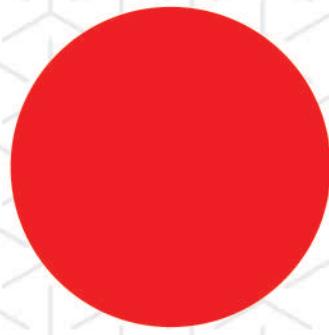




MANUAL

PARA EL DISEÑO DE **REFORZAMIENTO
SÍSMICO DE EDIFICIOS EXISTENTES DE
CONCRETO REFORZADO**





Créditos



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

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

Dirección Ejecutiva OPAMSS

Msc. Luis Rodríguez
Director Ejecutivo de OPAMSS

Miembros de los Grupos de Trabajo

Dr. Alex Chávez
Gerente del Proyecto

Grupo de Trabajo 1

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

Grupo de Trabajo 2

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

Grupo de Trabajo 3

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

Grupo de Trabajo 4

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

Coordinación por parte de JICA

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

Equipo de Expertos del Proyecto

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

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1 Generalidades	17
1.1 Esquema del manual de diseño de reforzamiento sísmico.....	17
1.2 Características técnicas y comparación de procedimientos.....	19
Capítulo 2 Plan de diseño de reforzamiento sísmico.....	25
2.1 Plan de reforzamiento sísmico.....	25
2.1.1 Generalidades.....	25
2.1.2 Clasificación de los métodos de reforzamiento sísmico.....	25
2.1.3 Concepto básico de plan de reforzamiento sísmico.....	26
2.1.4 Procedimientos de diseño de reforzamiento sísmico.....	27
2.2 Procedimiento de reforzamiento sísmico (1)	28
2.2.1 Procedimiento basado en el índice sísmico tipo 1 (segundo nivel de evaluación).....	28
2.3 Procedimiento de reforzamiento sísmico (2)	33
2.3.1 Procedimiento basado en el índice sísmico tipo 2 (DSE)	33
2.4 Procedimiento de reforzamiento sísmico (3)	34
2.4.1 Procedimiento basado en el desempeño sísmico (CSM – CM)	34
2.5 Resumen de los experimentos estructurales.....	36
2.5.1 Envolventes de curvas carga-deflexión de edificios existentes.....	36
2.5.2 Envolventes de curvas carga-deflexión de marcos de concreto reforzado con elementos de reforzamiento.....	37
Capítulo 3 Diseño de elementos de reforzamiento sísmico.....	39
3.1 Notaciones y definiciones.....	39
3.2 Encamisado en columnas (concreto reforzado y envoltura de fibra de carbono).....	49
3.2.1 Encamisado de concreto reforzado.....	49
3.2.2 Envoltura con fibra de carbono.....	56
3.3 Paredes de cortante de concreto reforzado.....	60
3.3.1 Esquema.....	60
3.3.2 Desempeño sísmico.....	61
3.3.3 Planeamiento.....	62
3.3.4 Experimentos estructurales.....	62
3.3.5 Detallamiento estructural.....	65
3.3.6 Procedimiento de diseño.....	65
3.3.7 Resistencia a cortante de paredes de cortante de concreto reforzado con columnas adyacentes.....	66

3.3.8 Ejemplo de cálculo de pared de cortante de concreto reforzado.....	74
3.4 Marcos de arriostramiento de acero.....	82
3.4.1 Esquema.....	82
3.4.2 Desempeño sísmico.....	83
3.4.3 Experimentos estructurales.....	85
3.4.4 Plan de reforzamiento.....	86
3.4.5 Método de reforzamiento y detalles estructurales.....	87
3.4.6 Método de cálculo de reforzamiento.....	89
3.4.7 Ejemplo – Marco de arriostramiento de acero.....	92
3.4.8 Detalle estructural.....	98
3.4.9 Rigidez horizontal de los elementos de arriostramiento de acero.....	99
3.5 Laminación con ferrocemento.....	101
3.5.1 Generalidades.....	101
3.5.2 Introducción a reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento.....	101
3.5.3 Procedimiento básico de reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento.....	103
3.5.4 Clasificación de paredes de relleno de mampostería.....	104
3.5.5 Valoración del modo de falla.....	105
3.5.6 Índice de resistencia (C) e índice de ductilidad (F) de paredes de relleno de mampostería.....	109
3.5.7 Índice de resistencia (C) e índice de ductilidad (F) de laminación con ferrocemento.....	115
3.5.8 Aplicación en experimentos estructurales.....	119
3.6 Anclajes post instalados.....	123
3.6.1 Generalidades.....	123
3.6.2 Diseño de anclajes post instalados.....	125
Capítulo 4 Ejemplo de modelación de elemento de reforzamiento sísmico procedimiento basado en el desempeño sísmico.....	131
4.1 Paredes de cortante de concreto reforzado.....	131
4.1.1 Descripción general del método de modelación de paredes de cortante de concreto reforzado.....	131
4.1.2 Resultado experimental de paredes de cortante de concreto reforzado y método de modelación como ejemplo práctico.....	135
4.1.3 Ejemplo práctico de modelación de paredes de cortante de concreto reforzado en software de análisis estructural.....	136
4.2 Marcos de arriostramiento de acero.....	141

4.2.1 Resumen del método de modelación de marcos de arriostramiento de acero.....	141
4.2.2 Resultado experimental de marco de arriostramiento de acero y método de modelación como ejemplo práctico.....	143
4.2.3 Ejemplo práctico de modelación de marco de arriostramiento en software de análisis estructural.....	144
4.3 Laminación con ferrocemento.....	152
4.3.1 Método de modelación.....	152
4.3.2 Datos de entrada para puntal diagonal – ETABS 20, 21.....	153
4.3.3 Resultados experimentales de reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento y métodos de modelamiento y aplicación de ETABS 20, 21.....	154
Suplemento 1 Experimentos estructurales.....	157
S1.1 Esquema de los experimentos.....	157
S1.1.1 Información de columnas.....	157
S1.1.2 Plan de especímenes.....	158
S1.1.3 Aspectos relacionados al plan experimental.....	158
S1.1.4 Resultados experimentales (orientados a la ductilidad)	159
S1.1.5 Conclusiones.....	160
S1.2 Anexos.....	161
S1.2.1 Envolventes de curva carga–deflexión – Antes de reforzamiento.....	161
S1.2.2 Detalles estructurales: especímenes SP-7 a SP-12.....	164
S1.2.3 Envolventes de curva carga–deflexión – Despues de reforzamiento.....	167
S1.2.4 Curvas carga–deflexión de cada espécimen.....	168
S1.2.5 Resultado de materiales.....	172
Suplemento 2 Obras de Prueba (Construcción de prueba – UES).....	175
S2.1 Esquema.....	175
S2.2 Hojas de resumen de cada elemento de reforzamiento sísmico.....	176
S2.2.1 Encamisado de concreto reforzado en columna.....	176
S2.2.2 Envoltura de fibra de carbono en columna.....	177
S2.2.3 Pared de cortante de concreto reforzado.....	178
S2.2.4 Marco de arriostramiento de acero.....	180
S2.2.5 Pared de bloque de concreto reforzado.....	181
S2.2.6 Laminación con ferrocemento en pared de ladrillo de obra.....	183
S2.3 Recomendaciones.....	184

Suplemento 3 Información Complementaria (Pared de Bloque de Concreto, Otros).....	185
S3.1 Modelación de paredes de bloque de concreto reforzado.....	185
S3.2 Relación de amortiguamiento viscoso equivalente y reducción de demanda en el Método de Espectro de Capacidad (CSM)	190
S3.3 Concepto básico de la vibración en edificios.....	193
S3.4 Juntas sísmicas y efecto de columna corta.....	195
S3.5 Ejemplo de reforzamiento sísmico en edificios existentes.....	198
S3.6 Reforzamiento sísmico utilizando sistema de aisladores sísmicos.....	199
S3.7 FEMA 440 Linealización equivalente en el método de espectro de capacidad.....	202
Capítulo C1 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1: Segundo Nivel de Evaluación).....	209
C1.1 Desempeño sísmico objetivo.....	209
C1.2 Peso sísmico del edificio.....	210
C1.3 Propiedad de materiales.....	213
C1.4 Sección transversal de las columnas.....	214
C1.5 Diseño de reforzamiento sísmico.....	214
C1.5.1 Revisión de resultados de la evaluación sísmica.....	214
C1.5.2 Dirección X (longitudinal)	215
C1.5.3 Dirección Y (transversal)	223
C1.5.4 Resumen: resultados del reforzamiento sísmico.....	235
C1.5.5 Nota 1: Modificación de la resistencia horizontal en la dirección X.....	238
C1.5.6 Nota 2: Índice de ductilidad.....	241
C1.5.7 Nota 3: Resistencia y ductilidad de los elementos de reforzamiento sísmico en los experimentos estructurales, por el Laboratorio de Estructuras Grandes, UCA, Proyecto HOKYO 2023.....	244
C1.5.8 Nota 4: Zapata de fundación.....	248
C1.5.9 Nota 5: Índice de irregularidad SD.....	249
C1.5.10 Marco de arriostramiento metálico a flexión en el 3er nivel en la dirección longitudinal.....	254
C1.6 Distribución de elementos de reforzamiento sísmico.....	255
C1.6.1 Distribución en planta de elementos de reforzamiento sísmico.....	255
C1.6.2 Distribución en elevación de elementos de reforzamiento sísmico.....	257
C1.7 Detalles estructurales.....	258

Capítulo C2 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2: DSE).....	259
C2.1 Principios de reforzamiento sísmico y esquema general de edificio con reforzamiento sísmico.....	259
C2.2 Condiciones de cálculo.....	263
C2.3 Resultados del análisis Pushover.....	270
C2.3.1 Dirección X.....	270
C2.3.2 Dirección Y.....	278
C2.4 Valoración sísmica.....	285
C2.4.1 Índice sísmico.....	285
C2.4.2 Índice de valoración sísmica.....	293
C2.4.3 Valoración.....	294
Capítulo C3 Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico (Grado 3: CSM, CM).....	295
C3.1 Análisis estático no lineal 1 (Método de Espectro de Capacidad CSM)	295
C3.1.1 Principios de reforzamiento sísmico y esquema general del edificio con reforzamiento sísmico.....	295
C3.1.2 Condiciones de cálculo.....	299
C3.1.3 Resultado del análisis Pushover.....	306
C3.1.4 Valoración sísmica.....	321
C3.2 Análisis estático no lineal 2 (Método de los coeficientes de desplazamiento CM)	323
C3.2.1 Principios de reforzamiento sísmico y esquema general del edificio con reforzamiento.....	323
C3.2.2 Condiciones de cálculo.....	323
C3.2.3 Resultados de análisis Pushover.....	323
C3.2.4 Valoración sísmica.....	323
Referencias.....	331

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.2-1	Concepto de principio de energía constante (izquierda) y principio de desplazamiento constante (derecha) de la respuesta sísmica	22
Figura 1.2-2	Ejemplo de desplazamiento espectral objetivo, S_d mediante el método de los coeficientes de desplazamiento	23
Figura 2.1-1	Clasificación de los métodos de reforzamiento / sistemas para mejora de la sismicidad	26
Figura 2.1-2	Concepto de reforzamiento sísmico para edificios existentes de concreto reforzado	27
Figura 2.2-1	Concepto de reforzamiento sísmico según la relación C y F	30
Figura 2.2-2	Ejemplo de marco de acero de arriostramiento en primer nivel	31
Figura 2.2-3	Relación C-F y zona sísmica objetivo – Primer nivel	33
Figura 2.3-1	Curva de fuerza cortante – deriva de entrepiso en el punto CP	34
Figura 2.3-2	Curva de fuerza cortante – deriva de entropiso del edificio modelo – Dirección X	34
Figura 2.4-1	Curva de capacidad y demanda sísmica – Dirección X	35
Figura 2.5-1	Envolventes de curvas carga-deflexión de especímenes de concreto reforzado	36
Figura 2.5-2	Envolventes de curvas carga-deflexión de especímenes con elementos de reforzamiento	38
Figura 3.2-1	Sección transversal de columna luego de reforzamiento sísmico	49
Figura 3.2-2	Encamisado de concreto reforzado en caso de requerir mejora de la ductilidad	51
Figura 3.2-3	Factor de reducción de resistencia a cortante en caso de concretos con baja resistencia a la compresión	52
Figura 3.2-4	Encamisado de concreto reforzado en columna existente	53
Figura 3.2-5	Envoltura de fibra de carbono	57
Figura 3.2-6	Sección transversal de columna	58
Figura 3.2-7	Procedimiento básico de construcción	59
Figura 3.3-1	Comportamiento general de paredes de cortante de concreto reforzado	60
Figura 3.3-2	Resultados experimentales de espécimen reforzado mediante pared de cortante de concreto reforzado	64
Figura 3.3-3	Pared de cortante de concreto reforzado con columnas adyacentes	68
Figura 3.3-4	Propuesta de distribución de esfuerzos de paredes de cortante de concreto reforzado	73
Figura 3.3-5	Altura de inflexión de pared de cortante	74
Figura 3.3-6	Sección de columna existente	75
Figura 3.3-7	Ejemplo de detalle estructural – pared de cortante de concreto reforzado	81

Figura 3.4-1	Comportamiento general de marcos de arriostramiento de acero	82
Figura 3.4-2	Resultado experimental – Espécimen SP-12	86
Figura 3.4-3	Detalle típico de varillas de acero de refuerzo debajo de la viga superior	88
Figura 3.4-4	Detalle de perno y anclaje químico	89
Figura 3.4-5	Mecanismo de resistencias de marco de arriostramiento de acero	91
Figura 3.4-6	Esfuerzo a la compresión límite de arriostramiento de acero	92
Figura 3.4-7	Ejemplo de marco de arriostramiento de acero	93
Figura 3.4-8	Reforzamiento de columnas debajo de marco de arriostramiento de acero	96
Figura 3.4-9	Detalle estructural típico – Marco de arriostramiento de acero	98
Figura 3.4-10	Carga horizontal y deflexión de marco de arriostramiento de acero	99
Figura 3.4-11	Carga horizontal y deflexión de marco de arriostramiento de acero dispuestos en V	100
Figura 3.5-1	Diagrama esquemático de reforzamiento de unidad de pared de mampostería mediante laminación con ferrocemento	102
Figura 3.5-2	Tipos de malla metálica (Naaman, 2000)	103
Figura 3.5-3	Flujograma de diseño de laminación con ferrocemento	104
Figura 3.5-4	Aberturas en paredes de relleno de mampostería que pueden considerarse como elementos estructurales	105
Figura 3.5-5	Posición de aberturas y porción de paredes que pueden considerarse como elementos no estructurales	105
Figura 3.5-6	Longitud de contacto de pared de relleno de mampostería	108
Figura 3.5-7	Deformación y curvatura a lo largo de las columnas circundantes (a) Mecanismo de transferencia de carga idealizado de la compresión diagonal (Tipo I) y (b) Concepto idealizado de puntal diagonal	109
Figura 3.5-8	Patrones de envolventes de curvas carga–deflexión de especímenes SP-01, SP-03 y SP-09 obtenidos de resultados experimentales	114
Figura 3.5-9	Resultado de la fuerza cortante mediante cálculos y experimentos	120
Figura 3.5-10	Ejemplo de aplicación de anclaje post instalado	122
Figura 3.6-1	Ejemplo detallado de aplicación de anclajes post instalados	123
Figura 3.6-2	Detalle tipo escalera – Interfase entre el elemento de reforzamiento y el marco de concreto existente	128
Figura 3.6-3	Ejemplo de distribución de acero de refuerzo	129
Figura 4.1-1	Relación generalizada fuerza–deformación para elementos de pared de cortante de concreto reforzado	134
Figura 4.1-2	Ejemplo de asignación de propiedades no lineales del concreto	135
Figura 4.1-3	Interpretación de resultados de pruebas de carga en laboratorio y comportamiento de pared de cortante de concreto	136

Figura 4.1-4	Ejemplo de definición de propiedades de rótula en paredes de cortante de concreto reforzado en ETABS	137
Figura 4.1-5	Ejemplo de revisión visual de la asignación de rótulas en modelo computacional	138
Figura 4.1-6	Ejemplo de confirmación del comportamiento del elemento pared y superestructura en análisis Pushover	138
Figura 4.1-7	Ejemplo de carga-desplazamiento mediante análisis Pushover en un marco con reforzamiento mediante paredes de cortante de concreto reforzado	139
Figura 4.1-8	Ejemplo de estado de rótula con falla anticipada en el marco perimetral de un elemento de reforzamiento sísmico adicional	140
Figura 4.1-9	Efectos en pared de cortante cuando el marco perimetral posee poca rigidez	140
Figura 4.2-1	Posibles elementos a estudiar para la evaluación de la sismicidad de edificios con arriostramientos de acero	141
Figura 4.2-2	Ejemplo de asignación de propiedades no lineales del material acero	142
Figura 4.2-3	Relación generalizada fuerza-deformación para elementos de arriostramiento de acero	143
Figura 4.2-4	Interpretación de resultados experimentales en marcos de arriostramiento de acero	144
Figura 4.2-5	Información de asignación e instalación de rótulas	145
Figura 4.2-6	Ventana de diálogo para definir códigos aplicables y tipo de rótula	145
Figura 4.2-7	Ejemplo de la curva backbone de un arriostramiento en marco de acero	146
Figura 4.2-8	Concepto opcional de modelado de arriostramientos a compresión	147
Figura 4.2-9	Definición de propiedades de rótulas en software de análisis estructural	147
Figura 4.2-10	Asignación de los miembros del elemento	148
Figura 4.2-11	Evaluación de longitud de pandeo y entrada de datos en modelo computacional	149
Figura 4.2-12	Curva carga-deflexión mediante análisis Pushover después del reforzamiento sísmico	150
Figura 4.2-13	Ejemplo de marco perimetral que fluye antes que el elemento de reforzamiento sísmico	151
Figura 4.2-14	Ejemplo de Instalación de marco de arriostramiento metálico	151
Figura 4.2-15	Ejemplo de estudio de momentos adicionales	152
Figura 4.3-1	Modelo de laminación con ferrocemento en pared existente de mampostería	153
Figura 4.3-2	Resultados de reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento	155
Figura 4.3-3	Modelo numérico de reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento	155

Figura 4.3-4	Comparación entre resultado experimental y simulación en ETABS 20	156
Figura S1.2-1	Envolventes de curvas carga–deflexión antes del reforzamiento	161
Figura S1.2-2	Características de especímenes de marcos de concreto reforzado	162
Figura S1.2-3	Definición de desplazamiento de fluencia según experimentos y ASCE 41-17	163
Figura S1.2-4	Detalle estructural espécimen SP-7	164
Figura S1.2-5	Detalle estructural espécimen SP -8	164
Figura S1.2-6	Detalle estructural espécimen SP -9	165
Figura S1.2-7	Detalle estructural espécimen SP -10	165
Figura S1.2-8	Detalle estructural espécimen SP -11	166
Figura S1.2-9	Detalle estructural espécimen SP -12	166
Figura S1.2-10	Envolventes de curvas carga–deflexión de especímenes SP-8 a SP-12	167
Figura S1.2-11	Espécimen SP-7	168
Figura S1.2-12	Espécimen SP-8	168
Figura S1.2-13	Espécimen SP-9	169
Figura S1.2-14	Espécimen SP-10	169
Figura S1.2-15	Espécimen SP-11	170
Figura S1.2-16	Espécimen SP-12	170
Figura S1.2-17	Espécimen SP-13	171
Figura S1.2-18	Muestra de tubo de acero estructural HSS $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times 1/8''$ usado en espécimen SP-12	173
Figura S2.1-1	Vista general de las obras de prueba (construcción de prueba)	175
Figura S3.1-1	Espécimen SP-8: pared de bloque de concreto reforzado	186
Figura S3.1-2	Propuesta de modelación de paredes de bloque de concreto reforzado	187
Figura S3.1-3	Gráfica de carga lateral – desplazamiento horizontal	188
Figura S3.1-4	Patrón de grietas a deriva de 0.0625% – Espécimen SP-8	188
Figura S3.1-5	Patrón de agrietamientos a deriva de 0.50% – Espécimen SP-8	189
Figura S3.1-6	Estado de daño a deriva de 1.0% – Espécimen SP-8	189
Figura S3.1-7	Fractura en la columna de pared de concreto reforzado y pared de reforzamiento en un ángulo de deriva del 1.5% - Espécimen SP-8	190
Figura S3.2-1	Método de espectro de capacidad de linealización equivalente	191
Figura S3.2-2	Relación de amortiguamiento viscoso equivalente y modelo lineal equivalente	192
Figura S3.3-1	Sistema SDOF bajo movimientos de suelo	193
Figura S3.3-2	Espectro de aceleración de respuesta derivado de la componente N-S del terremoto de El Centro, California, 1940	195
Figura S3.3-3	Formas generales de espectros de respuesta	195

Figura S3.4-1	Grietas de falla por cortante causadas por efecto de columna corta debido a terremotos anteriores.	196
Figura S3.4-2	Detalle de junta sísmica (elevación)	196
Figura S3.4-3	Detalle estructural de junta sísmica (planta y elevación)	197
Figura S3.5-1	Ejemplos de edificios con reforzamiento sísmico	199
Figura S3.6-1	Ejemplo de reforzamiento sísmico mediante aisladores sísmicos	200
Figura S3.6-2	Concepto de reforzamiento sísmico utilizando sistema de aisladores y amortiguadores	201
Figura S3.7-1	Diagrama conceptual del método de linealización equivalente	202
Figura S3.7-2	Curva Pushover	202
Figura S3.7-3	Curva de capacidad espectral	202
Figura S3.7-4	Imagen conceptual de la conversión de “Sa-T” a “Sa-Sd”	203
Figura S3.7-5	Obtención del punto de desempeño	203
Figura S3.7-6	Obtención del punto de desempeño	204
Figura S3.7-7	Tipos de comportamiento inelástico considerados	205
Figura S3.7-8	Obtención del punto de desempeño	206
Figura S3.7-9	Relación entre el factor de reducción de respuesta y la ductilidad	207
Figura C1.1-1	Espectro de aceleración de respuesta de diseño – NTDS 94	210
Figura C1.2-1	Modelo computacional – Edificio modelo	211
Figura C1.4-1	Sección transversal de columnas – Edificio modelo	214
Figura C1.5-1	Elementos de reforzamiento sísmico – Dirección X – Nivel 1	216
Figura C1.5-2	Elementos de reforzamiento sísmico – Dirección X – Nivel 2	216
Figura C1.5-3	Elementos de reforzamiento sísmico – Dirección X – Nivel 3	217
Figura C1.5-4	Esquema – Marco de arriostramiento de acero	218
Figura C1.5-5	Elementos de reforzamiento sísmico – Dirección Y – Primer nivel	224
Figura C1.5-6	Elementos de reforzamiento sísmico – Dirección Y – Segundo nivel	224
Figura C1.5-7	Elementos de reforzamiento sísmico – Dirección Y – Tercer nivel	225
Figura C1.5-8	Relación C·F y desempeño sísmico objetivo – Tercer nivel	236
Figura C1.5-9	Relación C·F y desempeño sísmico objetivo – Segundo nivel	237
Figura C1.5-10	Relación C·F y desempeño sísmico objetivo – Primer nivel	237
Figura C1.5-11	Relación C·F y desempeño sísmico objetivo – Primer nivel – Dirección Y	238
Figura C1.5-12	Envolventes de curvas carga–deflexión – Especímenes SP-1 a SP-6	242
Figura C1.5-13	Envolventes de curvas carga–deflexión – Especímenes SP-8 a SP-12	244
Figura C1.5-14	Experimento estructural del espécimen SP-8	245
Figura C1.5-15	Experimento estructural del espécimen SP-9	245
Figura C1.5-16	Experimento estructural del espécimen SP-11	246
Figura C1.5-17	Experimento estructural del espécimen SP-12	247

Figura C1.5-18	Geometría – Marco de arriostramiento de acero	252
Figura C1.5-19	Carga horizontal y deflexión de marco de arriostramiento de acero (mostrada en la Sección 3.4)	253
Figura C1.6-1	Distribución de elementos de reforzamiento – Nivel 1	255
Figura C1.6-2	Distribución de elementos de reforzamiento – Nivel 2	256
Figura C1.6-3	Distribución de elementos de reforzamiento sísmico – Nivel 3	256
Figura C1.6-4	Distribución de elementos de reforzamiento sísmico – Ejes A y C	257
Figura C1.6-5	Distribución de elementos de reforzamiento sísmico – Ejes 1 y 5	258
Figura C2.1-1	Esquema general de edificio con reforzamiento	262
Figura C2.2-1	Distribución de fuerzas externas para análisis Pushover	264
Figura C2.2-2	Modelado de arriostramiento de acero (primer y segundo nivel)	266
Figura C2.2-3	Modelado de arriostramiento de acero (tercer nivel)	267
Figura C2.2-4	Modelado de pared de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado	268
Figura C2.2-5	Modelado de pared de laminación con ferrocemento (segundo nivel)	269
Figura C2.3-1	Curva de cortante basal – desplazamiento de nivel superior	270
Figura C2.3-2	Curva de aceleración espectral (Sa) – Desplazamiento espectral (Sd)	271
Figura C2.3-3	Mecanismos de rótulas (Paso ④ y ⑦ luego del pandeo de los ariostramientos)	272
Figura C2.3-4	Respuestas de rótulas en los arriostramientos de acero en el paso ⑦	273
Figura C2.3-5	Diagrama de momento flector, cortante y fuerzas axiales en el Eje ○,A en el Paso ④	274
Figura C2.3-6	Ángulo de deriva de entrepiso en el paso ④	275
Figura C2.3-7	Relación de cortante basal – deriva del primer nivel	276
Figura C2.3-8	Mecanismo de rótulas (Eje ○,A)	276
Figura C2.3-9	Respuesta de rótulas de arriostramiento de acero	276
Figura C2.3-10	Relación de cortante basal – deriva del tercer nivel	277
Figura C2.3-11	Mecanismo de rótulas (Eje ○,B)	277
Figura C2.3-12	Respuesta de rótulas de arriostramiento de acero	278
Figura C2.3-13	Cortante basal – Desplazamiento de nivel superior	278
Figura C2.3-14	Aceleración espectral (Sa) – Desplazamiento espectral (Sd)	279
Figura C2.3-15	Mecanismo de rótulas (Paso ⑤, estado final)	280
Figura C2.3-16	Respuesta de rótulas de los arriostramientos de acero en el paso ⑤	280
Figura C2.3-17	Diagrama de momento, cortante y fuerza axial en el eje 1	281
Figura C2.3-18	Diagrama de momento, cortante y fuerza axial en el eje 3	282
Figura C2.3-19	Ángulo de deriva de entrepiso en el paso 4	283
Figura C2.3-20	Relación de cortante basal – deriva del primer nivel	283
Figura C2.3-21	Mecanismo de rótulas – Eje 1	284

