sa BSE-2N FY MY2	1	336	-7	298	327	-1	
	1,315	336	-7	298	233	1	
	2,63	336	-7	298	-158	9	

Unique Name	Output Case	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	M2 kN-m	M3 kN-m
CPB2	Sa 50%/50años FX MX1	1	-327	107	-20	-11	100
		1,315	-327	107	-20	-5	66
		2,63	-327	107	-20	21	-75
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-308	100	-8	1	93
		1,315	-308	100	-8	4	62
		2,63	-308	100	-8	14	-70
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-181	11	32	44	9
		1,315	-181	11	32	34	6
		2,63	-181	11	32	-8	-8
	Sa 50%/50años FY MY2	1	-164	5	38	51	4
		1,315	-164	5	38	39	2
		2,63	-164	5	38	-11	-4
	Sa BSE-1E FX MX1	1	-342	181	-22	-14	169
		1,315	-342	181	-22	-7	112
		2,63	-342	181	-22	22	-126
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-313	170	-5	4	159
		1,315	-313	170	-5	6	105
		2,63	-313	170	-5	12	-119
	Sa BSE-1E FY MY1	1	-132	18	63	76	16
		1,315	-132	18	63	56	10
		2,63	-132	18	63	-26	-13
	Sa BSE-1E FY MY2	1	-119	7	80	92	6
		1,315	-119	7	80	67	4
		2,63	-119	7	80	-37	-6
	Sa BSE-1N FX MX1	1	-368	273	-26	-18	247
		1,315	-368	273	-26	-10	161
		2,63	-368	273	-26	25	-198
	Sa BSE-1N FX MX2	1	-326	261	-2	8	238
		1,315	-326	261	-2	8	156
		2,63	-326	261	-2	10	-188
	Sa BSE-1N FY MY1	1	-74	22	129	145	20
		1,315	-74	22	129	105	13
		2,63	-74	22	129	-64	-16
	Sa BSE-1N FY MY2	1	-43	5	158	176	4
		1,315	-43	5	158	127	2
		2,63	-43	5	158	-81	-4
	Sa BSE-2E FX MX1	1	-375	310	-28	-20	276
		1,315	-375	310	-28	-11	178
		2,63	-375	310	-28	25	-230
	Sa BSE-2E FX MX2	1	-329	297	-0,425	9	265
		1,315	-329	297	-0,425	9	172
		2,63	-329	297	-0,425	10	-218
	Sa BSE-2E FY MY1	1	-45	23	158	177	21
		1,315	-45	23	158	127	14
		2,63	-45	23	158	-80	-16
	Sa BSE-2E FY MY2	1	-10	4	190	211	3
		1,315	-10	4	190	151	2
		2,63	-10	4	190	-99	-3
	Sa BSE-2N FX MX1	1	-412	430	-34	-26	371
		1,315	-412	430	-34	-15	236
		2,63	-412	430	-34	29	-330
	Sa BSE-2N FX MX2	1	-347	412	4	13	357
		1,315	-347	412	4	12	227
		2,63	-347	412	4	7	-314
	Sa BSE-2N FY MY1	1	50	26	254	280	24
		1,315	50	26	254	200	16
		2,63	50	26	254	-134	-19
	Sa BSE-2N FY MY2	1	96	0,304	297	326	-0,4074
		1,315	96	0,304	297	233	-1
		2,63	96	0,304	297	-158	-1

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB3	Sa 50%/50años FX MX1	1	-268	104	-13	-4	99
		1,315	-268	104	-13	0,2518	66
		2,63	-268	104	-13	17	-71
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-267	97	-11	-2	92
		1,315	-267	97	-11	2	62
		2,63	-267	97	-11	16	-66
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-124	9	43	56	9
		1,315	-124	9	43	42	6
		2,63	-124	9	43	-15	-6
	Sa 50%/50años FY MY2	1	-126	3	42	55	3
		1,315	-126	3	42	42	2
		2,63	-126	3	42	-14	-2
	Sa BSE-1E FX MX1	1	-266	177	-13	-4	168
		1,315	-266	177	-13	-0,0581	112
		2,63	-266	177	-13	17	-121
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-263	166	-10	-1	158
		1,315	-263	166	-10	2	105
		2,63	-263	166	-10	16	-114
	Sa BSE-1E FY MY1	1	-80	16	82	96	16
		1,315	-80	16	82	70	10
		2,63	-80	16	82	-38	-11
	Sa BSE-1E FY MY2	1	-81	6	86	100	5
		1,315	-81	6	86	72	4
		2,63	-81	6	86	-41	-4
	Sa BSE-1N FX MX1	1	-261	269	-14	-5	247
		1,315	-261	269	-14	-0,4876	162
		2,63	-261	269	-14	18	-191
	Sa BSE-1N FX MX2	1	-257	257	-10	-1	237
		1,315	-257	257	-10	2	156
		2,63	-257	257	-10	15	-181
	Sa BSE-1N FY MY1	1	-15	20	152	170	19
		1,315	-15	20	152	122	13
		2,63	-15	20	152	-77	-14
	Sa BSE-1N FY MY2	1	-7	3	162	181	3
		1,315	-7	3	162	130	2
		2,63	-7	3	162	-83	-2
	Sa BSE-2E FX MX1	1	-260	304	-14	-5	275
		1,315	-260	304	-14	-1	179
		2,63	-260	304	-14	18	-221
	Sa BSE-2E FX MX2	1	-254	291	-9	-0,3637	265
		1,315	-254	291	-9	3	173
		2,63	-254	291	-9	15	-210
	Sa BSE-2E FY MY1	1	15	21	182	203	20
		1,315	15	21	182	145	14
		2,63	15	21	182	-94	-14
	Sa BSE-2E FY MY2	1	24	2	193	214	2
		1,315	24	2	193	154	2
		2,63	24	2	193	-100	-1
	Sa BSE-2N FX MX1	1	-253	422	-15	-6	370
		1,315	-253	422	-15	-1	237
		2,63	-253	422	-15	18	-317
	Sa BSE-2N FX MX2	1	-246	404	-9	1	356
		1,315	-246	404	-9	3	229
		2,63	-246	404	-9	14	-302
	Sa BSE-2N FY MY1	1	114	25	282	310	23
		1,315	114	25	282	221	16
		2,63	114	25	282	-149	-17
	Sa BSE-2N FY MY2	1	127	-1	297	326	-1
		1,315	127	-1	297	232	-1
		2,63	127	-1	297	-158	1

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB4	Sa 50%/50años FX MX1	1	-262	104	-7	3	99
		1,315	-262	104	-7	6	66
		2,63	-262	104	-7	15	-71
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-293	97	-15	-5	92
		1,315	-293	97	-15	-0,3257	62
		2,63	-293	97	-15	20	-66
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-29	9	53	67	9
		1,315	-29	9	53	50	6
		2,63	-29	9	53	-20	-6
	Sa 50%/50años FY MY2	1	-48	3	46	59	3
		1,315	-48	3	46	45	2
		2,63	-48	3	46	-15	-2
	Sa BSE-1E FX MX1	1	-255	177	-5	6	168
		1,315	-255	177	-5	7	112
		2,63	-255	177	-5	14	-120
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-298	166	-17	-7	157
		1,315	-298	166	-17	-1	105
		2,63	-298	166	-17	21	-113
	Sa BSE-1E FY MY1	1	28	16	100	116	15
		1,315	28	16	100	84	10
		2,63	28	16	100	-47	-11
	Sa BSE-1E FY MY2	1	18	5	92	107	5
		1,315	18	5	92	78	4
		2,63	18	5	92	-43	-3
	Sa BSE-1N FX MX1	1	-246	268	-2	9	247
		1,315	-246	268	-2	9	162
		2,63	-246	268	-2	13	-191
	Sa BSE-1N FX MX2	1	-304	256	-19	-9	237
		1,315	-304	256	-19	-3	156
		2,63	-304	256	-19	22	-181
	Sa BSE-1N FY MY1	1	99	20	174	195	19
		1,315	99	20	174	140	13
		2,63	99	20	174	-89	-13
	Sa BSE-1N FY MY2	1	90	3	165	185	3
		1,315	90	3	165	133	2
		2,63	90	3	165	-83	-2
	Sa BSE-2E FX MX1	1	-241	304	-1	10	275
		1,315	-241	304	-1	10	179
		2,63	-241	304	-1	12	-221
	Sa BSE-2E FX MX2	1	-307	291	-20	-10	265
		1,315	-307	291	-20	-4	173
		2,63	-307	291	-20	22	-210
	Sa BSE-2E FY MY1	1	130	21	206	229	20
		1,315	130	21	206	164	14
		2,63	130	21	206	-106	-14
	Sa BSE-2E FY MY2	1	120	2	195	218	2
		1,315	120	2	195	156	2
		2,63	120	2	195	-100	-1
	Sa BSE-2N FX MX1	1	-229	421	3	14	370
		1,315	-229	421	3	13	237
		2,63	-229	421	3	10	-317
	Sa BSE-2N FX MX2	1	-317	404	-22	-12	356
		1,315	-317	404	-22	-5	229
		2,63	-317	404	-22	24	-302
	Sa BSE-2N FY MY1	1	233	24	309	340	23
		1,315	233	24	309	243	16
		2,63	233	24	309	-164	-16
	Sa BSE-2N FY MY2	1	219	-1	295	325	-1
		1,315	219	-1	295	232	-1
		2,63	219	-1	295	-155	1

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB5	Sa 50%/50años FX MX1	1	-328	85	-20	9	65
		1,315	-328	85	-20	15	39
		2,63	-328	85	-20	41	-74
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-345	80	-38	-10	61
		1,315	-345	80	-38	1	36
		2,63	-345	80	-38	51	-69
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-280	11	45	77	6
		1,315	-280	11	45	62	3
		2,63	-280	11	45	3	-11
	Sa 50%/50años FY MY2	1	-290	6	31	62	3
		1,315	-290	6	31	52	1
		2,63	-290	6	31	12	-7
	Sa BSE-1E FX MX1	1	-317	142	-15	13	110
		1,315	-317	142	-15	18	66
		2,63	-317	142	-15	39	-121
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-342	134	-41	-14	104
		1,315	-342	134	-41	-1	61
		2,63	-342	134	-41	53	-114
	Sa BSE-1E FY MY1	1	-233	16	100	134	11
		1,315	-233	16	100	102	6
		2,63	-233	16	100	-29	-16
	Sa BSE-1E FY MY2	1	-253	8	79	112	4
		1,315	-253	8	79	87	2
		2,63	-253	8	79	-18	-9
	Sa BSE-1N FX MX1	1	-299	223	-9	20	176
		1,315	-299	223	-9	23	106
		2,63	-299	223	-9	35	-188
	Sa BSE-1N FX MX2	1	-335	212	-46	-19	166
		1,315	-335	212	-46	-5	100
		2,63	-335	212	-46	56	-178
	Sa BSE-1N FY MY1	1	-156	19	178	218	13
		1,315	-156	19	178	162	7
		2,63	-156	19	178	-73	-18
	Sa BSE-1N FY MY2	1	-183	6	149	187	3
		1,315	-183	6	149	140	1
		2,63	-183	6	149	-56	-7
	Sa BSE-2E FX MX1	1	-289	259	-6	23	205
		1,315	-289	259	-6	25	123
		2,63	-289	259	-6	33	-217
	Sa BSE-2E FX MX2	1	-331	246	-48	-21	194
		1,315	-331	246	-48	-6	117
		2,63	-331	246	-48	57	-206
	Sa BSE-2E FY MY1	1	-123	20	211	253	14
		1,315	-123	20	211	187	8
		2,63	-123	20	211	-91	-19
	Sa BSE-2E FY MY2	1	-154	5	178	219	2
		1,315	-154	5	178	162	0,3627
		2,63	-154	5	178	-72	-7
	Sa BSE-2N FX MX1	1	-245	377	2	32	300
		1,315	-245	377	2	31	181
		2,63	-245	377	2	29	-314
	Sa BSE-2N FX MX2	1	-302	359	-54	-27	285
		1,315	-302	359	-54	-10	172
		2,63	-302	359	-54	60	-299
Sa BSE-2N FY MY1	1	-17	23	318	368	16	
	1,315	-17	23	318	268	9	
	2,63	-17	23	318	-150	-21	
Sa BSE-2N FY MY2	1	-58	3	274	322	-0,03901	
	1,315	-58	3	274	236	-1	
	2,63	-58	3	274	-125	-4	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB6	Sa 50%/50años FX MX1	0	-222	70	-2	15	133
		1,315	-222	70	-2	18	41
		2,63	-222	70	-2	21	-51
	Sa 50%/50años FX MX2	0	-243	65	-30	-43	124
		1,315	-243	65	-30	-3	38
		2,63	-243	65	-30	37	-47
	Sa 50%/50años FY MY1	0	-115	5	67	156	10
		1,315	-115	5	67	68	4
		2,63	-115	5	67	-20	-2
	Sa 50%/50años FY MY2	0	-128	1	46	113	3
		1,315	-128	1	46	53	2
		2,63	-128	1	46	-7	1
	Sa BSE-1E FX MX1	0	-250	121	5	29	228
		1,315	-250	121	5	23	69
		2,63	-250	121	5	17	-90
	Sa BSE-1E FX MX2	0	-280	113	-36	-54	214
		1,315	-280	113	-36	-7	65
		2,63	-280	113	-36	41	-84
	Sa BSE-1E FY MY1	0	-67	10	131	286	19
		1,315	-67	10	131	114	7
		2,63	-67	10	131	-58	-6
	Sa BSE-1E FY MY2	0	-89	2	97	217	5
		1,315	-89	2	97	89	3
		2,63	-89	2	97	-38	-0,3298
	Sa BSE-1N FX MX1	0	-308	193	14	49	364
		1,315	-308	193	14	30	111
		2,63	-308	193	14	11	-143
	Sa BSE-1N FX MX2	0	-350	182	-43	-70	344
		1,315	-350	182	-43	-12	105
		2,63	-350	182	-43	45	-135
	Sa BSE-1N FY MY1	0	12	12	213	458	24
		1,315	12	12	213	177	8
		2,63	12	12	213	-103	-8
	Sa BSE-1N FY MY2	0	-21	1	164	357	2
		1,315	-21	1	164	141	2
		2,63	-21	1	164	-75	1
	Sa BSE-2E FX MX1	0	-334	224	19	58	423
		1,315	-334	224	19	33	129
		2,63	-334	224	19	9	-166
	Sa BSE-2E FX MX2	0	-381	212	-46	-75	401
		1,315	-381	212	-46	-15	122
		2,63	-381	212	-46	46	-157
	Sa BSE-2E FY MY1	0	45	13	247	528	26
		1,315	45	13	247	203	9
		2,63	45	13	247	-122	-8
	Sa BSE-2E FY MY2	0	7	-0,04588	192	415	1
		1,315	7	-0,04588	192	162	1
		2,63	7	-0,04588	192	-90	1
	Sa BSE-2N FX MX1	0	-421	327	32	86	619
		1,315	-421	327	32	43	189
		2,63	-421	327	32	1	-241
	Sa BSE-2N FX MX2	0	-486	311	-56	-95	589
		1,315	-486	311	-56	-22	180
		2,63	-486	311	-56	52	-229
Sa BSE-2N FY MY1	0	151	15	358	758	30	
	1,315	151	15	358	287	10	
	2,63	151	15	358	-183	-10	
Sa BSE-2N FY MY2	0	101	-2	284	607	-3	
	1,315	101	-2	284	233	-0,05681	
	2,63	101	-2	284	-141	3	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB7	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-109	207	-6	-9	93
		2,63	-109	207	-6	-6	-16
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-191	206	16	-11	94
		2,63	-191	206	16	-19	-15
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-378	-10	41	-10	12
		2,63	-378	-10	41	-32	17
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-407	-12	54	-11	12
		2,63	-407	-12	54	-40	18
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-34	260	-12	-9	79
		2,63	-34	260	-12	-3	-58
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-145	258	20	-11	80
		2,63	-145	258	20	-22	-57
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-415	-8	63	-12	11
		2,63	-415	-8	63	-45	15
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-464	-11	93	-15	12
		2,63	-464	-11	93	-65	18
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	55	332	-19	-9	63
		2,63	55	332	-19	2	-113
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-97	330	27	-11	63
		2,63	-97	330	27	-25	-111
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-492	-5	126	-16	12
		2,63	-492	-5	126	-83	15
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-544	-12	175	-19	12
		2,63	-544	-12	175	-112	18
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	94	364	-22	-9	56
		2,63	94	364	-22	3	-137
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-77	361	29	-12	56
		2,63	-77	361	29	-27	-135
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	-517	-4	154	-17	13
		2,63	-517	-4	154	-98	15
	Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-575	-12	209	-20	12
		2,63	-575	-12	209	-131	19
	Sa BSE-2N FX MX1	2,1	226	468	-33	-8	33
		2,63	226	468	-33	9	-215
	Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-3	464	37	-12	34
		2,63	-3	464	37	-32	-212
	Sa BSE-2N FY MY1	2,1	-602	-1	247	-20	14
		2,63	-602	-1	247	-151	14
	Sa BSE-2N FY MY2	2,1	-679	-13	321	-24	12
		2,63	-679	-13	321	-194	19

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB8	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-619	232	0,2641	-9	69
		2,63	-619	232	0,2641	-10	-54
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-650	231	12	-10	70
		2,63	-650	231	12	-16	-53
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-664	16	52	-11	4
		2,63	-664	16	52	-38	-5
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-669	10	58	-11	2
		2,63	-669	10	58	-42	-4
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-626	289	-3	-9	51
		2,63	-626	289	-3	-8	-102
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-667	287	15	-10	52
		2,63	-667	287	15	-18	-100
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-689	24	82	-13	7
		2,63	-689	24	82	-56	-6
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-698	13	99	-15	2
		2,63	-698	13	99	-67	-4
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-638	370	-7	-9	27
		2,63	-638	370	-7	-6	-170
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-693	367	18	-10	28
		2,63	-693	367	18	-20	-167
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-748	28	148	-16	8
		2,63	-748	28	148	-95	-7
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-775	11	178	-17	2
		2,63	-775	11	178	-111	-4
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-644	406	-8	-9	16
		2,63	-644	406	-8	-5	-199
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-704	402	19	-10	17
		2,63	-704	402	19	-21	-196
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	-778	29	178	-17	9
		2,63	-778	29	178	-111	-7
	Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-807	10	210	-18	1
		2,63	-807	10	210	-129	-4
	Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-664	523	-14	-9	-20
		2,63	-664	523	-14	-2	-297
	Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-742	518	24	-11	-18
		2,63	-742	518	24	-23	-293
Sa BSE-2N FY MY1	2,1	-874	33	274	-19	10	
	2,63	-874	33	274	-164	-7	
Sa BSE-2N FY MY2	2,1	-912	5	317	-21	-1	
	2,63	-912	5	317	-189	-3	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB9	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-570	227	7	-9	75
		2,63	-570	227	7	-13	-46
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-575	225	9	-10	75
		2,63	-575	225	9	-14	-45
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-648	6	63	-11	5
		2,63	-648	6	63	-45	2
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-650	-2	62	-11	2
		2,63	-650	-2	62	-44	3
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-560	284	7	-9	57
		2,63	-560	284	7	-13	-94
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-568	281	9	-10	57
		2,63	-568	281	9	-15	-92
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-679	13	102	-14	8
		2,63	-679	13	102	-68	1
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-681	1	106	-15	3
		2,63	-681	1	106	-71	3
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-540	365	6	-9	32
		2,63	-540	365	6	-13	-162
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-551	362	10	-10	33
		2,63	-551	362	10	-15	-159
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-744	18	172	-17	10
		2,63	-744	18	172	-108	0,2704
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-756	-2	182	-17	2
		2,63	-756	-2	182	-113	3
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-532	400	6	-9	21
		2,63	-532	400	6	-12	-191
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-544	397	10	-10	22
		2,63	-544	397	10	-15	-188
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	-774	19	202	-17	10
		2,63	-774	19	202	-125	0,1189
	Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-788	-3	213	-18	1
		2,63	-788	-3	213	-131	3
	Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-503	518	5	-9	-14
		2,63	-503	518	5	-12	-289
	Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-519	513	11	-10	-13
		2,63	-519	513	11	-16	-285
	Sa BSE-2N FY MY1	2,1	-873	22	302	-20	11
		2,63	-873	22	302	-180	-0,3721
	Sa BSE-2N FY MY2	2,1	-891	-8	316	-20	-1
		2,63	-891	-8	316	-188	3

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB10	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-624	232	14	-10	70
		2,63	-624	232	14	-18	-53
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-591	230	6	-10	70
		2,63	-591	230	6	-13	-52
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-716	32	75	-13	2
		2,63	-716	32	75	-52	-15
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-702	27	67	-12	-1
		2,63	-702	27	67	-48	-15
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-649	284	16	-10	56
		2,63	-649	284	16	-19	-95
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-605	283	5	-10	56
		2,63	-605	283	5	-12	-94
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-775	39	122	-16	5
		2,63	-775	39	122	-80	-16
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-763	29	113	-16	0,4252
		2,63	-763	29	113	-76	-15
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-702	357	19	-10	39
		2,63	-702	357	19	-20	-150
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-642	355	3	-10	40
		2,63	-642	355	3	-11	-148
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-847	43	196	-18	6
		2,63	-847	43	196	-122	-17
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-834	27	186	-18	-0,3194
		2,63	-834	27	186	-116	-15
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-725	389	20	-10	32
		2,63	-725	389	20	-21	-174
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-658	386	2	-9	32
		2,63	-658	386	2	-10	-172
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	-879	44	227	-19	7
		2,63	-879	44	227	-139	-17
Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-863	26	216	-18	-1	
	2,63	-863	26	216	-133	-15	
Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-804	494	24	-10	8	
	2,63	-804	494	24	-23	-253	
Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-715	489	-1	-9	9	
	2,63	-715	489	-1	-9	-250	
Sa BSE-2N FY MY1	2,1	-982	48	331	-21	8	
	2,63	-982	48	331	-197	-17	
Sa BSE-2N FY MY2	2,1	-961	23	316	-21	-2	
	2,63	-961	23	316	-188	-14	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB11	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-698	61	32	-21	-7
		2,63	-698	61	32	-38	-39
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-682	60	14	-20	-7
		2,63	-682	60	14	-27	-39
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-747	6	98	-26	-4
		2,63	-747	6	98	-78	-7
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-736	5	83	-24	-4
		2,63	-736	5	83	-68	-6
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-711	98	37	-21	-7
		2,63	-711	98	37	-41	-59
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-688	97	10	-20	-7
		2,63	-688	97	10	-25	-59
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-792	7	154	-30	-4
		2,63	-792	7	154	-111	-8
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-773	5	132	-28	-4
		2,63	-773	5	132	-99	-7
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-715	140	43	-22	6
		2,63	-715	140	43	-45	-68
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-682	138	5	-19	5
		2,63	-682	138	5	-22	-68
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-866	8	233	-33	-4
		2,63	-866	8	233	-156	-8
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-839	5	203	-31	-4
		2,63	-839	5	203	-139	-6
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-716	158	46	-22	12
		2,63	-716	158	46	-46	-72
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-680	157	3	-19	11
		2,63	-680	157	3	-21	-72
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	-897	8	266	-34	-4
		2,63	-897	8	266	-175	-8
Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-867	4	233	-32	-4	
	2,63	-867	4	233	-155	-6	
Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-721	217	55	-22	32	
	2,63	-721	217	55	-51	-83	
Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-671	215	-3	-19	31	
	2,63	-671	215	-3	-17	-83	
Sa BSE-2N FY MY1	2,1	-999	9	375	-38	-4	
	2,63	-999	9	375	-237	-9	
Sa BSE-2N FY MY2	2,1	-959	4	330	-35	-4	
	2,63	-959	4	330	-210	-5	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB12	Sa 50%/50años FX MX1	0	-428	40	28	48	97
		1,315	-428	40	28	12	44
		2,63	-428	40	28	-24	-9
	Sa 50%/50años FX MX2	0	-401	40	-1	-10	95
		1,315	-401	40	-1	-9	43
		2,63	-401	40	-1	-8	-9
	Sa 50%/50años FY MY1	0	-419	-2	98	190	-0,431
		1,315	-419	-2	98	62	2
		2,63	-419	-2	98	-67	4
	Sa 50%/50años FY MY2	0	-402	-3	76	147	-2
		1,315	-402	-3	76	47	1
		2,63	-402	-3	76	-54	4
	Sa BSE-1E FX MX1	0	-453	73	34	62	170
		1,315	-453	73	34	17	74
		2,63	-453	73	34	-28	-22
	Sa BSE-1E FX MX2	0	-418	72	-6	-22	168
		1,315	-418	72	-6	-13	73
		2,63	-418	72	-6	-5	-22
	Sa BSE-1E FY MY1	0	-472	-1	162	321	2
		1,315	-472	-1	162	108	3
		2,63	-472	-1	162	-105	4
	Sa BSE-1E FY MY2	0	-442	-2	128	251	-2
		1,315	-442	-2	128	83	1
		2,63	-442	-2	128	-85	5
	Sa BSE-1N FX MX1	0	-471	114	44	82	270
		1,315	-471	114	44	24	120
		2,63	-471	114	44	-34	-29
	Sa BSE-1N FX MX2	0	-421	112	-14	-37	266
		1,315	-421	112	-14	-19	118
		2,63	-421	112	-14	-0,454	-29
	Sa BSE-1N FY MY1	0	-552	-1	245	493	3
		1,315	-552	-1	245	171	4
		2,63	-552	-1	245	-152	5
	Sa BSE-1N FY MY2	0	-504	-3	196	392	-2
		1,315	-504	-3	196	134	1
		2,63	-504	-3	196	-123	5
	Sa BSE-2E FX MX1	0	-479	131	48	91	313
		1,315	-479	131	48	27	140
		2,63	-479	131	48	-37	-33
	Sa BSE-2E FX MX2	0	-423	130	-17	-43	309
		1,315	-423	130	-17	-21	138
		2,63	-423	130	-17	1	-33
	Sa BSE-2E FY MY1	0	-584	-0,4773	279	564	4
		1,315	-584	-0,4773	279	196	4
		2,63	-584	-0,4773	279	-171	5
	Sa BSE-2E FY MY2	0	-530	-3	224	451	-3
		1,315	-530	-3	224	156	1
		2,63	-530	-3	224	-139	5
	Sa BSE-2N FX MX1	0	-507	189	62	119	455
		1,315	-507	189	62	37	207
		2,63	-507	189	62	-45	-41
	Sa BSE-2N FX MX2	0	-431	187	-26	-62	449
		1,315	-431	187	-26	-28	204
		2,63	-431	187	-26	6	-41
	Sa BSE-2N FY MY1	0	-688	-0,1008	392	795	5
		1,315	-688	-0,1008	392	280	5
		2,63	-688	-0,1008	392	-235	5
	Sa BSE-2N FY MY2	0	-616	-3	318	644	-4
		1,315	-616	-3	318	226	0,2594
		2,63	-616	-3	318	-192	5

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB13	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-231	205	-26	10	94
		2,63	-231	205	-26	24	-15
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-168	207	-4	9	94
		2,63	-168	207	-4	11	-16
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-164	-14	22	9	12
		2,63	-164	-14	22	-3	19
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-115	-13	35	8	12
		2,63	-115	-13	35	-10	19
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-188	257	-31	10	80
		2,63	-188	257	-31	27	-57
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-96	259	1	8	79
		2,63	-96	259	1	8	-58
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-86	-14	44	7	12
		2,63	-86	-14	44	-16	20
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-29	-13	74	4	12
		2,63	-29	-13	74	-35	19
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-143	329	-39	11	63
		2,63	-143	329	-39	31	-111
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-13	332	7	8	63
		2,63	-13	332	7	4	-113
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	3	-14	106	3	12
		2,63	3	-14	106	-53	20
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	48	-13	156	1	12
		2,63	48	-13	156	-82	19
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-124	360	-42	11	56
		2,63	-124	360	-42	33	-135
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	22	363	9	8	56
		2,63	22	363	9	3	-137
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	29	-14	135	2	12
		2,63	29	-14	135	-69	20
	Sa BSE-2E FY MY2	2,1	79	-13	190	-1	12
		2,63	79	-13	190	-101	19
	Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-59	463	-52	11	34
		2,63	-59	463	-52	39	-212
	Sa BSE-2N FX MX2	2,1	141	467	17	7	33
		2,63	141	467	17	-2	-215
	Sa BSE-2N FY MY1	2,1	115	-14	228	-1	12
		2,63	115	-14	228	-121	20
	Sa BSE-2N FY MY2	2,1	182	-13	302	-5	12
		2,63	182	-13	302	-165	19

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB14	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-673	230	-19	10	70
		2,63	-673	230	-19	19	-52
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-635	232	-7	9	70
		2,63	-635	232	-7	13	-53
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-434	3	33	8	-2
		2,63	-434	3	33	-9	-3
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-410	5	39	8	-1
		2,63	-410	5	39	-12	-3
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-693	286	-22	10	52
		2,63	-693	286	-22	21	-99
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-640	288	-4	9	52
		2,63	-640	288	-4	11	-101
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-351	1	63	6	-3
		2,63	-351	1	63	-27	-3
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-340	4	80	4	-1
		2,63	-340	4	80	-38	-3
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-726	366	-26	10	28
		2,63	-726	366	-26	23	-166
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-651	370	-1	9	27
		2,63	-651	370	-1	9	-169
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-292	-1	129	3	-3
		2,63	-292	-1	129	-65	-3
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-264	5	159	2	-1
		2,63	-264	5	159	-82	-3
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-740	401	-27	10	17
		2,63	-740	401	-27	24	-196
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-655	405	0,3125	9	16
		2,63	-655	405	0,3125	8	-199
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	-262	-1	158	2	-3
		2,63	-262	-1	158	-81	-3
	Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-232	5	191	1	-1
		2,63	-232	5	191	-100	-3
	Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-787	517	-33	10	-18
		2,63	-787	517	-33	27	-292
	Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-674	522	5	8	-20
		2,63	-674	522	5	6	-296
	Sa BSE-2N FY MY1	2,1	-167	-2	254	0,2426	-3
		2,63	-167	-2	254	-135	-2
	Sa BSE-2N FY MY2	2,1	-126	5	298	-1	-1
		2,63	-126	5	298	-159	-3

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB15	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-587	225	-12	10	75
		2,63	-587	225	-12	16	-44
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-577	226	-10	10	75
		2,63	-577	226	-10	15	-45
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-378	-9	44	8	-1
		2,63	-378	-9	44	-16	3
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-378	-7	43	8	-1
		2,63	-378	-7	43	-15	3
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-580	281	-13	10	57
		2,63	-580	281	-13	16	-91
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-566	283	-10	10	57
		2,63	-566	283	-10	15	-93
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-313	-10	82	5	-2
		2,63	-313	-10	82	-38	4
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-313	-7	87	4	-1
		2,63	-313	-7	87	-42	3
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-563	361	-13	10	33
		2,63	-563	361	-13	17	-159
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-546	364	-9	9	32
		2,63	-546	364	-9	14	-161
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-249	-11	153	2	-2
		2,63	-249	-11	153	-78	4
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-239	-6	162	2	-0,2447
		2,63	-239	-6	162	-84	3
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-556	396	-13	10	22
		2,63	-556	396	-13	17	-188
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-538	399	-9	9	21
		2,63	-538	399	-9	14	-190
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	-218	-11	183	2	-2
		2,63	-218	-11	183	-95	4
	Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-208	-6	194	1	-0,09044
		2,63	-208	-6	194	-101	3
	Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-532	512	-14	10	-13
		2,63	-532	512	-14	17	-284
	Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-508	517	-8	9	-14
		2,63	-508	517	-8	14	-288
	Sa BSE-2N FY MY1	2,1	-119	-12	283	-1	-2
		2,63	-119	-12	283	-150	4
	Sa BSE-2N FY MY2	2,1	-105	-6	297	-1	0,1273
		2,63	-105	-6	297	-159	3

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB16	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-527	230	-6	10	70
		2,63	-527	230	-6	13	-52
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-576	232	-14	10	70
		2,63	-576	232	-14	18	-53
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-181	21	54	8	-4
		2,63	-181	21	54	-21	-15
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-204	22	46	9	-3
		2,63	-204	22	46	-16	-15
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-534	282	-4	10	56
		2,63	-534	282	-4	12	-94
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-604	284	-16	10	55
		2,63	-604	284	-16	19	-95
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-101	19	101	5	-5
		2,63	-101	19	101	-48	-15
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-114	21	92	5	-4
		2,63	-114	21	92	-44	-15
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-563	354	-1	10	39
		2,63	-563	354	-1	11	-148
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-659	357	-17	10	39
		2,63	-659	357	-17	20	-150
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-30	18	175	3	-5
		2,63	-30	18	175	-90	-15
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-40	22	165	3	-3
		2,63	-40	22	165	-85	-15
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-575	385	0,06403	10	32
		2,63	-575	385	0,06403	10	-172
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-683	388	-18	10	32
		2,63	-683	388	-18	20	-174
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	2	18	207	2	-5
		2,63	2	18	207	-108	-15
	Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-10	22	196	2	-3
		2,63	-10	22	196	-101	-15
	Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-619	489	4	10	9
		2,63	-619	489	4	8	-250
	Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-762	493	-21	10	8
		2,63	-762	493	-21	21	-253
Sa BSE-2N FY MY1	2,1	104	16	310	-1	-6	
	2,63	104	16	310	-165	-15	
Sa BSE-2N FY MY2	2,1	89	22	296	-0,06656	-4	
	2,63	89	22	296	-157	-15	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB17	Sa 50%/50años FX MX1	2,1	-601	59	-10	21	-7
		2,63	-601	59	-10	26	-38
	Sa 50%/50años FX MX2	2,1	-677	60	-29	22	-7
		2,63	-677	60	-29	37	-38
	Sa 50%/50años FY MY1	2,1	-345	3	55	17	-4
		2,63	-345	3	55	-13	-5
	Sa 50%/50años FY MY2	2,1	-369	3	41	18	-4
		2,63	-369	3	41	-3	-5
	Sa BSE-1E FX MX1	2,1	-589	97	-6	21	-7
		2,63	-589	97	-6	24	-58
	Sa BSE-1E FX MX2	2,1	-696	97	-32	22	-7
		2,63	-696	97	-32	39	-58
	Sa BSE-1E FY MY1	2,1	-287	3	111	13	-4
		2,63	-287	3	111	-46	-6
	Sa BSE-1E FY MY2	2,1	-308	4	90	14	-4
		2,63	-308	4	90	-33	-6
	Sa BSE-1N FX MX1	2,1	-561	138	1	20	5
		2,63	-561	138	1	20	-68
	Sa BSE-1N FX MX2	2,1	-706	139	-37	23	6
		2,63	-706	139	-37	42	-68
	Sa BSE-1N FY MY1	2,1	-212	3	191	10	-4
		2,63	-212	3	191	-91	-6
	Sa BSE-1N FY MY2	2,1	-240	4	161	12	-4
		2,63	-240	4	161	-74	-6
	Sa BSE-2E FX MX1	2,1	-548	156	3	20	11
		2,63	-548	156	3	18	-72
	Sa BSE-2E FX MX2	2,1	-710	157	-39	23	12
		2,63	-710	157	-39	43	-72
	Sa BSE-2E FY MY1	2,1	-181	3	224	8	-4
		2,63	-181	3	224	-110	-6
	Sa BSE-2E FY MY2	2,1	-212	4	190	11	-4
		2,63	-212	4	190	-90	-6
	Sa BSE-2N FX MX1	2,1	-505	214	12	20	30
		2,63	-505	214	12	13	-83
	Sa BSE-2N FX MX2	2,1	-723	216	-45	23	32
		2,63	-723	216	-45	47	-83
Sa BSE-2N FY MY1	2,1	-79	3	332	4	-4	
	2,63	-79	3	332	-172	-6	
Sa BSE-2N FY MY2	2,1	-120	4	288	7	-4	
	2,63	-120	4	288	-145	-6	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB18	Sa 50%/50años FX MX1	0	-387	39	8	26	95
		1,315	-387	39	8	16	43
		2,63	-387	39	8	6	-9
	Sa 50%/50años FX MX2	0	-413	40	-21	-32	96
		1,315	-413	40	-21	-5	44
		2,63	-413	40	-21	22	-9
	Sa 50%/50años FY MY1	0	-276	-3	78	168	-5
		1,315	-276	-3	78	66	0,03153
		2,63	-276	-3	78	-37	5
	Sa 50%/50años FY MY2	0	-291	-3	57	125	-4
		1,315	-291	-3	57	51	0,2789
		2,63	-291	-3	57	-24	5
	Sa BSE-1E FX MX1	0	-403	72	15	40	167
		1,315	-403	72	15	21	73
		2,63	-403	72	15	2	-22
	Sa BSE-1E FX MX2	0	-438	73	-26	-44	170
		1,315	-438	73	-26	-9	74
		2,63	-438	73	-26	26	-22
	Sa BSE-1E FY MY1	0	-227	-4	142	299	-5
		1,315	-227	-4	142	112	-0,2244
		2,63	-227	-4	142	-75	5
	Sa BSE-1E FY MY2	0	-254	-4	108	229	-4
		1,315	-254	-4	108	87	0,2247
		2,63	-254	-4	108	-55	5
	Sa BSE-1N FX MX1	0	-405	112	24	60	265
		1,315	-405	112	24	28	118
		2,63	-405	112	24	-4	-30
	Sa BSE-1N FX MX2	0	-454	114	-34	-59	269
		1,315	-454	114	-34	-14	120
		2,63	-454	114	-34	30	-30
	Sa BSE-1N FY MY1	0	-149	-4	225	471	-5
		1,315	-149	-4	225	175	-0,4206
		2,63	-149	-4	225	-122	4
	Sa BSE-1N FY MY2	0	-191	-3	176	370	-4
		1,315	-191	-3	176	138	0,3391
		2,63	-191	-3	176	-93	5
	Sa BSE-2E FX MX1	0	-406	130	28	69	308
		1,315	-406	130	28	31	138
		2,63	-406	130	28	-6	-33
	Sa BSE-2E FX MX2	0	-461	131	-37	-65	312
		1,315	-461	131	-37	-17	140
		2,63	-461	131	-37	32	-33
	Sa BSE-2E FY MY1	0	-117	-4	260	542	-5
		1,315	-117	-4	260	200	-0,4673
		2,63	-117	-4	260	-141	4
	Sa BSE-2E FY MY2	0	-165	-3	205	429	-4
		1,315	-165	-3	205	160	0,3881
		2,63	-165	-3	205	-109	5
	Sa BSE-2N FX MX1	0	-410	186	42	96	448
		1,315	-410	186	42	41	203
		2,63	-410	186	42	-14	-42
	Sa BSE-2N FX MX2	0	-485	188	-46	-85	454
		1,315	-485	188	-46	-24	206
		2,63	-485	188	-46	37	-41
	Sa BSE-2N FY MY1	0	-15	-4	372	773	-6
		1,315	-15	-4	372	284	-1
		2,63	-15	-4	372	-204	4
	Sa BSE-2N FY MY2	0	-78	-4	298	622	-4
		1,315	-78	-4	298	230	0,4219
		2,63	-78	-4	298	-162	5

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB19	Sa 50%/50años FX MX1	1	-34	81	-6	-16	85
		1,315	-34	81	-6	-15	59
		2,63	-34	81	-6	-7	-47
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-109	88	16	7	92
		1,315	-109	88	16	2	64
		2,63	-109	88	16	-19	-52
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-254	-11	41	35	-5
		1,315	-254	-11	41	22	-2
		2,63	-254	-11	41	-32	12
	Sa 50%/50años FY MY2	1	-278	-8	54	48	-3
		1,315	-278	-8	54	31	-0,1378
		2,63	-278	-8	54	-39	10
	Sa BSE-1E FX MX1	1	23	146	-11	-22	148
		1,315	23	146	-11	-18	103
		2,63	23	146	-11	-4	-89
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-79	156	21	12	159
		1,315	-79	156	21	5	109
		2,63	-79	156	21	-22	-95
	Sa BSE-1E FY MY1	1	-300	-14	63	58	-8
		1,315	-300	-14	63	38	-4
		2,63	-300	-14	63	-45	15
	Sa BSE-1E FY MY2	1	-340	-9	93	87	-4
		1,315	-340	-9	93	58	-1
		2,63	-340	-9	93	-64	11
	Sa BSE-1N FX MX1	1	121	233	-19	-30	232
		1,315	121	233	-19	-24	158
		2,63	121	233	-19	1	-148
	Sa BSE-1N FX MX2	1	-19	244	27	18	241
		1,315	-19	244	27	9	164
		2,63	-19	244	27	-25	-156
	Sa BSE-1N FY MY1	1	-385	-16	125	122	-10
		1,315	-385	-16	125	83	-5
		2,63	-385	-16	125	-81	16
	Sa BSE-1N FY MY2	1	-419	-8	174	174	-3
		1,315	-419	-8	174	119	-0,09856
		2,63	-419	-8	174	-109	10
	Sa BSE-2E FX MX1	1	161	264	-22	-33	258
		1,315	161	264	-22	-26	175
		2,63	161	264	-22	2	-171
	Sa BSE-2E FX MX2	1	2	275	29	20	269
		1,315	2	275	29	11	182
		2,63	2	275	29	-27	-180
	Sa BSE-2E FY MY1	1	-413	-17	153	152	-10
		1,315	-413	-17	153	104	-5
		2,63	-413	-17	153	-96	17
	Sa BSE-2E FY MY2	1	-452	-7	207	210	-2
		1,315	-452	-7	207	145	0,1765
		2,63	-452	-7	207	-128	10
	Sa BSE-2N FX MX1	1	290	365	-32	-44	347
		1,315	290	365	-32	-34	232
		2,63	290	365	-32	8	-247
	Sa BSE-2N FX MX2	1	77	381	37	28	361
		1,315	77	381	37	17	242
		2,63	77	381	37	-31	-259
Sa BSE-2N FY MY1	1	-507	-18	245	252	-12	
	1,315	-507	-18	245	175	-6	
	2,63	-507	-18	245	-147	18	
Sa BSE-2N FY MY2	1	-558	-6	318	329	-1	
	1,315	-558	-6	318	229	1	
	2,63	-558	-6	318	-189	8	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB20	Sa 50%/50años FX MX1	1	-273	97	1	-9	90
		1,315	-273	97	1	-9	60
		2,63	-273	97	1	-11	-68
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-323	105	13	4	97
		1,315	-323	105	13	-0,4309	64
		2,63	-323	105	13	-17	-73
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-404	-6	53	47	-6
		1,315	-404	-6	53	30	-4
		2,63	-404	-6	53	-39	3
	Sa 50%/50años FY MY2	1	-420	-2	59	53	-2
		1,315	-420	-2	59	34	-2
		2,63	-420	-2	59	-43	1
	Sa BSE-1E FX MX1	1	-272	167	-2	-12	156
		1,315	-272	167	-2	-11	103
		2,63	-272	167	-2	-9	-116
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-340	178	15	6	166
		1,315	-340	178	15	1	110
		2,63	-340	178	15	-19	-124
	Sa BSE-1E FY MY1	1	-463	-11	83	78	-11
		1,315	-463	-11	83	52	-8
		2,63	-463	-11	83	-57	7
	Sa BSE-1E FY MY2	1	-475	-3	100	95	-4
		1,315	-475	-3	100	63	-3
		2,63	-475	-3	100	-68	2
	Sa BSE-1N FX MX1	1	-278	258	-6	-16	235
		1,315	-278	258	-6	-14	154
		2,63	-278	258	-6	-7	-185
	Sa BSE-1N FX MX2	1	-369	270	19	10	245
		1,315	-369	270	19	4	160
		2,63	-369	270	19	-21	-196
	Sa BSE-1N FY MY1	1	-521	-14	149	147	-14
		1,315	-521	-14	149	100	-10
		2,63	-521	-14	149	-95	9
	Sa BSE-1N FY MY2	1	-551	-2	178	178	-2
		1,315	-551	-2	178	122	-2
		2,63	-551	-2	178	-112	1
	Sa BSE-2E FX MX1	1	-278	293	-7	-18	263
		1,315	-278	293	-7	-16	171
		2,63	-278	293	-7	-6	-215
	Sa BSE-2E FX MX2	1	-377	307	20	11	274
		1,315	-377	307	20	5	177
		2,63	-377	307	20	-22	-227
	Sa BSE-2E FY MY1	1	-550	-15	178	179	-15
		1,315	-550	-15	178	123	-10
		2,63	-550	-15	178	-111	10
	Sa BSE-2E FY MY2	1	-584	-1	211	214	-2
		1,315	-584	-1	211	147	-1
		2,63	-584	-1	211	-130	0,05231
Sa BSE-2N FX MX1	1	-283	408	-13	-24	354	
	1,315	-283	408	-13	-20	225	
	2,63	-283	408	-13	-3	-311	
Sa BSE-2N FX MX2	1	-418	426	24	16	368	
	1,315	-418	426	24	8	234	
	2,63	-418	426	24	-24	-326	
Sa BSE-2N FY MY1	1	-645	-17	274	282	-17	
	1,315	-645	-17	274	196	-12	
	2,63	-645	-17	274	-164	11	
Sa BSE-2N FY MY2	1	-690	1	318	328	0,4577	
	1,315	-690	1	318	228	0,11	
	2,63	-690	1	318	-189	-1	

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB21	Sa 50%/50años FX MX1	1	-254	94	8	-2	89
		1,315	-254	94	8	-4	60
		2,63	-254	94	8	-14	-64
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-265	102	10	0,423	96
		1,315	-265	102	10	-3	64
		2,63	-265	102	10	-15	-69
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-396	-7	64	58	-7
		1,315	-396	-7	64	38	-4
		2,63	-396	-7	64	-46	4
	Sa 50%/50años FY MY2	1	-398	-3	63	57	-3
		1,315	-398	-3	63	38	-2
		2,63	-398	-3	63	-45	1
	Sa BSE-1E FX MX1	1	-250	163	7	-2	154
		1,315	-250	163	7	-4	103
		2,63	-250	163	7	-14	-112
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-265	174	10	1	165
		1,315	-265	174	10	-2	110
		2,63	-265	174	10	-16	-119
	Sa BSE-1E FY MY1	1	-451	-11	102	98	-11
		1,315	-451	-11	102	66	-8
		2,63	-451	-11	102	-69	7
	Sa BSE-1E FY MY2	1	-451	-4	107	102	-4
		1,315	-451	-4	107	68	-3
		2,63	-451	-4	107	-72	2
	Sa BSE-1N FX MX1	1	-242	254	7	-3	235
		1,315	-242	254	7	-5	155
		2,63	-242	254	7	-14	-180
	Sa BSE-1N FX MX2	1	-262	266	11	2	244
		1,315	-262	266	11	-2	161
		2,63	-262	266	11	-16	-189
	Sa BSE-1N FY MY1	1	-516	-14	172	172	-14
		1,315	-516	-14	172	118	-10
		2,63	-516	-14	172	-109	9
	Sa BSE-1N FY MY2	1	-525	-2	182	183	-2
		1,315	-525	-2	182	125	-2
		2,63	-525	-2	182	-114	1
	Sa BSE-2E FX MX1	1	-238	289	6	-3	262
		1,315	-238	289	6	-5	171
		2,63	-238	289	6	-13	-209
	Sa BSE-2E FX MX2	1	-260	302	11	2	273
		1,315	-260	302	11	-2	178
		2,63	-260	302	11	-16	-219
	Sa BSE-2E FY MY1	1	-546	-15	203	205	-15
		1,315	-546	-15	203	141	-10
		2,63	-546	-15	203	-125	10
	Sa BSE-2E FY MY2	1	-556	-1	214	217	-2
		1,315	-556	-1	214	149	-1
		2,63	-556	-1	214	-132	0,2813
	Sa BSE-2N FX MX1	1	-227	401	6	-4	353
		1,315	-227	401	6	-6	226
		2,63	-227	401	6	-13	-301
	Sa BSE-2N FX MX2	1	-256	418	12	3	367
		1,315	-256	418	12	-1	235
		2,63	-256	418	12	-17	-314
	Sa BSE-2N FY MY1	1	-645	-17	302	312	-17
		1,315	-645	-17	302	217	-12
		2,63	-645	-17	302	-181	11
	Sa BSE-2N FY MY2	1	-659	1	317	328	0,374
		1,315	-659	1	317	228	0,08889
		2,63	-659	1	317	-189	-1

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB22	Sa 50%/50años FX MX1	1	-107	72	15	6	58
		1,315	-107	72	15	1	35
		2,63	-107	72	15	-19	-59
	Sa 50%/50años FX MX2	1	-63	79	7	-3	63
		1,315	-63	79	7	-5	38
		2,63	-63	79	7	-15	-65
	Sa 50%/50años FY MY1	1	-502	-11	75	70	-8
		1,315	-502	-11	75	46	-5
		2,63	-502	-11	75	-53	10
	Sa 50%/50años FY MY2	1	-475	-7	68	62	-4
		1,315	-475	-7	68	40	-2
		2,63	-475	-7	68	-49	7
	Sa BSE-1E FX MX1	1	-122	125	17	8	101
		1,315	-122	125	17	3	61
		2,63	-122	125	17	-20	-103
	Sa BSE-1E FX MX2	1	-57	135	6	-4	108
		1,315	-57	135	6	-6	65
		2,63	-57	135	6	-14	-112
	Sa BSE-1E FY MY1	1	-595	-18	122	118	-14
		1,315	-595	-18	122	80	-8
		2,63	-595	-18	122	-81	16
	Sa BSE-1E FY MY2	1	-567	-11	114	109	-6
		1,315	-567	-11	114	73	-3
		2,63	-567	-11	114	-77	11
	Sa BSE-1N FX MX1	1	-145	202	20	11	163
		1,315	-145	202	20	5	100
		2,63	-145	202	20	-22	-166
	Sa BSE-1N FX MX2	1	-55	216	4	-6	173
		1,315	-55	216	4	-8	105
		2,63	-55	216	4	-13	-179
	Sa BSE-1N FY MY1	1	-678	-21	196	198	-16
		1,315	-678	-21	196	136	-10
		2,63	-678	-21	196	-123	18
	Sa BSE-1N FY MY2	1	-638	-9	187	187	-5
		1,315	-638	-9	187	128	-2
		2,63	-638	-9	187	-117	10
	Sa BSE-2E FX MX1	1	-154	235	22	12	190
		1,315	-154	235	22	6	116
		2,63	-154	235	22	-23	-193
	Sa BSE-2E FX MX2	1	-54	251	3	-7	201
		1,315	-54	251	3	-8	122
		2,63	-54	251	3	-13	-208
	Sa BSE-2E FY MY1	1	-711	-22	228	231	-17
		1,315	-711	-22	228	160	-10
		2,63	-711	-22	228	-140	19
	Sa BSE-2E FY MY2	1	-666	-9	217	220	-4
		1,315	-666	-9	217	152	-2
		2,63	-666	-9	217	-134	10
	Sa BSE-2N FX MX1	1	-174	347	26	17	281
		1,315	-174	347	26	8	171
		2,63	-174	347	26	-25	-284
	Sa BSE-2N FX MX2	1	-38	368	1	-10	296
		1,315	-38	368	1	-10	180
		2,63	-38	368	1	-11	-304
	Sa BSE-2N FY MY1	1	-820	-24	331	343	-19
		1,315	-820	-24	331	238	-12
		2,63	-820	-24	331	-197	20
	Sa BSE-2N FY MY2	1	-752	-7	317	327	-2
		1,315	-752	-7	317	227	-0,3408
		2,63	-752	-7	317	-189	8

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB23	Sa 50%/50años FX MX1	0	-474	77	41	56	136
		1,315	-474	77	41	2	35
		2,63	-474	77	41	-51	-67
	Sa 50%/50años FX MX2	0	-404	82	23	19	146
		1,315	-404	82	23	-11	38
		2,63	-404	82	23	-41	-71
	Sa 50%/50años FY MY1	0	-504	1	106	189	-3
		1,315	-504	1	106	50	-4
		2,63	-504	1	106	-89	-5
	Sa 50%/50años FY MY2	0	-501	4	91	160	3
		1,315	-501	4	91	40	-2
		2,63	-501	4	91	-80	-7
	Sa BSE-1E FX MX1	0	-475	131	45	65	233
		1,315	-475	131	45	6	60
		2,63	-475	131	45	-54	-113
	Sa BSE-1E FX MX2	0	-376	139	20	12	247
		1,315	-376	139	20	-14	64
		2,63	-376	139	20	-39	-118
	Sa BSE-1E FY MY1	0	-534	-2	161	301	-8
		1,315	-534	-2	161	90	-6
		2,63	-534	-2	161	-121	-3
	Sa BSE-1E FY MY2	0	-552	4	140	258	2
		1,315	-552	4	140	74	-3
		2,63	-552	4	140	-109	-8
	Sa BSE-1N FX MX1	0	-467	210	52	78	374
		1,315	-467	210	52	10	98
		2,63	-467	210	52	-57	-177
	Sa BSE-1N FX MX2	0	-331	220	15	2	393
		1,315	-331	220	15	-17	104
		2,63	-331	220	15	-37	-185
	Sa BSE-1N FY MY1	0	-590	-4	239	463	-12
		1,315	-590	-4	239	149	-7
		2,63	-590	-4	239	-165	-1
	Sa BSE-1N FY MY2	0	-631	5	210	403	5
		1,315	-631	5	210	128	-2
		2,63	-631	5	210	-148	-9
	Sa BSE-2E FX MX1	0	-464	244	54	84	435
		1,315	-464	244	54	12	115
		2,63	-464	244	54	-59	-205
	Sa BSE-2E FX MX2	0	-312	255	13	-1	457
		1,315	-312	255	13	-19	122
		2,63	-312	255	13	-36	-214
	Sa BSE-2E FY MY1	0	-618	-5	271	531	-13
		1,315	-618	-5	271	174	-7
		2,63	-618	-5	271	-183	-1
	Sa BSE-2E FY MY2	0	-663	6	239	464	6
		1,315	-663	6	239	150	-2
		2,63	-663	6	239	-164	-10
	Sa BSE-2N FX MX1	0	-453	356	63	101	638
		1,315	-453	356	63	19	170
		2,63	-453	356	63	-64	-298
	Sa BSE-2N FX MX2	0	-248	372	7	-14	668
		1,315	-248	372	7	-23	179
		2,63	-248	372	7	-33	-310
	Sa BSE-2N FY MY1	0	-709	-7	378	753	-17
		1,315	-709	-7	378	256	-8
		2,63	-709	-7	378	-242	1
	Sa BSE-2N FY MY2	0	-772	7	335	663	8
		1,315	-772	7	335	223	-1
		2,63	-772	7	335	-217	-11

TABLE: Element Forces - Columns							
Unique Name	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
		m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
CPB24	Sa 50%/50años FX MX1	0	-254	63	37	59	120
		1,315	-254	63	37	10	37
		2,63	-254	63	37	-39	-46
	Sa 50%/50años FX MX2	0	-235	69	9	1	130
		1,315	-235	69	9	-11	40
		2,63	-235	69	9	-23	-50
	Sa 50%/50años FY MY1	0	-254	-7	107	200	-12
		1,315	-254	-7	107	60	-2
		2,63	-254	-7	107	-81	7
	Sa 50%/50años FY MY2	0	-241	-4	85	157	-6
		1,315	-241	-4	85	45	-1
		2,63	-241	-4	85	-68	5
	Sa BSE-1E FX MX1	0	-292	111	44	73	210
		1,315	-292	111	44	15	63
		2,63	-292	111	44	-43	-83
	Sa BSE-1E FX MX2	0	-264	119	3	-11	224
		1,315	-264	119	3	-15	68
		2,63	-264	119	3	-20	-89
	Sa BSE-1E FY MY1	0	-303	-11	170	330	-19
		1,315	-303	-11	170	106	-4
		2,63	-303	-11	170	-118	10
	Sa BSE-1E FY MY2	0	-279	-6	136	260	-9
		1,315	-279	-6	136	81	-1
		2,63	-279	-6	136	-98	6
	Sa BSE-1N FX MX1	0	-364	180	54	93	339
		1,315	-364	180	54	22	103
		2,63	-364	180	54	-49	-133
	Sa BSE-1N FX MX2	0	-324	190	-4	-26	360
		1,315	-324	190	-4	-21	109
		2,63	-324	190	-4	-15	-141
	Sa BSE-1N FY MY1	0	-383	-13	253	501	-22
		1,315	-383	-13	253	169	-5
		2,63	-383	-13	253	-163	12
	Sa BSE-1N FY MY2	0	-347	-5	204	400	-7
		1,315	-347	-5	204	133	-1
		2,63	-347	-5	204	-135	5
	Sa BSE-2E FX MX1	0	-396	209	58	101	396
		1,315	-396	209	58	25	120
		2,63	-396	209	58	-51	-155
	Sa BSE-2E FX MX2	0	-350	222	-7	-32	418
		1,315	-350	222	-7	-23	127
		2,63	-350	222	-7	-14	-164
	Sa BSE-2E FY MY1	0	-415	-13	286	571	-23
		1,315	-415	-13	286	195	-6
		2,63	-415	-13	286	-182	12
	Sa BSE-2E FY MY2	0	-375	-4	232	459	-6
		1,315	-375	-4	232	154	-0,3207
		2,63	-375	-4	232	-150	5
Sa BSE-2N FX MX1	0	-503	307	71	129	582	
	1,315	-503	307	71	35	178	
	2,63	-503	307	71	-59	-226	
Sa BSE-2N FX MX2	0	-441	324	-16	-51	613	
	1,315	-441	324	-16	-30	187	
	2,63	-441	324	-16	-8	-239	
Sa BSE-2N FY MY1	0	-522	-15	397	801	-27	
	1,315	-522	-15	397	279	-7	
	2,63	-522	-15	397	-243	13	
Sa BSE-2N FY MY2	0	-468	-3	324	651	-3	
	1,315	-468	-3	324	225	0,4524	
	2,63	-468	-3	324	-201	4	

A continuación, se adjuntan las tablas con los esfuerzos máximos para cada columna (normal, corte, momento) para cada uno de los 5 niveles de demanda estudiados, y los esfuerzos asociados a los máximos.

Maximos CPB1	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)	Maximos CPB2	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	25	34		46	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	-164
Nmin (kN)		-143	91	94	Nmin (kN)	-327		107	100
N(kN)		-143	91	94	N(kN)	-327		107	100
Vmax (kN)		91	94	94	Vmax (kN)	107		100	100
N(kN)		-143	91	94	N(kN)	-327		107	100
V(kN)		91	94	94	V(kN)	107		100	100
Sa BSE-1E	Nmax(kN)	117	73	85	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	-119	80	92
	Nmin (kN)	-117	159	161		Nmin (kN)	-342	181	169
	N(kN)	-117	159	161		N(kN)	-342	181	169
	Vmax (kN)	159	161	161		Vmax (kN)	181	169	169
	N(kN)	-117	159	161		N(kN)	-342	181	169
	V(kN)	159	161	161		V(kN)	181	169	169
Sa BSE-1N	Nmax(kN)	198	154	172	Sa BSE-1N	Nmax(kN)	-43	158	176
	Nmin (kN)	-61	246	243		Nmin (kN)	-368	273	247
	N(kN)	-61	246	243		N(kN)	-368	273	247
	Vmax (kN)	246	243	243		Vmax (kN)	273	247	247
	N(kN)	-61	246	243		N(kN)	-368	273	247
	V(kN)	246	243	243		V(kN)	273	247	247
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	230	187	208	Sa BSE-2E	Nmax(kN)	-10	190	211
	Nmin (kN)	-42	278	271		Nmin (kN)	-375	310	276
	N(kN)	-42	278	271		N(kN)	-375	310	276
	Vmax (kN)	278	271	271		Vmax (kN)	310	276	276
	N(kN)	-42	278	271		N(kN)	-375	310	276
	V(kN)	278	271	271		V(kN)	310	276	276
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	336	298	327	Sa BSE-2N	Nmax(kN)	96	297	326
	Nmin (kN)	26	384	365		Nmin (kN)	-412	430	371
	N(kN)	26	384	365		N(kN)	-412	430	371
	Vmax (kN)	384	365	365		Vmax (kN)	430	371	371
	N(kN)	26	384	365		N(kN)	-412	430	371
	V(kN)	384	365	365		V(kN)	430	371	371
Sa 50%/50años	Nmax(kN)	25	34	46	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	-164	38	51
	Nmin (kN)	-143	91	94		Nmin (kN)	-327	107	100
	N(kN)	-143	91	94		N(kN)	-327	107	100
	Vmax (kN)	91	94	94		Vmax (kN)	107	100	100
	N(kN)	-143	91	94		N(kN)	-327	107	100
	V(kN)	91	94	94		V(kN)	107	100	100
Sa BSE-1E	Nmax(kN)	117	73	85	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	-119	80	92
	Nmin (kN)	-117	159	161		Nmin (kN)	-342	181	169
	N(kN)	-117	159	161		N(kN)	-342	181	169
	Vmax (kN)	159	161	161		Vmax (kN)	181	169	169
	N(kN)	-117	159	161		N(kN)	-342	181	169
	V(kN)	159	161	161		V(kN)	181	169	169
Sa BSE-1N	Nmax(kN)	198	154	172	Sa BSE-1N	Nmax(kN)	-43	158	176
	Nmin (kN)	-61	246	243		Nmin (kN)	-368	273	247
	N(kN)	-61	246	243		N(kN)	-368	273	247
	Vmax (kN)	246	243	243		Vmax (kN)	273	247	247
	N(kN)	-61	246	243		N(kN)	-368	273	247
	V(kN)	246	243	243		V(kN)	273	247	247
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	230	187	208	Sa BSE-2E	Nmax(kN)	-10	190	211
	Nmin (kN)	-42	278	271		Nmin (kN)	-375	310	276
	N(kN)	-42	278	271		N(kN)	-375	310	276
	Vmax (kN)	278	271	271		Vmax (kN)	310	276	276
	N(kN)	-42	278	271		N(kN)	-375	310	276
	V(kN)	278	271	271		V(kN)	310	276	276
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	336	298	327	Sa BSE-2N	Nmax(kN)	96	297	326
	Nmin (kN)	26	384	365		Nmin (kN)	-412	430	371
	N(kN)	26	384	365		N(kN)	-412	430	371
	Vmax (kN)	384	365	365		Vmax (kN)	430	371	371
	N(kN)	26	384	365		N(kN)	-412	430	371
	V(kN)	384	365	365		V(kN)	430	371	371

Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)
-124		43	56
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)
-268		104	99
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)
-268		104	99
Sa BSE-1E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-268	104	99
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
	-80	82	96
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
	-266	177	168
Sa BSE-1N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
	-266	177	168
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-266	177	168
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
	-7	162	181
Sa BSE-1N	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
	-261	269	247
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
	-261	269	247
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-261	269	247
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
	24	193	214
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
	-260	304	275
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
	-260	304	275
Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-260	304	275
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
	127	297	326
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
	-253	422	370
Sa BSE-2N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
	-253	422	370
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-253	422	370

Maximos CPB3

Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)
-29		53	67
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)
-293		97	92
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)
-262		104	99
Sa BSE-1E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-262	104	99
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
	28	100	116
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
	-298	166	157
Sa BSE-1E	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
	-255	177	168
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-255	177	168
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
	99	174	195
Sa BSE-1N	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
	-304	256	237
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
	-246	268	247
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-246	268	247
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
	130	206	229
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
	-307	291	265
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
	-241	304	275
Sa BSE-2E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-241	304	275
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
	233	309	340
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
	-317	404	356
Sa BSE-2N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
	-229	421	370
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)
	-229	421	370

Maximos CPB4

	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)		Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
		Maximos CPB5	Sa 50%/50años	Nmax(kN)			V(kN)	M (kNm)	Maximos CPB6
-280	45			77	-115	67	156		
Nmin (kN)	V(kN)			M (kNm)	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		
-345	80			69	-243	65	124		
N(kN)	Vmax (kN)			M (kNm)	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		
-328	85			74	-222	70	133		
N(kN)	V(kN)		Mmax (kNm)	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			
-280	45		77	-115	67	156			
Sa BSE-1E	Nmax(kN)		V(kN)	M (kNm)	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-233		100	134		-67	131	286	
	Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-342		134	114		-280	113	214	
	N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-317		142	121		-67	131	286	
N(kN)	V(kN)		Mmax (kNm)	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			
-233	100		134	-67	131	286			
Sa BSE-1N	Nmax(kN)		V(kN)	M (kNm)	Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-156		178	218		12	213	458	
	Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-335		212	178		-350	182	344	
	N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-299		223	188		12	213	458	
N(kN)	V(kN)		Mmax (kNm)	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			
-156	178		218	12	213	458			
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-123	211	253		45	247	528		
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-331	246	206		-381	212	401		
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		
	-289	259	217		45	247	528		
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)				
-123	211	253	45	247	528				
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-17	318	368		151	358	758		
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-302	359	299		-486	311	589		
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		
	-245	377	314		151	358	758		
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)				
-17	318	368	151	358	758				

Maximos CPB7	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
-109		207	93	
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	
-407		54	40	
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	
-109		207	93	
N(kN)		V(kN)	Mmax (kNm)	
-191	206	94		
Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-34	260	79	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-544	0	0	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-34	260	79	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
-145	258	80		
Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	55	332	113	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-544	175	112	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	55	332	113	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
55	332	113		
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	94	364	137	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-575	209	131	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	94	364	137	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
94	364	137		
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	226	468	215	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-679	321	194	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	226	468	215	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
226	468	215		

Maximos CPB8	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
-619		232	69	
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	
-669		58	42	
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	
-619		232	69	
N(kN)		V(kN)	Mmax (kNm)	
-650	231	70		
Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-626	289	102	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-775	0	0	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-626	289	102	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
-626	289	102		
Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-638	370	170	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-775	178	111	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-638	370	170	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
-638	370	170		
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-644	406	199	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-807	210	129	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-644	406	199	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
-644	406	199		
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-664	523	297	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-912	317	189	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-664	523	297	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
-664	523	297		

	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)		Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
Maximos CPB9	Sa 50%/50años	-570	227	75	Maximos CPB10	Sa 50%/50años	-591	230	70	
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-650	62	44			-716	75	52	
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)			N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
		-570	227	75			-624	232	70	
		N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-575	227	75	-624		232	70			
	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-560	284	94			-605	283	94	
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-756	0	0			-847	0	0	
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)			N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
		-560	284	94			-649	284	95	
	Sa BSE-1N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		Sa BSE-1N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
		-560	284	94			-649	284	95	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-540	365	162				-642	355	148
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)				Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-756	182	113				-847	196	122
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)		Vmax (kN)		M (kNm)		
	-540	365	162	-702		357		150		
	Sa BSE-2E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		Sa BSE-2E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
		-540	365	162			-702	357	150	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
-532		400	191	-658	386			172		
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	Nmin (kN)	V(kN)			M (kNm)		
-788		213	131	-879	227			139		
N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)					
-532	400	191	-725	389	174					
Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			
	-532	400	191		-725	389	174			
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-503	518	289			-715	489	250		
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-891	316	188			-982	331	197		
N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)	Vmax (kN)		M (kNm)				
-503	518	289	-804	494		253				
Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			
	-503	518	289		-804	494	253			

	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)		Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
Maximos CPB11	Sa 50%/50años	N(kN)	V(kN)	M (kNm)	Maximos CPB12	Sa 50%/50años	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-682	60	39			-401	40	95
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-747	98	78			-428	40	97
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)			N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
		-747	98	78			-419	98	190
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	N(kN)		V(kN)	Mmax (kNm)		
	-747	98	78	-419		98	190		
	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-688	97	59			-418	72	168
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-866	0	0			-472	162	321
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)			N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
		-792	154	111			-472	162	321
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	N(kN)		V(kN)	Mmax (kNm)		
	-792	154	111	-472		162	321		
	Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-682	138	68			-421	112	266
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-866	233	156			-552	245	493
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)	Vmax (kN)		M (kNm)		
-866		233	156	-552	245		493		
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)				
-866	233	156	-552	245	493				
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-680	157	72		-423	130	309		
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-897	266	175		-584	279	564		
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		
	-897	266	175		-584	279	564		
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)				
-897	266	175	-584	279	564				
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-671	215	83		-431	187	449		
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-999	375	237		-688	392	795		
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)		
	-999	375	237		-688	392	795		
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)				
-999	375	237	-688	392	795				

Maximos CPB13	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
		Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)
-115	35		19	
Nmin (kN)	V(kN)		M (kNm)	
-231	205		94	
N(kN)	Vmax (kN)		M (kNm)	
-168	207		94	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-231	207	94		
Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-29	74	35	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-143	0	0	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-96	259	79	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-188	257	80		
Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	48	156	82	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-143	329	111	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-13	332	113	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-13	332	113		
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	79	190	101	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-124	360	135	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	22	363	137	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
22	363	137		
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	182	302	165	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-59	463	212	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	141	467	215	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
141	467	215		

Maximos CPB14	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
		Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)
-410	39		12	
Nmin (kN)	V(kN)		M (kNm)	
-673	230		70	
N(kN)	Vmax (kN)		M (kNm)	
-635	232		70	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-673	232	70		
Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-340	80	38	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-726	0	0	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-640	288	101	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-640	288	101		
Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-264	159	82	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-726	366	166	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-651	370	169	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-651	370	169		
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-232	191	100	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-740	401	196	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-655	405	199	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-655	405	199		
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-126	298	159	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-787	517	292	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-674	522	296	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-674	522	296		

Maximos CPB15	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
-378		44	16	
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	
-587		225	75	
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	
-577		226	75	
Sa BSE-1E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-587	226	75	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-313	87	42	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-563	0	0	
Sa BSE-1N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-566	283	93	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-566	283	93	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-239	162	84	
Sa BSE-2E	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-563	361	159	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-546	364	161	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-546	364	161	
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-208	194	101	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-556	396	188	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-538	399	190	
Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-538	399	190	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-105	297	159	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-532	512	284	
Sa BSE-2N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-508	517	288	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-508	517	288	

Maximos CPB16	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
-181		54	21	
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	
-576		232	70	
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	
-576		232	70	
Sa BSE-1E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-576	232	70	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-101	101	48	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-659	0	0	
Sa BSE-1N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-604	284	95	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-604	284	95	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-30	175	90	
Sa BSE-2E	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-659	357	150	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-659	357	150	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-659	357	150	
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	2	207	108	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-683	388	174	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-683	388	174	
Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-683	388	174	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	104	310	165	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-762	493	253	
Sa BSE-2N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-762	493	253	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-762	493	253	

	Denominación sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)		Denominación sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
Maximos CPB17	Sa 50%/50años	-345	55	17	Maximos CPB18	Sa 50%/50años	-276	78	168	
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-677	60	38			-413	40	96	
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)			N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
		-677	60	38			-276	78	168	
		N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-677	60	38	-276		78	168			
	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-287	111	46			-227	142	299	
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-706	0	0			-438	73	170	
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)			N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
		-287	111	46			-227	142	299	
	Sa BSE-1N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		Sa BSE-1N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
		-696	97	58			-227	142	299	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-212	191	91				-149	225	471
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)				Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-706	139	68				-454	114	269
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)		Vmax (kN)		M (kNm)		
	-212	191	91	-149		225		471		
	Sa BSE-2E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		Sa BSE-2E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
		-212	191	91			-149	225	471	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-181	224	110				-15	372	773
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)				Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-710	157	72				-485	188	454
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)		Vmax (kN)		M (kNm)		
	-181	224	110	-15		372		773		
	Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
-181		224	110	-15	372		773			
Nmax(kN)		V(kN)	M (kNm)	Nmax(kN)	V(kN)		M (kNm)			
-79		332	172	-15	372		773			
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	Nmin (kN)	V(kN)		M (kNm)			
-723		216	83	-15	372		773			
N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)					
-79	332	172	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)					
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	-79	332	172					

Maximos CPB19	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-34	81	85
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-278	54	48
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
		-109	88	92
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-109	88	92	
	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		23	146	148
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-340	93	87
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
		-79	156	159
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-79	156	159	
	Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		121	233	232
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
-419		174	174	
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	
-19		244	241	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-19	244	241		
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	161	264	258	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-452	207	210	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	2	275	269	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
2	275	269		
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	290	365	347	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-558	318	329	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	77	381	361	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
77	381	361		

Maximos CPB20	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-273	97	90
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-420	59	53
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
		-323	105	97
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-323	105	97	
	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-272	167	156
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-475	100	95
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)
		-340	178	166
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-340	178	166	
	Sa BSE-1N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-278	258	235
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
-551		178	178	
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	
-369		270	245	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-369	270	245		
Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-278	293	263	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-584	211	214	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-377	307	274	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-377	307	274		
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-283	408	354	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-690	318	328	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-418	426	368	
N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		
-418	426	368		

Maximos CPB21	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
-254		94	89	
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	
-398		63	57	
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	
-265		102	96	
Sa BSE-1E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-265	102	96	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-250	163	154	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-451	107	102	
Sa BSE-1N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-265	174	165	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-265	174	165	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-242	254	235	
Sa BSE-2E	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-525	182	183	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-262	266	244	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-262	266	244	
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-238	289	262	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-556	214	217	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-260	302	273	
Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-260	302	273	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-227	401	353	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-659	317	328	
Sa BSE-2N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-256	418	367	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-256	418	367	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-227	401	353	

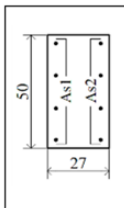

Maximos CPB22	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)
	Sa 50%/50años	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
-63		79	65	
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	
-502		75	70	
N(kN)		Vmax (kN)	M (kNm)	
-63		79	65	
Sa BSE-1E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-502	75	70	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-57	135	112	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-595	122	118	
Sa BSE-1N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-57	135	112	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-595	122	118	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-55	216	179	
Sa BSE-2E	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-678	196	198	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-55	216	179	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-678	196	198	
Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-54	251	208	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-711	228	231	
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-54	251	208	
Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-711	228	231	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-38	368	304	
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-820	331	343	
Sa BSE-2N	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
	-38	368	304	
	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-820	331	343	
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
	-38	368	304	

Maximos CPB23	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)	Maximos CPB24	Denominacion sismos	N(kN)	V(kN)	M (kNm)	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
Maximos CPB23	Sa 50%/50años	-404	82	146	Maximos CPB24	Sa 50%/50años	-235	69	130	
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-504	106	189			-254	107	200	
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)			N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
		-504	106	189			-254	107	200	
		N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
	-504	106	189	-254		107	200			
	Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		Sa BSE-1E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-376	139	247			-264	119	224	
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)	
		-552	140	258			-303	170	330	
		N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)			N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	
		-534	161	301			-303	170	330	
	Sa BSE-1N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		Sa BSE-1N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
		-534	161	301			-303	170	330	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Sa BSE-2E	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
		-331	220	393				-324	190	360
		Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)				Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)
		-631	210	403				-383	253	501
	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)		Vmax (kN)		M (kNm)		
	-590	239	463	-383		253		501		
	Sa BSE-2E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)		Sa BSE-2E	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
		-590	239	463			-383	253	501	
		Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)			Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)
-312		255	457	-350	222			418		
Nmin (kN)		V(kN)	M (kNm)	Nmin (kN)	V(kN)			M (kNm)		
-663		239	464	-415	286			571		
N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)					
-618	271	531	-415	286	571					
Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)			
	-618	271	531		-415	286	571			
	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		Sa BSE-2N	Nmax(kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-248	372	668			-441	324	613		
	Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)			Nmin (kN)	V(kN)	M (kNm)		
	-772	335	663			-522	397	801		
N(kN)	Vmax (kN)	M (kNm)	N(kN)	Vmax (kN)		M (kNm)				
-709	378	753	-522	397		801				
Maximos CPB23	Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	Maximos CPB24	Sa BSE-2N	N(kN)	V(kN)	Mmax (kNm)	
		-709	378	753			-522	397	801	

CAPACIDAD DE COLUMNAS:

Para determinar las capacidades de los elementos estructurales se realizó un estudio de la documentación existente y se corroboró dicha información con ensayos en in situ (ver anexo “ensayos”).