Figura C2.3-22	Respuesta de rótula – Pared de C/R	284
Figura C2.3-23	Relación cortante basal – deriva de entrepiso del tercer nivel	284
Figura C2.3-24	Mecanismo de rótulas – Eje B	285
Figura C2.3-25	Respuesta de rótula – Pared de laminación con ferrocemento	285
Figura C2.4-1	Índice Eo de toda la estructura	286
Figura C2.4-2	Curva de fuerza cortante – deriva de entrepiso de cada nivel del edificio	287
Figura C2.4-3	Diagrama de cálculo para índice Eo del segundo nivel	287
Figura C2.4-4	Diagrama de cálculo para índice Eo del primer nivel	288
Figura C2.4-5	Diagrama de cálculo para índice Eo del tercer nivel	288
Figura C2.4-6	Índice Eo de todo el edificio	289
Figura C2.4-7	Curva de fuerza cortante – deriva de entrepiso de cada nivel	290
Figura C2.4-8	Diagrama de cálculo para índice Eo del segundo nivel	290
Figura C2.4-9	Diagrama de cálculo para índice Eo del primer nivel	291
Figura C2.4-10	Diagrama de cálculo para índice Eo del tercer nivel	291
Figura C3.1-1	Esquema general de edificio con reforzamiento	298
Figura C3.1-2	Distribución de fuerzas externas para análisis Pushover	300
Figura C3.1-3	Modelado de arriostramiento de acero (primer y segundo nivel)	302
Figura C3.1-4	Modelado de arriostramiento de acero (tercer nivel)	303
Figura C3.1-5	Modelado de pared de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado	304
Figura C3.1-6	Modelado de pared de laminación con ferrocemento (segundo nivel)	305
Figura C3.1-7	Curva de cortante basal – desplazamiento de nivel superior	306
Figura C3.1-8	Curva de aceleración espectral (Sa) – Desplazamiento espectral (Sd)	307
Figura C3.1-9	Mecanismos de rótulas (Paso $\circ,4$ y $\circ,7$ luego del pandeo de los arriostramientos)	308
Figura C3.1-10	Respuestas de rótulas en los arriostramientos de acero en el paso $\circ,7$	308
Figura C3.1-11	Diagrama de momento flector, cortante y fuerzas axiales en el Eje \circ,A en el Paso $\circ,4$	309
Figura C3.1-12	Ángulo de deriva de entrepiso en el paso $\circ,4$	310
Figura C3.1-13	Relación de cortante basal – deriva del primer nivel	311
Figura C3.1-14	Mecanismo de rótulas (Eje \circ,A)	311
Figura C3.1-15	Respuesta de rótulas de arriostramiento de acero	311
Figura C3.1-16	Relación de cortante basal – deriva del tercer nivel	312
Figura C3.1-17	Mecanismo de rótulas (Eje \circ,B)	312
Figura C3.1-18	Respuesta de rótulas de arriostramiento de acero	313
Figura C3.1-19	Cortante basal – Desplazamiento de nivel superior	313
Figura C3.1-20	Aceleración espectral (Sa) – Desplazamiento espectral (Sd)	314

Figura C3.1-21	Mecanismo de rótulas (Paso ⑤, estado final)	315
Figura C3.1-22	Respuesta de rótulas de los arriostramientos de acero en el paso ⑤	315
Figura C3.1-23	Diagrama de momento, cortante y fuerza axial en el eje 1	316
Figura C3.1-24	Diagrama de momento, cortante y fuerza axial en el eje 3	317
Figura C3.1-25	Ángulo de deriva de entrepiso en el paso 4	318
Figura C3.1-26	Relación de cortante basal – deriva del primer nivel	319
Figura C3.1-27	Mecanismo de rótulas – Eje 1	319
Figura C3.1-28	Respuesta de rótula – Pared de C/R	319
Figura C3.1-29	Relación cortante basal – deriva de entrepiso del tercer nivel	320
Figura C3.1-30	Mecanismo de rótulas – Eje B	320
Figura C3.1-31	Respuesta de rótula – Pared de laminación con ferrocemento	320
Figura C3.1-32	Punto de desempeño – Dirección X	321
Figura C3.1-33	Punto de desempeño – Dirección Y	322
Figura C3.2-1	Curva Sa – Sd (dirección X)	327
Figura C3.2-2	Curva Sa – Sd (dirección Y)	329

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1-1	Contenidos – Manual de diseño de reforzamiento sísmico 17
Tabla 1.2-1	Comparación de métodos de diseño de reforzamiento sísmico 19
Tabla 2.2-1	Formato para cálculo de cantidad de elementos de reforzamiento requeridos 29
Tabla 2.2-2	Cantidad de marcos de arriostramiento de acero requeridos – Dirección X 31
Tabla 2.2-3	Cantidad de paredes de cortante de concreto reforzado requeridas 32
Tabla 3.2-1	Valores estándar para láminas de fibras de carbono 56
Tabla 3.2-2	Longitud de traslape de láminas de fibra de carbono 59
Tabla 3.4-1	Tipos de falla de estructuras reforzadas mediante marcos de arriostramiento de acero 83
Tabla 3.4-2	Índice de ductilidad de estructuras reforzadas con marcos de arriostramiento de acero 84
Tabla 3.5-1	Especificación de materiales 1 102
Tabla 3.5-2	Tipos de fallas idealizados de marcos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería 107
Tabla 3.5-3	Resumen de cálculo de resistencias 113
Tabla 3.5-4	Índices de ductilidad correspondientes a los distintos mecanismos de falla 1) 114
Tabla 3.5-5	Relación entre índice Fy y ángulo de deriva horizontal R 5) 115
Tabla 3.5-6	Índice de ductilidad correspondiente al tipo de falla 119
Tabla 3.6-1	Capacidad cortante de anclajes químicos 129
Tabla 4.1-1	Comparación de las características de los métodos de modelación de columnas 131
Tabla 4.1-2	Parámetros de modelación – Pared de concreto reforzado 133
Tabla 4.2-1	Parámetros de modelación para marcos de arriostramiento de acero 142
Tabla 4.3-1	Propiedades de rótulas de puntal diagonal equivalente 156
Tabla S1.1-1	Información de columnas 157
Tabla S1.1-2	Plan experimental 158
Tabla S1.2-1	Resultados de ensayo a tensión en acero de refuerzo 172
Tabla S1.2-2	Resultados de ensayo a tensión de muestras de tubo HSS 2 ½" × 2 ½" × 1/8" 173
Tabla S2.2-1	Hoja de resumen – Encamisado de concreto reforzado en columna 176
Tabla S2.2-2	Hoja de resumen – Envoltura de fibra de carbono en columna 177
Tabla S2.2-3	Hoja de resumen – Pared de cortante de concreto reforzado 178
Tabla S2.2-4	Hoja de resumen – Marco de arriostramiento de acero 180
Tabla S2.2-5	Hoja de resumen – Pared de bloque de concreto reforzado 181
Tabla S2.2-6	Hoja resumen – Laminación con ferrocemento en pared de ladrillo de obra 183

Tabla S3.1-1	Comportamiento – Espécimen SP-8	185
Tabla S3.2-1	Cociente de reducción de curva de demanda sísmica	192
Tabla S3.7-1	Coeficientes utilizados para las ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo	205
Tabla S3.7-2	Coeficientes utilizados para las ecuaciones de Período Efectivo	205
Tabla C1.2-1	Peso sísmico de condición existente – Edificio Modelo	210
Tabla C1.2-2	Incremento del peso sísmico debido a la adición de elementos de reforzamiento sísmico	213
Tabla C1.5-1	Resultados de evaluación sísmica – Edificio Modelo – Condición existente	215
Tabla C1.5-2	Cantidad requerida de marcos de arriostramiento de acero	220
Tabla C1.5-3	Cantidad requerida de paredes de cortante de concreto reforzado y laminación con ferrocemento en paredes de bloque de concreto existente	234
Tabla C1.5-4	Cantidad requerida de marcos de arriostramiento de acero (información de referencia)	234
Tabla C1.5-5	Resultados de evaluación sísmica – Edificio Modelo – Condición reforzada	235
Tabla C1.5-6	Índice de Irregularidad SD	249
Tabla C1.5-7	Cálculo de valor n – Dirección X (como referencia)	251
Tabla C1.5-8	Cálculo de valor n – Dirección X	253
Tabla C2.1-1	Esquema general de Edificio Modelo	262
Tabla C2.1-2	Esquema general de elementos de reforzamiento sísmico	262
Tabla C2.2-1	Peso sísmico del edificio	263
Tabla C2.2-2	Período fundamental luego de reforzamiento	263
Tabla C2.2-3	Modelamiento y propiedades de rótulas de elementos de reforzamiento sísmico (por elemento)	265
Tabla C2.2-4	Propiedades de rótulas de arriostramientos de acero (primer y segundo nivel)	266
Tabla C2.2-5	Propiedades de rótulas de arriostramiento de acero (tercer nivel)	267
Tabla C2.2-6	Propiedades de rótulas de pared de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado (pared de concreto reforzado del primer nivel)	268
Tabla C2.2-7	Propiedades de rótulas de pared de laminación con ferrocemento (segundo nivel)	269
Tabla C2.4-1	Índice Eo de toda la estructura	286
Tabla C2.4-2	Índice Eo del segundo nivel	287
Tabla C2.4-3	Índice Eo del primer nivel	288
Tabla C2.4-4	Índice Eo del tercer nivel	288
Tabla C2.4-5	Índice Eo de todo el edificio	289
Tabla C2.4-6	Índice Eo del segundo nivel	290

Tabla C2.4-7	Índice Eo del primer nivel	291
Tabla C2.4-8	Índice Eo del tercer nivel	291
Tabla C2.4-9	Irregularidad torsional	292
Tabla C2.4-10	Irregularidad de rigidez	292
Tabla C2.4-11	Índice SD	292
Tabla C2.4-12	Índice Is – Dirección X	293
Tabla C2.4-13	Índice Is – Dirección Y	293
Tabla C2.4-14	Valoración – Dirección X	294
Tabla C2.4-15	Valoración – Dirección Y	294
Tabla C3.1-1	Esquema general de Edificio Modelo	298
Tabla C3.1-2	Esquema general de elementos de reforzamiento sísmico	299
Tabla C3.1-3	Peso sísmico del edificio	299
Tabla C3.1-4	Período fundamental luego de reforzamiento	300
Tabla C3.1-5	Modelamiento y propiedades de rótulas de elementos de reforzamiento sísmico (por elemento)	301
Tabla C3.1-6	Propiedades de rótulas de arriostramientos de acero (primer y segundo nivel)	302
Tabla C3.1-7	Propiedades de rótulas de arriostramiento de acero (tercer nivel)	303
Tabla C3.1-8	Propiedades de rótulas de pared de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado (pared de concreto reforzado del primer nivel)	304
Tabla C3.1-9	Propiedades de rótulas de pared de laminación con ferrocemento (segundo nivel)	305

Capítulo 1 Generalidades

1.1 Esquema del manual de diseño de reforzamiento sísmico

El esquema del manual de diseño de reforzamiento sísmico se muestra en la Tabla 1.1-1. Dicha tabla de este manual de diseño de reforzamiento sísmico puede aplicarse de igual manera al manual de evaluación sísmica en el sentido de evaluar la resistencia sísmica de los marcos reforzados, adoptándose los procedimientos marcados en la tabla.

Tabla 1.1-1 Contenidos – Manual de diseño de reforzamiento sísmico

Tipo	Evaluación Simplificada	Evaluación Detallada		Estándares de Referencia	Características
Procedimientos Basados en el Índice Sísmico	1º nivel	2º nivel	3º nivel	JBDPA (<i>Japan Building Disaster Prevention Association</i>)	✓Índice Is (para todos los niveles)
	Vigas rígidas (columnas y paredes)	Vigas rígidas (columnas y paredes)	Todos los elementos		✓Índice Is (para todos los niveles)
	Evaluación Sísmica Simplificada (SE por sus siglas en inglés)	Evaluación Sísmica Avanzada Simplificada (ASE por sus siglas en inglés)	Evaluación Sísmica Detallada (DSE por sus siglas en inglés)	JBDPA & ASCE 41	✓Las paredes de relleno pueden ser consideradas dentro del análisis (para todos los niveles).
	Vigas rígidas (columnas y paredes)	Vigas rígidas (columnas y paredes)	Todos los elementos		✓Criterio de desempeño de los elementos (DSE) ✓Análisis Pushover (DSE)
	Grado 1	Grado 2	Grado 3	ASCE41 (<i>American Society of Civil Engineers</i>), FEMA 440	✓Máximo desplazamiento relativo Grado 3, No. 3, No. 4)
	Checklist para evaluar de manera general el desempeño estructural	Revisión de la capacidad y la deficiencia de cada elemento Acciones controladas por fuerzas	1. Estático lineal 2. Dinámico lineal 3. Estático no lineal		✓Criterio de desempeño de los elementos (Grado 3, No.3)

Tipo	Evaluación Simplificada	Evaluación Detallada		Estándares de Referencia	Características
		Acciones controladas por deformaciones	4. Dinámico no lineal Para todos los elementos (Nota 1)		<ul style="list-style-type: none"> ✓ Análisis Pushover (Grado 3, No.3) ✓ Método de Espectro de Capacidad (Grado 3, No. 3) ✓ Método de los Coeficientes (Grado 3, No. 3)

(Nota 1): en este manual de diseño de reforzamiento sísmico se introduce el análisis estático no lineal como parte de la evaluación de grado 3.

En este manual de diseño de reforzamiento sísmico se introducen tres tipos de metodologías para el diseño de reforzamiento, al igual que en el manual de evaluación sísmica, los cuales son:

1. Procedimiento Basado en el Índice Sísmico, tipo 1.
2. Procedimiento Basado en el Índice Sísmico, tipo 2.
3. Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico.

Donde, el diseño de reforzamiento sísmico mediante la aplicación del procedimiento basado en el índice sísmico tipo 1 (segundo nivel de evaluación) puede desarrollarse de manera manual y mediante la aplicación de hojas de cálculo, aplicando el modo de colapso de las columnas en edificios existentes de marcos de concreto reforzado de mediana altura (6 niveles o menos).

El procedimiento basado en el índice sísmico tipo 2 (Evaluación sísmica detallada) se lleva a cabo basándose en el análisis estático no lineal, mediante el análisis Pushover.

En cuanto al procedimiento basado en el desempeño sísmico, este manual servirá de guía para la aplicación de procedimientos estáticos no lineales mediante el uso del Método de Espectro de Capacidad y el Método de los Coeficientes de Desplazamiento. Para ello, se recomienda que los usuarios de este manual se refieran a ASCE 41 y FEMA 440 para más detalles.

Para motivos prácticos, este manual de diseño de reforzamiento sísmico estará divido en dos partes:

- I. Marco conceptual
- II. Cálculos del Edificio Modelo

En el marco conceptual se introduce cada una de las metodologías de diseño de reforzamiento sísmico y su modelación de cálculo. En la parte de los Suplementos se hace una breve explicación de los Experimentos Estructurales del Proyecto HOKYO llevados a cabo por la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA; y los Trabajos de Prueba (Construcción de Prueba) desarrollados en las instalaciones de la Universidad de El Salvador, UES.

En la parte de los cálculos se desarrollan ejemplos de cálculo de diseño de reforzamiento sísmico del Edificio Modelo, el cual será de utilidad para los usuarios de este manual ya que aquí se muestra la aplicación de cada tipo de procedimiento.

1.2 Características técnicas y comparación de procedimientos

En la Tabla 1.2-1 se muestran características técnicas y comparación de los 3 procedimientos (métodos) de diseño de reforzamiento sísmico aplicados en este manual. En la tabla se indican elementos de reforzamiento sísmico, tales como marcos de acero de arriostramiento y paredes de cortante de concreto reforzado.

Tabla 1.2-1 Comparación de métodos de diseño de reforzamiento sísmico.

Ítem	Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1 – Segundo Nivel de Evaluación).	Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2 – DSE) (Nota 1)	Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico (Grado 3 – CSM; CM) (Nota 2)
1. Concepto básico de desempeño sísmico (Nota 3).	Resistencia×Ductilidad (Principio de energía constante modificado).	Resistencia×Ductilidad (Principio de desplazamiento constante).	Punto de desempeño en la curva $S_a - S_d$.
2. Desempeño sísmico objetivo y evaluación de período de la edificación.	Espectro de aceleración de diseño según NTDS 94. Donde el período se calcula en función de la altura del edificio como un método empírico.	← Al igual que en el recuadro señalado.	Espectro de aceleración de diseño según NTDS 94. El período se analiza en función de la rigidez efectiva y el peso sísmico del edificio.
3. Absorción de energía por el comportamiento plástico de los marcos y reducción del valor objetivo.	No se muestra de manera explícita. La absorción de energía se ha considerado al introducir el concepto de índice de ductilidad.	← Al igual que en el recuadro señalado.	La absorción de energía depende de la relación plástica de las características de la fuerza restauradora, se evalúa como una relación de amortiguamiento viscoso equivalente (linerización), y el objetivo inicial S_a (espectro de aceleración) se reduce de forma acorde. No se muestra de manera explícita en el CM.
4. Rango de evaluación	En cada nivel y en cada dirección principal (X-Y).	← Al igual que en el recuadro señalado.	Sistema SDOF ¹ equivalente para cada dirección principal.
5. Evaluación de desempeño sísmico básico.	Se evalúan el índice de resistencia y el índice de	El análisis Pushover (análisis estático no lineal) se lleva a cabo para obtener la curva de	Se conduce el análisis Pushover (análisis estático no lineal) para obtener la

¹ Sistema de un Solo Grado de Libertad (Single Degree Of Freedom, SDOF por sus siglas en inglés)

Ítem	Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1 – Segundo Nivel de Evaluación).	Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2 – DSE) (Nota 1)	Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico (Grado 3 – CSM; CM) (Nota 2)
	ductilidad de cada columna.	capacidad y así determinar el índice de resistencia y el índice de ductilidad.	curva de capacidad como parte del CSM.
6. Criterios de aceptación.	$I_s \geq I_{so}$ I_s : índice sísmico de la estructura. I_{so} : índice de demanda sísmica.	$I_s \geq I_{so}$ Aquí también se comprueban aspectos como: <ul style="list-style-type: none"> • Ángulos de rotación plástica (propiedades de rótulas) de los elementos. • Relación de momento – curvatura en elementos viga y columna. • Relación de fuerza y deformación axial, para elementos de arrostramiento. • Relación de fuerza cortante y deformación, para paredes de cortante de concreto reforzado. 	El punto de desempeño (intersección de la curva de capacidad y la demanda sísmica reducida) se obtiene y se chequean aspectos como: <ul style="list-style-type: none"> • Ángulos de rotación plástica (propiedades de rótulas) de los elementos. • Relación de momento – curvatura en elementos viga y columna. • Relación de fuerza y deformación axial, para elementos de arrostramiento. • Relación de fuerza cortante y deformación para paredes de cortante de concreto reforzado.
7. Límites de aplicación	- 6 niveles como máximo - Marcos de concreto reforzado con modo de colapso de las columnas,	En principio, marcos con modo de colapso de vigas y columnas	En principio, no hay limitaciones. Se requiere comprobar las propiedades de las rótulas de vigas y columnas en el punto de desempeño.
8. Irregularidad de los marcos.	Se introduce el concepto del índice de irregularidad (S_D)	Al igual que en el recuadro señalado →	Se evalúa en el análisis tridimensional
9. Deterioro de los marcos por el transcurso del tiempo.	Se introduce el concepto del índice de tiempo (T).	← Al igual que en el recuadro señalado.	Valoración por parte del ingeniero responsable del diseño.
10. Cálculo operacional.	Es posible realizar el cálculo de manera manual.	Se aplica un software informático para el análisis estático no lineal (Pushover).	Se aplica un software informático de análisis estático no lineal (pushover) y el CSM.

Ítem	Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1 – Segundo Nivel de Evaluación).	Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2 – DSE) (Nota 1)	Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico (Grado 3 – CSM; CM) (Nota 2)
11. Modelo de marcos de arrostramiento de acero.	Se evalúan la resistencia y la ductilidad mediante cálculo manual.	Al igual que en el recuadro señalado →	Evaluado como elemento de acero directamente (tensión y compresión) o pared equivalente de concreto reforzado.
12. Modelo de paredes de cortante de concreto reforzado.	Se evalúan la resistencia y la ductilidad mediante cálculo manual.	Al igual que en el recuadro señalado →	La pared de cortante de concreto reforzado se imputa como una línea lineal hasta el límite de fluencia y sin absorción de energía hasta el límite de fluencia.
13. Otros	<p>En principio, se valora el modo de colapso de las columnas mediante la aplicación de la siguiente fórmula en la conexión viga-columna (nodo) típica:</p> $\Sigma M_c < 1.2 \Sigma M_b$ <p>Donde:</p> <p>M_c: momento flector de la columna.</p> <p>M_b: momento flector de las vigas</p>	<p>Al igual que en el recuadro señalado →</p>	<p>Se suele utilizar $1.1 \times \sigma_y$ como valor por defecto.</p> <p>El acero de refuerzo de las losas no se evalúa directamente para la resistencia de las vigas.</p> <p>Nota:</p> <p>σ_y : límite de fluencia del acero de refuerzo.</p>

Nota 1: Evaluación Sísmica Detallada (DSE por sus siglas en inglés)

Nota 2: Método de Espectro de Capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento (CSM y CM por sus siglas en inglés).

Nota 3: En cuanto al ítem I, de la Tabla 1.2-1, la siguiente figura explica dos conceptos fundamentales, el principio de energía constante y principio de desplazamiento constante. En el principio de energía constante se aplica a períodos de vibración más cortos, mientras que el principio de desplazamiento constante se aplica a períodos de vibración más largos.

A continuación, se muestra el principio de energía constante y principio de desplazamiento constante utilizando un modelo perfectamente elástico.

$$C = V/W$$

$$\mu = \delta_u/\delta_y$$

Donde:

C : Coeficiente de resistencia.

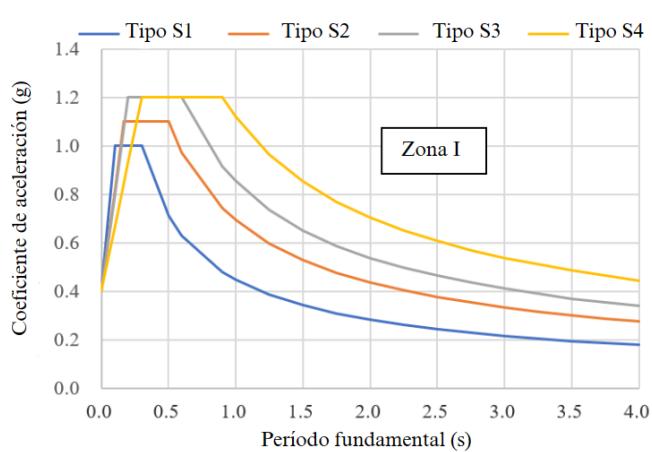
V : Fuerza cortante de entrepiso.

W : Peso sísmico del edificio.

μ : Razón de ductilidad

δ_u : Desplazamiento último

δ_y : Desplazamiento de fluencia



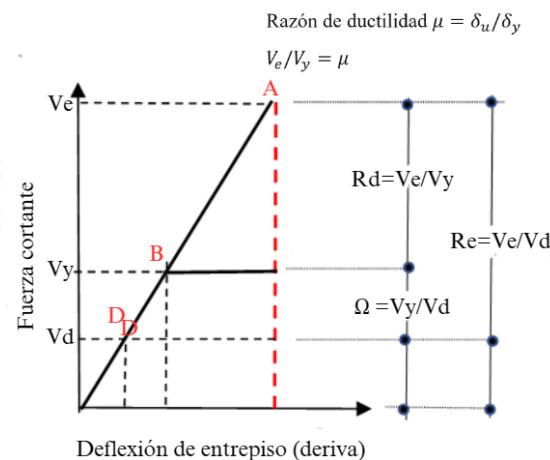
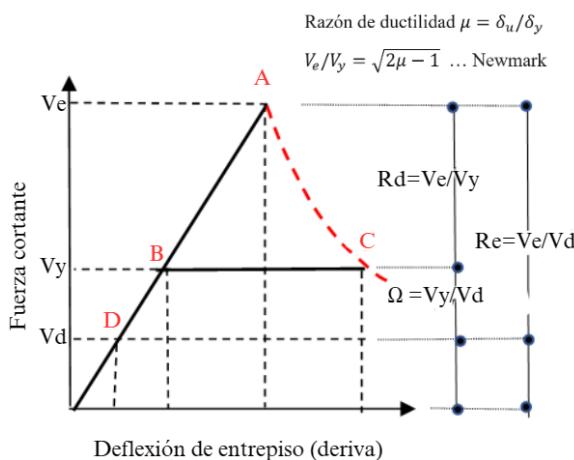
$$C \times \sqrt{2\mu - 1} = Constante$$

según principio de desplazamiento constante

$$C \times \mu = Constante;$$

según principio de energía constante

Entonces:



Nota: el área comprendida bajo la curva carga-deflexión muestra la cantidad energía absorbida por el sistema.

Figura 1.2-1 Concepto de principio de energía constante (izquierda) y principio de desplazamiento constante (derecha) de la respuesta sísmica.

Con relación al principio de energía constante modificado, se utiliza la ecuación $\frac{\sqrt{2\mu-1}}{0.75(1+0.05\mu)}$ en lugar de $\sqrt{2\mu-1}$. Esta modificación de la ecuación se introduce en el análisis tiempo – historia del modelo tri – lineal.

En el caso del uso del Método de los Coeficientes de Desplazamiento, la demanda sísmica reducida se expresa mediante una recta vertical en la Figura 1.2-2, el cual expresa el Desplazamiento Espectral Objetivo, S_d , por lo que se puede aseverar que el Método de los Coeficientes de Desplazamiento se basa en el principio de desplazamiento constante

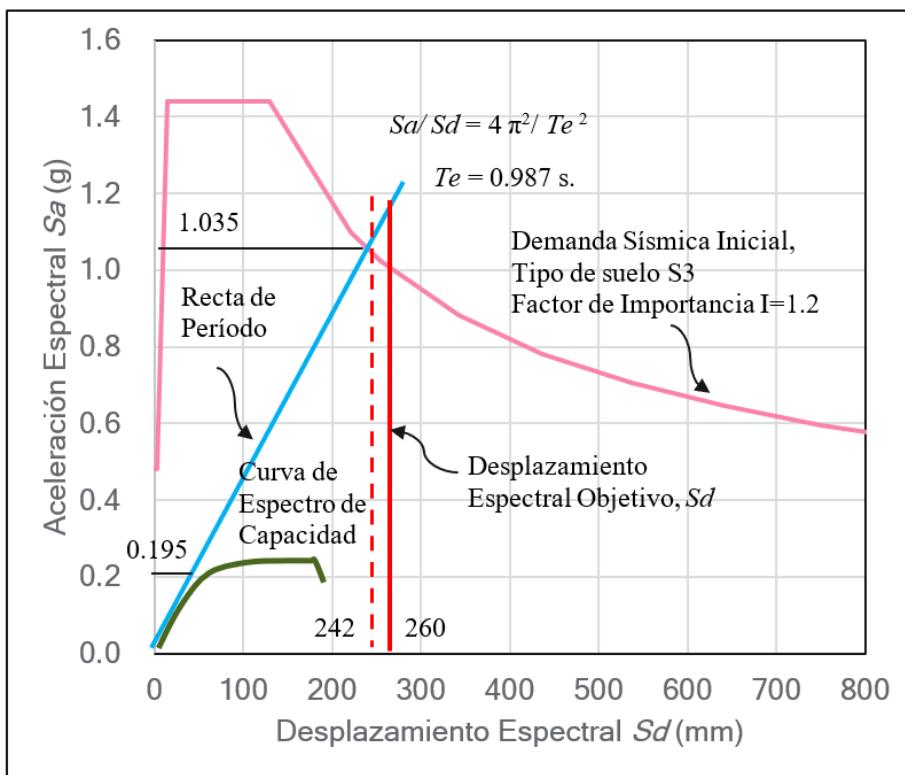


Figura 1.2-2 Ejemplo de desplazamiento espectral objetivo, S_d mediante el método de los coeficientes de desplazamiento

Fuente: Figura 5C.3-20 Método de espectro de capacidad por el método de los coeficientes de desplazamiento. Manual de Evaluación Sísmica de Edificios Existentes, 2023

Capítulo 2 Plan de diseño de reforzamiento sísmico

2.1 Plan de reforzamiento sísmico

2.1.1 Generalidades

En esta sección se define la política básica para cumplir con el desempeño sísmico requerido mediante la mejora de la resistencia /o ductilidad del edificio existente. Adicionalmente, se selecciona el método de reforzamiento óptimo para satisfacer el desempeño sísmico requerido. Se lleva a cabo un estudio en la fase de planificación del diseño de reforzamiento, considerando la función del edificio tras la construcción del reforzamiento, así como la mejora del desempeño mediante la adición de elementos de reforzamiento sísmico.

2.1.2 Clasificación de los métodos de reforzamiento sísmico

En la Figura 2.1-1 se muestra cómo se clasifican los métodos de reforzamiento y los sistemas de mejora sísmica. Generalmente el reforzamiento sísmico permite que se alcance una mejora en la resistencia o la ductilidad del edificio existente. A través del plan y acción de reforzamiento, la posibilidad de daño sísmico se reduce. Sin embargo, los temas de reducción de fuerzas sísmicas mediante el aislamiento de cimentaciones y los sistemas de control de vibración quedarán fuera del alcance de este manual.

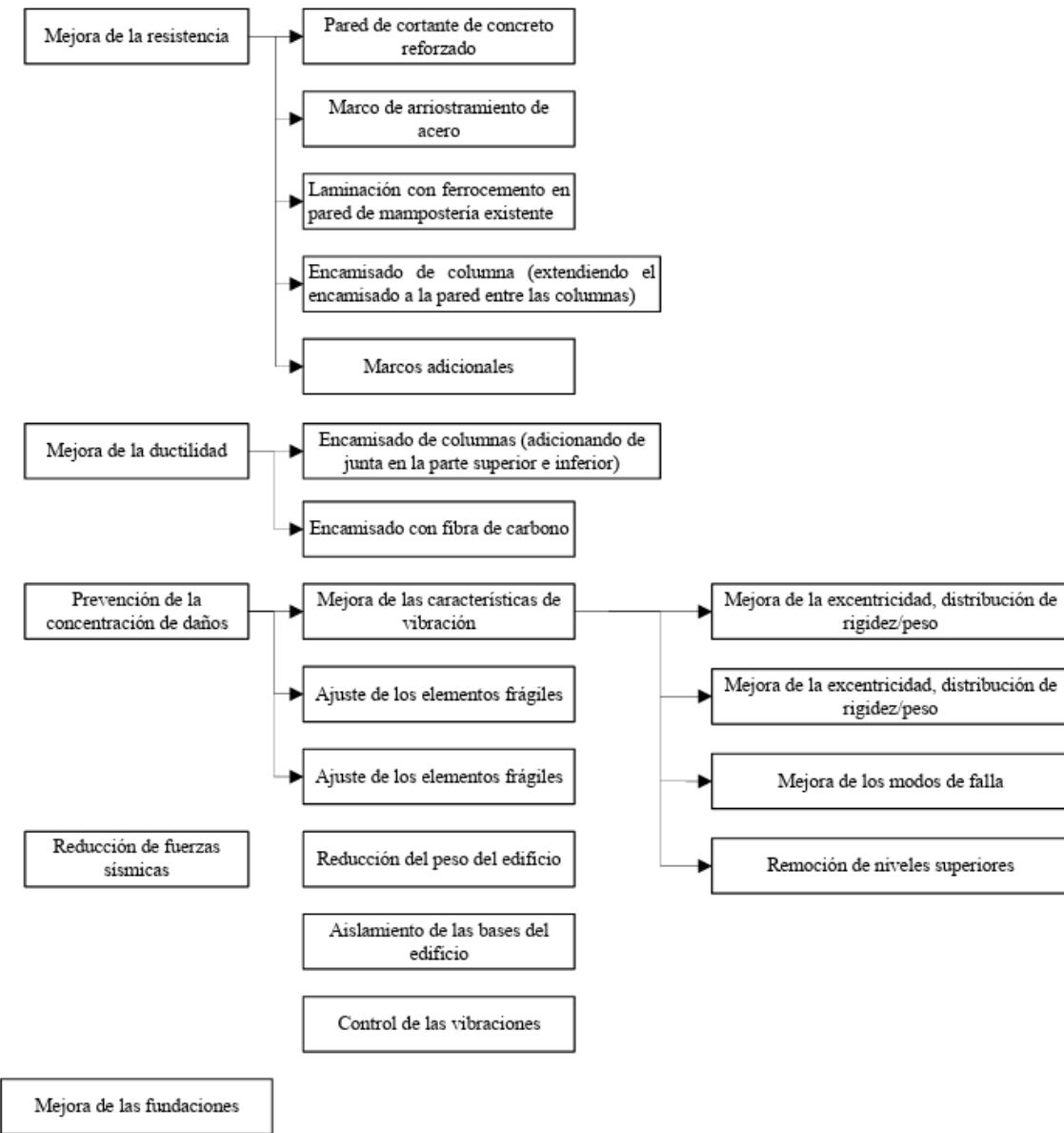


Figura 2.1-1 Clasificación de los métodos de reforzamiento/ sistemas para mejora de la sismicidad.

2.1.3 Concepto básico de plan de reforzamiento sísmico

En la Figura 2.1-2 se muestra el concepto básico de diseño de reforzamiento sísmico, el cual se lleva a cabo en base a tres distintos enfoques, los cuales son:

1. Método de reforzamiento orientado a la resistencia (curva S)
2. Método de reforzamiento orientado a la ductilidad (curva D)
3. Método de reforzamiento orientado a la resistencia y la ductilidad (curva B)

Existen edificios de concreto reforzado con deficiencias relacionadas con la resistencia y la ductilidad. Para mejorar la ductilidad de estos edificios, es posible que se haya que reforzar las columnas de los niveles inferiores. Esto permitiría alcanzar una gran deflexión de los marcos y ocasionar daños a los elementos no estructurales, por lo que se recomienda que el diseño de reforzamiento sísmico se oriente a la resistencia y, en principio, reducir las derivas de los marcos. Esto también reduciría el riesgo de daños en el plano de las paredes no estructurales que podrían conformar los marcos existentes. Por ello, los métodos de mejora de la resistencia, como las paredes de cortante de concreto reforzado, marcos de arriostramiento de acero (con un método de conexión indirecta a la estructura existente) y encamisado de columnas, se abordarán con mayor profundidad en el Capítulo 3. Por otra parte, la posibilidad que se produzca un fallo por cortante en la unión viga – columna es alta cuando se producen deflexiones considerables y el método de reforzamiento en dicho punto no es fácil de llevar a cabo en la práctica.

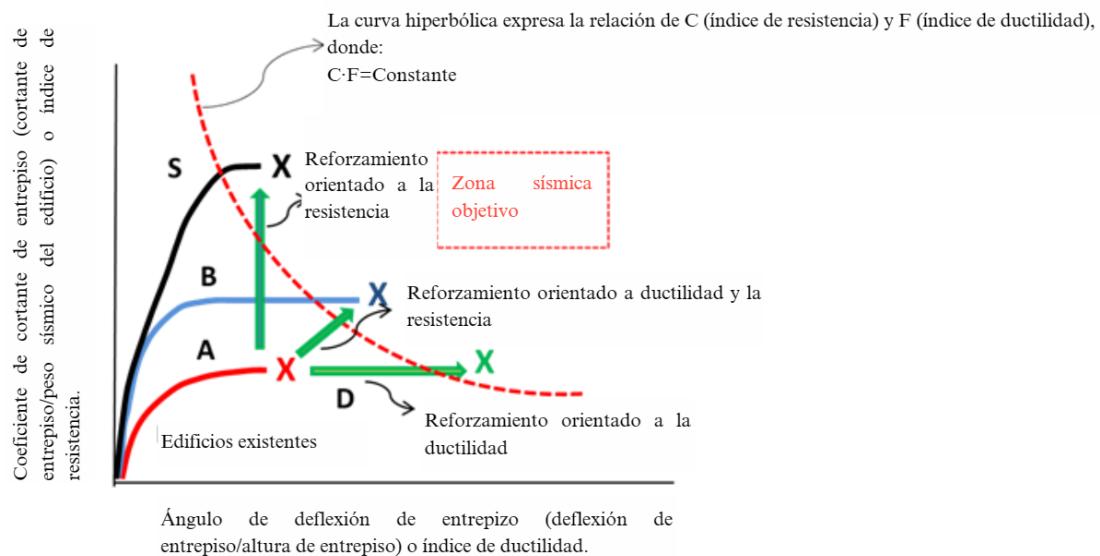


Figura 2.1-2 Concepto de reforzamiento sísmico para edificios existentes de concreto reforzado

2.1.4 Procedimientos de diseño de reforzamiento sísmico

En cuanto al diseño de reforzamiento sísmico, en este manual se introducen tres tipos de procedimientos los cuales son:

1. Procedimiento basado en el índice sísmico tipo 1 (segundo nivel de evaluación).
2. Procedimiento basado en el índice sísmico tipo 2 (evaluación sísmica detallada).
3. Procedimiento basado en el desempeño sísmico (método de espectro de capacidad y método de los coeficientes de desplazamiento)

El diseño de reforzamiento sísmico aplicando el procedimiento basado en el desempeño sísmico tipo 1 (segundo nivel de evaluación) se presenta en la sección 2.2. Mientras que el diseño de reforzamiento sísmico aplicando el procedimiento basado en el desempeño sísmico tipo 2 (evaluación sísmica detallada) se introduce en la sección 2.3. Por otra parte, en la sección 2.4 se introduce el diseño de reforzamiento sísmico mediante la aplicación del procedimiento basado en el desempeño sísmico (CSM o CM).

Cada uno de los procedimientos anteriormente mencionados, son métodos completos y el usuario de este manual de diseño de reforzamiento sísmico puede seleccionar el procedimiento que más se ajuste a su criterio. Dado que los procedimientos de los numerales 2 y 3 son procedimientos analíticos y no poseen una explicación explícita del diseño de los elementos de reforzamiento sísmico, es posible complementar el proceso del plan básico de diseño de reforzamiento, utilizando el procedimiento del numeral 1.

2.2 Procedimiento de reforzamiento sísmico (1)

2.2.1 Procedimiento basado en el índice sísmico tipo 1 (segundo nivel de evaluación)

(1) Proceso de diseño de reforzamiento

Para la planificación del reforzamiento sísmico tipo 1 (segundo nivel de evaluación) se deben considerar los siguientes factores:

1. Identificación del nivel más débil basándose en los resultados de la evaluación sísmica, especialmente del índice de resistencia C y el índice de ductilidad F de cada nivel y dirección; así como el índice de irregularidad S_D .
2. Definición del desempeño de demanda.
3. Evaluación de las limitaciones del reforzamiento sísmico, como las características de la estructura existente, función del edificio, uso, costo, tiempo y facilidad de construcción.
4. Selección del método de reforzamiento efectivo para alcanzar el desempeño sísmico basado en la demanda requerida.
5. Estimación del volumen de reforzamiento sísmico necesario.
6. Preparación de un esquema de los elementos estructurales que serán reforzados.
7. Determinación de los valores I_s y C y de su distribución vertical uniforme tras la adición de los elementos de reforzamiento.
8. Evaluación del impacto en la fundación existente.

(2) Plan básico de reforzamiento sísmico

(a) Generalidades

El desempeño sísmico requerido del reforzamiento se define por la diferencia entre el desempeño de demanda y el desempeño del edificio existente. La disposición de los elementos de reforzamiento se planifica en base a la cantidad estimada de elementos de reforzamiento obtenida a partir del desempeño sísmico esperado de los métodos de reforzamiento seleccionados. Al planificar la disposición de los elementos de reforzamiento, se debe considerar el equilibrio sísmico y la influencia en las funciones del edificio.

(b) Resistencia requerida de los elementos de reforzamiento

El índice sísmico de la estructura I_s se define mediante la siguiente expresión:

$$I_s = E \cdot S_D \cdot T = \frac{n+1}{n+i} \cdot C \cdot F \cdot S_D \cdot T$$

$$C \cdot F = \frac{n+i}{n+1} \cdot \frac{I_s}{S_D \cdot T}$$

Donde:

$$C = \frac{Q}{W}$$

Por lo que, en el caso de métodos de reforzamiento orientados a la resistencia, se estima la resistencia requerida. La falta de resistencia en el índice de ductilidad deseado se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta Q_i = \Delta C_i \times \Sigma W_i = \frac{n+i}{n+1} \times \frac{1}{F'} \times \left(\frac{R I_s}{S'_D \cdot T'} - \frac{I_{si}}{S_D \cdot T} \right) \times \Sigma W_i \quad \text{Ec 2.1}$$

Donde:

ΔC_i : Falta de índice de resistencia en el i – ésmo nivel.

ΔQ_i : falta de resistencia cortante en el i – ésmo nivel.

ΣW_i : Peso sísmico total del edificio soportado en el i – ésmo nivel.

$\frac{n+i}{n+1}$: Inverso del factor de modificación de cortante por entrepiso.

F' : Índice de ductilidad previsto para el reforzamiento.

$R I_s$: Índice sísmico objetivo de la estructura para el reforzamiento.

I_{si} : Índice sísmico de la estructura en el i – ésmo nivel antes de reforzamiento.

S_D : Índice de irregularidad de la estructura antes de reforzamiento.

S'_D : Índice de irregularidad de la estructura luego de reforzamiento.

T : Índice de tiempo de la estructura antes de reforzamiento.

T' : Índice de tiempo de la estructura después de reforzamiento.

Para el proceso de cálculo, se utiliza el formato según la siguiente Tabla 2.2-1.

Tabla 2.2-1 Formato para cálculo de cantidad de elementos de reforzamiento requeridos

Nivel	Peso sísmico ΣW (omitiéndose factor de carga) (kN)	$\frac{n+i}{n+1}$	Resistencia cortante de diseño, luego de reforzamiento Q $\frac{n+i}{n+1} \times \frac{I_{so}}{F \times S_d \times T} \times \Sigma W_i$ (1) kN	Resistencia original $C_{en F} \times \Sigma W_i$ (2)		Resistencia adicional requerida, Q (1)-(2) (kN)	Número de elementos requeridos (resistencia, kN)
				C	Q (kN)		
2							
1							

Nota: el formato presentado es para un edificio de dos niveles.

Por ejemplo, si se considera un reforzamiento orientado a la resistencia, se planificaría una marco de arriostramiento de acero en la dirección X y una pared de cortante de concreto reforzado en la dirección Y como un reforzamiento sísmico, la resistencia requerida y el número de elementos para el reforzamiento se calcularía de la siguiente manera: suponiéndose un índice de ductilidad $F = 2.0$ para el marco de acero de arriostramiento y un $F = 1.27$ para la pared de cortante de concreto reforzado. Por lo que la determinación del índice de resistencia C se realizaría según la Figura 2.1-1. Los detalles sobre el diseño se abordan con mayor profundidad en el Capítulo 3. Por otra parte, el capítulo C1 presenta el Edificio Modelo, introducido en el Manual de Evaluación Sísmica y es utilizado para exemplificar los procesos de cálculo de diseño de reforzamiento.

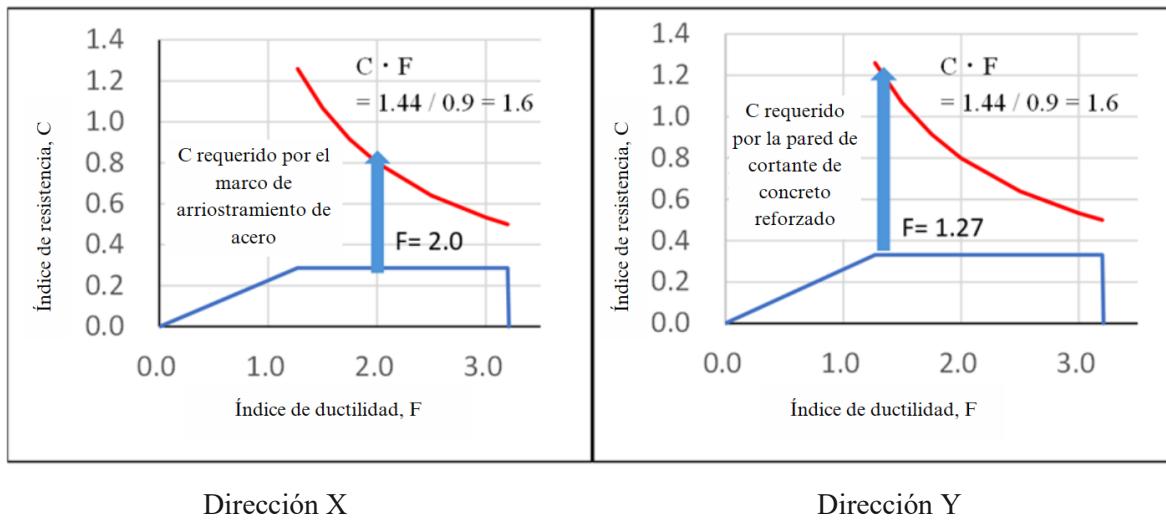


Figura 2.2-1 Concepto de reforzamiento sísmico según la relación C y F

(c) Ejemplo de cálculo

A continuación, se presenta un breve ejemplo de cálculo utilizando los elementos previamente mencionados, marcos de arriostramiento de acero y paredes de cortante de concreto reforzado.

Dirección X: marco de arriostramiento de acero

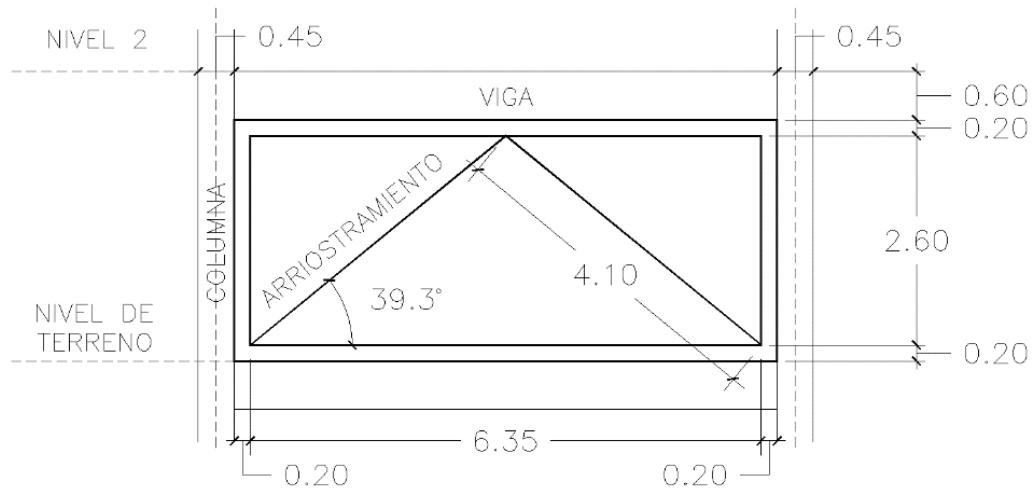


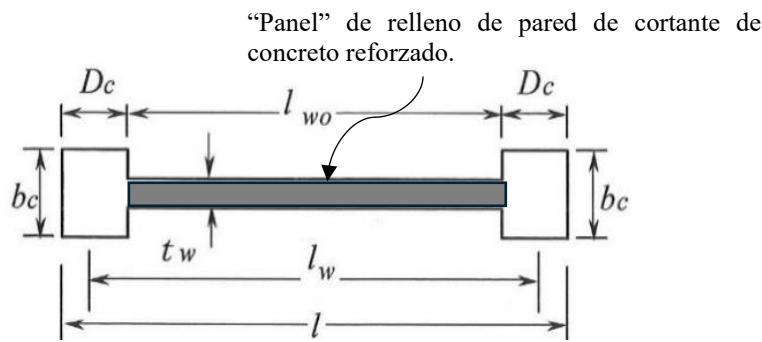
Figura 2.2-2 Ejemplo de marco de acero de arriostramiento en primer nivel

Perfil: $\square 250 \times 200 \times 6\text{mm}$ o equivalenteRadio de giro: $i_X = i_Y = 78.8\text{mm}$ Relación de esbeltez: $\lambda = 4,104/78.8 = 52.1 < 58$ (*límite superior*)Sección transversal $A = 4,563\text{mm}^2$ Acero: ASTM A500, Grado B $F = \sigma_y = 320\text{N/mm}^2$ Resistencia horizontal = $\cos(39.3^\circ) \times (T + C) = 0.774 \times (1,460 + 1,311) = 2,145\text{kN}$

Tabla 2.2-2 Cantidad de marcos de arriostramiento de acero requeridos - Dirección X

Nivel	Peso sísmico ΣW (omitiéndose factor de carga) (kN)	$\frac{n+i}{n+1}$	Resistencia cortante de diseño, luego de reforzamiento Q $\frac{n+i}{n+1} \times \frac{1.44}{2.0 \times 1.0 \times 1.0} \times \Sigma W_i$ (1) kN	Resistencia original $C_{en F} \times \Sigma W_i$ (2)		Resistencia adicional requerida, Q (1)-(2) (kN)	Número de elementos requeridos (resistencia, kN)
				C	Q (kN)		
1	9,403	1.00	6,770	0.18	1,693	5,077	$4 \times 2,145 = 8,580\text{kN}$ $(8,580 > 5,077)$ $\therefore 4$ arriostramientos $C = \frac{8,580 + 1,693}{9,403}$ $C = 1.093$

Nota: El índice de ductilidad, F , para los marcos de arriostramiento de acero es evaluado como 2.0 basado en los resultados de los experimentos estructurales realizados en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA.