Las secciones de vigas y columnas se muestran en la siguiente tabla:

	COLUMNS					BEAMS			
	Design	As1	As2	Stirrups		Design	As1	As2	Stirrups
	C10PB	3Ø14	3Ø14	1Ø6 c/20cm		V10	6Ø12	6Ø12	1Ø6 c/20cm
	C10PA	2Ø14+1Ø10	2Ø14+1Ø10	1Ø6 c/20cm		V20	5Ø12	5Ø12	1Ø6 c/20cm
	C20PB	6Ø16	6Ø16	1Ø6 c/20cm		V30	4Ø12	4Ø12	1Ø6 c/20cm
	C20PA	4Ø16	4Ø16	1Ø6 c/20cm					
	C30PB	3Ø16	3Ø16	1Ø6 c/20cm					
	C30PA	4Ø14	4Ø14	1Ø6 c/20cm					

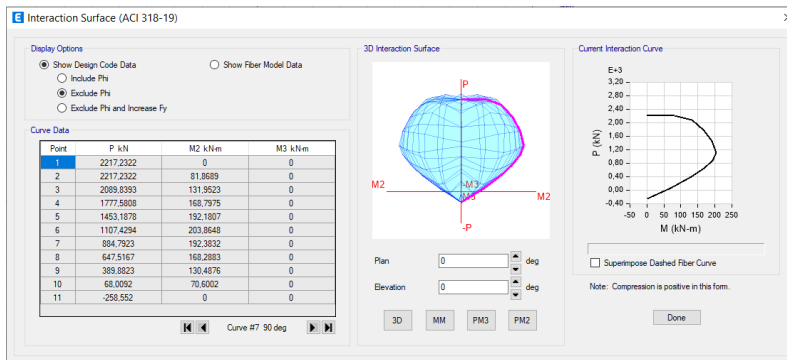
La norma asce 41-13 establece que se debe determinar la capacidad nominal de las columnas con $\phi=1$ y ese valor de axil, corte o momento se denominará q_{ce} .

Se determinó a partir de etabs el diagrama de interacción de las columnas para un coeficiente $\phi=1$ para cada una de las secciones de la tabla anterior.

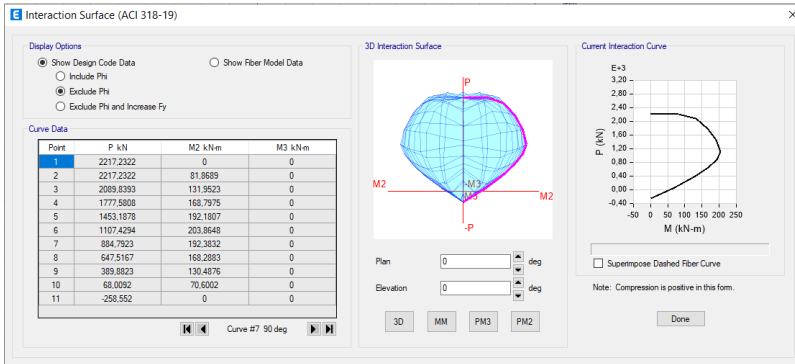
Capacidad axil y flexional columnas:

Columna cp10pa:

Eje z-z

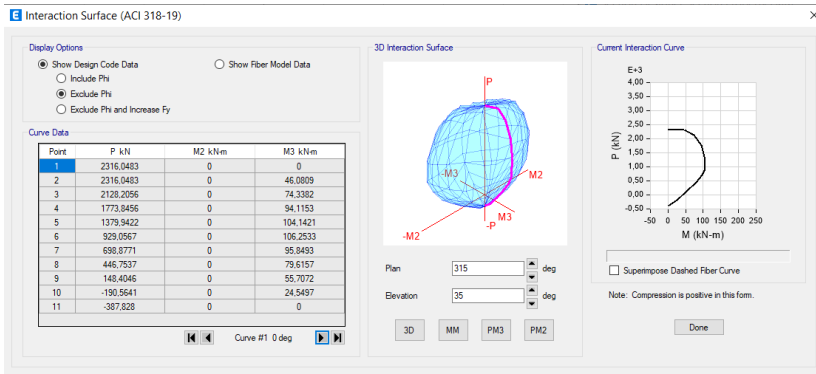


Eje y-y

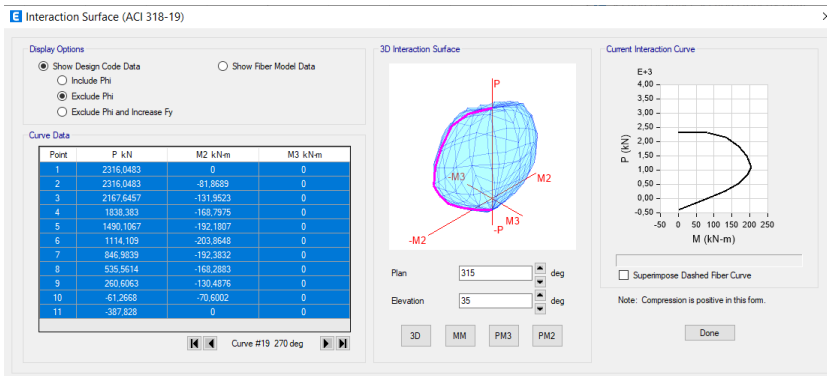


Columna cp10pb

Eje z-z

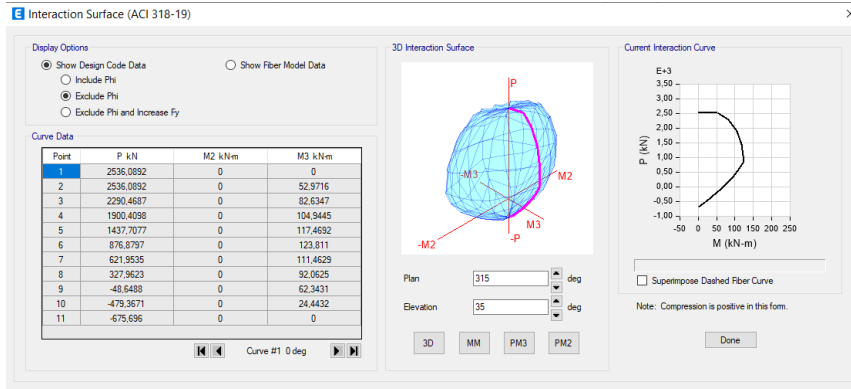


Eje y-y

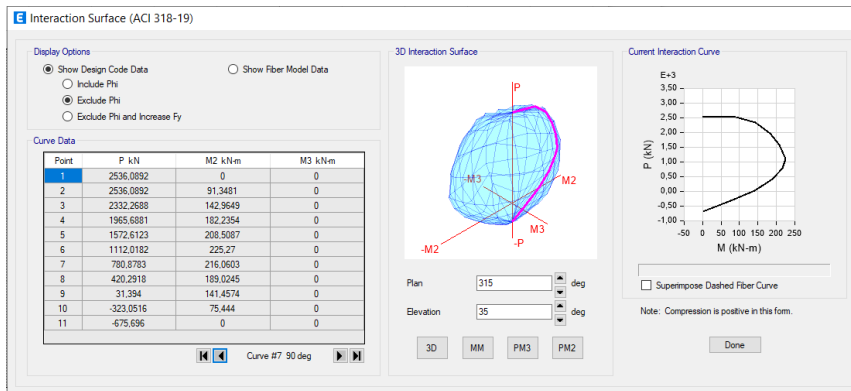


Columna cp20pa:

Eje z-z

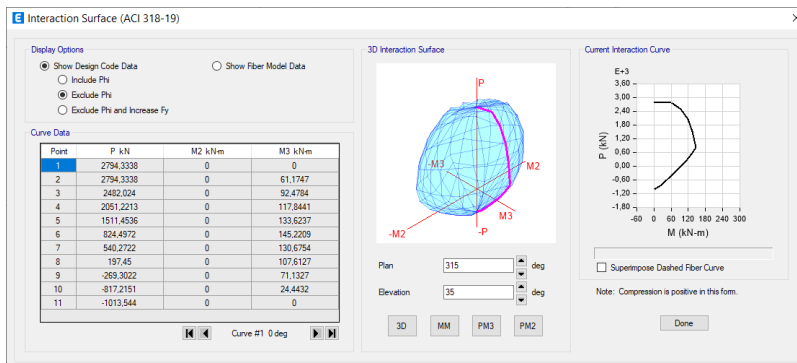


Eje y-y

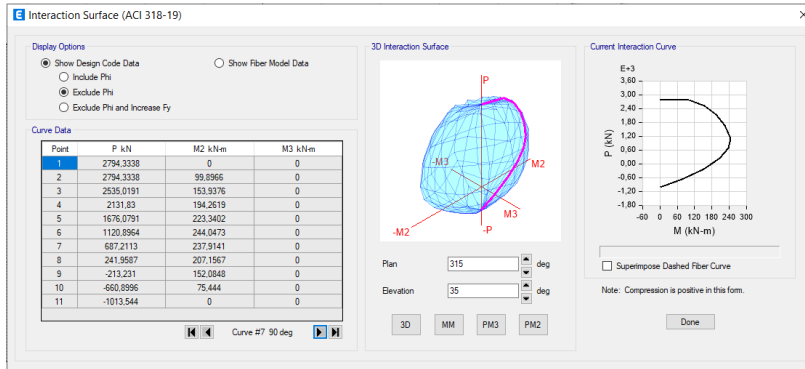


Columna cp20pb:

Eje z-z

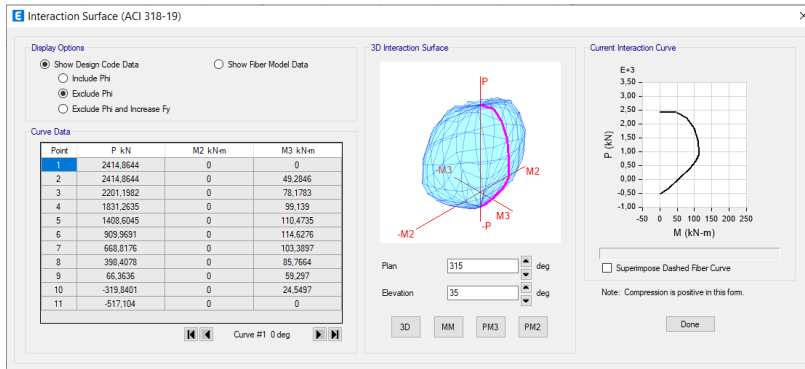


Eje y-y

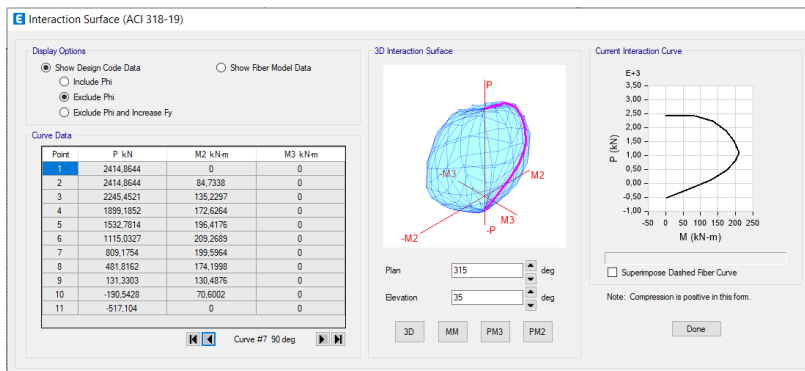


Columna cp30pa:

Eje z-z

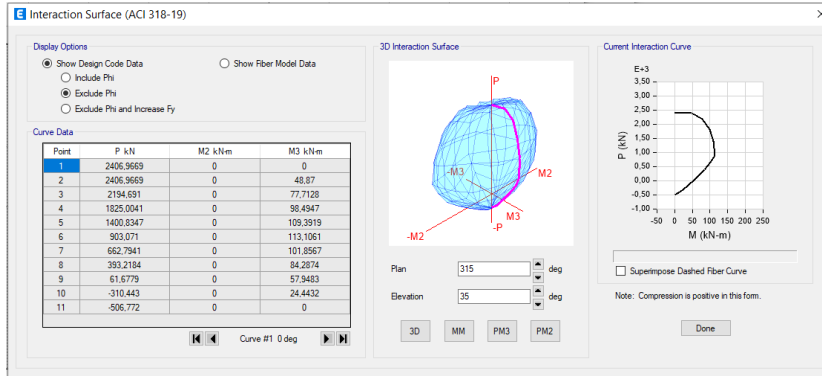


Eje y-y

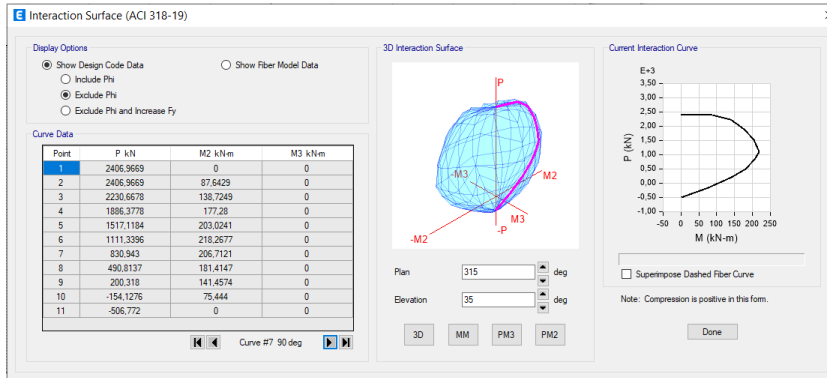


Columna cp30pb:

Eje z-z



Eje y-y



De estos diagramas obtenemos las capacidades límites para esfuerzo axial (nn) conju- gado con su correspondiente capacidad límite a flexión (mn)

Capacidad de corte de las columnas:

Para determinar la capacidad de corte de las columnas utilizamos la expresión 10-3 dada en el capítulo 10 de la norma asce 41-13.

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g \right] \quad (10-3)$$

(lb/in.² units)

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g \right]$$

(MPa units)

Dónde:

- $k = 1,0$ en las regiones en las que la demanda de ductilidad por desplazamiento es menor o igual a 2, $0,7$ en las regiones en las que la ductilidad por desplazamiento es mayor o igual a 6, y varía linealmente para la ductilidad por desplazamiento entre 2 y 6;
- $\lambda = 0,75$ para el hormigón de áridos ligeros y $1,0$ para el hormigón de áridos normales;
- nu = es la fuerza de compresión axial (puesta a cero para la fuerza de tracción);
- m/vd = es la mayor relación entre el momento y el corte por la profundidad efectiva bajo las cargas de diseño para la columna, pero no se tomará mayor que 4 ni menor que 2;
- d = es la profundidad efectiva. se podrá suponer que $d = 0,8h$, donde h es la dimensión de la columna en la dirección del corte; y
- ag = es el área transversal bruta de la columna.

Procedimiento de cálculo para cp7:

A modo de ejemplo se explica el cálculo paso por paso para la columna número 7 para el nivel de sismo sa 50%/cada 50 años

$k=1$ (se adopta, factor de conocimiento)

$\lambda = 1$ (hormigón de áridos normales)

$f_y = 420$ mpa (ver “anexo estudios in situ”)

$f'_c = 22$ mpa (ver “anexo estudios in situ”)

Las características de los estribos están descritas en la tabla de secciones. (1 ϕ 6 c/da 20cm), los estribos poseen 2 ramas, de esta manera el valor de av es el siguiente:

$$av = n * \text{area estribo} = 2 * \frac{\pi * (6\text{mm})^2}{4} = 56,55\text{mm}^2$$

La separación de los estribos $s = 200\text{mm}$

La sección de la columna es de $270\text{mm} \times 500\text{mm}$, en consecuencia, $d = 0,8 * 270\text{mm} = 216\text{mm}$

$nu = -109$ kN (obtenido del modelo)

$v = 207$ kN (obtenido del modelo)

$m = 93$ kNm (obtenido del modelo)

La relación de momento y corte es igual a:

$$\frac{m}{v * d} = \frac{93 \text{ kNm}}{207 \text{ kN} * 0,216 \text{ m}} = 2,08 > 2$$

Cálculo de v_n :

$$v_n = 1 * \left(\frac{56,5 \text{ mm}^2 * 420 \text{ mpa} * 216 \text{ mm}}{200 \text{ m}} + 1 * \left(\frac{0,5 * \sqrt{22} \text{ mpa}}{2,08} * \sqrt{1 + \frac{109 * 10^3 \text{ N}}{0,5 * \sqrt{22} \text{ Mpa} * 135000 \text{ mm}^2}} \right) \right) * 0,8$$

$* 135000 \text{ mm}^2$

$$v_n = 101,94 \text{ kN}$$

A continuación, se adjunta la planilla de cálculo realizada para las 24 columnas de planta baja y los 5 niveles de demanda estudiados.

COLUMNA	K	Av [mm ²]	fy (Mpa)	s [mm]	d [mm]	λ	f'c [Mpa]	Sa 50%/50años				Sa BSE-1E				Sa BSE-1N			
								Nu [kN]	V [kN]	M [kNm]	M/Vd	Nu [kN]	V [kN]	M [kNm]	M/Vd	Nu [kN]	V [kN]	M [kNm]	M/Vd
CPB1	1	56,5	420	200	216	1	22	-143	91	94	4,00	-117	159	161	4,00	-61	246	243	4,00
CPB2	1	56,5	420	200	216	1	22	-327	107	100	4,00	-342	181	169	4,00	-368	273	247	4,00
CPB3	1	56,5	420	200	216	1	22	-268	104	99	4,00	-266	177	168	4,00	-261	269	247	4,00
CPB4	1	56,5	420	200	216	1	22	-262	104	99	4,00	-255	177	168	4,00	-246	268	247	4,00
CPB5	1	56,5	420	200	216	1	22	-280	45	77	4,00	-317	142	121	3,94	-299	223	188	3,90
CPB6	1	56,5	420	200	216	1	22	-222	70	133	4,00	-67	131	286	4,00	12	213	458	4,00
CPB7	1	56,5	420	200	216	1	22	-109	207	93	2,08	-34	260	79	2,00	55	332	113	2,00
CPB8	1	56,5	420	200	216	1	22	-619	232	69	2,00	-626	289	102	2,00	-638	370	170	2,13
CPB9	1	56,5	420	200	216	1	22	-570	227	75	2,00	-560	284	94	2,00	-540	365	162	2,05
CPB10	1	56,5	420	200	216	1	22	-624	232	70	2,00	-649	284	95	2,00	-702	357	150	2,00
CPB11	1	56,5	420	200	216	1	22	-747	98	78	3,68	-792	154	111	3,34	-866	233	156	3,10
CPB12	1	56,5	420	200	216	1	22	-419	98	190	4,00	-472	162	321	4,00	-552	245	493	4,00
CPB13	1	56,5	420	200	216	1	22	-168	207	94	2,10	-96	259	79	2,00	-13	332	113	2,00
CPB14	1	56,5	420	200	216	1	22	-635	232	70	2,00	-640	288	101	2,00	-651	370	169	2,11
CPB15	1	56,5	420	200	216	1	22	-577	226	75	2,00	-566	283	93	2,00	-546	364	161	2,05
CPB16	1	56,5	420	200	216	1	22	-576	232	70	2,00	-604	284	95	2,00	-659	357	150	2,00
CPB17	1	56,5	420	200	216	1	22	-677	60	38	2,93	-287	111	46	2,00	-212	191	91	2,21
CPB18	1	56,5	420	200	216	1	22	-276	78	168	4,00	-227	142	299	4,00	-149	225	471	4,00
CPB19	1	56,5	420	200	216	1	22	-109	88	92	4,00	-79	156	159	4,00	-19	244	241	4,00
CPB20	1	56,5	420	200	216	1	22	-323	105	97	4,00	-340	178	166	4,00	-369	270	245	4,00
CPB21	1	56,5	420	200	216	1	22	-265	102	96	4,00	-265	174	165	4,00	-262	266	244	4,00
CPB22	1	56,5	420	200	216	1	22	-63	79	65	3,81	-57	135	112	3,84	-55	216	179	3,84
CPB23	1	56,5	420	200	216	1	22	-504	106	189	4,00	-534	161	301	4,00	-590	239	463	4,00
CPB24	1	56,5	420	200	216	1	22	-254	107	200	4,00	-303	170	330	4,00	-383	253	501	4,00

Sa BSE-2E				Sa BSE-2N								Vn [kN]				
Nu [kN]	V [kN]	M [kNm]	M/Vd	Nu [kN]	V [kN]	M [kNm]	M/Vd	bw [mm]	h [mm]	Ag [mm ²]	50%/50	BSE-1E	BSE-1N	BSE-2E	SE-2N	
-42	278	271	4	26	384	365	4	500	270	135000	101,94	99,75	94,80	93,04	86,32	
-375	310	276	4	-412	430	371	4	500	270	135000	115,93	116,98	118,76	119,24	121,84	
-260	304	275	4	-253	422	370	4	500	270	135000	111,69	111,55	111,18	111,10	110,58	
-241	304	275	4	-229	421	370	4	500	270	135000	111,25	110,73	110,06	109,68	108,77	
-289	259	217	4	-245	377	314	4	500	270	135000	112,57	116,48	116,14	115,96	113,13	
45	247	528	4	151	358	758	4	500	270	135000	108,24	95,35	87,76	84,30	71,45	
94	364	137	2	226	468	215	2	500	270	135000	166,84	158,92	140,77	131,84	89,36	
-644	406	199	2	-664	523	297	3	500	270	135000	243,35	244,17	232,41	220,07	195,20	
-532	400	191	2	-503	518	289	3	500	270	135000	237,58	236,38	228,40	213,23	183,42	
-725	389	174	2	-804	494	253	2	500	270	135000	243,93	246,82	252,80	247,50	226,62	
-897	266	175	3	-999	375	237	3	500	270	135000	151,64	167,68	183,58	188,46	202,11	
-584	279	564	4	-688	392	795	4	500	270	135000	122,17	125,59	130,53	132,45	138,44	
22	363	137	2	141	467	215	2	500	270	135000	174,70	170,22	154,87	147,81	114,15	
-655	405	199	2	-674	522	296	3	500	270	135000	245,21	245,78	235,04	220,70	196,31	
-538	399	190	2	-508	517	288	3	500	270	135000	238,41	237,10	229,82	214,41	184,15	
-683	388	174	2	-762	493	253	2	500	270	135000	238,29	241,60	247,96	242,42	222,42	
-181	224	110	2	-79	332	172	2	500	270	135000	178,68	200,51	174,02	165,32	143,69	
-117	260	542	4	-15	372	773	4	500	270	135000	112,28	108,62	102,44	99,75	90,45	
2	275	269	4	77	381	361	4	500	270	135000	99,07	96,43	90,84	88,77	80,74	
-377	307	274	4	-418	426	368	4	500	270	135000	115,65	116,84	118,83	119,37	122,12	
-260	302	273	4	-256	418	367	4	500	270	135000	111,47	111,47	111,25	111,10	110,81	
-54	251	208	4	-38	368	304	4	500	270	135000	98,46	97,28	97,17	97,08	95,74	
-618	271	531	4	-709	378	753	4	500	270	135000	127,59	129,44	132,80	134,44	139,62	
-415	286	571	4	-522	397	801	4	500	270	135000	110,66	114,23	119,78	121,91	128,70	

DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DEMANDA – CAPACIDAD (DCR):

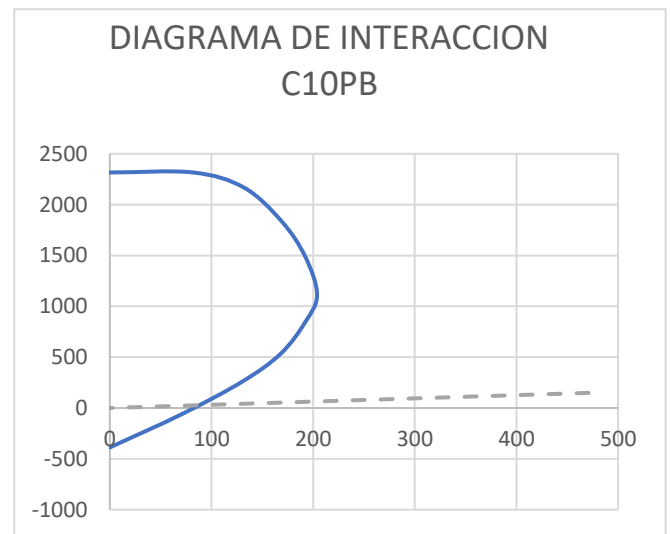
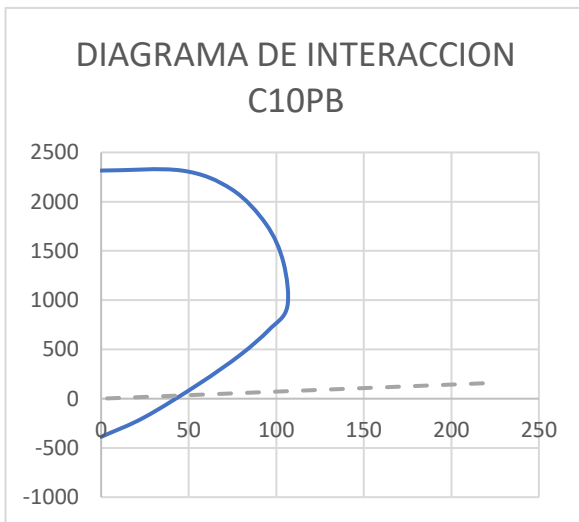
Flexión – normal:

A modo de ejemplo se muestra el cálculo del dcr para algunas de las columnas críticas de la estructura, se grafica el diagrama de interacción de las columnas más críticas y se grafica un vector (línea punteada) a partir de las demandas (n y m) obtenidas del modelo y se comparan con el punto límite del diagrama de interacción.

CPB6 para nivel de demanda Sa BSE-1N:

Denominación	Normal(kN)	Momento(kNm)	
CPB6	156	218	DCR
	0	0	4,74
limite	32,9	46	
	32,9	46	

CPB18 para nivel de demanda Sa BSE-1N:



Denominación	Normal (kN)	Momento (kNm)	
CPB18	149	471	DCR
	0	0	5,15
limite	28,9	91,5	
	28,9	91,5	

Consideraciones para aplicación de un modelo bidimensional:

Como las columnas estudiadas tienen un valor de DCR mayor a 3 no se puede realizar un modelo bidimensional para representar la estructura. Por lo tanto deberá estudiarse la estructura completa en el modelo 3D para definir el nivel de desempeño de cada viga y columna para los 5 niveles de demanda en estudio.

DETERMINACIÓN DE NIVEL DE DESEMPEÑO:

A partir de los esfuerzos obtenidos del modelo tridimensional se determinará si las vigas y columnas tienen la capacidad suficiente para lograr buen desempeño.

Comprobación nivel de desempeño en vigas:

Factores m:

Table 10-13. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			m-Factors ^a				
			Performance Level				
			Component Type				
			Primary		Secondary		
Conditions			IO	LS	CP	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b							
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d					
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	1.25	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	1.25	2	2	2	3
Condition ii. Beams controlled by shear ^b							
	Stirrup spacing $\leq d/2$		1.25	1.5	1.75	3	4
	Stirrup spacing $> d/2$		1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b							
	Stirrup spacing $\leq d/2$		1.25	1.5	1.75	3	4
	Stirrup spacing $> d/2$		1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b							
			2	2	3	3	4

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Transverse reinforcement 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_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4.1.

Para determinar los factores m, debemos utilizar la tabla 10-3 del capítulo 10 de la asce 41-13, primera comprobación a realizar es determinar si la viga está controlada por flexión o corte, para ello se determina la capacidad a corte de la viga, para ello aplicamos las fórmulas dadas en el reglamento cirsoc -103.

A modo de ejemplo se va a explicar el procedimiento para la viga VP1 para el nivel de demanda 50%/50 años, luego se adjuntan las planillas de cálculo realizadas para el resto de las vigas para los 5 niveles de demanda en estudio.

La capacidad a corte está definida como la suma de la resistencia del hormigón (vc) más la resistencia debido a los estribos (vs)

La resistencia del hormigón está dada por:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{\frac{f'_c}{[MPa]}} [MPa] b_w d$$

$$v_c = \frac{1}{6} * \sqrt{28} \text{mpa} * (270\text{mm} * 870\text{mm}) * \frac{1\text{kn}}{10^3\text{n}} = 207,16 \text{ kn}$$

La resistencia del acero está dada por:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$v_s = \frac{56,5\text{mm}^2 * 420\text{mpa} * 870\text{mm}}{200\text{mm}} * \frac{1\text{kn}}{10^3\text{n}} = 103,23 \text{ kn}$$

La capacidad a corte de la viga es igual a:

$$v_n = v_c + v_s = 207,16\text{kn} + 103,23\text{kn} = 310\text{kn}$$

La capacidad a flexión de la viga la determinamos a partir del programa cirsoc flex y obtuvimos los siguientes valores para los 3 tipos de viga presentes en la estructura.

cirsoc flex			
mu [knm]	v10	v20	v30
	207,23	173,4	139,48

Se idealiza un diagrama doble triangular (debido a sismo) con la formación de 2 rotulas a flexión de 207,23kn y se determina el cortante equivalente para producir dichas rotulas

$$v_u = \frac{2\mu u}{l} = \frac{2 * 207,23 \text{ knm}}{7,24\text{m}} = 57,24\text{kn}$$

Como $v_u < v_n$ la viga se encuentra controlada por flexión.

La segunda comprobación tiene que ver con la cuantía de la armadura a compresión, tracción y la cuantía balanceada, como la armadura a compresión es la misma que la armadura a tracción $p-p'=0$

La tercera comprobación es sobre la capacidad a corte de los estribos tiene que ser mayor a $(3/4) v$ (demanda), para clasificarse como conforme.

$$v_s = 103,23 \text{ kN}$$

$$v = \frac{3}{4} * 97\text{kN} = 72,75\text{kN}$$

La cuarta comprobación es que la separación de los estribos debe ser menor a $d/3$:

$$20\text{mm} < \frac{822\text{mm}}{3} = 274\text{mm}$$

Se clasifica como conforme al refuerzo transversal “c”.

La quinta comprobación es la relación de la demanda a corte contra la resistencia a corte del hormigón:

$$\frac{v}{b_w * d \sqrt{f'_c}} = \frac{97 * 10^3 \text{ N}}{270\text{mm} * 870\text{mm} \sqrt{28}\text{mpa}} = 0,078 < 3$$

Como 0,078 es menor a 3 el esfuerzo cortante actuante no es un impedimento de para formación de la rótula a flexión, entrando en la tabla 10-3 se obtienen los valores de m para i_o , l_s y c_p :

m		
i_o	l_s	c_p
3	6	7

Se determina la capacidad última esperada de la viga con la siguiente expresión:

$$mkq_{ce}(io) = 3 * 1 * Mu$$

$$mkq_{ce}(ls) = 6 * 1 * Mu$$

$$mkq_{ce}(cp) = 7 * 1 * Mu$$

K es el factor de conocimiento, dado que se realizaron estudios in situ para comprobar las características de los materiales y secciones se adopta igual a 1.

Para determinar la aceptación o no del componente los valores se deben comparar con las demandas a las que están sometidos dichos componentes:

$$mkq_{ce} > q_{ud}$$

Siendo Qud la demanda en las vigas para cada uno de los 5 niveles estudiados.

A continuación, se adjuntan las planillas de cálculo realizadas para las vigas, en las cuales se ve si cumplen o no para los 5 niveles de demanda.

DESIGNACION		DEMANDAS SISMO PARA CADA NIVEL										VERIFICACIÓN CONFORME/NO CONFORME				
VIGA	TIPO	Sa 50%/50años		Sa BSE-1E		Sa BSE-1N		Sa BSE-2E		Sa BSE-2N		Vs<3/4 V				
		M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	V [kN]	Sa 50%/50años	Sa BSE-1E	Sa BSE-1N	Sa BSE-2E	Sa BSE-2N
VP1	V10	193	97	263	121	372	158	442	72	703	137	C	C	NC	C	C
VP2	V20	156	74	213	90	301	114	339	124	491	166	C	C	C	C	NC
VP3	V20	170	80	231	97	324	124	365	136	530	183	C	C	C	C	NC
VP4	V20	125	71	183	88	287	117	333	129	492	176	C	C	C	C	NC
VP5	V10	181	41	294	69	495	120	582	142	879	216	C	C	C	NC	NC
VP11	V10	338	208	398	228	525	271	580	289	770	353	NC	NC	NC	NC	NC
VP12	V20	283	169	325	182	414	207	453	218	586	256	NC	NC	NC	NC	NC
VP13	V20	259	170	338	190	509	233	583	251	837	315	NC	NC	NC	NC	NC
VP14	V20	274	0	274	0	274	0	274	0	274	0	C	C	C	C	C
VP21	V10	338	207	396	227	523	270	578	289	768	768	NC	NC	NC	NC	NC
VP22	V20	282	169	324	181	413	207	451	218	584	256	NC	NC	NC	NC	NC
VP23	V20	256	169	334	189	505	232	579	250	832	314	NC	NC	NC	NC	NC
VP24	V20	204	41	206	42	209	43	210	43	215	45	C	C	C	C	C
VP31	V10	189	96	258	119	367	156	433	70	692	134	C	C	NC	C	C
VP32	V20	152	73	209	89	295	113	330	122	482	164	C	C	C	C	NC
VP33	V20	169	79	228	96	333	124	377	136	536	181	C	C	C	C	NC
VP34	V20	140	113	172	87	277	118	323	132	478	178	C	C	C	C	NC
VP35	V10	175	40	288	68	487	119	574	140	869	215	C	C	C	NC	NC

DESIGNACION		DETERMINACION DE PARAMETROS PARA INGRESAR A TABLA 10-13 (ASCE 41-13)									
VIGA	TIPO	K	f'c [Mpa]	bw [mm]	h [mm]	d [mm]	V/(bw*d*vf'c)				
							Sa 50%/50años	Sa BSE-1E	Sa BSE-1N	Sa BSE-2E	Sa BSE-2N
VP1	V10	1	28	270	870	822	0,08	0,10	0,13	0,06	0,11
VP2	V20	1	28	270	870	822	0,06	0,07	0,09	0,10	0,13
VP3	V20	1	28	270	870	822	0,06	0,08	0,10	0,11	0,15
VP4	V20	1	28	270	870	822	0,06	0,07	0,09	0,10	0,14
VP5	V10	1	28	270	870	822	0,03	0,06	0,10	0,11	0,17
VP11	V10	1	28	270	870	822	0,17	0,18	0,22	0,23	0,28
VP12	V20	1	28	270	870	822	0,14	0,15	0,17	0,18	0,21
VP13	V20	1	28	270	870	822	0,14	0,15	0,19	0,20	0,25
VP14	V20	1	28	270	870	822	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
VP21	V10	1	28	270	870	822	0,17	0,18	0,22	0,23	0,62
VP22	V20	1	28	270	870	822	0,14	0,15	0,17	0,18	0,21
VP23	V20	1	28	270	870	822	0,14	0,15	0,19	0,20	0,25
VP24	V20	1	28	270	870	822	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04
VP31	V10	1	28	270	870	822	0,08	0,10	0,13	0,06	0,11
VP32	V20	1	28	270	870	822	0,06	0,07	0,09	0,10	0,13
VP33	V20	1	28	270	870	822	0,06	0,08	0,10	0,11	0,15
VP34	V20	1	28	270	870	822	0,09	0,07	0,09	0,11	0,14
VP35	V10	1	28	270	870	822	0,03	0,05	0,10	0,11	0,17

DESIGNACION		M FACTORS														
VIGA	TIPO	Sa 50%/50años			Sa BSE-1E			Sa BSE-1N			Sa BSE-2E			Sa BSE-2N		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
VP1	V10	3	6	7	3	6	7	2	3	4	3	6	7	3	6	7
VP2	V20	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7	2	3	4
VP3	V20	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7	2	3	4
VP4	V20	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7	2	3	4
VP5	V10	3	6	7	3	6	7	3	6	7	2	3	4	2	3	4
VP11	V10	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
VP12	V20	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
VP13	V20	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
VP14	V20	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7
VP21	V10	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
VP22	V20	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
VP23	V20	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
VP24	V20	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7
VP31	V10	3	6	7	3	6	7	2	3	4	3	6	7	3	6	7
VP32	V20	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7	2	3	4
VP33	V20	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7	2	3	4
VP34	V20	3	6	7	3	6	7	3	6	7	3	6	7	2	3	4
VP35	V10	3	6	7	3	6	7	3	6	7	2	3	4	2	3	4

DESIGNACION		CAPACIDAD ESPERADA mkQce														
VIGA	TIPO	Sa 50%/50años			Sa BSE-1E			Sa BSE-1N			Sa BSE-2E			Sa BSE-2N		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
VP1	V10	622	1243	1451	622	1243	1451	414	622	829	622	1243	1451	622	1243	1451
VP2	V20	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	347	520	694
VP3	V20	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	347	520	694
VP4	V20	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	347	520	694
VP5	V10	622	1243	1451	622	1243	1451	622	1243	1451	414	622	829	414	622	829
VP11	V10	414	622	829	414	622	829	414	622	829	414	622	829	414	622	829
VP12	V20	347	520	694	347	520	694	347	520	694	347	520	694	347	520	694
VP13	V20	347	520	694	347	520	694	347	520	694	347	520	694	347	520	694
VP14	V20	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214
VP21	V10	414	622	829	414	622	829	414	622	829	414	622	829	414	622	829
VP22	V20	347	520	694	347	520	694	347	520	694	347	520	694	347	520	694
VP23	V20	347	520	694	347	520	694	347	520	694	347	520	694	347	520	694
VP24	V20	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214
VP31	V10	622	1243	1451	622	1243	1451	414	622	829	622	1243	1451	622	1243	1451
VP32	V20	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	347	520	694
VP33	V20	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	347	520	694
VP34	V20	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	520	1040	1214	347	520	694
VP35	V10	622	1243	1451	622	1243	1451	622	1243	1451	414	622	829	414	622	829

DESIGNACION		DEMANDA				
VIGA	TIPO	Qud				
		Sa 50%/50años	Sa BSE-1E	Sa BSE-1N	Sa BSE-2E	Sa BSE-2N
VP1	V10	193	263	372	442	703
VP2	V20	156	213	301	339	491
VP3	V20	170	231	324	365	530
VP4	V20	125	183	287	333	492
VP5	V10	181	294	495	582	879
VP11	V10	338	398	525	580	770
VP12	V20	283	325	414	453	586
VP13	V20	259	338	509	583	837
VP14	V20	274	274	274	274	274
VP21	V10	338	396	523	578	768
VP22	V20	282	324	413	451	584
VP23	V20	256	334	505	579	832
VP24	V20	204	206	209	210	215
VP31	V10	189	258	367	433	692
VP32	V20	152	209	295	330	482
VP33	V20	169	228	333	377	536
VP34	V20	140	172	277	323	478
VP35	V10	175	288	487	574	869

DESIGNACION		DESEMPEÑO $mkQ_{ce} > Q_{ud}$														
VIGA	TIPO	Sa 50%/50años			Sa BSE-1E			Sa BSE-1N (cirsoc)			Sa BSE-2E			Sa BSE-2N		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
VP1	V10	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	C	C
VP2	V20	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	C	C
VP3	V20	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	NC	C
VP4	V20	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	C	C
VP5	V10	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	C	C	NC	NC	NC
VP11	V10	C	C	C	C	C	C	NC	C	C	NC	C	C	NC	NC	C
VP12	V20	C	C	C	C	C	C	NC	C	C	NC	C	C	NC	NC	C
VP13	V20	C	C	C	C	C	C	NC	C	C	NC	NC	C	NC	NC	NC
VP14	V20	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
VP21	V10	C	C	C	C	C	C	NC	C	C	NC	C	C	NC	NC	C
VP22	V20	C	C	C	C	C	C	NC	C	C	NC	C	C	NC	NC	C
VP23	V20	C	C	C	C	C	C	NC	C	C	NC	NC	C	NC	NC	NC
VP24	V20	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
VP31	V10	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	C	C
VP32	V20	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	C	C
VP33	V20	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	NC	C
VP34	V20	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	C	C
VP35	V10	C	C	C	C	C	C	C	C	C	NC	C	C	NC	NC	NC

Entonces obtenidos los resultados para las vigas para cada uno de los niveles de demanda comparamos con el cuadro del reglamento de la Asce el cual nos da una letra según el nivel de desempeño cumplido:

Table C2-2. Performance Objectives

Target Building Performance Levels				
Seismic Hazard Level	Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-D)
50%/50 years	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 years)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 years)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _R)	m	n	o	p

NOTES: Each cell in the above matrix represents a discrete Performance Objective.
The Performance Objectives in the matrix above can be used to represent the three specific Performance Objectives for a standard building that would be considered Risk Category I & II defined in Sections 2.2.1, 2.2.2, and 2.2.3, as follows:

Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)	g and l
Enhanced Objectives	g and i, j, m, n, o, or p l and e or f g and l and a, or b k, m, n, or o alone
Limited Objectives	g alone l alone c, d, e, or f

- Para el caso del sismo Sa 50%/ 50 años, cumple para todos los niveles, entonces cumple para nivel de ocupación inmediata y se le asigna la letra b.
- Para el caso del sismo Sa BSE-1E cumple también para todos los niveles, por lo tanto cumple el más exigente, nivel de ocupación inmediata, y le corresponde la letra f.
- Para el caso del sismo Sa BSE-1N es el sismo que indica el reglamento argentino CIRSOC, y fue calculado en este proyecto a modo de comparación con el ASCE, por lo tanto no se encuentra presente en el cuadro de nivel de desempeño, pero vemos que cumpliría para el nivel de seguridad de vida.
- Para el caso del sismo Sa BSE-2E, vemos que no verifica para nivel de ocupación inmediata ni cumple para el nivel de seguridad de vida, verifica para el nivel de prevención de colapso, le corresponde la letra l.
- Para el caso del sismo Sa BSE-2N, No verifica para ningún nivel, por lo tanto no le corresponde letra según el cuadro de la ASCE.

COMPROBACIÓN NIVEL DE DESEMPEÑO EN COLUMNAS:

Procedimiento para cpb7:

A modo de ejemplo se explica el cálculo para la columna cpb7 para el nivel de sismo Sa 50%/ cada 50 años y luego se adjuntan las planillas de cálculo para todas las otras columnas.

Del mismo modo que para las vigas debemos recurrir a la tabla 10-9 para encontrar los factores m y determinar el nivel de desempeño esperado:

Table 10-9. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	m-Factors ^a						
	Performance Level						
	Component Type						
	IO	Primary		Secondary			
	LS	CP	LS	CP			
Condition i^b							
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s} \geq 0.006$		2	2.5	3	4	5
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$		1.25	1.8	1.9	1.9	2
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.002$		2	2	2.6	2.6	3
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.002$		1.1	1.1	1.2	1.2	1.4
Condition ii^b							
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s} \geq 0.006$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \leq 3 (0.25)$	2	2.5	3	4	5
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho \geq 0.006$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \geq 6 (0.5)$	2	2	2.5	4	5
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \leq 3 (0.25)$	1.25	1.8	1.9	1.9	2
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \geq 6 (0.5)$	1.25	1.5	1.6	1.6	1.8
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.0005$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \leq 3 (0.25)$	1.2	1.3	1.4	1.4	1.6
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.0005$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \geq 6 (0.5)$	1	1	1.1	1.1	1.2
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.0005$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \leq 3 (0.25)$	1	1	1.1	1.1	1.2
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.0005$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \geq 6 (0.5)$	1	1	1	1	1
Condition iii^b							
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s} \geq 0.006$		1	1	1	4	5
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$		1	1	1	1.6	1.8
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.002$		1	1	1	1.1	1.2
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.002$		1	1	1	1	1
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b							
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s} \geq 0.006$		1	1	1	4	5
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$		1	1	1	1.6	1.8
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.002$		1	1	1	1.1	1.2
$\frac{P}{A_s f_c'} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.002$		1	1	1	1	1

NOTE: f_c' is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_s f_c'$, the m-factor should be taken as unity for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. P is the design axial force in the member. Alternatively, axial loads determined based on a limit-state analysis can be used.

^d V is the design shear force calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4.1.

Primero comprobamos si la columna se encuentra controlada por flexión o por corte, anteriormente habíamos determinado a partir de la ecuación 10-3 de la asce 41-13 la capacidad a corte de las columnas y a partir de los diagramas de interacción conocemos la capacidad a momento flector de la columna:

La demanda de cortante la obtenemos del modelo tridimensional y es igual a 207kN.

De manera similar al procedimiento realizado en las vigas determinamos si la columna está controlada por flexión o corte:

El corte nominal V_n se calculó previamente en este proyecto y para la columna cpb7

$$V_n = 166,84 \text{ kN.}$$

El momento nominal se obtiene de los diagramas de interacción, $m_n = 52,09 \text{ kNm}$.

Comparando el valor de v_n con el de $\frac{2m_n}{H_c}$ vemos si la columna está controlada por corte o por flexión.

$$\frac{2m_n}{H_c} = \frac{2 \times 52,09 \text{ kNm}}{0,5 \text{ m}} = 208,36 \text{ kN}$$

$$V_n < \frac{2m_n}{H_c}$$

Por lo tanto, la columna cpb7 se encuentra controlada por corte.

La segunda comprobación a realizar es el nivel de tensión normal a la que se encuentra sometida la sección respecto a su capacidad axial, esto se realiza por la siguiente expresión:

$$\frac{p}{a_g f'_c} = \frac{109 * 10^3 \text{ N}}{135000 \text{ mm}^2 * 22 \text{ mpa}} = 0,037$$

La tercera es comprobar la cuantía del refuerzo transversal:

$$p = \frac{a_v}{b_w s} = \frac{56,5 \text{ mm}^2}{500 \text{ mm} * 200 \text{ mm}} = 0,001$$

Con estos parámetros podemos entrar a la tabla 10-9 y obtener los factores m (al estar controlado por corte los m son iguales a 1)

m		
io	ls	cp
1	1	1

La capacidad de la columna entonces está dada por la ecuación:

$$mkq_{ce}(io) = 1 * 1 * 166,84kN = 166,84kN$$

$$mkq_{ce}(ls) = 1 * 1 * 166,84kN = 166,84kN$$

$$mkq_{ce}(cp) = 1 * 1 * 166,84kN = 166,84kN$$

Esta capacidad a esfuerzo cortante debe compararse con la demanda:

$$mkq_{ce}(cp) = 166,84kN < 207kN$$

Como la capacidad de la columna es menor a la demanda se considera que no alcanza el nivel de desempeño de colapso, es muy grave y supone que la estructura no tendrá un buen desempeño al momento de la ocurrencia del sismo de diseño.

A continuación, se adjuntan las planillas de cálculo para el resto de las columnas, que se calculó de la misma manera a lo explicado anteriormente.

DESIGNACION		Nivel de demanda y solicitaciones														
COLUMNA	TIPO	Sa 50%/50años			Sa BSE-1E			Sa BSE-1N			Sa BSE-2E			Sa BSE-2N		
		N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
CPB1	C10PB	-143	91	94	-117	159	161	-61	246	243	-42	278	271	26	384	365
CPB2	C20PB	-327	107	100	-342	181	169	-368	273	247	-375	310	276	-412	430	371
CPB3	C30PB	-268	104	99	-266	177	168	-261	269	247	-260	304	275	-253	422	370
CPB4	C30PB	-262	104	99	-255	177	168	-246	268	247	-241	304	275	-229	421	370
CPB5	C20PB	-280	45	77	-317	142	121	-299	223	188	-289	259	217	-245	377	314
CPB6	C10PB	-222	70	133	-67	131	286	12	213	458	45	247	528	151	358	758
CPB7	C10PB	-109	207	93	-34	260	79	55	332	113	94	364	137	226	468	215
CPB8	C20PB	-619	232	69	-626	289	102	-638	370	170	-644	406	199	-664	523	297
CPB9	C30PB	-570	227	75	-560	284	94	-540	365	162	-532	400	191	-503	518	289
CPB10	C30PB	-624	232	70	-649	284	95	-702	357	150	-725	389	174	-804	494	253
CPB11	C20PB	-747	98	78	-792	154	111	-866	233	156	-897	266	175	-999	375	237
CPB12	C10PB	-419	98	190	-472	162	321	-552	245	493	-584	279	564	-688	392	795
CPB13	C10PB	-168	207	94	-96	259	79	-13	332	113	22	363	137	141	467	215
CPB14	C20PB	-635	232	70	-640	288	101	-651	370	169	-655	405	199	-674	522	296
CPB15	C30PB	-577	226	75	-566	283	93	-546	364	161	-538	399	190	-508	517	288
CPB16	C30PB	-576	232	70	-604	284	95	-659	357	150	-683	388	174	-762	493	253
CPB17	C20PB	-677	60	38	-287	111	46	-212	191	91	-181	224	110	-79	332	172
CPB18	C10PB	-276	78	168	-227	142	299	-149	225	471	-117	260	542	-15	372	773
CPB19	C10PB	-109	88	92	-79	156	159	-19	244	241	2	275	269	77	381	361
CPB20	C20PB	-323	105	97	-340	178	166	-369	270	245	-377	307	274	-418	426	368
CPB21	C30PB	-265	102	96	-265	174	165	-262	266	244	-260	302	273	-256	418	367
CPB22	C30PB	-63	79	65	-57	135	112	-55	216	179	-54	251	208	-38	368	304
CPB23	C20PB	-504	106	189	-534	161	301	-590	239	463	-618	271	531	-709	378	753
CPB24	C10PB	-254	107	200	-303	170	330	-383	253	501	-415	286	571	-522	397	801

DESIGNACION		DETERMINACION DE CONDICION DE FALLO PARA CADA NIVEL DE DEMANDA																					
COLUMNA	TIPO	K	Hc (m)	Sa 50%/50años				Sa BSE-1E				Sa BSE-1N				Sa BSE-2E				Sa BSE-2N			
				Vn [kN]	Mn[kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo	Vn [kN]	Mn[kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo	Vn [kN]	Mn[kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo	Vn [kN]	Mn[kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo	Vn [kN]	Mn[kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo
CPB1	C10PB	1	0,5	102	55,21	220,84	CORTE	99,75	52,82	211,28	CORTE	94,80	47,67	190,69	CORTE	93,04	45,93	183,71	CORTE	86,32	39,68	158,70	CORTE
CPB2	C20PB	1	0,5	116	116,33	465,31	CORTE	116,98	117,34	469,35	CORTE	118,76	119,09	476,34	CORTE	119,24	119,56	478,23	CORTE	121,84	122,05	488,18	CORTE
CPB3	C30PB	1	0,5	112	74,34	297,36	CORTE	111,55	74,18	296,72	CORTE	111,18	73,78	295,13	CORTE	111,10	73,70	294,82	CORTE	110,58	73,15	292,59	CORTE
CPB4	C30PB	1	0,5	111	73,86	295,45	CORTE	110,73	73,31	293,23	CORTE	110,06	72,59	290,37	CORTE	109,68	72,19	288,78	CORTE	108,77	71,24	284,96	CORTE
CPB5	C20PB	1	0,5	113	113,17	452,66	CORTE	116,48	115,66	462,62	CORTE	116,14	114,44	457,78	CORTE	115,96	113,77	455,09	CORTE	113,13	110,81	443,25	CORTE
CPB6	C10PB	1	0,5	108	61,60	246,42	CORTE	95,35	48,22	192,90	CORTE	87,76	50,13	200,53	CORTE	84,30	37,93	151,72	CORTE	71,45	28,19	112,75	CORTE
CPB7	C10PB	1	0,5	167	52,09	208,34	CORTE	158,92	45,19	180,77	CORTE	140,77	55,01	220,02	CORTE	131,84	33,43	133,70	CORTE	89,36	20,14	80,56	FLEXIÓN
CPB8	C20PB	1	0,5	243	134,70	538,82	CORTE	244,17	135,06	540,25	CORTE	232,41	135,68	542,71	CORTE	220,07	135,98	543,94	CORTE	195,20	137,01	548,03	CORTE
CPB9	C30PB	1	0,5	238	95,81	383,24	CORTE	236,38	95,16	380,63	CORTE	228,40	93,85	375,41	CORTE	213,23	93,33	373,33	CORTE	183,42	91,44	365,77	CORTE
CPB10	C30PB	1	0,5	244	99,33	397,31	CORTE	246,82	100,96	403,83	CORTE	252,80	103,69	414,77	CORTE	247,50	104,77	419,08	CORTE	226,62	108,47	433,87	CORTE
CPB11	C20PB	1	0,5	152	141,25	565,02	CORTE	167,68	143,56	574,23	CORTE	183,58	144,52	578,08	CORTE	188,46	144,00	575,99	CORTE	202,11	142,27	569,10	CORTE
CPB12	C10PB	1	0,5	122	77,39	309,57	CORTE	125,59	81,24	324,96	CORTE	130,53	59,25	237,02	CORTE	132,45	88,45	353,81	CORTE	138,44	95,15	380,60	CORTE
CPB13	C10PB	1	0,5	175	57,28	229,11	CORTE	170,22	50,89	203,56	CORTE	154,87	56,30	225,20	CORTE	147,81	40,04	160,18	CORTE	114,15	29,11	116,42	CORTE
CPB14	C20PB	1	0,5	245	135,52	542,09	CORTE	245,78	135,78	543,12	CORTE	235,04	136,34	545,37	CORTE	220,70	136,55	546,19	CORTE	196,31	137,52	550,08	CORTE
CPB15	C30PB	1	0,5	238	96,27	385,06	CORTE	237,10	95,55	382,19	CORTE	229,82	94,24	376,98	CORTE	214,41	93,72	374,89	CORTE	184,15	91,77	367,07	CORTE
CPB16	C30PB	1	0,5	238	96,20	384,80	CORTE	241,60	98,02	392,10	CORTE	247,96	101,68	406,72	CORTE	242,42	102,80	411,21	CORTE	222,42	106,50	426,01	CORTE
CPB17	C20PB	1	0,5	179	137,67	550,69	CORTE	200,51	113,64	454,55	CORTE	174,02	108,75	435,00	CORTE	165,32	106,33	425,31	CORTE	143,69	98,35	393,42	CORTE
CPB18	C10PB	1	0,5	112	65,93	263,73	CORTE	108,62	62,01	248,02	CORTE	102,44	51,48	205,93	CORTE	99,75	52,82	211,28	CORTE	90,45	43,44	173,78	CORTE
CPB19	C10PB	1	0,5	99	52,09	208,34	CORTE	96,43	49,33	197,31	CORTE	90,84	50,42	201,67	CORTE	88,77	41,88	167,53	CORTE	80,74	34,99	139,95	CORTE
CPB20	C20PB	1	0,5	116	116,06	464,24	CORTE	116,84	117,20	468,81	CORTE	118,83	119,15	476,61	CORTE	119,37	119,69	478,77	CORTE	122,12	122,45	489,80	CORTE
CPB21	C30PB	1	0,5	111	74,10	296,40	CORTE	111,47	74,10	296,40	CORTE	111,25	73,86	295,45	CORTE	111,10	73,70	294,82	CORTE	110,81	73,39	293,54	CORTE
CPB22	C30PB	1	0,5	98	58,05	232,21	CORTE	97,28	57,53	230,11	CORTE	97,17	57,35	229,39	CORTE	97,08	57,26	229,03	CORTE	95,74	55,82	223,27	CORTE
CPB23	C20PB	1	0,5	128	128,24	512,94	CORTE	129,44	130,25	521,01	CORTE	132,80	133,22	532,88	CORTE	134,44	134,65	538,61	CORTE	139,62	139,31	557,24	CORTE
CPB24	C10PB	1	0,5	111	64,17	256,68	CORTE	114,23	68,10	272,38	CORTE	119,78	53,41	213,65	CORTE	121,91	77,07	308,28	CORTE	128,70	84,46	337,84	CORTE

DESIGNACION		DETERMINACION DE PARAMETROS PARA INGRESAR A LA TABLA 10-9 (ASCE 41-13)												
COLUMNA	TIPO	f'c [Mpa]	b [mm]	h [mm]	Ag [mm^2]	N/(Ag*f'c)					Av [mm^2]	s [mm]	bw [mm]	Av/(bw*s)
						Sa 50%/50años	Sa BSE-1E	Sa BSE-1N	Sa BSE-2E	Sa BSE-2N				
CPB1	C10PB	22	270	500	135000	0,05	0,04	0,02	0,01	-0,01	56,5	200	500	0,001
CPB2	C20PB	22	270	500	135000	0,11	0,12	0,12	0,13	0,14	56,5	200	500	0,001
CPB3	C30PB	22	270	500	135000	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	56,5	200	500	0,001
CPB4	C30PB	22	270	500	135000	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08	56,5	200	500	0,001
CPB5	C20PB	22	270	500	135000	0,09	0,11	0,10	0,10	0,08	56,5	200	500	0,001
CPB6	C10PB	22	270	500	135000	0,07	0,02	0,00	-0,02	-0,05	56,5	200	500	0,001
CPB7	C10PB	22	270	500	135000	0,04	0,01	-0,02	-0,03	-0,08	56,5	200	500	0,001
CPB8	C20PB	22	270	500	135000	0,21	0,21	0,21	0,22	0,22	56,5	200	500	0,001
CPB9	C30PB	22	270	500	135000	0,19	0,19	0,18	0,18	0,17	56,5	200	500	0,001
CPB10	C30PB	22	270	500	135000	0,21	0,22	0,24	0,24	0,27	56,5	200	500	0,001
CPB11	C20PB	22	270	500	135000	0,25	0,27	0,29	0,30	0,34	56,5	200	500	0,001
CPB12	C10PB	22	270	500	135000	0,14	0,16	0,19	0,20	0,23	56,5	200	500	0,001
CPB13	C10PB	22	270	500	135000	0,06	0,03	0,00	-0,01	-0,05	56,5	200	500	0,001
CPB14	C20PB	22	270	500	135000	0,21	0,22	0,22	0,22	0,23	56,5	200	500	0,001
CPB15	C30PB	22	270	500	135000	0,19	0,19	0,18	0,18	0,17	56,5	200	500	0,001
CPB16	C30PB	22	270	500	135000	0,19	0,20	0,22	0,23	0,26	56,5	200	500	0,001
CPB17	C20PB	22	270	500	135000	0,23	0,10	0,07	0,06	0,03	56,5	200	500	0,001
CPB18	C10PB	22	270	500	135000	0,09	0,08	0,05	0,04	0,01	56,5	200	500	0,001
CPB19	C10PB	22	270	500	135000	0,04	0,03	0,01	0,00	-0,03	56,5	200	500	0,001
CPB20	C20PB	22	270	500	135000	0,11	0,11	0,12	0,13	0,14	56,5	200	500	0,001
CPB21	C30PB	22	270	500	135000	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	56,5	200	500	0,001
CPB22	C30PB	22	270	500	135000	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	56,5	200	500	0,001
CPB23	C20PB	22	270	500	135000	0,17	0,18	0,20	0,21	0,24	56,5	200	500	0,001
CPB24	C10PB	22	270	500	135000	0,09	0,10	0,13	0,14	0,18	56,5	200	500	0,001

DESIGNACION		FACTORES PARA CADA NIVEL DE DEMANDA														
COLUMNA	TIPO	m factors Sa 50%/50años			m factors Sa BSE-1E			m factors Sa BSE-1N			m factors Sa BSE-2E			m factors Sa BSE-2N		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
CPB1	C10PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB2	C20PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB3	C30PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB4	C30PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB5	C20PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB6	C10PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB7	C10PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB8	C20PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB9	C30PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB10	C30PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB11	C20PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB12	C10PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB13	C10PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB14	C20PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB15	C30PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB16	C30PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB17	C20PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB18	C10PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB19	C10PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB20	C20PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB21	C30PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB22	C30PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB23	C20PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CPB24	C10PB	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

DESIGNACION		CAPACIDAD ESPERADA PARA CADA NIVEL DE DEMANDA														
COLUMNA	TIPO	mkQce Sa 50%/50años			mkQce Sa BSE-1E			mkQce Sa BSE-1N			mkQce Sa BSE-2E			mkQce Sa BSE-2N		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
CPB1	C10PB	101,94	101,94	101,94	99,75	99,75	99,75	94,80	94,80	94,80	93,04	93,04	93,04	86,32	86,32	86,32
CPB2	C20PB	115,93	115,93	115,93	116,98	116,98	116,98	118,76	118,76	118,76	119,24	119,24	119,24	121,84	121,84	121,84
CPB3	C30PB	111,69	111,69	111,69	111,55	111,55	111,55	111,18	111,18	111,18	111,10	111,10	111,10	110,58	110,58	110,58
CPB4	C30PB	111,25	111,25	111,25	110,73	110,73	110,73	110,06	110,06	110,06	109,68	109,68	109,68	108,77	108,77	108,77
CPB5	C20PB	112,57	112,57	112,57	116,48	116,48	116,48	116,14	116,14	116,14	115,96	115,96	115,96	113,13	113,13	113,13
CPB6	C10PB	108,24	108,24	108,24	95,35	95,35	95,35	87,76	87,76	87,76	84,30	84,30	84,30	71,45	71,45	71,45
CPB7	C10PB	166,84	166,84	166,84	158,92	158,92	158,92	140,77	140,77	140,77	131,84	131,84	131,84	89,36	89,36	89,36
CPB8	C20PB	243,35	243,35	243,35	244,17	244,17	244,17	232,41	232,41	232,41	220,07	220,07	220,07	195,20	195,20	195,20
CPB9	C30PB	237,58	237,58	237,58	236,38	236,38	236,38	228,40	228,40	228,40	213,23	213,23	213,23	183,42	183,42	183,42
CPB10	C30PB	243,93	243,93	243,93	246,82	246,82	246,82	252,80	252,80	252,80	247,50	247,50	247,50	226,62	226,62	226,62
CPB11	C20PB	151,64	151,64	151,64	167,68	167,68	167,68	183,58	183,58	183,58	188,46	188,46	188,46	202,11	202,11	202,11
CPB12	C10PB	122,17	122,17	122,17	125,59	125,59	125,59	130,53	130,53	130,53	132,45	132,45	132,45	138,44	138,44	138,44
CPB13	C10PB	174,70	174,70	174,70	170,22	170,22	170,22	154,87	154,87	154,87	147,81	147,81	147,81	114,15	114,15	114,15
CPB14	C20PB	245,21	245,21	245,21	245,78	245,78	245,78	235,04	235,04	235,04	220,70	220,70	220,70	196,31	196,31	196,31
CPB15	C30PB	238,41	238,41	238,41	237,10	237,10	237,10	229,82	229,82	229,82	214,41	214,41	214,41	184,15	184,15	184,15
CPB16	C30PB	238,29	238,29	238,29	241,60	241,60	241,60	247,96	247,96	247,96	242,42	242,42	242,42	222,42	222,42	222,42
CPB17	C20PB	178,68	178,68	178,68	200,51	200,51	200,51	174,02	174,02	174,02	165,32	165,32	165,32	143,69	143,69	143,69
CPB18	C10PB	112,28	112,28	112,28	108,62	108,62	108,62	102,44	102,44	102,44	99,75	99,75	99,75	90,45	90,45	90,45
CPB19	C10PB	99,07	99,07	99,07	96,43	96,43	96,43	90,84	90,84	90,84	88,77	88,77	88,77	80,74	80,74	80,74
CPB20	C20PB	115,65	115,65	115,65	116,84	116,84	116,84	118,83	118,83	118,83	119,37	119,37	119,37	122,12	122,12	122,12
CPB21	C30PB	111,47	111,47	111,47	111,47	111,47	111,47	111,25	111,25	111,25	111,10	111,10	111,10	110,81	110,81	110,81
CPB22	C30PB	98,46	98,46	98,46	97,28	97,28	97,28	97,17	97,17	97,17	97,08	97,08	97,08	95,74	95,74	95,74
CPB23	C20PB	127,59	127,59	127,59	129,44	129,44	129,44	132,80	132,80	132,80	134,44	134,44	134,44	139,62	139,62	139,62
CPB24	C10PB	110,66	110,66	110,66	114,23	114,23	114,23	119,78	119,78	119,78	121,91	121,91	121,91	128,70	128,70	128,70

DESIGNACION		DEMANDA				
COLUMNA	TIPO	Qud				
		Sa 50%/150año	Sa BSE-1E	Sa BSE-1N	Sa BSE-2E	Sa BSE-2N
CPB1	C10PB	91	159	246	278	384
CPB2	C20PB	107	181	273	310	430
CPB3	C30PB	104	177	269	304	422
CPB4	C30PB	104	177	268	304	421
CPB5	C20PB	45	142	223	259	377
CPB6	C10PB	70	131	213	247	358
CPB7	C10PB	207	260	332	364	468
CPB8	C20PB	232	289	370	406	523
CPB9	C30PB	227	284	365	400	518
CPB10	C30PB	232	284	357	389	494
CPB11	C20PB	98	154	233	266	375
CPB12	C10PB	98	162	245	279	392
CPB13	C10PB	207	259	332	363	467
CPB14	C20PB	232	288	370	405	522
CPB15	C30PB	226	283	364	399	517
CPB16	C30PB	232	284	357	388	493
CPB17	C20PB	60	111	191	224	332
CPB18	C10PB	78	142	225	260	372
CPB19	C10PB	88	156	244	275	381
CPB20	C20PB	105	178	270	307	426
CPB21	C30PB	102	174	266	302	418
CPB22	C30PB	79	135	216	251	368
CPB23	C20PB	106	161	239	271	378
CPB24	C10PB	107	170	253	286	397

DESIGNACION		DESEMPEÑO (mkQ _{ce} > Q _{ud})														
COLUMNA	TIPO	S _a 50%/50años			S _a BSE-1E			S _a BSE-1N (cirsoc)			S _a BSE-2E			S _a BSE-2N		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
CPB1	C10PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB2	C20PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB3	C30PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB4	C30PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB5	C20PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB6	C10PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB7	C10PB	NC	NC	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB8	C20PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB9	C30PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB10	C30PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB11	C20PB	C	C	C	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB12	C10PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB13	C10PB	NC	NC	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB14	C20PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB15	C30PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB16	C30PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB17	C20PB	C	C	C	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB18	C10PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB19	C10PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB20	C20PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB21	C30PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB22	C30PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB23	C20PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
CPB24	C10PB	C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC

De la misma forma que realizamos en vigas, ahora vamos a comparar los resultados obtenidos para las columnas con el cuadro de la norma ASCE.

Table C2-2. Performance Objectives

Target Building Performance Levels				
Seismic Hazard Level	Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-D)
50%/50 years	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 years)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 years)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _R)	m	n	o	p

NOTES: Each cell in the above matrix represents a discrete Performance Objective.
The Performance Objectives in the matrix above can be used to represent the three specific Performance Objectives for a standard building that would be considered Risk Category I & II defined in Sections 2.2.1, 2.2.2, and 2.2.3, as follows:

Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)	g and l
Enhanced Objectives	g and i, j, m, n, o, or p l and e or f g and l and a, or b k, m, n, or o alone
Limited Objectives	g alone l alone c, d, e, or f

- Para el caso del sismo 50% /50 años vemos que solo cumple para nivel de prevención de colapso, ya que existen 2 columnas que no cumplen para los niveles de ocupación inmediata y de seguridad de vida, por lo tanto, se asigna la letra d.
- Para el resto de los niveles de sismos (BSE1-E, BSE-2E, CIRSOC, BSE2N), las columnas no verifican para ningún nivel de desempeño.

CONCLUSION DEL ANALISIS DE NIVEL 2

Las columnas solamente tienen la capacidad suficiente para cumplir con un nivel de colapso para un sismo de nivel 50%/50 años (periodo de retorno 72 años), mientras que la capacidad de las vigas está muy cercana a cumplir con desempeño de colapso para un sismo de nivel BSE-2N (sismo de periodo de retorno de 2475 años). Esto indica que las vigas tienen un margen de seguridad mucho mayor que las columnas.

Podemos, por lo tanto, definir a las columnas como los componentes críticos para la estabilidad estructural del edificio, por ello, en el análisis de nivel se profundizará en dichos componentes.

EVALUACION DE NIVEL 3:

Para la evaluación de nivel 3 se realizó un análisis pushover para determinar el mecanismo de colapso que sufrirá la estructura.

Para la realización del modelo se tiene que determinar las leyes constitutivas de los materiales, para el hormigón se utilizó el modelo Mander que es válido tanto para hormigón confinado como no confinado.

Para el acero se utilizó la ley constitutiva por defecto Etabs o SeismoStruct.

ENFOQUE DEL MODELO NO LINEAL TRIDIMENSIONAL:

Se realizó un modelo tridimensional para la realización del NSP (Procedimiento Estático No lineal) a partir del programa Seismostruck, en el cual se tienen en consideración las no linealidades en cuanto al comportamiento constitutivo de los materiales y efectos de segundo orden (efectos P-Δ).

Se debe evaluar si los efectos modos superiores influyen en la respuesta de la estructura para ello se debe cumplir que la variación en el valor del cortante basal debido al análisis de espectro del 1er modo respecto a los modos múltiples necesarios para producir una participación modal del 90% no sea mayor al 30%, es decir,

$$\frac{\text{Corte basal}(90\% \text{ participación modal})}{\text{Corte basal (1er Modo)}} \leq 1,3.$$

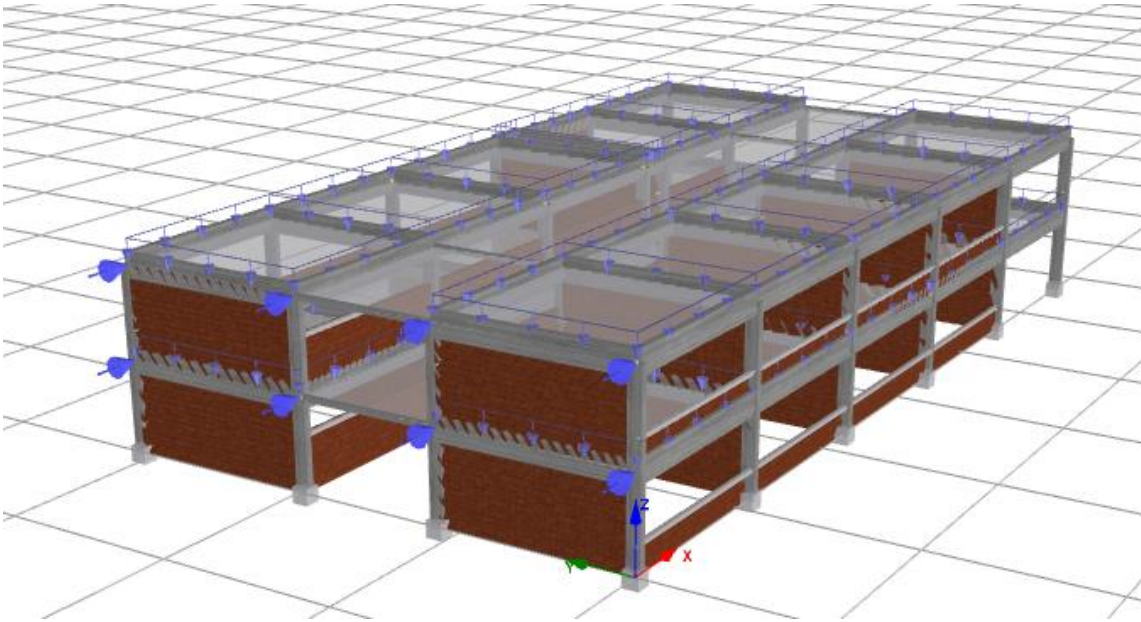
Si esto no se cumple deberá ser acompañado el NSP con un LDP para tener en consideración el efecto de modos superiores en la respuesta.

Un paso crítico del modelo es confirmar su aplicabilidad, para ello, es necesario realizar comparaciones entre los análisis estáticos no lineales que consideren y no consideren los efectos P-Δ.

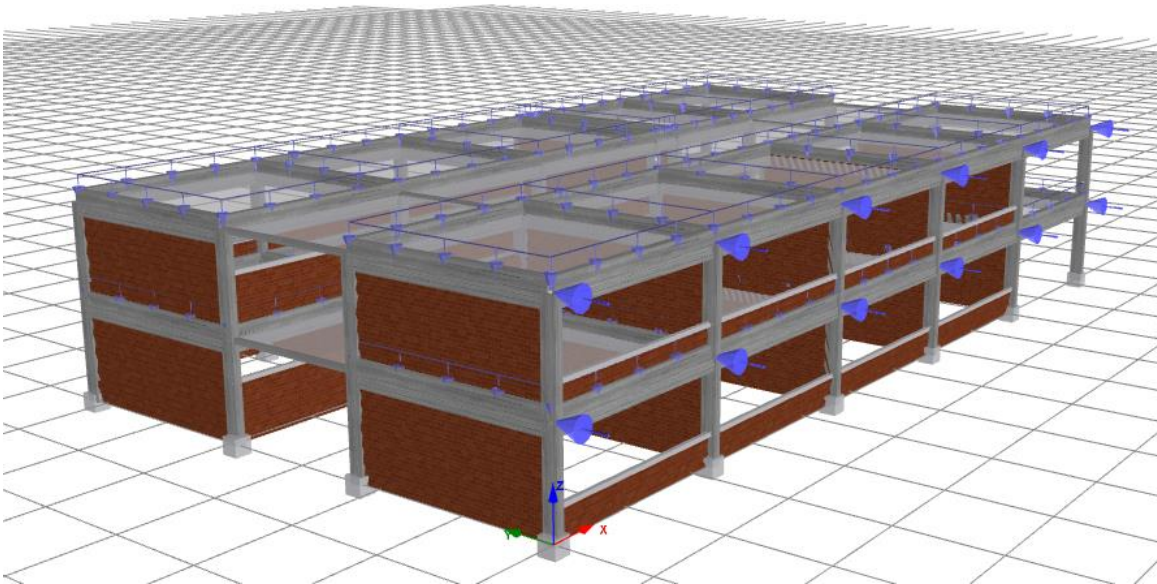
Para ello es necesario realizar un análisis estático no lineal empujando a la estructura más allá de su capacidad.