Dirección Y: pared de cortante de concreto reforzado

$$wQ_{su} = \max\left(p_w \cdot {}_w\sigma_y, \frac{F_{cw}}{20} + 0.5 \cdot p_w \cdot {}_w\sigma_y\right) \cdot t_w \cdot l' \quad \text{Ec. 3.6}$$

Fuente: Ecuación 3.1.5-4 Guidelines for seismic retrofit design of existing reinforced concrete buildings, 2001.

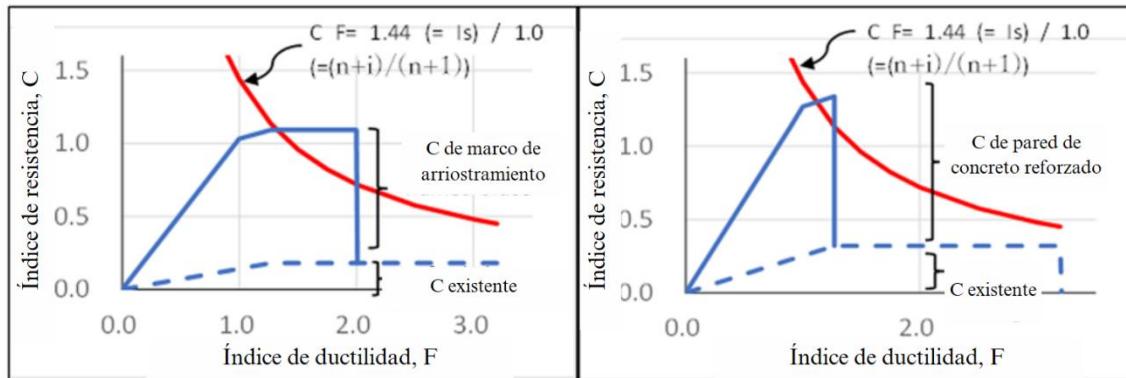
$$wQ_{su} = 2,590kN \quad (l = 6,400kN), 2,300kN \quad (l = 5,700mm) \rightarrow Q = 2,500 + 2300 = 4,800kN$$

Tabla 2.2-3 Cantidad de paredes de cortante de concreto reforzado requeridas

Nivel	Peso sísmico ΣW (omitiéndose factor de carga) (kN)	$\frac{n+i}{n+1}$	Resistencia cortante de diseño, luego de reforzamiento Q $\frac{n+i}{n+1} \times \frac{1.44}{1.27 \times 1.0 \times 1.0} \times \Sigma W_i$ (1) kN	Resistencia original		Resistencia adicional requerida, Q (1)-(2) (kN)	Número de elementos requeridos (resistencia, kN)
				$C_{en F} \times \Sigma W_t$ (2)	C	Q (kN)	
1	9,403	1.00	10,662	0.32	3,009	7,653	$4800 \times 2 = 9600kN$ $(9600 > 7,653)$ $\therefore 2 \text{ paredes}$ $C = \frac{3,009 + 9600}{9,404}$ $C = 1.34$

Nota: El índice de ductilidad, F , de las paredes de cortante de concreto reforzado es evaluado como 1.27 basado en los resultados de los experimentos estructurales realizados en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA.

La Figura 2.2-3 muestra el desempeño sísmico después de reforzamiento y la relación de $C - F$.



- a) Reforzamiento mediante marcos de arriostramiento de acero, dirección X
- b) Reforzamiento mediante paredes de cortante de concreto reforzado, dirección Y

2.3 Procedimiento de reforzamiento sísmico (2)

2.3.1 Procedimiento basado en el índice sísmico tipo 2 (DSE)

En el procedimiento basado en el índice sísmico tipo 2 (evaluación sísmica detallada), se evalúa el índice E_o de la curva “cortante basal-deriva de entrepiso” en cada nivel y en cada dirección principal.

A manera de ejemplo, se muestran los resultados en la dirección X (longitudinal) del Edificio Modelo, presentado en el Capítulo C1 del Manual de Evaluación Sísmica; donde se obtuvo un índice E_o de 0.62 para el primer nivel y 0.54 para el segundo nivel, donde en ambos casos será igual al Índice sísmico I_s (puesto que el índice de irregularidad y el índice de tiempo son iguales a 1.0), menores al índice de demanda sísmica de $I_{so} = 1.44$.

En el apartado b) de la Figura 2.3-2 se muestra, a modo de referencia, el concepto de curva de capacidad tras el reforzamiento sísmico en el primer nivel del edificio modelo, donde:

- 1) Reforzamiento sísmico orientado a la resistencia suponiendo que la deriva de entrepiso es la misma que la estructura original.
- 2) Reforzamiento sísmico orientado a la ductilidad suponiendo que la resistencia es la misma que la estructura original.

Se recomienda estudiar métodos razonables de reforzamiento sísmico para alcanzar el E_o objetivo.

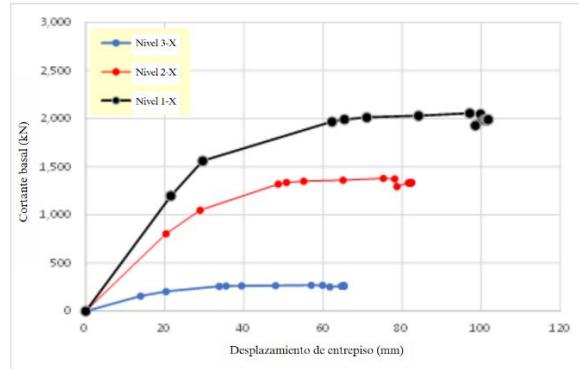


Figura 2.3-1 Curva de fuerza cortante - deriva de entrepiso en el punto CP.

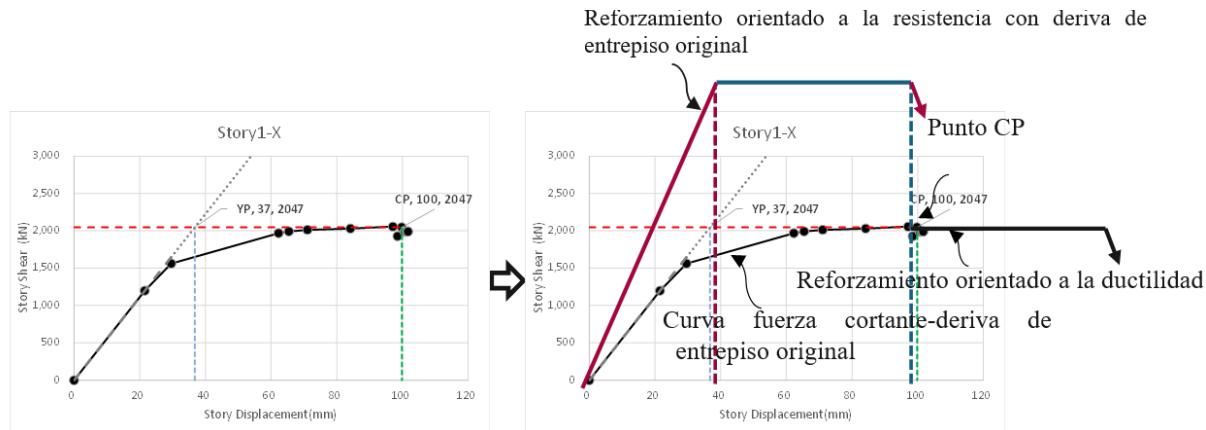


Figura 2.3-2 Curva de fuerza cortante-deriva de entrepiso del edificio modelo - Dirección X

2.4 Procedimiento de reforzamiento sísmico (3)

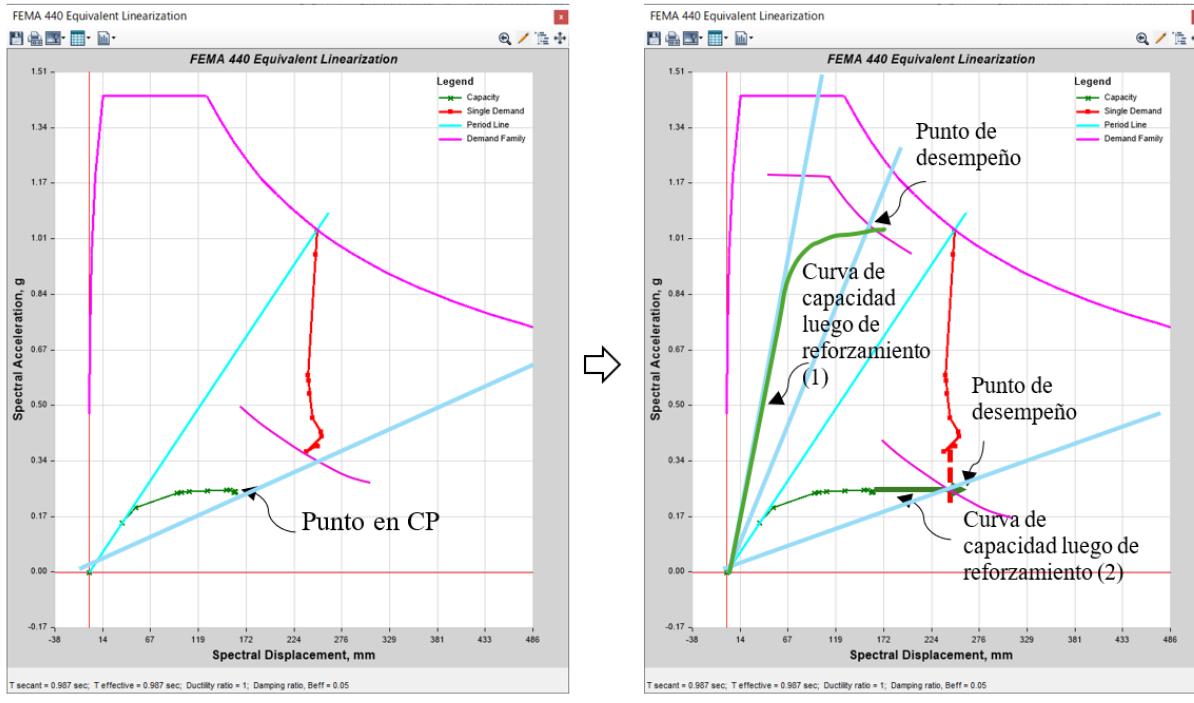
2.4.1 Procedimiento basado en el desempeño sísmico (CSM – CM)

La curva Pushover se representa en la relación $S_a - S_d$ como un sistema SDOF para cada dirección. Durante este proceso, la estructura experimenta deformación plástica, lo que contribuye a la absorción de energía y a la reducción de la demanda sísmica. Además, basándose respuesta elástica se determina la relación de amortiguamiento viscoso equivalente, a este proceso se le denominado como *linerización*.

En la Figura 2.4-1 muestra el resultado de la curva de capacidad y demanda sísmica del edificio modelo en su dirección X, del capítulo 5C3.1 del Manual de Evaluación Sísmica. En dicha figura se puede evidenciar que no se obtuvo el punto de desempeño, punto que define la intersección entre la demanda sísmica reducida y la curva de capacidad. La Figura 2.4-1 b) también muestra el concepto de reforzamiento sísmica para los siguientes dos casos:

- (1) Reforzamiento sísmico orientado a la resistencia.
- (2) Reforzamiento sísmico orientado a la ductilidad.

Por lo que se sugiere un estudio razonable de los métodos de reforzamiento sísmico para llegar al punto de desempeño.



a) Antes de reforzamiento

b) Concepto de reforzamiento sísmico

Figura 2.4-1 Curva de capacidad y demanda sísmica - Dirección X

Fuente: tomadas del Manual de Evaluación Sísmica en su capítulo 5C3.1, 2023.

2.5 Resumen de los experimentos estructurales

A continuación, se presenta un resumen de los Experimentos Estructurales realizados en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. Dichos resultados se abordan con mayor profundidad en el suplemento 1.

2.5.1 Envoltorios de curvas carga-deflexión de edificios existentes

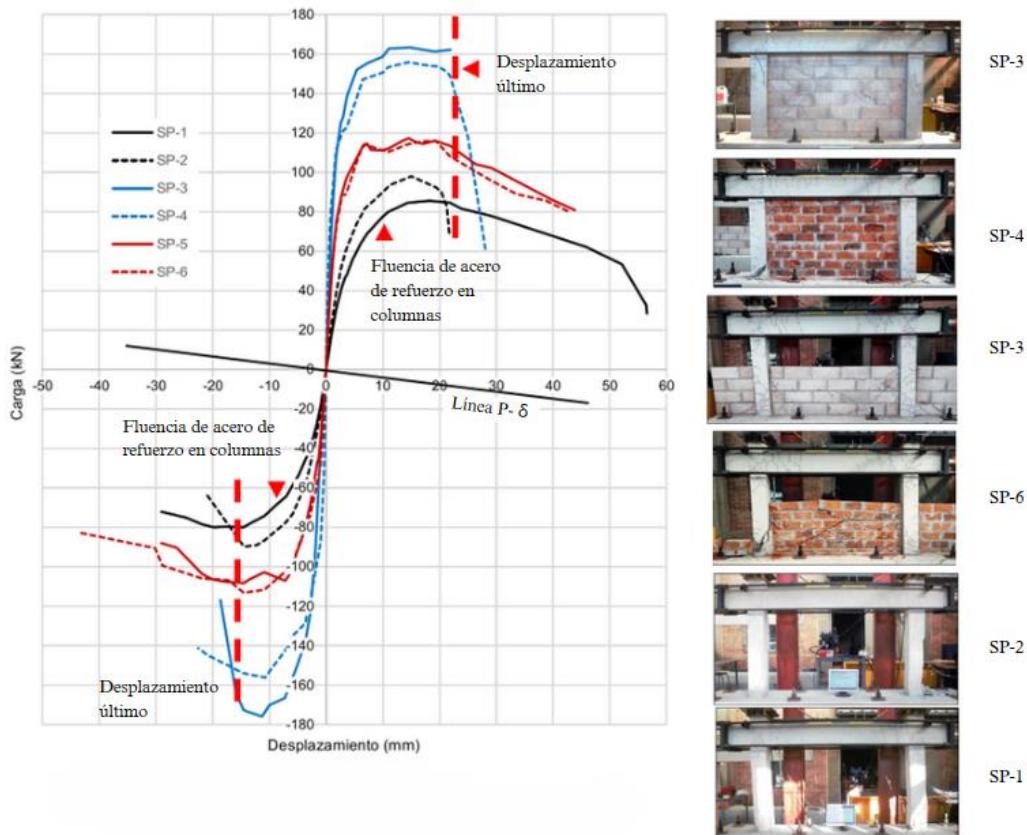


Figura 2.5-1 Envolventes de curvas carga-deflexión de especímenes de concreto reforzado.

Evaluación de la ductilidad

La razón de ductilidad, μ , se estimó de acuerdo con los resultados obtenidos en los experimentos estructurales. Sin embargo, el desplazamiento último, Δf , se estimó en base a la definición del ASCE 41-17, donde, Δf se encuentra en el punto de $0.8V_d$ (resistencia máxima).

- $\Delta f = 24.3\text{mm}$ (SP - 4, positivo) (1.67% de la deriva de entrepiso);
- $\Delta f = 17.2\text{mm}$ (SP - 3, negativo) (1.19% de la deriva de entrepiso).

a) Caso 1²

El desplazamiento de fluencia, δ_y , se define como la deflexión cuando el acero de refuerzo principal de la columna ha entrado en rango de fluencia (SP - 1).

² Referirse al Suplemento 2 para el caso 2.

- $\delta_y = 10.0\text{mm}$ (positivo) (0.69% de la deriva de entrepiso)
- $\delta_y = 7.0\text{mm}$ (negativo) (0.48% de la deriva de entrepiso)

Por lo tanto, se estima la razón de ductilidad, μ , en base a los resultados obtenidos:

- $\mu = \Delta f / \delta y = 2.43$ (positivo).
- $\mu = \Delta f / \delta y = 2.45$ (positivo).

Mediante la razón de ductilidad, μ , se establece el índice de ductilidad (introducido en el Capítulo 3 Procedimientos basados en el índice sísmico (tipo 1)), F , mediante la siguiente expresión:

$$F = \sqrt{\frac{2\mu - 1}{0.75(1 + 0.05\mu)}}$$

Entonces:

$$F = \frac{1.95}{0.84} = 2.32$$

Por lo tanto, se sugiere el uso de un $F = 2.0$ como valor límite superior del índice de ductilidad en la práctica de la evaluación sísmica, a menos que se realice un estudio especial de los efectos de las paredes no estructurales en marcos de concreto reforzado existentes.

En caso de $\Delta f = 29\text{mm}$ (2.0% de la deriva de SP – 1):

$$\mu = 2.9 \therefore F = 2.55 \text{ (positivo)}$$

2.5.2 Envolventes de curvas carga-deflexión de marcos de concreto reforzado con elementos de reforzamiento

En relación con la pared de cortante de concreto reforzado, se ha determinado un valor de razón de ductilidad de $\mu = 1.0$ y un índice de ductilidad $F = 1.27$. Para los otros tipos de reforzamiento sísmico basado en el uso de paredes, se definirán los mismos valores. Para el caso de los marcos de arriostramiento de acero, se ha evaluado un $\mu = 2.1$ y $F = 2.0$; donde la fractura de los dos elementos de arriostramiento (tensión y compresión) ocurrió en el estado final, mientras que las columnas todavía poseían la capacidad de soportar la carga vertical.

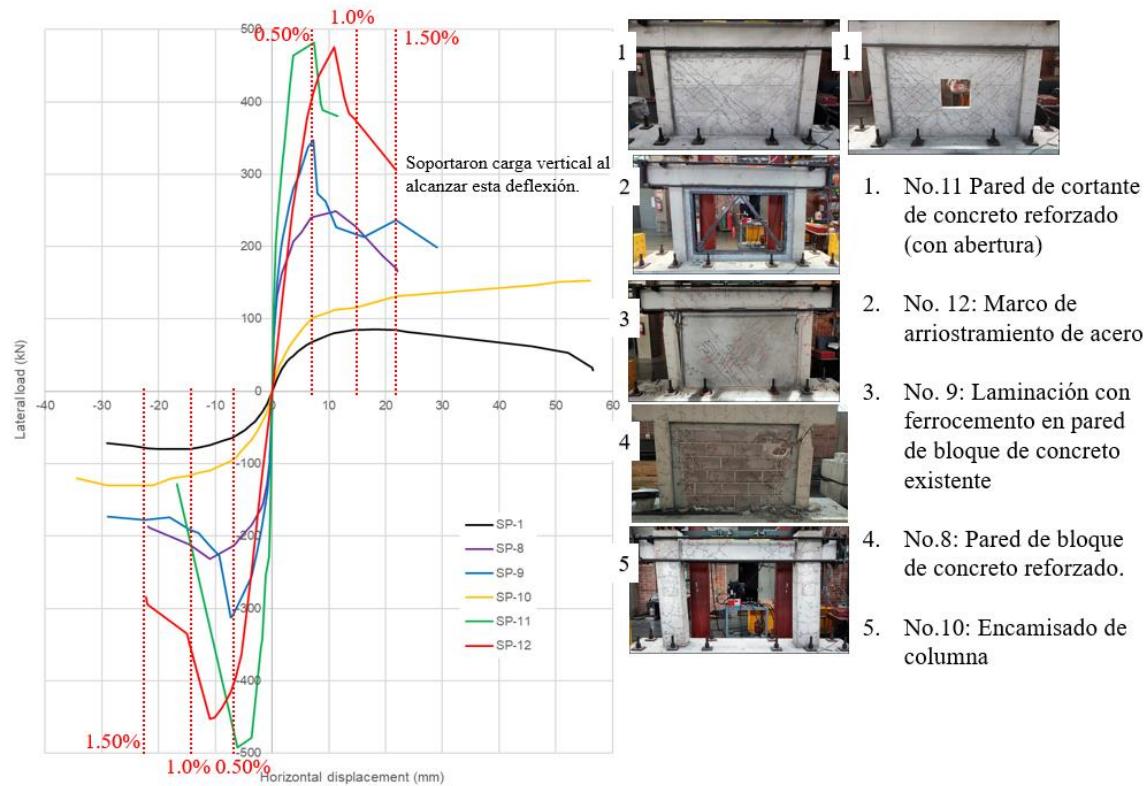


Figura 2.5-2 Envoltorios de curvas carga-deflexión de especímenes con elementos de reforzamiento

Capítulo 3 Diseño de elementos de reforzamiento sísmico

En este capítulo se introduce el diseño de elementos de reforzamiento sísmico, tales como: encamisado de columnas (ya sea mediante concreto reforzado o envoltura de fibra de carbono), paredes de cortante de concreto reforzado, arriostramientos de acero, laminación con ferrocemento y anclajes post-instalados. Así mismo, se cubren temas como la evaluación de la resistencia y ductilidad de dichos elementos y, las especificaciones técnicas de los elementos de reforzamiento sísmico citados.

3.1 Notaciones y definiciones

En esta sección se introduce la simbología para las fórmulas de cálculo utilizadas para el diseño de los elementos de reforzamiento sísmico. La aplicación de estas se abordará en las secciones 3.2, 3.3, 3.4 y 3.6.

Cabe resaltar que las notaciones utilizadas en este Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico son aquellas mismas que se introducen en el Capítulo 3: Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico (Tipo 1) del “Manual de Evaluación Sísmica”, basado en la normativa japonesa para evaluación sísmica y diseño de reforzamiento sísmico de la JBDPA³ del año 2001.

En cuanto a la simbología utilizada para el análisis estático no lineal (análisis Pushover) de Capítulo 4: Ejemplo de Modelación de Elementos de Reforzamiento Sísmico; Capítulo C1: Procedimientos Basados en el Índice Sísmico (Tipo 2: DSE) y, Capítulo C2: Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico (Grado 2: Método de Espectro de Capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento); Referirse a los capítulos de ASCE 41-17 (Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes).

Capítulo 3.2	Encamisado de columnas (concreto reforzado y envoltura con fibra de carbono).	Las notaciones mostradas en estos capítulos pueden consultarse en este Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico.
Capítulo 3.3	Pared de cortante de concreto reforzado.	
Capítulo 3.4	Marcos de arriostramiento de acero	
Capítulo 3.5	Laminación con ferrocemento	
Capítulo 3.6	Anclajes post-instalados	
Capítulo C1	Procedimientos Basados en el Índice Sísmico (Tipo 1: Segundo nivel de evaluación).	
Capítulo 4	Ejemplo de Modelación de Elementos de Reforzamiento Sísmico	Las notaciones mostradas en estos capítulos pueden
Capítulo C2	Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2: DSE)	

³ Japanese Standard and Guidelines (Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001 and Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, Japanese Building Disaster Prevention Association JBDPA, 2001.

Capítulo C3 Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico (Grado 2: consultarse en ASCE Método de Espectro de Capacidad y Método de los 41-17 Coeficientes de Desplazamiento)

NOTACIONES

Las notaciones utilizadas en este Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico son aquellas mismas de:

- (i) Directrices para Reforzamiento Sísmico de Edificios Existentes de Concreto reforzado, 2001.⁴
- (ii) Normativa para Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto reforzado, 2001.⁵

A sí mismo, las notaciones se dividen en dos secciones, Notación A y Notación B. Notación A refiriéndose a aquellas utilizadas en el diseño de reforzamiento sísmico y Notación B a las utilizadas para la evaluación sísmica, en base a la normativa y directrices japonesas para la evaluación sísmica y diseño de reforzamiento sísmico; clasificándose de esta manera para un mayor entendimiento de los usuarios de este Manual.

NOTACIÓN A: Diseño de Reforzamiento Sísmico

- A_c : Área efectiva proyectada del anclaje en la superficie cuando la falla cónica se produce a 45 grados (mm^2)
- A : Claro de cortante; distancia entre la cara de la viga en la parte superior de la columna y el punto de fuerza lateral desde la pared de relleno
- a_t : Área transversal bruta de las varillas de acero longitudinal del lado a tensión (mm^2)
- a_{t1} : Área transversal de las varillas de acero de refuerzo longitudinal a tensión (mm^2)
- a_{t2} : Área transversal de las varillas de acero de refuerzo a tensión en la parte de encamisado de la columna (mm^2)
- a_s : Área transversal de un set de varillas de acero de refuerzo (mm^2)
- a_s : Área transversal del perno (mm^2)
- a_e : Área transversal mínima del anclaje expansivo (mm^2)
- a_o : Área transversal efectiva de la varilla roscada, o área transversal nominal de la varilla de anclaje (mm^2).
- sae : Área transversal del anclaje de expansión en la interfase del concreto; o área transversal de la varilla de anclaje químico (mm^2)
- B : Base (transversal) de la columna (mm).
- b_e : Base (transversal) efectiva de las columnas resistentes contra la fuerza cortante directa considerando los elementos conectados en la dirección ortogonal.
- b_e : $a \cdot b$ (mm)
- b_2 : Base (transversal) de la columna después del encamisado (mm).
- b_2 : Base de la columna luego de ser reforzada
- b_s : Ancho de la correa de acero
- D : Altura (transversal) de la columna (mm)
- D : Altura (transversal) de las columnas que resistentes contra el cortante directo.
- D_2 : Altura (transversal) de la columna después del encamisado (mm)
- D_a : Diámetro del orificio perforado de la estructura de concreto existente (mm)

⁴ (i) Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001

⁵ (ii) Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings. 2001

- d_2 : Altura (transversal) efectiva de la columna reforzada (mm).
- d_a : Diámetro del anclaje; diámetro nominal de la varilla de anclaje para el anclaje químico o diámetro de la manga del anclaje de expansión (mm).
- d_b : Diámetro nominal de la varilla roscada dentro del anclaje de expansión (mm).
- d_e : Distance between the center of the tensile reinforcing bars and the extreme fiber of wing wall in compression side (mm).
- E : Módulo de elasticidad, o módulo de Young, del acero (N/mm^2).
- E_c : Módulo de elasticidad, o módulo de Young, del concreto existente (N/mm^2)
- E_{fd} : Módulo de elasticidad, o módulo de Young, específico para la lámina de fibra de carbono. Se pueden utilizar los valores de la Tabla 3.3.6-1
- E_c : Módulo de elasticidad, o módulo de Young, calculdo en base a σ_B . El valor resultante del módulo de Young obtenido de la prueba de compresión es aplicable para análisis posteriores o aplicaciones que impliquen la compresión del material.
- F : Índice de ductilidad
- F : Resistencia especificada del acero (N/mm^2)
- F_c : Resistencia a la compresión del concreto existente (N/mm^2).
- F_{c1} : Resistencia de diseño especificada del concreto (N/mm^2).
- F_c : Resistencia a la compresión específica del concreto existente (N/mm^2)
- F_{cw} : Resistencia del concreto de los paneles de pared instalados (N/mm^2)
- F_c : Resistencia específica de diseño del concreto para la estructura existente (N/mm^2)
- F_{c1} : Resistencia específica del concreto de la estructura existente (N/mm^2)
- F_{c1} : Resistencia a la compresión del concreto de la estructura existente (N/mm^2)
- F_{c1} : Resistencia de diseño específica del concreto para las paredes laterales (N/mm^2)
- f_{cr} : Esfuerzo a la compresión límite (N/mm^2)
- g : Distancia entre el acero de refuerzo longitudinal a tensión y compresión de la columna existente (mm)
- g^2 : g para la parte del encamisado de la columna (mm)
- h' : Altura efectiva de la columna (mm)
- h' : Altura de mortero no contráctil (mm)
- j : Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión. Conservadoramente, se puede utilizar un valor de 08D
- j_e : $7d_e/8$ (mm).
- K_{min} : $0.34 / (0.52 + a / D)$
- l : Claro efectivo de la pared (mm)
- l' : Claro efectivo de panel de pared instalado (mm)
- l : Profundidad del agujero perforado, o longitud de embebimiento del anclaje químico (mm)
- l_e : Longitud de embebimiento efectiva del anclaje (mm)
- l_a : Longitud del anclaje de expansión (mm)
- l_1 : Longitud de embebimiento del ancla de expansión a la estructura de concreto existente (mm)
- l_2 : Longitud expuesta del anclaje de expansión desde la superficie de conexión (mm)
- l_d : Longitud total de la varilla de conexión o de la varilla de anclaje (mm)
- l_n : Longitud efectiva de anclaje de la pared añadida (mm)
- M_u : Resistencia a flexión
- M/Q : Puede ser la h' de la columna sobre la que se instala la pared lateral
- M/Q : Se obtendrá mediante un cálculo detallado, referido a la sección 3.2.2 (2) de la normativa japonesa

- M/Q : Claro a cortante. Se obtendrá mediante el cálculo de la altura del punto de inflexión según el literal (c) de la sección 3.2.2 (2) de la normativa japonesa.
- N : Fuerza Axial de la columna (N)
- p_w : Relación de refuerzo de la pared
- p_g : Relación de a_g (Área transversal bruta de las varillas de acero de refuerzo longitudinal de la columna en cuestión) y $b_e D$
- p_{we} : Referirse a la explicación de la ecuación 3.2.5-3 de la normativa japonesa
- p_w : Relación de estribos en la columna existente (N/mm^2)
- p_{sh} : Relación de refuerzo lateral de paredes laterales instaladas
- p_{te} : $: 100a_t/(b_e \cdot de)$ (a_t : área transversal bruta del refuerzo a tensión de la columna con pared lateral instalada).
- p_{t2} : Relación de refuerzo a tensión, que se calcula utilizando el área transversal incrementada de la columna con encamisado (%)
- p_w : Relación de refuerzo cortante de la columna existente, que se calcula utilizando el área transversal incrementada de la columna con encamisado (valor decimal)
- p_{w2} : Relación de refuerzo cortante de la columna con encamisado, que se calcula utilizando el área transversal incrementada de la columna con encamisado (valor decimal); donde $p_w + p_{w2}$ deberá ser mayor a 0.012, si resultara ser mayor, se redondeará a 0.012.
- p_{w2} : Relación de estribos equivalentes del encamisado con placas de acero. El límite superior de la relación de estribos será de 0.012.
- p_{w2} : Relación de estribos equivalente de las placas de acero, al igual que la Ecuación (3.3.5-1)
- p_t : Relación de refuerzo a tensión de la columna existente (%)
- p_w : Relación de refuerzo a cortante de la columna existente (*valor decimal*)
- p_{wf} : Relación de refuerzo a cortante de la lámina de fibra de carbono (*decimal*)
- p_s : Relación de refuerzo
- Q_D : Fuerza cortante de diseño
- Q_j : Sumatoria de las resistencias a cortante de los conectores debajo de la viga superior del marco existente
- Q_c : Menor valor de la otra columna entre la fuerza cortante en el límite de fluencia y el esfuerzo cortante
- Q_{wu} : Resistencia cortante última de la pared, calculado mediante la Ecuación A2.1-2
- wQ_{su} : Resistencia cortante de la pared de cortante
- wQ'_{su} : Resistencia a cortante del panel de relleno a cortante (únicamente para el panel en su altura efectiva y espesor)
- pQ_c : Resistencia cortante directa en la porción superior de la columna
- wQ'_{su} : Resistencia a cortante del panel de pared de relleno a cortante
- pQ_c : Resistencia cortante directa de la columna
- Q_{mu} : Fuerza cortante a la resistencia por flexión
- Q_{su} : Resistencia a cortante
- Q_u : Capacidad de carga de la columna con pared lateral prefabricada
- Q_T : Contribución de fuerza cortante debido al arrostramiento diagonal a compresión que representa una pared lateral, como se muestra en la Figura 3.2.5-2
- Q_c : Contribución de fuerza cortante de las columnas existentes
- Q_{su} : Resistencia a cortante de la columna
- Q_{su} : Resistencia a cortante de la columna

Q_{su}	: Resistencia a cortante de la viga
Q_{mu}	: Fuerza cortante en la capacidad a flexión de la viga
Q_a	: Capacidad a cortante del anclaje (N)
Q_{a1}	: Capacidad a cortante del anclaje, determinado mediante la resistencia del acero (N)
Q_{a2}	: Capacidad a cortante del anclaje, determinado mediante la resistencia portante del concreto (N)
q_{ds}	: Contribución de resistencia cortante de cada perno [(N) para un solo perno]
S_D	: Índice de irregularidad
T_a	: Capacidad a tensión del anclaje (N)
T_{a1}	: Capacidad a tensión del anclaje, determinado mediante la resistencia de fluencia del material de acero (N).
T_{a2}	: Capacidad a tensión del anclaje, determinado mediante la falla del cónica del concreto (N)
T_{a3}	: Capacidad a tensión del anclaje, determinado mediante la falla por adherencia (N)
t	: Espesor de pared lateral instalada (mm)
t	: Espesor de placa de acero (mm)
t_w	: Espesor de pared (mm)
X_s	: Separación de varillas de acero de refuerzo (mm)
x_s	: Espaciamiento de correas de acero
α	: Factor de reducción en consideración de la condición de deformación para permitir la contribución de capacidad de carga de la(s) columna(s).
α	: Factor de seguridad ante falla por flexión
α_e	: Referirse a la explicación de la Ecuación 3.2.5-2
β	: 0.9-1.0 (en caso de que los anclajes post instalados estén dispuestos a lo largo de los cuatro lados del panel de pared) y 0.8-0.9 (en los demás casos)
Φ	: Factor de reducción (igual a 0.8)
ηH	: Límite de relación de fuerzas axiales de la columna después del encamisado
ηH_o	: Límite de relación de fuerzas axiales de la columna antes del encamisado, se toma como 0.5 para espaciamientos de estribos de 100mm o menos, 0.4 para los otros casos
τW	: Esfuerzo cortante promedio del panel de pared (N/mm^2)
τ	: Esfuerzo cortante promedio de la pared (N/mm^2)
τD	: Valores proporcionados en la Tabla 3.1.5-1
Λ	: Relación de esbeltez límite: $\Lambda = \sqrt{(\pi^2 \cdot E)/(0.6F)}$
λ	: Relación de aspecto efectiva
ε_{fd}	: Deformación unitaria efectiva de la lámina de fibra de carbono en la falla por cortante. Se puede utilizar un valor de 0.7% conservadoramente
σ_y	: Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo longitudinal de la columna
σ_o	: $N/(eb \cdot D)$, donde N es una fuerza axial en la columna en el mecanismo (estado) último. Un valor positivo se evalúa como una fuerza de compresión.
σ_{sy}	: Resistencia de fluencia del acero de refuerzo lateral de la pared lateral instalada (N/mm^2).
σ_y	: Resistencia de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de la columna (N/mm^2).
σ_{oe}	: Referirse a la explicación de la ecuación 3.2.5-3
σ	: $p_g \sigma_y \sigma_o$
$w\sigma_y$: Resistencia de fluencia de acero de refuerzo de la pared de concreto reforzado (N/mm^2)

- σ_y : Resistencia de fluencia de varillas de acero de refuerzo. La resistencia σ_y será igual a $294 N/mm^2$ para varillas lisas, y para varillas corrugadas sería igual a la sumatoria de resistencia de fluencia especificada más $49N/mm^2$.
- σ_{y2} : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo a tensión en la parte del encamisado de la columna. La resistencia σ_{y2} será igual a $294 N/mm^2$ para varillas lisas, y para varillas corrugadas sería igual a la sumatoria de resistencia de fluencia especificada más $49N/mm^2$.
- σ_{wy} : Resistencia de fluencia de acero de refuerzo a cortante de la columna existente (N/mm^2).
- σ_{wy2} : Resistencia de fluencia de acero de refuerzo a cortante de la parte de encamisado de la columna (N/mm^2). La resistencia f_{wy} y f_{wy2} será igual a $294 N/mm^2$ para varillas lisas, y para varillas corrugadas sería igual a la sumatoria de resistencia de fluencia especificada más $49N/mm^2$.
- σ_{wy2} : Resistencia de fluencia de la placa de acero de encamisado (N/mm^2)
- σ_{wy} : Resistencia de fluencia acero de refuerzo a cortante de la columna existente (N/mm^2)
- σ_{fd} : El valor mínimo entre $\{E_{fd}\varepsilon_{fd}, \frac{2}{3} \cdot \sigma_f\}$ será el valor de resistencia a tensión de la lámina de fibra de carbono para diseño por cortante.
- σ_f : Resistencia a tensión específica de la lámina de fibr de carbono. El valor puede ser tomado según se indica en la Tabla 3.3.6-1.
- σ_o : Esfuerzo de compresión axial. El valor no se deberá mayor que $7.8 N/mm^2$.
- σ_{max} : Resistencia a tensión del perno, igual o menor a $400N/mm^2$.
- σ_B : Resistencia a compresión del concreto existente (N/mm^2)
- σ_y : Resistencia de fluencia especificada de la varilla de anclaje de químico (N/mm^2).
- $m\sigma_y$: Resistencia de fluencia del anclaje de expansión (N/mm^2)
- σ_B : Resistencia a la compresión del concreto existente, la resistencia se obtendrá mediante el ensayo a la compresión de muestras de prismas de concreto. Cuando el valor obtenido del ensayo sea superior a la resistencia especificada del concreto F_C , σ_B será determinado de acuerdo con la normativa japonesa.
- τ_o : Referirse a la explicación de la ecuación 3.1.5-5
- T : Esfuerzo cortante en la resistencia de un anclaje (N/mm^2)
- τ_a : Esfuerzo de adherencia en la resistencia del anclaje químico contra las fuerzas de extracción (N/mm^2)
- τ_o : Esfuerzo de adherencia básico del anclaje químico (N/mm^2)

NOTACIÓN B: Evaluación Sísmica

- A_c : Área total de la sección transversal de las columnas (mm^2) en el piso de análisis, donde las áreas de las columnas colindantes en las paredes con una o dos columnas colindantes serán despreciadas en el cálculo.
- a_g : Área total de la sección transversal del acero de refuerzo (mm^2).
- a_h : Área transversal de un par de refuerzos laterales en paredes de cortante de concreto reforzado.
- A_i : Forma de distribución vertical de la fuerza sísmica lateral.
- A_{SC} : Área total de la sección transversal de columnas extremadamente cortas en el nivel en cuestión
- a_t : Área total de la sección transversal del acero de refuerzo a tensión en columnas (mm^2).
- a_t : Área transversal del refuerzo de tensión de la columna colindante en el lado a tensión de la pared.
- a_t : Área de la sección transversal del refuerzo de tensión en vigas (mm^2).

- a_t : Área de la sección transversal del refuerzo de tensión en vigas en el caso de que la junta parcial se encuentre en el lado de compresión (mm^2).
- Σa_{wv} : Refuerzo vertical total en paredes de cortante de concreto reforzado (mm^2).
- A_{W1} : Área total de la sección transversal de las paredes de cortante concreto reforzado con dos columnas colindantes en el nivel y efectivas a la dirección de análisis. (mm^2).
- A_{W2} : Área total de la sección transversal de las paredes de cortante Concreto reforzado con una columna colindante en el nivel y efectiva a la dirección de análisis (mm^2).
- A_{W3} : Área transversal total de las paredes de cortante de Concreto reforzado sin Columnas en el nivel y efectiva para el nivel de análisis (mm^2).
- ΣA : Suma de las áreas transversales de columna y pared lateral, y pared de cortante de Concreto reforzado (mm^2).
- B : Base (transversal) de vigas y columnas (mm).
- b_e : Espesor equivalente de pared de cortante de concreto reforzado (mm),
- b_e : Base (transversal) de viga de una viga con forma rectangular equivalente (mm).
- bF_i : Índice de ductilidad de viga a la izquierda y a la derecha del nodo calculado de acuerdo con el ítem (d).
- bM : Contribución de la viga colindante a la resistencia al momento de volteo de la pared en el nivel del entrepiso de análisis.
- bM_{ui} : Momento nodal a las resistencias últimas de las vigas de los lados izquierdo y derecho del nodo.
- bQ_{su} : Resistencia a cortante de la viga
- bQ_{mu} : Fuerza cortante en la falla por flexión de la viga, considerando el efecto de la fuerza cortante Q_o debido a la carga gravitacional.
- C_0 : Coeficiente de cortante basal (mayor 1.0).
- C_1 : Índice de resistencia C del primer grupo (con índice F bajo).
- C_2 : Índice de resistencia C del segundo grupo (con índice F mediano).
- C_3 : Índice de resistencia C del tercer grupo (con índice F alto).
- C_C : Índice de resistencia de columnas, exceptuando aquellas extremadamente cortas.
- cQ_{mu} : Fuerza cortante a la resistencia última por flexión de la columna.
- cQ_{su} : Resistencia última por cortante de la columna.
- cR_{30} : Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), 1/30.
- cR_{50} : Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), 1/50.
- cR_{150} : Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), 1/150.
- cR_{250} : Ángulo de deriva estándar de la columna (medido en la altura libre de la columna), 1/250.
- cR_{mp} : Ángulo de deriva plástica (medido en la altura libre de la columna).
- cR_{mu} : Ángulo de deriva en la resistencia última a la flexión de la columna (medido en la altura libre de la columna).
- cR_{my} : Ángulo de deriva de fluencia de la columna (medido en la altura libre de la columna).
- C_{SC} : Índice de resistencia de columnas extremadamente cortas.
- C_{TU} : Índice de resistencia acumulativo en la deformación última de la estructura.
- C_W : Índice de resistencia de paredes concreto reforzado.
- $c\alpha$: Factor de resistencia efectiva de la columna.
- $c\varepsilon_B$: Deformación unitaria de compresión en la resistencia del concreto.
- $c\tau_{mu}$: Esfuerzo cortante unitario en la resistencia a flexión de la columna.
- $c\tau_u$: Esfuerzo cortante unitario en el estado último de las columnas.
- D : Altura (transversal) de columnas y vigas (peralte en vigas).

D_C	: Altura (transversal) de la columna.
D_s	: Deformabilidad y factor de amortiguación de la estructura.
d	: Largo efectivo de columnas y vigas (peralte efectivo en vigas).
d_b	: Diámetro de la varilla de acero de refuerzo a flexión de la columna.
d_e	: Distancia desde el centro de las varillas de acero de refuerzo de tensión hasta la fibra extrema de la pared lateral/ de apoyo/ colgante en el lado a compresión (mm).
F_{es}	: Factor de forma para considerar el efecto del desequilibrio de la rigidez vertical y la excentricidad.
F_C	: Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2), que puede considerarse la resistencia especificada de diseño del concreto.
F_{SC}	: Índice de ductilidad de columnas extremadamente cortas.
F_W	: Índice de ductilidad de paredes de Concreto reforzado.
G	: Índice de terreno.
h	: Altura de nivel.
h_0	: Altura libre de columna.
H_0	: Altura estándar de la columna desde la parte inferior de la viga del piso superior hasta la superficie de la losa del piso inferior.
h'	: La altura desde el nivel del piso en cuestión hasta la parte superior de la viga cuyo refuerzo a flexión se cuenta en $\sum a_{tg}$.
h_{C0}	: Altura de inflexión calculada para columnas.
h_{CW0}	: Altura de inflexión calculada para paredes.
h_i	: Altura de claro.
h_s	: Altura de pared de apoyo o colgante (mm).
h_w	: Altura desde el nivel de piso en cuestión hasta la parte superior de la pared de varios niveles.
h_{w0}	: Altura de inflexión calculada para paredes con dos columnas colindantes.
i	: Número del nivel para la evaluación, donde el primer nivel se numera como 1 y el nivel superior como n .
j	: Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión
j_e	: Distancia entre los centroides de las porciones de tensión y compresión.
L	: Longitud estándar o media de los tramos en la dirección de análisis.
L'	: Longitud total, incluida la longitud de las paredes laterales.
L_j	: Longitud de la pared de Concreto reforzado en porción unitaria.
L_w	: Longitud de la pared lateral (longitud total de las paredes laterales en caso de que se sitúen a ambos lados de una columna).
l	: Longitud total de la pared, incluida la longitud de las columnas.
l_i	: Longitud de claro
l_w	: Distancia entre los centros de las columnas colindantes de la pared (mm).
M/Q	: Longitud del tramo de cortante.
N	: Número de niveles.
N	: Fuerza axial (N).
N	: Fuerza axial total en las columnas colindantes unidas a la pared de Concreto reforzado.
n	: Número de niveles de un edificio.
nF_b	: Índice de ductilidad del nodo determinado a partir de las vigas.
nF_c	: Índice de ductilidad de la columna por encima y por debajo del nodo.
nF_i	: Índice de ductilidad del nodo situado en la parte superior o inferior de la columna.
nM_{ui}	: Momento nodal en la parte superior o inferior de la columna en el mecanismo de fallo.

N_{max}	: Resistencia a la compresión axial.
N_{min}	: Resistencia a la tensión axial.
N_s	: Fuerza axial adicional de la columna debida a terremotos.
p_s	: Relación de refuerzo cortante de la pared de concreto reforzado.
P_{se}	: Relación de refuerzo lateral equivalente de la pared de cortante de concreto reforzado.
p_{sh}	: Coeficiente de refuerzo cortante horizontal de la pared lateral.
p_t	: Relación de refuerzo a tensión (%).
p_{te}	: Relación de refuerzo de tensión equivalente de la pared de Concreto reforzado (%).
p_w	: Relación de refuerzo cortante.
$Q_{(F1)}$: Fuerza cortante en la capacidad de deformación R_1 de una columna del segundo grupo y grupos superiores.
Q_{mu}	: Fuerza cortante en el momento de la fluencia por flexión de una columna en el segundo grupo y grupos superiores.
Q_{su}	: Resistencia a cortante de una columna en el segundo grupo y grupos superiores.
Q_u	: Capacidad de carga lateral última de los elementos verticales del nivel de análisis.
Q_{ud}	: Fuerza sísmica de demanda para cada nivel.
Q_{un}	: Capacidad calculada de una estructura.
R_{250}	: Ángulo de deriva estándar de entrepisos, $R_{250} = 1/250$.
R_{mu}	: Ángulo de deriva de entrepisos en la capacidad de deformación última en caso de fallo por flexión del elemento de columna.
R_{my}	: Ángulo de deriva de entrepisos de fluencia.
R_{su}	: Ángulo de deriva de entrepisos en la capacidad de deformación última en fallo por cortante del miembro columna.
R_t	: Coeficiente de respuesta en función del período y condición del suelo.
R_y	: Deformación de fluencia en términos de ángulo de deformación de entrepisos.
s	: Separación de estribos.
$s\sigma_{wy}$: Resistencia de fluencia de refuerzo por cortante (N/mm^2).
$s\varepsilon_y$: Deformación unitaria de fluencia del refuerzo a flexión de la viga.
t	: Espesor de la pared lateral del ala en el lado a compresión (mm).
t_s	: Espesor de concreto restante de la junta parcial (mm).
W	: Peso sísmico total del nivel y por superiores.
wM	: Resistencia al momento de la pared al nivel del piso de análisis.
wQ_{mu}	: Fuerza cortante en la resistencia a flexión de la pared de Concreto reforzado.
wQ_{ru}	: Fuerza cortante en la resistencia al volteo de la pared de Concreto reforzado.
wQ_{su}	: Resistencia última a cortante de la pared de Concreto reforzado.
α_1	: Factor de resistencia efectiva de las columnas en la deformación última de las paredes de Concreto reforzado.
α_2	: Factor de resistencia efectiva de las paredes en la deformación última de las columnas extremadamente cortas.
α_3	: Factor de resistencia efectiva de las columnas en la deformación última de las columnas extremadamente cortas.
α_j	: Factor de resistencia efectivo en el j -ésimo grupo en la deformación última R_1 correspondiente al primer grupo. (factor de ductilidad de F_1).
α_m	: Factor de resistencia efectiva de una columna al fallo a flexión.
α_s	: Factor de resistencia efectiva de una columna de fallo por cortante.

- β : Longitud de la pared lateral en el lado a compresión dividida por D.
- γ : Factor de precisión en el cálculo de la resistencia al levantamiento de la pared de Concreto reforzado.
- μ : Razón de ductilidad
- ΣA : Sección transversal de la pared de Concreto reforzado con columna.
- ΣcM_{ui} : Suma de los momentos nodales en las resistencias últimas de las columnas de los niveles superior e inferior.
- ΣbM_{ui} : Suma de los momentos nodales en las resistencias últimas de las vigas de los lados izquierdo y derecho.
- ΣA_f : Superficie total soportada por el nivel de análisis (m^2).
- ΣW : Peso sísmico total (carga muerta más carga viva para el cálculo sísmico) soportado por el nivel de análisis.
- σ_B : Resistencia a la compresión del concreto para evaluación
- σ_{sy} : Resistencia de fluencia del refuerzo horizontal a cortante en la pared lateral (N/mm^2).
- σ_y : Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo (N/mm^2).
- σ_{wy} : Resistencia de fluencia del refuerzo cortante de la columna (N/mm^2).
- σ_0 : Esfuerzo axial en la columna (N/mm^2).
- σ_{0e} : Esfuerzo axial en la pared.
- τ_C : Esfuerzo unitario cortante en el estado último de las columnas.
- τ_{SC} : Esfuerzo unitario cortante en el estado último de las columnas extremadamente cortas.
- τ_{W1} : Esfuerzo unitario cortante en el estado último de paredes con dos columnas colindantes.
- τ_{W2} : Esfuerzo unitario cortante en el estado e último de paredes con dos columnas colindantes.
- τ_{W3} : Esfuerzo unitario cortante en el estado último de paredes sin columnas.

3.2 Encamisado en columnas (concreto reforzado y envoltura de fibra de carbono)

En esta sección se presenta el reforzamiento sísmico mediante el encamisado en columnas existentes de concreto reforzado empleando dos distintos tipos de encamisado: encamisado de concreto reforzado y con envoltura de fibra de carbono. El encamisado de concreto reforzado se utiliza principalmente para incrementar la resistencia a flexión y/o cortante de las columnas. Mientras que la envoltura de fibra de carbono es empleada para incrementar la resistencia a cortante de las columnas.

3.2.1 Encamisado de concreto reforzado

3.2.1.1 Cálculo de resistencia

La Figura 3.2-1 muestra una sección transversal típica de una columna existente luego de ser reforzada mediante encamisado de concreto reforzado. El concreto que componga el encamisado deberá ser poseer una resistencia a la compresión igual o mayor a la resistencia a la compresión del concreto existente. En este manual, se propone la utilización de la media ponderada de la resistencia a la compresión del concreto por el área de la sección transversal de la columna para el cálculo de la resistencia.