Si es aplicable el NSP, entonces se debe determinar un desplazamiento objetivo preliminar para los niveles sísmicos (BSE 1-E y BSE 2-E), el cual luego deberá ser corregido si es necesario considerar los efectos de la torsión accidental, además es necesario que el desplazamiento final del NSP sea por lo menos un 150% del desplazamiento objetivo final.

Pushover Dirección X:



Pushover Dirección Y:



Enfoque de modelado de componentes estructurales:

Se definen como componentes primarios a sistemas de columnas debido a que las mismas son componentes críticos en la estabilidad de la estructura, mientras que vigas y muros de mampostería se han clasificado como componentes secundarios debido a que su fallo no implica una pérdida sustancial de la estabilidad estructural.

Tanto componentes primarios como secundarios han sido incluidos en el modelo analítico.

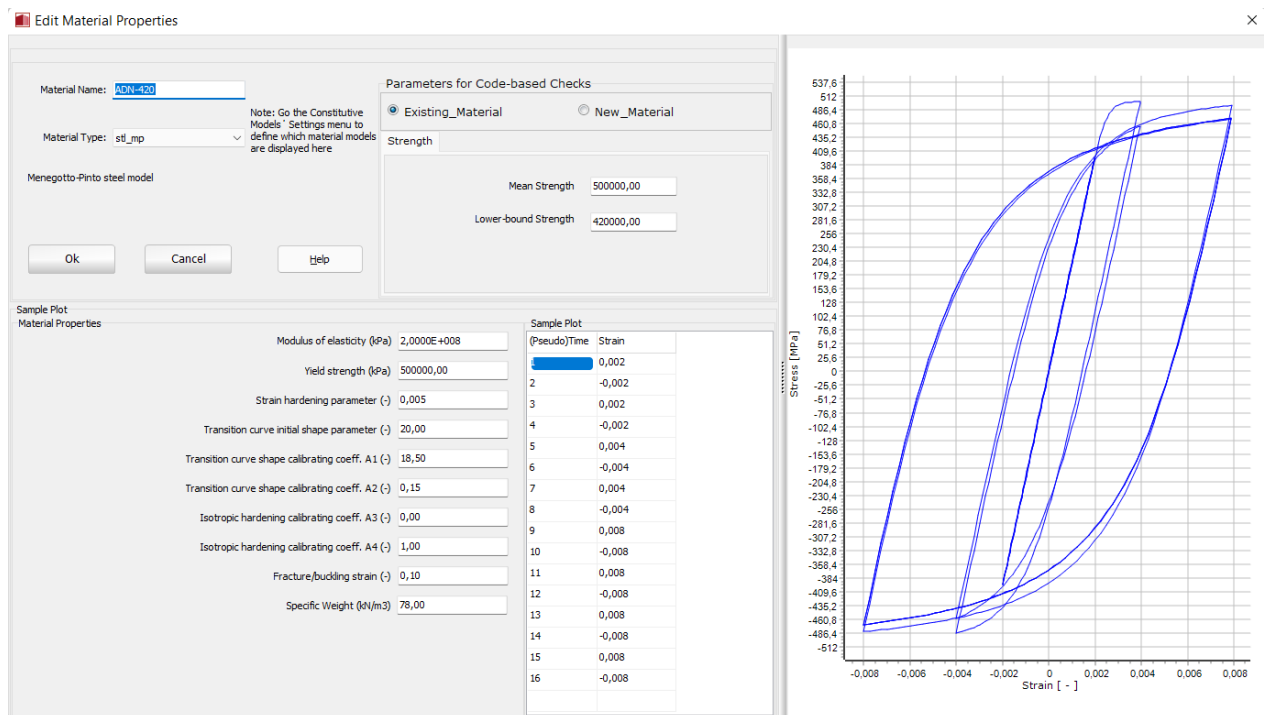
Para realización del modelo se ha considerado una base fija en donde los nodos en las bases de columnas están fijados (los tres grados de libertad de traslación están restringidos mientras que los tres grados de libertad de rotación están liberados).

MODELADO DE MATERIALES:

Acero:

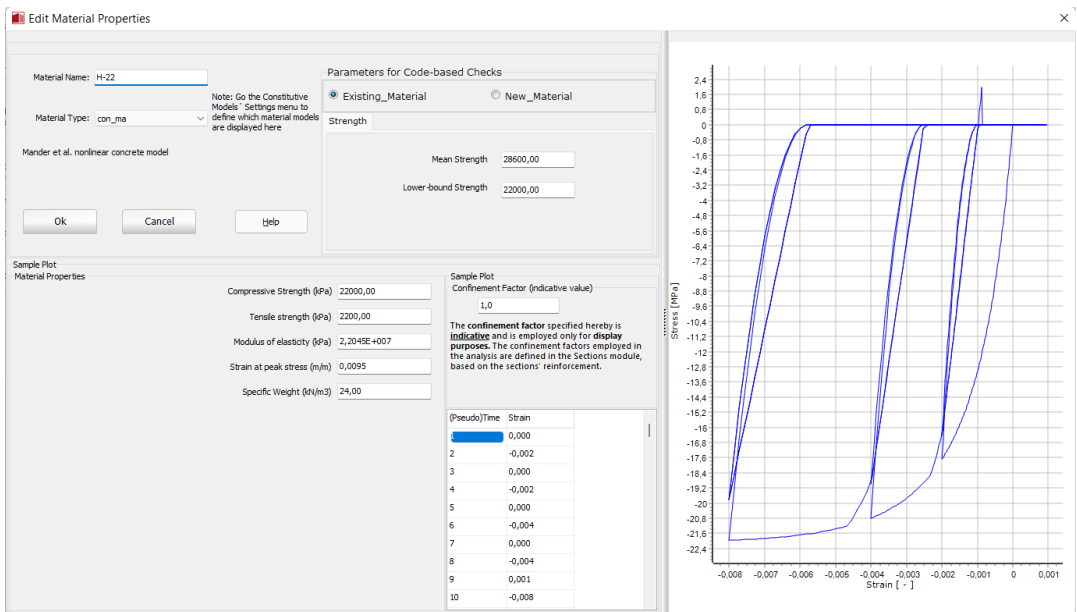
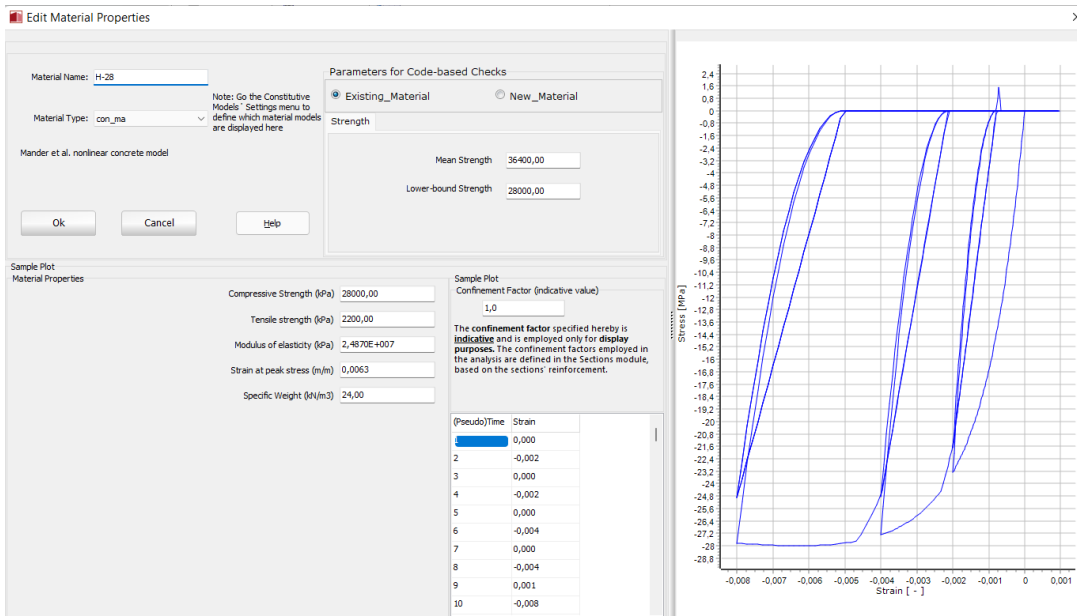
Se consideró las propiedades correspondientes al Acero Acindar ADN 420, donde se consideró una tensión de fluencia 420 MPa como límite menor inferior y un límite máximo esperado de 500 MPa, considerando un módulo elástico igual a 200 GPa.

Se adoptó los valores de por defecto del programa para un modelo Menegotto – Pinto



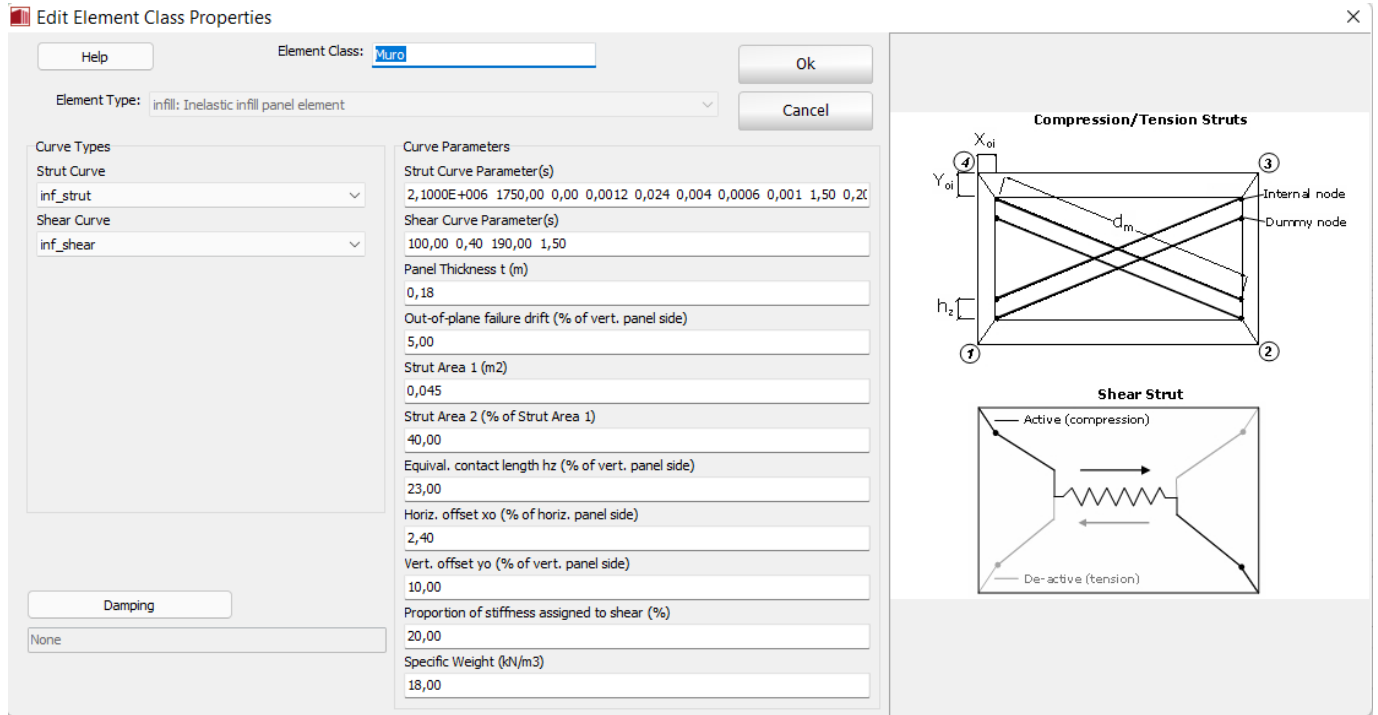
Hormigón:

Se consideró un modelo de Mander en el cual se calculó el grado de confinamiento producido por las diferentes secciones, el programa tiene la opción de calcular el grado de confinamiento por defecto a partir de las secciones de los diferentes elementos estructurales, mientras que las tensiones de rotura para hormigones de vigas y columnas se determinó a partir de ensayos no destructivos in situ, obteniendo una tensión de rotura f_c de 28 MPa y 22 MPa en vigas y columnas respectivamente.

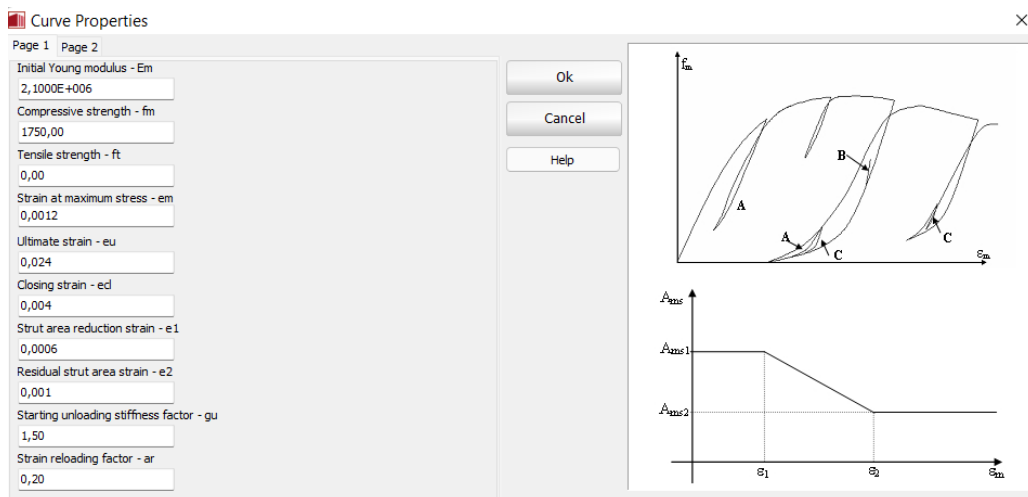


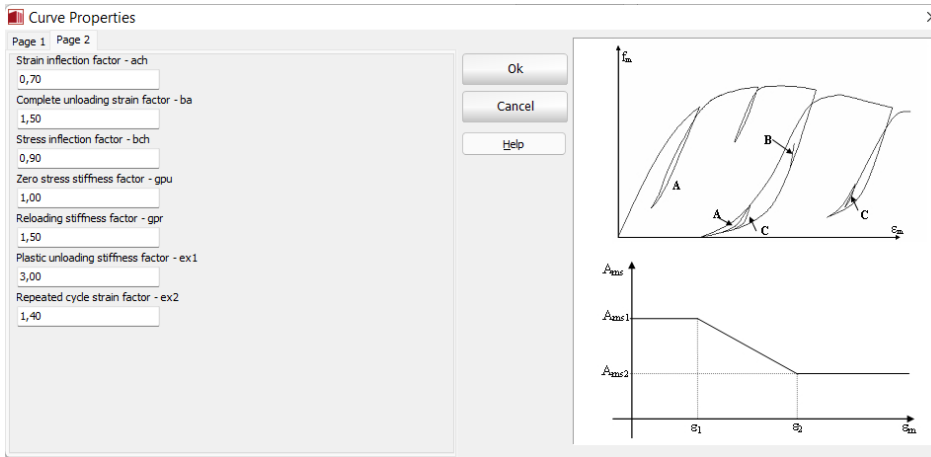
Mampostería:

Para determinar los valores de los parámetros de las curvas de compresión y cortantes se basó en el estudio de muros de mampostería realizados en el Ceredetec, dichos valores se adjuntan en las siguientes imágenes.

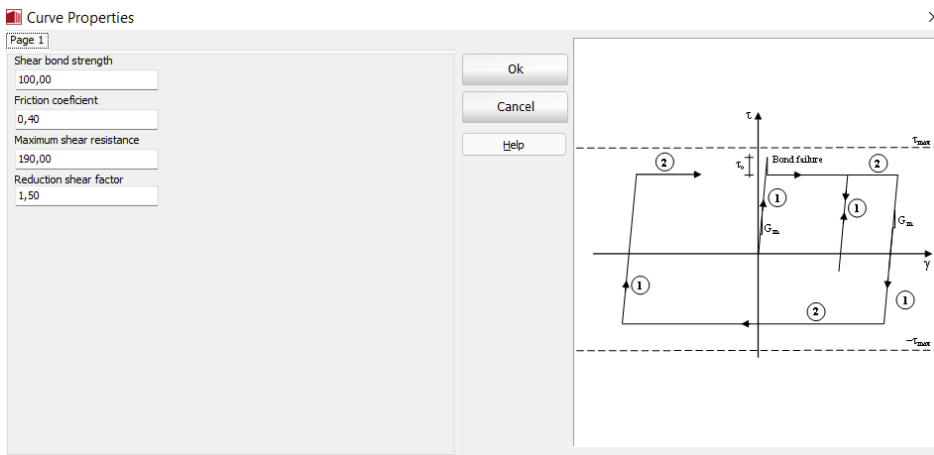


Parámetros de curva de compresión:





Parámetros de curva de corte:



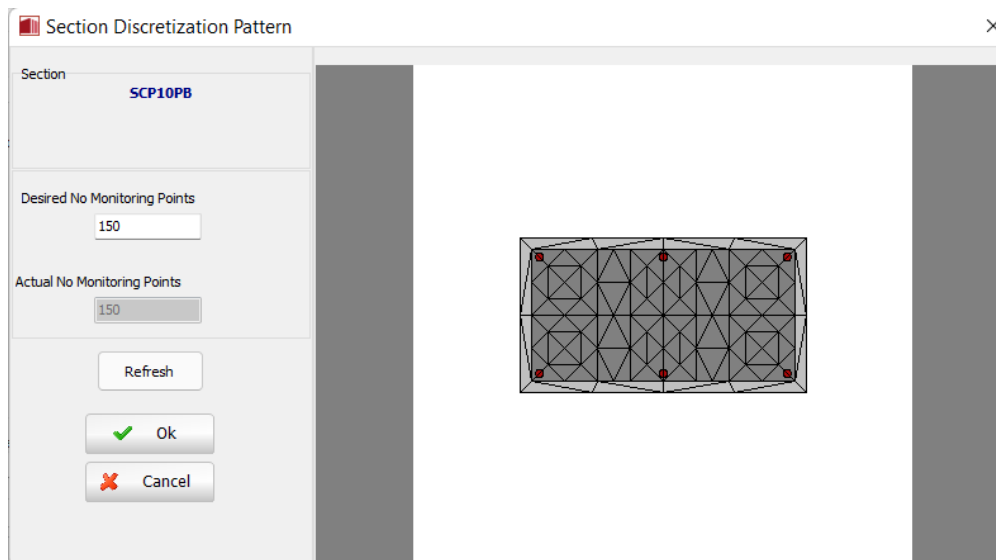
MODELADO DE SECCIONES:

Tanto vigas como columnas el programa permite la discretización con fibras para modelar la respuesta no lineal a flexión y axial, aplicando las diferentes relaciones constitutivas no lineales de tensión – deformación del hormigón no confinado y confinado, así como de los materiales de acero de refuerzo, asignando a las diferentes fibras de la sección según corresponda.

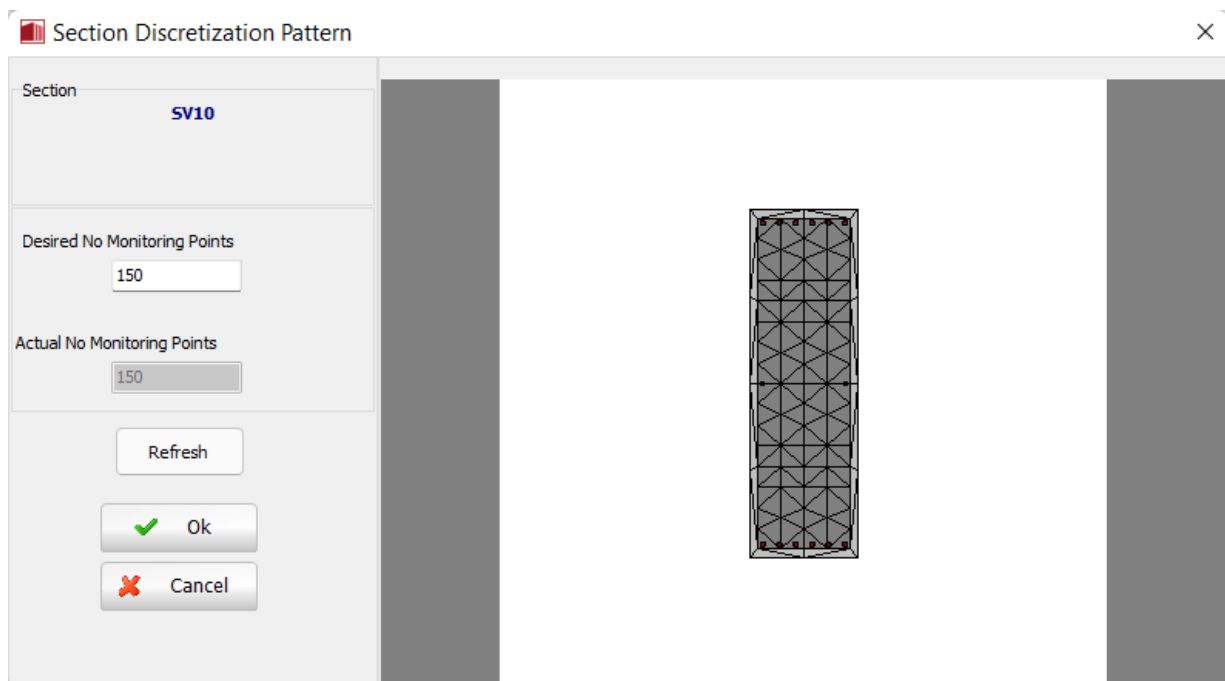
Como el comportamiento a flexión es modelado usando el modelo de fibras, los parámetros de modelado para el modelo de rotula plástica a, b y c de la tabla 10-19 de la ASCE 41-13, no son usados en el proceso modelado.

Cuando los resultados del análisis son evaluados, la rotación de vigas y columnas son comparados con la rotación de rotula plástica aceptable listada en la ASCE 41-13 Tabla 10-7, Tabla 10-8 respectivamente, mientras que en muros de mampostería se evalúa la deriva aceptable según la Tabla 11-9 de la ASCE 41-13.

Discretización de Columnas:



Discretización de Vigas:



Las uniones de vigas y columnas no se modelan mediante un modelo de unión no lineal, sino que se supone que son conexiones rígidas.

Amortiguación:

De acuerdo a la ASCE 41-13 § 7.2.3.6 se utilizan espectros de respuesta amortiguados al 5% para el NSP con el modelo de base fija.

Propiedades modales:

A partir de un análisis de valores propios y autovectores dado por el programa se evalúan los diferentes modos del modelo estructural.

Obteniendo los siguientes resultados:

MODAL Mode	PERIODS Period (sec)	AND FREQUENCIES Frequency (Hertz)	Angular Frequency (rad/sec)
1	0,32671597	3,06076257	19,23133842
2	0,28927339	3,45693735	21,72057799
3	0,25976354	3,84965491	24,18809516
4	0,11041674	9,05659769	56,90428151
5	0,08685038	11,51405399	72,34493485
6	0,08634731	11,58113620	72,76642483
7	0,08472870	11,80237662	74,15651937
8	0,05704637	17,52959928	110,14172064
9	0,04202592	23,79483771	149,50737466
10	0,03903878	25,61555722	160,94729278

Donde encontramos que el 1er modo corresponde con un desplazamiento en la dirección X, el 2do modo corresponde a la rotación respecto al eje Z (Torsión) y el 3er modo corresponde con un desplazamiento en la dirección Y.

PARAMETROS DE MATERIALES (MODELO DE MANDER):

A continuación se explica el procedimiento realizado a modo de ejemplo para la viga V10, Para el resto de vigas y columnas se realizó el mismo proceso y se cargó en el modelo de seismostruct.

Características de los materiales:

- $f'_{co} = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia a la compresión del concreto no confinado)
- $\epsilon_{co} = 0,002$ (Deformación correspondiente a la resistencia máxima del concreto no confinado)
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal)

Características Geométricas:

- $D_c = 0,27m$ (Lado menor de la viga)
- $B_c = 0,87m$ (Lado mayor de la viga)
- $r_c = 0,04m$ (Recubrimiento)
- $s_c = 0,2m$ (Espaciamiento estribos)

Características del refuerzo transversal:

- $f_{rpe} = 12 \text{ mm}$ (Diámetro de refuerzo principal (Esquina))
- $f_{rpi} = 12 \text{ mm}$ (Diámetro de refuerzo principal (Interior))
- $N_{rp} = 6$ (Número Total de varillas longitudinales)
- $f_{rtx} = 6 \text{ mm}$ (Diámetro de estribo Dirección X)
- $N_{rtx} = 2$ (Número de secciones de estribo en X (Mín.2))
- $f_{rty} = 6 \text{ mm}$ (Diámetro de estribo Dirección Y)
- $N_{rty} = 2$ (Número de secciones de estribo en Y (Mín 2))

Procedimiento de cálculo:

Primero se determinan las longitudes confinadas:

$$d_c = D_c - 2r_c - \phi_{rty}$$

$$d_c = (0,27m - 2 * 0,04m - 0,006m) * 100 = 18,4 \text{ cm}$$

$$b_c = B_c - 2r_c - \phi_{rtx}$$

$$b_c = (0,87m - 2 * 0,04m - 0,006m) * 100 = 78,4 \text{ cm}$$

Se calcula la separación mínima de confinamiento

$$s' = s_c - \max(\phi_{rtx}; \phi_{rty})$$

$$s' = (0,2m * 100) - 0,6cm = 19,4cm$$

Cálculo del área de la parábola inefectiva:

Primero se determina el esparcimiento libre entre barras longitudinales en x e y

$$w_x = \frac{b_c - \phi_{rtx} - 2\phi_{rpe} - (N_{rtx} - 1)\phi_{rpi}}{N_{rtx} - 1}$$

$$w_x = \frac{87\text{cm} - 0,6\text{cm} - 2 * 1,2\text{cm} - (2 - 1) * 1,2}{2 - 1} = 74,2\text{cm}$$

$$w_y = \frac{d_c - \phi_{rty} - 2\phi_{rpe} - (N_{rty} - 1)\phi_{rpi}}{N_{rty} - 1}$$

$$w_x = \frac{27\text{cm} - 0,6\text{cm} - 2 * 1,2\text{cm} - (2 - 1) * 1,2}{2 - 1} = 14,2\text{cm}$$

La determinación del área total de parábolas se realiza con la siguiente expresión:

$$A_{inef} = 2(N_{rtx} - 1) \frac{w_x^2}{6} + 2(N_{rty} - 1) \frac{w_y^2}{6}$$

$$A_{inef} = 2(2 - 1) \frac{(74,2\text{cm})^2}{6} + 2(2 - 1) \frac{(14,2\text{cm})^2}{6} = 1902,43\text{cm}^2$$

Luego se determina el área efectiva mediante la siguiente expresión:

$$A_e = (b_c * d_c - A_{inef}) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2d_c}\right)$$

$$A_e = (78,4\text{cm} * 18,4\text{cm} - 1902,43\text{cm}^2) * \left(1 - \frac{19,4\text{cm}}{2 * 78,4\text{cm}}\right) * \left(1 - \frac{19,4\text{cm}}{2 * 18,4\text{cm}}\right) = -191\text{cm}^2$$

Se debe determinar la relación del área de refuerzo Longitudinal al núcleo confinado de concreto, mediante la expresión:

$$p_{cc} = \frac{[\pi * \phi_{rpe}^2 + (N_{rp} - 4) * \frac{\pi}{4} * \phi_{rpi}^2]}{(d_c - \phi_{rty}) * (b_c - \phi_{rtx})}$$

$$p_{cc} = \frac{[\pi * (1,2cm)^2 + (6 - 4) * \frac{\pi}{4} * (1,2cm)^2]}{(18,4cm - 0,6cm) * (78,4cm - 0,6cm)} = 0,005$$

Se determina el Área del núcleo de concreto, mediante la siguiente expresión:

$$A_{cc} = b_c * d_c * (1 - p_{cc})$$

$$A_{cc} = 78,4cm * 18,4cm * (1 - 0,005) = 1435cm^2$$

Se determina el coeficiente de confinamiento efectivo, mediante la expresión:

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$$K_e = \frac{-191 cm^2}{1435 cm^2} = -0,133$$

Se determina la presión de confinamiento equivalente en X e Y mediante las expresiones:

$$p_{sx} = \frac{N_{rtx} * \pi * \phi_{rtx}^2}{4 * d_c * s_c}$$

$$p_{sx} = \frac{2 * \pi * (0,6cm)^2}{4 * 18,4cm * 20cm} = 1,5 * 10^{-3}$$

$$p_{sy} = \frac{N_{rty} * \pi * \phi_{rty}^2}{4 * b_c * s_c}$$

$$p_{sy} = \frac{2 * \pi * (0,6cm)^2}{4 * 78,4cm * 20cm} = 3,61 * 10^{-4}$$

Se determina el esfuerzo de confinamiento en X e Y mediante las siguientes expresiones:

$$f_{1x} = \frac{1}{2} * K_e * p_{sx} * f_{yh}$$

$$f_{1x} = \frac{1}{2} * (-0,133) * 1,5 * 10^{-3} * 4200 \frac{kg}{cm^2} = -0,428 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{1y} = \frac{1}{2} * K_e * p_{sy} * f_{yh}$$

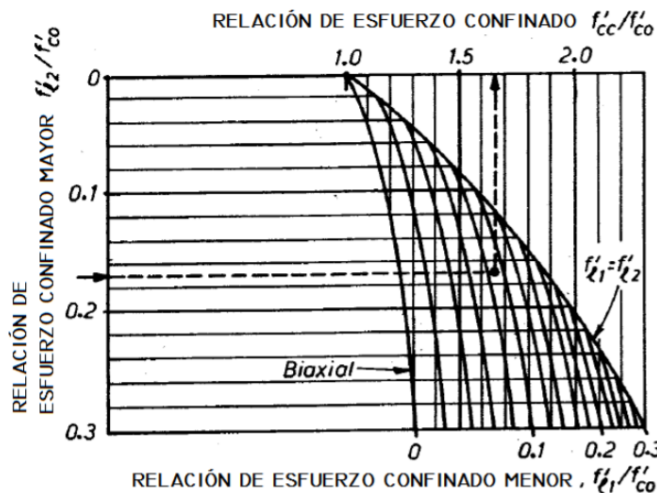
$$f_{1x} = \frac{1}{2} * (-0,133) * 3,61 * 10^{-4} * 4200 \frac{kg}{cm^2} = -0,101 \frac{kg}{cm^2}$$

Se calcula la relación entre la tensión de confinamiento y la tensión de rotura del hormigón

$$\frac{f_{1x}}{f_{co}} = \frac{-0,428 \frac{kg}{cm^2}}{280 \frac{kg}{cm^2}} = -0,002$$

$$\frac{f_{1y}}{f_{co}} = \frac{-0,101 \frac{kg}{cm^2}}{280 \frac{kg}{cm^2}} = -0,0004$$

Con estas relaciones se ingresa en el siguiente gráfico y se puede obtener la relación entre la tensión de rotura del hormigón confinado y no confinado:



Encontramos que la relación $f'c/f'co$ es igual a 1, es decir, el hormigón no se encuentra confinado.

Se determina la deformación de rotura del hormigón confinado mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$\varepsilon_{cc} = 0,02 [1 + 5(1 - 1)] = 0,02$$

Se calcula la relación entre el módulo tangente y el módulo secante del hormigón (r)

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{280} \frac{kg}{cm^2} = 250998 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$E_{sec} = \frac{280 \frac{kg}{cm^2}}{0,002} = 140000 \frac{kg}{cm^2}$$

La relación se determina mediante la siguiente expresión:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$r = \frac{250998 \frac{kg}{cm^2}}{250998 \frac{kg}{cm^2} - 140000 \frac{kg}{cm^2}} = 2,26$$

Se determina la deformación última del concreto mediante la siguiente expresión:

$$p_s = \frac{\left[\pi * \frac{\phi_{rtx}^2}{4} * N_{rtx} * d_c + \pi * \frac{\phi_{rty}^2}{4} * N_{rty} * b_c \right]}{d_c * b_c * s_c}$$

$$p_s = \frac{\left[\pi * \frac{(0,6cm)^2}{4} * 2 * 18,4cm + \pi * \frac{(0,6cm)^2}{4} * 2 * 78,4cm \right]}{18,4cm * 78,4cm * 20cm} = 0,0064$$

Con esto hemos determinado todos los parámetros necesarios para graficar la ley constitutiva del hormigón a usar en el modelo para la viga V10.

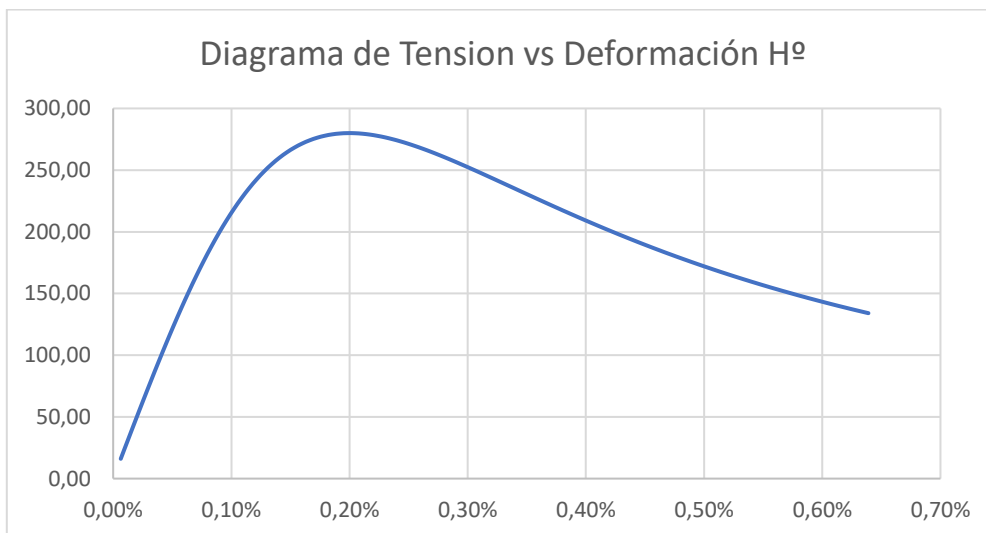
Dicha ley responde a la expresión:

$$f_c(\varepsilon_c) = \frac{f_{cc} * r * \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right)}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right)^r}$$

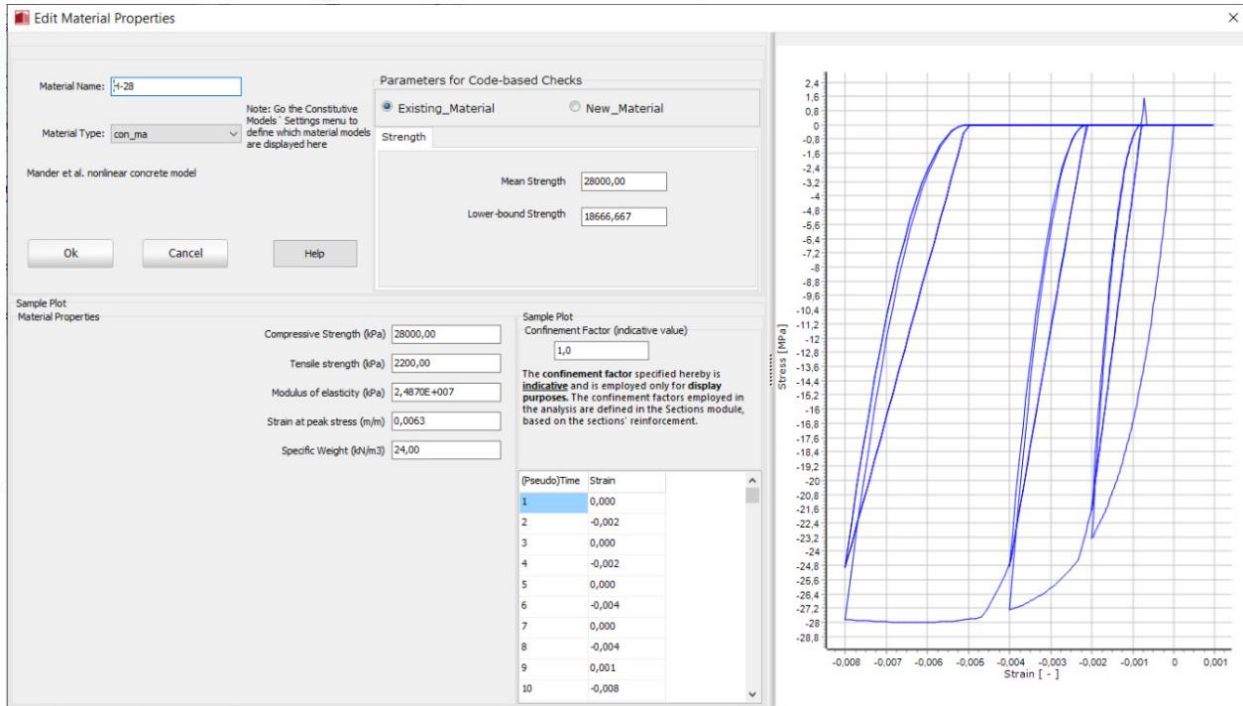
$$f_c(\varepsilon_c) = \frac{280 \frac{kg}{cm^2} * 2,26 * \left(\frac{\varepsilon_c}{0,02}\right)}{2,26 - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{0,02}\right)^{2,26}}$$

Esta ecuación es válida desde $0 < \varepsilon_c < p_s = 0,0064$

Graficando obtenemos la ley constitutiva del hormigón a usar en el modelo.



A continuación se adjunta una imagen de cómo se cargan los parámetros recién obtenidos para la ley constitutiva de las vigas al modelo del programa seismostruct.



PARAMETROS DE ROTULAS (VIGAS):

A partir de la ASCE 41-13 capítulo 10 se determinan los parámetros a, b y c necesarios para determinar las características de las rotulas a utilizar en el modelo.

Estos parámetros se deben determinar tanto para vigas como para columnas

Vigas:

Para definir los parámetros a, b y c recurrimos a la tabla 10-7 de la ASCE 41-13:

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)	Performance Level				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	V/d						
ρ_{min}		$b_w d \sqrt{f'_c}$						
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement 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) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Del mismo que se realizó en el análisis de nivel 2 se debe determinar si la viga está controlada por flexión o corte, el procedimiento es el mismo que en el análisis de nivel 2, por ello, se resume el cálculo en las siguientes tablas, en las cuales se realizó la verificación para cada nivel de demanda en estudio.

Sa 50%/50 años						
DESIGNACIÓN		Lc	Vn	Mn	2*Mn/Lc	Tipo de Fallo
VIGA	TIPO	[m]	[kN]	[kNm]		
VP1	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP2	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP3	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP4	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP5	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP11	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP12	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP13	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP14	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP21	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP22	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP23	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP24	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP31	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP32	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP33	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP34	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP35	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN

Sa BSE-1E						
DESIGNACIÓN		Lc [m]	Vn [kN]	Mn [kNm]	2*Mn/Lc	Tipo de Fallo
VIGA	TIPO					
VP1	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP2	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP3	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP4	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP5	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP11	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP12	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP13	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP14	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP21	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP22	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP23	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP24	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP31	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP32	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP33	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP34	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP35	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN

Sa BSE-1N						
DESIGNACIÓN		Lc [m]	Vn [kN]	Mn [kNm]	2*Mn/Lc	Tipo de Fallo
VIGA	TIPO					
VP1	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP2	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP3	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP4	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP5	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP11	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP12	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP13	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP14	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP21	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP22	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP23	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP24	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP31	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP32	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP33	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP34	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP35	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN

Sa BSE-2E						
DESIGNACIÓN		Lc [m]	Vn [kN]	Mn [kNm]	2*Mn/Lc	Tipo de Fallo
VIGA	TIPO					
VP1	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP2	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP3	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP4	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP5	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP11	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP12	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP13	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP14	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP21	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP22	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP23	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP24	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP31	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP32	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP33	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP34	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP35	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN

Sa BSE-2N						
DESIGNACIÓN		Lc [m]	Vn [kN]	Mn [kNm]	2*Mn/Lc	Tipo de Fallo
VIGA	TIPO					
VP1	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP2	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP3	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP4	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP5	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP11	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP12	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP13	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP14	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP21	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP22	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP23	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP24	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP31	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN
VP32	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP33	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP34	V20	7,24	310	173,4	47,90	FLEXIÓN
VP35	V10	7,24	310	207,23	57,25	FLEXIÓN

Todas las vigas se encuentran controladas por flexión para todos los niveles de demanda sísmica en estudio.

A modo de ejemplo se explica el cálculo para la comprobación de la viga VP1 para el nivel de demanda Sa 50%/50 años, y luego se adjuntan las planillas de cálculo para el resto de las vigas:

La segunda comprobación es si la armadura transversal es conforme “C” o no conforme “NC”, para ello, la capacidad a corte de los estribos tiene que ser mayor a $(3/4) V$ (demanda), para clasificarse como conforme.

$V_s = 103,23 \text{ kN}$ (Valor obtenido en el análisis de nivel 2)

$$V = \frac{3}{4} * 97 \text{ kN} = 72,75 \text{ kN}$$

Se clasifica como conforme “C”

La tercera comprobación es la relación de la demanda a corte contra la resistencia a corte del hormigón:

$$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} = \frac{97 * 10^3 \text{ N}}{270 \text{ mm} * 870 \text{ mm} * \sqrt{28 \text{ MPa}}} = 0,02 < 3$$

Como 0,02 es menor a 3 el esfuerzo cortante actuante no es un impedimento de para formación de la rótula a flexión.

Ingresando a tabla 10-7 con estos parámetros podemos obtener los valores de a, b y c. (Puede que sea necesario realizar una interpolación lineal).

Parámetros del modelo			Criterios de Aceptación		
a	b	c	IO	LS	CP
0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05

Se resume el cálculo de parámetros para los 5 niveles de demanda en las siguientes tablas:

DESIGNACIÓN		Sa 50%/50 años												
VIGA	TIPO	Conforme/no conforme $V_s > 3/4 V$	p-p' (pbal)	V (kN)	bw [mm]	d [mm]	f'c [Mpa]	V (bw*d*v'f'c)	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
									a	b	c	IO	LS	CP
VP1	V10	C	0	97	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP2	V20	C	0	74	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP3	V20	C	0	80	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP4	V20	C	0	71	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP5	V10	C	0	41	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP11	V10	NC	0	208	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP12	V20	NC	0	169	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP13	V20	NC	0	170	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP14	V20	C	0	0	270	824	28	0,00	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP21	V10	NC	0	207	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP22	V20	NC	0	169	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP23	V20	NC	0	169	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP24	V20	C	0	41	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP31	V10	C	0	96	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP32	V20	C	0	73	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP33	V20	C	0	79	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP34	V20	C	0	113	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP35	V10	C	0	40	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05

DESIGNACIÓN		Sa BSE-1E												
VIGA	TIPO	Conforme/no conforme $V_s > 3/4 V$	p-p' (pbal)	V (kN)	bw [mm]	d [mm]	f'c [Mpa]	V (bw*d*v'f'c)	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
									a	b	c	IO	LS	CP
VP1	V10	C	0	121	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP2	V20	C	0	90	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP3	V20	C	0	97	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP4	V20	C	0	88	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP5	V10	C	0	69	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP11	V10	NC	0	228	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP12	V20	NC	0	182	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP13	V20	NC	0	190	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP14	V20	C	0	0	270	824	28	0,00	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP21	V10	NC	0	227	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP22	V20	NC	0	181	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP23	V20	NC	0	189	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP24	V20	C	0	42	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP31	V10	C	0	119	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP32	V20	C	0	89	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP33	V20	C	0	96	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP34	V20	C	0	87	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP35	V10	C	0	68	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05

Sa BSE-2N														
DESIGNACIÓN		Conforme/no conforme	p-p' (pbal)	V (kN)	bw [mm]	d [mm]	f'c [Mpa]	V (bw*d*vf'c)	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
VIGA	TIPO	Vs > 3/4 V							a	b	c	IO	LS	CP
VP1	V10	C	0	137	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP2	V20	NC	0	166	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP3	V20	NC	0	183	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP4	V20	NC	0	176	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP5	V10	NC	0	216	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP11	V10	NC	0	353	270	824	28	0,06	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP12	V20	NC	0	256	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP13	V20	NC	0	315	270	824	28	0,05	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP14	V20	C	0	0	270	824	28	0,00	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP21	V10	NC	0	768	270	824	28	0,12	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP22	V20	NC	0	256	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP23	V20	NC	0	314	270	824	28	0,05	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP24	V20	C	0	45	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP31	V10	C	0	134	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP32	V20	NC	0	164	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP33	V20	NC	0	181	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP34	V20	NC	0	178	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP35	V10	NC	0	215	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03

Sa BSE-1N														
DESIGNACIÓN		Conforme/no conforme	p-p' (pbal)	V (kN)	bw [mm]	d [mm]	f'c [Mpa]	V (bw*d*vf'c)	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
VIGA	TIPO	Vs > 3/4 V							a	b	c	IO	LS	CP
VP1	V10	NC	0	158	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP2	V20	C	0	114	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP3	V20	C	0	124	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP4	V20	C	0	117	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP5	V10	C	0	120	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP11	V10	NC	0	271	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP12	V20	NC	0	207	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP13	V20	NC	0	233	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP14	V20	C	0	0	270	824	28	0,00	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP21	V10	NC	0	270	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP22	V20	NC	0	207	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP23	V20	NC	0	232	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP24	V20	C	0	43	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP31	V10	NC	0	156	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP32	V20	C	0	113	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP33	V20	C	0	124	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP34	V20	C	0	118	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP35	V10	C	0	119	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05

Parámetros de rotulas (columnas):

El procedimiento de obtención de los parámetros de para las rotulas en columnas es similar al realizado en vigas, para ello, utilizamos la tabla 10-8 de la ASCE 41-13.

DESIGNACIÓN		Conforme/no conforme	$\rho - \rho'$	V (kN)	bw [mm]	d [mm]	f'c [Mpa]	V (bw*d*v'f'c)	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
VIGA	TIPO	Vs > 3/4 V	(pbal)						a	b	c	IO	LS	CP
VP1	V10	C	0	72	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP2	V20	C	0	124	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP3	V20	C	0	136	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP4	V20	C	0	129	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP5	V10	NC	0	142	270	824	28	0,02	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP11	V10	NC	0	289	270	824	28	0,05	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP12	V20	NC	0	218	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP13	V20	NC	0	251	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP14	V20	C	0	0	270	824	28	0,00	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP21	V10	NC	0	289	270	824	28	0,05	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP22	V20	NC	0	218	270	824	28	0,03	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP23	V20	NC	0	250	270	824	28	0,04	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
VP24	V20	C	0	43	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP31	V10	C	0	70	270	824	28	0,01	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP32	V20	C	0	122	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP33	V20	C	0	136	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP34	V20	C	0	132	270	824	28	0,02	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VP35	V10	NC	0	140	270	824	28	0,02	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 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	0.007	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
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 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

NOTE: f'c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^dV is the design shear force from NSP or NDP.

Se debe realizar la determinar cuál es el tipo de fallo que controla a la columna, si el mismo se produce por flexión o por corte, el procedimiento es idéntico al realizado en el análisis de nivel 2.

De esta manera se resume el procedimiento de cálculo en las siguientes tablas para cada uno de los niveles de demanda en estudio:

Sa 50%/50 años										
COLUMNA	TIPO	SOLICITACIONES			K	Hc [m]	Vn [kN]	Mn [kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo
		N [kN]	V [kN]	M [kNm]						
CPB1	C10PB	-143	91	94	1	0,5	101,94	51,44	205,75	CORTE
CPB2	C20PB	-327	107	100	1	0,5	115,93	101,24	404,97	CORTE
CPB3	C30PB	-268	104	99	1	0,5	111,69	61,92	247,69	CORTE
CPB4	C30PB	-262	104	99	1	0,5	111,25	61,89	247,55	CORTE
CPB5	C20PB	-280	45	77	1	0,5	112,57	100,98	403,92	CORTE
CPB6	C10PB	-222	70	133	1	0,5	108,24	52,02	208,06	CORTE
CPB7	C10PB	-109	207	93	1	0,5	166,84	57,18	228,74	CORTE
CPB8	C20PB	-619	232	69	1	0,5	243,35	110,70	442,80	CORTE
CPB9	C30PB	-570	227	75	1	0,5	237,58	71,92	287,69	CORTE
CPB10	C30PB	-624	232	70	1	0,5	243,93	72,43	289,71	CORTE
CPB11	C20PB	-747	98	78	1	0,5	151,64	104,03	416,13	CORTE
CPB12	C10PB	-419	98	190	1	0,5	122,17	53,30	213,18	CORTE
CPB13	C10PB	-168	207	94	1	0,5	174,70	57,81	231,26	CORTE
CPB14	C20PB	-635	232	70	1	0,5	245,21	110,83	443,30	CORTE
CPB15	C30PB	-577	226	75	1	0,5	238,41	71,99	287,95	CORTE
CPB16	C30PB	-576	232	70	1	0,5	238,29	71,98	287,92	CORTE
CPB17	C20PB	-677	60	38	1	0,5	178,68	106,15	424,58	CORTE
CPB18	C10PB	-276	78	168	1	0,5	112,28	52,39	209,55	CORTE
CPB19	C10PB	-109	88	92	1	0,5	99,07	51,17	204,69	CORTE
CPB20	C20PB	-323	105	97	1	0,5	115,65	101,22	404,88	CORTE
CPB21	C30PB	-265	102	96	1	0,5	111,47	61,90	247,62	CORTE
CPB22	C30PB	-63	79	65	1	0,5	98,46	60,87	243,48	CORTE
CPB23	C20PB	-504	106	189	1	0,5	127,59	102,15	408,61	CORTE
CPB24	C10PB	-254	107	200	1	0,5	110,66	52,24	208,95	CORTE

Sa BSE-1E										
COLUMNA	TIPO	SOLICITACIONES			K	Hc [m]	Vn [kN]	Mn [kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo
		N [kN]	V [kN]	M [kNm]						
CPB1	C10PB	-117	159	94	1	0,5	99,75	51,24	204,94	CORTE
CPB2	C20PB	-342	181	100	1	0,5	116,98	101,32	405,29	CORTE
CPB3	C30PB	-266	177	99	1	0,5	111,55	61,91	247,64	CORTE
CPB4	C30PB	-255	177	99	1	0,5	110,73	61,85	247,38	CORTE
CPB5	C20PB	-317	142	77	1	0,5	116,48	101,28	405,14	CORTE
CPB6	C10PB	-67	131	133	1	0,5	95,35	50,83	203,32	CORTE
CPB7	C10PB	-34	260	93	1	0,5	158,92	56,55	226,20	CORTE
CPB8	C20PB	-626	289	69	1	0,5	244,17	110,76	443,02	CORTE
CPB9	C30PB	-560	284	75	1	0,5	236,38	71,83	287,31	CORTE
CPB10	C30PB	-649	284	70	1	0,5	246,82	72,66	290,63	CORTE
CPB11	C20PB	-792	154	78	1	0,5	167,68	105,29	421,14	CORTE
CPB12	C10PB	-472	162	190	1	0,5	125,59	53,61	214,44	CORTE
CPB13	C10PB	-96	259	94	1	0,5	170,22	57,46	229,82	CORTE
CPB14	C20PB	-640	288	70	1	0,5	245,78	110,86	443,46	CORTE
CPB15	C30PB	-566	283	75	1	0,5	237,10	71,88	287,54	CORTE
CPB16	C30PB	-604	284	70	1	0,5	241,60	72,24	288,97	CORTE
CPB17	C20PB	-287	111	38	1	0,5	200,51	107,82	431,27	CORTE
CPB18	C10PB	-227	142	168	1	0,5	108,62	52,05	208,20	CORTE
CPB19	C10PB	-79	156	92	1	0,5	96,43	50,93	203,72	CORTE
CPB20	C20PB	-340	178	97	1	0,5	116,84	101,31	405,25	CORTE
CPB21	C30PB	-265	174	96	1	0,5	111,47	61,90	247,62	CORTE
CPB22	C30PB	-57	135	65	1	0,5	97,28	60,78	243,11	CORTE
CPB23	C20PB	-534	161	189	1	0,5	129,44	102,30	409,19	CORTE
CPB24	C10PB	-303	170	200	1	0,5	114,23	52,57	210,26	CORTE

Sa BSE-1N										
COLUMNA	TIPO	SOLICITACIONES			K	Hc [m]	Vn [kN]	Mn [kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo
		N [kN]	V [kN]	M [kNm]						
CPB1	C10PB	-61	246	243	1	0,5	94,80	50,78	203,12	CORTE
CPB2	C20PB	-368	273	247	1	0,5	118,76	101,46	405,85	CORTE
CPB3	C30PB	-261	269	247	1	0,5	111,18	61,88	247,52	CORTE
CPB4	C30PB	-246	268	247	1	0,5	110,06	61,79	247,17	CORTE
CPB5	C20PB	-299	223	188	1	0,5	116,14	101,26	405,03	CORTE
CPB6	C10PB	12	213	458	1	0,5	87,76	50,13	200,53	CORTE
CPB7	C10PB	55	332	113	1	0,5	140,77	55,01	220,02	CORTE
CPB8	C20PB	-638	370	170	1	0,5	232,41	109,96	439,86	CORTE
CPB9	C30PB	-540	365	162	1	0,5	228,40	71,19	284,78	CORTE
CPB10	C30PB	-702	357	150	1	0,5	252,80	73,13	292,53	CORTE
CPB11	C20PB	-866	233	156	1	0,5	183,58	106,53	426,11	CORTE
CPB12	C10PB	-552	245	493	1	0,5	130,53	54,06	216,26	CORTE
CPB13	C10PB	-13	332	113	1	0,5	154,87	56,22	224,90	CORTE
CPB14	C20PB	-651	370	169	1	0,5	235,04	110,14	440,57	CORTE
CPB15	C30PB	-546	364	161	1	0,5	229,82	71,31	285,22	CORTE
CPB16	C30PB	-659	357	150	1	0,5	247,96	72,75	290,99	CORTE
CPB17	C20PB	-212	191	91	1	0,5	174,02	105,78	423,13	CORTE
CPB18	C10PB	-149	225	471	1	0,5	102,44	51,48	205,93	CORTE
CPB19	C10PB	-19	244	241	1	0,5	90,84	50,42	201,67	CORTE
CPB20	C20PB	-369	270	245	1	0,5	118,83	101,47	405,87	CORTE
CPB21	C30PB	-262	266	244	1	0,5	111,25	61,89	247,55	CORTE
CPB22	C30PB	-55	216	179	1	0,5	97,17	60,77	243,07	CORTE
CPB23	C20PB	-590	239	463	1	0,5	132,80	102,56	410,24	CORTE
CPB24	C10PB	-383	253	501	1	0,5	119,78	53,08	212,30	CORTE

Sa BSE-2E										
COLUMNA	TIPO	SOLICITACIONES			K	Hc [m]	Vn [kN]	Mn [kNm]	2*Mn/Hc	Tipo de Fallo
		N [kN]	V [kN]	M [kNm]						
CPB1	C10PB	-42	278	271	1	0,5	93,04	50,62	202,47	CORTE
CPB2	C20PB	-375	310	276	1	0,5	119,24	101,50	406,00	CORTE
CPB3	C30PB	-260	304	275	1	0,5	111,10	61,87	247,50	CORTE
CPB4	C30PB	-241	304	275	1	0,5	109,68	61,76	247,05	CORTE
CPB5	C20PB	-289	259	217	1	0,5	115,96	101,24	404,97	CORTE
CPB6	C10PB	45	247	528	1	0,5	84,30	49,81	199,26	CORTE
CPB7	C10PB	94	364	137	1	0,5	131,84	54,18	216,74	CORTE
CPB8	C20PB	-644	406	199	1	0,5	220,07	109,13	436,54	CORTE
CPB9	C30PB	-532	400	191	1	0,5	213,23	69,99	279,95	CORTE
CPB10	C30PB	-725	389	174	1	0,5	247,50	72,71	290,84	CORTE
CPB11	C20PB	-897	266	175	1	0,5	188,46	106,91	427,64	CORTE
CPB12	C10PB	-584	279	564	1	0,5	132,45	54,24	216,96	CORTE
CPB13	C10PB	22	363	137	1	0,5	147,81	55,65	222,61	CORTE
CPB14	C20PB	-655	405	199	1	0,5	220,70	109,18	436,71	CORTE
CPB15	C30PB	-538	399	190	1	0,5	214,41	70,08	280,33	CORTE
CPB16	C30PB	-683	388	174	1	0,5	242,42	72,31	289,23	CORTE
CPB17	C20PB	-181	224	110	1	0,5	165,32	105,10	420,41	CORTE
CPB18	C10PB	-117	260	542	1	0,5	99,75	51,24	204,94	CORTE
CPB19	C10PB	2	275	269	1	0,5	88,77	50,23	200,90	CORTE
CPB20	C20PB	-377	307	274	1	0,5	119,37	101,51	406,04	CORTE
CPB21	C30PB	-260	302	273	1	0,5	111,10	61,87	247,50	CORTE
CPB22	C30PB	-54	251	208	1	0,5	97,08	60,76	243,04	CORTE
CPB23	C20PB	-618	271	531	1	0,5	134,44	102,69	410,75	CORTE
CPB24	C10PB	-415	286	571	1	0,5	121,91	53,27	213,09	CORTE

Se determina que el fallo que se produce en las columnas está controlado por la acción del cortante de piso.

El procedimiento para ingresar en la tabla es idéntico al realizado en el análisis de nivel 2 y es el siguiente:

A modo de ejemplo se explica el cálculo para la columna CPB1 y para el nivel de demanda sísmica 50%/50 años y luego se adjuntan las planillas para el resto de las columnas para todos los niveles de demanda sísmica.

Lo primero que se hace es comprobar el nivel de tensión normal a la que se encuentra sometida la sección respecto a su capacidad axial, esto se realiza por la siguiente expresión:

$$\frac{P}{A_g f_c} = \frac{143 * 10^3 N}{135000 mm^2 * 22 MPa} = 0,048$$

Luego hay que comprobar la cuantía del refuerzo transversal:

$$p = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{56,5 mm^2}{500 mm * 200 mm} = 0,001$$

Con los parámetros resaltados ingresamos a la tabla 10-8 y obtenemos los parámetros del modelo y los criterios de aceptación para cada columna y para cada nivel de demanda

Se resumen los cálculos de los parámetros obtenidos en la siguiente tabla:

Sa 50%/50 años																
COLUMNA	TIPO	f'c [Mpa]	b [mm]	h [mm]	Ag [mm ²]	N	Av	s [mm]	bw [mm]	Av	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
						(Ag*f'c	[mm ²]			(bw*s	a	b	c	IO	LS	CP
CPB1	C10PB	22	270	500	135000	0,048	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB2	C20PB	22	270	500	135000	0,110	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB3	C30PB	22	270	500	135000	0,090	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB4	C30PB	22	270	500	135000	0,088	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB5	C20PB	22	270	500	135000	0,094	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB6	C10PB	22	270	500	135000	0,075	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB7	C10PB	22	270	500	135000	0,037	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB8	C20PB	22	270	500	135000	0,208	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB9	C30PB	22	270	500	135000	0,192	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB10	C30PB	22	270	500	135000	0,210	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB11	C20PB	22	270	500	135000	0,252	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB12	C10PB	22	270	500	135000	0,141	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB13	C10PB	22	270	500	135000	0,057	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB14	C20PB	22	270	500	135000	0,214	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB15	C30PB	22	270	500	135000	0,194	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB16	C30PB	22	270	500	135000	0,194	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB17	C20PB	22	270	500	135000	0,228	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB18	C10PB	22	270	500	135000	0,093	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB19	C10PB	22	270	500	135000	0,037	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB20	C20PB	22	270	500	135000	0,109	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB21	C30PB	22	270	500	135000	0,089	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB22	C30PB	22	270	500	135000	0,021	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB23	C20PB	22	270	500	135000	0,170	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB24	C10PB	22	270	500	135000	0,086	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006

Sa BSE-1E																
COLUMNA	TIPO	f'c [Mpa]	b [mm]	h [mm]	Ag [mm ²]	N	Av	s [mm]	bw [mm]	Av	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
						(Ag*f'c	[mm ²]			(bw*s	a	b	c	IO	LS	CP
CPB1	C10PB	22	270	500	135000	0,039	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB2	C20PB	22	270	500	135000	0,115	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB3	C30PB	22	270	500	135000	0,090	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB4	C30PB	22	270	500	135000	0,086	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB5	C20PB	22	270	500	135000	0,107	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB6	C10PB	22	270	500	135000	0,023	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB7	C10PB	22	270	500	135000	0,011	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB8	C20PB	22	270	500	135000	0,211	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB9	C30PB	22	270	500	135000	0,189	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB10	C30PB	22	270	500	135000	0,219	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB11	C20PB	22	270	500	135000	0,267	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB12	C10PB	22	270	500	135000	0,159	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB13	C10PB	22	270	500	135000	0,032	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB14	C20PB	22	270	500	135000	0,215	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB15	C30PB	22	270	500	135000	0,191	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB16	C30PB	22	270	500	135000	0,203	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB17	C20PB	22	270	500	135000	0,097	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB18	C10PB	22	270	500	135000	0,076	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB19	C10PB	22	270	500	135000	0,027	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB20	C20PB	22	270	500	135000	0,114	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB21	C30PB	22	270	500	135000	0,089	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB22	C30PB	22	270	500	135000	0,019	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB23	C20PB	22	270	500	135000	0,180	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB24	C10PB	22	270	500	135000	0,102	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000

Sa BSE-1N																
COLUMNA	TIPO	f'c [Mpa]	b [mm]	h [mm]	Ag [mm ²]	N	Av	s	bw	Av	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
						(Ag*f'c	[mm ²]	[mm]	[mm]	(bw*s	a	b	c	IO	LS	CP
CPB1	C10PB	22	270	500	135000	0,021	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB2	C20PB	22	270	500	135000	0,124	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB3	C30PB	22	270	500	135000	0,088	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB4	C30PB	22	270	500	135000	0,083	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB5	C20PB	22	270	500	135000	0,101	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB6	C10PB	22	270	500	135000	-0,004	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB7	C10PB	22	270	500	135000	-0,019	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB8	C20PB	22	270	500	135000	0,215	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB9	C30PB	22	270	500	135000	0,182	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB10	C30PB	22	270	500	135000	0,236	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB11	C20PB	22	270	500	135000	0,292	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB12	C10PB	22	270	500	135000	0,186	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB13	C10PB	22	270	500	135000	0,004	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB14	C20PB	22	270	500	135000	0,219	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB15	C30PB	22	270	500	135000	0,184	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB16	C30PB	22	270	500	135000	0,222	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB17	C20PB	22	270	500	135000	0,071	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB18	C10PB	22	270	500	135000	0,050	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB19	C10PB	22	270	500	135000	0,006	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB20	C20PB	22	270	500	135000	0,124	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB21	C30PB	22	270	500	135000	0,088	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB22	C30PB	22	270	500	135000	0,019	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB23	C20PB	22	270	500	135000	0,199	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB24	C10PB	22	270	500	135000	0,129	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000

Sa BSE-2E																
COLUMNA	TIPO	f'c [Mpa]	b [mm]	h [mm]	Ag [mm ²]	N	Av	s	bw	Av	Parametros del modelo			Criterios de Aceptacion		
						(Ag*f'c	[mm ²]	[mm]	[mm]	(bw*s	a	b	c	IO	LS	CP
CPB1	C10PB	22	270	500	135000	0,014	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB2	C20PB	22	270	500	135000	0,126	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB3	C30PB	22	270	500	135000	0,088	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB4	C30PB	22	270	500	135000	0,081	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB5	C20PB	22	270	500	135000	0,097	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB6	C10PB	22	270	500	135000	-0,015	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB7	C10PB	22	270	500	135000	-0,032	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB8	C20PB	22	270	500	135000	0,217	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB9	C30PB	22	270	500	135000	0,179	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB10	C30PB	22	270	500	135000	0,244	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB11	C20PB	22	270	500	135000	0,302	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB12	C10PB	22	270	500	135000	0,197	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB13	C10PB	22	270	500	135000	-0,007	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB14	C20PB	22	270	500	135000	0,221	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB15	C30PB	22	270	500	135000	0,181	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB16	C30PB	22	270	500	135000	0,230	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB17	C20PB	22	270	500	135000	0,061	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB18	C10PB	22	270	500	135000	0,039	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB19	C10PB	22	270	500	135000	-0,001	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB20	C20PB	22	270	500	135000	0,127	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB21	C30PB	22	270	500	135000	0,088	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB22	C30PB	22	270	500	135000	0,018	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB23	C20PB	22	270	500	135000	0,208	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB24	C10PB	22	270	500	135000	0,140	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000

COLUMNA	TIPO	Sa BSE-2N														
		f'c [Mpa]	b [mm]	h [mm]	Ag [mm ²]	N	Av [mm ²]	s [mm]	bw [mm]	Av [bw*s]	Parámetros del modelo			Criterios de Aceptación		
						(Ag*f'c)					a	b	c	IO	LS	CP
CPB1	C10PB	22	270	500	135000	-0,009	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB2	C20PB	22	270	500	135000	0,139	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB3	C30PB	22	270	500	135000	0,085	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB4	C30PB	22	270	500	135000	0,077	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB5	C20PB	22	270	500	135000	0,082	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB6	C10PB	22	270	500	135000	-0,051	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB7	C10PB	22	270	500	135000	-0,076	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB8	C20PB	22	270	500	135000	0,224	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB9	C30PB	22	270	500	135000	0,169	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB10	C30PB	22	270	500	135000	0,271	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB11	C20PB	22	270	500	135000	0,336	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB12	C10PB	22	270	500	135000	0,232	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB13	C10PB	22	270	500	135000	-0,047	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB14	C20PB	22	270	500	135000	0,227	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB15	C30PB	22	270	500	135000	0,171	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB16	C30PB	22	270	500	135000	0,257	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB17	C20PB	22	270	500	135000	0,027	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB18	C10PB	22	270	500	135000	0,005	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB19	C10PB	22	270	500	135000	-0,026	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB20	C20PB	22	270	500	135000	0,141	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB21	C30PB	22	270	500	135000	0,086	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB22	C30PB	22	270	500	135000	0,013	56,5	200	500	0,000565	0	0,006	0	0	0,005	0,006
CPB23	C20PB	22	270	500	135000	0,239	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000
CPB24	C10PB	22	270	500	135000	0,176	56,5	200	500	0,000565	0	0,000	0	0	0,000	0,000

Con estos resultados entonces obtenemos los criterios de aceptación para cada columna para cada nivel de sismo que luego vamos a utilizar cuando comparemos haciendo el análisis de pushover.

También se obtienen los parámetros a, b y c que son los que se usan para definir las rotulas que se ingresarían en el modelo del software en caso de usar un programa que trabaje con este modelo, donde hay que diseñar y cargar las rotulas plásticas en el programa. En nuestro caso se va a trabajar con un modelo de elementos fibra para el análisis pushover, por lo que no se usaran los parámetros a, b y c obtenidos.

ANÁLISIS PUSHOVER:

El análisis estático no lineal (pushover) se realiza sobre el modelo analítico del edificio. Antes de ejecutar el análisis pushover, se realiza un análisis estático lineal de gravedad aplicando cargas de gravedad al modelo analítico de acuerdo con la ASCE 41-13.

Se utiliza la siguiente combinación de carga para definir la carga de gravedad aplicada a la estructura:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (\text{ASCE 41-13 Ecuación 7-3})$$

Donde:

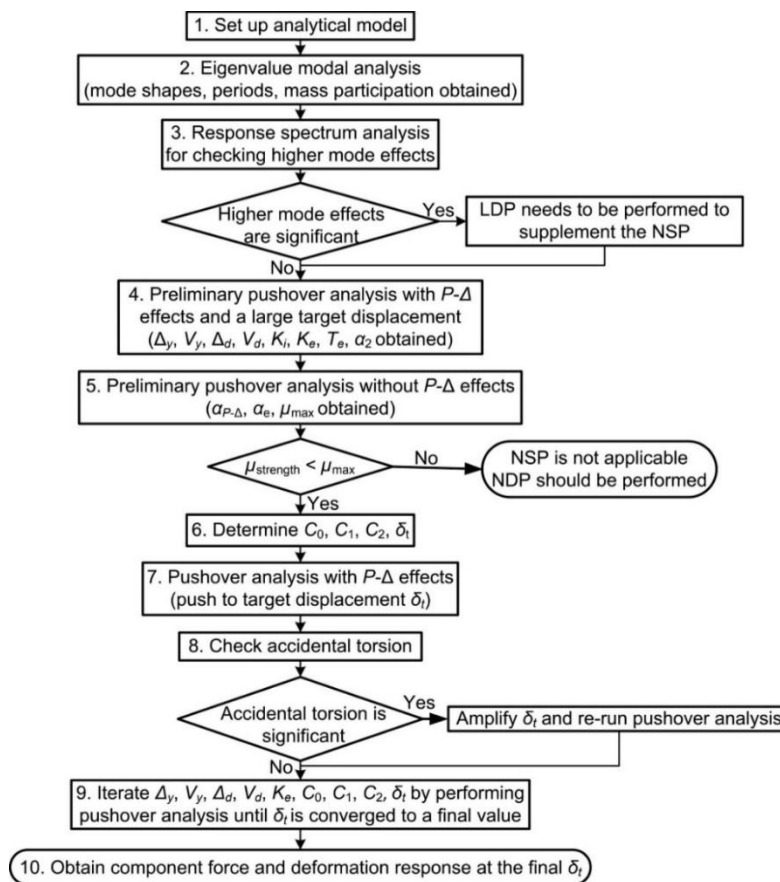
- QD = Acción causada por las cargas muertas
- QL = Acción causada por la carga viva, igual al 25% de la carga viva no reducida obtenida de acuerdo con ASCE 7 pero no inferior a la carga viva real
- Qs = Acción causada por la carga de nieve efectiva.

Una vez finalizado el análisis gravitacional, se inicia el análisis pushover para la estructura previamente deformada por estas cargas debido a la gravedad. Las cargas de gravedad se mantendrán constantes durante el análisis pushover.

Las fuerzas laterales utilizadas para el análisis pushover pueden definirse de 2 maneras, puede coincidir con la forma modal en la dirección considerada, o puede ser un estado de cargas definido por el usuario a cargo del proyecto, en nuestro caso se optó por usar la forma modal determinada en los análisis de nivel 1 y 2 de este trabajo.

Se selecciona un nodo de control que debe coincidir con el centro de la estructura, y es en el cual se medirán los desplazamientos del análisis pushover, ya que si bien al ser un diafragma rígido, todos los puntos tienen la misma deformación, esto no funciona 100% perfecto en el modelo, por lo tanto se miden los desplazamientos con respecto a este nodo de control seleccionado, ya que el mismo nos está dando un desplazamiento promedio de toda la estructura.

A continuación, se adjunta un gráfico extraído del código ASCE, en el cual se explican todos los pasos a realizar en este análisis en forma de diagrama de flujo.



Verificación del efecto de los modos superiores

Para la verificación es necesario determinar el cortante de piso para cada nivel considerando 1 modo de vibración y luego determinar el cortante de piso considerando suficientes modos para generar una participación modal de por lo menos el 90% de la masa de la estructura.

Como el programa Seismostruck no tiene una opción para determinar el cortante de piso, se determinó el esfuerzo de corte en cada columna y la suma de estos esfuerzos son equivalentes al cortante de piso.

COLUMNA	NIVEL	43 MODOS				3 MODOS							
		MODAL 1		CORTANTE BASAL		MODAL 2		CORTANTE BASAL					
		V2 (B) [kN]	V3 (B) [kN]	V2 (B) [kN]	V3 (B) [kN]	V2 (B) [kN]	V3 (B) [kN]	V2 (B) [kN]	V3 (B) [kN]				
col2	PB	13,47	2,44	166,63	317,90	13,47	2,44	167,15	317,90				
col4	PB	15,84	12,25			15,84	12,25						
col6	PB	15,21	9,75			15,21	9,75						
col8	PB	16,53	10,38			16,53	10,38						
col10	PB	18,99	9,22			18,99	9,22						
col10ext1	PB	16,13	4,70			16,13	4,70						
col26	PB	0,77	-7,46			0,77	-7,46						
col28	PB	-5,70	28,44			-5,66	28,44						
col30	PB	-6,17	23,57			-6,04	23,57						
col32	PB	-5,06	25,19			-4,99	25,19						
col34	PB	-1,99	19,42			-1,99	19,42						
col10ext2	PB	5,14	5,61			5,14	5,61						
col50	PB	11,79	-6,79			11,79	-6,79						
col52	PB	12,98	29,27			13,04	29,27						
col54	PB	12,70	21,81			12,90	21,81						
col56	PB	14,56	44,67			14,56	44,67						
col58	PB	16,62	12,74			16,62	12,74						
col10ext3	PB	16,29	5,83			16,29	5,83						
col74	PB	1,50	0,39			1,50	0,39						
col76	PB	-5,05	9,86			-5,05	9,86						
col78	PB	-5,89	6,92			-5,89	6,92						
col80	PB	-4,12	10,92			-4,12	10,92						
col82	PB	-2,88	1,72			-2,88	1,72						
col10ext4	PB	4,13	4,52			4,13	4,52						
colad2	PB	7,49	29,26			7,49	29,26						
colad3	PB	3,37	3,28			3,37	3,28						
col14	PA	30,58	-1,96			122,26	136,53			30,58	-1,95	122,45	136,54
col16	PA	45,68	3,96							45,68	3,96		
col18	PA	45,26	2,81							45,26	2,81		
col20	PA	45,65	3,22							45,65	3,22		
col22	PA	46,78	2,49	46,78	2,49								
col24	PA	30,90	11,28	30,90	11,28								
col38	PA	-15,52	-13,62	-15,52	-13,62								
col40	PA	-31,35	8,20	-31,34	8,20								
col42	PA	-32,72	6,31	-32,67	6,31								
col44	PA	-32,33	7,15	-32,30	7,15								
col46	PA	-30,69	6,18	-30,69	6,18								
col48	PA	-16,36	23,59	-16,36	23,59								
col62	PA	26,46	-12,21	26,46	-12,21								
col64	PA	37,28	9,80	37,30	9,80								
col66	PA	37,11	6,40	37,18	6,40								
col68	PA	37,42	21,82	37,42	21,82								
col70	PA	40,84	-0,25	40,84	-0,25								
col72	PA	29,08	16,89	29,08	16,89								
col86	PA	-16,99	-2,07	-16,99	-2,07								
col88	PA	-36,33	3,89	-36,33	3,89								
col90	PA	-37,86	2,26	-37,86	2,26								
col92	PA	-33,57	5,09	-33,57	5,09								
col94	PA	-36,42	-0,74	-36,42	-0,74								
col96	PA	-18,01	11,91	-18,01	11,91								
colad5	PA	13,84	10,83	13,84	10,83								
colad6	PA	-6,46	3,30	-6,46	3,30								

Se resume los esfuerzos en la siguiente tabla simplificada:

DIRECCION DE ANALISIS	PISO	43 MODOS		3 MODOS		VARIACION DE CORTANTE DE PISO ENTRE 43 y 3 MODOS
		PARTICIPACION MODAL ACUMULADA (%)	CORTANTE DE PISO [kN]	PARTICIPACION MODAL ACUMULADA (%)	CORTANTE DE PISO [kN]	
X	PA	99,96%	136,53	95,33%	136,54	1,000
	PB		317,90		317,90	1,000
Y	PA	99,03%	122,26	96,98%	122,45	1,002
	PB		166,63		167,15	1,003

Donde vemos que la variación en el esfuerzo de corte no es significativa para los modos superiores, y cumple con la condición de que la variación del cortante sea inferior al 30%.

Por ello, concluimos que no es necesario realizar un LSP para capturar los efectos de los modos superiores en la respuesta de la estructura.

Análisis preliminar de la curva de fuerza-desplazamiento idealizada (ASCE 41-13 § 7.4.3.2.4):

Con el fin de determinar el desplazamiento objetivo para el pushover, se realiza un análisis pushover preliminar con un desplazamiento objetivo suficientemente grande en el nudo de control en cada una de las dos direcciones principales del edificio.

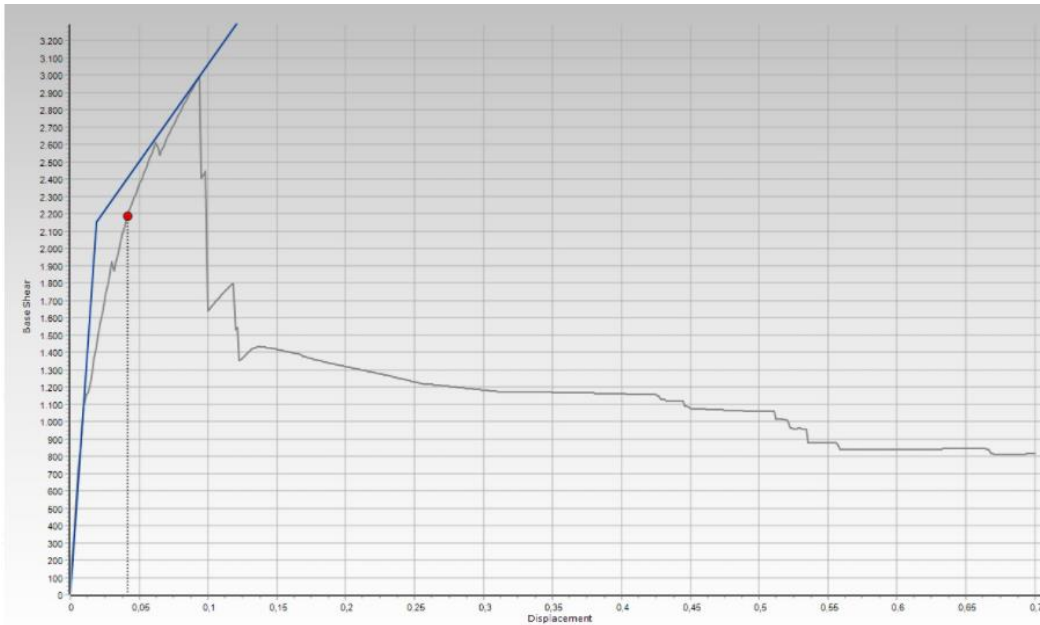
La curva del cortante basal vs el desplazamiento del nodo de control, posee un tramo con pendiente positiva hasta alcanzar un máximo, luego tiene una pendiente negativa abrupta, y finalmente tiene una tercera pendiente negativa más suave. Las curvas obtenidas en el modelo para ambas direcciones son las siguientes:

Cabe aclarar que el pushover se realizó para ambas direcciones y además considerando o no el efecto $P-\Delta$ ya que el reglamento ASCE lo exige.

El efecto $P-\Delta$ es un efecto de segundo orden, en el cual se considera que la carga axial se aplica con una cierta excentricidad que se va produciendo debido a la deformación, entonces se produce un momento de segundo orden de valor igual a la carga normal por esta excentricidad.

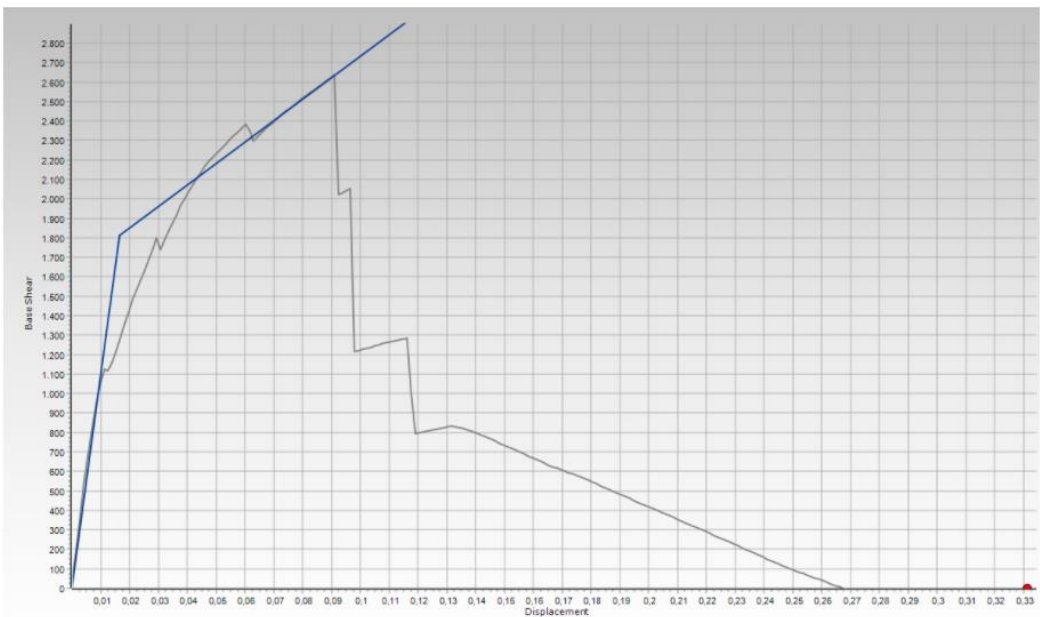
Las unidades de los diagramas son: kN para el corte en el eje y, y metros para el desplazamiento en el eje x.

Dirección x sin considerar efecto P-Δ:



Vemos entonces que para la dirección x sin considerar efecto P-Δ, la estructura alcanza una máxima capacidad a corte de valor 2995 kN, para un desplazamiento de 0,094m.

Dirección x considerando efecto P-Δ:

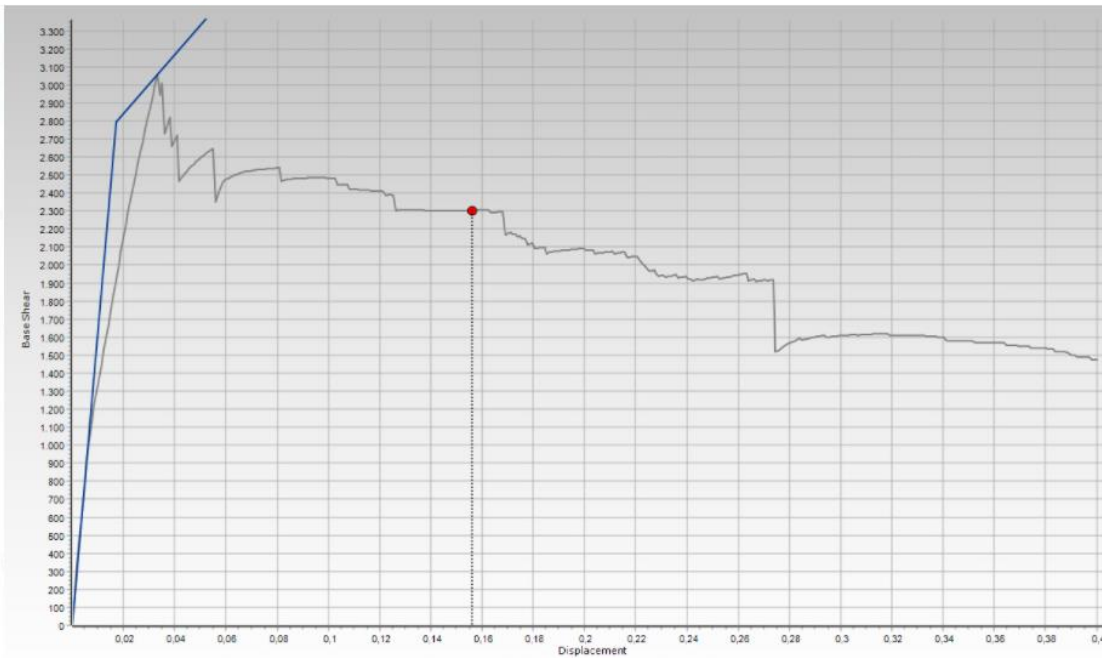


Vemos entonces que para la dirección x considerando efecto P- Δ , la estructura alcanza una máxima capacidad a corte de valor 2382 kN, para un desplazamiento de 0,06m.

Comparativa entre Pushover con efectos P- Δ y sin efecto P- Δ :

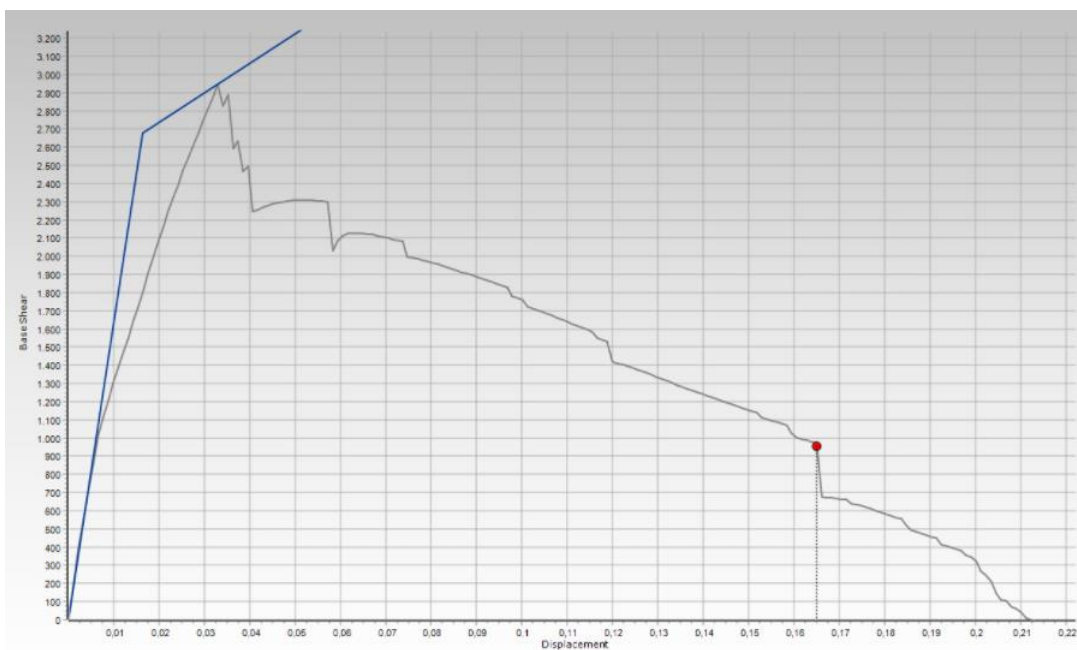


Dirección y sin considerar efecto P- Δ :



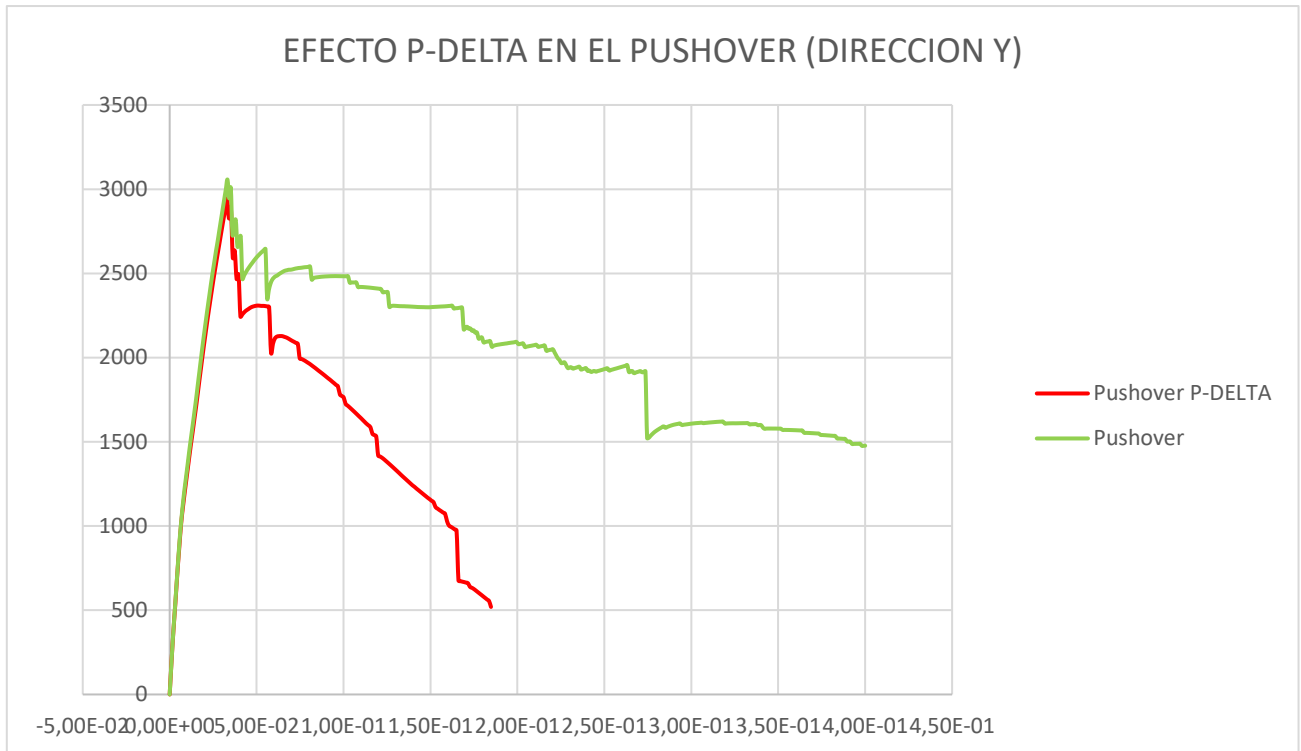
Vemos entonces que para la dirección y sin considerar efecto P- Δ , la estructura alcanza una máxima capacidad a corte de valor 2813 kN, para un desplazamiento de 0,029m.

Dirección y considerando el efecto P- Δ :



Vemos entonces que para la dirección y sin considerar efecto P- Δ , la estructura alcanza una máxima capacidad a corte de valor 2610 kN, para un desplazamiento de 0,0275m.

Comparativa entre Pushover con efectos P- Δ y sin efecto P- Δ :



Curva idealizada del análisis:

Esta es una curva simplificada que tiene como objetivo adaptarse lo más posible a lo obtenido en el pushover, la misma se compone de varios tramos lineales más fáciles de analizar que la curva original.

Para construir la curva idealizada se deben definir los siguientes puntos:

Punto “B” correspondiente al cortante basal máximo (V_d , Δ_d)

Punto “A” correspondiente a 0,6 del límite elástico ($0,6 \cdot V_y$, $0,6 \cdot \Delta_y$).

Punto “C” correspondiente a 0,6 del límite elástico en período plástico ($0,6 V_y'$, $0,6 \cdot \Delta_y'$).

Para definir el límite elástico, se lo consideró como el punto en el cual se forma la primera rótula plástica de la estructura. Luego se determina el cortante al 60% de este

límite elástico y su correspondiente desplazamiento, a partir de estos valores se puede determinar la rigidez efectiva como:

$$K_e = \frac{0,6 \cdot V_y}{0,6 \cdot \Delta_y}$$

La cual representa la pendiente del primer tramo de la curva idealizada.

Para determinar la pendiente del segundo tramo ($\alpha_1 \cdot K_e$) de esta curva, se debe trazar una pendiente menor a la inicial tal que la misma una el punto anterior con el punto de cortante máximo, y que la curva obtenida tenga la misma área tanto por encima como por debajo de la curva original del análisis pushover.

Para determinar la pendiente del tercer tramo ($\alpha_2 \cdot K_e$) se une el punto de máximo cortante (“B”) con el punto “C”.

A continuación, se adjunta el gráfico del reglamento ASCE 41-13 § 7.4.3.2.4.

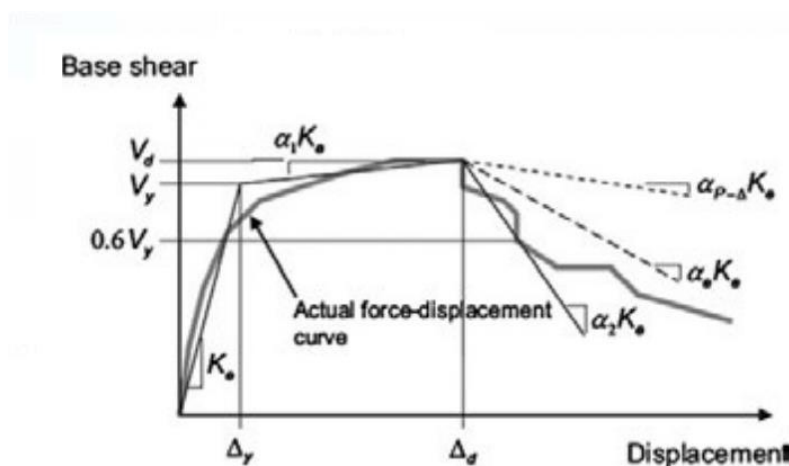


FIG. 7-3. Idealized Force-Displacement Curves

Esta curva idealizada se realiza para ambas direcciones principales considerando el efecto P- Δ y no considerándolo.

Para cada curva se calcula el periodo fundamental efectivo T_e :

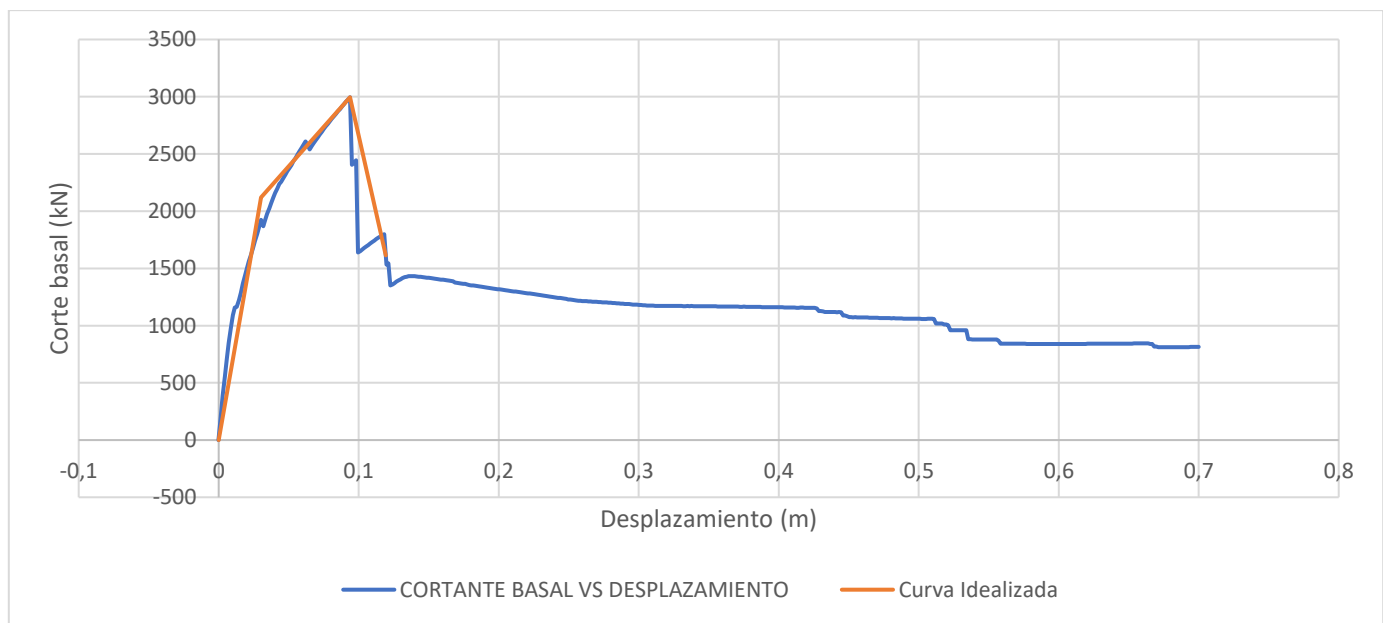
$$T_e = T_i * \sqrt{\left(\frac{K_i}{K_e}\right)}$$

Siendo:

- T_i el periodo fundamental de la estructura obtenido a partir del análisis de valores propios y auto vectores.
- K_i la rigidez inicial obtenida a partir de los valores de cortante basal y desplazamiento del primer paso del análisis pushover.
- K_e es la rigidez efectiva determinada anteriormente.

A continuación, se adjuntan las 4 curvas idealizadas con sus respectivas curvas originales, y la tabla de cálculo usadas para obtener sus puntos.

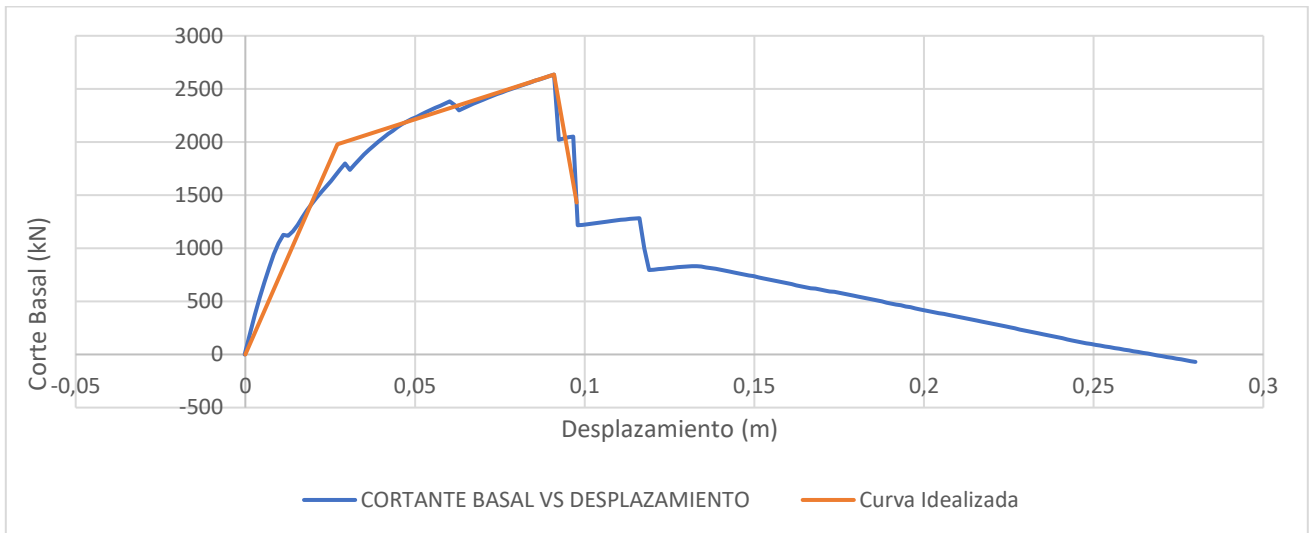
Dirección x sin considerar efecto P- Δ :



V_y	Δy	V_d	Δd	$0,6*V_y$	T_i	K_i	K_e	T_e
2692	0,074	2995	0,094	1615	0,365	140793	69944	0,518

$0,6*\Delta y$	$0,6*\Delta y''$
0,0231	0,12

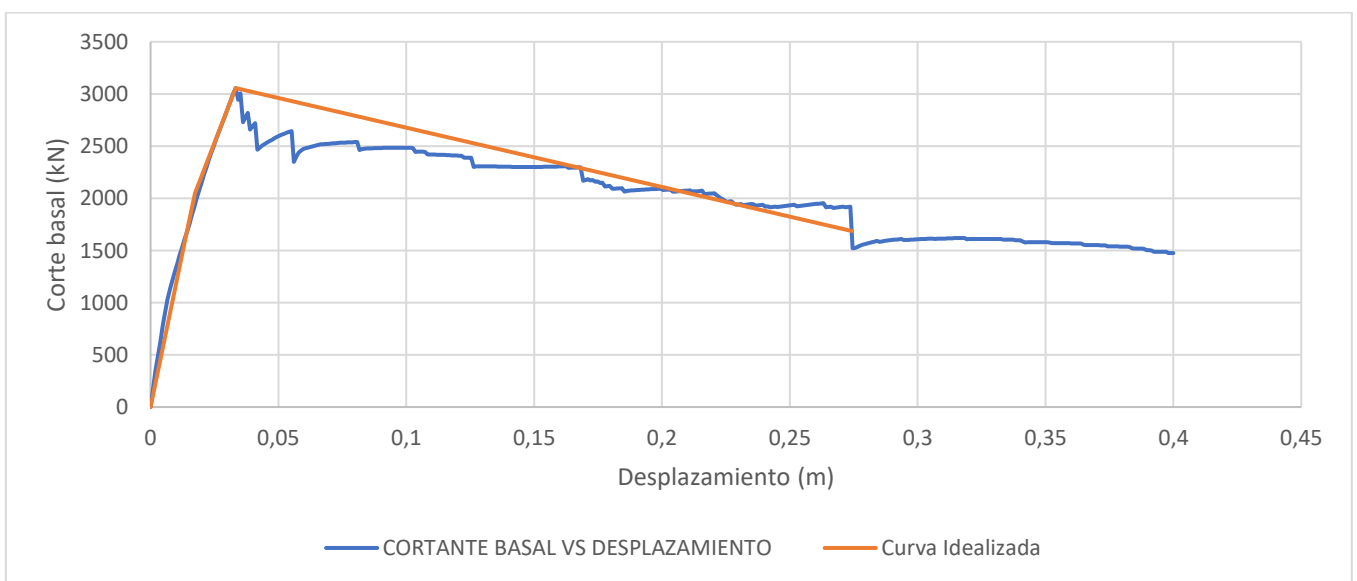
Dirección x considerando efecto P-Δ:



Vy	Δy	Vd	Δd	0,6*Vy	Ti	Ki	Ke	Te
2382	0,0602	2635	0,091	1429	0,365	141531	72918	0,509

0,6*Δy	0,6*Δy''
0,0196	0,098

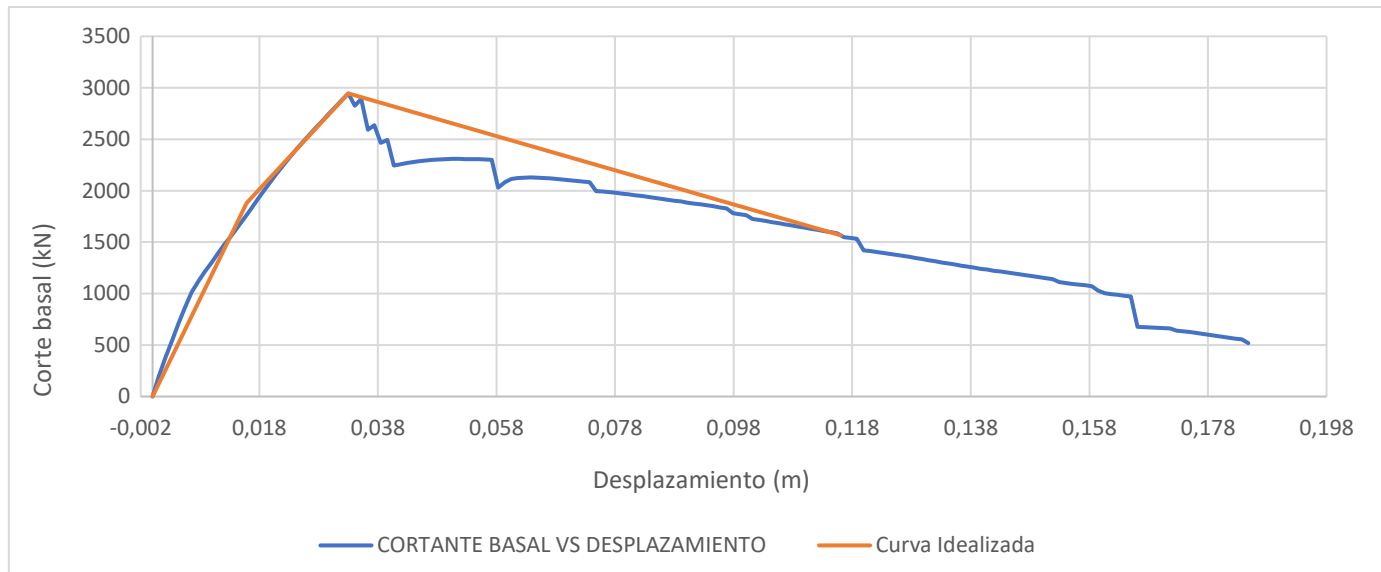
Dirección y sin considerar efecto P-Δ:



Vy	Δy	Vd	Δd	0,6*Vy	Ti	Ki	Ke	Te
2813	0,029	3057	0,033	1688	0,295	184450	118427	0,368

0,6* Δy	0,6* $\Delta y''$
0,01425178	0,274

Dirección y considerando P- Δ :



Vy	Δy	Vd	Δd	0,6*Vy	Ti	Ki	Ke	Te
2610	0,0275	2945	0,033	1566	0,295	181877	118636	0,365

0,6* Δy	0,6* $\Delta y''$
0,0132	0,1161

Cálculo de coeficientes para determinar el desplazamiento objetivo:

El desplazamiento objetivo es el desplazamiento al cual se va a someter la estructura en el análisis pushover. Haciendo una analogía a los análisis de nivel 1 y 2 de este trabajo, en los cuales se determinaba una fuerza por medio del reglamento, que luego se le aplicaba a la estructura y se observaba la respuesta de la misma. En este caso lo que determinamos por medio del reglamento ASCE 41-13, es un desplazamiento objetivo hasta el cual deberá deformarse la estructura en el análisis pushover y luego evaluamos la respuesta de los diferentes componentes de la misma.

El desplazamiento objetivo para el nodo de control se calcula con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{ASCE 41-13 Ecuación 7-28}).$$

Los mismos se calculan para 2 niveles de demanda sísmica, el nivel BSE-1E Y el nivel BSE-2E, 2 los cuales usamos previamente en el análisis de nivel 2.

A modo de ejemplo se explicaran el cálculo de todos los coeficientes para la dirección X-X para el nivel de demanda BSE-1E teniendo en cuenta el efecto P-Δ, y luego se adjuntan todas las planillas de cálculo usadas para el resto de los coeficientes en ambas direcciones y para los diferentes niveles de demanda sísmica.

Cálculo de Co:

El valor de Co lo obtenemos de la tabla 7-5 del reglamento ASCE 41-13 en función de la cantidad de niveles de la estructura y la forma de distribución de las cargas.

Para nuestro caso tenemos 2 niveles y una distribución de cargas triangular como explica el reglamento, por lo tanto, corresponde un valor de Co de 1,2.

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
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
10+	1.3	1.2	1.5

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
^aBuildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Cálculo de la μ strength:

La u strength es la relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente elástico, según la ecuación 7-31 del reglamento:

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 7-31})$$

Dónde:

- Sa: La pseudoaceleración del espectro de respuesta.
- Cm: Coeficiente de participación modal, obtenido del modelo mediante un análisis de valores y vectores propios.
- Vy: Capacidad ductil de la estructura (corte basal máximo que puede resistir la estructura).
- W: Peso sísmico de la estructura.

Para la dirección x-x:

$$\mu \text{ strength} = \frac{0,646 * 0,946}{\frac{2382\text{kN}}{12810\text{kN}}} = 3,29$$

APLICABILIDAD DEL PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL:

Se debe verificar que el proceso estático no lineal (NSP según sus siglas en inglés) se aplicable a nuestro modelo, lo mismo se verifica comparando la $\mu \text{ strength}$ con un valor de $\mu \text{ max}$ dado por la ecuación 7-32 del reglamento.

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 7-32})$$

Dónde:

$$h = 1 + 0,15 \text{ Ln}(Te)$$

α_e es el promedio entre las pendientes teniendo y no teniendo en cuenta el efecto P- Δ , a partir del punto cuando se llega al máximo corte basal, como indican las líneas punteadas de la figura 7-3 adjuntada previamente en este análisis. Y se calcula con la ecuación 7-33 del reglamento ASCE 41-13.

- Δ_d es el desplazamiento de máximo cortante basal.
- Δ_y es el desplazamiento de fluencia.

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta}) \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 7-33})$$

Dónde:

α_2 = pendiente negativa a partir del punto de máximo corte basal de la curva idealizada, teniendo en cuenta los efectos P- Δ , como se ve en el la figura 7-13.

$\alpha_{P-\Delta}$, = pendiente negativa a partir del punto de máximo corte basal de la curva idealizada, sin tener en cuenta los efectos P- Δ , como se ve en el la figura 7-13.

λ = factor que representa el efecto de campo cercano (proximidad a zonas de fallo). El mismo tiene un valor de:

- 0,8 si $S_{x1} > 0,6$ para BSE-2N
- 0,2 si $S_{x1} < 0,6$ para BSE-2N

Siendo S_{x1} , el parámetro de diseño de aceleración de la respuesta espectral para períodos largos de 1 segundo, para cualquier nivel de riesgo sísmico, amortiguación y ajustada por la clase de emplazamiento. En nuestro caso corresponde un valor de $\lambda=0,8$.

Para la dirección x-x:

$$\alpha_2 * Ke = \frac{0,6 * V_y - V_d}{0,6 * \Delta y' - \Delta d} = \frac{1429kN - 2635kN}{0,0976m - 0,091} = -181553 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_2 = \frac{\alpha_2 * Ke}{Ke} = \frac{-181553 \frac{kN}{m}}{72918 \frac{kN}{m}} = -2,49$$

$$\alpha_{P-\Delta} * Ke = \frac{0,6 * V_y - V_d}{0,6 * \Delta y - \Delta d} = \frac{1615kN - 2995kN}{0,119m - 0,094m} = -54051 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_{P-\Delta} = \frac{\alpha_2 * Ke - \alpha_{P-\Delta} * Ke}{Ke} = \frac{-181553 \frac{kN}{m} - (-54051 \frac{kN}{m})}{72918 \frac{kN}{m}} = -1,75$$

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda * (\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta}) = -1,75 + 0,8 * (-2,49 - (-1,75)) = -2,34$$

$$h = 1 + 0,15 \ln(Te) = 1 + 0,15 * \ln(0,509s) = 0,899$$

$$\mu_{max} = \frac{\Delta d}{\Delta y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} = \frac{0,091m}{0,027m} + \frac{|-2,34|^{-0,9}}{4} = 3,468$$

Entonces vemos que $\mu \text{ strength} < \mu \text{ max}$ ($3,29 < 3,468$), por lo tanto, para la dirección x para el nivel de demanda sísmica BSE-1E, es aplicable el NSP.

Los efectos P- Δ no son importantes, por ello no es necesario considerar la degradación cíclica de la rigidez en los componentes de la estructura. Entonces no es necesario realizar en análisis dinámico no lineal.

Tanto para la dirección X como la dirección Y, la verificación de la aplicabilidad del NSP se realizó teniendo en cuenta los efectos P- Δ , ya que representa correctamente la realidad, y además estamos del lado de la seguridad ya que es más desfavorable a no considerarlo.

A continuación, se adjuntan las planillas de cálculo realizadas para calcular todos ítems necesarios para verificar la aplicabilidad del NSP para ambas direcciones y para los 2 niveles de demanda sísmica en estudio.

Dirección X-X		DIRECCIÓN X-X	
T [s]	0,365	α P- Δ	-1,75
Co	1,2	α 2	-2,49
W [kN]	12810	λ	0,8
Vy [kN]	2382	α e	-2,34
Sa BSE 1-E	0,646	h	0,90
Sa BSE 2-E	0,961	Δy (m)	0,027
Cm	0,946	Δd (m)	0,091
μ strength BSE 1-E	3,29	μmax	3,468
μ strength BSE 2-E	4,89		
C1 BSE 1-E	1,29		
C1 BSE 2-E	1,49		
C2 BSE1-E	1,05		
C2 BSE2-E	1,14		
Te [s]	0,509		
δt BSE 1-E (m)	0,104		
δt BSE 2-E (m)	0,131		

μ strength BSE 1-E	3,29	Es aplicable el NSP
μ strength BSE 2-E	4,89	Como u_{max} es menor a u strength no es aplicable el NSP

Dirección Y-Y	
T [s]	0,295
Co	1,2
W [kN]	12810
Vy [kN]	2813
Sa BSE 1-E	0,646
Sa BSE 2-E	0,961
Cm	0,93
μ strength BSE 1-E	2,83
μ strength BSE 2-E	4,05
C1 BSE 1-E	1,35
C1 BSE 2-E	1,58
C2 BSE1-E	1,05
C2 BSE2-E	1,13
Te [s]	0,365
δt BSE 1-E (m)	0,056
δt BSE 2-E (m)	0,071

DIRECCIÓN Y-Y	
α P- Δ	-0,09
α 2	-0,14
λ	0,80
α e	-0,13
h	0,85
Δy (m)	0,016
Δd (m)	0,033
μ max	3,492

μ strength BSE 1-E	2,83	Es aplicable el NSP
μ strength BSE 2-E	4,05	Como u_{max} es menor a u strength no es aplicable el NSP

Vemos entonces que tanto para la dirección X como para la dirección Y es aplicable el NSP para el nivel de demanda sísmica BSE 1-E, pero para ambas direcciones no resulta aplicable para el nivel de demanda BSE 2-E, por lo tanto para este nivel debería de aplicarse un análisis dinámico no lineal (NDP por sus siglas en inglés), lo cual queda fuera del alcance del presente trabajo debido que para realizarlo se necesita la determinación de parámetros dinámicos de los materiales y esto implica realizar ensayos de laboratorio.

El trabajo continúa entonces solo para el nivel de demanda sísmica BSE 1-E.

DETERMINACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO:

Cálculo de C1:

El coeficiente C1 se calcula con la ecuación 7-29 del reglamento ASCE 41-13:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2} \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 7-29})$$

Dónde a es un factor de clase de sitio y $a=60$ para clase de sitio D. Para el caso de la dirección x y para el nivel sísmico BSE 1-E:

$$C_1 = 1 + \frac{3,29 - 1}{60 * 0,365^2} = 1,29$$

Cálculo de C2:

Se calcula con la ecuación 7-30 del reglamento ASCE 41-13:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 7-30})$$

Para la dirección x y para el riesgo sísmico BSE 1-E:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} * \left(\frac{3,29 - 1}{0,365} \right)^2 = 1,05$$

Cálculo desplazamiento objetivo preliminar:

Con los coeficientes calculados anteriormente, el desplazamiento objetivo preliminar para el nodo de control se calcula con la ecuación 7-28 del reglamento ASCE 41-13:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{ASCE 41-13 Eq. 7-28})$$

Para la dirección x y para el nivel sísmico BSE 1-E:

$$\delta = 1,2 * 1,29 * 1,05 * 0,646 * \frac{(0,365s)^2}{4 * \pi^2} * 9,81 \frac{m}{s^2} = 0,104m$$

A continuación, se adjuntan las planillas de cálculos utilizadas para calcular el desplazamiento objetivo para ambas direcciones.

Dirección X-X	
T [s]	0,365
Co	1,2
W [kN]	12810
Vy [kN]	2382
Sa BSE 1-E	0,646
Cm	0,946
μ strength BSE 1-E	3,29
C1 BSE 1-E	1,29
C2 BSE1-E	1,05
Te [s]	0,509
δt BSE 1-E (m)	0,104

Dirección Y-Y	
T [s]	0,295
Co	1,2
W [kN]	12810
Vy [kN]	2813
Sa BSE 1-E	0,646
Cm	0,93
μ strength BSE 1-E	2,83
C1 BSE 1-E	1,35
C2 BSE1-E	1,05
Te [s]	0,365
δt BSE 1-E (m)	0,056

VERIFICACIÓN DE LA TORSIÓN ACCIDENTAL:

El momento de torsión total será igual a la suma del momento de torsión real y el momento de torsión accidental. En nuestro caso en estudio, el modelo tridimensional realizado en el software ya tiene en cuenta el efecto de la torsión real cuando realizamos el análisis pushover, es decir, la torsión debida a la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura.

Para estudiar la torsión accidental, se realizan los siguientes pasos:

Se realiza el análisis pushover para las dos direcciones principales de la estructura, una vez realizado el mismo se extrae el valor de cortante máximo al terminar el análisis.

Comparando el desplazamiento máximo del diafragma rígido con el desplazamiento promedio del mismo, obtenemos el valor del multiplicado re desplazamiento para la torsión real (η_{actual}), el cual es un coeficiente que sirve para cuantificar la torsión que tenemos, vemos que la misma la obtenemos como diferencias de desplazamientos relativos entre los puntos del diafragma (ya que, si todos los puntos del mismo sufrieran la misma traslación, no existiría el fenómeno de torsión).

$$\eta_{actual} = \frac{\eta_{max}}{\eta_{avg}}$$

A continuación, se adjuntan las planillas de cálculo para el coeficiente de torsión para ambas direcciones:

Dirección x:

NODOS CENTRALES							
	Desplazamiento Objetivo (X)	0,104	Load Factor	0,22813205			
PB		Nodo 69	Nodo 70	Nodo 173	Nodo 174	PROMEDIO	MODULO VECTOR
	Dx	0,097	0,097	0,097	0,097	0,0969	0,097
	Dy	0,000	0,000	0,000	0,000	2,04E-05	
PA		Nodo 129	Nodo 130	Nodo 331	Nodo 332		
	Dx	0,105	0,105	0,105	0,105	0,1049	0,105
	Dy	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0002	
NODOS EXTREMOS							
PB		Nodo 31	Nodo 36	Nodo 395	Nodo 400	PROMEDIO	
	Dx	0,097	0,097	0,097	0,097	0,0969	0,097
	Dy	-0,00005	0,00009	-0,00005	0,00009	0,0000	
PA		Nodo 43	Nodo 48	Nodo 771	Nodo 776		
	Dx	0,105	0,105	0,105	0,105	0,1049	0,105
	Dy	-0,00034	0,00069	-0,00034	0,00069	0,0002	

PB	η_{avg}	0,097
	η_{max}	0,097
	η_{max}/η_{avg}	1,00
PA	η_{avg}	0,105
	η_{max}	0,105
	η_{max}/η_{avg}	1,00

Dirección y:

NODOS CENTRALES							
	Desplazamiento Objetivo (Y)	0,056	Load Factor	0,39086153			
PB		Nodo 69	Nodo 70	Nodo 173	Nodo 174	PROMEDIO	
	Dx	0,00995	0,010	-0,002574	-0,003	0,0037	0,056
	Dy	0,048	0,065	0,048	0,065	0,0562	
PA		Nodo 129	Nodo 130	Nodo 331	Nodo 332		
	Dx	0,010	0,010	-0,003	-0,003	0,0038	0,065
	Dy	0,056	0,074	0,056	0,074	0,0649	
NODOS EXTREMOS							
PB		Nodo 31	Nodo 36	Nodo 395	Nodo 400	PROMEDIO	
	Dx	0,027	0,026	-0,019	-0,019	0,0037	0,056
	Dy	0,014	0,098	0,014	0,098	0,0562	
PA		Nodo 43	Nodo 48	Nodo 771	Nodo 776		
	Dx	0,028	0,028	-0,020	-0,020	0,0038	0,065
	Dy	0,021	0,109	0,021	0,109	0,0649	

PB	η_{avg}	0,0562
	η_{max}	0,098
	η_{max}/η_{avg}	1,75
PA	η_{avg}	0,065
	η_{max}	0,109
	η_{max}/η_{avg}	1,68

El momento de torsión accidental se calcula utilizando la fuerza de corte obtenida en el paso 1, multiplicándola por una excentricidad de valor igual al 5% de la dimensión horizontal del piso medida perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada.

Obteniendo los siguientes resultados para ambas direcciones:

FUERZAS								
DIRECCION X								
	VALOR	CANTIDAD	LOAD FACTOR	CORTANTE DE PISO (kN)	ANCHO PLANTA (m)	EXCENRICIDAD ACCIDENTAL (m)	MOMENTO DE TORSION ACCIDENTAL (kNm)	FUERZA EQUIVALENTE LATERAL (kN)
PA	900	4	0,22813205	820,8	19,7	0,985	808,5	82,1
PB	574	4	0,22813205	523,6	19,7	0,985	515,7	52,4
DIRECCION Y								
	VALOR	CANTIDAD	LOAD FACTOR	CORTANTE DE PISO (kN)	LARGO PLANTA (m)	EXCENRICIDAD ACCIDENTAL (m)	MOMENTO DE TORSION ACCIDENTAL (kNm)	FUERZA EQUIVALENTE LATERAL (kN)
PA	600	6	0,39086153	1406,3	36,2	1,81	2545,4	140,6
PB	383	6	0,39086153	897,0	36,2	1,81	1623,6	89,7

Una vez aplicado el momento de torsión accidental a cada nivel de la estructura, se vuelve a realizar un proceso similar al sub paso 1, y se vuelve a calcular el multiplicador de desplazamiento ($\eta_{actual+accidental}$), pero en este caso teniendo en cuenta tanto los efectos de torsión reales como los accidentales.

Se realiza el cálculo para ambas direcciones de forma similar al subpaso 1:

Dirección x:

NODOS CENTRALES							
	Desplazamiento Objetivo (X)	0,104	Load Factor	0,19722634			
PB		Nodo 69	Nodo 70	Nodo 173	Nodo 174	PROMEDIO	MODULO VECTOR
	Dx	0,096	0,096	0,095	0,095	0,0959	0,096
	Dy	0,000	0,001	0,000	0,001	2,50E-04	
PA		Nodo 129	Nodo 130	Nodo 331	Nodo 332		
	Dx	0,105	0,105	0,103	0,103	0,1040	0,104
	Dy	0,000	0,001	0,000	0,001	0,0004	
NODOS EXTREMOS							
PB		Nodo 31	Nodo 36	Nodo 395	Nodo 400	PROMEDIO	
	Dx	0,098	0,098	0,094	0,094	0,0959	0,096
	Dy	-0,00289	-0,00289	0,00339	0,00339	0,0002	
PA		Nodo 43	Nodo 48	Nodo 771	Nodo 776		
	Dx	0,106	0,106	0,102	0,102	0,1040	0,104
	Dy	-0,00387	0,00463	-0,00387	0,00463	0,0004	

PB	η_{avg}	0,096
	η_{max}	0,098
	η_{max}/η_{avg}	1,02
PA	η_{avg}	0,104
	η_{max}	0,106
	η_{max}/η_{avg}	1,02

NODOS CENTRALES							
	Desplazamiento Objetivo (Y)	0,056	Load Factor	0,30426413			
PB		Nodo 69	Nodo 70	Nodo 173	Nodo 174	PROMEDIO	
	Dx	0,01377	0,014	-0,003077	-0,003	0,0053	0,061
	Dy	0,049	0,072	0,049	0,072	0,0607	
PA		Nodo 129	Nodo 130	Nodo 331	Nodo 332		
	Dx	0,015	0,015	-0,004	-0,004	0,0055	0,069
	Dy	0,056	0,081	0,056	0,081	0,0686	
NODOS EXTREMOS							
PB		Nodo 31	Nodo 36	Nodo 395	Nodo 400	PROMEDIO	
	Dx	0,036	0,036	-0,025	-0,025	0,0053	0,061
	Dy	0,004	0,117	0,004	0,117	0,0607	
PA		Nodo 43	Nodo 48	Nodo 771	Nodo 776		
	Dx	0,039	0,039	-0,028	-0,028	0,0055	0,069
	Dy	0,008	0,130	0,007	0,130	0,0686	

PB	η_{avg}	0,0607
	η_{max}	0,117
	η_{max}/η_{avg}	1,93
PA	η_{avg}	0,069
	η_{max}	0,130
	η_{max}/η_{avg}	1,89

Según ASCE 41-13 §, “No es necesario considerar el aumento de las fuerzas y los desplazamientos causados por la torsión accidental si se da alguna de las siguientes condiciones:

El momento de torsión accidental es inferior al 25% del momento de torsión real.

La relación entre el multiplicador de desplazamiento causado por la torsión accidental y el multiplicador de desplazamiento causado por la torsión real es inferior a 1,1 en cada piso.

$$\frac{\eta_{\text{actual}} + \text{accidental}}{\eta_{\text{actual}}} < 1,1$$

Lo cual se resume en las siguientes planillas de cálculo:

DIRECCION X			
PB	$\eta_{\text{max}}/\eta_{\text{avg}}$ (Actual)	1,00	NO CONSIDERAR EFECTOS DE LA TORSION ACCIDENTAL
	$\eta_{\text{max}}/\eta_{\text{avg}}$ (Actual+Accidental)	1,02	
	$\eta(\text{Actual+Accidental})/\eta(\text{Actual})$	1,02	
PA	$\eta_{\text{max}}/\eta_{\text{avg}}$ (Actual)	1,00	NO CONSIDERAR EFECTOS DE LA TORSION ACCIDENTAL
	$\eta_{\text{max}}/\eta_{\text{avg}}$ (Actual+Accidental)	1,02	
	$\eta(\text{Actual+Accidental})/\eta(\text{Actual})$	1,02	

DIRECCION Y			
PB	$\eta_{\text{max}}/\eta_{\text{avg}}$ (Actual)	1,75	CONSIDERAR EFECTOS DE LA TORSION ACCIDENTAL
	$\eta_{\text{max}}/\eta_{\text{avg}}$ (Actual+Accidental)	1,93	
	$\eta(\text{Actual+Accidental})/\eta(\text{Actual})$	1,11	
PA	$\eta_{\text{max}}/\eta_{\text{avg}}$ (Actual)	1,68	CONSIDERAR EFECTOS DE LA TORSION ACCIDENTAL
	$\eta_{\text{max}}/\eta_{\text{avg}}$ (Actual+Accidental)	1,89	
	$\eta(\text{Actual+Accidental})/\eta(\text{Actual})$	1,13	

Vemos entonces que los efectos de la torsión accidental deben ser considerados en la dirección y.

En el caso que deba considerarse la torsión accidental, el desplazamiento objetivo se deberá modificar para considerar esta torsión accidental, de acuerdo a la sección

7.2.3.2 del reglamento ASCE 41-13. Lo cual nos indica que debe multiplicarse el desplazamiento objetivo por el factor de multiplicador de torsión para que sean considerados los efectos de la torsión accidental.

En caso de que no deba considerarse la torsión accidental, el desplazamiento objetivo preliminar no necesita ninguna modificación para la torsión.

Para nuestro caso entonces, en la dirección x no cambia el desplazamiento objetivo preliminar, pero para la dirección y , de debe multiplicar el desplazamiento objetivo por el factor de multiplicación de torsión.

EVALUACIÓN DEL RENDIMIENTO DE LAS COLUMNAS:

Como se vio en el análisis de nivel 1 y 2, los elementos críticos en la estructura son las columnas de planta baja, por lo tanto en este presente análisis de nivel 3 nos vamos a enfocar en la evaluación del rendimiento de estos elementos, ya que serán los componentes principales y/o críticos de la estructura respecto a equilibrio estático.

Respuesta axial:

Las cargas gravitatorias se añaden al modelo analítico de forma escalonada, aumentando gradualmente la carga gravitatoria aplicada al modelo antes de aplicar las cargas laterales.

Según la tabla C7-1 de ASCE 41-13, la compresión axial de las columnas se clasifica normalmente como una acción controlada por la fuerza.

Table C7-1. Examples of Possible Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^a
Shear walls	M, V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P, M
Connections	P, V, M^b	P, V, M
Diaphragms	M, V^c	P, V, M

^aShear may be a deformation-controlled action in steel moment frame construction.

^bAxial, shear, and moment may be deformation-controlled actions for certain steel and wood connections.

^cIf the diaphragm carries lateral loads from vertical-force-resisting elements above the diaphragm level, then M and V shall be considered force-controlled actions.

Para la acción de compresión axial controlada por la fuerza, según ASCE 41-13 § 7.5.3.2.2, los componentes primarios y secundarios deberán capacidad axial no inferior a la demanda máxima de esfuerzo normal. La capacidad axial se calcula utilizando la ecuación 22.4.2.2 del ACI 318-14:

$$P_0 = 0.8\phi \left[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

Donde:

- A_g = área de la sección bruta de la columna
- A_{st} = superficie total de la armadura longitudinal comprimida
- f'_c ; = la tensión a la compresión el hormigón
- f_y = tensión de fluencia del acero.
- ϕ = factor de reducción de la resistencia tomado como 1,0 en el contexto de ASCE 41-13

Tomando como ejemplo la columna CPB1:

Dirección x:

- $\phi=1$
- $f'_c=22 \text{ Mpa}$
- $A_g= 13500 \text{ mm}^2$
- $A_{st}= 461,81 \text{ mm}^2$

$$P_0 = 0,8 * 1 * [0,85 * 22\text{Mpa} * (13500\text{mm}^2 - 461,81\text{mm}^2) * 420\text{Mpa} * 461,68\text{mm}^2] \\ = 2167,86 \text{ kN}$$

La demanda de esfuerzo normal es igual a 332 kN, por lo tanto $P_o > N_{max}$, entonces la columna CPB1 verifica a capacidad axial para la dirección x. A continuación se adjunta la planilla de cálculo usada para el cálculo de las columnas restantes en ambas direcciones.

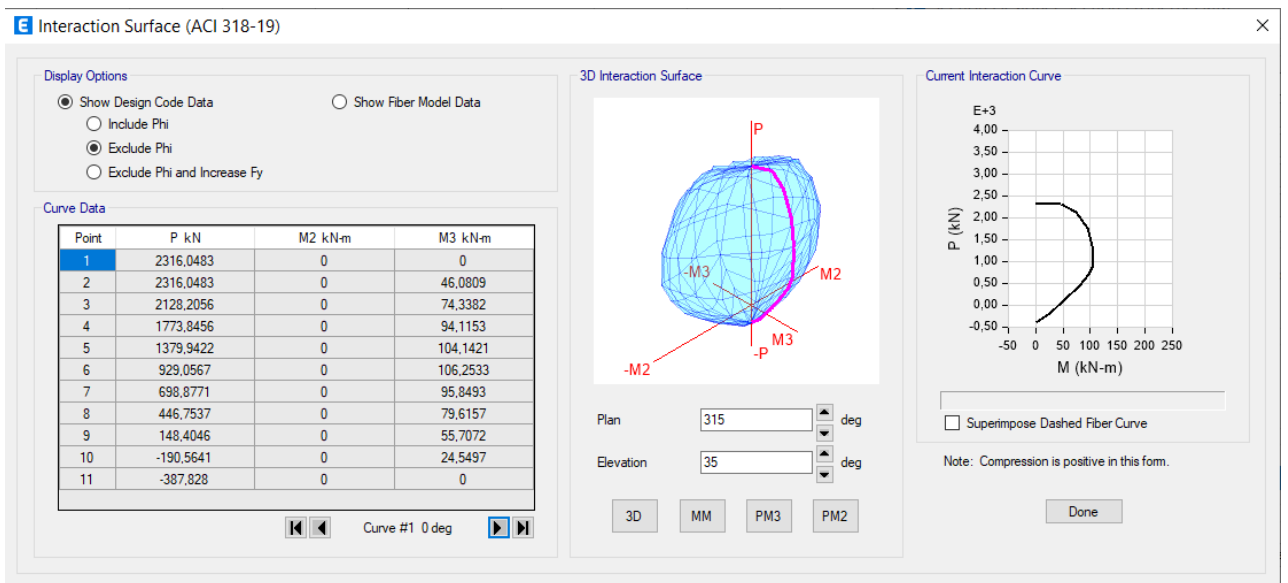
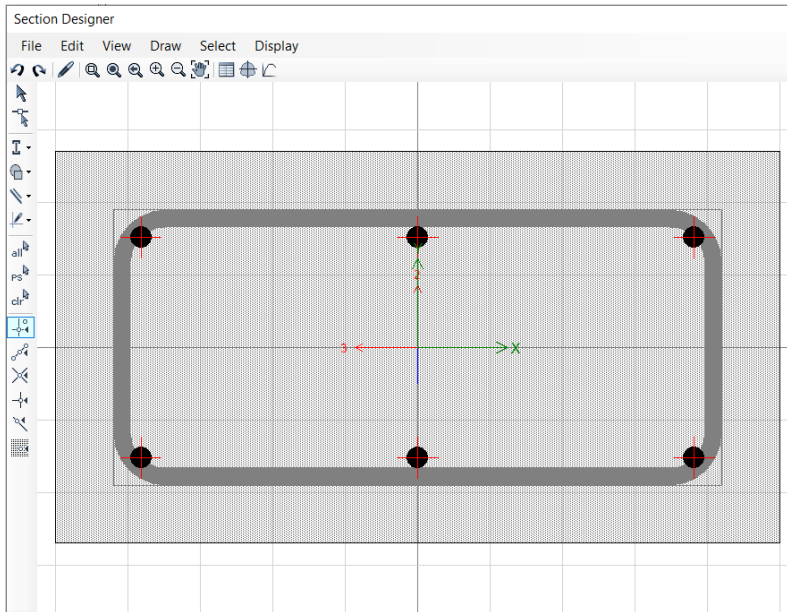
Denominación seismostruct	NODO	COLUMNA	TIPO	direccion x		direccion y		ϕ	f'c [MPa]	Ag [mm ²]	Ast [mm ²]	fy [MPa]	Po (kN)	C / NC	
				NU MAX (kN)	NU MIN (kN)	NU MAX (kN)	NU MIN (kN)							direccion x	direccion y
col2	31	CPB1	C10PB	332	300	336	258	1	22	135000	461,81412	420	2167,86081	C	C
col4	32	CPB2	C20PB	632	634	636	516	1	22	135000	1206,37158	420	2406,89353	C	C
col6	33	CPB3	C30PB	598	607	602	501	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
col8	34	CPB4	C30PB	597	599	602	528	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
col10	35	CPB5	C20PB	622	619	626	455	1	22	135000	1206,37158	420	2406,89353	C	C
col11	36	CPB6	C10PB	264	296	264	214	1	22	135000	461,81412	420	2167,86081	C	C
col26	67	CPB7	C10PB	448	399	444	470	1	22	135000	461,81412	420	2167,86081	C	C
col28	68	CPB8	C20PB	930	936	921	989	1	22	135000	1206,37158	420	2406,89353	C	C
col30	69	CPB9	C30PB	924	927	917	941	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
col32	70	CPB10	C30PB	923	920	916	959	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
col34	71	CPB11	C20PB	934	918	925	929	1	22	135000	1206,37158	420	2406,89353	C	C
col35	72	CPB12	C10PB	389	431	383	449	1	22	135000	461,81412	420	2167,86081	C	C
col50	171	CPB13	C10PB	448	400	445	404	1	22	135000	461,81412	420	2167,86081	C	C
col52	172	CPB14	C20PB	889	898	879	762	1	22	135000	1206,37158	420	2406,89353	C	C
col54	173	CPB15	C30PB	913	910	904	732	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
col56	174	CPB16	C30PB	655	564	652	479	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
col58	175	CPB17	C20PB	812	800	807	582	1	22	135000	1206,37158	420	2406,89353	C	C
col11	176	CPB18	C10PB	373	409	371	321	1	22	135000	461,81412	420	2167,86081	C	C
col74	395	CPB19	C10PB	332	296	336	393	1	22	135000	461,81412	420	2167,86081	C	C
col76	396	CPB20	C20PB	593	600	595	634	1	22	135000	1206,37158	420	2406,89353	C	C
col78	397	CPB21	C30PB	574	567	576	637	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
col80	398	CPB22	C30PB	470	487	475	497	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
col82	399	CPB23	C20PB	595	588	598	588	1	22	135000	1206,37158	420	2406,89353	C	C
col12	400	CPB24	C10PB	281	322	281	378	1	22	135000	461,81412	420	2167,86081	C	C
colad2	Ad2	colad2	C30PB	416	511	414	447	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C
colad3	Ad5	colad3	C30PB	321	303	327	424	1	22	135000	603,185789	420	2213,24677	C	C

Respuesta a corte de columnas

Para determinar la aceptabilidad de la respuesta a cizalladura de las columnas debemos realizar un análisis de diagrama de interacción P-M2-M3 donde evaluaremos el momento nominal de las diferentes secciones de las columnas sometidas a un esfuerzo de compresión obtenido del NSP.

Del mismo modo que en el análisis de nivel 2 se utiliza el “Section Designer” dado por el programa Etabs para realizar los diagramas de interacción de las diferentes columnas.

Cálculo CPB1 (Sección C10PB)



Interpolación para columna CPB1

El esfuerzo normal sobre la columna CPB1 es de compresión con un valor de 332 kN, debido a esto le corresponde un valor de M3 igual a:

$$M_3 [kNm] = M_{Linf} + \frac{(N_{CPB1} - N_{Linf})}{(N_{sup} - N_{Linf})} * (M_{Lsup} - M_{Linf})$$

$$M_3 [kNm] = 55,7072 kNm + \frac{(331,628 kN - 148,4046 kN)}{(446,7537 kN - 148,4046 kN)} * (79,6157 kNm - 55,7072 kNm)$$

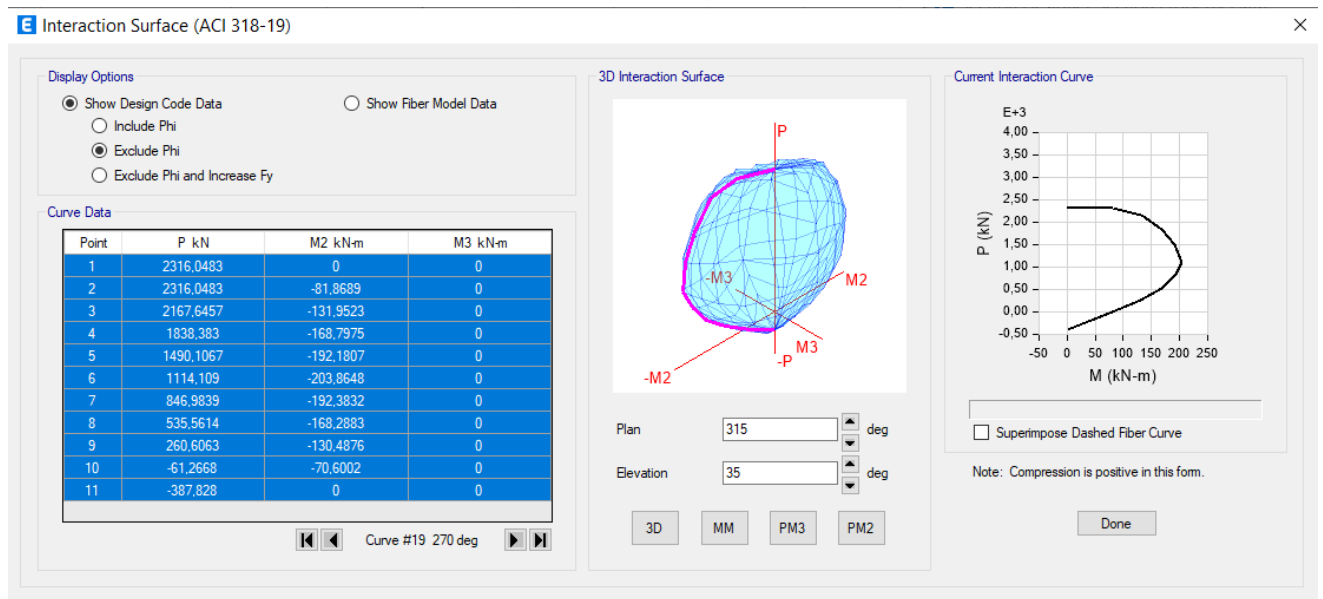
$$M_3 [kNm] = 70,39 kNm$$

Se resumen los cálculos para las columnas con sección “C10PB” en las siguientes tablas

COLUMNA	PARTE DEL SANTI			
	NIVEL BSE-2E			
	DIRECCION Y			
	Numax	Mn	Numin	Mn
CPB1	336	70,71	258	64,51
CPB6	264	64,96	214	60,93
CPB7	444	79,40	470	81,09
CPB12	383	74,49	449	79,73
CPB13	445	79,50	404	76,21
CPB18	371	73,58	321	69,52
CPB19	336	70,73	393	75,32
CPB24	281	66,31	378	74,09

DIRECCION X					
Numax	L.Sup	L.Inf	Numin	L.Sup	L.Inf
332	447	148	300	447	148
264	447	148	296	447	148
448	699	447	399	447	148
389	447	148	431	447	148
448	699	447	400	447	148
373	447	148	409	447	148
332	447	148	296	447	148
281	447	148	322	447	148

De modo similar para la dirección Y

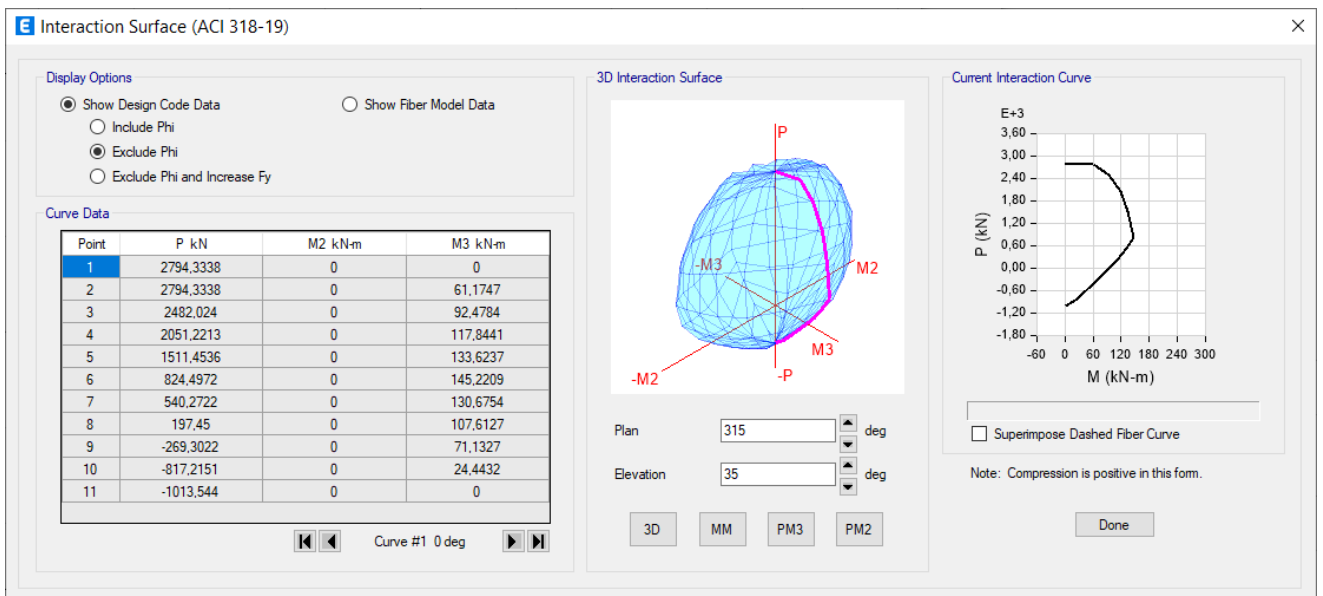
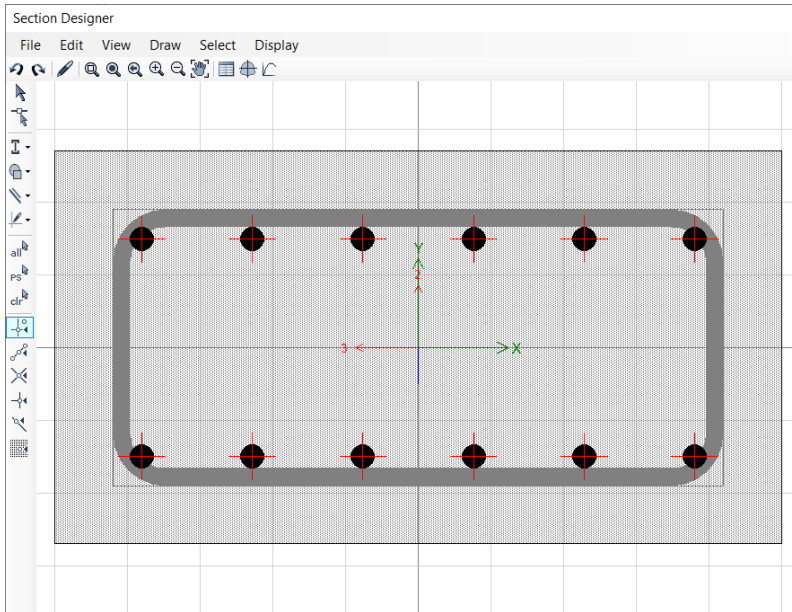


Se resumen los cálculos en las siguientes tablas:

COLUMNA	NIVEL BSE-2E			
	DIRECCION Y			
	Numax	Mn	Numin	Mn
CPB1	336	140,81	258	130,06
CPB6	264	130,94	214	121,74
CPB7	444	155,72	470	159,22
CPB12	383	147,29	449	156,32
CPB13	445	155,88	404	150,24
CPB18	371	145,72	321	138,77
CPB19	336	140,83	393	148,71
CPB24	281	133,25	378	146,60

DIRECCION Y					
Numax	L.Sup	L.Inf	Numin	L.Sup	L.Inf
336	536	261	258	261	-61
264	536	261	214	261	-61
444	536	261	470	536	261
383	536	261	449	536	261
445	536	261	404	536	261
371	536	261	321	536	261
336	536	261	393	536	261
281	536	261	378	536	261

Cálculos para Sección C20PB

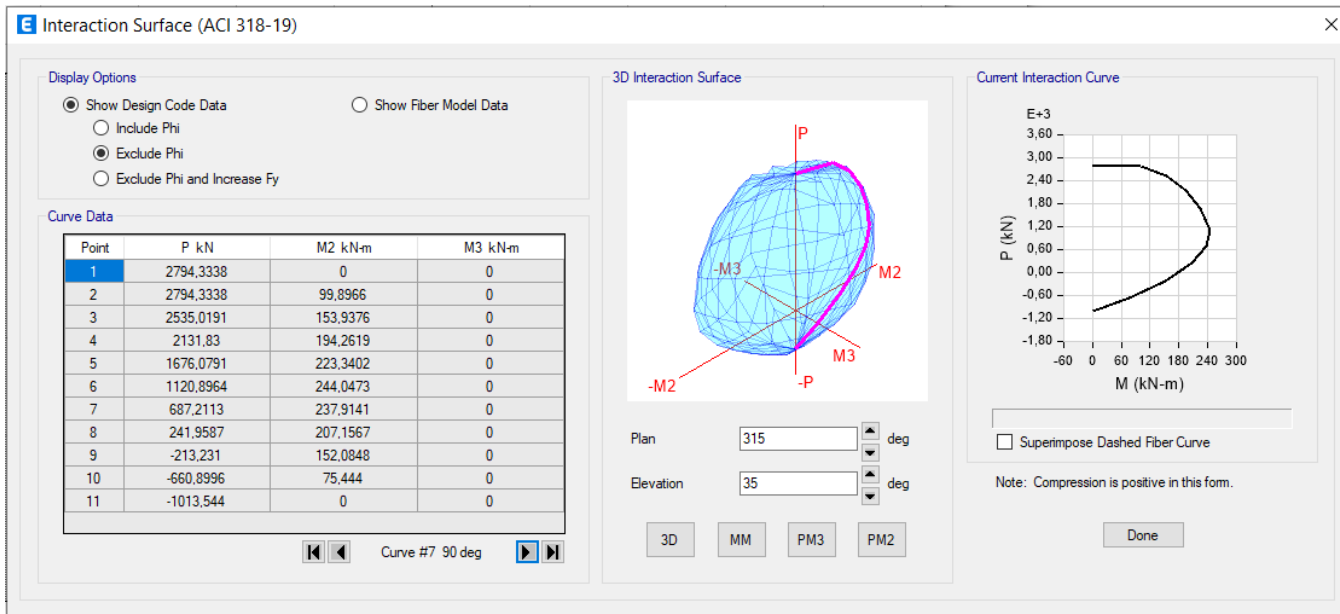


Se resumen los cálculos en las siguientes tablas:

COLUMNA	NIVEL BSE-2E			
	DIRECCION X			
	Numax	Mn	Numin	Mn
CPB2	632	135,36	634	135,48
CPB5	622	134,87	619	134,70
CPB8	930	143,45	936	143,35
CPB11	934	143,38	918	143,64
CPB14	889	144,13	898	143,98
CPB17	812	144,59	800	143,97
CPB20	593	133,36	600	133,74
CPB23	595	133,50	588	133,13

DIRECCION X					
Numax	L.Sup	L.Inf	Numin	L.Sup	L.Inf
632	824	540	634	824	540
622	824	540	619	824	540
930	1511	824	936	1511	824
934	1511	824	918	1511	824
889	1511	824	898	1511	824
812	824	540	800	824	540
593	824	540	600	824	540
595	824	540	588	824	540

Del mismo modo para la dirección Y

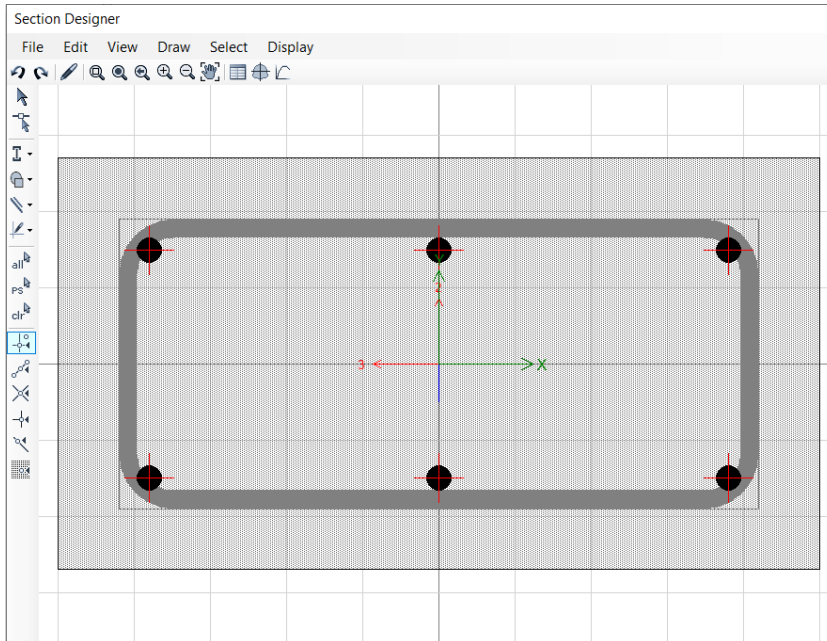


Se resumen los cálculos en las siguientes tablas:

COLUMNA	NIVEL BSE-2E			
	DIRECCION Y			
	Numax	Mn	Numin	Mn
CPB2	636	234,41	516	226,09
CPB5	626	233,69	455	221,87
CPB8	921	241,22	989	242,18
CPB11	925	241,28	929	241,33
CPB14	879	240,62	762	238,97
CPB17	807	239,61	582	230,67
CPB20	595	231,55	634	234,23
CPB23	598	231,78	588	231,07

DIRECCION Y					
Numax	L.Sup	L.Inf	Numin	L.Sup	L.Inf
636	687	242	516	687	242
626	687	242	455	687	242
921	1121	687	989	1121	687
925	1121	687	929	1121	687
879	1121	687	762	1121	687
807	1121	687	582	687	242
595	687	242	634	687	242
598	687	242	588	687	242

Cálculos para Sección C30PB



E Interaction Surface (ACI 318-19)

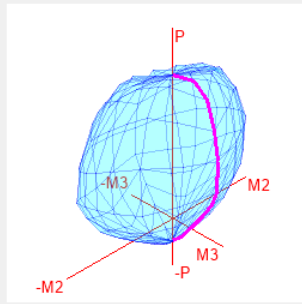
Display Options

- Show Design Code Data
- Show Fiber Model Data
- Include Phi
- Exclude Phi
- Exclude Phi and Increase Fy

Curve Data

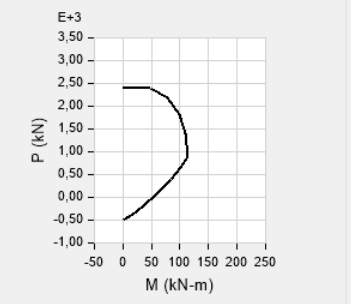
Point	P kN	M2 kN-m	M3 kN-m
1	2406,9669	0	0
2	2406,9669	0	48,87
3	2194,691	0	77,7128
4	1825,0041	0	98,4947
5	1400,8347	0	109,3919
6	903,071	0	113,1061
7	662,7941	0	101,8567
8	393,2184	0	84,2874
9	61,6779	0	57,9483
10	-310,443	0	24,4432
11	-506,772	0	0

3D Interaction Surface



Plan: 315 deg
Elevation: 35 deg

Current Interaction Curve



Note: Compression is positive in this form.