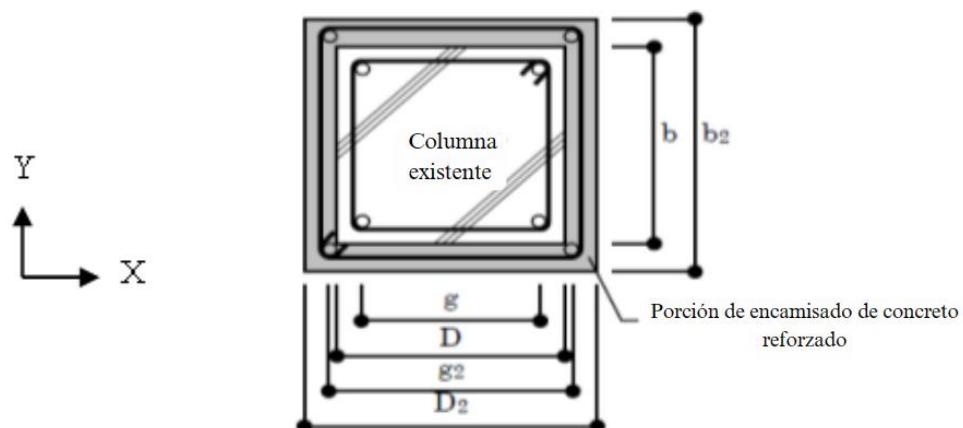


Figura 3.2-1 Sección transversal de columna luego de reforzamiento sísmico.

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Explanation of notations on columns section (Figure 3.3.4-2)

American Society of Civil Engineers. (2018). Seismic evaluation and retrofit design of existing buildings: ASCE 41-17 (1st ed.). Reston, VA: ASCE. Effective stiffness values (Tabla 10-5).

(1) Resistencia a flexión de la columna con encamisado de concreto reforzado

La resistencia a flexión de las columnas existentes encamisadas con concreto reforzado, para mejorar su resistencia a la flexión, se calculará mediante las siguientes ecuaciones.

$$\text{Cuando: } N_{max} > N > 0.40 \cdot b_2 \cdot D_2 \cdot F_{cav}$$

$$M_u = (a_t \cdot \sigma_y \cdot g + a_{t2} \cdot \sigma_{y2} \cdot g_2 + 0.12 \cdot b_2 \cdot (D_2)^2 \cdot F_{c1}) \cdot \frac{N_{max}-N}{N_{max}-0.4 \cdot b_2 \cdot (D_2)^2 \cdot F_{c1}} \quad \text{Ec. 3.2-1}$$

Cuando: $0.40 \cdot b_2 \cdot D_2 \cdot F_{c1} \geq N \geq 0$

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot g + a_{t2} \cdot \sigma_{y2} \cdot g_2 + 0.50 \cdot N \cdot D_2 \cdot \left(1 - \frac{N}{b_2 \cdot D_2 \cdot F_{c1}}\right) \quad \text{Ec. 3.2-2}$$

Donde:

g = Distancia entre el refuerzo longitudinal a tensión y compresión de la columna existente (mm).

$g_2=g$ para la parte del encamisado de la columna (mm).

a_{t2} = Área transversal de las varillas de acero de refuerzo a tensión en la parte del encamisado de la columna (mm^2).

σ_{y2} = Resistencia de fluencia del acero de refuerzo a tensión de la parte del encamisado de la columna (N/mm^2).

b_2 = Base (transversal) de la columna luego después del encamisado (mm)

D_2 = Altura (transversal) de la columna después del encamisado (mm).

N_{max} = Resistencia a la compresión axial = $a_t \cdot \sigma_y + a_{t2} \cdot \sigma_{y2} + b_2 \cdot D_2 \cdot F_{c1}$

F_{c1} = Resistencia a la compresión del concreto existente (N/mm^2).

En este manual se puede utilizar la resistencia media por área de sección transversal del concreto existente y el concreto nuevo (F_{cavg}) en lugar de F_{c1} .

Nota: La Ec. 3.2-1 y Ec. 3.2-2 es un desarrollo de la ecuación (A1.1-1) de la normativa japonesa para evaluación sísmica. En el Manual de Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado se desarrolla la simplificación de esta ecuación en base a asunciones teóricas.

La fuerza cortante de la columna, evaluada a partir de la resistencia a flexión, se determina mediante la siguiente expresión.

$$cQ_{mu} = 2 \cdot \frac{cM_u}{h_o}$$

Donde:

h_o = altura efectiva de la columna.

(2) Resistencia a cortante de la columna con encamisado de concreto reforzado

Para determinar la resistencia a cortante de la columna tras ser reforzada mediante encamisado de concreto reforzado, se hace uso de la siguiente expresión, derivada de múltiples estudios experimentales.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_{cavg} + 18)}{\frac{M}{Q \cdot d_2} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + p_{w2} \cdot \sigma_{wy2}} + 0.1 \frac{N}{b_2 D_2} \times 0.8 \cdot b_2 \cdot D_2 \right\}$$

Ec. 3.2-3

El valor de $\frac{M}{Q \cdot d_2}$ se tomará de un rango entre 1.0 a 3.0

Donde:

p_{t2} = Relación de refuerzo a tensión, que se calcula utilizando el área transversal incrementada de la columna con encamisado

p_w = Relación de acero de refuerzo a cortante de la columna existente, que se calcula utilizando el área transversal incrementada de la columna con encamisado (valor decimal).

$$p_w = a_w / (b_2 \cdot t) \text{ en caso de la dirección X de la Figura 3.2-1}$$

a_w = Área de la sección transversal de un set de refuerzo cortante en la dirección X (mm^2).

b_2 = Base (transversal) de la columna luego de ser reforzada (mm).

t = Intervalo de refuerzo cortante, en el caso de la dirección X de la Figura 3.2-1 (mm).

p_{w2} = Relación de refuerzo cortante de la columna con encamisado, que se calcula utilizando el área transversal incrementada de la columna con encamisado (valor decimal); donde $p_w + p_{w2}$ deberá ser mayor a 0.012, si resultara ser mayor, se redondeará a 0.012.

σ_{wy} = Resistencia de fluencia del acero de refuerzo a cortante de la columna existente (N/mm^2).

σ_{wy2} = Resistencia de fluencia del acero de refuerzo a cortante de la parte de encamisado de la columna (N/mm^2).

d_2 = Altura efectiva (transversal) de la columna reforzada (mm).

M/Q = Se obtendrá mediante cálculo detallado, referido a la sección 3.2.2 (2) de la normativa japonesa.

(2) Resistencia a flexión de la columna con encamisado de concreto reforzado

Generalmente se lleva a cabo el encamisado de la columna a lo largo de todo el elemento, atravesando viga y losa, para incrementar la resistencia a flexión y cortante del elemento reforzado. Por otra parte, como se muestra en la Figura 3.2-2, la resistencia a cortante se incrementa únicamente al proveer el encamisado de concreto reforzado únicamente en la porción de la columna con una junta en la parte superior e inferior. En este caso, la ductilidad de la columna se ve mejorada. Para este caso, se asume que la resistencia cortante de la conexión viga-columna es lo suficientemente fuerte.

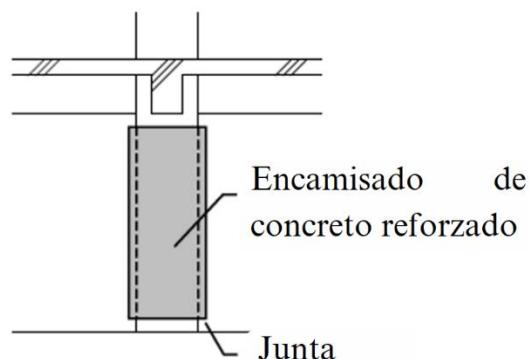


Figura 3.2-2 Encamisado de concreto reforzado en caso de requerir mejora de la ductilidad

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Flexural strength in case of setting a slit (Figure 3.3.4-1).

(3) Factor de reducción en caso de concretos de baja resistencia (menor a $13.5N/mm^2$ - $135kg/cm^2$) únicamente con carácter informativo.

Este factor de reducción se utiliza para la evaluación de elementos compuestos por concretos de baja resistencia y es mostrado en este apartado para carácter informativo. En el caso que la resistencia a la compresión del concreto F_C (σ_B en la Figura 3.2-3) se encuentre en un rango de:

$$9.0N/mm^2 \leq F_C < 13.5N/mm^2$$

El siguiente factor de reducción, definido por la Ec. 3.2-4 (resultado de la propuesta del profesor Yamamoto), se utilizará para la evaluación de la resistencia a cortante

$$K_r = 0.056 \cdot \sigma_B + 0.244$$

Ec. 3.2-4

Donde:

$$\sigma_B = \text{Resistencia del concreto } (N/mm^2)$$

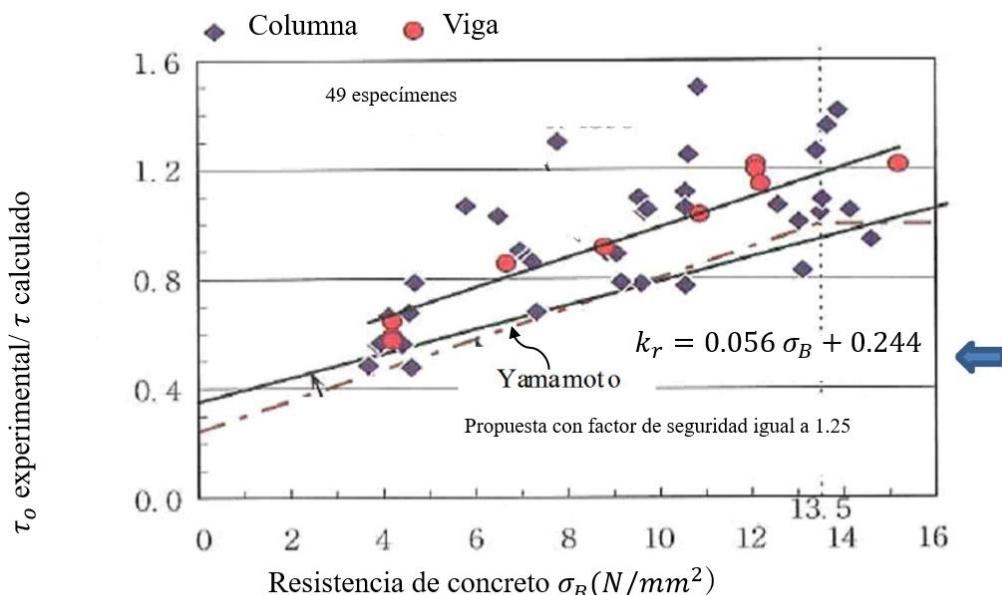


Figura 3.2-3 Factor de reducción de resistencia a cortante en caso de concretos con baja resistencia a la compresión.

Fuente: Japan Concrete Institute (2010). “Low strength concrete”. Profesor K. Minami. Concrete Journal. Vol. 48. No.7

3.2.1.2 Ejemplo de cálculo de encamisado de concreto reforzado en columna

En esta sección se presenta un ejemplo de cálculo de encamisado de concreto reforzado en una columna existente hipotética de las siguientes condiciones.

- $b \times D = 300mm \times 300mm$.

- Resistencia a la compresión: $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2 (17.6 \text{ N/mm}^2)$.
- Acero de refuerzo principal: 4#6(19.1mm); $A = 286.4 \text{ mm}^2$.
- Acero de refuerzo a cortante: #3(9.5mm)@200mm; $A = 70.8 \text{ mm}^2$.
- Fuerza axial $N = 790 \text{ kN}$.
- Altura efectiva: $h_o = 2500 \text{ mm}$.
- Resistencia de fluencia de acero de refuerzo principal: $\sigma_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 40, 274 N/mm²).

Luego de reforzamiento, se analiza la columna con las siguientes condiciones:

- $b_2 \times D_2 = 500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$
- Resistencia a la compresión: $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2 (23.5 \text{ N/mm}^2)$.
- Acero de refuerzo $f_t = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 60, 412 N/mm²)
- Acero de refuerzo principal: 8#5 (15.9mm), $A = 198.5 \text{ mm}^2$
- Acero de refuerzo a cortante: #3 (9.5mm) @200mm, $A = 0.708 \text{ mm}^2$

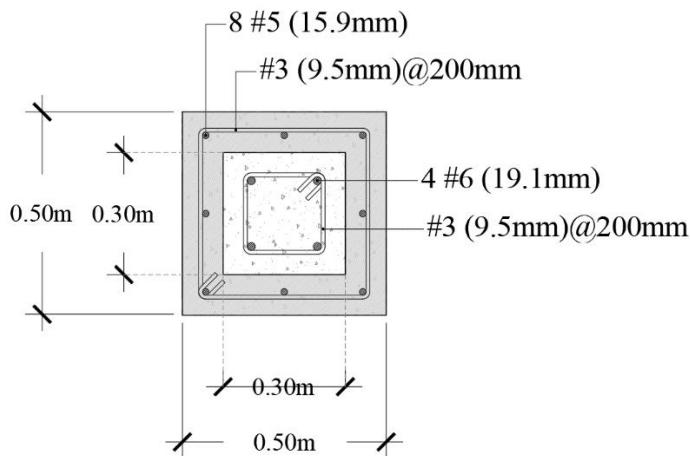


Figura 3.2-4 Encamisado de concreto reforzado en columna existente

Media ponderada de la resistencia a la compresión del concreto existente y nuevo:

$$F_{c\ avg} = \frac{(17.6 \times 300 \times 300) + [23.5 \times (500 \times 500 - 300 \times 300)]}{500 \times 500} = 21.38 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{c\ avg} = 21.38 \text{ N/mm}^2$$

Relación de fuerza axial, σ :

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot D \cdot F_{cavag}} = \frac{790 \times 10^3}{500 \times 500 \times 21.38} = 0.148 \cdot$$

Resistencia a flexión, M_u :

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot g + a_{t2} \cdot \sigma_{y2} \cdot g_2 + 0.5 \cdot N \cdot D_2 \cdot \left(1 - \frac{N}{b_2 \cdot D_2 \cdot F_{cavag}}\right)$$

$$M_u = 2 \times 286 \times 274 \times 188 + 3 \times 198 \times 412 \times 384 + 0.5 \times 790 \times 1000 \times 500 \times \left(1 - \frac{790 \times 1000}{500 \times 500 \times 21.38}\right)$$

$$M_u = 291.7 \times 10^6 N \cdot mm$$

Resistencia última a la resistencia por flexión, Q_{mu} :

$$Q_{mu} = 2 \cdot M_u / h_o$$

$$Q_{mu} = 2 \cdot 291.7 \times 10^6 / 2500$$

$$Q_{mu} = 233.3 kN$$

Resistencia cortante, Q_{su} :

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_{t2}^{0.23} \cdot (F_{cavag} + 18)}{M/(Q \cdot d_2) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + p_{w2} \cdot \sigma_{wy2}} + 0.1 \frac{N}{b_2 \cdot D_2} \right\} \times 0.8 \cdot b_2 \cdot D_2$$

$$\frac{M}{Q \cdot d_2} = \frac{h_o}{d_2} = \frac{2500}{500} = 5; \frac{M}{Q \cdot d_2} > 3 \therefore \frac{M}{Q \cdot d_2} = 3$$

$$p_{t2} = \frac{3 \times 198}{500 \times 500} \times 100\% = 0.237\% \text{ (ignorando el acero de refuerzo existente)}$$

$$p_{w1} = \frac{2 \times 70.8}{500 \times 200} = 0.00142$$

$$p_{w2} = \frac{2 \times 70.8}{500 \times 100} = 0.00282$$

Retomando Q_{su} :

$$Q_{su} = \{0.053 \times 0.2374^{0.23} \times \frac{21.38+18}{3+0.12} + 0.85 \sqrt{0.00142 \times 274 + 0.00282 \times 412} + \frac{0.1 \times 790 \times 1000}{500 \times 500} \times 0.8 \times 500 \times 500\}$$

$$Q_{su} = 370.8 kN > 233.3 kN$$

$$\therefore Q = Q_{mu} = 233.3 kN$$

Ángulo de deriva plástica, cR_{mp} :

$$cR_{mp} = 10 \times \left(\frac{cQ_{su}}{cQ_{mu}} - q \right) \times cR_{my}$$

$$cR_{mp} = 10 \times \left(\frac{370.8}{233.3} - 1.1 \right) \times \frac{1}{150} = 0.0323$$

Ángulo de deriva plástica en la resistencia última a flexión cR_{mu} :

$$cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp}$$

$$cR_{mu} = 0.00667 + 0.0323 = 0.039 = \frac{1}{26}$$

Índice de ductilidad, F :

$$F = \frac{\sqrt{\frac{2R_{mu}}{R_y} - 1}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \frac{R_{mu}}{R_{my}} \right)}$$

$$F = \frac{\sqrt{2 \times \frac{150}{26} - 1}}{0.75 \times \left(1 + 0.05 \times \frac{150}{26} \right)} = \frac{3.24}{0.996} = 3.35 > 3.2$$

Otros factores relacionados al límite superior de F :

Separación de estribos:

$$\frac{S}{d_b} = \frac{100}{16} = 6.25 < 8.0$$

Relación de claro efectivo y altura (transversal) de la columna:

$$\frac{H_o}{D} = \frac{2,500}{500} = 5 > 2.0$$

Si una columna presenta el efecto de columna corta debido a elementos no estructurales adyacentes, por ejemplo, paredes no estructurales, se deberá proveer de juntas sísmicas para evitar la interacción no deseada entre estos dos elementos.

Por lo tanto, se emplea un Índice de Ductilidad $F = 3.2$. Este valor de F se aplicará siempre y cuando exista una junta sísmica entre las paredes no estructurales y las columnas existentes, o si bien se presentara una condición equivalente. En el caso que existan paredes no estructurales y afecten el desempeño estructural de las columnas, se considerará un índice de ductilidad igual a $F = 2.0$.

Nota: El ejemplo presentado considera únicamente a la columna existente, ignorándose la evaluación de la resistencia de la conexión viga-columna (nodo).

3.2.2 Envoltura con fibra de carbono

3.2.2.1 Resumen del método

(a) Especificaciones básicas

Las provisiones mostradas a continuación serán aplicadas para la mejora de la ductilidad debido al incremento de la resistencia cortante de las columnas existentes mediante la envoltura de láminas de fibra de carbono con resina epóxica.

(b) Materiales

Las láminas de fibra de carbono utilizadas en este método de reforzamiento deberán de cumplir con los siguientes estándares presentados en la Tabla 3.2-1.

Tabla 3.2-1 Valores estándar para láminas de fibras de carbono.

	Clase 3400 N/mm ²	Clase 2900 N/mm ²
Tipo de fibra	Fibra de carbono de alta resistencia	
Forma de la lámina	Lámina de refuerzo unidimensional	
Masa por unidad de área	300g/m ² o menos	
Resistencia especificada a la tensión	3400 N/mm ²	2900 N/mm ²
Módulo de Elasticidad, o módulo de Young, especificado.	$2.30 \times 10^5 N/mm^2$	

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Standards of carbon fiber sheet (Table 3.3.6-1)

Nota: los valores presentados corresponden a las láminas de fibra de carbono endurecidas por impregnación con resina adhesiva.

Este método de reforzamiento, según lo indica la Figura 3.2-5, fue desarrollado como un método para reforzar la resistencia a cortante de las columnas existentes independientes (sin elementos adyacentes a ellas) mediante la envoltura de fibra de carbono impregnada con resina epóxica alrededor de la superficie externa, simulando un vendaje, para mejorar el índice de ductilidad (F). Ha habido múltiples investigaciones experimentales dedicadas a este método de reforzamiento y mediante estos se ha concluido que es un método de reforzamiento altamente fiable. Sin embargo, nótese que el reforzamiento de las conexiones viga-columna no es fácil de llevar a cabo en el caso que se presente la condición de conexión viga-columna débil.

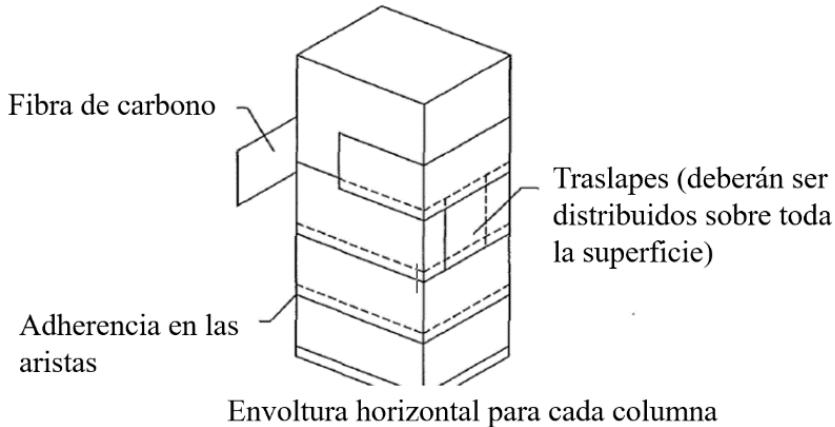


Figura 3.2-5 Envoltura de fibra de carbono.

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Carbon fiber wrapping (Figure 3.3.6-1)

3.2.2.2 Cálculo de la resistencia

1) Resistencia a flexión

La resistencia a flexión de las columnas envueltas con fibra de carbono se calculará mediante la utilización de las ecuaciones de las columnas con encamisado de concreto reforzado.

2) Resistencia a cortante

La resistencia a cortante de las columnas con envoltura de fibra de carbono Q_{su} , se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} (F_{C1} + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \sigma_{fd}} + 0.1 \sigma_o \right\} \cdot b \cdot j \quad \text{Ec. 3.2-5}$$

Condiciones:

$M/(Q \cdot d)$ deberá de estar en un rango entre 1.0 a 3.0.

$p_w \cdot \sigma_{wy} + p_{wf} \cdot \sigma_{fd}$ deberá ser no mayor a 9.8 N/mm^2

Donde:

p_t = Relación de acero de refuerzo a tensión de la columna existente (%).

F_{C1} = Resistencia a la compresión del concreto de la estructura existente (N/mm^2)

p_w = Relación de acero de refuerzo a cortante de la columna existente (valor decimal)

p_{wf} = Relación de refuerzo a cortante de la lámina de fibra de carbono (valor decimal)

σ_{fd} = Resistencia a la tensión de la lámina de fibra de carbono para diseño de cortante.

La resistencia a la tensión de la lámina de fibra de carbono se calculará mediante la siguiente ecuación.

$$\sigma_{fd} = \min\{E_{fd} \cdot \varepsilon_{fd}, \frac{2}{3} \sigma_f\} \quad \text{Ec. 3.2-6}$$

Donde:

E_{fd} = Módulo de elasticidad, o módulo de Young, específico para la lámina de fibra de carbono. Ver Tabla 3.2-1.

ε_{fa} = Deformación unitaria efectiva de la lámina de fibra de carbono en la falla a cortante, se puede utilizar un valor de 0.7% conservadoramente.

M/Q = Relación de claro a cortante, calculándose a partir de la altura de inflexión.

$b \cdot D$ = Base y altura (transversal) de la columna, respectivamente (mm).

j = Distancia de los centros de esfuerzo, se puede utilizar un valor de $0.8D$ (mm).

σ_o = Esfuerzo de compresión axial, el valor no deberá ser mayor a $7.8 N/mm^2$.

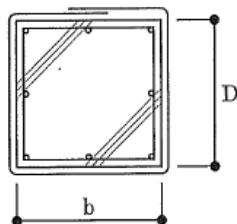


Figura 3.2-6 Sección transversal de columna

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Cross section of column (Figure 3.3.6-2).

3) Índice de ductilidad

El índice de ductilidad (F) de las columnas envueltas con fibra de carbono se calculará en base al procedimiento establecido para las columnas con encamisado de concreto reforzado de la sección 3.2.1.

4) Detallamiento estructural

(i) Se deberá de dar un pretratamiento adecuado a la superficie de las columnas a ser envueltas por las láminas de fibras de carbono.

(ii) Las aristas de la sección transversal de la columna deberán ser redondeadas, debiendo ser el radio de las aristas igual o mayor a 20mm. Esta parte redondeada deberá ser recta y no poseer curvaturas a lo largo de la altura de la columna.

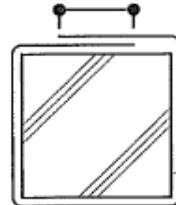
(iii) La columna se envolverá de manera segura y ajustada con las láminas de fibra de carbono, debiéndose envolver perpendicularmente al eje de la columna.

(iv) El traslape de las láminas de fibra de carbono deberá ser lo suficientemente largo para garantizar la ruptura de los materiales. Siendo no inferior a los valores indicados en la siguiente Tabla 3.2-2.

Tabla 3.2-2 Longitud de traslape de láminas de fibra de carbono

Tipo de lámina	Longitud de traslape (mm)
200 g/m²	200 o mayor
300 g/m²	200 o mayor

Longitud de traslape



Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Lap length of carbon fiber sheets (Figure 3.3.6-2)

(v) La lámina de fibra de carbono se envolverá de manera estrecha a la columna, la posición del traslape se deberá proveer de forma alternativa.

(vi) La resina adhesiva de impregnación será aquella cuyas propiedades sean adecuadas en construcción y resistencia para dotar las características de resistencia a la lámina de fibra de carbono.

(vii) Luego de que la resina adhesiva de impregnación haya completado el proceso de endurecimiento inicial, se deberá aplicar mortero, tablas o pintura. Con el motivo de brindar resistencia a incendios, protección de la superficie o cualquier protección necesaria en función del diseño realizado.