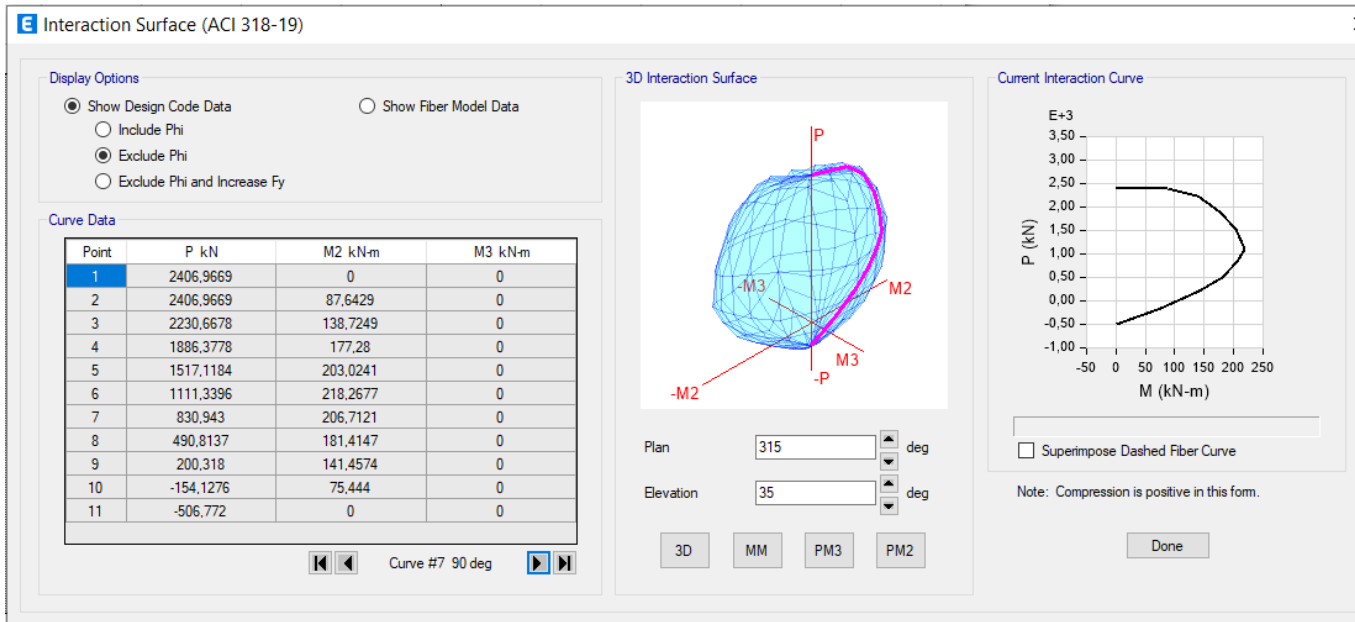
Buttons: 3D, MM, PM3, PM2, Done

Se resumen los cálculos en las siguientes tablas:

COLUMNA	NIVEL BSE-2E			
	DIRECCION X			
	Numax	Mn	Numin	Mn
CPB3	598	97,63	607	98,20
CPB4	597	97,60	599	97,73
CPB9	924	112,95	927	112,93
CPB10	923	112,96	920	112,98
CPB15	913	113,03	910	113,05
CPB16	655	101,36	564	95,40
CPB21	574	96,04	567	95,58
CPB22	470	89,27	487	90,43
colad2	416	85,78	511	91,97
colad3	321	78,55	303	77,14

DIRECCION X					
Numax	L.Sup	L.Inf	Numin	L.Sup	L.Inf
598	663	393	607	663	393
597	663	393	599	663	393
924	1401	903	927	1401	903
923	1401	903	920	1401	903
913	1401	903	910	1401	903
655	663	393	564	663	393
574	663	393	567	663	393
470	663	393	487	663	393
416	663	393	511	663	393
321	393	62	303	393	62

Del mismo modo para la dirección Y



Se resumen los cálculos en las siguientes tablas:

COLUMNA	NIVEL BSE-2E			
	DIRECCION Y			
	Numax	Mn	Numin	Mn
CPB3	602	189,72	501	182,14
CPB4	602	189,68	528	184,16
CPB9	917	210,24	941	211,25
CPB10	916	210,20	959	212,00
CPB15	904	209,70	732	199,37
CPB16	652	193,41	479	179,86
CPB21	576	187,74	637	192,26
CPB22	475	179,18	497	181,86
colad2	414	170,80	447	175,41
colad3	327	158,89	424	172,17

DIRECCION Y					
Numax	L.Sup	L.Inf	Numin	L.Sup	L.Inf
602	831	491	501	831	491
602	831	491	528	831	491
917	1111	831	941	1111	831
916	1111	831	959	1111	831
904	1111	831	732	831	491
652	831	491	479	491	200
576	831	491	637	831	491
475	491	200	497	831	491
414	491	200	447	491	200
327	491	200	424	491	200

Para la dirección X (Pushover X) se resumen los valores de las diferentes secciones en la siguiente tabla resumen:

COLUMNA	NIVEL BSE-1E			
	EJE X-X			
	Numax	Mn	Numin	Mn
CPB1	332	70	300	68
CPB2	632	135	634	135
CPB3	598	98	607	98
CPB4	597	98	599	98
CPB5	622	135	619	135
CPB6	264	65	296	68
CPB7	448	80	399	76
CPB8	930	143	936	143
CPB9	924	113	927	113
CPB10	923	113	920	113
CPB11	934	143	918	144
CPB12	389	75	431	78
CPB13	448	80	400	76
CPB14	889	144	898	144
CPB15	913	113	910	113
CPB16	655	101	564	95
CPB17	812	145	800	144
CPB18	373	74	409	77
CPB19	332	70	296	68
CPB20	593	133	600	134
CPB21	574	96	567	96
CPB22	470	89	487	90
CPB23	595	134	588	133
CPB24	281	66	322	70
colad2	416	86	511	92
colad3	321	79	303	77

Para la dirección Y (Pushover Y) se resumen los valores de las diferentes secciones en la siguiente tabla resumen:

COLUMNA	NIVEL BSE-1E			
	EJE Y-Y			
	Numax	Mn	Numin	Mn
CPB1	336	141	258	130
CPB2	636	234	516	226
CPB3	602	190	501	182
CPB4	602	190	528	184
CPB5	626	234	455	222
CPB6	264	131	214	122
CPB7	444	156	470	159
CPB8	921	241	989	242
CPB9	917	210	941	211
CPB10	916	210	959	212
CPB11	925	241	929	241
CPB12	383	147	449	156
CPB13	445	156	404	150
CPB14	879	241	762	239
CPB15	904	210	732	199
CPB16	652	193	479	180
CPB17	807	240	582	231
CPB18	371	146	321	139
CPB19	336	141	393	149
CPB20	595	232	634	234
CPB21	576	188	637	192
CPB22	475	179	497	182
CPB23	598	232	588	231
CPB24	281	133	378	147
colad2	414	171	447	175
colad3	327	159	424	172

Según la Tabla C7-1 de ASCE 41-43, el corte en columnas de pórtico de hormigón armado es clasificado normalmente como una acción controlada por fuerza.

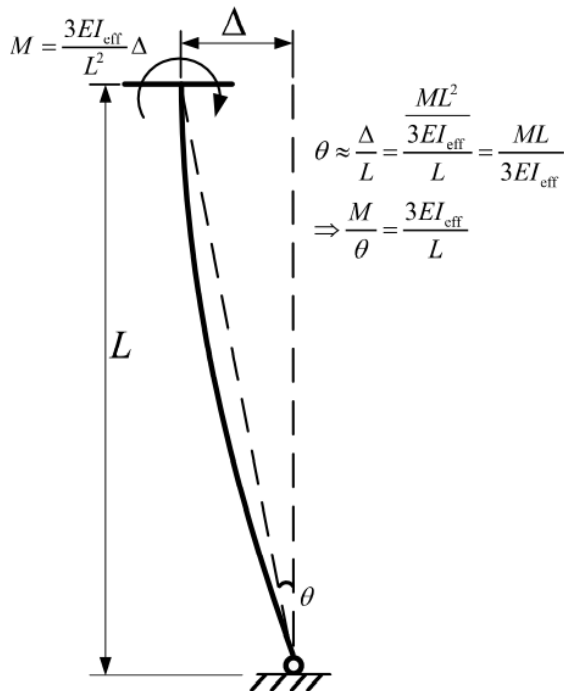
Como la columna mostrada en la siguiente figura está fijada en la parte inferior y conectada rígidamente al diafragma en la parte superior, la columna se estudia utilizando un modelo de columna idealizado con la parte inferior fijada y la parte superior fija.

La relación entre la deriva Δ y el momento final (M) la parte superior de la columna es:

$$\Delta = \frac{ML^2}{3 * E * I_{eff}}$$

Dónde:

- L = altura libre de la columna y
- E^*I_{eff} = rigidez efectiva a la flexión determinada de acuerdo con la Tabla 10-5 de ASCE 41-13.



Este es el caso de las columnas designadas en el modelo como Colext1, Colext2, Colext 3 y Colext4.

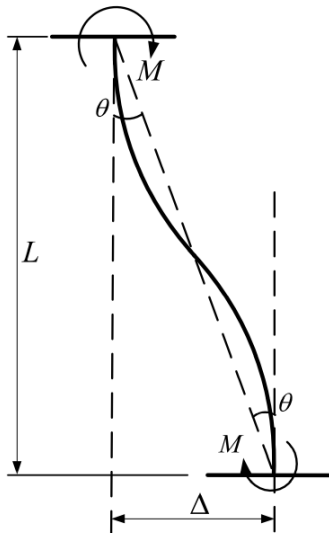
Para la consideración de columnas PA, se podría considerar utilizando un modelo de columna fijada en ambos extremos fijos, considerando esto la relación entre la deriva Δ y el momento final (M) la parte superior de la columna es:

$$\Delta = \frac{ML^2}{6 * E * I_{eff}}$$

Dónde:

L = altura libre de la columna y

E^*I_{eff} = rigidez efectiva a la flexión determinada de acuerdo con la Tabla 10-5 de ASCE 41-13.



Los momentos flectores obtenidos mediante el programa SeismoStruct en columnas de PB en el apoyo es aproximadamente la mitad del momento en cabeza de la columna debido a esto se consideró un factor 4,5 para la relación entre la deriva y el momento final (M) esto sería el caso intermedio entre considerar una rotación libre y una restringida la rotación en el apoyo.

Ejemplo de cálculo columna CPB1

Se debe determinar la relación entre la demanda y la capacidad a compresión.

$$0,1 < \frac{P_G}{A_g * f'_{ce}} = \frac{331,628 * 10^3 N}{(270mm * 500mm) * 22 \frac{N}{mm^2}} = 0,11$$

Donde:

- P_G es la compresión en la columna causada por las cargas gravitatorias de diseño
- f'_{ce} es la tensión de compresión esperada para el hormigón
- A_g es el área de la sección de la columna

La rigidez efectiva a la flexión es determinada de acuerdo con la tabla 10-5 de ASCE 41-13, interpolando entre los valores de 0,3 EI para $P_G = 0,1 A_g f'_{ce}$ y 0,7 EI para $P_G = 0,5 A_g f'_{ce}$

$$x = 0,3 + \frac{(0,11 - 0,1)}{(0,5 - 0,1)} * (0,7 - 0,3) = 0,31$$

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_s A_s$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_s A_s$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Se determina la deriva admisible de la columna para la formación de las rotulas plásticas según la expresión anteriormente desarrollada:

$$\Delta = \frac{ML^2}{4,5 * E * l_{eff}} = \frac{70 * 10^6 Nmm * (1490mm)^2}{4,5 * 22045 \frac{N}{mm^2} * (0,31 * \frac{500mm * (270mm)^3}{12})} = 6,16mm$$

Este valor es comparado con el desplazamiento del nodo correspondiente en el programa Seismostruct para el desplazamiento objetivo, si el desplazamiento obtenido por el programa es menor a la deriva admisible se considera que la columna cumple con la respuesta a corte.

Para el nuestro caso la deriva obtenida es de 71,7mm como esta es mucho mayor a la deriva admisible se considera que la respuesta corte de la columna no es admisible (No cumple).

Se resume los cálculos en las siguientes tablas para dirección X:

Denominación seismostruct	NODO	COLUMNNA	NIVEL BSE-1E				SECCION		f'c [Mpa]	Ag*f'c [kN]	Ag*f'c / Numax	Ag*f'c / Numin	FACTOR DE INERCIA EFECTIVA	
			EJE X-X				B [mm]	H [mm]					Numax	Numin
			Numax [kN]	Mn [kNm]	Numin [kN]	Mn [kNm]								
col2	31	CPB1	332	70	300	68	270	500	22	2970	0,11	0,10	0,31	0,30
col4	32	CPB2	632	135	634	135	270	500	22	2970	0,21	0,21	0,41	0,41
col6	33	CPB3	598	98	607	98	270	500	22	2970	0,20	0,20	0,40	0,40
col8	34	CPB4	597	98	599	98	270	500	22	2970	0,20	0,20	0,40	0,40
col10	35	CPB5	622	135	619	135	270	500	22	2970	0,21	0,21	0,41	0,41
col11	36	CPB6	264	65	296	68	270	500	22	2970	0,09	0,10	0,30	0,30
col26	67	CPB7	448	80	399	76	270	500	22	2970	0,15	0,13	0,35	0,33
col28	68	CPB8	930	143	936	143	270	500	22	2970	0,31	0,32	0,51	0,52
col30	69	CPB9	924	113	927	113	270	500	22	2970	0,31	0,31	0,51	0,51
col32	70	CPB10	923	113	920	113	270	500	22	2970	0,31	0,31	0,51	0,51
col34	71	CPB11	934	143	918	144	270	500	22	2970	0,31	0,31	0,51	0,51
col12	72	CPB12	389	75	431	78	270	500	22	2970	0,13	0,15	0,33	0,35
col50	171	CPB13	448	80	400	76	270	500	22	2970	0,15	0,13	0,35	0,33
col52	172	CPB14	889	144	898	144	270	500	22	2970	0,30	0,30	0,50	0,50
col54	173	CPB15	913	113	910	113	270	500	22	2970	0,31	0,31	0,51	0,51
col56	174	CPB16	655	101	564	95	270	500	22	2970	0,22	0,19	0,42	0,39
col58	175	CPB17	812	145	800	144	270	500	22	2970	0,27	0,27	0,47	0,47
col13	176	CPB18	373	74	409	77	270	500	22	2970	0,13	0,14	0,33	0,34
col74	395	CPB19	332	70	296	68	270	500	22	2970	0,11	0,10	0,31	0,30
col76	396	CPB20	593	133	600	134	270	500	22	2970	0,20	0,20	0,40	0,40
col78	397	CPB21	574	96	567	96	270	500	22	2970	0,19	0,19	0,39	0,39
col80	398	CPB22	470	89	487	90	270	500	22	2970	0,16	0,16	0,36	0,36
col82	399	CPB23	595	134	588	133	270	500	22	2970	0,20	0,20	0,40	0,40
col14	400	CPB24	281	66	322	70	270	500	22	2970	0,09	0,11	0,30	0,31
colad2	Ad2	colad2	416	86	511	92	270	500	22	2970	0,14	0,17	0,34	0,37
colad3	Ad5	colad3	321	79	303	77	270	500	22	2970	0,11	0,10	0,31	0,30

FACTOR DE EMPOTRAMIENTO	E [MPA]	L [mm]	Δx [mm]		Δx NODO [mm]	VERIFICACION	
			Numax [kN]	Numin [kN]		Numax [kN]	Numin [kN]
4,5	22045	1490	6,16	6,15	71,7	NC	NC
4,5	22045	1490	8,95	8,94	71,7	NC	NC
4,5	22045	1490	6,64	6,63	71,7	NC	NC
4,5	22045	1490	6,64	6,64	71,7	NC	NC
4,5	22045	1490	8,99	9,00	71,7	NC	NC
3	22045	2490	24,75	25,74	97,0	NC	NC
4,5	22045	490	0,67	0,67	35,1	NC	NC
4,5	22045	490	0,83	0,82	35,2	NC	NC
4,5	22045	490	0,65	0,65	35,2	NC	NC
4,5	22045	490	0,65	0,65	35,1	NC	NC
4,5	22045	490	0,82	0,83	35,1	NC	NC
3	22045	2490	25,90	25,95	96,9	NC	NC
4,5	22045	490	0,67	0,67	32,7	NC	NC
4,5	22045	490	0,85	0,85	32,7	NC	NC
4,5	22045	490	0,66	0,66	32,7	NC	NC
4,5	22045	490	0,71	0,72	32,7	NC	NC
4,5	22045	490	0,90	0,91	32,6	NC	NC
3	22045	2490	25,88	25,92	96,9	NC	NC
4,5	22045	1490	6,16	6,15	72,0	NC	NC
4,5	22045	1490	9,11	9,08	72,0	NC	NC
4,5	22045	1490	6,67	6,67	72,0	NC	NC
4,5	22045	1490	6,80	6,78	72,0	NC	NC
3	22045	2490	38,10	38,23	96,9	NC	NC
3	22045	2490	25,26	25,80	96,9	NC	NC
4,5	22045	490	0,74	0,73	35,2	NC	NC
3	22045	2490	29,15	29,19	96,8	NC	NC

Del mismo modo en la dirección Y, pero considerando modelo de extremo fijo y apoyo libre (factor de empotramiento 3) obtenemos los siguientes resultados:

Denominación seismostruct	NODO	COLUMNA	NIVEL BSE-1E				SECCION		f'c [Mpa]	Ag*f'c [kN]	Ag*f'c / Numax	Ag*f'c / Numin	FACTOR DE INERCIA EFECTIVA	
			EJE X-X				B [mm]	H [mm]					Numax	Numin
			Numax [kN]	Mn [kNm]	Numin [kN]	Mn [kNm]								
col2	31	CPB1	336	141	258	130	270	500	22	2970	0,11	0,09	0,31	0,30
col4	32	CPB2	636	234	516	226	270	500	22	2970	0,21	0,17	0,41	0,37
col6	33	CPB3	602	190	501	182	270	500	22	2970	0,20	0,17	0,40	0,37
col8	34	CPB4	602	190	528	184	270	500	22	2970	0,20	0,18	0,40	0,38
col10	35	CPB5	626	234	455	222	270	500	22	2970	0,21	0,15	0,41	0,35
colext1	36	CPB6	264	131	214	122	270	500	22	2970	0,09	0,07	0,30	0,30
col26	67	CPB7	444	156	470	159	270	500	22	2970	0,15	0,16	0,35	0,36
col28	68	CPB8	921	241	989	242	270	500	22	2970	0,31	0,33	0,51	0,53
col30	69	CPB9	917	210	941	211	270	500	22	2970	0,31	0,32	0,51	0,52
col32	70	CPB10	916	210	959	212	270	500	22	2970	0,31	0,32	0,51	0,52
col34	71	CPB11	925	241	929	241	270	500	22	2970	0,31	0,31	0,51	0,51
colext2	72	CPB12	383	147	449	156	270	500	22	2970	0,13	0,15	0,33	0,35
col50	171	CPB13	445	156	404	150	270	500	22	2970	0,15	0,14	0,35	0,34
col52	172	CPB14	879	241	762	239	270	500	22	2970	0,30	0,26	0,50	0,46
col54	173	CPB15	904	210	732	199	270	500	22	2970	0,30	0,25	0,50	0,45
col56	174	CPB16	652	193	479	180	270	500	22	2970	0,22	0,16	0,42	0,36
col58	175	CPB17	807	240	582	231	270	500	22	2970	0,27	0,20	0,47	0,40
colext3	176	CPB18	371	146	321	139	270	500	22	2970	0,13	0,11	0,33	0,31
col74	395	CPB19	336	141	393	149	270	500	22	2970	0,11	0,13	0,31	0,33
col76	396	CPB20	595	232	634	234	270	500	22	2970	0,20	0,21	0,40	0,41
col78	397	CPB21	576	188	637	192	270	500	22	2970	0,19	0,21	0,39	0,41
col80	398	CPB22	475	179	497	182	270	500	22	2970	0,16	0,17	0,36	0,37
col82	399	CPB23	598	232	588	231	270	500	22	2970	0,20	0,20	0,40	0,40
colext4	400	CPB24	281	133	378	147	270	500	22	2970	0,09	0,13	0,30	0,33
colad2	Ad2	colad2	414	171	447	175	270	500	22	2970	0,14	0,15	0,34	0,35
colad3	Ad5	colad3	327	159	424	172	270	500	22	2970	0,11	0,14	0,31	0,34

FACTOR DE EMPOTRAMIENTO	E [MPa]	L [mm]	Δy [mm]		Δy NODO [mm]	VERIFICACION	
			Numax [kN]	Numin [kN]		Numax [kN]	Numin [kN]
3	22045	2490	14,99	14,45	0,0	C	C
3	22045	2490	18,86	20,16	6,0	C	C
3	22045	2490	15,70	16,47	10,2	C	C
3	22045	2490	15,70	16,25	14,4	C	C
3	22045	2490	18,96	20,94	18,6	C	C
3	22045	2490	14,55	13,53	22,7	NC	NC
3	22045	2490	14,85	14,82	1,8	C	C
3	22045	2490	15,76	15,15	6,0	C	C
3	22045	2490	13,78	13,62	10,2	C	C
3	22045	2490	13,78	13,51	14,4	NC	NC
3	22045	2490	15,72	15,69	18,6	NC	NC
3	22045	2490	14,93	14,84	22,7	NC	NC
3	22045	2490	14,85	14,90	1,8	C	C
3	22045	2490	16,18	17,45	6,0	C	C
3	22045	2490	13,86	14,88	10,2	C	C
3	22045	2490	15,37	16,59	14,4	C	C
3	22045	2490	16,93	19,41	18,5	NC	C
3	22045	2490	14,94	15,02	22,7	NC	NC
3	22045	2490	14,99	14,91	1,8	C	C
3	22045	2490	19,28	18,88	6,0	C	C
3	22045	2490	15,89	15,47	10,2	C	C
3	22045	2490	16,60	16,51	14,4	C	C
3	22045	2490	19,24	19,35	18,5	C	C
3	22045	2490	14,81	14,93	22,7	NC	NC
3	22045	2490	16,78	16,68	14,9	C	C
3	22045	2490	17,08	16,75	15,1	C	C

Vemos que la demanda de ductilidad es mucho mayor a la que la estructura es capaz de desarrollar en la dirección X, mientras que en la dirección Y algunas columnas son demandas por encima de su capacidad, pero la demanda no mucho mayor a la capacidad entregada por la estructura.

Respuesta a flexión de columnas

Ejemplo de cálculo columna CPB1

Se considera el modelo intermedio entre extremos fijos y extremo fijo – apoyo libre para la columna (coeficiente de empotramiento = 4,5)

Para determinar el tipo de fallo de la columna se debe evaluar la rotación en la parte superior de la columna según ASCE 41-13 § 10.4.2.2.2.

“Las columnas no controladas por empalmes inadecuados, condición i, ii o iii de la tabla 10-8, se clasifican en base a V_o según la Ecuación 10-3 de ASCE 41-13, utilizando las propiedades esperadas del material, la demanda de cortante plástico en la columna, V_p , definida como la demanda de cortante a flexión de las rotulas plásticas, y el detalle de armadura transversal como se muestra en la tabla 10-1”

Para determinar V_p se debe realizar un análisis de interacción P - M2 - M3 (Diagramas de interacción realizados anteriormente) donde se determina el momento nominal de la columna para un determinado valor de compresión según el NSP, para la columna CPB1 se obtuvo un valor de 331,628 kN (máximo) y 300,4 kN (mínimo).

Se determina V_p a partir de un diagrama doble triangular (donde se forman 2 rotulas a flexión en ambos extremos debido a que este sería el mecanismo de colapso de la columna).

Para la columna CPB1 el valor de V_p se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_p(\max) = \frac{2M_p}{L} = \frac{2 * 70 * 10^3 \text{ kNmm}}{1490 \text{ mm}} = 93,96 \text{ kN}$$

$$V_p(\min) = \frac{2M_p}{L} = \frac{2 * 68 * 10^3 \text{ kNmm}}{1490 \text{ mm}} = 91,27 \text{ kN}$$

Para determinar V_o se utiliza la Ecuación 10-3 de ASCE 41-13, donde el valor de $M/(V*d)$ adoptado es igual a 4.

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g \right]$$

(lb/in.² units)

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g \right] \quad (10-3)$$

(MPa units)

$$V_n(\max) = 1 * \left[\frac{56,55\text{mm}^2 * 700 \frac{N}{\text{mm}^2} * 216\text{mm}}{200\text{mm}} + 1 * \left(\frac{0,5 * \sqrt{22 \frac{N}{\text{mm}^2}}}{4} * \sqrt{1 + \frac{331,268 * 10^3 N}{0,5 * \sqrt{22 \frac{N}{\text{mm}^2}} * 135000\text{mm}^2}} \right) \right]$$

$$V_n(\max) = 133,4 \text{ kN}$$

$$V_n(\min) = 1 * \left[\frac{56,55\text{mm}^2 * 700 \frac{N}{\text{mm}^2} * 216\text{mm}}{200\text{mm}} + 1 * \left(\frac{0,5 * \sqrt{22 \frac{N}{\text{mm}^2}}}{4} * \sqrt{1 + \frac{300,4 * 10^3 N}{0,5 * \sqrt{22 \frac{N}{\text{mm}^2}} * 135000\text{mm}^2}} \right) \right]$$

$$V_n(\min) = 131,1 \text{ kN}$$

Se determina la relación V_p/V_o para poder ingresar en la Tabla 10-11

$$\frac{V_p(\max)}{V_o(\max)} = \frac{93,96 \text{ kN}}{133,4 \text{ kN}} = 0,71$$

$$\frac{V_p(\min)}{V_o(\min)} = \frac{91,27 \text{ kN}}{131,1 \text{ kN}} = 0,69$$

Se debe determinar los siguientes parámetros para poder definir la condición de fallo

$$\frac{A_v}{bw*s} \text{ y } \frac{s}{d}$$

Donde:

- A_v = sección de la armadura transversal
- B_w = ancho de la sección
- S =separación de estribos
- d = altura comprimida efectiva de la sección

$$\frac{A_v}{bw * s} = \frac{56,55 \text{ mm}^2}{500\text{mm} * 200\text{mm}} = 0,0006$$

$$\frac{s}{d} = \frac{200\text{mm}}{216\text{mm}} = 0,93$$

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

Como V_p/V_o es mayor a 0,6 y es menor a 1 se clasifica como condición ii. (Fallo mixto de flexión y corte).

Para determinar los parámetros de aceptación de las columnas debemos ingresar a la tabla 10-8 y realizar la doble interpolación correspondiente.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
		a	b		Performance Level			
					IO	LS	CP	
Condition i.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 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	0.007	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
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 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

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Para la condición ii es necesario determinar los siguientes parámetros

$$\frac{P}{A_g * f'_c} ; \rho = \frac{A_s}{b_w * s} ; \frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}}$$

Donde:

- P = axil de compresión del NSP
- Ag = área de la sección de la columna
- f'c = tensión de compresión de rotura del hormigón
- ρ = cuantía transversal de la sección
- Av = sección de armadura transversal
- Bw = ancho de la columna
- s = separación de estribos
- V = esfuerzo de corte del NSP
- d = altura comprimida efectiva

$$\frac{P_{(max)}}{Ag * f'c} = \frac{331,268 * 10^3 N}{135000 mm^2 * 22 \frac{N}{mm^2}} = 0,11$$

$$\frac{P_{(min)}}{Ag * f'c} = \frac{300,4 * 10^3 N}{135000 mm^2 * 22 \frac{N}{mm^2}} = 0,10$$

$$\rho = \frac{Av}{bw * s} = \frac{56,55 mm^2}{500 mm * 200 mm} = 0,0006$$

$$\frac{V}{bw * d * \sqrt{f'c}} = \frac{51 * 10^3 N}{500 mm * 216 mm * \sqrt{22 \frac{N}{mm^2}}} = 0,1$$

En todas las columnas el parámetro de $V/(bw*d*\sqrt{f'c})$ es muy inferior a 3 para las columnas por ello la interpolación se realiza de la siguiente manera:

Se interpola para el valor de $P/(Ag*f'c) = 0,11$ manteniendo constante los parámetros restantes.

Se interpola primero para $Av/(bw*s) = 0,006$ de la siguiente manera:

$$\theta_{IO} = 0,005 + \frac{(0,11 - 0,1)}{(0,6 - 0,1)} * (0,003 - 0,005) = 0,00496$$

$$\theta_{LS} = 0,045 + \frac{(0,11 - 0,1)}{(0,6 - 0,1)} * (0,009 - 0,045) = 0,04428$$

$$\theta_{CP} = 0,06 + \frac{(0,11 - 0,1)}{(0,6 - 0,1)} * (0,01 - 0,06) = 0,059$$

Luego se interpola para $Av/(bw*s) = 0,0005$ de la siguiente manera:

$$\theta_{IO} = 0,005 + \frac{(0,11 - 0,1)}{(0,6 - 0,1)} * (0,002 - 0,005) = 0,00494$$

$$\theta_{LS} = 0,01 + \frac{(0,11 - 0,1)}{(0,6 - 0,1)} * (0,003 - 0,01) = 0,00986$$

$$\theta_{CP} = 0,012 + \frac{(0,11 - 0,1)}{(0,6 - 0,1)} * (0,004 - 0,012) = 0,01184$$

Para estos valores se realiza una nueva interpolación para el valor de $Av / (bw*s) = 0,0006$

$$\theta_{IO} = 0,00494 + \frac{(0,0006 - 0,0005)}{(0,006 - 0,0005)} * (0,00496 - 0,00494) = 0,00494$$

$$\theta_{LS} = 0,00986 + \frac{(0,0006 - 0,0005)}{(0,006 - 0,0005)} * (0,04428 - 0,00986) = 0,010486$$

$$\theta_{CP} = 0,01184 + \frac{(0,0006 - 0,0005)}{(0,006 - 0,0005)} * (0,059 - 0,01184) = 0,012697$$

Los valores cálculos difieren un poco de los valores en la tabla porque en las tablas no se han redondeado los valores de los parámetros.

Determinamos la rotación en la cabeza como la deriva en la cabeza de la columna dividido por la longitud efectiva de la misma:

$$\theta = \frac{\Delta}{L}$$

La deriva en la cabeza de la columna se calculó anteriormente como:

$$\Delta = \frac{M * L^2}{4,5 * E * I_{eff}}$$

Entonces podemos definir la rotación en la cabeza como:

$$\theta = \frac{\frac{M * L^2}{4,5 * E * I_{eff}}}{L} = \frac{M * L}{4,5 * E * I_{eff}}$$

El momento se obtiene de un análisis de interacción P – M3 – M2 para los valores de esfuerzo normal máximo y mínimo del NSP.

$$\theta(max) = \frac{70 * 10^6 Nmm * 1490mm}{4,5 * 22045 \frac{N}{mm^2} * (0,31 * (\frac{500mm * (270mm)^3}{12}))} = 0,00414$$

$$\theta(min) = \frac{68 * 10^6 Nmm * 1490mm}{4,5 * 22045 \frac{N}{mm^2} * (0,31 * (\frac{500mm * (270mm)^3}{12}))} = 0,00413$$

El valor θ es comparado con la rotación para el desplazamiento objetivo para la columna C10PB, dicha rotación equivale a 0,0285. Como el valor de la rotación es mucho mayor al valor admisible, la columna no se comporta elásticamente.

El valor θ del modelo se debe comparar con los diferentes niveles de servicio para determinar el desempeño de la columna, dicho valor es mayor al nivel de colapso esto indica que la columna tiene una rotación no admisible.

Se adjuntan las tablas resumen de los cálculos para las columnas de PB

Dirección X:

Denominación seismostruct	NODO	COLUMNA	MOMENTO NOMINAL				L [m]	CORTE NOMINAL (ROTULAS)		CORTE NOMINAL SECCION		Vp/Vo	
			Numax [kN]	Mn [kNm]	Numin [kN]	Mn [kNm]		Vpmax	Vpmin	Vomax	Vomin	Numax	Numin
col2	31	CPB1	332	70	300	68	1,49	94	91	133,4	131,1	0,71	0,69
col4	32	CPB2	632	135	634	135	1,49	182	182	152,1	152,3	1,19	1,19
col6	33	CPB3	598	98	607	98	1,49	131	132	149,9	150,5	0,87	0,88
col8	34	CPB4	597	98	599	98	1,49	131	131	149,7	149,8	0,88	0,88
col10	35	CPB5	622	135	619	135	1,49	181	181	150,9	150,8	1,20	1,20
colext1	36	CPB6	264	65	296	68	2,49	26	27	127,4	129,8	0,20	0,21
col26	67	CPB7	448	80	399	76	0,49	325	309	139,9	136,7	2,32	2,26
col28	68	CPB8	930	143	936	143	0,49	585	585	166,9	167,2	3,51	3,50
col30	69	CPB9	924	113	927	113	0,49	461	461	166,5	166,6	2,77	2,77
col32	70	CPB10	923	113	920	113	0,49	461	461	166,2	166,0	2,77	2,78
col34	71	CPB11	934	143	918	144	0,49	585	586	166,5	165,8	3,51	3,54
colext2	72	CPB12	389	75	431	78	2,49	30	31	135,1	137,8	0,22	0,23
col50	171	CPB13	448	80	400	76	0,49	325	310	138,8	135,6	2,35	2,28
col52	172	CPB14	889	144	898	144	0,49	588	588	163,7	164,2	3,59	3,58
col54	173	CPB15	913	113	910	113	0,49	461	461	164,8	164,6	2,80	2,80
col56	174	CPB16	655	101	564	95	0,49	414	389	150,7	145,4	2,75	2,68
col58	175	CPB17	812	145	800	144	0,49	590	588	159,1	158,5	3,71	3,71
colext3	176	CPB18	373	74	409	77	2,49	30	31	132,8	135,3	0,22	0,23
col74	395	CPB19	332	70	296	68	1,49	94	91	129,8	127,3	0,73	0,71
col76	396	CPB20	593	133	600	134	1,49	179	180	146,3	146,8	1,22	1,22
col78	397	CPB21	574	96	567	96	1,49	129	128	145,0	144,6	0,89	0,89
col80	398	CPB22	470	89	487	90	1,49	120	121	138,5	139,6	0,87	0,87
col82	399	CPB23	595	134	588	133	2,49	54	53	146,0	145,6	0,37	0,37
colext4	400	CPB24	281	66	322	70	2,49	27	28	125,3	128,3	0,21	0,22
colad2	Ad2	colad2	416	86	511	92	0,49	350	375	134,5	140,6	2,60	2,67
colad3	Ad5	colad3	321	79	303	77	2,49	32	31	127,9	126,6	0,25	0,24

V [kN]	f'c [MPa]	P / (Ag*f'c)		Av / (bw*s)	V / (bw*d*Raiz (f'c))	CRITERIO DE ACEPTACION (Numax)			CRITERIO DE ACEPTACION (Numin)		
		Numax	Numin			IO	LS	CP	IO	LS	CP
51	22	0,11	0,10	0,0006	0,10	0,005	0,010	0,012	0,005	0,010	0,013
109	22	0,21	0,21	0,0006		0,000	0,004	0,005	0,000	0,004	0,005
69	22	0,20	0,20	0,0006	0,14	0,004	0,009	0,011	0,004	0,009	0,011
69	22	0,20	0,20	0,0006	0,14	0,004	0,009	0,011	0,004	0,009	0,011
107	22	0,21	0,21	0,0006		0,000	0,004	0,005	0,000	0,004	0,005
23	22	0,09	0,10	0,0006	0,04	0,005	0,011	0,013	0,005	0,010	0,013
63	22	0,15	0,13	0,0006		0,000	0,005	0,006	0,000	0,005	0,006
30	22	0,31	0,32	0,0006		0,000	0,003	0,004	0,000	0,003	0,004
30	22	0,31	0,31	0,0006		0,000	0,003	0,004	0,000	0,003	0,004
62	22	0,31	0,31	0,0006		0,000	0,003	0,004	0,000	0,003	0,004
19	22	0,31	0,31	0,0006		0,000	0,003	0,004	0,000	0,003	0,004
76	22	0,13	0,15	0,0006	0,15	0,005	0,010	0,012	0,005	0,010	0,012
33	22	0,15	0,13	0,0006		0,000	0,005	0,006	0,000	0,005	0,006
26	22	0,30	0,30	0,0006		0,000	0,003	0,004	0,000	0,003	0,004
70	22	0,31	0,31	0,0006		0,000	0,003	0,004	0,000	0,003	0,004
51	22	0,22	0,19	0,0006		0,000	0,004	0,005	0,000	0,005	0,005
110	22	0,27	0,27	0,0006		0,000	0,004	0,004	0,000	0,004	0,004
69	22	0,13	0,14	0,0006	0,14	0,005	0,010	0,012	0,005	0,010	0,012
66	22	0,11	0,10	0,0006	0,13	0,005	0,010	0,012	0,005	0,010	0,013
38	22	0,20	0,20	0,0006		0,000	0,004	0,005	0,000	0,004	0,005
16	22	0,19	0,19	0,0006	0,03	0,004	0,009	0,011	0,004	0,009	0,011
15	22	0,16	0,16	0,0006	0,03	0,005	0,010	0,012	0,005	0,009	0,011
15	22	0,20	0,20	0,0006	0,03	0,004	0,009	0,011	0,004	0,009	0,011
16	22	0,09	0,11	0,0006	0,03	0,005	0,010	0,013	0,005	0,010	0,012
43	22	0,14	0,17	0,0006		0,000	0,005	0,006	0,000	0,005	0,006
20	22	0,11	0,10	0,0006	0,04	0,005	0,010	0,012	0,005	0,010	0,013

FACTOR DE INERCIA EFECTIVA		FACTOR DE EMPOTRAMIENTO	E [MPa]	θy		θ cabeza de columna	VERIFICACION		CRITERIO DE ACEPTACION (Numax)			CRITERIO DE ACEPTACION (Numin)		
Numax	Numin			Numax	Numin		Numax	Numin	IO	LS	CP	IO	LS	CP
0,31	0,30	4,5	22045	0,00414	0,00413	0,0285	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,41	0,41	4,5	22045	0,00601	0,00600	0,0296	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,40	0,40	4,5	22045	0,00446	0,00445	0,0301	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,40	0,40	4,5	22045	0,00446	0,00445	0,0301	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,41	0,41	4,5	22045	0,00603	0,00604	0,0293	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,30	0,30	3	22045	0,00994	0,01034	0,0291	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,35	0,33	4,5	22045	0,00137	0,00137	0,0231	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,51	0,52	4,5	22045	0,00168	0,00168	0,0252	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,51	0,51	4,5	22045	0,00133	0,00133	0,0253	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,51	0,51	4,5	22045	0,00133	0,00134	0,0256	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,51	0,51	4,5	22045	0,00168	0,00170	0,0250	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,33	0,35	3	22045	0,01040	0,01042	0,0296	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,35	0,33	4,5	22045	0,00137	0,00137	0,0213	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,50	0,50	4,5	22045	0,00174	0,00173	0,0232	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,51	0,51	4,5	22045	0,00134	0,00134	0,0234	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,42	0,39	4,5	22045	0,00145	0,00147	0,0244	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,47	0,47	4,5	22045	0,00184	0,00185	0,0226	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,33	0,34	3	22045	0,01039	0,01041	0,0297	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,31	0,30	4,5	22045	0,00414	0,00412	0,0287	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,40	0,40	4,5	22045	0,00611	0,00609	0,0298	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,39	0,39	4,5	22045	0,00447	0,00448	0,0303	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,36	0,36	4,5	22045	0,00456	0,00455	0,0304	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,40	0,40	3	22045	0,01530	0,01535	0,0253	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,30	0,31	3	22045	0,01015	0,01036	0,0293	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,34	0,37	4,5	22045	0,00152	0,00149	0,0255	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
0,31	0,30	3	22045	0,01170	0,01172	0,0285	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC

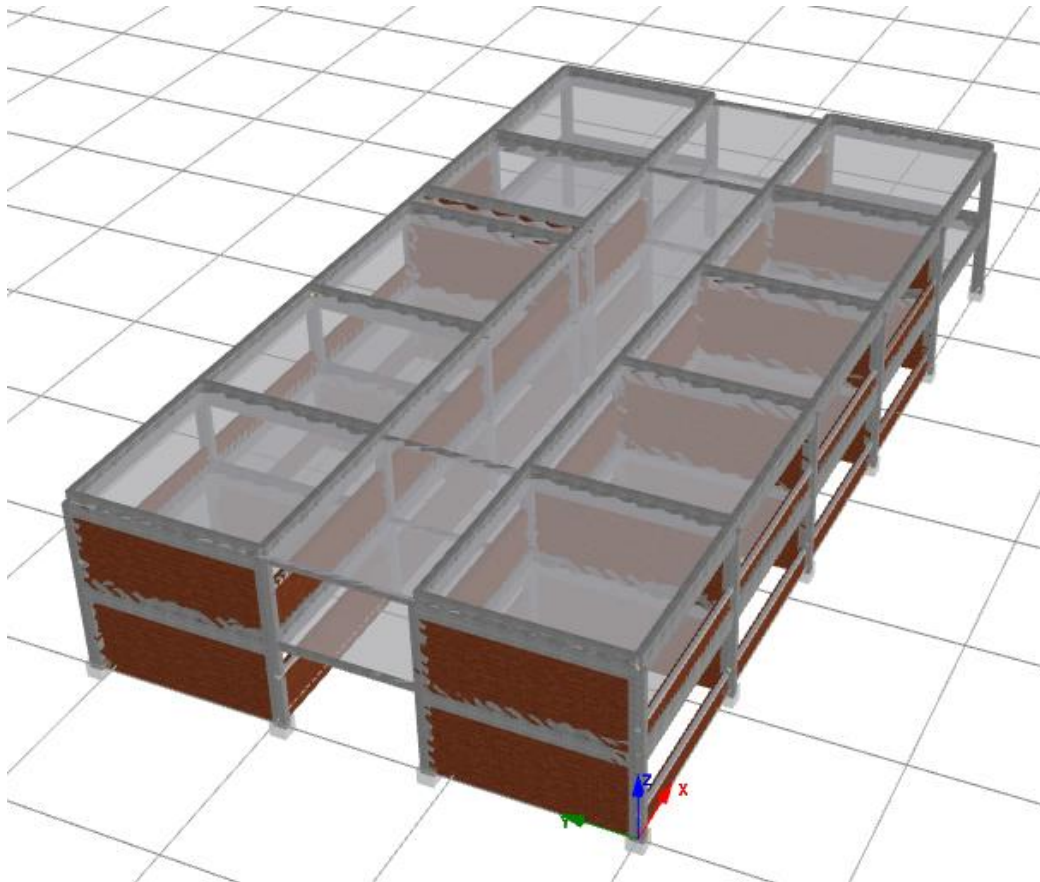
Dirección Y:

Denominación seismoestruct	NODO	COLUMNA	MOMENTO NOMINAL				L [m]	CORTE NOMINAL (ROTULAS)		CORTE NOMINAL SECCION		Vp/Vo	
			Numax [kN]	Mn [kNm]	Numin [kN]	Mn [kNm]		Vpmax	Vpmin	Vomax	Vomin	Numax	Numin
col2	31	CPB1	336	141	258	130	2,49	56,55	52,23	170,1	164,5	0,33	0,32
col4	32	CPB2	636	234	516	226	2,49	94,14	90,80	188,6	181,5	0,50	0,50
col6	33	CPB3	602	190	501	182	2,49	76,19	73,15	186,3	180,1	0,41	0,41
col8	34	CPB4	602	190	528	184	2,49	76,18	73,96	185,9	181,4	0,41	0,41
col10	35	CPB5	626	234	455	222	2,49	93,85	89,11	186,9	176,5	0,50	0,50
colext1	36	CPB6	264	131	214	122	2,49	52,59	48,89	163,0	159,2	0,32	0,31
col26	67	CPB7	444	156	470	159	2,49	62,54	63,94	175,0	176,6	0,36	0,36
col28	68	CPB8	921	241	989	242	2,49	96,88	97,26	201,7	205,1	0,48	0,47
col30	69	CPB9	917	210	941	211	2,49	84,44	84,84	201,1	202,3	0,42	0,42
col32	70	CPB10	916	210	959	212	2,49	84,42	85,14	200,7	202,9	0,42	0,42
col34	71	CPB11	925	241	929	241	2,49	96,90	96,92	200,8	201,0	0,48	0,48
colext2	72	CPB12	383	147	449	156	2,49	59,15	62,78	169,2	173,5	0,35	0,36
col50	171	CPB13	445	156	404	150	2,49	62,60	60,34	172,9	170,2	0,36	0,35
col52	172	CPB14	879	241	762	239	2,49	96,63	95,97	197,4	191,2	0,49	0,50
col54	173	CPB15	904	210	732	199	2,49	84,22	80,07	198,3	189,2	0,42	0,42
col56	174	CPB16	652	193	479	180	2,49	77,67	72,23	184,4	174,1	0,42	0,41
col58	175	CPB17	807	240	582	231	2,49	96,23	92,64	192,6	180,0	0,50	0,51
colext3	176	CPB18	371	146	321	139	2,49	58,52	55,73	166,3	162,8	0,35	0,34
col74	395	CPB19	336	141	393	149	2,49	56,56	59,72	163,5	167,4	0,35	0,36
col76	396	CPB20	595	232	634	234	2,49	92,99	94,07	179,8	182,0	0,52	0,52
col78	397	CPB21	576	188	637	192	2,49	75,40	77,21	178,3	181,8	0,42	0,42
col80	398	CPB22	475	179	497	182	2,49	71,96	73,03	171,7	173,1	0,42	0,42
col82	399	CPB23	598	232	588	231	2,49	93,08	92,80	179,0	178,4	0,52	0,52
colext4	400	CPB24	281	133	378	147	2,49	53,51	58,88	158,0	164,8	0,34	0,36
colad2	Ad2	colad2	414	171	447	175	2,49	68,59	70,45	166,8	169,0	0,41	0,42
colad3	Ad5	colad3	327	159	424	172	2,49	63,81	69,14	160,7	167,2	0,40	0,41

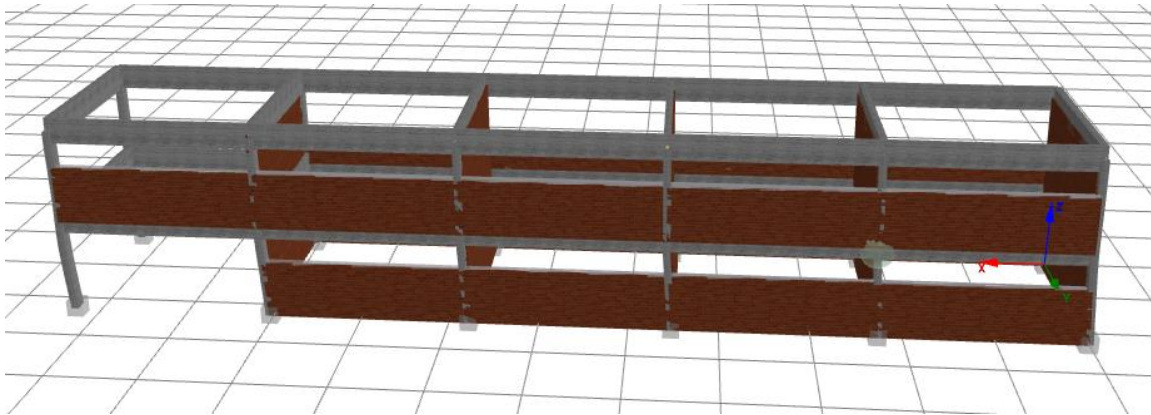
fy [Mpa]	fc [Mpa]	GEOMETRIA				ARMADURA DE CORTE		ESFUERZOS				k	λ	M / (V*d)	Vn max	Vn min
		h [mm]	b [mm]	Ag [mm^2]	d [mm]	Av [mm^2]	s [mm]	Nu max [kN]	Nu min [kN]	M [kNm]	V [kN]					
700	22	270	500	135000	400	56,55	200	336	258	47	17	1	1	4,00	170,1	164,5
700	22	270	500	135000	400	56,55	201	636	516	202	51	1	1	4,00	188,6	181,5
700	22	270	500	135000	400	56,55	202	602	501	201	45	1	1	4,00	186,3	180,1
700	22	270	500	135000	400	56,55	203	602	528	223	44	1	1	4,00	185,9	181,4
700	22	270	500	135000	400	56,55	204	626	455	287	60	1	1	4,00	186,9	176,5
700	22	270	500	135000	400	56,55	205	264	214	109	35	1	1	4,00	163,0	159,2
700	22	270	500	135000	400	56,55	206	444	470	307	75	1	1	4,00	175,0	176,6
700	22	270	500	135000	400	56,55	207	921	989	261	50	1	1	4,00	201,7	205,1
700	22	270	500	135000	400	56,55	208	917	941	265	38	1	1	4,00	201,1	202,3
700	22	270	500	135000	400	56,55	209	916	959	328	46	1	1	4,00	200,7	202,9
700	22	270	500	135000	400	56,55	210	925	929	90	29	1	1	4,00	200,8	201,0
700	22	270	500	135000	400	56,55	211	383	449	299	75	1	1	4,00	169,2	173,5
700	22	270	500	135000	400	56,55	212	445	404	249	52	1	1	4,00	172,9	170,2
700	22	270	500	135000	400	56,55	213	879	762	225	46	1	1	4,00	197,4	191,2
700	22	270	500	135000	400	56,55	214	904	732	311	60	1	1	4,00	198,3	189,2
700	22	270	500	135000	400	56,55	215	652	479	71	24	1	1	4,00	184,4	174,1
700	22	270	500	135000	400	56,55	216	807	582	249	64	1	1	4,00	192,6	180,0
700	22	270	500	135000	400	56,55	217	371	321	229	50	1	1	4,00	166,3	162,8
700	22	270	500	135000	400	56,55	218	336	393	221	45	1	1	4,00	163,5	167,4
700	22	270	500	135000	400	56,55	219	595	634	306	58	1	1	4,00	179,8	182,0
700	22	270	500	135000	400	56,55	220	576	637	150	30	1	1	4,00	178,3	181,8
700	22	270	500	135000	400	56,55	221	475	497	191	26	1	1	4,00	171,7	173,1
700	22	270	500	135000	400	56,55	222	598	588	172	29	1	1	4,00	179,0	178,4
700	22	270	500	135000	400	56,55	223	281	378	180	28	1	1	4,00	158,0	164,8
700	22	270	500	135000	400	56,55	224	414	447	221	46	1	1	4,00	166,8	169,0
700	22	270	500	135000	400	56,55	225	327	424	211	44	1	1	4,00	160,7	167,2

FACTOR DE INERCIA EFECTIVA		FACTOR DE EMPOTRAMIENTO	E [MPa]	θy		θ cabeza de columna	VERIFICACION		CRITERIO DE ACEPTACION (Numax)			CRITERIO DE ACEPTACION (Numin)		
Numax	Numin			Numax	Numin		Numax	Numin	IO	LS	CP	IO	LS	CP
0,31	0,30	3	22045	0,00602	0,00580	0,0037	C	C	C	C	C	C	C	
0,41	0,37	3	22045	0,00757	0,00810	0,0140	NC	NC	NC	NC	NC	NC	C	
0,40	0,37	3	22045	0,00630	0,00662	0,0260	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,40	0,38	3	22045	0,00631	0,00653	0,0380	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,41	0,35	3	22045	0,00762	0,00841	0,0498	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,30	0,30	3	22045	0,00584	0,00543	0,0645	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,35	0,36	3	22045	0,00596	0,00595	0,0040	C	C	C	C	C	C	C	
0,51	0,53	3	22045	0,00633	0,00608	0,0130	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,51	0,52	3	22045	0,00553	0,00547	0,0262	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,51	0,52	3	22045	0,00554	0,00543	0,0383	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,51	0,51	3	22045	0,00631	0,00630	0,0494	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,33	0,35	3	22045	0,00600	0,00596	0,0665	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,35	0,34	3	22045	0,00596	0,00598	0,0026	C	C	C	C	C	C	C	
0,50	0,46	3	22045	0,00650	0,00701	0,0103	NC	NC	NC	NC	C	C	C	
0,50	0,45	3	22045	0,00557	0,00598	0,0232	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,42	0,36	3	22045	0,00617	0,00666	0,0356	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,47	0,40	3	22045	0,00680	0,00780	0,0466	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,33	0,31	3	22045	0,00600	0,00603	0,0644	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,31	0,33	3	22045	0,00602	0,00599	0,0056	C	C	NC	C	C	NC	C	
0,40	0,41	3	22045	0,00774	0,00758	0,0165	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,39	0,41	3	22045	0,00638	0,00621	0,0291	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,36	0,37	3	22045	0,00667	0,00663	0,0411	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,40	0,40	3	22045	0,00773	0,00777	0,0530	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,30	0,33	3	22045	0,00595	0,00600	0,0669	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,34	0,35	3	22045	0,00674	0,00670	0,0372	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	
0,31	0,34	3	22045	0,00686	0,00673	0,0427	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	

MECANISMO DE FALLO EN LA ESTRUCTURA

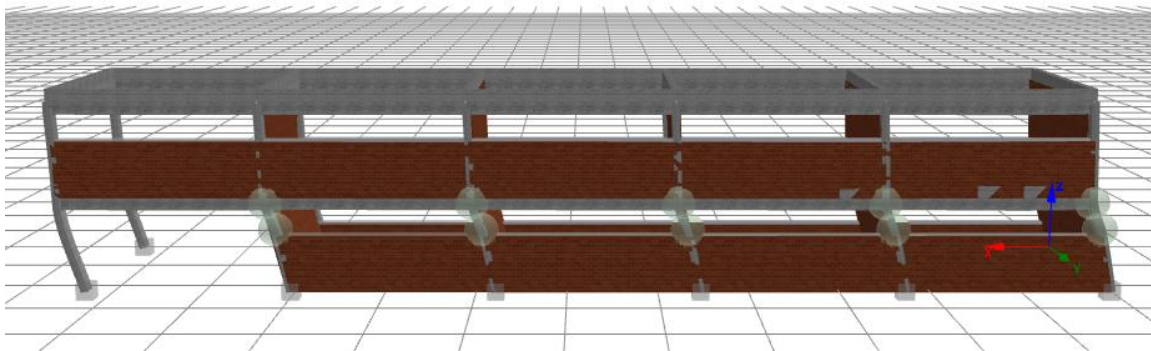


FORMACION DE LA PRIMERA ROTULA (INICIO DE PLASTICIDAD)



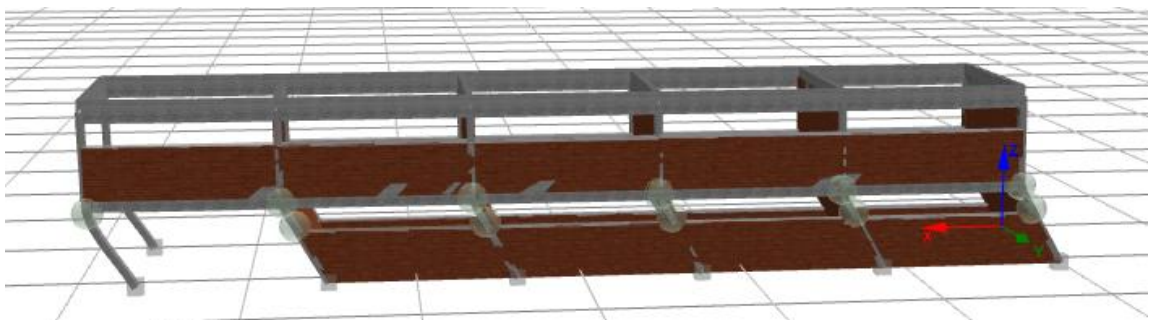
Al momento de producirse un desplazamiento de 2,94cm en la dirección X se producirá la rótula plástica en la cabeza de la columna

FALLO GENERALIZADO EN UN PLANO DE MUROS



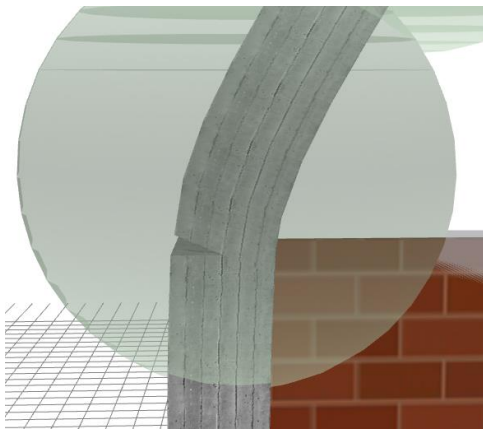
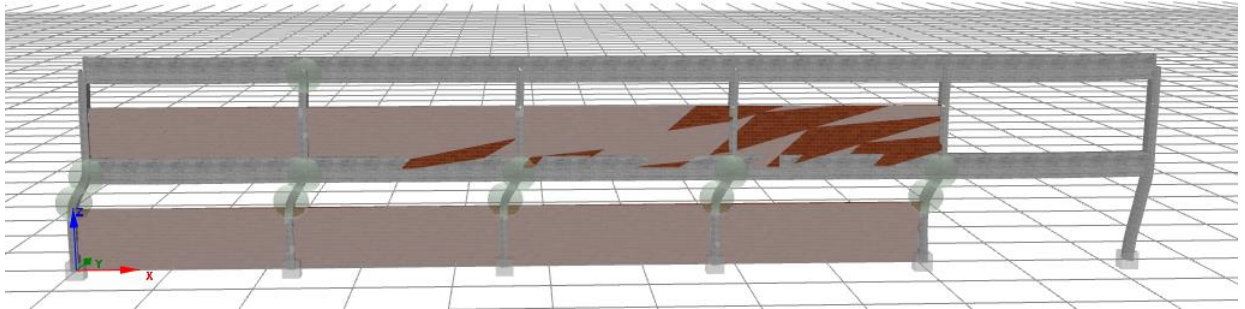
Para un desplazamiento de 9,52cm la estructura sufre el fallo en columnas debido al efecto del corte.

FALLO EN EL PLANO ESTRUCTURAL



Cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 17,78 cm se produce el fallo del plano estructural en el que se genera el fenómeno de columna corta.

MECANISMO DE FALLO DEL PLANO



CONCLUSIÓN ANÁLISIS DE NIVEL 3:

Luego de realizar la evaluación de nivel 3, se puede concluir que las columnas tienen capacidad axial suficiente, pero las capacidades a flexión y corte son insuficientes para el nivel de sismo estudiado. Encontrándonos con un problema principalmente en la dirección X donde la demanda de ductilidad (desplazamiento) es mucho mayor a la que es capaz de entregar la estructura.

El principal problema que posee la estructura es el efecto de columnas cortas el cual es una condición crítica para la estabilidad estructural, precisándose necesario un refuerzo para aumentar la capacidad a corte de dichas columnas.

CONCLUSIONES GENERALES DEL TRABAJO

El análisis de nivel 1 nos permitió identificar deficiencias estructurales de manera rápida, con un cálculo simple y sin la necesidad de realizar un modelo matemático de elementos finitos mediante un software de cálculo.

Debido a este análisis encontramos las siguientes deficiencias:

- 1) Algunas columnas se encuentran sobrecargadas y podrían sufrir un fallo frágil
- 2) Vigas fuertes y columnas débiles
- 3) Poca capacidad a corte que garantice la capacidad de ductilidad de los elementos estructurales debido a que los estribos en columna, vigas y en nudos se encuentran demasiados espaciados.
- 4) Muros de mampostería insuficientes para soportar la demanda inducida por sismo.
- 5) Relación de alto/espesor de la mampostería no cumple con requisitos de la norma.
- 6) Aparición de columnas cortas debido al cambio abrupto de rigidez

Sin embargo, surgieron los siguientes inconvenientes:

- a) No logramos cuantificar el grado de desempeño que tendrá la estructura antes del colapso.
- b) Es demasiado conservador, por ejemplo, una deficiencia identificada era la capacidad axial que poseen las columnas posteriormente en el análisis de nivel 3 comprobamos que las mismas si poseen capacidad suficiente.
- c) Ciertas comprobaciones exigen un gran conocimiento sobre detalles de obra que son muy difíciles de comprobar (ubicación de empalmes, tipo de ganchos en estribos, longitudes de anclaje, etc.).

Por lo tanto, para determinar el nivel de desempeño estructural necesitamos realizar un análisis más profundo y detallado, lo cual se realizó en el análisis de nivel 2 y 3.

En el análisis de nivel 2 se logró cuantificar la demanda sísmica, la capacidad de los elementos estructurales y la relación entre ambas magnitudes (DCR), dichos valores de DCR son superiores a 3. Esto indica dos premisas, que los elementos estructurales están sobre esforzados para su capacidad y que no es posible realizar un análisis bidimensional de la estructura.

En el análisis de nivel 2 al comparar las capacidades de las columnas respecto a las vigas se evidenció el efecto de viga fuerte – columna débil, lo que implica un mal mecanismo de colapso estructural y esto se vio reflejado en el nivel de desempeño que alcanzaron los diferentes elementos estructurales.

Para las columnas se obtuvo un desempeño de colapso para un sismo de nivel 50%/50años, cumpliendo con un objetivo “d” de la Tabla C2-2 de la ASCE 41-13, mientras que para las vigas se obtuvo un desempeño de colapso para un sismo de nivel BSE-2E, cumpliendo con objetivos “b, f y l” de la Tabla C2-2 de la ASCE 41-13.

Los principales inconvenientes que encontramos en este nivel de análisis son:

- a) Las demandas sísmicas obtenidas debido a la fuerza estática equivalente por sismo son conservadoras, debido a que son mucho mayores a las que realmente se encuentra sometida la estructura.
- b) El análisis de nivel 2 nos simplificó el comportamiento plástico de los componentes estructurales en base a unos “factores m” de sobre resistencia, lo cual no es del todo correcto.
- c) No se considera la energía disipada al momento de la formación de rótulas en vigas y columnas o el fallo en la mampostería.

Para poder evaluar la magnitud de estos inconvenientes se realizó el análisis de nivel 3

En el análisis de nivel 3 nos permitió comprobar:

1. Los efectos de modos superiores.
2. La aplicabilidad del procedimiento estático no lineal.
3. El efecto de la torsión accidental.

Los efectos de modos superiores no son significativos debido a que el incremento que se genera en el cortante de piso al considerar el efecto del primer modo de vibración respecto al efecto combinado de 43 modos de vibración es muy inferior a 1,3. Esto indicó que no debemos realizar un procedimiento dinámico lineal para compensar dichos efectos en el Pushover.

Respecto a la aplicabilidad del procedimiento no lineal, nos encontramos que los efectos de segundo orden (Efectos $P - \Delta$) para el nivel de sismo BSE – 2E, producían una reducción considerable de la pendiente negativa de la curva de cortante basal vs desplazamiento, esto nos indicó que para tal nivel de demanda sísmica es necesario realizar un Procedimiento Dinámico No Lineal, para poder realizar dicho procedimiento es necesario determinar parámetros críticos como la histéresis o el amortiguamiento de los diferentes materiales, lo cual demanda la realización de ensayos de laboratorio muy costosos por eso la evaluación de nivel 3 se continua solo para el nivel de sismo BSE – 1E, de todas maneras la respuesta obtenida para el nivel de sismo BSE – 1E no fue satisfactoria y por consecuencia para una demanda mayor la respuesta a obtener nunca cumplirá con los objetivos.

El efecto de la torsión accidental en la dirección X no influyo en la respuesta estructural de manera significativa, pero en la dirección Y fue influyente, por ello, para considerar este efecto en el procedimiento estático no lineal, se incrementó el desplazamiento objetivo en la dirección Y.

Del análisis de nivel 3 concluimos que la respuesta axial de columnas es aceptable, mientras que para las respuestas a corte o a flexión no son aceptables, siendo la respuesta a corte la más crítica donde la demanda de desplazamiento en la dirección X es aproximadamente entre 6 a 10 veces mayor a la capacidad de desplazamiento máxima de los diferentes elementos estructurales.

El nivel de desempeño con el análisis de nivel 3 fue el mismo al obtenido para el análisis de nivel 2. Al realizar un análisis más complejo que tiene en consideración el efecto no lineal en los componentes estructurales, es probable ver una mejoría en el desempeño estructural, pero en nuestro caso no sucedió.

Los inconvenientes que se nos presentaron al realizar este análisis fueron:

- a) Complejidad para determinar parámetros necesarios para modelo
- b) Modelos para determinar el confinamiento del hormigón (Mander) demandan de mucho cálculo.
- c) Modelos de muros de mampostería, acero y hormigón es necesario obtenerlos de ensayos de laboratorio.
- d) Complicaciones al momento de discretizar correctamente las fibras de las diferentes secciones.

La evaluación de nivel 3 permite obtener mejores resultados, pero a una mayor demanda computacional y un mayor esfuerzo en la calibración del modelo por esto se debe evaluar siempre si es necesaria su realización.

Posibles soluciones estructurales

Podemos concluir que es necesario evaluar un refuerzo para las columnas en donde se produce el fenómeno de columna corta, dicho fenómeno es la razón del fallo a corte y/o flexión que se produce en las columnas, el refuerzo que se realice debe contemplar ambos tipos de fallo.

Proponemos como segunda opción la eliminación de los muros causantes del fenómeno de columna corta para solucionar dicho problema, pero se deberán adicionar además elementos estructurales que sean capaces de soportar el cortante basal inducido por la acción sísmica.

Además, es necesario plantear nuevos elementos estructurales para que se corrija el fenómeno de viga fuerte - columna débil que tenemos presente en la estructura debido a la geometría de estos elementos, ya que al momento que la estructura del edificio escolar fue construida, dichos códigos de construcción no contemplaban este fenómeno.

PROPUESTA DE MEJORAS A REALIZAR

A continuación, se adjuntan imágenes obtenidas de la visita que se realizó a la obra el día 6 de julio de 2021, en las cuales se constatan que los fallos en los elementos estructurales son similares a los obtenidos en este trabajo:

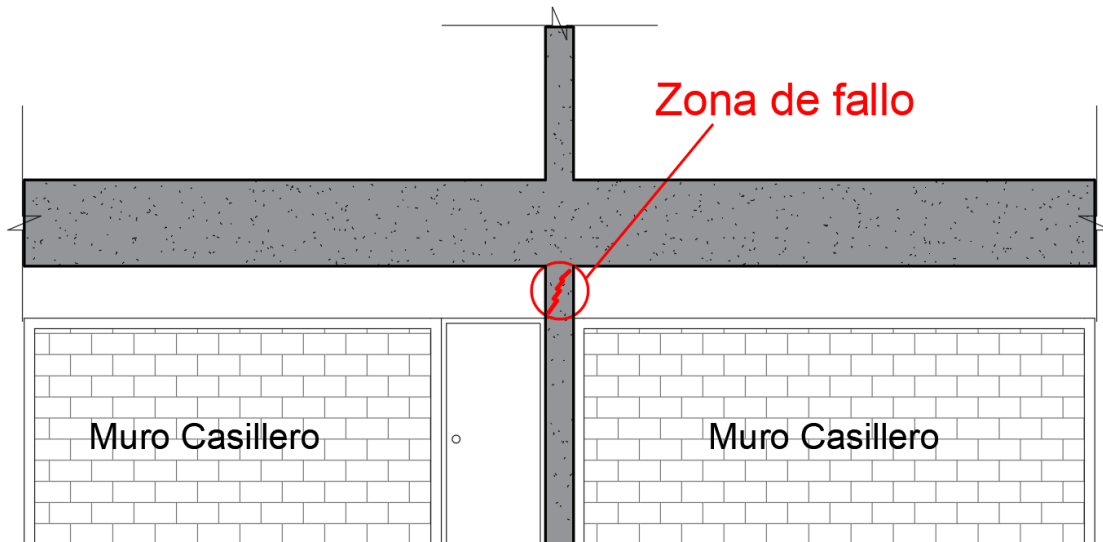


Daños producidos por el efecto de columna corta.