5) Secuencia de trabajo

La siguiente Figura 3.2-7 presenta la forma esquemática de trabajo del método de reforzamiento mediante envoltura con láminas de fibra de carbono.

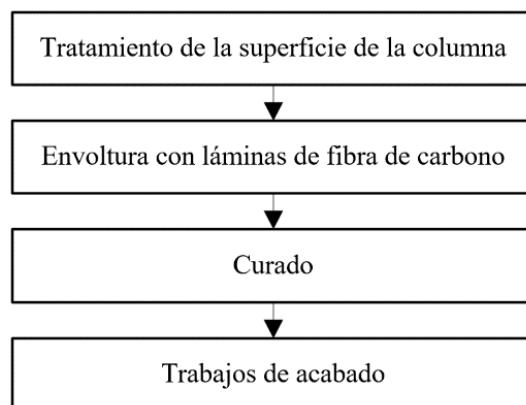


Figura 3.2-7 Procedimiento básico de construcción

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Lap length of carbon fiber sheets (Figure 3.3.6-2)

3.3 Paredes de cortante de concreto reforzado

En esta sección de este manual se introduce el método de reforzamiento mediante paredes de cortante de concreto reforzado.

3.3.1 Esquema

El reforzamiento sísmico mediante paredes de cortante de concreto reforzado consiste en la instalación de paredes nuevas de concreto reforzado y/o la sustitución de paredes de mampostería existente por paredes de concreto reforzado; con la finalidad de incrementar la capacidad ante cargas horizontales del edificio existente. Por lo tanto, este método de reforzamiento está orientado a la resistencia. Se utilizan anclajes post instalados para la conexión de la pared nueva de concreto reforzado a la estructura existente del edificio. En la transición entre la estructura existente y el elemento de reforzamiento sísmico se instalan varillas de concreto reforzado que se cuela con mortero no contráctil para evitar la rotura del concreto en dirección contraria al plano.

1) Modos de falla de las paredes de cortante de concreto reforzado.

La Figura 3.3-1 presenta las fallas típicas en una pared de concreto reforzado, en la cual se evalúan con respecto a la resistencia y la ductilidad de dichas paredes y sus columnas adyacentes. El caso a) representa la falla por cortante de la pared en su caso típico. El b) muestra el fallo de la conexión, el cual es no deseado debido a su naturaleza frágil. El literal c) muestra la falla por flexión y se da en el caso que se dispongan de paredes de cortante de concreto reforzado en múltiples niveles. Finalmente, el caso del literal d) muestra la falla por cortante tanto en la pared como en las columnas adyacentes y ocurre principalmente debido a la poca resistencia por cortante de las columnas existentes.

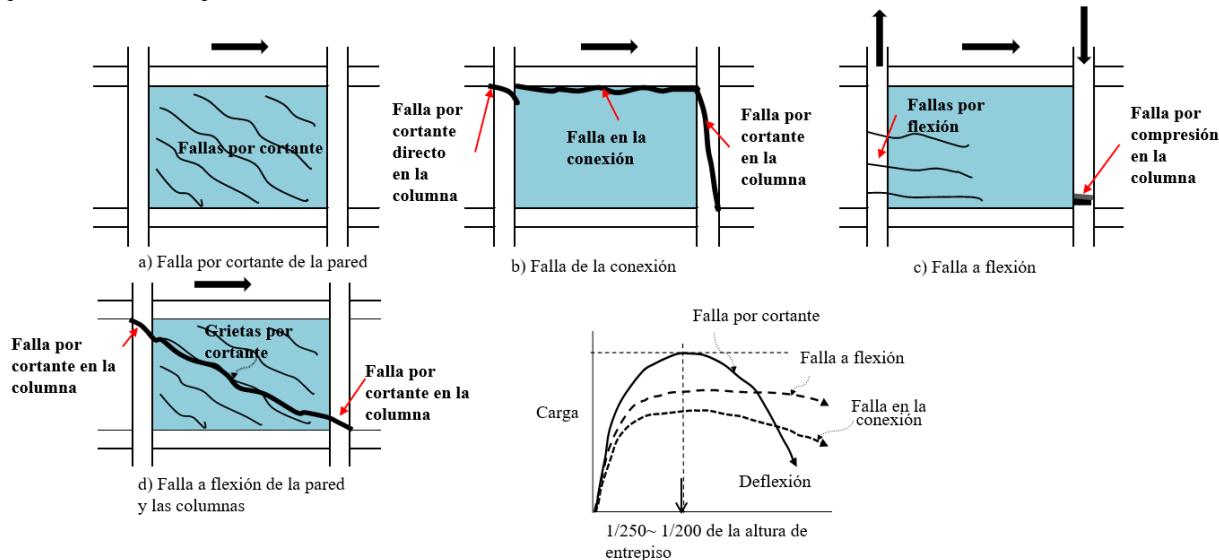


Figura 3.3-1 Comportamiento general de paredes de cortante de concreto reforzado.

Fuente: Japan Structural Consultants Association (2008). Handbook of Earthquake Resistant Design of Structure.

En las paredes de cortante de concreto reforzado, el ángulo de deriva en la falla a cortante se evalúa entre 1/250 a 1/200 (0.40% – 0.50%) y dependerá del detalle de la pared de cortante de concreto reforzado y las columnas adyacentes a esta.

3.3.2 Desempeño sísmico

(1) Desempeño estructural de los elementos paredes de concreto reforzado

La instalación de las paredes de cortante de concreto reforzado se diseña de manera tal que la capacidad del elemento con este tipo de elementos de reforzamiento cumpla con el desempeño sísmico exigido. La resistencia se evalúa considerando el modo de falla de la pared de cortante, el marco perimetral y la resistencia a flexión de la pared. La resistencia esperada de la pared de cortante independiente se estima igual a $\tau = 0.25F_c$ (donde τ es el esfuerzo cortante promedio de la pared en el claro comprendido por las columnas adyacentes; mientras que F_c es la resistencia a la compresión del concreto) en el caso que la pared no posea aberturas. La ductilidad de estos elementos será distinta en función de su modo de falla (ver Figura 3.3-1). Para determinar el Índice de Ductilidad F en edificios de mediana altura, se suelen considerar los modos de falla por cortante y por flexión; y se establece de la siguiente manera:

Modo	F
(i) Modo de falla por cortante	1.27
(ii) Modo de falla por flexión	1.27 ~ 2.0
(iii) Modo de falla por volteo de fundación	1.0 ~ 3.0 No considerado en este manual.

(2) Desempeño estructural de edificaciones

Las edificaciones con paredes de cortante generalmente apuntan a ser estructuras orientadas a la resistencia y cuya resistencia sea muy superior a las fuerzas externas. Si el aumento previsto de la resistencia resultase no ser suficiente, el diseño del elemento de reforzamiento se hará de manera tal que posea la ductilidad adecuada según el objetivo del reforzamiento sísmico

(i) Modo de falla a cortante

El índice de ductilidad, F , de las paredes de concreto reforzado con falla por cortante se ha definido como $F = 1.27$, basado en los resultados de los experimentos estructurales llevados a cabo en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA.

Si

$$wQ_{su}/wQ_{mu} < 1.0 ; F = 1.27 \quad \text{Ec. 3.3-1}$$

Asumiendo un $\mu = 1.0$

(ii) Modo de falla a flexión

El índice de ductilidad, F , de las paredes de concreto reforzado con falla a flexión se deberá calcular en base al margen de la resistencia a cortante a la fuerza cortante en la resistencia a flexión de la pared.

Ec. 3.3-2

$$\text{Si } wQ_{su}/wQ_{mu} = 1.0; F = 1.27$$

Si $wQ_{su}/wQ_{mu} \geq 1.3$; $F = 2.0$

En el caso de paredes de concreto reforzado sin
paredes adyacentes, $F = 1.5$

En cuanto a las notaciones para la Ec. 3.3-1 y Ec. 3.3-2, referirse a la sección 3.3.7.

3.3.3 Planeamiento

(1) Edificios adecuados para este método de reforzamiento sísmico

Los edificios ha ser reforzados mediante paredes de cortante de concreto reforzado son aquellos que poseen resistencia lateral pobre o también aquellos con elementos frágiles que terminan fallando a cortante.

Las paredes de cortante de concreto reforzado se instalarán en edificios que puedan estar menos restringidos en la utilización de espacios internos con subdivisiones y barreas contra la funcionalidad o iluminación. Se aplica a edificios con suficiente resistencia en sus fundaciones, ya que la pared de cortante puede provocar un aumento en la carga muerta y un cambio significativo en las fuerzas axiales sobre los elementos verticales que se esté colocando durante un terremoto debido al cambio del mecanismo sismorresistente.

(2) Posicionamiento

Se recomienda que las paredes de cortante de concreto reforzado se instalen de manera apropiada, considerando las restricciones de la utilización del edificio y un buen balance estructural tanto en planta como en elevación.

3.3.4 Experimentos estructurales

En los experimentos estructurales llevados a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la UCA, se construyeron especímenes a mediana altura de marcos de concreto reforzado (referirse al Suplemento 1). Dentro de los especímenes ensayados, el espécimen SP-11 se construyó con una pared de cortante de concreto reforzado como método de reforzamiento. Mediante el ensayo de este espécimen se demostró la efectividad al momento de incrementar la resistencia horizontal del marco existente. Los resultados obtenidos para este espécimen fueron:

- Se observó que no hubo falla en los puntos de conexión de la pared de cortante de concreto reforzado y el marco existente.
- Se previno la falla por rotura fuera del plano en la transición de la pared con la parte inferior de la viga superior.
- Mediante el método analítico, se determinó una resistencia cortante igual a $407kN$, sin embargo, se comprobó experimentalmente que la resistencia sobrepasó los $500kN$ siendo esta la capacidad de aplicación de carga; por lo tanto, se realizó un orificio rectangular con el fin de reducir la resistencia cortante. Inicialmente el orificio rectangular poseía unas dimensiones de $300 \times 300mm$, finalmente, pasó a tener una dimensiones de $400 \times 400mm$ para obtener un factor de reducción igual a 0.776.

d) Finalmente, la falla por cortante ocurrió en la columna y se dio la pérdida en la resistencia horizontal y la capacidad de carga vertical. Por otra parte, se observó que el proveer un orificio sin acero de refuerzo en sus inmediaciones repercute en un decremento en la deformabilidad.

Mediante el ensayo del espécimen SP-11, se confirmó que la capacidad remanente era mayor comparada a la resistencia cortante calculada analíticamente.

Experimento estructural: pared de cortante de concreto reforzado (SP-11)

En la FIGURA se muestra la curva carga lateral – desplazamiento horizontal del espécimen SP-11, con una abertura de $400 \times 400\text{mm}$. La curva también ilustra el comportamiento antes y después del espécimen, sin la abertura hasta 500kN , así como con la abertura de $300 \times 300\text{mm}$ hasta 500kN . La abertura hecha en la pared fue realizada sin proveer de acero de refuerzo en su parte circundante. El máximo ángulo de deriva obtenido fue igual a 0.75% , mientras que la curva carga-deflexión obtenida fue no simétrica; la posible razón de esto fue debido a la abertura realizada en la pared.



- a) La carga alcanzada en el ángulo de deriva de 0.25% fue igual a 478.5kN .
- b) La falla del espécimen luego de que se realizara la abertura ocurrió en una deriva del 0.75% .

Evaluación de la deformabilidad:

Razón de ductilidad, μ :

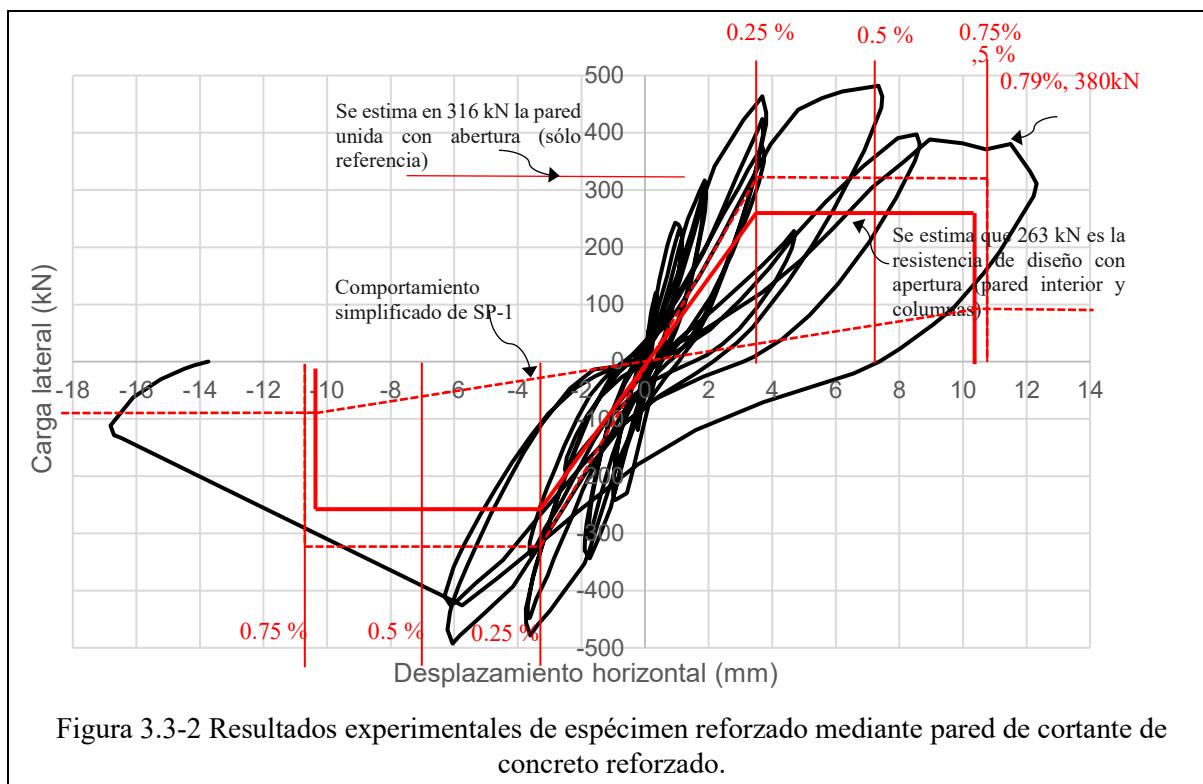
$$\mu = 0.0075 / 0.0069 = 1.087$$

Índice de ductilidad, F :

$$F = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75 \times (1 + 0.05\mu)} = \frac{1.083}{0.791} = 1.37$$

En el caso que $\mu = 1.0$

$$F = 1.27$$



Para la evaluación de la resistencia horizontal de este método de reforzamiento sísmico, se utiliza el menor de los siguientes dos valores calculados.

1. Resistencia a cortante de la pared unida a las columnas adyacentes

$$wQ_{su} = 407 \times 0.776 = 316\text{kN}$$

Donde el valor de 0.776 corresponde al factor de reducción debido a la abertura provista en el elemento pared.

2. Resistencia a cortante de pared independiente y de las columnas adyacentes

$$wQ_{su} = [231\text{kN} + (54 \times 2)\text{kN}] \times 0.776 = 263\text{kN}$$

Donde el valor de 231kN y (54 × 2)kN corresponden a las resistencias a cortante de la pared independiente y de las dos columnas adyacentes respectivamente.

El diseño de la conexión en la transición de la pared y la viga superior se realizó con la resistencia cortante de la pared de corte de concreto reforzado.

La capacidad máxima de la instrumentación de medición de carga del sistema de aplicación de carga del Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) era de 500kN, solamente a título informativo.

Información básica del espécimen

- a) Resistencia a la compresión del concreto de las columnas: $F_C = 18 \text{ N/mm}^2 (180 \text{ kg/cm}^2)$
- b) Resistencia a la compresión del concreto de la pared: $F_C = 22 \text{ N/mm}^2 (220 \text{ kg/cm}^2)$
- c) Relación de acero de refuerzo a cortante de la columna: 0.18%.
- d) Relación de acero de refuerzo a cortante de la pared: 0.36%.
- e) Relación de fuerza axial de las columnas: $N/b \cdot D \cdot F_C = 0.30$.

3.3.5 Detallamiento estructural

A continuación, se presentan detalles estructurales típicos para este tipo de reforzamiento sísmico en marcos de concreto reforzado existentes:

- (i) El espesor de las paredes de cortante de concreto reforzado será igual a 1/4 del espesor de la columna o más, es decir, 15cm o más pero menos que el ancho de la viga.
 - (ii) La relación de acero de refuerzo a cortante deberá ser igual o mayor a 0.25% e igual o menor a 1.2%. En el caso que la pared de cortante posea un espesor igual o mayor a 18cm se deberá de disponer de doble lecho de acero de refuerzo.
- Nota: por lo general, la relación de refuerzo de la pared p_w no es inferior al 0.40% y 16cm de espesor y más.
- (iii) La resistencia a la compresión específica del concreto de la pared de cortante deberá ser no menor a la resistencia a la compresión del concreto de la estructura existente.
 - (iv) En caso de que se provean aberturas, el acero de refuerzo en su perímetro deberá estar diseñado de manera tal que la pared de cortante alcance la resistencia requerida.
 - (v) El proceso constructivo para este elemento de reforzamiento se llevará a cabo mediante el colado de concreto de la pared, dejando un remanente de 20cm entre la pared y la parte inferior de la viga superior. En esta zona se vaciará mortero no contráctil.
 - (vi) En la zona de 20cm se colocará un detallado tipo escalera (referirse a Figura 3.6-3) para prevenir el fallo por rotura de la pared. Este detalle deberá de poseer una relación de acero de refuerzo no menor a 0.40%.

3.3.6 Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño para las paredes de cortante de concreto reforzado se muestra a continuación:

- (a) Evaluar la capacidad sísmica del edificio objetivo para reforzamiento sísmico.

- (b) Determinar la política de reforzamiento, ya sea una edificación que se diseñe para que esté enfocada al la resistencia o la ductilidad.
- (c) Fijar la demanda sísmica acorde a las políticas de reforzamiento.
- (d) Asumir los esfuerzos de diseño de la pared de cortante de concreto reforzado y las resistencias de diseño específicas de los materiales.
- (e) Determinar la disposición de las paredes de cortante de concreto reforzado en función de la longitud de pared necesaria, calculada a partir de la asunción del espesor de dichas paredes.
- (f) Calcular la cantidad de refuerzo a cortante de las paredes de cortante de concreto reforzado y diseñar la unión de la pared con el marco existente.
- (g) Calcular el índice de ductilidad utilizando la resistencia calculada de las paredes de concreto reforzado.
- (h) Valorar si la adición de los elementos de reforzamiento sísmico satisface la demanda sísmica establecida o no.

Cuando se satisface la demanda sísmica mediante el reforzamiento sísmico y el exceso de sismicidad que aporta el reportamiento sísmico no es excesivo, el diseño de reforzamiento sísmico se da por finalizado. Si no se satisface la demanda sísmica o la sismicidad es excesiva según la demanda sísmica, se deberán calcular según los literales (e) y (f).

Nota: En relación con el exceso de sismicidad que puedan aportar los elementos de reforzamiento sísmico, el ingeniero a cargo del diseño deberá de considerar bajo su criterio qué cantidad será considerada como excesiva; ya que, debido a las limitaciones de espacio y funcionalidad en la edificación existente, la adición mínima de elementos de reforzamiento podría incrementar enormemente la sismicidad según la demanda sísmica establecida y dar por finalizado el diseño de reforzamiento sísmico, por lo que no se tendría que realizar el proceso iterativo de reducir la sismicidad por la adición de los elementos de reforzamiento.

3.3.7 Resistencia a cortante de paredes de cortante de concreto reforzado con columnas adyacentes

(1) Resistencia a cortante de pared de concreto reforzado (wQ_{su})

La resistencia a cortante de las paredes de concreto reforzado con columnas adyacentes, wQ_{su} , se evalúa a partir del cálculo de 3 tipos de resistencias, de los cuales el menor valor obtenido es evaluado como la resistencia a cortante; las cuales son:

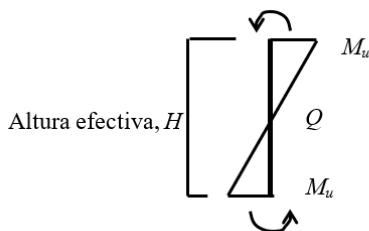
- a) Resistencia a cortante de pared de concreto reforzado ligada a columnas adyacentes.
- b) Resistencia a cortante de pared de concreto reforzado independiente, añadiendo la resistencia de las columnas adyacentes.
- c) Resistencia a cortante de los conectores ubicados en la parte inferior de la viga superior, añadiendo la resistencia de las columnas adyacentes.

$$wQ_{su} = \min\{Q_{su}, wQ'_{su} + 2 \cdot \alpha \cdot Q_c, Q_j + pQ_c + \alpha \cdot Q_c\} \quad \text{Ec. 3.3-3}$$

Donde:

- wQ_{su} = Resistencia a cortante de la pared de cortante.
- wQ'_{su} = Resistencia a cortante de la pared de cortante independiente.
- Q_j = Sumatoria de la resistencia a cortante de los conectores debajo de la viga superior del marco existente.
- pQ_c = Resistencia a cortante directo en la pared superior de la columna.
- Q_c = Menor valor de la otra columna entre la fuerza cortante en el límite de fluencia y la resistencia cortante.
- α = Factor de reducción considerando la condición de deflexión para permitir la contribución de capacidad de carga de las columnas. En caso de no poseer un estudio detallado sobre α , se pueden utilizar los siguientes factores:
 - 1.0: para columnas cuya falla sea por cortante.
 - 0.7: para columnas cuya falla sea por flexión.
- Q_{su} = Resistencia a cortante de pared de cortante ligada a las columnas adyacentes.

Q_c se calcula como se muestra a continuación:



El valor de Q_c se determina a partir del valor más bajo entre la fuerza cortante en la fluencia por flexión ($Q = 2 \cdot M_u/H$) y la resistencia a cortante de la columna:

$$Q_c = \min\{Q, Q_u\}$$

(a) Resistencia cortante de la pared ligada a las columnas adyacentes.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{\frac{M}{Q \cdot l} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad \text{Ec. 3.3-4}$$

Para:

$$1 \leq \frac{M}{Q \cdot l} \leq 3 \quad (N)$$

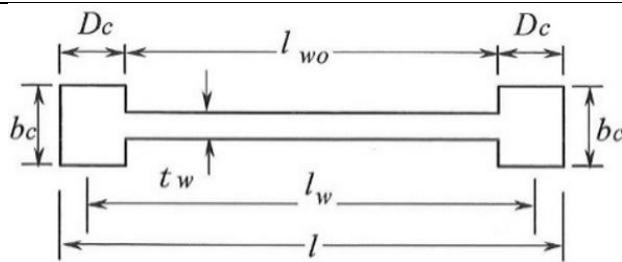


Figura 3.3-3 Pared de cortante de concreto reforzado con columnas adyacentes

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. RC Shear wall with Boundary Columns (Ref. Fig. A2.1-1)

Donde

p_{te} = Relación de acero de refuerzo a tensión equivalente

$$p_{te} = 100a_t/(b_e \cdot l)$$

a_t = Área transversal de las varillas de acero de refuerzo a tensión de las columnas adyacentes en el lado a tensión de la pared.

l = Longitud de la pared.

b_e = Espesor equivalente de la pared

$$b_e = \Sigma A/l$$

ΣA = Área transversal de la pared

p_{se} = Relación de acero de refuerzo lateral equivalente

$$p_{se} = a_h/(b_e \cdot s)$$

a_h, s = Área transversal de un par de varillas de acero de refuerzo lateral y su espaciamiento, respectivamente.

σ_{wy} = Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo lateral.

σ_{0e} = Esfuerzo axial, el cual deberá ser no mayor a $8 N/mm^2$

$$\sigma_{0e} = N/(b_e \cdot l)$$

j_e = Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y las fuerzas de compresión, se puede utilizar un valor igual al descrito por la siguiente expresión:

$$j_e = l_w \text{ o } j_e = 0.8 \cdot l$$

$\frac{M}{Q}$ = En caso de que no se tenga un estudio especializado con respecto a este factor, se podrá tomar una altura de inflexión igual a $\frac{h_w}{2}$.

(b) Resistencia a cortante de pared independiente de columnas adyacentes

$$wQ_{su} = \max\left(p_w \cdot \frac{w\sigma_y, F_{cw}}{20} + 0.50 \cdot p_w \cdot {}_w\sigma_y\right) \cdot t_w \cdot l' \quad \text{Ec. 3.3-5}$$

Donde:

- p_w = Relación de acero de refuerzo de la pared de cortante.
- $w\sigma_y$ = Resistencia de fluencia de acero de refuerzo de la pared de cortante (N/mm^2)
- F_{cw} = Resistencia a la compresión de la pared de cortante de acero de refuerzo (N/mm^2)
- t_w = Espesor de la pared de cortante (mm).
- l_w = Claro efectivo de la pared de cortante (mm).