Muros (casilleros) en la dirección X causantes del efecto de columna corta

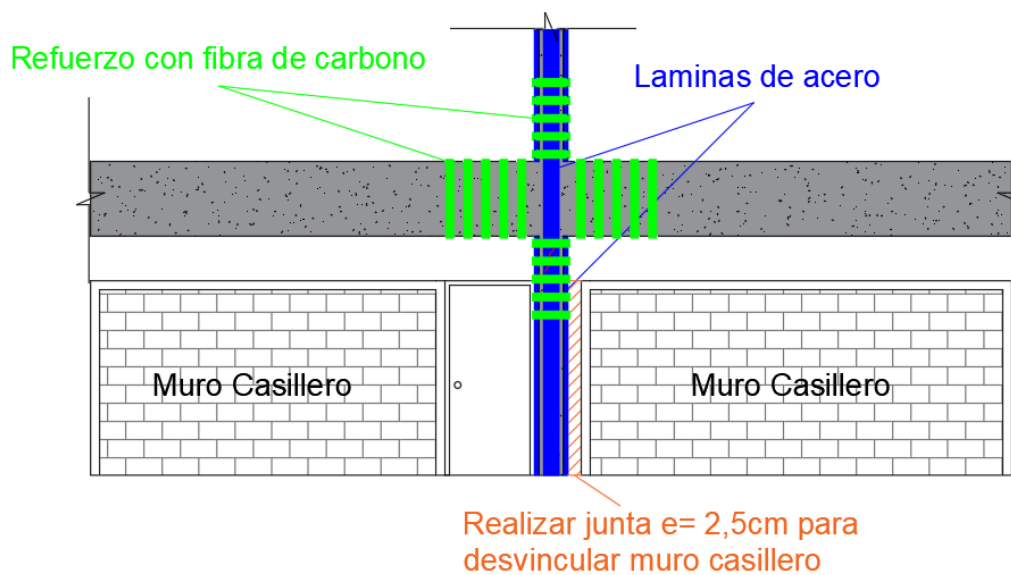
Esquema de daño existente en la estructura



DAÑO EXISTENTE EN LA ESTRUCTURA

Debido a que consideramos que estos daños son importantes sugerimos que la “Primera Etapa” sea el refuerzo estructural de las columnas donde se han producido daños planteando 2 posibles esquemas de refuerzo:

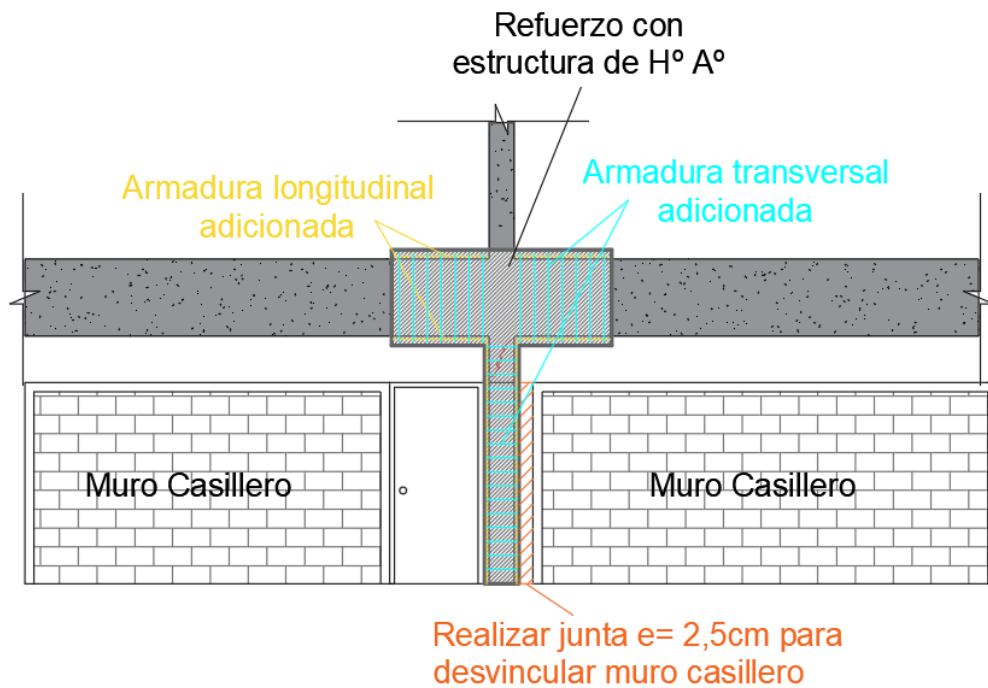
a) Refuerzo con fibra de carbono:



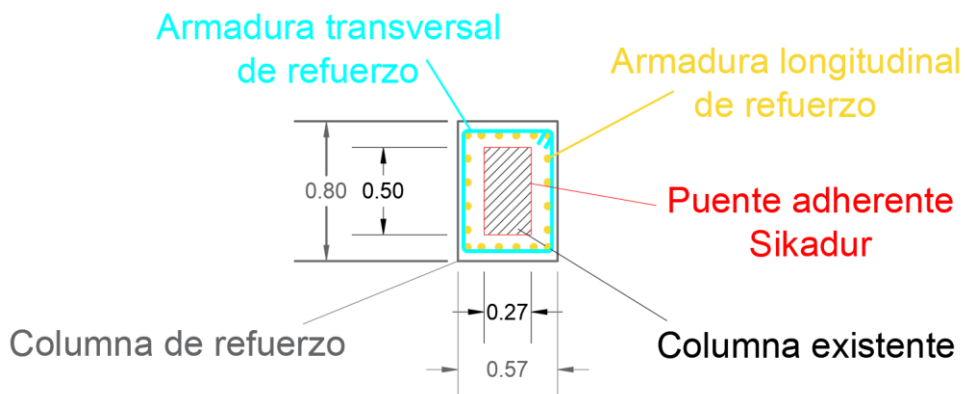
REFUERZOS PLANTEADO PARA CORREGIR DAÑOS EN COLUMNAS

El refuerzo consiste en láminas de acero para aumentar la capacidad nominal de la columna a flexión y la adición de tiras de fibra de carbono para aumentar la capacidad a corte tanto de las columnas como de las vigas en la zona de formación de la rótula plástica.

b) Refuerzo mediante estructuras de hormigón armado:



REFUERZOS PLANTEADO PARA CORREGIR DAÑOS EN COLUMNAS



SECCIÓN DE REFUERZO

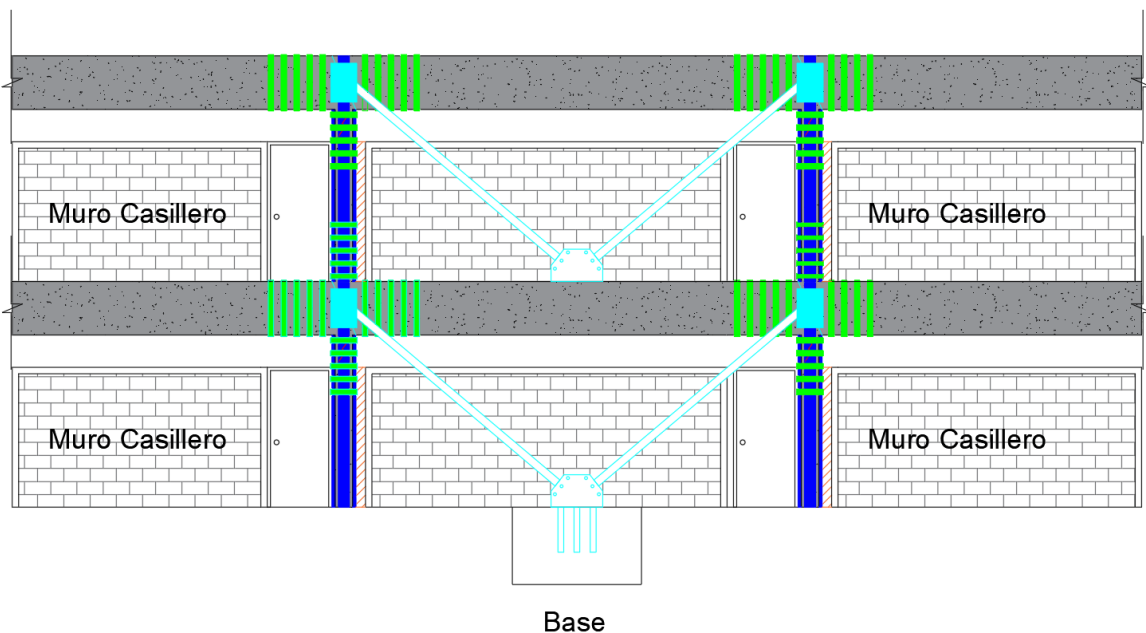
Las dimensiones de la sección son ilustrativas y no responden a ningún cálculo realizado.

En esta posible solución planteamos aumentar la sección de la columna revistiendo la estructura existente con una nueva sección de columna que le confiera un aumento de capacidad a la columna y brinde una solución para la falta de capacidad a corte tanto de columnas como de vigas.

Esta nueva estructura debe ser anclada en la base existente.

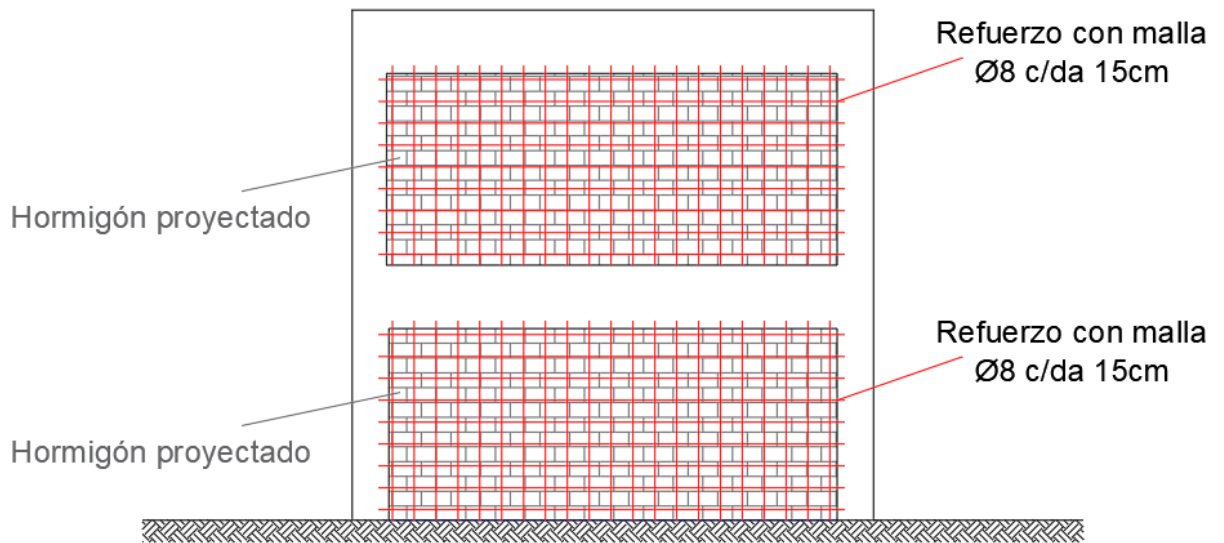
En ambas situaciones será necesario realizar una separación de los muros casilleros que provocan el efecto de columna corta mediante la materialización de una junta estructural.

Luego de realizado este refuerzo en una “Segunda Etapa” se debe corregir el efecto de viga fuerte – columna débil para solucionar este problema es necesario la adición de nuevos elementos estructurales que generen un cambio en el mecanismo de colapso de la estructura, por ello, proponemos la adición de un sistema barras ancladas en los nudos de los pórticos y apoyadas en el tramo central del pórtico (Viga o fundación a construir). De esta manera, se transmitirán las fuerzas horizontales mediante estas barras adicionales logrando reducir la demanda en las columnas y corrigiendo el mecanismo de colapso existente en la estructura.



REFUERZOS PLANTEADO PARA CORREGIR EFECTO DE VIGA FUERTE - COLUMNA DEBIL

Para concluir el refuerzo de la edificación en la “Tercera Etapa” corregiremos la falta de capacidad a corte que poseen los muros en la dirección Y, para ello proponemos realizar un muro armado, adicionando a los muros existentes una malla de acero que será cubierta con hormigón proyectado, de esta manera se aumentará la capacidad a corte los muros existentes.



REFUERZO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

Las secciones de acero son ilustrativas y no responden a ningún cálculo realizado.

En la “Cuarta Etapa” proponemos realizar reparaciones en elementos no estructurales como puede ser cielorrasos y revestimientos de paredes (pintura), debido que al momento de realizar la visita nos percatamos de dichos defectos.



ANEXO 1

“ESTUDIOS IN SITU”

OBJETO

El presente informe técnico tiene por objeto lisa y llanamente, abordar en sectores acotados de edificio (zonas de sondeos y ensayos), los siguientes aspectos que a continuación se indican:

Inferir la calidad del hormigón de vigas y columnas en términos de resistencia a compresión, mediante la utilización de técnicas apoyadas en ensayos no destructivos (END).

Inferir la calidad del hormigón de vigas y columnas en términos de resistencia a tracción, mediante la utilización de técnicas apoyadas en ensayos semi-destructivos (ESD).

Inferir la calidad del hormigón de vigas y columnas en términos de resistencia a compresión, mediante la utilización de técnicas apoyadas en ensayos destructivos (ED).

Inferir el fenómeno de carbonatación en el hormigón, estableciendo el avance del frente carbonatado.

Inferir humedad relativa del hormigón, apoyada en ensayos ejecutados sobre testigos.

Inferir tipo de acero, diámetro, disposición, cantidad de barras y recubrimiento, en elementos de hormigón armado previamente seleccionados, apoyado en técnicas de sondeos (ED).

Inferir la ubicación y distribución de la armadura, apoyado en técnicas de END.

Relevar la geometría de los sectores de fundación sondeados.

Establecer el tipo de material y espesor de los muros considerados sismos resistentes en la documentación original.

DOCUMENTACIÓN CONSULTADA:

Se contó al momento de las visitas con copia de la documentación técnica consultada, específicamente con planos de planta de estructura (Fig. 1).

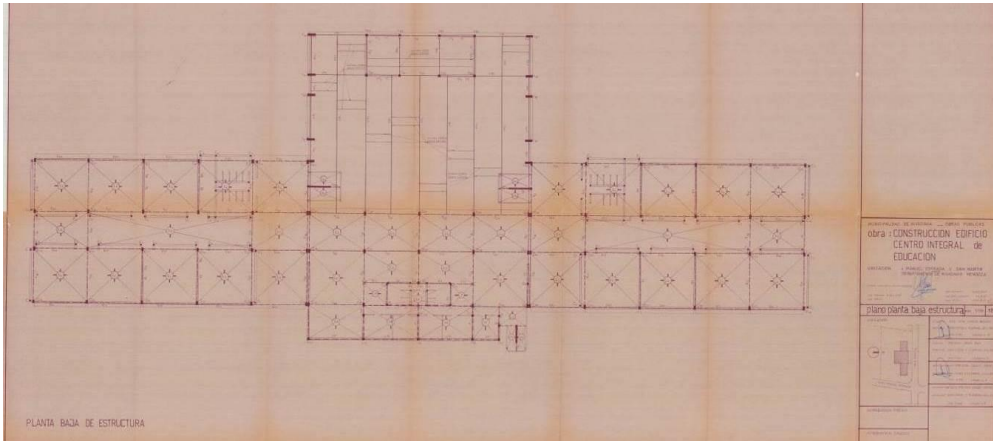


Figura 1: Copia de documentación original. Plano estructura planta baja.

Visita al lugar

Los días 17 y 24 de febrero y 10 de marzo de 2017 se visitó la Escuela N° 9-006 Prof. Francisco Tolosa, ubicada sobre calles Estrada y San Martín, Rivadavia, Mendoza.

En los citados días se llevó adelante la inspección visual de los sondeos ejecutados sobre los elementos estructurales previamente seleccionados, fundación, columnas y vigas de hormigón armado, que conforman la estructura del edificio, y al mismo tiempo, se ejecutaron una serie de END y ESD. Como complemento a lo anterior, se procedió a la extracción de testigos de hormigón a fin de llevar adelante ED de resistencia a compresión y ensayo de carbonatación in-situ.

METODOLOGÍA DE TRABAJO

En primer lugar y apoyado en la documentación técnica existente (Fig. 1), se seleccionaron los sectores en donde se ejecutarían los sondeos estructurales. Los mismos fueron informados oportunamente a la empresa constructora Multiservice adjudicataria de la obra y a la Dirección de Infraestructura Escolar mediante informe técnico IT-05-17 “Sondeos estructurales esc. Tolosa”.

Seguidamente, apoyado en la documentación de consulta y en visitas oculares al lugar, se seleccionaron los sectores en donde se llevarían a cabo los respectivos ensayos

indicados en el punto 1 del presente informe. Del anterior análisis resultó que los sectores seleccionados correspondieron a seis columnas y seis vigas (Fig. 2), así como también, a diversos sectores de muros a evaluar.



Figura 2: Sectores seleccionados para la ejecución de ensayos de caracterización de materiales

TÉCNICAS DE ENSAYOS:

Esclerometría:

A efectos de inferir la calidad del hormigón en términos de resistencia a la compresión superficial, se utilizó la técnica de END dada a partir de interpretación de los índices de rebote o esclerométricos (IE) obtenidos sobre la superficie de hormigón ensayada. Se utilizó para ello el equipo ELCOMETER 181 Tipo N (N° de Serie 16005120) con energía de impacto 2207 Nm (Fig. 3). Se siguió el protocolo de ensayo establecido en la Norma IRAM 1694 “Hormigón de cemento portland. Método de ensayo de la dureza superficial del hormigón endurecido mediante la determinación del número de rebote empleando el esclerómetro de resorte”.

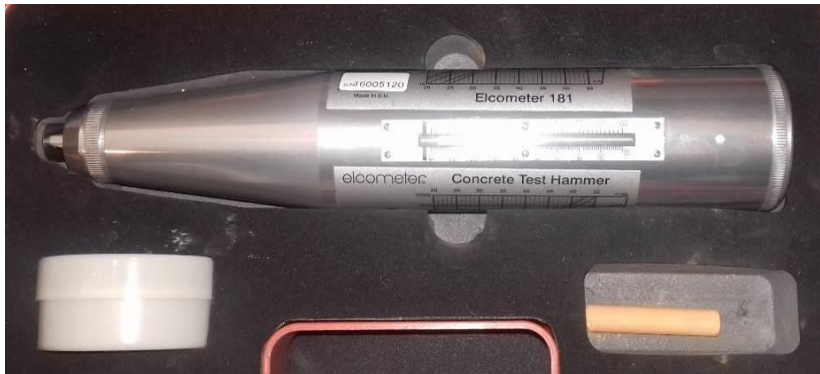


Figura 3: Equipo empleado en el ensayo de esclerometria.

Carbonatación:

Con el objeto de determinar si el hormigón se encuentra en condición de carbonatado, se procedió a la evaluación mediante el método de vía húmeda con solución de indicador ácido-base (Fig. 4). Se siguió el protocolo de ensayo previsto en la Norma Española UNE 112-011-94 “Corrosión en armaduras. Determinación en la profundidad de carbonatación en hormigones endurecidos y puestos en servicio”. Se evaluó sobre los testigos de hormigón que fueron extraídos en los sectores indicados.



Figura 4: Pulverizador con solución tituladora ácido-base.

Pull Off:

A efectos de inferir la calidad del hormigón en términos de resistencia a la tracción superficial, se utilizó la técnica de ESD dada a partir de interpretación de la resistencia al arrancamiento del dispositivo “dolly” previamente fijado a la superficie a evaluar. Se utilizó para ello el equipo ELCOMETER 106 Scale 6 (Modelo N° F106 6, N° de Serie SE 09215) (Fig. 5). Se siguió el protocolo de ensayo establecido en la Norma Americana ASTM C 1583 “Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)”.



Figura 5: Equipo empleado en el ensayo de pull off.

Detección de armadura:

Con el objeto de establecer la ubicación y espaciamiento de la armadura, se procedió a técnica de END dada mediante la utilización del equipo BOSCH Wallscanner D-tect 150 (N° de Serie 606410787) (Fig. 6). Se siguió el protocolo de uso establecido por el



fabricante.

Figura 5: Equipo empleado en el ensayo de pull off

Extracción de testigos de hormigón:

A fin de establecer la resistencia a compresión del hormigón in-situ, así como también, el avance del frente de carbonatación, se procedió a la extracción de testigos (Fig. 7) y su posterior ensayo. Los testigos extraídos presentaron un diámetro de 85 mm y una longitud aproximada de 160 mm. Previo al ensayo de compresión, los testigos fueron acondicionados mediante freteo de sus caras.



Figura 7: Proceso de extracción de testigos de hormigón.

Determinación de humedad en el hormigón:

Con el objeto de establecer la humedad del hormigón, se procedió a tal fin mediante la utilización de detector de humedad modelo Kwb.



Figura 8: Equipo utilizado en la detección de humedad.

RESULTADOS DE ENSAYOS:

Esclerometría:

En Tabla N° 1 se indican resultados obtenidos para el índice esclerométrico (IE) en cada una de las superficies evaluadas (Fig. 9).

Tabla 1: Resultados de ensayos de Esclerometría

Designación	Sector	IE	Frente carbonatado [mm]	IE corregido	Orientación	f _{ci} inferida [MPa]
S1	Columna C10PB – Ala Este	46	~ 15mmInferido	41	0°	31
S2	Columna C26PB – Central	44	~ 15mmInferido	40	0°	30
S3	Columna C59 PB – Ala Oeste	44	~ 15mm Medido en testigo	40	0°	30
S5	Viga V28 PB – Central	56	~ 15mmInferido	50	+90°	38
S7	Columna C12PA – Ala Este	40	~ 0mm Medido en testigo	40	0°	30
S8	Columna C26PA – Central	34	~ 0mmInferido	34	0°	22
S9	Columna C59 PA – Ala Oeste	38	~ 0mm Medido en testigo	38	0°	26
S10	Viga V3 PA – Ala Este	48	~ 0mmInferido	48	+90°	36



Figura 9: Determinación de IE en diversos sectores de evaluación.

Para la inferencia de la resistencia a compresión a partir del IE obtenido, se tiene en cuenta la orientación del dispositivo de ensayo, la correlación entre la resistencia a

compresión en cubos y la de probetas cilíndricas, y la corrección del IE por la influencia del avance del frente de carbonatación.

Testigos – ensayos de compresión:

En Tabla N° 2 se indican resultados de resistencia a compresión del hormigón, evaluado en testigos extraídos (Fig. 10).

Tabla 2: Resistencia a compresión de testigos.



Figura 10: Secuencia de extracción en columnas de uno de los testigos.

Designación	Sector	Medidas [mm]	f'ci [MPa]
S3	Columna C59 PB – Ala Oeste	85x162	22.2
S7	Columna C12 PA – Ala Este	85x160	28.0
S9	Columna C59 PA – Ala Oeste	85x157	24.8
S13	Columna C12 PB – Ala Este	85x160	18.0

Carbonatación:

En Tabla N° 3 se indican resultados obtenidos de los frentes de carbonatación obtenidos a partir de la evaluación llevada a cabo en los testigos extraídos (Fig. 11).

Tabla 3: Resultados de ensayos de carbonatación.

Designación	Sector	Evaluado	Frente carbonatado [mm]
S3	Columna C59 PB – Ala Oeste	en testigo	~ 15mm
S7	Columna C12PA – Ala Este	en testigo	~ 0mm
S9	Columna C59 PA – Ala Oeste	en testigo	~ 0mm
S13	Columna C12PB – Ala Este	en testigo	~ 20mm



Figura 11: Determinación del frente de carbonatación en testigos extraídos.

Determinación de humedad en el hormigón:

En Tabla N° 4 se indican resultados de humedad superficial obtenidos sobre testigos de hormigón(Fig. 12).

Tabla 4: Humedad superficial del hormigón obtenida en testigos.

Designación	Sector	Humedad [%]
S3	Columna C59 PB – Ala Oeste	0.60
S7	Columna C12 PA – Ala Este	0.60
S9	Columna C59 PA – Ala Oeste	0.55
S13	Columna C12 PB – Ala Este	0.50



Figura 12: Determinación de humedad superficial en testigos de hormigón.

Pull Off:

En Tabla N° 5 se indican resultados obtenidos de resistencia a la tracción superficial del hormigón en los sectores evaluados (Fig. 13).

Tabla 5: Resultados de ensayos de Pull Off.

Designación	Sector	Diámetro dolly [mm]	f _{ti} [MPa]
S1	Columna C10 PB – Ala Este	50	1.5
S2	Columna C26 PB – Bloque Central	50	1.9
S3	Columna C59 PB – Ala Oeste	50	1.3
S5	Viga V28 PB – Bloque Central	50	> 2.8
S6	Viga V26 PB – Ala Oeste	50	1.7
S7	Columna C12 PA – Ala Este	50	1.9
S8	Columna C26 PA – Bloque Central	50	> 2.1
S9	Columna C59 PA – Ala Oeste	50	1.4
S10	Viga V3 PA – Ala Este	50	1.8

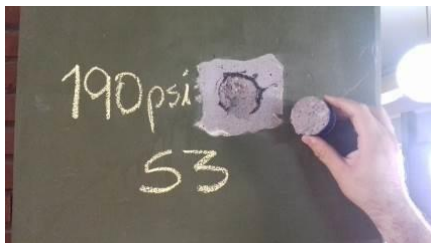
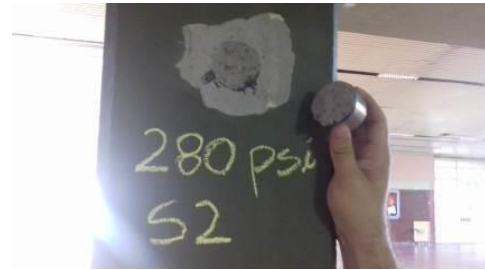


Figura 13: Ensayo de pull off en alguno de los sectores asignados.

Sondeos y detección de armaduras:

En Tabla N° 6 se indican características de la armadura relevada en los sectores sondeados.

Tabla 6: Tipo de acero encontrado.

Designación	Sector	Técnica	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal
S1	Columna C10PB – Ala Este	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 8 f 16	Tipo ADM 1 f 6 @ 220 mm
S2	Columna C26 PB – Bloque Central	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 10 f 20	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S3	Columna C59 PB – Ala Oeste	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 6 f 14	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S4	Viga V27 PB – Ala Este	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 4 f 16	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S5	Viga V28 PB – Bloque Central	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 5 f 16	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S6	Viga V26 PB – Ala Oeste	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 5 f 16 + 2 f 14	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S7	Columna C12PA – Ala Este	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 6 f 14	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S8	Columna C26 PA – Bloque Central	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 12 f 16	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S9	Columna C59 PA – Ala Oeste	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 6 f 14	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S10	Viga V3 PA – Ala Este	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 5 f 16	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S11	Viga V5 PA – Bloque Central	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 4 f 16	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm
S12	Viga V3 PA – Ala Oeste	Sondeo y detección	Tipo ADM 420 5 f 16	Tipo ADM 1 f 6 @ 200 mm

En Fig. 14 se muestran algunos de los sondeos ejecutados en columnas, mientras que en Fig. 15 se muestran sondeos ejecutados en vigas.

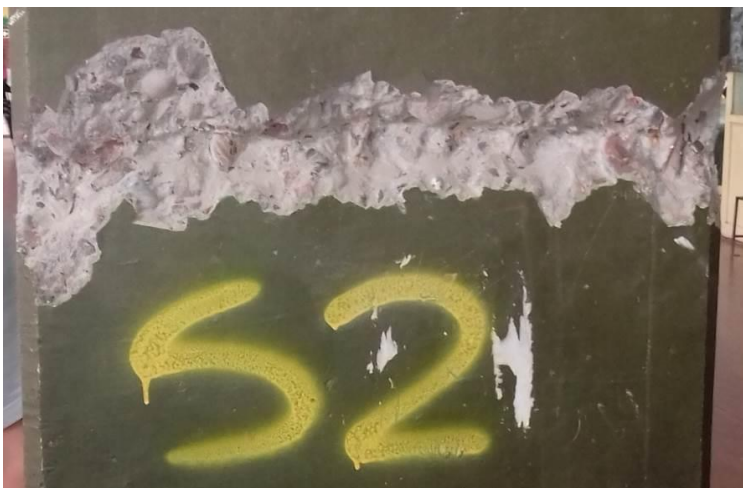


Figura 14: Determinación de la presencia y tipo de acero en columnas mediante sondeos.



Figura 15: Determinación de la presencia y tipo de acero en vigas mediante sondeos.

En Fig. 16 se muestra detección de armadura transversal en vigas y columnas mediante escaneo.

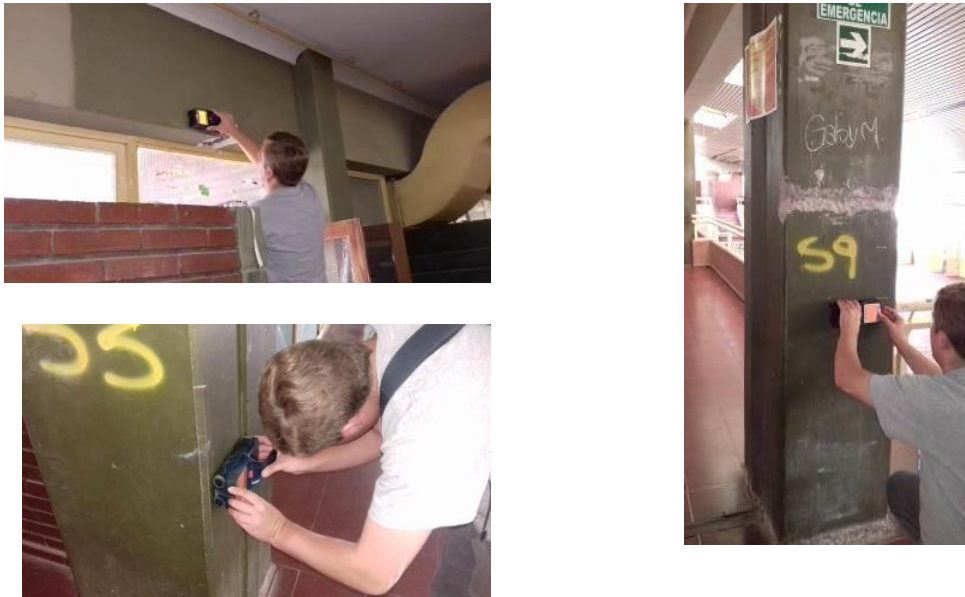


Figura 16: Determinación de la presencia de armadura transversal mediante escaneo.

Por otra parte, se llevaron a cabo en algunos sectores particulares, sondeos en fundaciones a fin de evaluar la tipología y geometría de las mismas (Fig. 17). En Tabla N° 7 se indica resumen de lo relevado.

Tabla 7: Geometría de fundaciones relevadas.

Designación	Sector	Geometría aproximada[m]	Altura aproximada[m]	Cota de fundación[m]
SF1	Base de Columna C69Bloque Central	~ 1.10 x 1.10	~ 0.60	-1.00
SF2	Sobrecimiento de fundaciónBloque Central	-	~ 0.75	-0.60
SF3	Base de Columnas: C24 Ala Este yC38 Bloque Central	~ 3.00 x 3.00	~ 0.40	-1.00
SF4	Base de Columna C66Ala Oeste	~ 2.80 x 2.80	~ 0.50	-1.00
SF5	Base de Columna C58Ala Oeste	~ 2.50 x 2.50	~ 0.50	-1.00



Figura 17: Relevamiento de sistema de fundación.

En Tabla N° 8 se indican características de los mampuestos que constituyen los muros evaluados apartir de las inspecciones visuales (Fig. 18) y sondeos ejecutados (Fig. 19).

Tabla 8: Dimensiones y tipo de mampuesto en muros considerados sismorresistentes.

Bloque /Sondeo	Tipo de mampuesto [mm]	Ancho [mm]	Alto [mm]	Largo [mm]
Muros AlaEste Sondeos: S15- S17-S18	Cerámico hueco 3 agujeros horizontales	180	60	240
Muro Fachada Bloque Central Sondeo: S14	Ladrillón macizo	180	70	270
Muros internos Bloque Central Sondeos:S19- S20	Cerámico hueco 3 agujeros horizontales	180	60	240
Muros AlaOeste	Cerámico hueco 3 agujeros horizontales	180	60	240



Figura 18: Muro de ladrillo cerámico hueco.

Figura 19: Sondeos ejecutados en muros

CONCLUSIONES

Resistencia a compresión del hormigón

A partir de los resultados obtenidos en los ED evaluados sobre los testigos de hormigón, de la interpretación de los resultados obtenidos en los END, y de la correspondiente correlación entre los resultados de ambas técnicas de ensayos, se puede establecer que:

- . Hormigón de columnas tipo H-22, resistencia a compresión 22 MPa
- . Hormigón de vigas tipo H-28, resistencia a compresión 28 MPa

Carbonatación

A partir de los ensayos realizados sobre los testigos extraídos, se puede establecer que:

- . En lo que hace a planta baja, las evaluaciones allí efectuadas indicaron la presencia de un avance del frente de carbonatación del orden de los 15mm.
- . En lo que hace a planta alta, las evaluaciones allí efectuadas indicaron la no presencia de avance del frente de carbonatación.
- . Apoyado en los sondeos ejecutados, se pudo establecer que en general el recubrimiento de la armadura resultó estar entre los 25 y 40 mm, siendo entonces superior al avance del frente de carbonatación.
- . Ante ello se podría establecer que tanto la armadura transversal como longitudinal se encontraría en condición de pasivada. Por otra parte, en cada uno de los sondeos de armaduras ejecutados no se observó el desarrollo de un mecanismo de corrosión.

Armadura longitudinal y transversal

A partir de las observaciones visuales llevadas a cabo en los sondeos ejecutados, así como también, mediante los escaneos realizados, se puede establecer que:

- . Armadura longitudinal y transversal: Acero conformado en frío tipo ADM 420
- . Se presentó correspondencia entre lo observado en sondeos y lo indicado en la documentación consultada, pudiendo entonces establecer un adecuado nivel de confiabilidad de dicha documentación técnica existente en lo que hace a la geometría, cantidad y

disposición de la armadura longitudinal y transversal, tanto para vigas como para columnas.

Características de los mampuestos de muros

A partir de las observaciones visuales llevadas a cabo y en los sondeos ejecutados, se puede establecer que:

. Tanto en el Ala Este como en el Ala Oeste, los muros están constituidos por mampuestos cerámicos de 3 huecos horizontales y de 180 mm de ancho. Estos muros no están revocados, por lo cual su espesor resultó coincidir con el ancho del mampuesto.

. En lo que hace al bloque central, sólo los muros de fachada están constituidos por ladrillos macizos tipo ladrillón. El resto de los muros interiores resultan estar constituidos por ladrillos cerámicos huecos de idénticas características a lo descripto anteriormente.

. Tanto en el Ala Este, en el Ala Oeste, como en el bloque central, NO se presenta correspondencia entre la tipología y espesor de los muros sismorresistentes indicados en la documentación técnica existente, con aquellas tipologías y espesores determinados mediante los sondeos ejecutados in-situ.

Ante ello, las capacidades en términos de resistencia y rigidez de cada uno de los muros sismorresistentes considerados en el análisis estructural (indicado en la documentación técnica), NO se corresponde con las capacidades reales que presentan los muros in-situ.

Geometría de fundaciones

A partir de los relevamientos llevados a cabo en los sondeos ejecutados, así como también, mediante los escaneos realizados, se puede establecer que:

. La geometría de las bases de fundación relevadas, se corresponden con buena aproximación a las dimensiones indicadas en la documentación de consulta, pudiendo entonces establecer un adecuado nivel de confiabilidad de dicha documentación técnica existente en lo que hace a la geometría y ubicación de las bases de fundación.

. Como sistema de fundación de los muros, se observó por debajo de los mismos una zapata corrida de hormigón simple. En uno de los casos esta zapata presentaba un ancho aproximado de 500 mm, mientras que en otro caso, su ancho resultó de aproximadamente unos 900 mm.

. Por debajo de los muros y hasta apoyar en la zapata corrida, se observó un sobrecimiento de aproximadamente unos 750 mm de altura. A partir de escaneos de armadura realizados, se pudo establecer que dichos sobrecimientos son de hormigón simple.

Pull Off y contenido de humedad

A partir de los ensayos de resistencia a la tracción superficial y de humedad, sobre los elementos de hormigón seleccionados, se puede establecer que:

. De resultar necesario el refuerzo de los elementos de hormigón armado mediante el uso de material compuesto, FRP (Fiber Reinforced Polymer), las condiciones de resistencia (≥ 200 psi) y humedad del sustrato ($< 5\%$) resultarían adecuadas para llevar adelante la ejecución de dicha metodología de refuerzo.

Aspectos formales

El mal uso, modificación e interpretación que cualquier profesional o particular realice de los conceptos y datos enunciados en el presente informe, corresponden a su exclusiva responsabilidad.

ANEXO 2

“REGLAMENTO ASCE 41-13”

CAPITULO 7

PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

7.2 REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS

7.2.1 Procedimientos de análisis

La norma establece los siguientes tipos de análisis aplicables a edificios:

Procedimiento estático lineal (LSP)

Procedimiento dinámico lineal (LDP)

Procedimiento estático no lineal (NSP)

Procedimiento dinámico no lineal (NDP)

En función de las limitaciones especificadas en el apartado 7.3.

7.2.2 Cargas de gravedad de los componentes y combinaciones de carga

Para los procedimientos lineales, se considerarán las siguientes acciones causadas por las cargas de gravedad, Q_G , para combinarlas con las acciones causadas por las fuerzas sísmicas.

Cuando los efectos o acciones de las cargas de gravedad y de las fuerzas sísmicas sean aditivos, la acción causada por las cargas de gravedad, Q_G , se obtendrá de acuerdo con la Ecuación (7-1):

$$Q_G = 1,1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (7-1)$$

Donde:

Q_D = Acción causada por las cargas muertas;

Q_L = Acción causada por la carga viva, igual al 25% de la carga viva no reducida obtenida de acuerdo con ASCE 7 pero no inferior a la carga viva real;

Q_S = Acción causada por la carga efectiva de nieve.

Cuando los efectos o acciones de las cargas de gravedad y de las fuerzas sísmicas se contrarrestan, la acción causada por las cargas de gravedad, Q_G , se obtendrá de acuerdo con la Ecuación (7-2):

$$Q_G = 0,9Q_D \quad (7-2)$$

Nota:

Cuando la carga de nieve de la cubierta plana calculada de acuerdo con la norma ASCE 7 supere las 30 lb/pie², la carga de nieve efectiva se tomará como el 20% de la carga de nieve calculada.

Cuando la carga de nieve de la cubierta plana sea inferior a 30 lb/ft², se permitirá que la carga de nieve efectiva sea cero.

Para los procedimientos no lineales, se considerarán las siguientes acciones causadas por las cargas de gravedad, Q_G , de acuerdo con la Ecuación (7-3), para combinarlas con las acciones causadas por las fuerzas sísmicas:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (7-3)$$

Donde:

Q_D = Acción causada por las cargas muertas;

Q_L = Acción causada por la carga viva, igual al 25% de la carga viva no reducida obtenida de acuerdo con ASCE 7 pero no inferior a la carga viva real;

Q_S = Acción causada por la carga efectiva de nieve.

7.2.3 Modelización matemática

7.2.3.1 Supuestos básicos

Un edificio deberá ser modelado, analizado y evaluado como un conjunto tridimensional de componentes. Alternativamente, se permitirá el uso de un modelo bidimensional si el edificio cumple una de las siguientes condiciones:

El edificio dispone de diafragmas rígidos, tal como se definen en el apartado 7.2.9, y los efectos de torsión no superan los límites especificados en el apartado 7.2.3.2, o los efectos de torsión se tienen en cuenta tal como se especifica en el apartado 7.2.3.2.

El edificio cuenta con diafragmas flexibles según la definición de la Sección 7.2.9.

Nota:

Si se utilizan modelos bidimensionales, se tendrá en cuenta la naturaleza tridimensional de los componentes y elementos al calcular las propiedades de rigidez y resistencia.

El modelado de la rigidez de los componentes estructurales se basará en los requisitos de rigidez de los capítulos 8 a 12.

En el caso de los procedimientos no lineales, se modelará explícitamente una conexión si ésta es más débil o tiene menos ductilidad que los componentes conectados o si la flexibilidad de la conexión da lugar a un aumento de las deformaciones relativas entre conexiones adyacentes superior al 10%.

7.2.3.2 Torsión

La observación histórica y los estudios numéricos han demostrado que la torsión es el resultado de muchos factores, incluyendo:

La entrada del movimiento torsional del suelo a la estructura

Los efectos de la interacción suelo-estructura

La variación en la distribución de la masa y los cambios en la rigidez y resistencia de los componentes y del sistema.

7.2.3.2.1 Momento de torsión total

El momento de torsión total en un piso debe ser igual a la suma del momento de torsión real y el momento de torsión accidental calculado como sigue:

El momento de torsión real en un piso se calculará multiplicando el esfuerzo cortante sísmico del piso por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez medida perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada.

El centro de masa se basará en todos los pisos por encima del piso considerado.

El centro de rigidez de un piso incluirá todos los elementos verticales de resistencia a la fuerza sísmica del piso.

El momento de torsión accidental en un piso se calculará como la fuerza de corte del piso sísmico multiplicada por una distancia igual al 5% de la dimensión horizontal en el nivel del piso dado medida perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada.

Cuando se evalúan dos o más niveles de riesgo sísmico mediante procedimientos no lineales y se utiliza un modelo tridimensional, la torsión accidental sólo debe incluirse en el análisis para el nivel de riesgo más alto.

7.2.3.2.2 Consideración de los efectos de la torsión

Los efectos de la torsión se considerarán de acuerdo con los siguientes requisitos:

El aumento de las fuerzas y los desplazamientos causados por la torsión real se calculará para todos los edificios.

El multiplicador de amplificación torsional de los desplazamientos, η , para cada nivel x se calculará como la relación entre el desplazamiento máximo en cualquier punto del diafragma del nivel x y el desplazamiento medio $\eta = \delta_{\max} / \delta_{\text{avg}}$. Los desplazamientos se calcularán para las fuerzas aplicadas.

El aumento de las fuerzas y los desplazamientos causados por la torsión accidental no debe considerarse si se da una de las siguientes condiciones:

- a) el momento de torsión accidental es inferior al 25% del momento de torsión real.
- b) la relación entre el multiplicador de desplazamiento η causado por la torsión real más la accidental y el multiplicador de desplazamiento causado por la torsión real es inferior a 1,1 en cada nivel.

Para los procedimientos de análisis lineal, las fuerzas y los desplazamientos causados por la torsión accidental se amplificarán con un factor, A_x , definido por la ecuación (7-4), cuando el multiplicador de desplazamiento η causado por la torsión real más la accidental exceda de 1,2 en cualquier nivel.

$$A_x = \left(\frac{\eta}{1,2}\right)^2 \leq 3,0 \quad (7-4)$$

Si el multiplicador de desplazamiento η causado por la torsión real más la accidental en cualquier nivel es superior a 1,5, no se permitirán modelos bidimensionales y se utilizarán modelos tridimensionales que tengan en cuenta la distribución espacial de la masa y la rigidez.

Cuando se utilicen modelos bidimensionales, los efectos de la torsión se calcularán como sigue:

Para el LSP y el LDP, las fuerzas y los desplazamientos se amplificarán por el valor máximo de η calculado para el edificio;

Para el NSP, el desplazamiento objetivo se amplificará con el valor máximo de η calculado para el edificio;

Para el NDP, la amplitud del registro de la aceleración del suelo se amplificará con el valor máximo de η calculado para el edificio;

Para los análisis dinámicos que utilicen modelos tridimensionales no lineales, se permitirá establecer factores de amplificación (η) mediante un estudio paramétrico que capte los efectos de la torsión accidental en las fuerzas, derivas y deformaciones individuales.

Estos factores podrán aplicarse después a los resultados del análisis del centro de masa para envolver todos los casos de masa excéntrica.

Los efectos de la torsión accidental no se utilizarán para reducir las demandas de fuerza y deformación de los componentes.

7.2.3.3 Componentes primarios y secundarios

Los componentes primarios deberán ser evaluados para las fuerzas y deformaciones inducidas por el terremoto en combinación con los efectos de la carga de gravedad.

Los componentes secundarios se evaluarán para las deformaciones inducidas por los terremotos en combinación con los efectos de las cargas de gravedad.

Los modelos matemáticos que se utilicen con los procedimientos de análisis lineal deberán incluir la rigidez y la resistencia de los componentes primarios únicamente.

Nota:

Si la rigidez lateral inicial total de los componentes secundarios de un edificio supera el 25% de la rigidez lateral inicial total de los componentes primarios, algunos componentes secundarios se reclasificarán como primarios para reducir la rigidez total de los componentes secundarios a menos del 25% de los componentes primarios.

Los modelos matemáticos que se utilicen con procedimientos no lineales deberán incluir la rigidez y la resistencia de los componentes primarios y secundarios.

La degradación de la resistencia y la rigidez de los componentes primarios y secundarios se modelarán explícitamente.

Nota:

Los componentes no estructurales se clasificarán como componentes estructurales y se incluirán en los modelos matemáticos si su rigidez lateral o su resistencia superan el 10% de la rigidez lateral inicial total o de la resistencia esperada de un piso, respectivamente.

7.2.3.6 Amortiguación

Para los procedimientos estáticos lineales, dinámicos lineales y estáticos no lineales, se utilizarán espectros de respuesta amortiguados al 5% para el análisis de todos los edificios, excepto los que cumplan los siguientes criterios:

Para los edificios sin revestimiento exterior, se supondrá una relación de amortiguamiento viscoso efectivo, β , igual al 2% del amortiguamiento crítico ($\beta = 0,02$);

Para los edificios con diafragmas de madera y muros transversales que interconectan los niveles de los diafragmas a una distancia máxima de 40 pies en el centro transversalmente a la dirección del movimiento, se permitirá una relación de amortiguamiento viscoso efectivo, β , igual al 10% del amortiguamiento crítico ($\beta = 0,10$);

Para los edificios que utilicen tecnología de aislamiento sísmico o tecnología de disipación de energía mejorada, se calculará una relación de amortiguación viscosa efectiva equivalente, β , utilizando los procedimientos especificados en el capítulo 14; o

Existen suficientes datos de análisis o ensayos basados en las características específicas del edificio para justificar el uso de una relación de amortiguación distinta del 5% ($\beta = 0,05$).

Para el procedimiento dinámico no lineal, la relación de amortiguación viscosa efectiva elástica objetivo no debe superar el 3% ($\beta = 0,03$), excepto para los edificios que cumplan alguno de los siguientes criterios:

Para los edificios sin revestimiento exterior, la relación de amortiguamiento viscoso efectivo objetivo no deberá superar el 1% ($\beta = 0,01$).

Se permitirán relaciones de amortiguación viscosa efectiva elástica más elevadas si se justifican mediante análisis o datos de ensayo.

7.2.5 Efectos Sísmicos Multidireccionales

Las edificaciones deberán ser evaluadas o reacondicionadas para abordar el movimiento sísmico en cualquier dirección horizontal. Se considerará que los efectos sísmicos multidireccionales actúan simultáneamente, como se especifica en la Sección 7.2.5.1, para los edificios que cumplan uno de los siguientes criterios:

El edificio presenta irregularidades en el plano, tal y como se define en el apartado 7.3.1.1;

El edificio tiene uno o más pilares primarios que forman parte de dos o más elementos de armazón o de armazón arriostrado que se cruzan.

7.2.6 Efectos P- Δ

Los efectos P- Δ se incluirán en los procedimientos de análisis lineales y no lineales.

En los procedimientos no lineales, los efectos P- Δ estáticos se incorporarán al análisis incluyendo en el modelo matemático la relación fuerza-deformación no lineal de todos los componentes sometidos a fuerzas axiales.

Los efectos P- Δ estáticos son causados por las cargas de gravedad que actúan a través de la configuración deformada de un edificio y dan lugar a un aumento de los desplazamientos laterales.

Los efectos P- Δ dinámicos son causados por una rigidez negativa posterior a la cesión que aumenta la deriva del piso y el desplazamiento del objetivo.

El grado en que los efectos P- Δ dinámicos aumentan los desplazamientos depende de lo siguiente:

La relación entre la rigidez negativa posterior a la cesión y la rigidez elástica efectiva;

El periodo fundamental del edificio;

La relación de resistencia, $\mu_{strength}$;

Las relaciones históricas carga-deformación para cada piso;

Las características de frecuencia del movimiento del suelo;

La duración del fuerte movimiento de tierra.

7.3 SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Se realizará un análisis del edificio, incluyendo las medidas de adaptación, para determinar las fuerzas y deformaciones inducidas en los componentes del edificio por el movimiento del suelo correspondiente al Nivel de Peligrosidad Sísmica seleccionado.

El procedimiento de análisis se ajustará a uno de los siguientes:

Análisis lineal sujeto a las limitaciones especificadas en el apartado 7.3.1 y que cumpla el procedimiento estático lineal (LSP) de acuerdo con el apartado 7.4.1 o el procedimiento dinámico lineal (LDP) de acuerdo con el apartado 7.4.2.

Análisis no lineal sujeto a las limitaciones especificadas en la sección 7.3.2 y que cumpla con el procedimiento estático no lineal (NSP) de acuerdo con la sección 7.4.3 o el procedimiento dinámico no lineal (NDP) de acuerdo con la sección 7.4.4.

Los resultados del análisis deberán cumplir con los criterios de aceptación aplicables seleccionados de acuerdo con la Sección 7.5.

Los procedimientos estáticos son apropiados cuando los efectos del modo superior no son significativos, esto es generalmente cierto para edificios cortos y regulares.

Los procedimientos dinámicos son necesarios para edificios altos y para edificios con irregularidades de torsión o sistemas no ortogonales.

El NSP es aceptable para la mayoría de los edificios, pero debe utilizarse junto con el LDP si la participación de la masa en la primera modalidad es baja.

7.3.1 Procedimientos lineales

Se permitirán procedimientos lineales para edificios que no tengan una irregularidad definida en la Sección 7.3.1.1

Para los edificios que tengan una o más de las irregularidades definidas en la sección 7.3.1.1.3 o 7.3.1.1.4, no se utilizarán procedimientos lineales a menos que las demandas sísmicas del edificio cumplan con los requisitos de la relación demanda-capacidad (DCR) de la sección 7.3.1.1

Nota:

Los resultados de los procedimientos lineales pueden ser muy inexactos cuando se aplican a edificios con sistemas estructurales muy irregulares, a menos que el edificio sea capaz de responder al Nivel de Peligrosidad Sísmica seleccionado de forma casi elástica.

7.3.1.1 Método para determinar las limitaciones en el uso de procedimientos lineales

El método presentado en esta sección se utilizará para determinar la aplicabilidad de los procedimientos de análisis lineal basados en cuatro configuraciones de irregularidad definidas en las secciones 7.3.1.1.1 a 7.3.1.1.4.

Un análisis lineal para determinar la irregularidad será realizado por un LSP de acuerdo con la sección 7.4.1 o un LDP de acuerdo con la sección 7.4.2.

Los resultados de este análisis se utilizarán para identificar la magnitud y la uniformidad de la distribución de las demandas inelásticas sobre los elementos y componentes primarios del sistema sismorresistente.

La magnitud y la distribución de las demandas inelásticas de los elementos y componentes primarios existentes y añadidos se definirán mediante los coeficientes de capacidad de la demanda (DCR) y se calcularán de acuerdo con la ecuación (7-16):

$$DCR = \frac{QUD}{QCE} \quad (7-16)$$

Donde

QUD = Fuerza causada por las cargas gravitatorias y las fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con la sección 7.5.2;

QCE = Resistencia esperada del componente o elemento, calculada como se especifica en los capítulos 8 a 13.

Los DCR se calcularán para cada acción (esfuerzo axial, cortante o momento flector) de cada componente primario.

La acción crítica para el componente será la que tenga el mayor DCR y este componente se designará como el componente crítico.

Si el DCR de un componente supera el valor menor de 3,0 y el factor m para la acción del componente y cualquier irregularidad descrita en la sección 7.3.1.1.3 o en la sección 7.3.1.1.4, los procedimientos lineales no son aplicables y no se utilizarán.

Los DCR se utilizan únicamente para determinar el potencial de respuesta inelástica e irregularidad de una estructura.

7.3.1.1.1 Irregularidad de discontinuidad en el plano

Se considerará que existe una irregularidad de discontinuidad en el plano en cualquier elemento primario del sistema sismorresistente cuando un elemento sismorresistente esté presente en un piso, pero no continúe, o esté desplazado dentro del plano del elemento, en el piso inmediatamente inferior.

La figura 7-1 muestra esta situación.

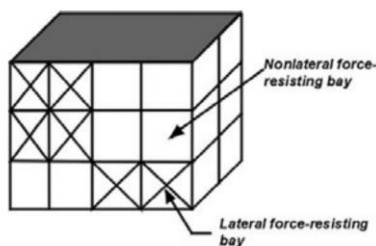


FIG. 7-1. In-Plane Discontinuity in a Seismic-Force-Resisting System

7.3.1.1.2 Irregularidad de discontinuidad fuera del plano

Se considerará que existe una irregularidad de discontinuidad fuera del plano en cualquier elemento primario del sistema sismorresistente en el que un elemento de un piso esté desplazado fuera del plano en relación con ese elemento en un piso adyacente, como se representa en la Fig. 7-2.

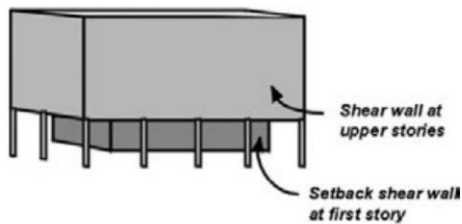


FIG. 7-2. Typical Building with Out-of-Plane Offset Irregularity

7.3.1.1.3 Irregularidad de un piso débil

Se considerará que existe una irregularidad de un piso débil en cualquier dirección de la edificación si la relación de la DCR promedio de los elementos de cualquier piso con respecto a la de un piso adyacente en la misma dirección supera el 125%.

La DCR media de un piso se calculará mediante la Ecuación (7-17):

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_1^n DCR_i V_i}{\sum_1^n V_i} \quad (7-17)$$

Donde

DCR = DCR medio de los elementos de la historia;

DCR $_i$ = DCR de acción crítica para el elemento i de la historia;

n = Número total de elementos en la historia.

V_i = Fuerza de corte lateral total calculada en un elemento i causada por la respuesta al terremoto, asumiendo que la estructura permanece elástica

7.3.1.1.4 Irregularidad de la resistencia a la torsión

Se considerará que existe una irregularidad de la resistencia a la torsión en cualquier piso si el diafragma por encima del piso considerado no es flexible y, para una dirección determinada, la relación entre el DCR del elemento crítico para los elementos primarios a un lado del centro de resistencia de un piso y el DCR del elemento crítico al otro lado del centro de resistencia del piso es superior a 1,5.

LIMITACIONES EN EL USO DEL PROCEDIMIENTO ESTÁTICO LINEAL:

Cuando la sección 7.3.1.1 permita el uso de procedimientos lineales, el procedimiento estático lineal no se utilizará para un edificio con una o más de las siguientes características:

El periodo fundamental del edificio, T , es mayor o igual a 3,5 veces T_s .

La relación entre la dimensión horizontal en cualquier planta y la dimensión correspondiente en una planta adyacente es superior a 1,4 (excluyendo los áticos).

El edificio presenta una irregularidad de rigidez por torsión en cualquier piso. Existe una irregularidad de rigidez por torsión en un piso si el diafragma por encima del piso considerado no es flexible y los resultados del análisis indican que la deriva a lo largo de cualquier lado de la estructura es superior al 150% de la deriva media del piso.

El edificio tiene una irregularidad de rigidez vertical. Existe una irregularidad de rigidez vertical cuando la deriva media en cualquier piso (excepto los áticos) es superior al 150% de la del piso superior o inferior.

El edificio tiene un sistema de resistencia a la fuerza sísmica no ortogonal

Nota:

Para edificios que tienen periodos largos, retranqueos importantes, irregularidades de rigidez torsional o vertical, o sistemas sismorresistentes no ortogonales, la distribución de demandas predichas por un análisis LDP son más precisas que las predichas por el LSP.

7.3.2 Procedimientos no lineales

Se permitirán procedimientos no lineales para todas las edificaciones, normalmente ellos se utilizan cuando no están permitidos los procedimientos lineales.

7.3.2.1 Procedimiento estático no lineal (NSP)

El NSP se permitirá para estructuras con todas las características siguientes:

La relación de resistencia $\mu_{strength}$, calculada de acuerdo con la Ecuación (7-31), es menor que μ_{max} calculada de acuerdo con la Ecuación (7-32).

Si $\mu_{strength}$ supera μ_{max} , se realizará un análisis NDP.

Los efectos del modo superior no son significativos, como se define a continuación:

Para determinar si los modos superiores son significativos, se realizará un análisis del espectro de respuesta modal para la estructura utilizando suficientes modos para producir una participación de la masa del 90%.

También se realizará un segundo análisis del espectro de respuesta, considerando únicamente la participación del primer modo.

Los efectos de los modos superiores se considerarán significativos si el esfuerzo cortante en cualquier piso resultante del análisis modal considerando los modos necesarios para obtener una participación de la masa del 90% supera el 130% del esfuerzo cortante del piso correspondiente considerando sólo la respuesta del primer modo.

Si los efectos modales superiores son significativos, se permitirá el NSP si también se realiza un análisis del LDP para complementar el NSP.

Los edificios con efectos modales superiores significativos deben cumplir los criterios de aceptación de esta norma para ambos procedimientos de análisis, excepto que se permitirá un incremento de un factor de 1,33 en los criterios de aceptación del LDP para las acciones controladas por la deformación (factores m) proporcionados en los capítulos 8 a 12.

Un edificio analizado mediante el NSP, con o sin una evaluación complementaria del LDP, deberá cumplir los criterios de aceptación de los procedimientos no lineales especificados en el apartado 7.5.3.

Nota:

El NSP es generalmente un enfoque más fiable para caracterizar el comportamiento de una estructura que los procedimientos lineales. Sin embargo, no es exacto y no puede tener en cuenta con precisión los cambios en la respuesta dinámica a medida que la rigidez de la estructura se degrada; tampoco puede tener en cuenta los efectos de los modos superiores en los sistemas de múltiples grados de libertad.

La relación de resistencia, $\mu_{strength}$, es una medida de la extensión de la no linealidad, y μ_{max} es una medida de la degradación del sistema. Las estructuras que experimentan demandas no lineales que superan μ_{max} tienen una degradación significativa, y se requiere un NDP para confiar en la estabilidad dinámica del edificio.

7.4 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

7.4.1 Procedimiento estático lineal (LSP)

7.4.1.1 Base del procedimiento

La pseudofuerza sísmica definida en la sección 7.4.1.3 se utilizará para calcular las fuerzas internas y los desplazamientos del sistema en el nivel de riesgo sísmico seleccionado.

Los resultados del LSP se comprobarán utilizando los criterios de aceptación del apartado 7.5.2.

7.4.1.2 Determinación del período para el LSP

El período fundamental de un edificio se calculará para la dirección de respuesta considerada utilizando uno de los siguientes métodos analíticos, empíricos o aproximados especificados en esta sección.

7.4.1.2.1 Método 1 – Analítico

Se realizará un análisis *analítico* de valores propios (dinámico) del modelo matemático del edificio para determinar el período fundamental del mismo.

Con este método, el edificio se modela utilizando los procedimientos de modelado de los Capítulos 8 a 13, y el período se obtiene mediante un análisis de valores propios.

Para la determinación del período deben utilizarse las *rigideces efectivas*, no las propiedades brutas de la sección, de los componentes.

7.4.1.2.2 Método 2-Empírico

El período fundamental del edificio se determinará de acuerdo con la Ecuación (7-18):

$$T = C_t h_n^\beta \quad (7-18)$$

Donde

T = Período fundamental (en segundos) en la dirección considerada;

C_t = 0,035 para los sistemas de pórticos de acero resistentes al momento;

= 0,018 para los sistemas de marcos resistentes al momento de hormigón;

= 0,030 para sistemas de pórticos de acero arriostrados excéntricamente;

= 0,020 para todos los demás sistemas de entramado;

H_n = Altura (en pies) por encima de la base hasta el nivel de la cubierta;

β = 0,80 para los sistemas de entramado resistente al momento de acero;

= 0,90 para los sistemas de marcos resistentes al momento de hormigón;

= 0,75 para todos los demás sistemas de entramado.

Nota:

Las ecuaciones empíricas para el período, como la utilizada en el Método 2, subestiman intencionalmente el período real y generalmente resultan en estimaciones conservadoras de la pseudo fuerza sísmica.

7.4.1.2.3 Método 3 – Aproximado

Puede permitirse el uso de cualquiera de los siguientes métodos aproximados:

Para cualquier edificio, se permitirá el uso del método de Rayleigh o cualquier otro método racional para aproximar el período fundamental.

Para edificios de un piso con diafragmas flexibles de un solo tramo, se permitirá el uso de la Ecuación (7-19) para aproximar el período fundamental:

$$T = (0,1\Delta_w + 0,078\Delta_d)^{0,5} \quad (7-19)$$

Donde:

Δ_w y Δ_d son los desplazamientos en el plano del muro y del diafragma en pulgadas debido a una fuerza lateral en la dirección considerada igual al peso tributario del diafragma.

Para los edificios de un piso con diafragmas de varios tramos, se permitirá el uso de la Ecuación (7-19) de la siguiente manera: se aplicará una fuerza lateral igual al peso tributario del vano del diafragma considerado para calcular un período separado para cada vano del diafragma.

El período que maximice la pseudofuerza sísmica se utilizará para el análisis de todos los muros y vanos de diafragma del edificio.

Para edificios de mampostería no reforzada con diafragmas flexibles de un solo tramo de seis pisos o menos, se permitirá el uso de la Ecuación (7-20) para aproximar el período fundamental.

$$T = (0,078\Delta_d)^{0,5} \quad (7-20)$$

Donde:

Δ_d es el desplazamiento máximo del diafragma en el plano en pulgadas debido a una fuerza lateral en la dirección considerada igual al peso tributario del diafragma.

7.4.1.2.3 Método 3-Aproximado de Rayleigh

Para aproximar el periodo fundamental de vibración de un edificio se presenta en la Ecuación (C7-2). La ecuación utiliza la función de forma dada por las deflexiones estáticas de cada piso causadas por las fuerzas laterales aplicadas.

$$T = 2\pi \left[\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i} \right]^{1/2} \quad (C7-2)$$

Donde:

w_i = Porción del peso sísmico efectivo situado en el nivel i o asignado a él;

δ_i = Desplazamiento en el nivel i causado por la fuerza lateral F_i ;

F_i = Fuerza lateral aplicada en el nivel i ; y

n = Número total de pisos en la estructura sísmica vertical por encima de la base.

7.4.1.3 Determinación de fuerzas y deformaciones para LSP

Las fuerzas y deformaciones en elementos y componentes se calcularán para la pseudofuerza sísmica de la Sección 7.4.1.3.1, utilizando las rigideces de las componentes calculadas de acuerdo con los Capítulos 8 a 12.

Las pseudofuerzas sísmicas se distribuirán por todo el edificio de acuerdo con los apartados 7.4.1.3.2 a 7.4.1.3.4.

Las acciones y deformaciones se modificarán para considerar los efectos de la torsión de acuerdo con la Sección 7.2.3.2.

7.4.1.3.1 Pseudofuerza sísmica para LSP

La pseudofuerza lateral en una dirección horizontal dada de un edificio se determinará utilizando la Ecuación (7-21).

Esta fuerza se utilizará para evaluar o adaptar los elementos verticales del sistema sismorresistente.

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (7-21)$$

Donde:

V = Fuerza pseudo lateral; y

C_1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos previstos con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

Para períodos fundamentales inferiores a 0,2 s, no es necesario que C_1 sea mayor que el valor de $T = 0,2$ s.

Para períodos fundamentales superiores a 1,0 s, $C_1 = 1,0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T^2} \quad (7-22)$$

Donde:

α = factor de clase de sitio;

= 130 sitio Clase A o B;

= 90 sitio Clase C;

= 60 sitio Clase D, E o F;

$\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de límite elástico calculado de acuerdo con la Ecuación (7-31) con la capacidad de corte de la base elástica sustituida por el límite elástico de corte, V_y ;

T = Período fundamental del edificio en la dirección considerada, calculado de acuerdo con el apartado 7.4.1.2, incluida la modificación por efectos de la SSI del apartado 7.2.7, si procede;

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo.

Para períodos fundamentales superiores a 0,7 s, $C_2 = 1,0$.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T} \right)^2 \quad (7-23)$$

Alternativamente, se permitirá utilizar $C_1 C_2$ según la Tabla 7-3, donde m_{max} es el mayor factor m para todos los elementos primarios del edificio en la dirección considerada.

Table 7-3. Alternate Values for Modification Factors C_1, C_2

Fundamental Period	$m_{max} < 2$	$2 \leq m_{max} < 6$	$m_{max} \geq 6$
$T \leq 0.3$	1.1	1.4	1.8
$0.3 < T \leq 1.0$	1.0	1.1	1.2
$T > 1.0$	1.0	1.0	1.1

C_m = Factor de masa efectiva para tener en cuenta los efectos de la participación de la masa modal más alta obtenida de la Tabla 7-4.

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

S_a = aceleración del espectro de respuesta, en el período fundamental y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada. El valor de S_a se obtendrá a partir del procedimiento especificado en la sección 2.4; y

W = peso sísmico efectivo del edificio, incluida la carga muerta total y las partes aplicables de otras cargas gravitatorias enumeradas a continuación:

En las zonas utilizadas para el almacenamiento, se aplicará un mínimo del 25% de la carga viva del piso. Se permitirá la reducción de la carga viva para el área tributaria según lo aprobado por la autoridad competente. La carga viva del suelo en garajes públicos y estructuras de aparcamiento abiertas no es aplicable.

Cuando se incluya una asignación para la carga de la partición en el diseño de la carga del piso, se aplicará el peso real de la partición o un peso mínimo de 10 lb/pulg.² de la superficie del suelo, lo que sea mayor.

Peso total de funcionamiento del equipo permanente.

Cuando la carga de nieve de la cubierta plana calculada de acuerdo con la norma ASCE 7 supere las 30 lb/pie², la carga de nieve efectiva se tomará como el 20% de la carga de nieve. Cuando la carga de nieve de la cubierta plana sea inferior a 30 lb/pie², se permitirá que la carga de nieve efectiva sea cero.

Nota:

7.4.1.3.1 Pseudofuerza lateral para el coeficiente C_1 de LSP.

Este factor de modificación se utiliza para dar cuenta de la diferencia en las amplitudes máximas de desplazamiento elástico e inelástico en estructuras.

Los valores del coeficiente se basan en investigaciones analíticas y experimentales de la respuesta sísmica de las estructuras que ceden.

La cantidad $\mu_{strength}$ es la relación entre la resistencia elástica requerida y el límite elástico de la estructura. Alternativamente, $\mu_{strength}$ puede considerarse utilizando:

$$\mu_{strength} = \frac{DCR_{max}}{1,5} C_m \geq 1,0 \quad (C7-3)$$

Donde:

DCR max es el mayor DCR calculado para cualquier componente primario de un edificio en la dirección de respuesta considerada, tomando $C_1=C_2=C_m=1,0$.

Tabla simplificada C_1C_2 .

Como alternativa al proceso iterativo de cálculo de DCR, C_1 y C_2 , se proporciona la tabla 7-3. La tabla se basa en las ecuaciones de C_1 y C_2 suponiendo la clase de emplazamiento D.

La intención de la tabla es proporcionar una manera simplificada de seleccionar un C_1 C_2 apropiado basado en el período del edificio y la demanda de ductilidad esperada basada en el factor $m_{máximo}$ que se permite para todos los elementos del sistema primario de resistencia a la fuerza sísmica.

Coeficiente C_m .

El factor de masa efectiva se desarrolló para reducir el conservadurismo del LSP para los edificios en los que una mayor participación de la masa modal reduce las fuerzas sísmicas hasta un 20% dependiendo del tipo de edificio.

7.4.1.3.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas para LSP

La distribución vertical de la pseudofuerza lateral deberá ser como se especifica en esta sección para todas las edificaciones, excepto para las edificaciones de mampostería no reforzada con diafragmas flexibles y las estructuras sísmicamente aisladas, para las cuales se permitirá que la pseudofuerza lateral se distribuya de acuerdo con la Sección 7.4.1.3.5 y la Sección 14.2.4.4.4, respectivamente.

La fuerza sísmica F_x aplicada en cualquier nivel de piso x se determinará de acuerdo con las ecuaciones 7-24 y 7-25:

$$F_x = C_{vx}V \quad (7-24)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (7-25)$$

Donde:

C_{vx} = Factor de distribución vertical; $k = 2,0$ para $T \geq 2,5s$;

= 1,0 para $T \leq 0,5 s$

(se utilizará la interpolación lineal para calcular los valores de k para valores intermedios de T);

V = Pseudofuerza lateral de la Ecuación (7-21);

w_i = Porción del peso sísmico efectivo W localizado o asignado al nivel i ;

w_x = Porción del peso sísmico efectivo W situado en el nivel x o asignado a él;

h_i = Altura desde la base hasta el nivel i ;

h_x = Altura de la base al nivel x .

7.4.3.2 Consideraciones sobre la modelización y el análisis para el NSP

7.4.3.2.1 Requisitos generales para el NSP

La relación entre el esfuerzo cortante de la base y el desplazamiento lateral del nodo de control se establecerá para desplazamientos del nodo de control que oscilen entre el 0 y el 150% del desplazamiento objetivo, δ_t .

Las cargas gravitatorias componentes se incluirán en el modelo matemático para combinarlas con las fuerzas sísmicas, tal como se especifica en el apartado 7.2.2.

Las fuerzas sísmicas se aplicarán tanto en la dirección positiva como en la negativa, y se utilizarán los efectos sísmicos máximos para el análisis.

El modelo de análisis se discretizará para representar la respuesta fuerza-deformación de cada componente a lo largo de su longitud para identificar los lugares de acción inelástica.

El comportamiento fuerza-desplazamiento de todos los componentes se incluirá explícitamente en el modelo utilizando curvas que incluyan la degradación de la resistencia y la resistencia residual, si la hubiera.

El NSP se utilizará junto con los criterios de aceptación de los apartados 7.5.3.2.1 y 7.5.3.2.2.

Nota:

Cuando la degradación de la resistencia de los componentes no se modela explícitamente, el factor μ_{max} no puede estimarse de forma fiable, y la inestabilidad dinámica no puede evaluarse más allá de comparar los criterios de aceptación del componente con la demanda correspondiente. La modelización de la acción elástico-plástica de los componentes del NSP simplificado puede pasar por alto posibles mecanismos de fallo, en particular para edificios más altos.

7.4.3.2.2 Desplazamiento del nodo de control para NSP

El nodo de control se situará en el centro de masa de la cubierta de un edificio.

7.4.3.2.3 Distribución de la carga lateral para el NSP

Las cargas laterales se aplicarán al modelo matemático en proporción a la distribución de la masa en el plano de cada diafragma del piso.

La distribución vertical de estas fuerzas será proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección considerada.

Nota:

La distribución de las fuerzas inerciales laterales determina las magnitudes relativas de los cortantes, momentos y deformaciones dentro de la estructura.

Se espera que la distribución real de estas fuerzas varíe continuamente durante la respuesta a un sismo a medida que las partes de la estructura ceden y las características de rigidez cambian.

La investigación de FEMA 440 (2005) ha demostrado que los patrones de fuerza múltiples no mejoran la precisión de los procedimientos estáticos no lineales y que se recomienda un único patrón basado en la **forma del primer modo**.

7.4.3.2.4 Curva de fuerza-desplazamiento idealizada para NSP

La relación no lineal de fuerza-desplazamiento entre el cortante de la base y el desplazamiento del nodo de control se reemplazará con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y el límite elástico efectivo, V_y , del edificio, como se muestra en la Fig. 7-3.

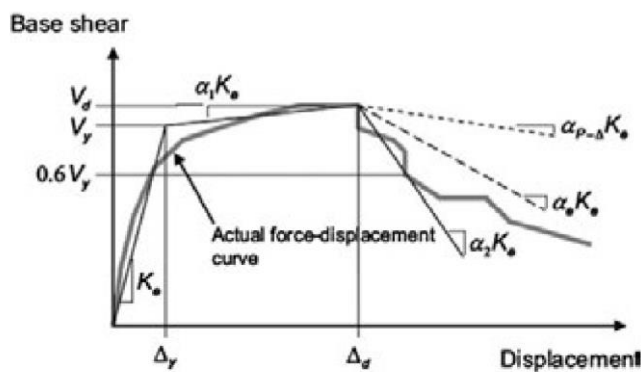


FIG. 7-3. Idealized Force–Displacement Curves

El primer segmento lineal de la curva idealizada fuerza-desplazamiento comenzará en el origen y tendrá una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva, K_e .

La rigidez lateral efectiva, K_e , se tomará como la rigidez secante calculada con una fuerza de corte en la base igual al 60% del límite elástico efectivo de la estructura.

El límite elástico efectivo, V_y , no se tomará como mayor que el esfuerzo cortante base máximo en ningún punto de la curva fuerza-desplazamiento.

El segundo segmento de la línea representará la pendiente positiva posterior a la cesión ($\alpha_1 K_e$), determinada por un punto (V_d, Δ_d) y un punto en la intersección con el primer segmento de la línea, de manera que las áreas por encima y por debajo de la curva real estén aproximadamente equilibradas.

El punto (V_d, Δ_d) será un punto de la curva real de fuerza-desplazamiento en el desplazamiento objetivo calculado, o en el desplazamiento correspondiente al esfuerzo cortante máximo de la base, el que sea menor.

Tercer segmento de la línea representará la pendiente negativa posterior a la cesión pendiente negativa posterior a la cesión ($\alpha 2K_e$), determinada por el punto del final de la pendiente positiva posterior a la cesión (V_d) y el punto en el que el cizallamiento de la base se degrada hasta el 60% del límite elástico efectivo.

7.4.3.2.5 Determinación del período para el NSP

El período fundamental efectivo en la dirección considerada se basará en la curva idealizada fuerza-desplazamiento definida en el apartado 7.4.3.2.4.

El período fundamental efectivo, T_e , se calculará de acuerdo con la ecuación (7-27):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7-27)$$

Donde:

T_i = Período fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada calculado por el análisis dinámico elástico;

K_i = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada, calculada según los requisitos de modelización del apartado 7.2.3.4; y

K_e = Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

7.4.3.2.6 Análisis de modelos matemáticos para el NSP

Se desarrollarán modelos matemáticos separados que representen la estructura a lo largo de dos ejes ortogonales del edificio para el análisis bidimensional.

Para el análisis tridimensional se desarrollará un modelo matemático que represente la estructura a lo largo de dos ejes ortogonales del edificio.

Los efectos de la torsión se evaluarán de acuerdo con el apartado 7.2.3.2.

Se permitirá el análisis independiente a lo largo de cada uno de los dos ejes principales ortogonales del edificio, a menos que se requiera la evaluación simultánea de los efectos multidireccionales en la sección 7.2.5.

7.4.3.3 Determinación de fuerzas, desplazamientos y deformaciones para el NSP

7.4.3.3.1 Requisitos generales del NSP

Para edificios con diafragmas rígidos en cada nivel de piso, el desplazamiento objetivo, δ_t , se calculará de acuerdo con la Ecuación (7-28) o mediante un procedimiento aprobado que tenga en cuenta la respuesta no lineal del edificio.

7.4.3.3.2 Desplazamiento objetivo para el NSP

El desplazamiento objetivo, δ_i , en cada nivel de piso se calculará de acuerdo con la Ecuación (7-28):

$$\delta_i = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7-28)$$

Donde:

S_a = Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada, calculada en las secciones 2.4.1 o 2.4.2;

g = aceleración de la gravedad;

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) con el desplazamiento del techo del sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) del edificio calculado mediante uno de los siguientes procedimientos:

El factor de participación de la masa del primer modo multiplicado por la ordenada de la forma del primer modo en el nodo de control

El factor de participación de la masa calculado mediante un vector de forma correspondiente a la forma desviada del edificio en el desplazamiento objetivo multiplicado por la ordenada del vector de forma en el nodo de control;

El valor apropiado de la Tabla 7-5

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
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
10+	1.3	1.2	1.5

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
*Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

C_1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos previstos con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

Para periodos inferiores a 0,2 s, no es necesario que C_1 sea mayor que el valor de $T = 0,2$ s.

Para periodos superiores a 1,0 s, $C_1 = 1,0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T_e^2} \quad (7-29)$$

Donde:

α = factor de clase de sitio;

= 130 sitio Clase A o B;

= 90 sitio Clase C;

= 60 sitio Clase D, E o F;

T_e = Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, en segundos;

T_s = Período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado a la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro según el punto 2.4.1.7.1;

$\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el límite elástico coeficiente calculado de acuerdo con la ecuación (7-31).

El uso del NSP no está permitido cuando $\mu_{strength}$ supera μ_{max} , según el apartado 7.3.2.1; y

La relación de resistencia $\mu_{strength}$ se calculará de acuerdo con la Ecuación (7-31):

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (7-29)$$

Donde

S_a = Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada, calculada en las secciones 2.4.1 o 2.4.2;

V_y = Resistencia a la fluencia del edificio en la dirección considerada, calculada a partir de los resultados del NSP para la curva no lineal idealizada de fuerza-desplazamiento desarrollada para el edificio de acuerdo con el apartado 7.4.3.2.4;

W = Peso sísmico efectivo, calculado en la sección 7.4.1.3.1; y

C_m = Factor de masa efectiva de la tabla 7-4.

Alternativamente, se permitirá C_m , tomado como el factor de participación de la masa modal efectiva calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de valores propios.

C_m se tomará como 1,0 si el período fundamental, T , es superior a 1,0s.

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo.

Para períodos superiores a 0,7 s, $C_2 = 1,0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

Para los edificios con rigidez negativa posterior a la cesión, la relación de resistencia máxima, μ_{max} , se calculará de acuerdo con la ecuación (7-32):

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (7-32)$$

Donde

Δ_d = El menor de los desplazamientos objetivo, δ_t , o el desplazamiento correspondiente al esfuerzo cortante máximo de la base definida en la Fig. 7-3;

Δ_y = Desplazamiento al límite elástico efectivo definido en Fig. 7-3;

$$h = 1 + 0,15 \ln (T_e);$$

α_e = Relación efectiva de la pendiente negativa posterior a la cesión definida en la ecuación (7-33).

La relación efectiva de la pendiente negativa posterior a la cesión, α_e , se calculará de acuerdo con la ecuación (7-33):

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda (\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta}) \quad (7-33)$$

Donde

α_2 = Coeficiente de pendiente negativa posterior a la cesión definida en la Fig. 7-3. Esta relación incluye los efectos P- Δ , la degradación durante el ciclo y la degradación cíclica;

$\alpha_{P-\Delta}$ = Relación de pendiente negativa causada por los efectos P- Δ ; y

λ = Factor de efecto por cercanía a la falla:

= 0,8 si $S_{X1} \geq 0,6$ para BSE-2N;

= 0,2 si $S_{X1} \leq 0,6$ para BSE-2N.

7.4.3.3.3 Modificación de las demandas para NSP

El desplazamiento objetivo se modificará para considerar los efectos de la torsión de acuerdo con la sección 7.2.3.2.

7.4.3.3.4 Diafragmas para NSP

Los diafragmas deberán evaluarse o readaptarse para resistir los efectos combinados de las fuerzas horizontales resultantes de los desplazamientos o cambios en la rigidez de los elementos sísmicos verticales por encima y por debajo del diafragma y las fuerzas del diafragma determinadas utilizando la Sección 7.4.1.3.4 o la Sección 7.4.2.3.2.

7.4.3.4 Amortiguación para NSP

Para los edificios analizados mediante el procedimiento estático no lineal, la amortiguación deberá ser conforme a la sección 7.2.3.6.

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN (sección 7.5 ASCE 41-13)

Antes de seleccionar los criterios de aceptación de los **componentes**, cada uno de ellos se clasificará como primario o secundario de acuerdo con el apartado 7.5.1.1 y cada **acción** se clasificará como controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (no dúctil) de acuerdo con el apartado 7.5.1.2.

Las resistencias de los componentes, las propiedades de los materiales y las capacidades de los componentes se determinarán de acuerdo con los apartados 7.5.1.3, 7.5.1.4 y 7.5.1.5, respectivamente.

Los criterios de aceptación de los componentes no especificados en esta norma se determinarán mediante ensayos de cualificación de acuerdo con el apartado 7.6.

Para alcanzar un Objetivo de Rendimiento seleccionado, el edificio deberá disponer de al menos una vía de carga continua para transferir las fuerzas sísmicas, inducidas por el movimiento del suelo en cualquier dirección, desde el punto de aplicación de la fuerza sísmica hasta el punto final de resistencia. Todos los componentes primarios y secundarios deberán ser capaces de resistir las acciones de fuerza y deformación dentro de los criterios de aceptación aplicables del Nivel de Desempeño seleccionado.

Los componentes analizados mediante los procedimientos no lineales de los puntos 7.4.3 y 7.4.4 deberán cumplir los requisitos del punto 7.5.3.

7.5.1 Requisitos generales

Los procedimientos de análisis lineal están destinados a proporcionar una estimación conservadora de la respuesta y el comportamiento del edificio para el Nivel de Peligrosidad Sísmica seleccionado. Debido a que la respuesta real de los edificios a los terremotos es típicamente no lineal, los procedimientos de análisis no lineal deberían proporcionar representaciones más precisas de la respuesta y el comportamiento del edificio.

En reconocimiento de las estimaciones mejoradas del análisis no lineal, los criterios de aceptación de los procedimientos no lineales son más precisos y menos conservadores que los de los procedimientos lineales.

Los edificios que no cumplen con los criterios de aceptación del análisis lineal pueden cumplir con los criterios de aceptación no lineales.

7.5.1.1 Componentes primarios y secundarios

Los componentes primarios son aquellos en los que el ingeniero confía para resistir los efectos sísmicos especificados.

Un componente estructural que se requiere para resistir las fuerzas sísmicas y acomodar las deformaciones para que la estructura logre el Nivel de Desempeño seleccionado se clasificará como primario.

Los componentes secundarios son aquellos en los que el ingeniero no confía para resistir los efectos sísmicos especificados.

Se permitirá clasificar como secundario un componente estructural que se adapte a las deformaciones sísmicas y que no sea necesario que resista las fuerzas sísmicas para que la estructura alcance el Nivel de Rendimiento seleccionado.

La designación secundaria suele utilizarse cuando se dan uno o varios de los siguientes casos:

La designación secundaria puede utilizarse cuando un componente no estructural no contribuye de forma significativa o fiable a resistir los efectos del sismo en ninguna dirección.

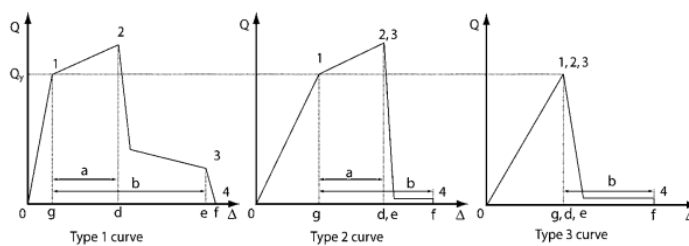
Cuando la rigidez del componente estructural es relativamente baja comparada con los demás componentes estructurales.

Cuando un componente, que en el diseño original del edificio debía ser primario, se deforma más allá del punto en el que se puede confiar para resistir los efectos del terremoto, por ejemplo, es posible que las vigas de acoplamiento que conectan los pilares

de los muros agoten su capacidad de deformación antes de que se alcance la capacidad de todo el sistema estructural. En estos casos, el ingeniero puede designar estas vigas como secundarias, permitiendo que se deformen más allá de sus límites útiles, siempre que el daño de estos componentes secundarios no provoque la pérdida de la capacidad de carga por gravedad.

7.5.1.2 Acciones controladas por la deformación y por la fuerza

Todas las acciones se clasificarán como controladas por la deformación o por la fuerza, utilizando las curvas de fuerza frente a la deformación que se muestran en la Fig. 7-4.



Notes:
 1. Only secondary component actions permitted between points 2 and 4;
 2. The force, Q , after point 3 diminishes to approximately zero.

FIG. 7-4. Component Force Versus Deformation Curves

La curva de Tipo 1 representada en la Fig. 7-4 es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 3), seguido por la pérdida de capacidad de resistencia a las fuerzas sísmicas en el punto 3 y la pérdida de capacidad de resistencia a las cargas de gravedad en el punto 4.

Los componentes primarios que presenten este comportamiento se clasificarán como controladas por deformación si el rango plástico es tal que $d \geq 2g$, en caso contrario, se clasificarán como controladas por fuerza.

La curva de Tipo 2 representada en la Fig. 7-4 es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 3). El rango plástico puede tener una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 3) seguida de una pérdida sustancial de la capacidad sismorresistente en el punto 3. La pérdida de la capacidad de resistencia a la carga gravitatoria tiene lugar en la deformación asociada al punto 4.

Las acciones de los componentes primarios que presenten este comportamiento se clasificarán como controladas por deformación si el rango plástico es tal que $e \geq 2g$; en caso contrario, se clasificarán como controladas por fuerza.

Las acciones de los componentes secundarios que presenten este comportamiento se clasificarán como controladas por deformación si $f \geq 2g$; en caso contrario, se clasificarán como controladas por fuerza.

La curva del Tipo 3 representada en la Fig. 7-4 es representativa de un comportamiento frágil o no dúctil en el que existe un rango elástico (puntos 0 a 1 de la curva) seguido de la pérdida de capacidad sismorresistente en el punto 3 y de la pérdida de capacidad de resistencia a la carga gravitatoria en la deformación asociada al punto 4. Las acciones de los componentes primarios que presenten este comportamiento se clasificarán como controladas por la fuerza.

Los criterios de aceptación para los componentes (C7.5.1.2)

Los componentes primarios que presentan un comportamiento de tipo 1 suelen estar dentro de los rangos elásticos o plásticos entre los puntos 0 y 2, dependiendo del nivel de rendimiento.

Los criterios de aceptación para los componentes secundarios que muestran un comportamiento de Tipo 1 pueden estar dentro de cualquiera de los rangos de rendimiento.

Los criterios de aceptación de los componentes primarios y secundarios que presentan un comportamiento de tipo 2 están dentro de los rangos elásticos o plásticos, según el nivel de rendimiento.

Los criterios de aceptación de los componentes primarios y secundarios que presentan un comportamiento de tipo 3 están siempre dentro del rango elástico.

La tabla C7-1 proporciona algunos ejemplos de posibles acciones controladas por deformación y fuerza en sistemas de entramado comunes.

Table C7-1. Examples of Possible Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^a
Shear walls	M, V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P, M
Connections	P, V, M^b	P, V, M
Diaphragms	M, V^c	P, V, M

^aShear may be a deformation-controlled action in steel moment frame construction.

^bAxial, shear, and moment may be deformation-controlled actions for certain steel and wood connections.

^cIf the diaphragm carries lateral loads from vertical-force-resisting elements above the diaphragm level, then M and V shall be considered force-controlled actions.

Las acciones de deformación controlada se han definido en esta norma mediante la designación de factores m o capacidades de deformación no lineal en los capítulos 8 a 12.

La figura C7-3 muestra las curvas generalizadas de fuerza frente a la deformación utilizadas a lo largo de esta norma para especificar el modelado del elemento

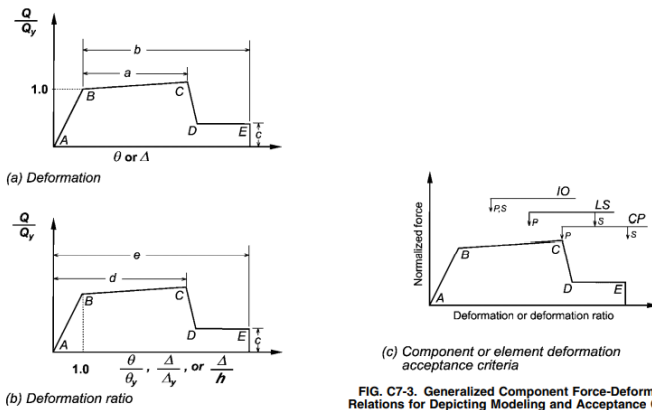


FIG. C7-3. Generalized Component Force-Deformation Relations for Depicting Modeling and Acceptance Criteria

La respuesta lineal se representa entre el punto A (elemento sin carga) y un punto de fluencia efectiva B.

La pendiente del punto B al punto C es típicamente un pequeño porcentaje (0% a 10%) de la pendiente elástica y se incluye para representar fenómenos como el endurecimiento por deformación.

El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia del elemento y un valor de abscisa igual a la deformación en la que comienza una degradación significativa de la resistencia (línea CD).

Más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida hasta el punto E y a deformaciones mayores que el punto E, la resistencia sísmica del elemento es esencialmente cero.

Para algunos componentes, es conveniente prescribir criterios de aceptación en términos de deformación (como θ o Δ), mientras que, para otros, es más conveniente dar los criterios en términos de relaciones de deformación por esto en las Figs. C7-3 (a) y (b) se utilizan dos tipos de curvas de fuerza idealizada frente a la deformación.

La Fig. C7-3 (a) muestra la fuerza normalizada (Q / Q_y) frente a la deformación (θ o Δ) y los parámetros a , b , y c .

La Fig. C7-3 (b) muestra la fuerza normalizada (Q / Q_y) frente a la relación de deformación (θ / θ_y , Δ / Δ_y , o Δ / h) y los parámetros d , e , y c .

Las rigideces elásticas y los valores de los parámetros a , b , c , d , y e que pueden utilizarse para modelar los componentes se dan en los capítulos 8 a 12 y 14.

Los criterios de aceptación de las deformaciones o de los coeficientes de deformación para los componentes primarios (P) y los componentes secundarios (S) correspondientes a los niveles de rendimiento del edificio objetivo de prevención del colapso (CP), seguridad de la vida (LS) y ocupación inmediata (IO), como se muestra en la Fig. C7-3 (c).

7.5.1.3 Resistencia esperada y límite inferior

En la Fig. 7-4, Q_y representa el límite elástico del componente

Cuando se evalúe el comportamiento de las acciones controladas por la deformación, se utilizará la resistencia esperada, QCE .

QCE se define como el valor medio de la resistencia de un componente en el nivel de deformación previsto para una población de componentes similares, incluyendo la consideración de la variabilidad de la resistencia del material y el endurecimiento por deformación y el desarrollo de la sección plástica

Cuando se evalúe el comportamiento de las acciones controladas por la fuerza, se utilizará una estimación del límite inferior de la resistencia del componente, QCL .

QCL se define como la media menos una desviación estándar de los límites elásticos, Q_y , para una población de componentes similares.

7.5.1.4 Propiedades de los materiales

Las propiedades esperadas de los materiales se basarán en los valores medios de las propiedades de los materiales ensayados.

Las propiedades de los materiales con límites inferiores se basarán en los valores medios de las propiedades de los materiales ensayados menos una desviación estándar, σ .

7.5.1.5 Capacidades de los componentes

7.5.1.5.1 Generalidades

Los criterios detallados para el cálculo de las capacidades de fuerza y deformación de los componentes individuales se ajustarán a los requisitos de los capítulos de materiales individuales, como se indica a continuación:

Fundamentos: Capítulo 8;

Componentes compuestos de acero o hierro fundido: Capítulo 9;

Componentes compuestos de hormigón armado: Capítulo 10;

Componentes compuestos por mampostería reforzada o no reforzada: Capítulo 11;

Componentes compuestos de madera, marco ligero de acero conformado en frío, yeso o productos de yeso: Capítulo 12;

Componentes no estructurales (arquitectónicos, mecánicos y eléctricos): Capítulo 13; y

Sistemas de aislamiento sísmico y sistemas de disipación de energía: Capítulo 14.

7.5.1.5.2 Procedimientos lineales

Si se utilizan procedimientos lineales, las capacidades para acciones controladas por deformaciones se definirán como el producto de los factores m , los factores κ y las resistencias esperadas, Q_{CE} .

Las capacidades para las acciones controladas por la fuerza se definirán como las resistencias del límite inferior, Q_{CL} , como se resume en la Tabla 7-6.

Table 7-6. Calculation of Component Action Capacity: Linear Procedures

Parameter	Deformation Controlled	Force Controlled
Existing material strength	Expected mean value with allowance for strain-hardening	Lower-bound value (approximately mean value 1σ level)
Existing action capacity	κQ_{CE}	κQ_{CL}
New material strength	Expected material strength	Specified material strength
New action capacity	Q_{CE}	Q_{CL}

7.5.1.5.3 Procedimientos no lineales

Si se utilizan procedimientos no lineales, las capacidades de los componentes para las acciones controladas por la deformación se tomarán como límites de deformación inelástica permisible.

Las capacidades de los componentes para las acciones controladas por la fuerza se tomarán como resistencias de límite inferior, Q_{CL} , como se resume en la Tabla 7-7.

Table 7-7. Calculation of Component Action Capacity: Nonlinear Procedures

Parameter	Deformation Controlled	Force Controlled
Deformation capacity (existing component)	$\kappa \times$ Deformation limit	N/A
Deformation capacity (new component)	Deformation limit	N/A
Strength capacity (existing component)	N/A	$\kappa \times Q_{CL}$
Strength capacity (new component)	N/A	Q_{CL}

7.5.2 Procedimientos lineales

7.5.2.1 Fuerzas y deformaciones

Las fuerzas y deformaciones de los componentes se calcularán de acuerdo con los procedimientos de análisis lineal de los apartados 7.4.1 o 7.4.2.

7.5.2.1.1 Acciones controladas por deformación para LSP o LDP

Las acciones controladas por deformación, QUD , se calcularán de acuerdo con la Ec. (7-34):

$$QUD = QG + QE \quad (7-34)$$

Donde

QE = Acción causada por la respuesta al Nivel de Peligro Sísmico seleccionado, calculado utilizando la Sección 7.4.1 o la Sección 7.4.2;

QG = Acción causada por las cargas de gravedad, tal como se define en la sección 7.2.2; y

QUD = Acción controlada por la deformación causada por las cargas gravitatorias y las fuerzas sísmicas.

Nota:

Debido a la posible respuesta no lineal anticipada de la estructura, las acciones representadas por la Ecuación (7-34) pueden exceder la resistencia real del componente para resistir estas acciones.

Los criterios de aceptación del apartado 7.5.2.2.1 tienen en cuenta esta sobrecarga mediante el uso de un factor, m , que es una medida indirecta de la capacidad de deformación no lineal del componente.

7.5.2.1.2 Acciones controladas por la fuerza para LSP o LDP

Las acciones controladas por la fuerza, QUF , se calcularán utilizando uno de los siguientes métodos:

El QUF se tomará como la acción máxima que puede desarrollarse en un componente basándose en un análisis de estado límite considerando la resistencia esperada de los componentes que entregan la fuerza al componente considerado, o la acción máxima desarrollada en el componente según lo limitado por la respuesta no lineal del edificio.

Alternativamente, el QUF se calculará de acuerdo con la Ecuación (7-35):

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \quad (7-35)$$

Donde:

QUF = Acción controlada por la fuerza causada por las cargas gravitatorias en combinación con las fuerzas sísmicas; y

J = Factor de reducción de la fuerza entregada, mayor o igual a 1,0, tomado como la menor relación de capacidad de demanda (DCR) de los componentes en la trayectoria de la carga que entregan la fuerza al componente en cuestión, calculado de acuerdo con la Ecuación (7-16).

Alternativamente, se permitirán valores de J iguales a:

2,0 para un nivel de sismicidad alto,

1,5 para un nivel de sismicidad moderado y

1,0 para un nivel de sismicidad bajo cuando no se basen en los DCR calculados.

J se tomará como 1,0 para el Nivel de Rendimiento Estructural de Ocupación Inmediata.

7.5.2.2 Criterios de aceptación de los procedimientos lineales

7.5.2.2.1 Criterios de aceptación de las acciones controladas por deformación para LSP o LDP

Las acciones controladas por deformación en los componentes primarios y secundarios deberán satisfacer la Ec. (7-36):

$$mkQ_{CE} > Q_{UD} \quad (7-36)$$

Donde:

m = Factor de modificación de la capacidad del componente para tener en cuenta la ductilidad esperada asociada a esta acción en el nivel de rendimiento estructural seleccionado. m -factores se especifican en los capítulos 8 a 12 y 14;

QCE = Resistencia esperada de la acción controlada por la deformación de un elemento en el nivel de deformación considerado.

QCE , la resistencia esperada, se determinará considerando todas las acciones coexistentes en el componente bajo la condición de carga mediante los procedimientos especificados en los capítulos 8 a 14; y

κ = Factor de conocimiento definido en la sección 6.2.4.

7.5.2.2.2 Criterios de aceptación de las acciones controladas por la fuerza para LSP o LDP

Las acciones controladas por la fuerza en los componentes primarios y secundarios deberán satisfacer la Ec. (7-37):

$$kQ_{CL} > Q_{UF} \quad (7-37)$$

Donde:

Q_{CL} = Resistencia límite inferior de una acción controlada por la fuerza de un elemento en el nivel de deformación considerado.

Q_{CL} , la resistencia límite inferior, se determinará considerando todas las acciones coexistentes en el componente bajo la condición de carga mediante los procedimientos especificados en los capítulos 8 a 12 y 14.

7.5.2.2.3 Verificación de los supuestos de análisis para LSP o LDP

Además de los requisitos del apartado 7.2.14, se realizará la siguiente verificación de los supuestos de análisis:

Cuando los momentos causados por las cargas gravitatorias en los elementos primarios que se extienden horizontalmente superen el 75% de la resistencia a los momentos prevista en cualquier punto, se investigará específicamente la posibilidad de que se produzca una rotula inelástica en puntos distintos de los extremos de los elementos, comparando las acciones de flexión con las resistencias previstas de los mismos.

Cuando se utilicen procedimientos lineales, no se permitirá la formación de bisagras plásticas de flexión lejos de los extremos de los elementos.

7.5.3 Procedimientos no lineales

7.5.3.1 Fuerzas y deformaciones

Las fuerzas y deformaciones de los componentes se calcularán de acuerdo con los procedimientos de análisis no lineal de los apartados 7.4.3 o 7.4.4.

7.5.3.2 Criterios de aceptación de los procedimientos no lineales

7.5.3.2.1 Criterios de aceptación para acciones de deformación controlada para NSP o NDP

Los componentes primarios y secundarios deberán tener capacidades de deformación esperadas no inferiores a las demandas de deformación máxima calculadas para los desplazamientos objetivo.

Las demandas de los componentes primarios y secundarios deberán estar dentro de los criterios de aceptación para los componentes no lineales en el nivel de rendimiento estructural seleccionado.

7.5.3.2.2 Criterios de aceptación para acciones controladas por fuerza para NSP o NDP

Los componentes primarios y secundarios deberán tener resistencias de límite inferior no inferiores a las fuerzas máximas de análisis.

Las resistencias límite inferiores se determinarán considerando todas las fuerzas y deformaciones coexistentes mediante los procedimientos especificados en los capítulos 8 a 12 y 14.

7.5.3.2.3 Verificación de los supuestos del análisis para el NSP o el NDP

Además de los requisitos de la sección 7.2.14, se realizará la siguiente verificación de los supuestos del análisis:

Las rotulas plásticas de flexión no se formarán lejos de los extremos de los componentes a menos que se tengan en cuenta explícitamente en el modelado y el análisis.

CAPITULO 10

SUPUESTOS Y REQUISITOS GENERALES

MODELADO Y DISEÑO

Generalidades: La rehabilitación sísmica de un edificio de hormigón implica el diseño de nuevos componentes conectados a la estructura existente, la mejora sísmica de los componentes existentes, o ambos. Los nuevos componentes deben cumplir con la norma ACI 318, salvo que se indique lo contrario en esta norma.

No se espera que los componentes originales y adaptados de un edificio existente satisfagan las disposiciones de la norma ACI 318, sino que se evaluarán utilizando las disposiciones de esta norma. Los modos de fallo por fragilidad o baja ductilidad se identificarán como parte de la evaluación sísmica.

La evaluación de las demandas y capacidades de los componentes de hormigón armado incluirá la consideración de los lugares a lo largo de la longitud donde las fuerzas sísmicas y las cargas de gravedad produzcan efectos máximos; donde los cambios en la sección transversal o en la armadura den lugar a una reducción de la resistencia; y donde los cambios bruscos en la sección transversal o en la armadura, incluyendo los empalmes, puedan producir concentraciones de esfuerzos que den lugar a un fallo prematuro.

C10.3.1.1 Generalidades: Los modos de fallo frágiles o de baja ductilidad incluyen, por lo general, el comportamiento en compresión directa o casi directa; el cizallamiento en componentes esbeltos y en conexiones dentro de los componentes; la torsión en componentes esbeltos; y el desarrollo, empalme y anclaje del refuerzo. Las tensiones, fuerzas y momentos que actúan para causar estos modos de fallo deben determinarse a partir de un análisis de estado límite, considerando las resistencias probables en los lugares de acción no lineal.

Rigidez: Las rigideces de los componentes se calcularán teniendo en cuenta el cizallamiento, la sesión, el comportamiento axial y las deformaciones por deslizamiento de la armadura. Se considerará el estado de tensión del componente, la extensión de la fisuración causada por los cambios volumétricos de la temperatura y la contracción, y los niveles de deformación bajo cargas gravitatorias y fuerzas sísmicas.

C10.3.1.2 Rigidez Para las columnas con cargas axiales bajas (por debajo de aproximadamente $0,1A_g f_c$), las deformaciones causadas por el deslizamiento de las barras pueden suponer hasta el 50% de las deformaciones totales de la fluencia. Se remite al profesional del diseño a Elwood y Eberhard (2009) para obtener más orientación sobre el cálculo de la rigidez efectiva de las columnas de hormigón armado que incluyen los efectos de la sesión, el cortante y el deslizamiento de las barras.

Procedimientos lineales: Cuando las acciones de diseño se determinen utilizando los procedimientos lineales del capítulo 7, las rigideces efectivas de los componentes corresponderán al valor secante al punto de fluencia del componente. Se permitirán rigideces mayores cuando se demuestre mediante análisis que son apropiadas para la carga de diseño. Como alternativa, se permitirán los valores de rigidez efectiva de la tabla 10-5.

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_s I_g$	$0.4E_s A_w$	—
Beams—prestressed ^b	$E_s I_g$	$0.4E_s A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_s I_g$	$0.4E_s A_w$	$E_s A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_s I_g$	$0.4E_s A_w$	$E_s A_g$ (compression) $E_s A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	$E_s A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_s A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_s A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_s A_g$	$0.4E_s A_w$	$E_s A_g$ (compression) $E_s A_g$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.
^bSee Section 10.7.2.2.

C10.3.1.2.1 Procedimientos lineales: Los valores de rigidez a flexión efectiva de la Tabla 10-5 para vigas y columnas tienen en cuenta la flexibilidad adicional derivada del deslizamiento de la armadura dentro de la unión viga-columna o de la cimentación antes de la fluencia. Los valores especificados para las columnas se determinaron a partir de una base de datos de 221 ensayos de columnas rectangulares de hormigón armado con cargas axiales inferiores a $0,67A_g f_c$ y relaciones de profundidad de vano de cortante superiores a 1,4. Las rigideces efectivas medidas a partir de los datos de las pruebas de laboratorio sugieren que la rigidez a flexión efectiva para cargas axiales bajas podría aproximarse a $0,2EI_g$; sin embargo, considerando la dispersión en la rigidez a flexión efectiva y para evitar subestimar la demanda de cortante en columnas con cargas axiales bajas, se recomienda $0,3EI_g$ en la Tabla 10-5 (Elwood et al. 2007). Además de la carga axial, la relación entre el esfuerzo cortante y la profundidad del pilar influye en la rigidez a flexión efectiva. Una estimación más refinada de la rigidez flexional efectiva puede determinarse calculando el desplazamiento a la fluencia causado por la flexión, el deslizamiento y el cizallamiento (Elwood y Eberhard 2009).

Las recomendaciones de modelado para las uniones viga-columna (apartado 10.4.2.2.1) no incluyen la influencia del deslizamiento de las armaduras. Cuando se utilizan los valores de rigidez efectiva para vigas y pilares de la Tabla 10-5 en combinación con las recomendaciones de modificación para las uniones viga-columna, la rigidez global coincide con los resultados de los ensayos de subconjuntos viga-columna (Elwood et al. 2007).

El efecto del deslizamiento de las armaduras puede tenerse en cuenta mediante la inclusión de muelles de rotación en los extremos de los elementos de viga o columna

(Saatcioglu et al. 1992). Si se selecciona esta opción de modelado, la rigidez a flexión efectiva del elemento columna debería reflejar sólo la flexibilidad de las deformaciones por flexión. En este caso, para cargas axiales inferiores a $0,3A_g f_c$, la rigidez a flexión puede estimarse como $0,5EI_g$, con interpolación lineal al valor dado en la Tabla 10-5 para cargas axiales superiores a $0,5A_g f_c$.

Debido a la baja tensión de unión entre el hormigón y la armadura lisa sin deformaciones, los componentes con armadura longitudinal lisa y cargas axiales inferiores a $0,5A_g f_c$ pueden tener valores de rigidez a flexión efectiva inferiores a los de la Tabla 10-5.

10.3.1.2.2 Procedimientos no lineales: Cuando las acciones de diseño se determinen utilizando los procedimientos no lineales del capítulo 7, la respuesta carga-deformación de los componentes se representará mediante relaciones carga-deformación no lineales. Las relaciones lineales se permitirán cuando la respuesta no lineal no se produce en los componentes. La relación carga-deformación no lineal se basará en pruebas experimentales o se tomará de las cantidades especificadas en las secciones 10.4 a 10.12. Para el procedimiento estático no lineal (NSP), se permitirá la relación carga-deformación generalizada mostrada en la Fig. 10-1 u otras curvas que definan el comportamiento bajo una deformación monótonamente creciente. Para el procedimiento dinámico no lineal (NDP), las relaciones carga-deformación deberán definir el comportamiento bajo deformaciones laterales monótonamente crecientes y bajo múltiples ciclos de deformación inversa, tal como se especifica en el apartado 10.3.2.1.

La relación carga-deformación generalizada mostrada en la Fig. 10-1 se describirá mediante una respuesta lineal desde A (componente sin carga) hasta un límite elástico efectivo B, luego una respuesta lineal a rigidez reducida desde el punto B hasta C, luego una reducción repentina de la resistencia a la fuerza sísmica hasta el punto D, luego una respuesta a resistencia reducida hasta E, y una pérdida final de resistencia a partir de entonces. La pendiente del punto A al B se determinará de acuerdo con la sección 10.3.1.2.1. La pendiente del punto B al C, sin tener en cuenta los efectos de las cargas de gravedad que actúan a través de los desplazamientos laterales, se tomará entre cero y el 10% de la pendiente inicial, a menos que se justifique una pendiente alternativa mediante experimentos o análisis. El punto C tendrá una ordenada igual a la resistencia del componente y una abscisa igual a la deformación en la que comienza una degradación significativa de la resistencia. Se permitirá la representación de la relación carga-deformación sólo mediante los puntos A, B y C (en lugar de todos los puntos A-E) si la respuesta calculada no supera el punto C. Los valores numéricos de los puntos identificados en la Fig. 10-1 serán los especificados en las secciones

10.4.2.2 para vigas, pilares y uniones; 10.4.3.2.2 para vigas postensadas; 10.4.4.2.2 para uniones losa-columna; y

10.7.2.2 para muros de corte, segmentos de muro y vigas de acoplamiento. Se permitirán otras relaciones carga-deformación si se justifican mediante pruebas o análisis experimentales.

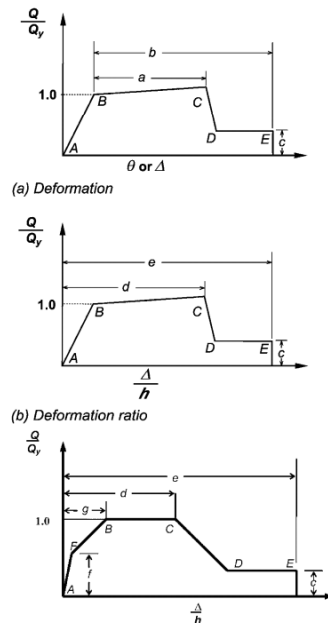


FIG. 10-1. Generalized Force-Deformation Relation for Concrete Elements or Components

C10.3.1.2 Procedimientos no lineales: Típicamente, la respuesta mostrada en la Fig. 10-1 está asociada con la respuesta a flexión o de tensión. En este caso, la resistencia en $Q/Q_y = 1,0$ es el valor de fluencia, y el endurecimiento por deformación posterior acomoda el endurecimiento por deformación en la relación carga-deformación a medida que el miembro se deforma hacia la resistencia esperada. Cuando la respuesta mostrada en la Fig. 10-1 está asociada a la compresión, la resistencia en $Q/Q_y = 1,0$ suele ser el valor en el que el hormigón comienza a desprenderse, y el endurecimiento por deformación en secciones bien confinadas puede estar asociado al endurecimiento por deformación de la armadura longitudinal y a un aumento de la resistencia por el confinamiento del hormigón. Cuando la respuesta mostrada en la Fig. 10-1 se asocia con el caso del cizallamiento, la resistencia en $Q/Q_y = 1,0$ suele ser el valor en el que se alcanza la resistencia al cizallamiento de diseño y, normalmente, no se produce ningún endurecimiento por deformación.

Las deformaciones utilizadas para la relación carga-deformación de la Fig. 10-1 se definirán de una de las dos maneras siguientes:

Deformación, o Tipo I: En esta curva, las deformaciones se expresan directamente utilizando términos como deformación, curvatura, rotación o alargamiento. Los parámetros a y b se refieren a las porciones de deformación que se producen después de la fluencia, o deformación plástica. El parámetro c es la resistencia reducida después de la reducción repentina de C a D . Los parámetros a , b y c se definen numéricamente en

varias tablas de este capítulo. Como alternativa, los parámetros a , b y c pueden determinarse directamente mediante procedimientos analíticos justificados por pruebas experimentales.

Relación de deformación, o Tipo II: En esta curva, las deformaciones se expresan en términos como ángulo de cizalladura y relación de deriva tangencial. Los parámetros d y e se refieren a las deformaciones totales medidas desde el origen. Los parámetros c , d y e se definen numéricamente en varias tablas de este capítulo. Alternativamente, los parámetros c , d , y e pueden determinarse directamente mediante procedimientos analíticos justificados por pruebas experimentales.

En el apartado 7.6 se recogen las disposiciones para determinar los parámetros de modelización alternativos y los criterios de aceptación basados en pruebas experimentales.

Las demandas de desplazamiento determinadas a partir del análisis dinámico no lineal son sensibles a la tasa de degradación de la resistencia incluida en el modelo estructural. A no ser que existan pruebas experimentales de una pérdida repentina de resistencia para un componente concreto que se esté considerando, el uso de un modelo con una pérdida repentina de resistencia desde el punto C al D en la Fig. 10-1 puede dar lugar a una sobreestimación de las demandas de deriva para un sistema estructural y componentes individuales. Un modelo más realista para muchos componentes de hormigón tendría una degradación lineal de la resistencia desde el punto C hasta el E.

La pérdida de resistencia que se produce en un solo ciclo puede dar lugar a la inestabilidad dinámica de la estructura, mientras que la pérdida de resistencia que se produce entre ciclos es poco probable que cause dicha inestabilidad. La figura 10-1 no distingue entre estos tipos de degradación de la resistencia y puede no predecir con exactitud las demandas de desplazamiento si no se tienen en cuenta las dos formas de degradación de la resistencia.

10.3.2 RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD

10.3.2.1 Generalidades: Las acciones en una estructura se clasificarán como controladas por la deformación o por la fuerza. Las acciones controladas por deformación se definen por la designación de criterios de aceptación lineales y no lineales en las tablas 10-7 a 10-10 y 10-13 a 10-22. Cuando los criterios de aceptación lineales y no lineales no se especifican en las tablas, las acciones se considerarán controladas por la fuerza, a menos que se realicen ensayos de componentes de acuerdo con la sección 7.6. Las resistencias de diseño para las acciones controladas por deformación y por fuerza se calcularán de acuerdo con las secciones 10.3.2.2 y 10.3.2.3, respectivamente.

Los componentes se clasificarán como de baja, moderada o alta ductilidad, según la sección 10.3.2.4.

Cuando las capacidades de resistencia y deformación se deriven de los datos de los ensayos, éstos deberán ser representativos de las proporciones, los detalles y los niveles de esfuerzo del componente y cumplir con el apartado 7.6.1.

Las capacidades de resistencia y deformación de los elementos de hormigón corresponderán a los valores resultantes de un protocolo de carga que incluya tres ciclos totalmente invertidos hasta el nivel de deformación de diseño, además de ciclos similares hasta niveles de deformación menores, a menos que se determine un número mayor o menor de ciclos de deformación teniendo en cuenta la duración del terremoto y las propiedades dinámicas de la estructura.

C10.3.2.1 Generalidades: En esta norma, las acciones se clasifican como controladas por deformación o por fuerza. Se considera que las acciones están controladas por la deformación cuando el comportamiento del componente está bien documentado por los resultados de los ensayos. Cuando los criterios de aceptación lineales o no lineales se tabulan en este capítulo, el comité ha considerado que la acción está controlada por la deformación y deben utilizarse las propiedades esperadas del material. Cuando no se especifican dichos criterios de aceptación, debe suponerse que la acción está controlada por la fuerza, lo que requiere el uso de propiedades de los materiales con límites inferiores, o el profesional del diseño puede optar por realizar ensayos para validar la clasificación de control de la deformación. En el apartado 7.6 se ofrecen orientaciones sobre los procedimientos que deben seguirse durante las pruebas, y en el apartado 7.5.1.2 se ofrece una metodología basada en los datos de las pruebas para distinguir las acciones controladas por la fuerza de las controladas por la deformación. En la norma ACI 374.1 se ofrecen más orientaciones sobre las pruebas de los componentes de la estructura de momento.

En algunos casos, incluidos los edificios de período corto y los sometidos a un sismo de diseño de larga duración, puede esperarse que un edificio esté sometido a ciclos adicionales a los niveles de deformación de diseño más allá de los tres ciclos recomendados en la sección 10.3.2.1. El aumento del número de ciclos puede dar lugar a reducciones de la resistencia y de la capacidad de deformación. Los efectos sobre la resistencia y la capacidad de deformación de los ciclos de deformación adicionales deben considerarse en el diseño.

10.3.2.2 Acciones de deformación controlada Las resistencias utilizadas para las acciones de deformación controlada se considerarán iguales a las resistencias esperadas QCE obtenidas experimentalmente o calculadas mediante principios mecánicos aceptados. La resistencia esperada se define como la resistencia media máxima esperada en el rango de deformaciones a las que probablemente esté sometido un componente de hormigón. Cuando se utilicen cálculos para definir la resistencia esperada, se utilizarán las propiedades esperadas del material. A menos que se especifique en esta norma, se permitirán otros procedimientos especificados en la norma ACI 318 para calcular las resistencias de diseño, excepto que el factor de reducción de la resistencia ϕ se tomará igual a la unidad. Las capacidades de deformación para la aceptación de acciones con-

troladas por la deformación calculada por procedimientos no lineales serán las especificadas en las secciones 10.4 a 10.12. Para los componentes construidos con hormigón ligero, *e/ QCE* se modificará de acuerdo con los procedimientos del ACI 318 para el hormigón ligero.

C10.3.2.2 Acciones controladas por la deformación: El límite elástico esperado del acero de refuerzo, como se especifica en la Sección 10.2.2.1.2, incluye consideraciones de sobre resistencia del material.

10.3.2.3 Acciones controladas por la fuerza Las resistencias utilizadas para las acciones controladas por la fuerza se tomarán como resistencias límite inferior *QCL*, obtenidas experimentalmente o calculadas mediante principios mecánicos establecidos. La resistencia límite inferior se define como la media menos una desviación estándar de la resistencia esperada en el rango de deformaciones y ciclos de carga a los que probablemente esté sometido el componente de hormigón. Cuando se utilicen cálculos para definir las resistencias límite inferiores, se utilizarán estimaciones límite inferiores de las propiedades del material. A menos que se especifiquen otros procedimientos en esta norma, se permitirán los procedimientos especificados en la norma ACI 318 para calcular las resistencias de diseño, excepto que el factor de reducción de la resistencia ϕ se tomará igual a la unidad. Para los componentes construidos con hormigón ligero, *e/ QCL* se modificará de acuerdo con los procedimientos del ACI 318 para el hormigón ligero.

10.3.2.4 Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes La tabla 10-6 proporciona la clasificación de las demandas de ductilidad de los componentes como baja, moderada o alta en función del valor máximo de la relación demanda-capacidad (DCR) definido en la sección 7.3.1.1 para los procedimientos lineales o la ductilidad de desplazamiento calculada para los procedimientos no lineales.

Table 10-6. Component Ductility Demand Classification

Maximum Value of DCR or Displacement Ductility	Descriptor
<2	Low ductility demand
2 to 4	Moderate ductility demand
>4	High ductility demand

10.3.3 Cargas de flexión y axiales: La resistencia a la flexión de los elementos con y sin cargas axiales se calculará de acuerdo con el ACI 318 o mediante otros métodos racionales demostrados, como el análisis seccional utilizando modelos constitutivos del hormigón y del acero adecuados. La capacidad de deformación de los elementos con y sin cargas axiales se calculará considerando las deformaciones por cizallamiento, flexión y deslizamiento de la armadura, o basándose en los criterios de aceptación indicados en esta norma. Las capacidades de resistencia y deformación de los elementos con alas monolíticas se calcularán teniendo en cuenta el hormigón y la armadura longitudinal desarrollada dentro de la anchura efectiva de la alambreada, tal como se define en el apartado 10.3.1.3.

Las capacidades de resistencia y deformación se determinarán en función del desarrollo disponible de la armadura longitudinal. Cuando la armadura longitudinal tenga una longitud de empotramiento o de desarrollo insuficiente para el desarrollo de la resistencia de la armadura, la resistencia a flexión se calculará en función de la capacidad de tensión límite de la barra empotrada, tal como se define en el apartado 10.3.5.

Cuando las capacidades de deformación a flexión se calculen a partir de los principios básicos de la mecánica, se considerarán las reducciones de la capacidad de deformación causadas por el cizallamiento aplicado. Cuando se utilicen modelos analíticos para la Deformabilidad a flexión que no consideren directamente el efecto del cizallamiento y el cizallamiento de diseño sea igual o superior a $6 \sqrt{f'_c} A_w$, lb/pulg.² ($0,5 f_c A_w$, MPa), el valor de cálculo no deberá superar el 80% del valor calculado mediante el modelo analítico. Para las columnas de hormigón sometidas a una combinación de carga axial y flexión biaxial, la resistencia combinada se evaluará considerando la flexión biaxial. Cuando se utilicen procedimientos lineales, la carga axial de diseño P_{UF} se calculará como una acción controlada por la fuerza según el apartado 7.5.2. Los momentos de diseño MUD se calcularán en torno a cada uno de los dos ejes ortogonales. La resistencia combinada se basará en los principios de la mecánica con los momentos de flexión aplicados calculados como $MUD_x/(m_{xk})$ y $MUD_y/(m_{yk})$ en torno a los ejes x e y , respectivamente. La aceptación se basará en que los momentos de flexión aplicados se encuentren dentro de la envolvente de resistencia esperada calculada a un nivel de carga axial de P_{UF} .

C10.3.3 Cargas de flexión y axiales Los ensayos de laboratorio indican que la deformabilidad a flexión puede reducirse a medida que aumentan las fuerzas de corte coexistentes. A medida que aumentan las demandas de ductilidad flexional, la capacidad de cizallamiento disminuye, lo que puede dar lugar a un fallo por cizallamiento antes de que se alcancen las capacidades teóricas de deformación flexional. Tenga cuidado cuando las capacidades de deformación flexional se determinen mediante cálculos. FEMA 306 (1998b) (Sección 5.2) es un recurso de orientación sobre la interacción entre el corte y la flexura.

La resistencia combinada bajo flexión uniaxial o biaxial con carga axial es difícil de generalizar en una solución de forma cerrada, dada la gama de geometrías de secciones de pilares encontradas. Para una clase particular de secciones de pilares rectangulares, se han desarrollado soluciones de forma cerrada basadas en las capacidades de la sección en torno a los ejes principales que proporcionan una excelente concordancia cuando se comparan con un análisis más generalizado (Hsu 1988, Furlong et al. 2004). Una envolvente circular proporciona una pobre predicción de la resistencia para todas las columnas, excepto las circulares. Para las secciones generales, la envolvente de resistencia debe desarrollarse basándose en los principios de la mecánica y utilizando un software disponible en el mercado.

10.3.3.1 Límites de la deformación utilizable: Sin la confinación de la armadura transversal, la deformación máxima utilizable en el extremo de la fibra de compresión del hormigón no deberá exceder de 0,002 para los componentes en compresión casi

pura y de 0,005 para los demás componentes, a menos que se justifiquen de forma experimental deformaciones mayores. Las tensiones de compresión máximas utilizables para el hormigón armado se basarán en pruebas experimentales y tendrán en cuenta las limitaciones impuestas por la fractura de la armadura transversal, el pandeo de la armadura longitudinal y la degradación de la resistencia de los componentes a grandes niveles de deformación. Las deformaciones máximas de compresión en la armadura longitudinal no deberán exceder de 0,02, y las de tracción en la armadura longitudinal no deberán exceder de 0.05. Los resultados de los ensayos de cupones monótonos no se utilizarán para determinar los límites de deformación de la armadura. Si se utilizan pruebas experimentales para determinar los límites de deformación, se incluirán en los procedimientos de ensayo los efectos de la fatiga de bajo ciclo y la separación y tamaño de la armadura transversal.

C10.3.3.1 Límites de tensión utilizable: El límite de tensión del refuerzo se basa en la consideración de los efectos de las propiedades del material y la fatiga de bajo ciclo. La fatiga de bajo ciclo está influenciada por la separación y el tamaño de la armadura transversal y el historial de deformaciones. No se recomienda utilizar los resultados de los ensayos monotónicos extrapolados para desarrollar esfuerzos de tracción superiores a los especificados anteriormente. Departamento de Transporte de California (Caltrans) "Seismic Design Criteria" (Caltrans 2006) recomienda una tensión última de tracción de 0,09 para las barras del n.º 10 (n.º 32) y menores, y de 0,06 para las barras del n.º 11 (n.º 36) y mayores, para barras de refuerzo ASTM A706 de 60 kip/pulg.2

(420 MPa). Se ha seleccionado un límite inferior teniendo en cuenta la variabilidad de los materiales y los detalles que suelen encontrarse en las estructuras existentes.

Consulte a Brown y Kunnath (2004) para incorporar los efectos de la fatiga de bajo ciclo y la fatiga transitoria.

Efectos de la fatiga de bajo ciclo y el refuerzo transversal para determinar los límites de deformación basados en las pruebas.

10.3.4 Resistencia al corte y a la torsión: calcularse de acuerdo con la norma ACI 318, salvo las modificaciones de esta norma. Dentro de las regiones de fluencia de los componentes con demandas de ductilidad moderadas o alta ductilidad, la resistencia a cortante y a torsión se calculará de acuerdo con los procedimientos para componentes dúctiles, tales como las disposiciones del capítulo 21 de la norma ACI 318. Dentro de las regiones de fluencia de los componentes con demandas de baja ductilidad según la Tabla 10-6 y fuera de las regiones de fluencia para todas las demandas de ductilidad, los procedimientos de respuesta elástica efectiva, tales como las disposiciones del Capítulo 11 del ACI 318, para calcular la resistencia al corte de diseño.

Cuando la separación longitudinal de la armadura transversal supera la mitad de la profundidad efectiva del componente medida en la dirección del cortante, se supondrá que la armadura transversal no es más del 50% de efectiva para resistir el corte o la torsión. Cuando la separación longitudinal de la armadura transversal supere la componente de

la profundidad efectiva medida en la dirección del corte, la armadura transversal se considerará ineficaz para resistir el esfuerzo cortante o la torsión. Para las vigas y las columnas, la armadura transversal empalmada se considerará no más del 50%. Efectiva en regiones de demanda de ductilidad moderada e ineficaz en regiones de alta demanda de ductilidad.

La resistencia al corte por fricción se calculará de acuerdo con la norma ACI 318, considerando la carga axial esperada por efectos de gravedad y sismo. Cuando la rehabilitación implique la adición de hormigón que requiera trabajo aéreo con paquete seco, el coeficiente de fricción al corte μ se tomará como igual al 70% del valor especificado por el ACI 318.

C10.3.4 Cortante y torsión: La reducción de la eficacia de la armadura transversal en esta sección tiene en cuenta el número limitado de tirantes que se espera que crucen una grieta inclinada cuando los tirantes se proporcionan a gran distancia. Además, la reducción de la eficacia de la armadura transversal es necesaria porque los tirantes muy espaciados pueden no desarrollarse completamente tanto por encima como por debajo de la grieta. Para una separación de tirantes igual a la profundidad efectiva del elemento, es posible que se desarrolle una grieta inclinada que no cruce ningún tirante, por lo que debe ignorarse la contribución de la armadura transversal.

10.4. MARCOS DE MOMENTO DE HORMIGÓN

10.4.1.1 Pórticos de momento de vigas y pilares de hormigón armado

Los pórticos de momento de vigas y pilares de hormigón armado, tratados en el apartado 10.4.2, se definen por las siguientes condiciones:

Los componentes de la estructura son vigas con o sin losas, columnas y sus conexiones;

Los marcos son de construcción monolítica que proporciona la transferencia de momento y corte entre vigas y columnas; y

El refuerzo primario en los componentes que contribuyen a la resistencia a las fuerzas sísmicas no está pretensado.

10.4.2 Marcos de momento de vigas y columnas de hormigón armado

10.4.2.1 Generalidades

El modelo analítico para un elemento de marco viga-columna debe representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las vigas, columnas.

Se considerará el fallo potencial en flexión o corte en cualquier sección a lo largo de la longitud del componente.

Se incluirá la interacción con otros elementos, incluidos los componentes no estructurales.

Se representará la acción de la losa como un diafragma que interconecta componentes verticales.

La acción inelástica se limitará a los componentes y acciones enumerados en las tablas 10-7, 10-8 y 10-9

Los criterios de aceptación se especifican en la sección 10.4.2.4.

Nota:

Los componentes no estructurales deberían incluirse en el modelo analítico si dichos elementos contribuyen significativamente a la rigidez del edificio, modifican las propiedades dinámicas o tienen un impacto significativo en el comportamiento de los elementos estructurales adyacentes.

La sección 7.2.3.3 sugiere que los componentes no estructurales se incluyan si su rigidez lateral supera el 10% de la rigidez lateral inicial total de un piso.

10.4.2.2 Rigidez de los marcos de momento de vigas y columnas de hormigón armado

10.4.2.2.1 Procedimientos lineales estáticos y dinámicos

Las vigas se modelarán considerando las rigideces a flexión y a cortante, incluyendo el efecto de la losa que actúa como un reborde en la construcción monolítica según el apartado 10.3.1.3.

Las columnas se modelarán considerando las rigideces a flexión, a cortante y axial. Consulte el apartado 10.3.1.2 para calcular las rigideces efectivas.

Cuando la rigidez de las juntas no se modifique explícitamente, se permitirá que se modele implícitamente ajustando un modelo de línea central (Fig. 10-2):

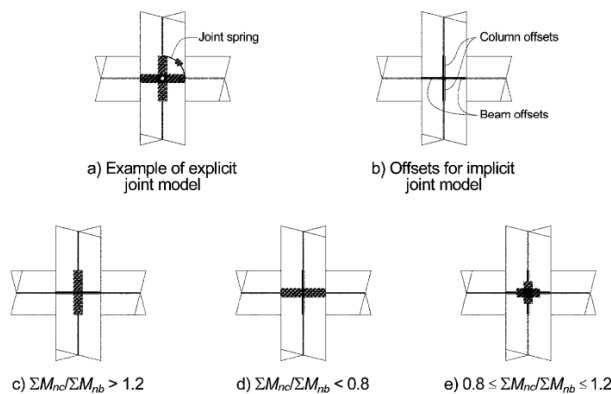


FIG. 10-2. Beam-Column Joint Modeling (Hatched Portions Indicate Rigid Element)

Para $\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb} > 1,2$, los desplazamientos de las columnas son rígidos y los de las vigas no;

Para $\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb} < 0,8$, los desplazamientos de las vigas son rígidos y los de las columnas no.

Para $0,8 \leq \Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb} \leq 1,2$, la mitad de los desplazamientos de vigas y columnas se consideran rígidos.

El M_{nc} se calculará teniendo en cuenta la fuerza axial procedente de las cargas gravitatorias especificadas en el apartado 7.2.2. Dado que este enfoque de modelización sólo tiene en cuenta la flexibilidad de las juntas a cortante, los valores de rigidez utilizados para las vigas y los pilares deberán incluir la flexibilidad resultante del deslizamiento de las barras.

10.4.2.2.2 Procedimiento estático no lineal

Las relaciones carga-deformación no lineales deben cumplir con la Sección 10.3.1.2.

Los parámetros de modelado no lineal para vigas, pilares y uniones viga-columna se proporcionan en las tablas 10-7, 10-8 y 10-10, respectivamente.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement 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_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio		Plastic Rotations Angle (radians)				
				Performance Level				
	a	b	c	IO	LS	CP		
Condition i.^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤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
Condition iii.^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤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	0.007	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
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤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

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_s f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Table 10-10. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beam–Column Joints

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					c	IO	LS	CP
Condition i. Interior joints (Note: For classification of joints, refer to Fig. 10-3)								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Transverse reinforcement	$\frac{V}{V_n}$						
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
Condition ii. Other joints (Note: For classification for joints, refer to Fig. 10-3)								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Transverse reinforcement	$\frac{V}{V_n}$						
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^b P is the design axial force on the column above the joint calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4, and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.
^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Joint transverse reinforcement is conforming if hoops are spaced at $\leq h/2$ within the joint. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP, and V_n is the shear strength for the joint. The shear strength should be calculated according to Section 10.4.2.3.

Las vigas y los pilares se modelarán utilizando modelos de bisagra plástica concentrada o distribuida.

Se permitirán otros modelos cuyo comportamiento represente el comportamiento de componentes de vigas y pilares de hormigón armado sometidos a cargas sísmicas.

El modelo de viga y pilar deberá ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de la longitud del componente, excepto cuando se demuestre por equilibrio que la fluencia está restringida a los extremos del componente.

Cuando se prevea una respuesta no lineal en un modo distinto de la flexión, el modelo se establecerá para representar dichos efectos.

La relación carga-deformación general se establecerá de forma que la resistencia máxima sea coherente con las especificaciones de resistencia de diseño de secciones 10.3.2 y 10.4.2.3.

Para las vigas y los pilares, la deformación generalizada en la Fig. 10-1 es la rotación plástica de la rótula.

Para las uniones viga-columna, la deformación generalizada es la tensión de corte. Los valores de la deformación generalizada en los puntos B, C y D se obtendrán a partir de experimentos o análisis racionales y tendrán en cuenta las interacciones entre la flexión, la carga axial y el cizallamiento.

Los pilares no controlados por empalmes inadecuados, condición i, ii, o iii de la Tabla 10-8, se clasificarán en base a V_o según la Ecuación (10-3), utilizando las propiedades esperadas del material, la demanda de corte plástico en el pilar, V_p , definida como la demanda de corte a flexión de las bisagras plásticas, y el detalle de la armadura transversal, como se muestra en la Tabla 10-11

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_s/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

Nota:

Esta Sección y la Tabla 10-11 proporcionan los criterios para determinar qué condición de la Tabla 10-8 debe utilizarse para seleccionar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación.

Para columnas con refuerzo transversal incluyendo ganchos de 135 grados, las condiciones especificadas corresponden aproximadamente a los siguientes modos de falla:

Condición i: Fallo de flexión;

Condición ii: Fallo de flexión-cizallamiento, donde se espera la inflexión de cesión antes del fallo de cizallamiento; y

Condición iii: Fallo por cizallamiento.

Para $V_p / V_o \geq 0,6$, la condición se ajusta de la condición i a la ii para las columnas con ganchos de 90 grados o armadura transversal empalmada para reflejar la observación de los experimentos de que los detalles deficientes de la armadura transversal pueden dar lugar a una disminución de la capacidad de deformación.

Para $1,0 \geq V_p / V_o > 0,6$, la condición se ajusta de la condición ii a la iii sólo para la armadura transversal empalmada, ya que la base de datos utilizada para evaluar los parámetros de la condición ii incluye pilares con armadura transversal que tienen ganchos de 90 grados.

La clasificación de las columnas basada en V_p / V_o , tal como se describe en esta sección, puede clasificar de forma conservadora algunos pilares con $V_p / V_o \approx 1,0$ como

fallos por cizallamiento, aunque puede producirse alguna cesión por flexión antes del fallo por cizallamiento.

Asimismo, las columnas con $0,6 < V_p / V_o \leq 0,7$ pueden, de hecho, experimentar fallos de flexión sin degradación por cizallamiento, pero se han clasificado de forma conservadora en esta Sección como fallos de flexión-corte para asegurar que los pilares no se clasifican erróneamente en una categoría de mejor rendimiento.

Las pruebas experimentales pueden utilizarse para determinar el modo de fallo esperado y seleccionar los parámetros de modelización adecuados.

Los criterios de aceptación de la tabla 10-8 se determinan en función de los parámetros de modelización a y b y de los requisitos del capítulo 7.

Los parámetros de modelado de la Tabla 10-8 definen las rotaciones plásticas según la Fig. 10-1.

El parámetro de modelado a proporciona la rotación plástica a una pérdida significativa de la capacidad de fuerza lateral.

Para los propósitos de determinar los valores de a basados en los datos de las pruebas, se asumió que este punto representaba una reducción del 20% o más en la resistencia a la fuerza lateral desde la capacidad de corte máxima medida.

Para las columnas que se espera que experimenten fallos por flexión (condición i), dicha pérdida de resistencia a la carga lateral puede ser causada por el aplastamiento del hormigón, el pandeo de las barras y otros mecanismos de daño por flexión.

Para las columnas que se espera que experimenten fallas por corte, ya sea antes o después de la fluencia de flexión (condiciones ii o iii), la pérdida de resistencia a la carga lateral es comúnmente causada por el agrietamiento diagonal severo indicativo de daño por corte.

El parámetro b de la modelización proporciona una estimación de la rotación plástica en la pérdida de soporte de la carga de gravedad, es decir, el fallo de la carga axial.

La evidencia experimental sugiere que el fallo por carga axial puede ocurrir repentinamente después del fallo por carga lateral para columnas con cargas axiales superiores a $0,6A_g f_c$.

Basándose en esta observación, los parámetros a y b de la Tabla 10-8 convergen a un único valor para cargas axiales elevadas.

Para una estimación adecuada de las capacidades de deformación, se requiere una interpolación entre los valores indicados en la tabla 10-8.

Existe una considerable dispersión en los resultados de los pilares de hormigón armado sometidos a ensayos de fallo por fuerza lateral y por fuerza axial, lo que hace inapropiado especificar valores medios o medianos para las rotaciones plásticas en la Tabla 10-8.

El objetivo de la selección de los valores del parámetro a de la Tabla 10-8 fue conseguir un alto nivel de seguridad - probabilidad de fallo P_f inferior al 15% - para los pilares que puedan experimentar fallos por cortadura, mientras que se permite un nivel de seguridad ligeramente inferior, $P_f < 35\%$, para los pilares que se espera que experimenten fallos por flexión

Dado el potencial de colapso resultante del fallo de la carga axial de los pilares individuales, se deseaba un alto nivel de seguridad, $P_f < 15\%$, para el parámetro b .

Para evaluar el grado de seguridad proporcionado por la Tabla 10-8, se interpolaron los valores tabulados y se compararon con los datos de los ensayos de laboratorio de columnas de hormigón armado apropiados para cada una de las condiciones definidas en esta Sección. Los resultados se evalúan y resumen en la Tabla C10-1.

Table C10-1. Database Results for Modeling Parameters in Table 10-8

Modeling Parameter	No. of Tests	Mean ($\theta_{pmeas}/\theta_{ptable}$)	$\beta(\theta_{pmeas}/\theta_{ptable})$	Probability of Failure ^a
a for condition i	141	1.44	0.50	30%
a for condition ii	31	2.23	0.47	6%
a for condition iii	34	4.66	0.48	0.1%
b for condition ii	28	1.97	0.50	13%

^aAssuming a lognormal distribution for $(\theta_{pmeas}/\theta_{ptable})$.

Elwood y Moehle (2 005b) demostraron que la deriva al fallo axial disminuye a medida que aumenta el siguiente parámetro no dimensional:

$$\alpha = \frac{P}{A_v f_{yt} d_c / s} \quad (C10-1)$$

La base de datos utilizada para evaluar la probabilidad de fallo del parámetro b incluye columnas con $\alpha \leq 33$

Tenga cuidado al aplicar los valores de la tabla 10-12 a las columnas con $\alpha > 33$.

Table 10-12. Values of γ for Joint Strength Calculation

Transverse Reinforcement ^b	Value of γ				
	Condition i: Interior Joints ^a		Condition ii: Other Joints		
	Interior Joint with Transverse Beams	Interior Joint without Transverse Beams	Exterior Joint with Transverse Beams	Exterior Joint without Transverse Beams	Knee Joint with or without Transverse Beams
C	20	15	15	12	8
NC	12	10	8	6	4

^aFor classification of joints, refer to Fig. 10-3.

^b“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Joint transverse reinforcement is conforming if hoops are spaced at $\leq h_c/2$ within the joint. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

10.4.2.2.3 Procedimiento dinámico no lineal

Para el PDN, el comportamiento histerético completo de cada componente deberá modelarse utilizando propiedades verificadas por pruebas experimentales.

Se permitirá el uso de la relación carga-deformación generalizada descrita por la Fig. 10-1 para representar la relación envolvente para el análisis.

10.4.2.3 Resistencia de marcos de momento de vigas y columnas de hormigón armado

Las resistencias de los componentes se calcularán de acuerdo con los requisitos generales de la sección 10.3.2, modificados en esta sección.

La resistencia máxima del componente se determinará teniendo en cuenta el fallo potencial en flexión, carga axial, cizallamiento, torsión, desarrollo de la barra y otras acciones en todos los puntos a lo largo del componente, bajo las acciones de las combinaciones de carga de gravedad y fuerza sísmica de diseño.

10.4.2.3.1 Columnas

Para las columnas, se permite calcular la resistencia al corte V_n mediante la ecuación (10-3):

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g \right] \quad (10-3)$$

(lb/in.² units)

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g \right]$$

(MPa units)

Donde

$k = 1,0$ en las regiones en las que la demanda de ductilidad por desplazamiento es menor o igual a 2, 0,7 en las regiones en las que la ductilidad por desplazamiento es mayor o igual a 6, y varía linealmente para la ductilidad por desplazamiento entre 2 y 6;

$\lambda = 0,75$ para el hormigón de áridos ligeros y 1,0 para el hormigón de áridos normales;

N_u = es la fuerza de compresión axial (puesta a cero para la fuerza de tracción);

M/Vd = es la mayor relación entre el momento y el corte por la profundidad efectiva bajo las cargas de diseño para la columna, pero no se tomará mayor que 4 ni menor que 2;

d = es la profundidad efectiva. Se podrá suponer que $d = 0,8h$, donde h es la dimensión de la columna en la dirección del corte; y

A_g = es el área transversal bruta de la columna.

Cuando la fuerza axial se calcule a partir de los procedimientos lineales del capítulo 7, la carga axial de compresión máxima de la ecuación (10-3) se considerará igual al valor calculado mediante la ecuación (7-5), teniendo en cuenta únicamente la carga de gravedad de diseño, y la carga axial de compresión mínima calculada mediante la ecuación (7-34).

Se permitirán formulaciones alternativas para la resistencia de la columna que consideren los efectos de las deformaciones inelásticas cíclicas invertidas y que se verifiquen mediante pruebas experimentales.

C10.4.2.3.1 Columnas

Para la evaluación de las columnas en la sección 10.4.2.2.2, no es necesario determinar k y la demanda de ductilidad por desplazamiento.

Como se discute en la Sección C10.3.3, la evidencia experimental indica que la deformabilidad por flexión puede reducirse a medida que aumentan las fuerzas de corte co-existentes.

A medida que aumentan las exigencias de ductilidad a la flexión, disminuye la capacidad de corte, lo que puede dar lugar a un fallo por corte antes de que se alcancen las capacidades teóricas de deformación a la flexión.

Se debe tener precaución cuando se determinan las capacidades de deformación por flexión mediante cálculos.

La ecuación (10-3) ilustra la reducción de la capacidad de corte de la columna con el aumento de las deformaciones no lineales y proporciona una estimación de la resistencia media al corte. El coeficiente de variación de la relación entre la resistencia de corte medida y la calculada es de 0,15.

Para una columna que experimenta fallo por flexión antes de la rotura por cizallamiento ($V_p < V_o$), la demanda de ductilidad por desplazamiento se define como la relación entre la demanda de desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia.

El desplazamiento de fluencia es el desplazamiento lateral de la columna, determinado usando las rigideces efectivas de la Tabla 10-5, a una demanda de corte que resulta en el fallo por flexión de las rotulas plásticas, V_p .

La demanda máxima de desplazamiento para la columna puede ser estimada como la demanda máxima de desplazamiento entre pisos.

10.4.2.3.2 Juntas viga-columna

Para las juntas viga-columna, el área transversal nominal A_j se definirá por una profundidad de junta igual a la dimensión de la columna en la dirección del entramado y un ancho de junta igual al menor de los siguientes:

El ancho de la columna;

La anchura de la viga más la profundidad de la junta; y

El doble de la distancia perpendicular menor del eje longitudinal de la viga al lado de la columna.

Las fuerzas de diseño se calcularán basándose en el desarrollo de las rotulas plásticas de flexión en los elementos de entramado adyacentes, incluyendo el ancho efectivo de la losa, pero no es necesario que excedan los valores calculados a partir de las combinaciones de cargas gravitacionales y sísmicas de diseño.

La resistencia nominal a cortante de la junta V_n se calculará utilizando los procedimientos generales de ACI 318, modificados por la Ecuación (10-4):

$$V_n = \lambda \gamma \sqrt{f'_c} A_j \text{ (lb/in.}^2 \text{ units)} \quad (10-4)$$

$$V_n = 0.083 \lambda \gamma \sqrt{f'_c} A_j \text{ (MPa units)}$$

Donde:

$\lambda = 0,75$ para el hormigón de áridos ligeros y $1,0$ para el hormigón de áridos normales;

A_j = es el área efectiva de la junta horizontal con las dimensiones definidas anteriormente; y

γ = se define en la tabla 10-12.

Table 10-12. Values of γ for Joint Strength Calculation

Transverse Reinforcement ^b	Value of γ				
	Condition i: Interior Joints ^a		Condition ii: Other Joints		
	Interior Joint with Transverse Beams	Interior Joint without Transverse Beams	Exterior Joint with Transverse Beams	Exterior Joint without Transverse Beams	Knee Joint with or without Transverse Beams
C	20	15	15	12	8
NC	12	10	8	6	4

^aFor classification of joints, refer to Fig. 10-3.
^b“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Joint transverse reinforcement is conforming if hoops are spaced at $\leq h/2$ within the joint. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

10.4.2.4 Criterios de aceptación para marcos de momento de vigas y columnas de hormigón armado

Todas las acciones se clasificarán como controladas por la deformación o por la fuerza, según se define en la sección 10.3.2.1.

Las acciones de diseño de los componentes se determinarán basándose en el capítulo 7. Cuando los valores de DCR calculados superen la unidad, se determinarán las siguientes acciones de diseño utilizando los principios de análisis de límites del capítulo 7:

Momentos, cizalladuras, torsiones y desarrollo y empalmes correspondientes al desarrollo de la resistencia de los componentes en vigas y pilares;

Cizallamiento de juntas correspondiente al desarrollo de la resistencia de vigas y pilares no adyacentes; y

Carga axial en columnas y juntas, considerando la probable acción plástica en los componentes por encima del nivel en cuestión.

Las acciones de diseño se compararán con las resistencias de diseño de acuerdo con la sección 7.5.2.2, con los factores m seleccionados de las tablas 10-9, 10-13 y 10-14 para columnas, vigas y uniones viga-columna, respectivamente.

Los componentes que satisfagan la Ecuación (7-36) o (7-37), según corresponda, deberán cumplir los criterios de comportamiento.

Cuando el promedio de DCR de las columnas de un nivel supere el valor medio de las vigas del mismo nivel y supere el mayor de los valores de 1,0 y $m/2$ para todos los pilares de todos los niveles, el nivel se definirá como elemento de piso débil.

En el caso de los elementos de pisos débiles, deberá cumplirse una de las siguientes condiciones:

Se repetirá la comprobación de los valores medios de DCR en el nivel, considerando todos los componentes primarios y secundarios en el nivel con un elemento de piso débil en el nivel. Si los valores medios de DCR de los componentes verticales superan el valor medio de los componentes horizontales en el nivel y exceden de 2,0, la estructura se volverá a analizar mediante un procedimiento no lineal o se adaptará para eliminar esta deficiencia;

La estructura se volverá a analizar utilizando el NSP o el NDP del capítulo 7; o

La estructura deberá ser readaptada para eliminar la condición de elemento débil del piso.

10.4.2.4.2 Procedimientos estáticos y dinámicos no lineales

Las acciones calculadas de los componentes deberán satisfacer los requisitos de la sección 7.4.3.2.

Cuando la deformación generalizada se tome como rotación en la zona de rótula plástica de flexión en vigas y pilares, las capacidades de rotación de la rótula plástica se definirán en las tablas 10-7 y 10-8.

Cuando la deformación generalizada es la distorsión por cizallamiento de la unión viga-pilar, las capacidades de ángulo de cizallamiento se definen por la Tabla 10-10.

Cuando se indique una acción inelástica para un componente o una acción que no figure en las tablas 10-7, 10-8 y 10-10, el comportamiento se considerará inaceptable.

10.6 MARCOS DE HORMIGÓN CON RELLENOS

10.6.1 Tipos de pórticos de hormigón con relleno

Los pórticos de hormigón con relleno son elementos con pórticos de hormigón completos que soportan cargas de gravedad y están rellenos de mampostería u hormigón, construidos de forma que el relleno y el pórtico de hormigón interactúan cuando se someten a fuerzas verticales y sísmicas.

Los rellenos aislados son rellenos aislados del marco circundante que cumplen con los requisitos de separación mínima especificados en la sección 11.4.1. Si todos los rellenos de una estructura son aislados, la estructura se analizará como una estructura aislada de acuerdo con las disposiciones de este capítulo, y los paneles de relleno aislados se analizarán de acuerdo con los requisitos del capítulo 11.

10.6.1.1 Tipos de marcos

La norma contempla 2 tipos de rellenos (mampostería y Hormigón)

10.6.1.2 Rellenos de mampostería

Las disposiciones de la sección 10.6 se aplicarán a los rellenos de mampostería, tal como se definen en el capítulo 11, que interactúan con los marcos de hormigón.

10.6.2 MARCOS DE HORMIGÓN CON RELLENOS DE MAMPOSTERÍA

10.6.2.1 Generalidades

El modelo analítico para un marco de concreto con rellenos de mampostería debe representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de vigas, losas, columnas,

uniones viga-columna, rellenos de mampostería y todas las conexiones y componentes del elemento.

Se considerará el fallo potencial en flexión, corte, anclaje, desarrollo de la armadura o aplastamiento en cualquier sección. Se incluirá la interacción con los componentes no estructurales.

Para una estructura de hormigón con relleno de mampostería que resiste las fuerzas sísmicas dentro de su plano, se permitirá la modelización de la respuesta utilizando un modelo elástico lineal siempre que el relleno no se agriete cuando se someta a las fuerzas sísmicas de diseño.

Si el relleno no se agrieta cuando se somete a las fuerzas sísmicas de diseño, se permitirá modelar el conjunto de marco y relleno como un medio homogéneo.

En el caso de una estructura de hormigón con rellenos de mampostería que se agrieta cuando se somete a las fuerzas sísmicas de diseño, se permitirá la modelización de la respuesta utilizando un modelo de estructura arriostrada diagonalmente, en el que las columnas actúan como cordones verticales, las vigas actúan como tirantes horizontales y el relleno actúa como *un puntal de compresión equivalente*.

Los requisitos para la analogía del puntal de compresión equivalente serán los especificados en el capítulo 11.

En los marcos con infijos de mampostería de altura completa, la evaluación incluirá el efecto de las fuerzas de compresión del puntal aplicadas a la columna y a la viga, ex-céntricas desde la junta de la viga y la columna.

En los pórticos con muros de mampostería de altura parcial, la evaluación incluirá la longitud efectiva reducida de los pilares por encima de la parte rellena del vano.

10.6.2.2 Rigidez de los marcos de hormigón con infijos de mampostería

10.6.2.2.1 Procedimientos lineales estáticos y dinámicos

En pórticos con rellenos en algunos tramos y sin relleno en otros, procedimientos, tal y como se especifica en el capítulo 7, y deberá tener en cuenta las interacciones entre la estructura y los componentes internos. Como alternativa, se permitirá el siguiente procedimiento para los marcos monolíticos de hormigón armado.

1. Para las vigas y los pilares de las partes no rellenas de los pórticos, en los que la deformación generalizada se toma como rotación en la zona de rótula plástica de flexión, las capacidades de rotación de la rótula plástica serán las definidas en las tablas 10-7 y 10-8.

2. Para los rellenos de mampostería, las deformaciones generalizadas y los puntos de control serán los definidos en el capítulo 11.
3. Para las vigas y los pilares de las partes rellenas de los pórticos, en los que la deformación generalizada se toma como alargamiento o desplazamiento de compresión de las vigas o los pilares, las capacidades de tensión y compresión serán las especificadas en la tabla 10-17.

Table 10-17. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Infilled Frames

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria		
	Total Strain		Residual Strength Ratio	Total Strain		
	<i>d</i>	<i>e</i>		IO	Performance Level	
					LS	CP
i. Columns modeled as compression chords ^b						
Columns confined along entire length ^c	0.02	0.04	0.4	0.003	0.03	0.04
All other cases	0.003	0.01	0.2	0.002	0.01	0.01
ii. Columns modeled as tension chords ^b						
Columns with well confined splices or no splices	0.05	0.05	0.0	0.01	0.04	0.05
All other cases	See note <i>d</i>	0.03	0.2	See note <i>d</i>	0.02	0.03

^aInterpolation shall not be permitted.

^bIf load reversals result in both conditions i and ii applying to a single column, both conditions shall be checked.

^cA column shall be permitted to be considered to be confined along its entire length where the quantity of hoops along the entire story height including the joint is equal to three-quarters of that required by ACI 318 for boundary components of concrete shear walls. The maximum longitudinal spacing of sets of hoops shall not exceed either $h/3$ or $8d_s$.

^dPotential for splice failure shall be evaluated directly to determine the modeling and acceptance criteria. For these cases, refer to the generalized procedure of Section 10.6.3.2.

10.6.2.2.3 Procedimiento dinámico no lineal

Las relaciones carga-deformación no lineales que se utilicen en el análisis mediante NDP deberán modelar el comportamiento histerético completo de cada componente utilizando propiedades verificadas mediante ensayos.

Las propiedades de descarga y recarga deberán representar las características de rigidez y degradación de la resistencia.

Las resistencias de los componentes de hormigón armado se calcularán de acuerdo con los requisitos generales de la Sección 10.3.2, modificados por otras especificaciones de este capítulo.

Las resistencias de los rellenos de mampostería se calcularán de acuerdo con los requisitos del capítulo 11.

Los cálculos de resistencia deberán considerar lo siguiente:

Limitaciones impuestas por las vigas, las columnas y las juntas en las partes no rellenas de los marcos;

Capacidad de tracción y compresión de las columnas que actúan como componentes límite de los marcos rellenos;

Fuerzas locales aplicadas desde el relleno al marco;

Fuerza del relleno; y

Conexiones con componentes adyacentes.

10.6.2.4 Criterios de aceptación para marcos de concreto con rellenos de mampostería

10.6.2.4.1 Procedimientos lineales estáticos y dinámicos

Todas las acciones de los componentes se clasificarán como controladas por la deformación o por la fuerza, según se define en la Sección 7.5.1.

En los componentes primarios, las acciones controladas por la deformación se limitarán a las acciones de flexión y axiales en vigas, losas y columnas, y a las deformaciones laterales en los paneles de relleno de mampostería.

En los elementos secundarios, las acciones controladas por las deformaciones se limitarán a las acciones identificadas para la estructura aislada en los apartados 10.4, 10.5 y 10.9, según corresponda, y para el relleno de mampostería en el apartado 11.4.

Las acciones de cálculo se determinarán según lo prescrito en el capítulo 7. Cuando los valores de DCR calculados superen la unidad, se determinarán las siguientes acciones de cálculo utilizando los principios de análisis de límites prescritos en el capítulo 7:

Momentos, cizalladuras, torsiones y acciones de desarrollo y empalme correspondientes al desarrollo de la resistencia de los componentes en vigas, columnas o rellenos de mampostería;

La carga axial del pilar correspondiente al desarrollo de la capacidad de flexión de la estructura rellena que actúa como un muro en voladizo.

Las acciones de diseño se compararán con las resistencias de diseño de acuerdo con la sección 7.5.2.2.

Los valores de *los factores m* serán los especificados en el apartado 11.4.2.4 para los rellenos de mampostería

Las partes aplicables de los apartados 10.4, 10.5 y 10.9 para las estructuras de hormi-gón;

Y la tabla 10-18 para los pilares modelados como cordones de tracción y compresión.

Aquellos componentes que tengan acciones de diseño menores que las resistencias de diseño se asumirán que satisfacen los criterios de desempeño para esos componentes.

Table 10-18. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Infilled Frames

Conditions	m-Factors ^a					
	Performance Level					
	IO	Component Type			LS	CP
		Primary		Secondary		
	LS	CP		LS	CP	
i. Columns modeled as compression chords ^b						
Columns confined along entire length ^c	1	3	4	4	5	5
All other cases	1	1	1	1	1	1
ii. Columns modeled as tension chords ^b						
Columns with well confined splices or no splices	3	4	5	5	6	6
All other cases	1	2	2	3	4	4

^aInterpolation shall not be permitted.

^bIf load reversals result in both Conditions i and ii applying to a single column, both conditions shall be checked.

^cA column may be considered to be confined along its entire length where the quantity of hoops along the entire story height, including the joint, is equal to three-quarters of that required by ACI 318 for boundary components of concrete shear walls. The maximum longitudinal spacing of sets of hoops shall not exceed either $h/3$ or $8d_v$.

10.6.2.4.2 Procedimientos estáticos y dinámicos no lineales

En el modelo de diseño, la respuesta inelástica se restringirá a aquellos componentes y acciones que se permiten para pórticos aislados, tal como se especifica en los apartados 10.4, 10.5 y 10.9, y para rellenos de mampostería, tal como se especifica en el apartado 11.4.

Las acciones calculadas de los componentes deberán satisfacer los requisitos de la sección 7.5.3.2 y no deberán exceder los valores numéricos enumerados en la tabla 10-17.

Table 10-17. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Infilled Frames

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria		
	Total Strain		Residual Strength Ratio	Total Strain		
	<i>d</i>	<i>e</i>		IO	Performance Level	
					LS	CP
i. Columns modeled as compression chords ^b						
Columns confined along entire length ^c	0.02	0.04	0.4	0.003	0.03	0.04
All other cases	0.003	0.01	0.2	0.002	0.01	0.01
ii. Columns modeled as tension chords ^b						
Columns with well confined splices or no splices	0.05	0.05	0.0	0.01	0.04	0.05
All other cases	See note <i>d</i>	0.03	0.2	See note <i>d</i>	0.02	0.03

^aInterpolation shall not be permitted.

^bIf load reversals result in both conditions i and ii applying to a single column, both conditions shall be checked.

^cA column shall be permitted to be considered to be confined along its entire length where the quantity of hoops along the entire story height including the joint is equal to three-quarters of that required by ACI 318 for boundary components of concrete shear walls. The maximum longitudinal spacing of sets of hoops shall not exceed either $h/3$ or $8d_p$.

^dPotential for splice failure shall be evaluated directly to determine the modeling and acceptance criteria. For these cases, refer to the generalized procedure of Section 10.6.3.2.

Las tablas pertinentes para los marcos aislados que figuran en las secciones 10.4, 10.5 y 10.9; y las tablas pertinentes para los rellenos de mampostería que figuran en el capítulo 11.

Las acciones de los componentes que no figuran en las tablas 10-7, 10-8 y 10-10 se tratarán como controladas por la fuerza.

CAPITULO 11 (MAMPOSTERIA)

11.2.3.7 Módulo de corte de la mampostería

El módulo de corte esperado de la mampostería (reforzada o no), G_m , se podrá tomar de la sección 1.8.2.2.1 de TMS 402.

Nota:

La rigidez al cortante de la mampostería reforzada debería tomarse idealmente como una fracción del valor de la rigidez al cortante sin fisurar. Sin embargo, la relación entre el módulo de cortante y el módulo de elasticidad para la mampostería reforzada agrietada se ha dado históricamente como 0,4 E_m .

La tabla 10-5 de esta norma proporciona una orientación similar para los muros de cortante de hormigón que normalmente se suponen agrietados.

Después de la fisuración, se sabe que la rigidez al corte se reduce sustancialmente a medida que se desarrolla el deslizamiento a lo largo de las juntas horizontales o cuando se abren grietas de tensión diagonal.

Dado que estos efectos no lineales no pueden relacionarse con el módulo elástico en compresión, el valor de 0,4 E_m sólo es apropiado para los muros no agrietados.

La rigidez al corte de los muros post-fisurados puede tomarse como una fracción de la rigidez al corte inicial.

Los datos de las pruebas realizadas por Atkinson et al. (1989) proporcionan estimaciones de la rigidez al corte basadas en un mecanismo de fricción a lo largo de las juntas horizontales.

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

11.2.4 Factor de conocimiento

Se seleccionará un factor de conocimiento, κ , para el cálculo de las capacidades y deformaciones admisibles de los componentes de mampostería de acuerdo con el apartado 6.2.4 y con los siguientes requisitos adicionales específicos para los componentes de mampostería.

Se utilizará un factor de conocimiento, κ , igual a 0,75 si se cumple alguno de los siguientes criterios:

Los componentes se encuentran dañados o deteriorados durante la evaluación y no se realizan más pruebas para cuantificar su estado o justificar el uso de $\kappa = 1,0$;

Las propiedades mecánicas tienen un coeficiente de variación superior al 25%; o

Los componentes contienen material arcaico o patentado y su estado es incierto.

11.3 MUROS DE MAMPOSTERÍA

Los procedimientos establecidos en esta sección para la determinación de la rigidez, la resistencia y la deformación de los muros de mampostería se aplicarán a los sistemas de construcción formados por cualquier combinación de muros existentes.

Las resistencias utilizadas para las acciones controladas por deformación se denominan QCE y se considerarán iguales a las resistencias esperadas obtenidas experimentalmente, calculadas mediante principios mecánicos aceptados o basadas en los valores por defecto enumerados en el apartado 11.2.3.10 y modificados por la tabla 11-1.

La resistencia esperada se define como la resistencia media máxima esperada en la gama de deformaciones a las que probablemente esté sometido el componente.

Cuando se utilicen cálculos para definir la resistencia esperada, se utilizarán las propiedades esperadas del material. A menos que se especifique lo contrario en esta norma, se permitirá el uso de los procedimientos de diseño de la resistencia especificados en TMS 402 para calcular las resistencias esperadas. El factor de reducción de la resistencia, ϕ , se considerará igual a 1,0.

Las acciones controladas por la fuerza serán las definidas en la sección 7.5.1. Las resistencias utilizadas en el diseño para las acciones controladas por la fuerza se denominan QCL y se considerarán iguales a las resistencias del límite inferior obtenidas experimentalmente, calculadas mediante principios mecánicos establecidos o basadas en los valores por defecto enumerados en la sección 11.2.3.10.

La resistencia del límite inferior se define como la media menos una desviación estándar de la resistencia en el rango de deformaciones y ciclos de carga a los que se somete el componente.

Cuando se utilicen cálculos para definir las resistencias del límite inferior, se utilizarán las propiedades del material del límite inferior. Se permite calcular las propiedades límite inferiores a partir de las propiedades esperadas utilizando los factores de conversión de la Tabla 11-1.

Cuando las acciones de diseño se determinen utilizando los procedimientos no lineales del capítulo 7, la respuesta fuerza-deformación de los componentes se representará mediante relaciones fuerza-deformación no lineales.

Las relaciones fuerza-deformación se basarán en pruebas experimentales o en la relación fuerza-deformación generalizada mostrada en la Fig. 11-1, con los parámetros c , d , e y f definidos en las tablas 11-4 y 11-7 y 11-9.

Los materiales que tienen un comportamiento frágil, como se muestra en la Fig. 11-1(b), deben considerarse acciones controladas por la fuerza.

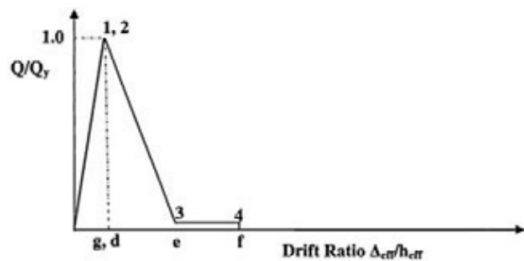
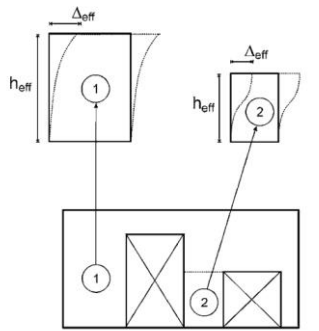


FIG. 11-1(b). Typical Generalized Force–Deformation Relation for Force-Controlled Actions for Reinforced or Unreinforced Masonry

Nota:

Las relaciones de deriva de los componentes son la relación del desplazamiento diferencial, Δ_{eff} , entre cada extremo del componente sobre la altura efectiva, h_{eff} , del componente.

Dependiendo de la geometría del muro o de la configuración de las columnas del muro, las elevaciones a las que se determinan estos parámetros pueden variar dentro del mismo elemento del muro, como se muestra en la Fig. C11-1.



h_{eff} = The effective height of the component under consideration
 Δ_{eff} = The differential displacement between the top and bottom of the component

Depending on the wall and pier geometry, the elevations at which these parameters are defined may vary in the same wall assembly.

FIG. C11-1. Effective Height and Differential Displacement of Wall Components

11.3.2 Muros de mampostería no reforzada (URM)

Los muros URM tienen cinco acciones primarias en el plano:

Las acciones en el plano controladas por la deformación:

Agrietamiento en forma escalonada a través de las juntas de mortero.

Deslizamiento de la junta

Las acciones en el plano controladas por la fuerza:

Aplastamiento del pie del muro

La tensión diagonal

La compresión vertical

11.3.2.1 Rigidez de los muros URM

La rigidez de los muros URM sujetos a fuerzas sísmicas en el plano debe determinarse considerando las deformaciones flexionales, de corte y axiales.

Para los procedimientos lineales, la rigidez de un muro URM que resista fuerzas sísmicas paralelas a su plano se considerará lineal y proporcional a las propiedades geométricas de la sección no agrietada.

Nota:

Las pruebas de laboratorio de muros de corte sólidos han mostrado que el comportamiento puede ser representado a niveles de fuerza bajos usando principios convencionales de mecánica para materiales homogéneos.

En tales casos, la rigidez lateral en el plano de un muro de corte sólido en voladizo, k , puede ser calculada usando la Ecuación (C11-1):

$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{3E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \quad (C11-1)$$

Donde

h_{eff} = altura de la pared;

A_v = área de cizallamiento;

I_g = momento de inercia de la sección bruta que representa el comportamiento sin fisuras;

E_m = módulo elástico de la mampostería; y

G_m = módulo de corte de la mampostería.

En consecuencia, la rigidez lateral en el plano de un pilar de muro entre aberturas con restricción total contra la rotación en su parte superior e inferior puede calcularse utilizando la Ecuación (C11-2):

$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{12E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \quad (C11-2)$$

11.3.2.2 Resistencia de los muros URM sujetos a acciones en el plano

La resistencia esperada en el plano de los muros URM debe ser la menor de la resistencia a la oscilación en la Sección 11.3.2.2.1 o la resistencia al deslizamiento de la junta de la cama en la Sección 11.3.2.2.2.

La resistencia en el plano inferior de los muros URM debe ser la menor de las siguientes:

La resistencia al aplastamiento del pie del muro en la sección 11.3.2.2.3

La resistencia a la tensión diagonal en la sección 11.3.2.2.4.

Nota:

Normalmente, para los pilares de URM con bajos niveles de tensión axial vertical, el balanceo o el deslizamiento gobiernan la respuesta.

A niveles más altos de tensión axial vertical, las acciones controladas por la tensión diagonal y la fuerza de aplastamiento del pie del muro.

11.3.2.2.1 Resistencia esperada al balanceo en el plano de muros URM y columnas de muros

La resistencia lateral esperada, Q_{CE} , de muros URM o componentes de las columnas de muros será la resistencia esperada al balanceo, calculada de acuerdo con la Ecuación (11-8):

$$Q_{CE} = V_r = 0,9(\alpha P_D + 0,5P_w)L/h_{eff} \quad (11-8)$$

Donde

h_{eff} = altura a la resultante de la fuerza sísmica;

L = longitud del muro o pilar del muro;

P_D = carga muerta superpuesta en la parte superior del muro o columna de muro considerado;

P_w = peso propio del pilar del muro;

V_r = resistencia del muro o de la columna del muro basada en el balanceo; y

α = factor igual a 0,5 para el muro en voladizo libre fijo, o igual a 1,0 para la pila del muro fijo.

11.3.2.2.2 Resistencia al deslizamiento en el plano de la unión de muros URM y columnas de los muros

La resistencia lateral inicial esperada, Q_{CE} , de los muros URM o de los componentes de los pilares se calculará de acuerdo con la Ecuación (11-9):

$$Q_{CE} = V_{bjs1} = V_{me}A_n \quad (11-9)$$

Donde:

A_n = área de la sección neta de mortero o lechada de un muro o pilar de muro;

V_{me} = resistencia esperada al cizallamiento por deslizamiento de la junta del lecho de acuerdo con la sección 11.2.3.6; y

V_{bjs1} = resistencia al corte inicial esperada del muro o columna, basada en la resistencia al corte por deslizamiento de la unión.

La resistencia lateral final esperada, $Q_{CE,F}$, de los muros URM o de los componentes de los pilares se calculará de acuerdo con Ecuación (11-10):

$$Q_{CE,F} = V_{bjs2} = 0,5P_D \quad (11-10)$$

Donde:

P_D = carga muerta superpuesta en la parte superior del muro o pilar considerado; y

V_{bjs2} = resistencia al corte final esperada del muro o del pilar, basada en la resistencia al corte por deslizamiento de la unión.

11.3.2.2.3 Resistencia al aplastamiento en el plano de los muros URM y columnas

La resistencia lateral límite inferior, Q_{CL} , de los muros URM o componentes de los pilares se basará en el aplastamiento de los pies límite inferior calculado de acuerdo con la Ecuación (11-11):

$$Q_{CL} = V_{tc} = (\alpha P_D + 0,5P_W) \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0,7f'm} \right) \quad (11-11)$$

Donde:

h_{eff} , L y α son los mismos que se dan para la Ecuación (11-8);

f_a = esfuerzo de compresión axial causado por las cargas de gravedad especificadas en la Ecuación (7-1);

$f'm$ = resistencia a la compresión de la mampostería inferior determinada de acuerdo con la sección 11.2.3.3;

P_D = carga muerta superpuesta en la parte superior del muro o pilar de muro considerado;

P_W = peso propio del pilar del muro; y

V_{tc} = resistencia al corte de límite inferior basada en el aplastamiento de la punta para un muro o pilar de muro.

11.3.2.2.4 Resistencia a la tensión diagonal en el plano de límites inferiores de muros URM

La resistencia lateral de límites inferiores, Q_{CL} , de muros URM se basará en la tensión diagonal de límites inferiores calculada de acuerdo con la Ecuación (11-12):

$$Q_{CL} = V_{dt} = f'_{dt} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (11-12)$$

Donde

A_n = área de la sección neta de mortero y/o lechada de un muro o pilar de muro;

$\beta = 0,67$ para $L / h_{eff} < 0,67$,

L / h_{eff} cuando $0,67 \geq L / h_{eff} \leq 1,0$, y

$1,0$ cuando $L / h_{eff} > 1,0$;

h_{eff} = altura a la resultante de la fuerza sísmica;

L = longitud del muro o pilar del muro;

F_a = esfuerzo de compresión axial causado por las cargas de gravedad especificadas en la Ecuación (7-1);

f'_{dt} = resistencia a la tensión diagonal de la mampostería de límite inferior; y

V_{dt} = resistencia al corte de límite inferior basada en el esfuerzo de tensión diagonal para el muro o pilar.

Se permitirá la sustitución de la resistencia al cizallamiento de la unión del lecho, v_{mL} , por la resistencia a la tensión diagonal, f'_{dt} en la ecuación (11-12).

11.3.2.2.5 Resistencia a la compresión vertical límite inferior de muros URM

La resistencia a la compresión vertical límite inferior de los muros URM debe estar limitada por el esfuerzo de compresión inferior de la mampostería de acuerdo con la Ecuación. (11-13).

$$Q_{CL} = P_{CL} = 0,80(0,85f'_m A_n) \quad (11-13)$$

Donde:

f'_m es igual a la resistencia a la compresión del límite inferior determinada de acuerdo con la sección 11.2.3.3; y

A_n = área de la sección neta de mortero y/o lechada.

11.3.2.3 Criterios de aceptación para acciones en el plano de URM

La secuencia de acciones en el plano es difícil de modelar de manera confiable, particularmente cuando las acciones tienen fuerzas similares o cuando pueden ocurrir combinaciones de acciones.

Los efectos bidireccionales también son difíciles de cuantificar de forma fiable.

La degradación de la rigidez causada por las fallas de corte en el plano se suma a la probabilidad de inestabilidad fuera del plano de los muros URM.

11.3.2.3.1 Procedimientos Lineales para Acciones de Muros URM

Para los procedimientos lineales en las Secciones 7.4.1 y 7.4.2, las acciones de los componentes deberán ser comparadas con las capacidades de acuerdo con la Sección 7.5.2.2.

Cuando la respuesta del muro URM en el plano se rige por el deslizamiento de las juntas horizontal, se utilizará V_{bjs1} cuando se evalúe el comportamiento del componente en el Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata y se utilizará V_{bjs2} para todos los demás Niveles de Desempeño.

Los factores m para su uso con la resistencia esperada correspondiente se obtendrán de la Tabla 11-3.

Table 11-3. Linear Static Procedure— m -Factors for URM In-Plane Walls and Wall Piers

Limiting Behavioral Mode	Performance Level				
	Primary			Secondary	
	IO	LS	CP	LS	CP
Rocking ^{a,b}	$1 \leq 1.5h_{eff}/L \leq 1.5$	$1.5 \leq 3h_{eff}/L^b \leq 3.75$	$2 \leq 4h_{eff}/L^b \leq 5$	$2 \leq 4h_{eff}/L^b \leq 5$	$3 \leq 6h_{eff}/L^b \leq 8$
Bed-joint sliding	1	3	4	6	8

^aAll rocking-controlled walls and wall piers shall comprise a minimum thickness of 6 in. and, for solid brick masonry, a minimum of two wythes. Multi-wythe solid brick masonry walls and wall piers shall be connected with bonded solid headers.

^b m -factors for rocking apply only for walls and wall piers with f_a/f'_m ratios less than or equal to 4%, unless it can be demonstrated by analysis using moment curvature or other acceptable means that toe crushing does not occur at the expected pier drift; otherwise, walls and wall piers shall be considered force controlled. Alternatively, nonlinear procedures and acceptance criteria should be used, in accordance with Section 11.3.2.3.2.

11.3.2.3.2 Procedimientos no lineales para muros URM en el plano

Para el procedimiento estático no lineal (NSP) de la sección 7.4.3, los componentes de los muros deberán cumplir los requisitos de la sección 7.4.3.2.

Para los componentes de deformación controlada, las deformaciones no lineales no deberán exceder los valores indicados en la Tabla 11-4.

Table 11-4. Nonlinear Procedures—Simplified Force-Deflection Relations for URM In-Plane Walls and Wall Piers^a

Residual Strength Ratio	Limiting Behavior Mode				Acceptance Criteria Performance Level		
	c (%)	d (%)	e (%)	f (%)	IO (%)	LS (%)	CP (%)
Rocking ^b	$V_{ic,r}/V_r$	$100\Delta_{ic,r}/h_{eff}$	$100\Delta_{ic,r}/h_{eff}$	$100(\Delta_{ic,r}+\Delta_y)/h_{eff}$	0.1	$0/h_{eff}$ but not greater than 2.25%	$100\Delta_{ic,r}/h_{eff}$ but not greater than 2.5%
Bed-joint sliding	V_{bj2}/V_{bj1} ^d	0.4	1.0	$1.0+100\Delta_y/h^c$	0.1	0.75	1.0

^aInterpolation shall be used between table values.

^bAll rocking walls and wall piers shall comprise a minimum thickness of 6 in. and, for solid brick masonry, a minimum of two wythes. Multi-wythe solid brick walls and wall piers shall be connected with bonded solid headers. $V_{ic,r}$ is the seismic shear force associated with the onset of toe crushing after rocking initiates. The axial compressive stress on the toe caused by gravity loads, f_{gr} , shall be based on the strain of the rocking pier and an equivalent compression zone of the effective net section of the rocking pier that is in bearing immediately before the onset of crushing, consistent with Section 3.3.2(g) of TMS 402, or some other analytical approach based on engineering mechanics and the stress-strain response of the materials that comprise the pier and its interface with supporting components. $\Delta_{ic,r}$ is the lateral displacement associated with the onset of toe crushing $V_{ic,r}$.

^cPoint f on the force-deformation curve where vertical-load-carrying capacity is diminished shall be based on the drift associated with no greater than one-half the width of the masonry units or units at the spring line of masonry arches, assuming that bed-joint sliding occurs entirely within one bed joint in a wall or pier.

^d V_{bj1} and V_{bj2} shall be calculated in accordance with Section 11.3.2.2.2.

Las variables d, e y f, que representan las capacidades de deformación no lineal para los componentes primarios y secundarios, se expresarán en términos de porcentajes de relación de deriva, tal como se define en la Fig. 11-1(a).

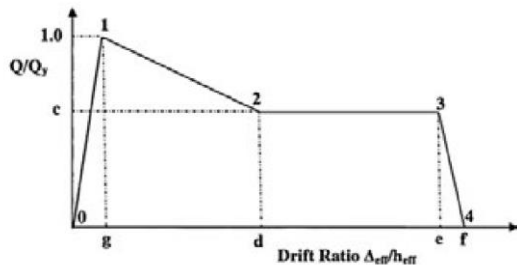


FIG. 11-1(a). Typical Generalized Force-Deformation Relationship for Deformation-Controlled Actions for Reinforced or Unreinforced Masonry

Para el procedimiento dinámico no lineal (PDN) indicado en la sección 7.4.4, los componentes de muros y pilas de muros deberán cumplir los requisitos de la sección 7.4.4.2.

Las relaciones no lineales fuerza-deflexión para los componentes de muros con control de deformaciones se establecerán a partir de la información indicada en la tabla 11-4, o de un procedimiento aprobado basado en una evaluación exhaustiva de las características histeréticas de dichos componentes.

Nota:

La revisión de la Fig. C11-4 de la Fig. 7-4 de ASCE 41-06 tiene por objeto proporcionar al usuario de esta norma una relación generalizada de fuerza-deformación que sea coherente con la mecánica de ingeniería de un sistema de balanceo y los resultados de las pruebas de pilares URM de balanceo individuales.

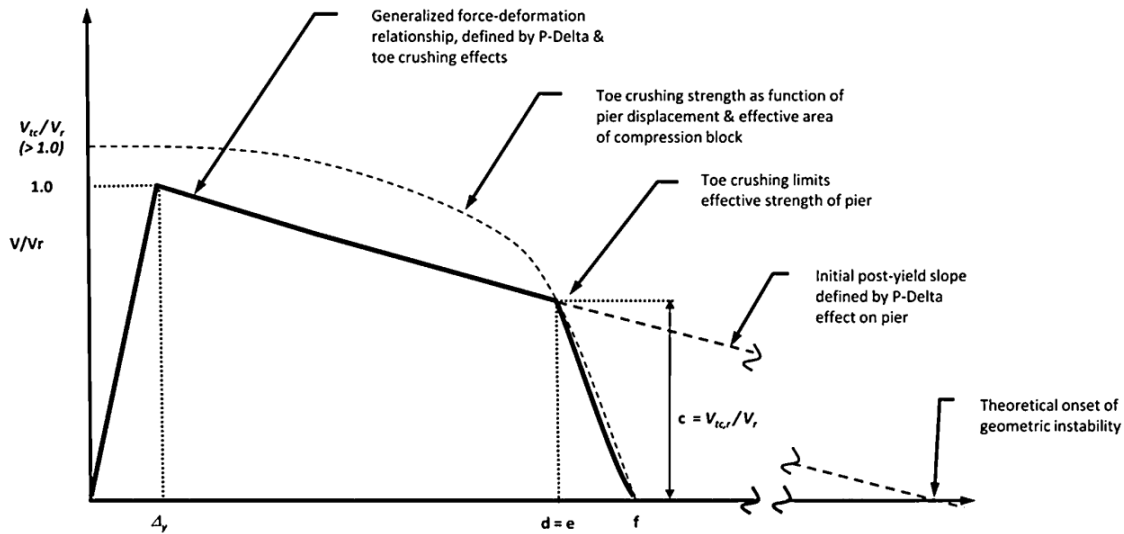


FIG. C11-4. Generalized Force-Deformation Relationship for Rocking URM Walls or Wall Piers

La respuesta no lineal de los pilares URM basculantes se caracteriza generalmente por una pendiente negativa posterior a la cesión causada por los efectos P-delta y por el eventual aplastamiento de la punta del pilote a medida que el área de apoyo efectiva en la punta del pilote basculante se reduce a cero bajo un desplazamiento lateral creciente.

Este aplastamiento latente de la punta difiere del especificado en la sección 11.3.2.2.3 porque suele ocurrir con rotaciones mayores y cizalladuras menores.

La deformación asociada al inicio del aplastamiento de la punta se considerará explícitamente en el análisis no lineal o se establecerá y comprobará mediante un enfoque analítico de momento-curvatura o similar.

Las revisiones de los criterios de aceptación y modelización del balanceo en la Tabla 11-4 de la Tabla 7-4 de ASCE 41-06 proporcionan una alineación con la Fig. C11-4. Además, se han añadido límites superiores a la deriva basados en los resultados de las pruebas de pilares URM individuales que tenían el balanceo como modo primario de respuesta.

Los resultados de las pruebas indican que para los muros URM que se rigen por una respuesta de balanceo inicial, las derivas de al menos 1,5% son sostenibles para ciertas configuraciones de la relación de aspecto y la carga axial, con la degradación de la resistencia nominal, siempre que el aplastamiento de los dedos no se encuentre para controlar a derivas más bajas.

Para derivas superiores al 1,5%, los efectos fuera del plano (por ejemplo, la torsión de los pilares en sus bases) pueden influir en el comportamiento del muro.

Los resultados de la investigación sobre **el deslizamiento** indican que los límites de deformación de los componentes secundarios para la seguridad vital y la prevención

del colapso pueden aumentarse, recomiendan una curva de deformación de fuerza representativa que se muestra en la Fig. C11-5.

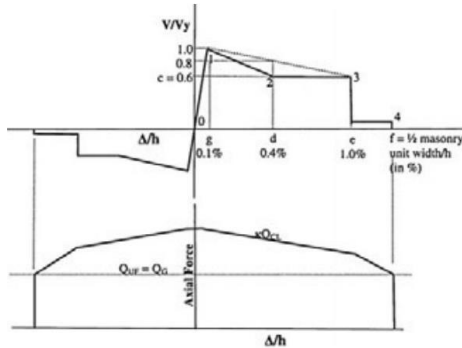


FIG. C11-5. Bed-Joint Sliding Action in URM Walls

Se dispone de varios resultados de pruebas hasta el 1% de deriva, pero sólo hay dos pruebas más allá de eso, por ello, se espera una capacidad de carga vertical más allá del punto *e*; sin embargo, los datos de pruebas unidireccionales son muy limitados.

Actualmente no se dispone de ensayos bidireccionales que den cuenta de la pérdida potencialmente más temprana de la capacidad de carga vertical antes del punto *f* que podría ser causada por acciones fuera del plano que comprometen las acciones dentro del plano.

11.3.3 Muros de mampostería no reforzados sujetos a acciones fuera del plano

Como se requiere en la Sección 7.2.11, la estabilidad fuera del plano de los muros URM deberá ser evaluada para fuerzas inerciales fuera del plano considerando los componentes que se extienden verticalmente entre niveles de diafragma cuando hay conexiones efectivas de muro a diafragma.

Los muros URM no deben ser analizados para acciones fuera del plano usando el procedimiento estático lineal (LSP) o el procedimiento estático no lineal (NSP) prescrito en el Capítulo 7.

11.3.3.1 Rigidez de los muros URM sometidos a acciones fuera del plano

La rigidez fuera del plano de los muros se despreciará en los modelos analíticos que consideran las características del sistema estructural global en la dirección ortogonal.

11.3.3.2 Resistencia de los muros URM sujetos a acciones fuera del plano

A menos que se considere la acción de arco, el agrietamiento por flexión se limitará por los valores de esfuerzo de tracción esperados dados en la Sección 11.2.3.5.

La acción debida a la flexión del muro sólo se considerará si los elementos circundantes del piso, el techo, la columna tienen suficiente rigidez y resistencia para resistir los empujes del arqueado de un panel de muro.

Los muros separados por juntas de collarín que no estén adheridos o que tengan una relación de vacío efectiva superior al 50% no se considerarán parte del espesor efectivo del muro para el comportamiento fuera del plano.

Nota:

Las pruebas in situ han demostrado que los diafragmas de madera no proporcionan acción de arco.

Los revestimientos, las capas exteriores de los muros con cámara de aire y las capas sin capas de cabecera adecuadas o con ratios de vacíos efectivos en las juntas de cuello superiores al 50% no deben considerarse como parte del espesor efectivo de los muros URM para acciones fuera del plano.

11.3.3.3 Criterios de Aceptación para Muros URM Sujetos a Acciones Fuera del Plano

Para el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata, no se permitirá el agrietamiento por flexión en muros URM causado por cargas inerciales fuera del plano.

La resistencia a la flexión de las uniones está limitada por la Sección 11.3.3.2 o la Tabla 11-2(a).

Para el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Vital, se permitirá el agrietamiento por flexión en muros URM causado por cargas inerciales fuera del plano, siempre que los segmentos de muro agrietados permanezcan estables durante la excitación dinámica.

La estabilidad se comprobará utilizando modelos analíticos de integración de pasos de tiempo que consideren las historias de tiempo de aceleración en la parte superior y en la base de un panel de muro.

Para el nivel de desempeño estructural de prevención de colapso, no es necesario verificar la estabilidad de los muros que se extienden verticalmente con una relación altura/espesor (h/t) menor que la indicada en la Tabla 11-5.

Table 11-5. Permissible h/t Ratios for URM Subject to Out-of-Plane Actions

Wall Types	$S_{x1} \leq 0.24 g$	$0.24 g < S_{x1} \leq 0.37 g$	$S_{x1} > 0.37 g$
Walls of one-story buildings	20	16	13
First-story wall of multistory building	20	18	15
Walls in top story of multistory building	14	14	9
All other walls	20	16	13

11.4 RELLENOS DE MAMPOSTERÍA

Los paneles de relleno de mampostería se considerarán elementos primarios de un sistema sismorresistente. Para el nivel de desempeño estructural de prevención de colapsos, si el análisis muestra que el marco circundante permanece estable después de la pérdida de un panel de relleno, se permitirán dichos paneles de relleno que no cumplan con los criterios de aceptación de esta sección.

11.4.1 Tipos de rellenos de mampostería

Los rellenos incluyen paneles de mampostería contruidos parcial o totalmente dentro del plano de marcos de acero u hormigón y delimitados por vigas y columnas.

Los tipos de paneles de relleno considerados en esta norma incluyen la mampostería de unidades de arcilla no reforzadas, la mampostería de hormigón sólido, la mampostería de unidades huecas de hormigón y la mampostería de tejas huecas de arcilla.

Esta norma no contempla los paneles de piedra o de bloques de vidrio.

Los paneles de relleno se considerarán aislados del marco circundante cuando existan huecos en la parte superior y en dos lados que se adapten a las deflexiones laterales máximas previstas del marco.

Los paneles aislados deberán estar sujetos en la dirección transversal para asegurar la estabilidad bajo fuerzas fuera del plano.

Los paneles en pleno contacto con los elementos del marco en sus cuatro lados se denominan "paneles de relleno a cortante".

Para estos paneles, se evaluarán las fuerzas ejercidas sobre los elementos del marco y las conexiones causadas por la interacción marco-marco.

11.4.1.1 Paneles de mampostería existentes

Los paneles de mampostería existentes considerados en esta sección incluirán todos los rellenos estructurales de un sistema de edificación que estén en su lugar antes de la retroalimentación sísmica.

Para los paneles de relleno existentes, las fuerzas sísmicas aplicadas dentro de su plano se considerarán por separado, como se describe en la sección 11.4.2, de las fuerzas normales a su plano, como se describe en la sección 11.4.3.

Se asumirá que los rellenos de mampostería existentes se comportan igual que los rellenos de mampostería nuevos, siempre que la mampostería se encuentre en buen o regular estado según se define en esta norma.

11.4.2 Acciones en el Plano del Relleno de Mampostería

Se permitirá el cálculo de la rigidez y resistencia en el plano del relleno de mampostería basado en el análisis no lineal de elementos finitos de una subestructura de marco compuesto con paneles de relleno que tengan en cuenta la presencia de aberturas, el agrietamiento posterior al rendimiento y la degradación cíclica de la mampostería.

Se permitirá el uso de modelos numéricos simplificados con puntales diagonales para simular el efecto del relleno para modelar pórticos rellenos.

Debido a la complejidad del sistema estructural causada por la interacción marco-relleno, los modelos de elementos finitos se validarán teniendo en cuenta los datos experimentales publicados o específicos del proyecto, procedentes de ensayos cíclicos cuasiestáticos o dinámicos, o bien se utilizarán los métodos de los apartados 11.4.2.1 y 11.4.2.2.

11.4.2.1 Rigidez - Acciones en el Plano del Relleno de Mampostería

La rigidez inicial en el plano de un marco relleno no agrietado con un panel sólido de mampostería no reforzado se estimará usando la Ecuación (11-14), asumiendo que la estructura es una columna compuesta en voladizo, con las columnas siendo las alas y la pared de mampostería el alma de la columna.

$$K_{ini}^{solid} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{K_{shi}}} \quad (11-14)$$

Donde:

K_{fl} = la rigidez a la flexión del pilar compuesto equivalente en voladizo; y

K_{shi} = la rigidez al corte del pilar compuesto equivalente en voladizo.

Para la rigidez a flexión, K_{fl} , se considerarán las propiedades equivalentes de la columna compuesta, aunque para la rigidez a cortante rigidez sólo se puede considerar la contribución del muro.

La rigidez a la flexión se calculará a partir de la ecuación (11-15):

$$K_{fl} = \frac{3EI_{ce}}{h_{cb}^3} \quad (11-15)$$

Donde:

h_{cb} = la altura de la columna compuesta;

E_c = el módulo de elasticidad del hormigón; y

I_{ce} = el momento de inercia equivalente de la sección de hormigón transformada

El momento de inercia agrietado, I_{ce} , depende de la relación de módulos elásticos del hormigón o del acero y de la mampostería y de la geometría de la sección transversal.

Alternativamente, el módulo de elasticidad de la mampostería puede utilizarse en la Ecuación (11-15) si la sección transversal del material compuesto se transforma en una sección transversal de mampostería equivalente.

Suponiendo que el esfuerzo cortante es uniforme en todo el muro, la rigidez al corte se calculará a partir de la Ec. (11-16):

$$K_{sh} = \frac{A_w G_m}{h_w} \quad (11-16)$$

Donde:

A_w = superficie de la pared interior;

G_m = módulo de corte de la mampostería; y

h_w = altura del muro interior.

El módulo de corte de la mampostería se medirá o calculará a partir de la ecuación (11-17):

$$G_m = 0,4E_m \quad (11-17)$$

Donde:

E_m = módulo de elasticidad del muro de mampostería obtenido según el apartado 11.2.3.4.

Nota:

La rigidez lateral en el plano de un sistema de marco relleno no es la misma que la suma de las rigideces del marco y del relleno debido a la interacción del relleno con el marco circundante.

Los experimentos han demostrado que, bajo fuerzas sísmicas, el marco tiende a separarse del relleno a pequeñas deformaciones laterales.

Esta separación provoca la reducción de la rigidez lateral, lo que desencadena el comportamiento no lineal de la estructura en el punto 1 de la Fig 11-1. Se ha observado que la resistencia en este punto es de hasta el 60% de la fuerza sísmica máxima.

A menudo se considera que el panel de relleno actúa como un puntal de compresión diagonal.

La ubicación y orientación del puntal no puede definirse claramente, y se han propuesto diferentes geometrías con puntales a lo largo de la diagonal del marco ubicados concéntricamente (Fig. C11-6), excéntricamente (Fig. C11-7), en un ángulo de 45 grados (Fig. C11-8), o con una combinación de puntales para tener en cuenta las aberturas (Fig. C11-9) en los rellenos perforados

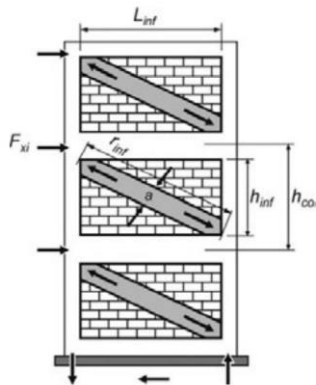


FIG. C11-6. Compression Strut Analogy—Concentric Struts

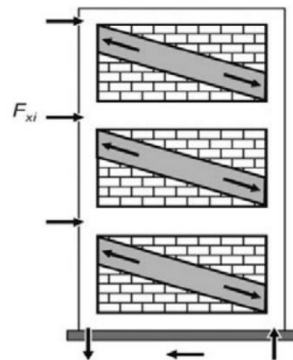


FIG. C11-7. Compression Strut Analogy—Eccentric Struts

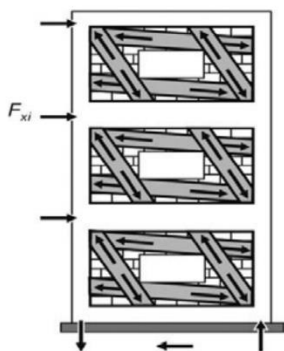


FIG. C11-9. Compression Strut Analogy—Perforated Infills

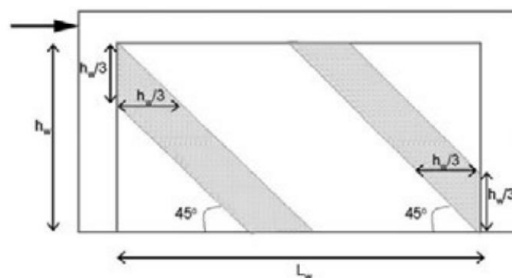


FIG. C11-8. Compression Strut Analogy—Struts at 45 Degrees Acting at the Top of the Left (Windward) Column and the Bottom of the Right (Leeward) Column
Source: Stavridis (2009); reproduced with permission

Debido a que el trabajo teórico y los datos experimentales para determinar la colocación de los puntales múltiples y las propiedades de los puntales no son suficientes para establecer directrices fiables para todas las configuraciones posibles de los rellenos, la selección de las ubicaciones, anchos y orientaciones de los puntales requiere un juicio sobre una base de caso por caso.

El profesional del diseño debe ser consciente de que, si se construyen modelos analíticos con elementos de marco para simular el comportamiento de los marcos rellenos bajo fuerzas sísmicas, los resultados pueden verse afectados significativamente por las ubicaciones de los puntales seleccionados.

11.4.2.3 Acciones de resistencia en el plano del muro

En la transferencia de cortante en el piso a través de un panel de relleno de mampostería confinado dentro de un marco de concreto o acero se permite considerar una acción de deformación controlada si el parámetro de deformación ***d*** es **por lo menos dos veces** el parámetro de deformación ***g***.

La resistencia esperada al corte del panel en el plano se determinará de acuerdo con los requisitos de esta sección.

Para los paneles sólidos de relleno, la resistencia al corte esperada del relleno, V_{ine} , se calculará de acuerdo con la Ecuación (11-19):

$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni}f_{vie} \quad (11-17)$$

Donde:

A_{ni} = área de la sección neta de mortero y/o lechada a través del panel de relleno; y
 f_{vie} = resistencia al corte esperada de las juntas de la cama de relleno de mampostería.

La resistencia al corte esperada de las infraestructuras existentes, f_{vie} , no debe exceder la resistencia al corte esperada de la junta horizontal de mampostería, V_{me} , determinada de acuerdo con la Sección 11.2.3.6.1 o 11.2.3.6.2.

La fuerza de compresión diagonal en el relleno no deberá superar la resistencia a la compresión del panel de relleno.

Al calcular la resistencia en el plano, sólo se tendrán en cuenta las secciones (hojas) que estén en pleno contacto con los elementos del armazón, a menos que se disponga de un anclaje positivo capaz de transmitir las fuerzas en el plano desde los miembros del armazón a todas las secciones (hojas) de mampostería en todos los lados de los muros.

Nota:

La resistencia del puntal de mampostería puede estimarse de acuerdo con el procedimiento descrito en la sección B3.4.3 de TMS 402.

La fuerza de compresión en el relleno puede estimarse suponiendo el desarrollo de un puntal diagonal para relaciones de aspecto inferiores a 1,5 y de dos puntales diagonales para relaciones de aspecto mayores.

En este último caso, la fuerza se distribuye entre los puntales diagonales a lo largo de ángulos de 45 grados que se inician cerca de la parte superior de la columna de barlovento y la parte inferior de la columna de sotavento.

La altura de apoyo del puntal sobre los pilares y las vigas puede suponerse que es un tercio de su altura.

La resistencia a la compresión del relleno se obtiene a partir de la ecuación (C11-3):

$$F_{mc} = f'm \left(\frac{h}{3}\right) t_w \quad (11-17)$$

Donde:

$f'm$ = resistencia a la compresión de la mampostería;

h = altura del muro de relleno; y

t_w = espesor del muro de relleno.

La resistencia del relleno puede considerarse como un tope para la fuerza que puede soportar el relleno y se comparará con la fuerza diagonal soportada por cada puntal.

Si la fuerza es inferior a la resistencia, el relleno puede transferir la fuerza estimada.

Si la fuerza es mayor, la resistencia lateral deberá ajustarse en consecuencia a la baja.

11.4.2.4 Criterios de aceptación de las acciones en el plano del muro de relleno

Los criterios de aceptación de los procedimientos lineales y no lineales se ajustarán a esta sección.

Nota:

Se asume que el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata se alcanza cuando ocurre un agrietamiento visual significativo de un relleno de mampostería no reforzado.

Se supone que el Nivel de Rendimiento Estructural de Seguridad Vital se alcanza cuando se produce un agrietamiento sustancial del relleno de mampostería.

Se supone que la prevención del colapso se alcanza cuando la posibilidad de que el panel, o alguna parte del mismo, se salga del marco es alta.

Los fallos en las vigas de los pórticos rellenos no suelen observarse porque las vigas suelen estar protegidas por el efecto de la rigidez en el plano del muro de mampostería del piso superior.

La resistencia residual, c, de los pórticos rellenos no puede estimarse de forma fiable debido al fallo frágil de los sistemas interiores.

Las grietas en el plano que se desarrollan en la relación de deriva, d, pueden debilitar el interior, aumentando el potencial de colapso debido a las fuerzas sísmicas fuera del plano.

Por lo tanto, no debe confiarse en la resistencia residual, y las relaciones de deriva d y e pueden considerarse iguales.

11.4.2.4.2 Criterios de Aceptación para Procedimientos Lineales para Muros de Relleno en el Plano

Se permite que las acciones en los rellenos de mampostería se consideren controladas por la deformación.

Para los procedimientos lineales de las Secciones 7.4.1 y 7.4.2, las acciones de los componentes se compararán con las capacidades de acuerdo con la Sección 7.5.2.2.

Los factores *m* para usar en la Ecuación (7-36) serán los especificados en la Tabla 11-8

Table 11-8. Linear Procedure—*m*-Factors for Masonry Infill Panels^a

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{inc}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	<i>m</i> -Factors		
		IO	LS	CP
$\beta < 0.7$	0.5	1.0	4.0	NA
	1.0	1.0	3.5	NA
	2.0	1.0	3.0	NA
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	1.5	6.0	NA
	1.0	1.2	5.2	NA
	2.0	1.0	4.5	NA
$\beta \geq 1.3$	0.5	1.5	8.0	NA
	1.0	1.2	7.0	NA
	2.0	1.0	6.0	NA

^aInterpolation shall be used between table values. In this table, NA means not available.

Para un panel de relleno, la acción de la fuerza sísmica, QE , será la componente horizontal de la fuerza axial no reducida en el miembro del puntal equivalente.

Para determinar *los factores m* de acuerdo con la Tabla 11-8, la relación entre las resistencias del pórtico y de la infraestructura, β , se determinará considerando la resistencia lateral esperada de cada componente.

V_{fre} es la resistencia esperada al corte del piso de la estructura desnuda tomada como la capacidad de corte de la columna.

11.4.2.4.3 Criterios de aceptación de los procedimientos no lineales para las acciones en el plano de los muros de relleno

Para el NSP dado en la sección 7.4.3, los paneles de relleno deberán cumplir los requisitos de la sección 7.5.3.2.

Las derivas laterales no lineales no deberán superar los valores indicados en la Tabla 11-9.

Table 11-9. Nonlinear Procedure—Simplified Force–Deflection Relations for Masonry Infill Panels^a

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{inc}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	Residual Strength Ratio c	d (%)	e^b (%)	Acceptance Criteria	
					LS (%)	CP (%)
$\beta < 0.7$	0.5	NA	0.5	NA	0.4	NA
	1.0	NA	0.4	NA	0.3	NA
	2.0	NA	0.3	NA	0.2	NA
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	NA	1.0	NA	0.8	NA
	1.0	NA	0.8	NA	0.6	NA
	2.0	NA	0.6	NA	0.4	NA
$\beta \geq 1.3$	0.5	NA	1.5	NA	1.1	NA
	1.0	NA	1.2	NA	0.9	NA
	2.0	NA	0.9	NA	0.7	NA

^aInterpolation shall be used between table values. In this table, NA means not available.

^bDrift ratio e is permitted to be equal to d .

La variable d , que representa las capacidades de deformación no lineal, se expresará en términos de la relación de deriva del piso en porcentaje, como se define en la Fig. 11-1.

Para la determinación de los niveles de deriva aceptables utilizando la Tabla 11-9, la relación entre las resistencias del marco y de la infraestructura, β , se determinará considerando la resistencia lateral esperada de cada componente.

Para el NDP indicado en el apartado 7.4.4, los paneles de relleno deberán cumplir los requisitos del apartado 7.5.3.2.

Las relaciones no lineales fuerza-deflexión para los paneles de relleno se establecerán a partir de la información indicada en la tabla 11-9 o de un procedimiento aprobado basado en una evaluación completa de las características histeréticas de dichos componentes.

11.4.3 Acciones fuera del plano de muros de mampostería

Los paneles de relleno no reforzados con relaciones h_{inf} / t_{inf} menores que las dadas en la Tabla 11-10, y que cumplen con los requisitos para la acción de arco dados en la siguiente sección, **no necesitan ser analizados para fuerzas sísmicas fuera del plano.**

Table 11-10. Maximum h_{inf}/t_{inf} Ratios

Performance Level	Very Low and Low Seismicity	Moderate Seismicity	High Seismicity
IO	14	13	8
LS	15	14	9
CP	16	15	10

11.4.3.1 Actuaciones fuera del plano de los muros de rigidez

Los paneles de rigidez se considerarán **elementos locales** que se extienden fuera del plano verticalmente entre los niveles del piso u horizontalmente a través de los tramos de los marcos.

La rigidez fuera del plano de los paneles de relleno se despreciará en los modelos analíticos del sistema estructural global en la dirección ortogonal.

La rigidez a la flexión de los rellenos de mampostería no agrietados sometidos a fuerzas transversales se basará en las secciones netas mínimas de la mampostería con mortero y lechada.

La rigidez a la flexión de los rellenos agrietados no reforzados sometidos a fuerzas transversales se supondrá igual a cero, a menos que se considere la acción del arco.

La acción de arqueado sólo se considerará si se dan todas las condiciones siguientes:

El panel está en pleno contacto con los componentes del marco circundante;

El producto del módulo elástico del material del bastidor, E_{fe} , por el momento de inercia, I_f , del componente más flexible del bastidor supera un valor de $3,6 \times 10^9 \text{ lb} \cdot \text{in}^2$;

Los componentes del bastidor tienen suficiente fuerza para resistir los empujes del arqueado de un panel de relleno; y

La relación h_{inf} / t_{inf} es menor o igual a 25.

Si se considera la acción de arco, la deflexión en la mitad de la altura normal al plano de un panel de relleno, Δ_{inf} , dividida por la altura de relleno, h_{inf} , se determinará de acuerdo con la Ecuación (11-20):

$$\frac{\Delta_{inf}}{h_{inf}} = \frac{0,002 \left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right)}{1 + \sqrt{1 - 0,002 \left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right)^2}} \quad (11-20)$$

En el caso de los paneles de relleno que no cumplan los requisitos de acción de arco, las deflexiones se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en los apartados 11.3.3 o 11.3.5.

11.4.3.2 Acciones de resistencia de muros fuera del plano

Cuando no se considere la acción de arqueo, la resistencia de límite inferior de un panel de relleno URM estará limitada por la resistencia de tensión de flexión de mampostería de límite inferior, $f't$, que se tomará como 0,7 veces la resistencia de tensión esperada, f_{te} , determinada de acuerdo con la Sección 11.2.3.5.

Si se considera la acción de arco, la resistencia fuera del plano de un panel de relleno en lb/pie², q_{in} , se determinará utilizando la Ecuación (11-21):

$$Q_{CL} = q_{in} = \frac{0,7f'm\lambda_2}{\left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right)} \times 144 \quad (11-21)$$

Donde:

$f'm$ = límite inferior de la resistencia a la compresión de la mampostería determinado de acuerdo con la sección 11.2.3.3; y

λ_2 = parámetro de esbeltez definido en la tabla 11-11.

Table 11-11. Values of λ_2 for Use in Eq. (11-21)

h_{inf}/t_{inf}	5	10	15	25
λ_2	0.129	0.060	0.034	0.013

Note: Interpolation shall be used.

11.4.3.3 Criterios de aceptación-Acciones de muros fuera del plano

Los paneles de relleno cargados fuera del plano no se analizarán con el LSP o NSP prescrito en el capítulo 7.

La resistencia transversal inferior de los paneles de relleno URM deberá superar las presiones normales prescritas en el apartado 7.2.11.

Si se utiliza el NDP, los siguientes criterios de rendimiento se basarán en la deflexión máxima fuera del plano normal al plano del muro:

Para la ocupación inmediata Rendimiento estructural

En el nivel, el coeficiente de deriva fuera del plano de un panel debe ser igual o inferior al 2%;

Para el Nivel de Rendimiento Estructural de Seguridad Vital,
La relación de deriva fuera del plano de un panel debe ser igual o menor al 3%; y

Para el nivel de desempeño estructural de prevención de colapsos,
La relación de deriva fuera del plano de un panel debe ser igual o menor al 5%.

Si se demuestra que la estructura circundante permanece estable después de la pérdida de un panel de relleno, los paneles de relleno no estarán sujetos a los límites del nivel de rendimiento estructural de prevención de colapsos.

Nota:

El Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata se asume que se alcanza cuando se produce un agrietamiento visual significativo de un relleno de mampostería no reforzada.

El Nivel de Desempeño Estructural de Prevención de Colapso se supone que se alcanza cuando se produce un daño sustancial en el relleno de la mampostería no reforzada y el potencial es alto para que el panel, o alguna parte de él, se salgan del marco.

ANEXO 3

“NORMA MEXICANA PARA MAM- POSTERÍA”

ESTUDIO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA SEGÚN LA NORMA MEXICANA “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DISEÑO CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAS MAMPOSTERÍA 19 OCTUBRE-2020”

En este caso se estudian los muros de mampostería de tipo “muro diafragma”, que se encuentran el capítulo 4 de la norma en estudio previamente mencionada.

4.1 ALCANCE

Los muros diafragma son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada o reforzada interiormente.

Mampostería confinada:

Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos adjuntos en las siguientes imágenes. En esta modalidad, los castillos o porciones de ellos se cuelan una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Castillos y dalas:

Los castillos y dalas deberán cumplir con lo siguiente

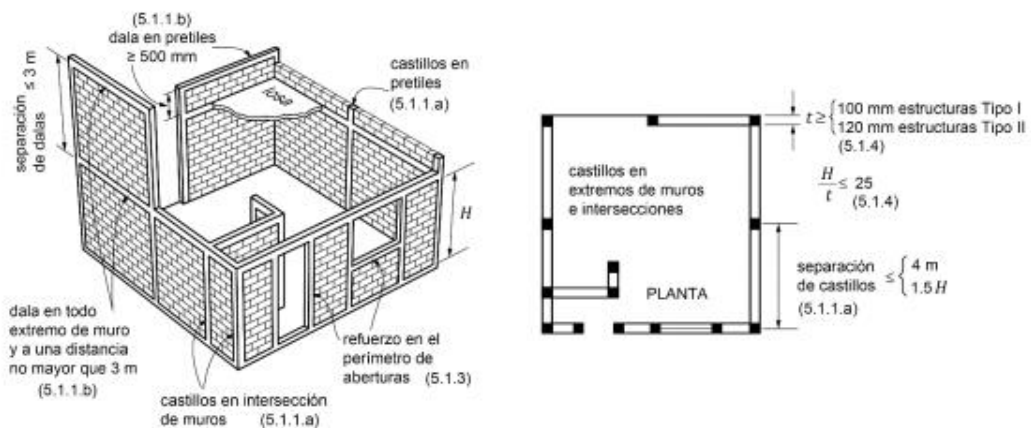


Figura 5.1.1 Requisitos para mampostería confinada

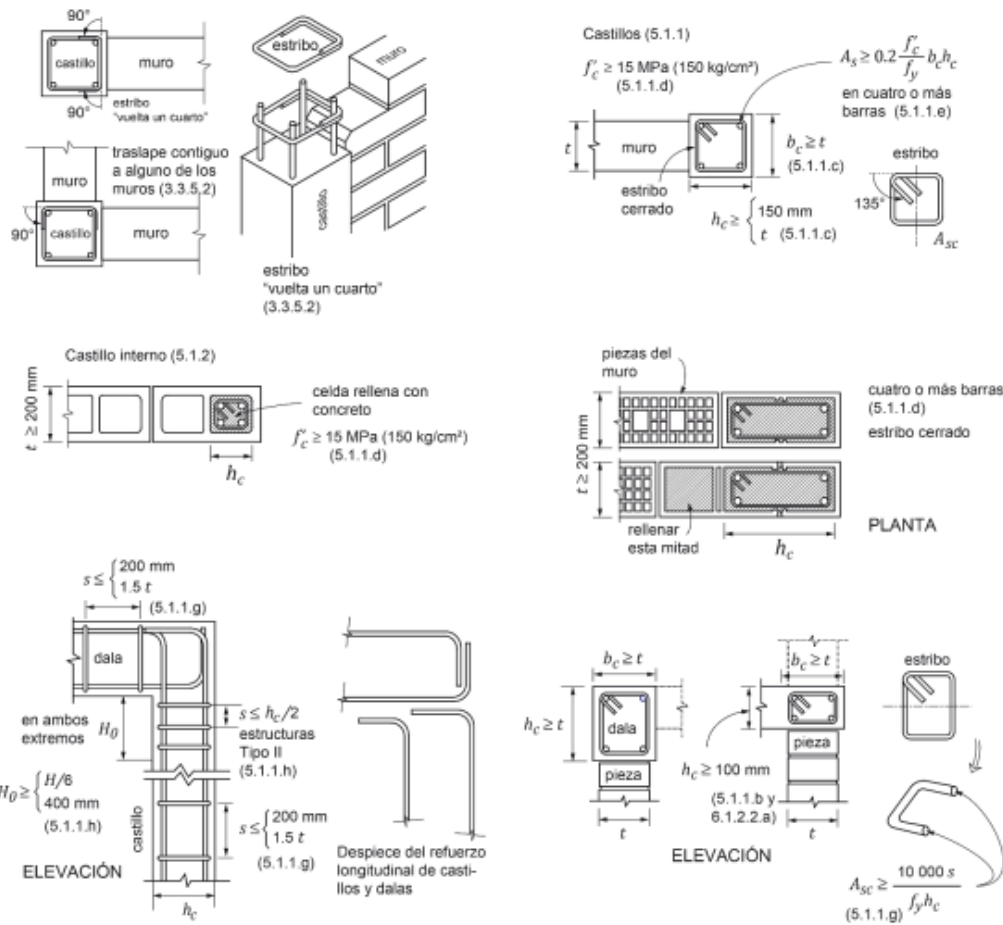


Figura 5.1.2 Castillos y dalas

Además, este tipo de mampostería debe cumplir con los requisitos técnicos que se explican detalladamente en el capítulo 5.1 de la norma en estudio.

Mampostería reforzada interiormente:

Es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos 6.1.1 a 6.1.9 que se encuentran explicados al detalle en el capítulo 6 de la norma en estudio.

Los muros-diafragma deberán cumplir con lo siguiente:

a) El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm en edificaciones Tipo I, ni que 120 mm para edificaciones Tipo II.

b) Se revisará que las resistencias de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y a tensión diagonal calculadas en las secciones 4.3 a 4.5, respectivamente, sean iguales

o superiores a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con el inciso 4.2.1.

c) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

d) Los muros diafragma deberán construirse de modo de garantizar su contacto con las columnas y vigas del marco, a todo lo largo de la junta.

4.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma

Se deberá tomar en cuenta la rigidez lateral de los muros diafragma para estimar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura. Para tal efecto, se deberá emplear cualquier modelo de análisis que satisfaga el criterio de 3.2.1.

Siendo el criterio 3.2.1 el criterio general siguiente:

Criterio general:

La determinación de las fuerzas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico de primer orden. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y se deberá emplear, por tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan. Los módulos de elasticidad del acero de refuerzo y de la mampostería, así como el módulo de cortante de la mampostería, se tomarán como se indica en la sección 2.7, y en los incisos 2.8.5 y 2.8.6 de la norma en estudio respectivamente. Para el concreto se usará el valor supuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Optativamente, podrá utilizarse el modelo de la diagonal equivalente. En este caso, el muro se sustituye por un elemento diagonal biarticulado a compresión cuya geometría se define en el inciso 4.2.2, el cual es explicado más adelante en el presente trabajo.

4.2.1 Fuerza cortante de diseño en muros diafragma:

La fuerza cortante de diseño en un muro diafragma se obtendrá multiplicando la fuerza cortante obtenida del análisis estructural por el factor de carga correspondiente. En caso de usar la diagonal equivalente como modelo de análisis, la fuerza de diseño será la componente horizontal de la fuerza axial diagonal multiplicada por el factor de carga correspondiente.

4.2.2 Método de la diagonal equivalente:

La sección transversal de la diagonal equivalente tendrá un espesor igual al del muro (t) y una anchura igual a:

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4}$$

Donde H y L son las longitudes de contacto del muro con la columna y con la viga, respectivamente, cuando la estructura se deforma lateralmente, y l_d es la longitud de la diagonal. Las longitudes ℓ_c , ℓ_v y l_d se determinarán como:

$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$\ell_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

E_f , E_m : módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material del marco y de la mampostería, respectivamente, MPa (kg/cm²);

I_c , I_v : momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y de la viga, mm⁴ (cm⁴)

H: altura libre del muro, mm (cm)

L: longitud del muro, mm (cm)

$\theta_d = \tan^{-1} H/L$: ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal.

Los elementos geométricos de la diagonal equivalente se pueden apreciar en la siguiente imagen:

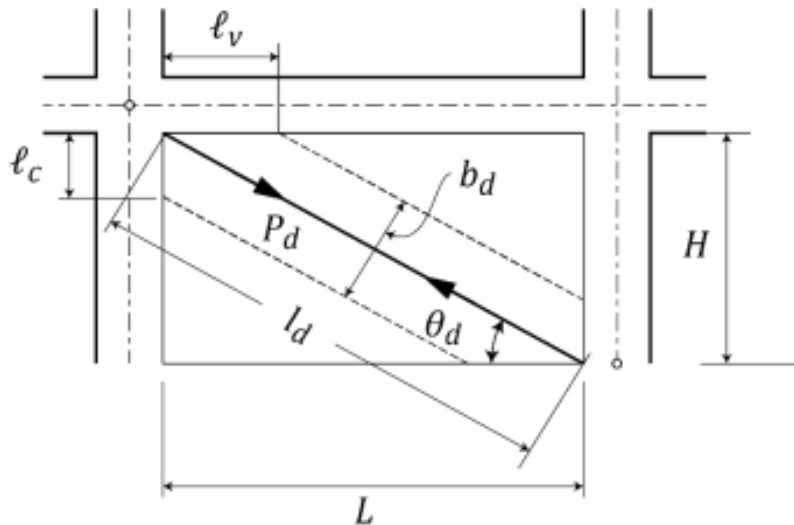


Figura 4.2.1 Geometría de la diagonal equivalente

4.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma:

La resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma se calculará como:

$$V_R = 0.4F_R f'_m b_d t \cdot \cos \theta_d$$

Donde b_d y θ_d se calculan de acuerdo con el inciso 4.2.2 y $F_R = 0.6$

Comentario: La fuerza cortante resistida por los muros diafragma se transmite por la diagonal, formando lo que se conoce como el punzal de compresión. La fuerza máxima en la diagonal está dada por el área del punzal ($b_d \cdot t$) por la resistencia a compresión de la mampostería. Para interpretar esta fuerza como una resistencia a corte, se considera la componente horizontal, esto es, la fuerza axial en la diagonal se multiplica por $\cos \theta_d$.

4.4 Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma:

La fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma con $H/L \leq 1.0$ se calculará como:

$$V_R = \frac{0.4F_R v'_m A_T}{1 - 0.9F_R \tan \theta_d}$$

Donde θ_d se calcula de acuerdo con el inciso 4.2.2 y $F_r=0.7$.

Si $H/L > 1$ no será necesario revisar para este modo de falla.

Comentario: La falla por deslizamiento se da por la pérdida de adherencia entre piezas y mortero, al superarse la resistencia en las juntas por fricción. La fuerza normal que se considera para la estimación de la resistencia por fricción en las juntas proviene de la componente vertical de la fuerza lateral por sismo que se transmite por la diagonal del muro. Esta resistencia al deslizamiento es la máxima posible, esto es, considerando la fuerza máxima por aplastamiento en la diagonal. Se asume que el muro no transmite cargas verticales, $P=0$. Esta suposición se hace igualmente para los otros tipos de falla.

4.5 Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma:

La fuerza cortante resistente a tensión diagonal en el plano del muro diafragma se calculará de acuerdo con los capítulos 5 o 6 dependiendo de la modalidad de mampostería usada, ya sea mampostería confinada o interiormente, respectivamente. En todos los casos, se supondrá que $P=0$.

Comentario: El refuerzo horizontal en el muro puede tomarse en cuenta solamente para el caso de falla por tensión diagonal, ya que se requiere que las grietas crucen el refuerzo para que este contribuya a la resistencia.

4.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso:

Para calcular las distorsiones de entrepiso ante cargas inducidas por sismo y comparlas con las distorsiones límite señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, se deberá reducir la rigidez lateral de los muros diafragma para tomar en cuenta su agrietamiento. Se acepta reducir a la mitad los valores de los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería. Si se opta por usar el modelo de la diagonal equivalente, se permite reducir b_d a la mitad.

Comentario: Dado que los muros reducen sustancialmente su rigidez lateral ante pequeñas deformaciones laterales, deben, para efectos del cálculo de deformaciones, considerarse rigideces reducidas, para tener una evaluación más realista.

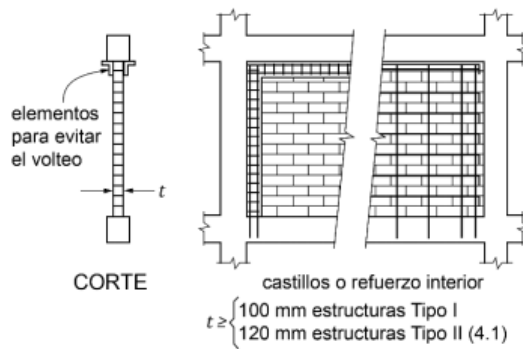


Figura 4.7.1 Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma

4.7 Vuelco del muro diafragma:

Se deberá evitar la posibilidad de vuelco del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará la unión entre el marco y el muro diafragma y se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior (figura 4.7.1). La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con el inciso 3.1.6 de la norma en estudio.

4.8 Interacción marco–muro diafragma en el plano:

Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral resistente del tablero (figura 4.8.1).

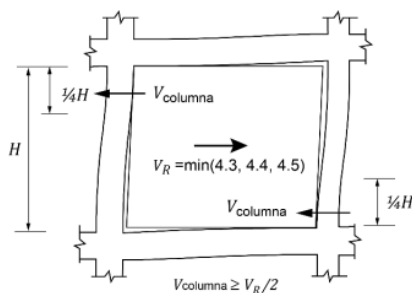


Figura 4.8.1 Interacción marco–muro diafragma

El valor de esta carga será, al menos, igual a la resistencia nominal a fuerza cortante en el plano del muro diafragma, calculada como la menor de las obtenidas con las secciones 4.3, 4.4 y 4.5 con $Fr = 1.0$.

ANEXO 4

“NORMA CHILENA”

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE RENDIMIENTO PARA ELEMENTOS LOCALES Y GLOBALES SEGÚN LA ASOCIACIÓN CHILENA DE SISMOLOGÍA E INGENIERÍA ANTISÍSMICA:**CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA ESTADO LIMITE DE OCUPACIÓN INMEDIATA:**

El objetivo de esta evaluación es verificar que los sistemas estructurales y los componentes y fijaciones no estructurales del edificio conservarán su funcionalidad general durante y después de un sismo. En caso necesario, se espera que las reparaciones sean menores y se puedan realizar sin afectar sustancialmente el uso normal y la funcionalidad de la edificación.

Para el caso de estado límite de ocupación inmediata se utiliza el sismo de diseño SD, el cual queda definido como:

El sismo de diseño queda definido por una familia de mínimo tres pares de registros horizontales (reales o artificiales). Los registros deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquellos que controlan el SD. Se eligen sismos reales que han ocurrido y cuando no se disponga de componentes de registros reales, se pueden agregar registros artificiales.

Para cada par de registros se deben construir los espectros de pseudo aceleraciones para $\beta=0.05$ y se deben combinar según la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Los registros se deben modificar de manera que el promedio de los espectros de desplazamientos combinados con SRSS para todos los pares de registros no resulte menor que 1.17 veces el espectro elástico de desplazamientos del artículo 13 del Decreto Ley Num. 61 del año 2011 para un $\beta=0.05$ y un rango de períodos comprendido entre $0.5T$ y $1.25T$, donde T corresponde a el (los) período(s) principal(es).

Los criterios de aceptación para el estado límite se deben verificar a nivel de componentes y a nivel global.

Criterio de aceptación a nivel de componente:

Elementos controlados por resistencia:

Todos los elementos controlados por resistencia deben ser clasificados en elementos críticos y no críticos. Los elementos controlados por resistencia críticos son aquellos en los que una falla puede ocasionar consecuencias severas en la estabilidad estructural bajo cargas estáticas o dinámicas.

Todos los elementos controlados por resistencia deben cumplir con:

Donde:

$$\lambda Fu \leq \phi Fn$$

$\lambda = 1.5$ para elementos críticos

$\lambda = 1.0$ para elementos no críticos

F_u = Demanda de resistencia para el SD

F_n = Resistencia nominal de acuerdo al código del material vigente, pero usando los valores

basados en las resistencias esperadas de los materiales (Tabla 1)

$\phi = 1.0$

La tabla 1 se adjunta a continuación:

Tabla 1. Resistencias esperadas de los materiales

Material		Resistencia esperada
Resistencia a la fluencia para		Resistencia
Acero estructural	Perfiles y barras estructurales laminadas en caliente	
	ASTM A36/A36M	$1,5F_y$
	ASTM A572/A572M Grado 42 (290)	$1,3F_y$
	ASTM A992/A992M	$1,1F_y$
	Todos los demás grados	$1,1F_y$
	Secciones estructurales huecas	
	ASTM A500, A501, A618 y A847	$1,3F_y$
	Tuberías de acero	
	ASTM A53/A53M	$1,4F_y$
	Placas	$1,1F_y$
	Todos los demás productos	$1,1F_y$
	Resistencia a la fluencia para el acero de refuerzo	1,17 veces el f_y especificado
	Resistencia máxima para el hormigón	1,3 veces el f_c especificado

Elementos controlados por deformación:

Los elementos controlados por deformación deben cumplir con los límites indicados a continuación:

Muros HA

Acortamiento unitario en el hormigón confinado: 0.008

Acortamiento unitario en el hormigón no confinado: 0.003

Alargamiento unitario en el acero de refuerzo: 0.030

Columnas de marco HA

Rotación plástica: 0.005

Vigas de marco HA

Rotación plástica: 0.01

Vigas de acople HA

Rotación plástica: 0.01

Vigas de marcos de acero

Rotación plástica: q_y

Columnas de marcos de acero

Rotación plástica: q_y

Se considerará el hormigón como confinado en caso de cumplir con las cuantías de confinamiento establecidas en el código de material vigente.

Los límites de deformación para los componentes no detallados en este documento deben elegirse de tal manera que respeten el espíritu del estado límite aspirado (continuidad operativa).

Criterio de aceptación a nivel global:

La deriva de entrepiso máxima en cualquier punto de la planta para este estado límite debe ser inferior a los valores que se muestran a continuación:

Edificios con elementos no estructurales frágiles: 0.005

Edificios con elementos no estructurales dúctiles: 0.007

Estos valores no aplican para elementos flotantes.

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA EL ESTADO LÍMITE DE CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN ADICIONAL:

El objetivo de esta evaluación es verificar que la estructura tiene una capacidad de deformación adicional si es sometida a una demanda de deformación superior a la calculada con el SD.

En este caso se trabaja con un Sismo máximo considerado (SMC).

Se deberá verificar la estructura para el sismo máximo considerado. Se pueden utilizar los mismos registros utilizados para el SD amplificados un 30%. Alternativamente el SMC podrá provenir de un estudio de riesgo sísmico específico para el proyecto.

Para un período de retorno T de 950 años. Esta demanda no puede ser menor a un 80% que la especificada anteriormente (amplificación de 30% de los registros usados para el SD). Adicionalmente se permite considerar el SMC como aquel que para un análisis estático no lineal (Pushover) lleve a la estructura a un desplazamiento de techo un 40% mayor que el desplazamiento de techo obtenido para el sismo de diseño.

Criterio de aceptación a nivel de componente:

Elementos controlados por resistencia:

Todos los elementos controlados por resistencia críticos deben cumplir con:

$$F_u \leq \phi F_n$$

Donde:

- F_u = Demanda de resistencia para el SMC
- F_n = Resistencia nominal de acuerdo al código del material vigente, pero usando los valores
- Basados en las resistencias esperadas de los materiales (Tabla 1)
- $\phi = 1$.

Elementos controlados por deformación:

Los elementos controlados por deformación deben tener alargamientos o acortamientos menores a los límites indicados a continuación:

Muros HA

Acortamiento unitario en el hormigón confinado: 0.015

Acortamiento unitario en el hormigón no confinado: 0.003

Alargamiento unitario en el acero de refuerzo: 0.050

Columnas de marco HA

Rotación plástica: 0.025

Vigas de marco HA

Rotación plástica: 0.02

Vigas de acople de hormigón armado

(si no compromete estabilidad vertical)

Rotación plástica: Sin Límite

Vigas de marcos de acero

Rotación plástica: 6qy

Columnas de marcos de acero

Rotación plástica: 6qy

Se considerará el hormigón como confinado en caso de cumplir con las cuantías de confinamiento establecidas en el código de material vigente.

Los límites de deformación para los componentes no detallados en este documento deben elegirse de tal manera que respeten el espíritu del estado límite aspirado (seguridad de la vida).

Criterio de aceptación a nivel global: No aplica, están considerados implícitamente en los requisitos a nivel de componente.