(c) Resistencia a cortante directo de las columnas

$$pQ_c = K_{min} \cdot \tau_0 \cdot b_e \cdot D$$

Donde:

- $K_{min} = \frac{0.34}{0.52 + \frac{a}{D}}$
- $\tau_0 = 0.98 + 0.1F_{C1} + 0.85\sigma$ en el caso que $0 \leq \sigma \leq 0.33F_{C1} - 2.75$
 $0.22F_{C1} + 0.49\sigma$ en el caso que $0.33F_{C1} - 2.75 \leq \sigma \leq 0.66F_{C1}$
 $0.66F_{C1}$ en el caso que $0.66F_{C1} < \sigma$
- b_e = Espesor efectivo de columnas resistentes contra contacto directo, considerando los miembros conectados en la dirección ortogonal.
- D = Altura (transversal) de las columnas resistentes contra fuerza de cortante directo.
- a = Claro de cortante; distancia entre la cara de la viga en la parte superior de la columna y el punto de fuerza lateral desde la pared de cortante. Puede utilizarse $a = D/3$.
- F_{C1} = Resistencia específica a la compresión del concreto de la estructura existente.
- $\sigma = \sigma_g \cdot \sigma_y + \sigma_0$
- p_g = Relación entre a_g y $b_e \cdot D$.
- a_g = Área transversal bruta del acero de refuerzo longitudinal de la columna concerniente.
- σ_y = Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo longitudinal de la columna.
- σ_0 = Relación de fuerza axial

$$\sigma_0 = N/b_e \cdot D$$

Donde N es la fuerza axial de la columna en el mecanismo último, donde un valor positiva denota que está actuando bajo compresión.

(d) Resistencia a flexión de pared de cortante de concreto reforzado

La resistencia a flexión de las paredes de cortante de concreto reforzado se calculará mediante la siguiente expresión.

$$wM_u = a_t \cdot \sigma_{sv} \cdot l_w + 0.5 \sum (a_{wv} \cdot \sigma_{wv}) \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w \quad \text{Ec. 3.3-6}$$

Donde:

- N = Fuerza total axial actuante en las columnas adyacentes ligadas a la pared de cortante de concreto reforzado.
- $a_t, \sum a_{wv}$ = Área transversal de las varillas de acero de refuerzo a flexión de una columna adyacente y, área transversal de las varillas de acero de refuerzo verticales de la pared, respectivamente (mm^2).
- σ_{sv}, σ_{wv} = Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo a flexión de una columna adyacente, y resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo verticales de la pared, respectivamente (N/mm^2)
- l_w = Distancia entre el centro de las columnas adyacentes a la pared de cortante de concreto reforzado (mm).

Se evalúa la altura de inflexión para calcular wQ_{mu} a partir de wM_u .

(2) Resistencia última de las columnas

La resistencia última a flexión y cortante de las columnas se calculará en base a las ecuaciones y procedimientos establecidos en el Manual de Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado, en su Capítulo 3: Procedimientos Basados en el Índice Sísmico (Tipo 1).

(a) Resistencia última a flexión

Para columnas, la resistencia última a flexión se calculará según las siguientes ecuaciones:

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

$$M_u = \{0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c\} \cdot \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

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

Ec. 3.3-7

$$M_u = 0.8a_t \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

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

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D$$

Donde:

- N_{max} = Resistencia a la compresión axial (N)
 $N_{max} = b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$
- N_{min} = Resistencia a la tensión axial (N)
 $N_{max} = -a_g \cdot \sigma_y$
- N = Fuerza axial (N)

- a_t = Área transversal total de las varillas de acero de refuerzo longitudinal a tensión (mm^2).
 a_g = Área transversal total bruta de las varillas de acero de refuerzo (mm^2).
 b = Ancho de la columna (mm).
 d = Altura (transversal) de la columna (mm).
 σ_y = Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo (N/mm^2).
 F_C = Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2).

En estas ecuaciones se deberán considerar los lechos extra de acero de refuerzo.

Para calcular la resistencia a flexión de las columnas, se puede utilizar otro método de cálculo, tal como el método descrito por la *teoría rígido-plástica*.

(b) Resistencia última a cortante

Para las columnas, la resistencia última a cortante se calculará según las siguientes ecuaciones

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + F_C)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad \text{Ec. 3.3-8}$$

Donde

- p_t = Relación de acero de refuerzo a tensión (%).
 p_w = Relación de acero de refuerzo a cortante
 $p_w = 0.012$ para $p_w \geq 0.012$
 $s\sigma_{wy}$ = Esfuerzo axial de la columna (N/mm^2)
 d = Altura (transversal) efectiva de la columna. Se puede aplicar un valor de $D - 50mm$.
 $\frac{M}{Q}$ = Longitud de claro a cortante. Se puede aplicar un valor de $\frac{h_0}{2}$ (mm).
 h_0 = Altura efectiva de la columna.
 j = Distancia entre los centroides de fuerzas de tensión y fuerzas de compresión. Se puede utilizar un valor por defecto de $0.8D$ (mm).

Si el valor de $M/(Q \cdot d)$ es menor que la unidad o mayor a 3, el valor de $M/(Q \cdot d)$ será igual a la unidad o 3 respectivamente en la Ec. 3.3-8. Así mismo, si el valor de σ_0 es mayor a $8 N/mm^2$, se tomará $\sigma_0 = 8N/mm^2$ en la ecuación.

(3) Diseño de anclajes para la pared de cortante de concreto reforzado

La resistencia de los anclajes utilizados en este tipo de reforzamiento, anclajes químicos, se evalúa mediante la comparación de q_{a1} y q_{a2} , y el menor valor obtenido se utilizará como el valor de diseño. El diseño de este tipo de elementos se aborda con mayor detalle en la Sección 3.6.

$$Q_a = \min(q_{a1}, q_{a2})$$

Donde:

q_{a1} = Resistencia a cortante del anclaje, determinado mediante la resistencia del acero.

q_{a2} = Resistencia a cortante del anclaje, determinado mediante la resistencia a la presión portante del concreto.

$$q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot a$$

Donde:

a = Área transversal (mm^2)

$$q_{a2} = \tau \cdot a$$

$$\tau = 0.4 \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_b}$$

Sustituyendo

$$q_{a2} = 0.4 \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_b} \cdot a$$

Donde

E_c = Módulo de elasticidad, o módulo de Young, del concreto.

σ_b = Resistencia a la compresión del concreto.

La longitud mínima de anclaje será igual a 7 veces el diámetro de la varilla de anclaje contra las fuerzas cortantes; la longitud embebida de anclaje se recomienda que sea igual a 10 veces el diámetro de la varilla de anclaje para usos prácticos, que funcionará contra las fuerzas de tensión.

(4) Altura de inflexión de paredes de cortante de concreto reforzado de varios niveles

Para calcular la fuerza cortante wQ_{mu} en la resistencia última a flexión wM_u de la pared de cortante de concreto reforzado se debe determinar la altura de inflexión h , que se relaciona con wQ y wM . La distribución de esfuerzos de la pared de cortante se decide a partir del análisis de la capacidad de carga horizontal de un marco con pared de cortante. En el caso del segundo nivel de evaluación del procedimiento basado en el índice sísmico (tipo 1), se supone que la distribución de la fuerza externa de la pared de cortante es igual en todos los niveles, con el motivo de simplificar la evaluación.

A continuación, se presentan las siguientes consideraciones que son asumidas para este tipo de análisis.

- a) Un marco con pared de concreto reforzado se evalúa como un marco independiente, y se ignora el elemento de concreto que conecta la pared de cortante y el marco existente.
- b) La distribución de cargas externas P_i en el i -ésimo nivel son iguales en cada nivel.

Entonces, el momento flector wM_i y la fuerza cortante wQ_i en el i -ésimo nivel a partir de la parte superior de la pared, se introduce de la siguiente manera:

$$P_i = P_o$$

$$h_i = i \cdot h_0$$

$$wM_i = P_o \cdot h_0 \cdot i (i + 1)/2$$

Por lo tanto, la altura de inflexión se expresará según la siguiente expresión

$$\frac{wM_i}{wQ_i} = \frac{i + 1}{2 \cdot i} \cdot h_i$$

Donde:

h_i = Altura de la pared desde la parte superior hasta la pared en cuestión en el i -ésimo nivel, como se muestra en la Figura 3.3-4.

Por ejemplo, la pared de cortante en el primer nivel, de una pared de cortante que se extiende 4 niveles ($i = 1 \sim 4$), entonces la altura de inflexión será igual a:

$$\frac{wM_4}{wQ_4} = \frac{4 + 1}{2 \cdot 4} \cdot h_4 = 0.625h_4$$

$$wQ_4 = \frac{wM_4}{0.625h_4}$$

Por simplicidad, se utiliza 0.50 en lugar de 0.625. En este manual, se utiliza 0.50 en el nivel intermedio y 1.0 en el nivel superior, como se muestra en la Figura 3.3-4.

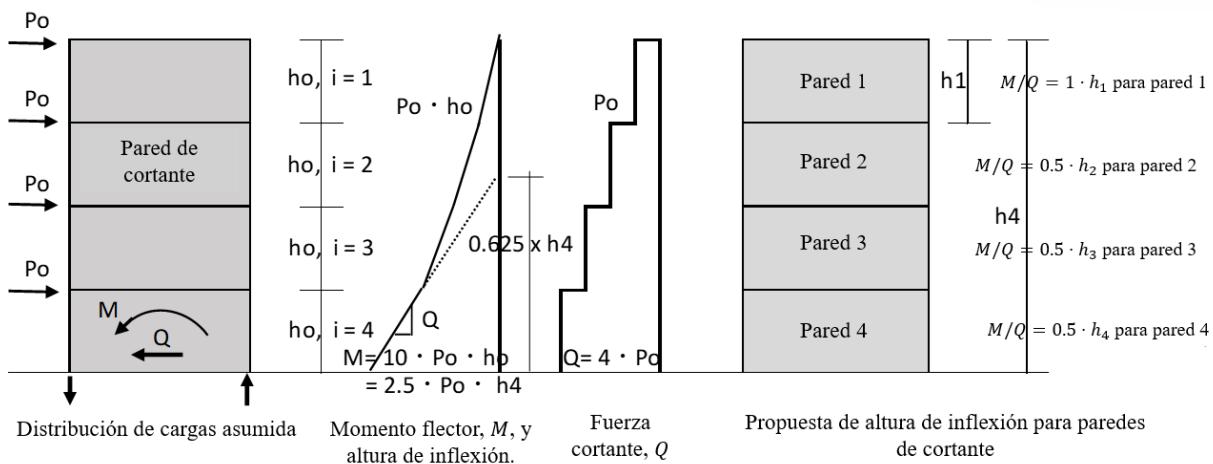


Figura 3.3-4 Propuesta de distribución de esfuerzos de paredes de cortante de concreto reforzado

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Stress distribution of RC shear wall (Ref. Fig. A2.1-1)

En el caso que las paredes de cortante de concreto reforzado se construya de forma parcial, la altura de inflexión se supondrá como se muestra a continuación.

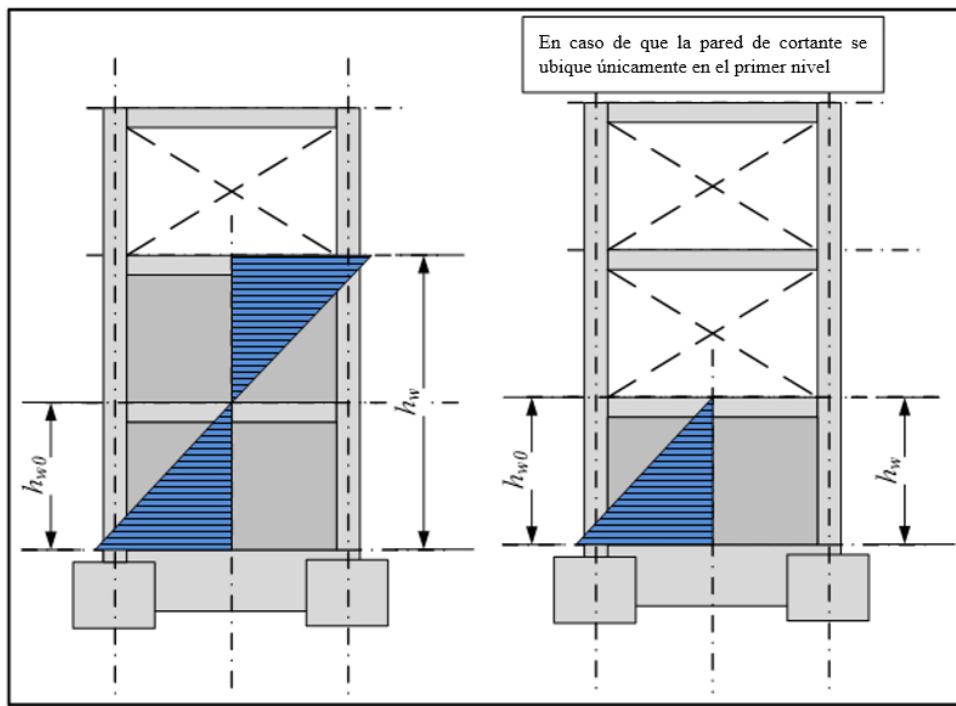


Figura 3.3-5 Altura de inflexión de pared de cortante

Fuente: The Japan Building Disaster Prevention Association (2001). Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings. Tachihara, Tsukuba. Inflection height of shear wall (Figure 2.1.2-1)

3.3.8 Ejemplo de cálculo de pared de cortante de concreto reforzado

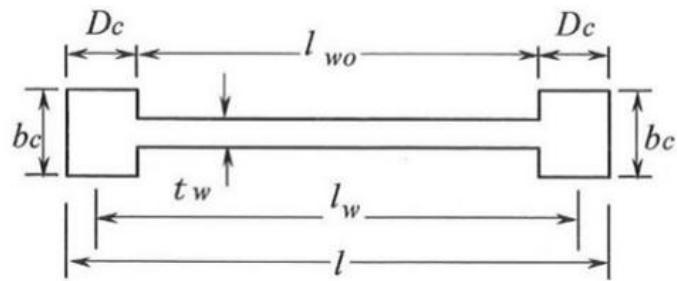
En esta sección se presenta un ejemplo de cálculo de diseño para paredes de cortante de concreto reforzado y elementos tales como anclajes, etc.

3.3.8.1 Evaluación de la resistencia de paredes de cortante de concreto reforzado

a) Resistencia a cortante de pared de cortante ligada a columnas adyacentes

Utilizando la Ec. 3.3-4:

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



Para la notación, referirse a Ec. 3.3-4

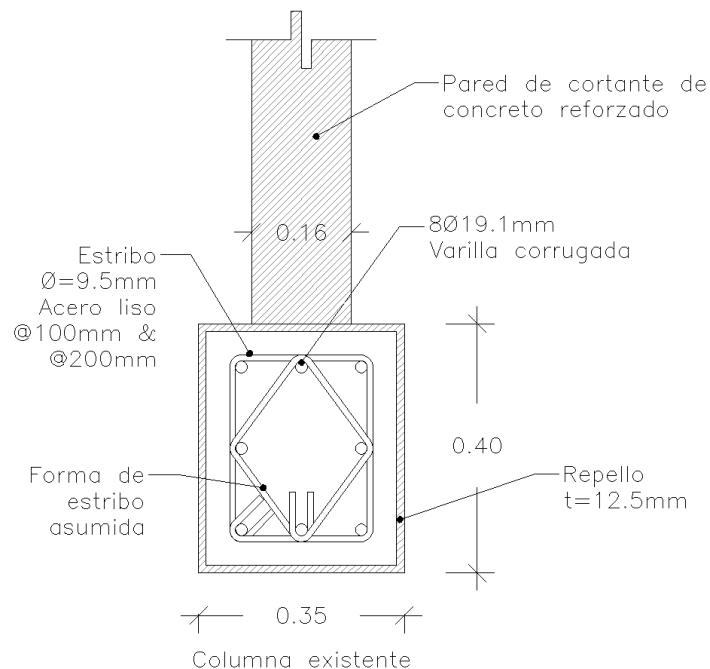


Figura 3.3-6 Sección de columna existente

Información de la pared de cortante y la columna existente:

- i. Se asume que la pared no contará con aberturas.
- ii. Distancia entre ejes de columnas = 5,650mm.
- iii. Dimensiones de columna = $300 \times 350\text{mm}$
- iv. Altura de entepiso = 3,150mm
- v. Peralte de viga de entepiso = 550mm
- vi. Acero principal de la columna = 8Ø19.5mm varilla corrugada.
- vii. Distribución de estribos = Ø9.5mm @ 100 ~ 200mm
- viii. Espesor de pared de cortante de concreto reforzado = 160mm.
- ix. Refuerzo de pared de cortante = Doble lecho en ambas direcciones de Ø9.5 @ 150mm.

- x. Carga axial en cada columna, $N = 347kN$, $N = 214kN$.
- xi. Resistencia a la compresión del concreto del marco existente = $F_C = 21.2 N/mm^2$.
- xii. Resistencia a la compresión del concreto de la pared de cortante = $F_C = 22.0 N/mm^2$.

Espesor equivalente de la pared, b_e .

$$b_e = \frac{(160 \times 5,650) + (300 \times 350 \times 2)}{6,350} = 176mm$$

Relación de acero de refuerzo a tensión equivalente, p_{te} .

$$p_{te} = \frac{100 \times 8 \times 386}{176 \times 6,350} = 0.276$$

Altura de inflexión, $M/Q \cdot l$.

$$\frac{M}{Q \cdot l} = \frac{2,500 + 700}{6,350} = 0.50 \rightarrow 1.0$$

Relación de acero de refuerzo lateral equivalente, p_{se} .

$$p_{se} = \frac{2 \times 70.8}{176 \times 150} = 0.0053$$

Esfuerzo axial, σ_{0e} .

$$\sigma_{0e} = \frac{(347 + 214) \times 10^3}{176 \times 6,350} = 0.502 N/mm^2$$

Resistencia a cortante, Q_{su} .

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.276^{0.23} \times (18 + 22.0)}{1.0 + 0.12} + 0.85\sqrt{0.0053 \times 400} + 0.1 \times 0.502 \right\} \times 176 \times 5,650$$

$$Q_{su} = (1.408 + 1.237 + 0.050) \times 176 \times 5,650$$

$$Q_{su} = 2,679kN$$

b) Resistencia a cortante de pared independiente de las columnas adyacentes

Utilizando la Ec. 3.3-5

$${}_wQ_{su} = \max \left(p_w \cdot {}_w\sigma_y, \frac{F_{cw}}{20} + 0.5 \cdot p_w \cdot {}_w\sigma_y \right) \cdot t_w \cdot l'$$

Para la notación, referirse a Ec. 3.3-5.

Relación de acero de refuerzo de la pared de cortante, p_w .

(Considerando doble lecho de acero de refuerzo Ø9.5mm @ 150mm en ambas direcciones)

$$p_w = \frac{2 \times 70.8}{150 \times 160} = 0.0059$$

Resistencia de fluencia de acero de refuerzo de la pared de cortante, $w\sigma_y$.

$$w\sigma_y = 400 \text{ N/mm}^2$$

Resistencia a la compresión de la pared de cortante de acero de refuerzo, F_{cw} .

$$F_{cw} = 22 \text{ N/mm}^2$$

Espesor de la pared de cortante, t_w .

$$t_w = 160 \text{ mm}$$

Claro efectivo de la pared de cortante, l' .

$$l' = 6,000 - 350 = 5,650 \text{ mm}$$

Resistencia a cortante, wQ_{su}

$$wQ_{su} = \max\left(0.0059 \times 400, \frac{22}{20} + 0.5 \times 0.0059 \times 400\right) \times 160 \times 5,650$$

$$wQ_{su} = \max(2.36, 2.28) \times 160 \times 5,650$$

$$wQ_{su} = 2,061 \text{ kN} (\tau = 0.103F_C)$$

Como valor de seguridad, se toma un 7% de la fuerza cortante en la fluencia por flexión como la contribución de las columnas existentes, por lo tanto.

$$0.7 \times (67.5 + 58.0) = 87.8 \text{ kN}$$

Sumando la resistencia de la pared independiente, más la contribución de las columnas:

$$2,061 \text{ kN} + 87.8 \text{ kN} = 2,148 \text{ kN}$$

Comparando la resistencia de la pared ligada a las columnas adyacentes con la resistencia de la pared independiente:

$$2,148 \text{ kN} < 2,679 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la resistencia a cortante se tomará como aquella de la pared desligada más la contribución de las columnas existentes.

$$Q_{su} = 2,148 \text{ kN}$$

3.3.8.2 Resistencia a flexión de paredes de cortante de concreto reforzado

Utilizando la Ec. 3.3-6

$$wM_u = a_t \cdot \sigma_{sv} \cdot l_w + 0.5 \sum (a_{wv} \cdot \sigma_{wv}) \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w$$

Para la notación de dicha ecuación, referirse a Ec. 3.3-6

Área transversal de las varillas de acero de refuerzo a flexión de una columna adyacente, a_t .

$$a_t = 8 \times 286 \text{ mm}^2 = 2,288 \text{ mm}^2$$

Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo a flexión de una columna adyacente, σ_{sv} .

$$\sigma_{sv} = 274 \text{ N/mm}^2$$

Área transversal de las varillas de acero de refuerzo verticales de la pared

$$a_{wv} = 2 \times 70.8 \times \frac{5,650}{150} = 5,334 \text{ mm}^2$$

Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo verticales de la pared, σ_{wv} .

$$\sigma_{wv} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Distancia entre el centro de las columnas adyacentes a la pared de cortante de concreto reforzado, l_w .

$$l_w = 6,000 \text{ mm}$$

Fuerza total axial actuante en las columnas adyacentes ligadas a la pared de cortante de concreto reforzado, N .

$$N = (347 + 214) \times 10^3 = 561 \text{ kN}$$

Resistencia a flexión, M_u

$$M_U = (2,288 \times 274 \times 6,000) + [0.5(5,334 \times 400) \times 600] + [0.5 \times (561 \times 10^3) \times 6,000]$$

$$M_u = (3,761 + 6,400 + 1,683) \times 10^6$$

$$M_u = 11,844 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La altura de inflexión para calcular wQ_{mu} a partir de wM_u se considerará igual a la mitad de la altura del edificio del mismo nivel, o superiores. En el caso de edificios de 2 niveles, la historia de inflexión se tomará como la altura del primer entrepiso; en este caso igual a 3.0m.

Altura de inflexión: altura del primer entrepiso.

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{h_{cuo}} = \frac{11,844}{3.0} = 3,948kN$$

Comparando con la resistencia a cortante.

$$3,948kN > 2,148kN$$

La fuerza cortante en la fluencia por flexión de la pared de cortante de concreto reforzado es mayor a su resistencia por cortante, por lo tanto, la pared de cortante de concreto reforzado se analizará bajo el enfoque de una pared con falla de tipo cortante.

Resistencia de fluencia de las varillas de acero de refuerzo verticales de la pared, σ_{wv} .

$$\sigma_{wv} = 400N/mm^2$$

Distancia entre el centro de las columnas adyacentes a la pared de cortante de concreto reforzado, l_w .

$$l_w = 6000mm$$

Fuerza total axial actuante en las columnas adyacentes ligadas a la pared de cortante de concreto reforzado, N .

$$N = (347 + 214) \times 10^3 = 561kN$$

Resistencia a flexión, M_u .

$$M_u = (2,288 \times 274 \times 6,000) + [0.5(5,334 \times 400)] + [0.5 \times (561 \times 10^3) \times 6,000]$$

$$M_u = (3,761 + 6,400 + 1,683) \times 10^6 = 11,844kN \cdot m$$

3.3.8.3 Índice de ductilidad

Calculando la tolerancia contra la falla por cortante:

$$\frac{wQ_{su}}{wQ_{mu}} = \frac{2,148}{3,948} = 0.54 < 1.0$$

Por lo tanto, se aplica un índice de ductilidad igual a $F = 1.27$

3.3.8.4 Diseño de anclajes para pared de cortante de concreto reforzado

Considerando anclajes químicos de: Ø19.1mm @ 150mm con varillas de acero de refuerzo grado 60.

$$Q_a = \min(q_{a1}, q_{a2})$$

Para la notación, referirse a la sección 3.6.

Resistencia a cortante del anclaje, determinado mediante la resistencia del acero, q_{a1}

$$q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot a = 0.7 \times 400 \times 286mm^2 = 80.0kN$$

Resistencia a cortante del anclaje, determinado mediante la resistencia a la presión portante del concreto, q_{az} .

$$q_{az} = 0.4 \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_b} \cdot a = 0.4\sqrt{19,000 \times 21.2} \cdot 286 = 253 \cdot 286 = 72.6kN$$

Número de anclajes, n

$$n = \frac{5,650}{150} + 1 = 38.68$$

Resistencia total de los anclajes, Q_a

$$Q_a = 72.6 \times 36.8 = 2,807kN$$

Comparando con la resistencia a cortante de la pared

$$2,807kN > 2,148kN$$

Longitud de anclaje:

$$10 \times \emptyset = 10 \times 19.1 = 191mm \rightarrow 200mm$$

3.3.8.5 Reforzamiento en parte perimetral

Diseñado con el fin de prevenir el fallo por abertura del concreto. Para ello se analizarán las dos siguientes configuraciones:

- i. Mediante varillas de acero de refuerzo $\emptyset 12.7mm @ 100mm$

$$p_w = \frac{126.6}{100 \times 150} \times 100 = 0.84\% > 0.40\%$$

- ii. Mediante varillas de acero de refuerzo $\emptyset 9.5mm @ 100mm$

$$p_w = \frac{70.8}{100 \times 150} \times 100 = 0.47\%$$

Ambas configuraciones cumplen con el requerimiento mínimo de 0.40% (ver sección 3.6 para más información), sin embargo, se escoge la utilización de la configuración de $\emptyset 9.5mm$ dadas las facilidades constructivas y económicas de la disposición de v

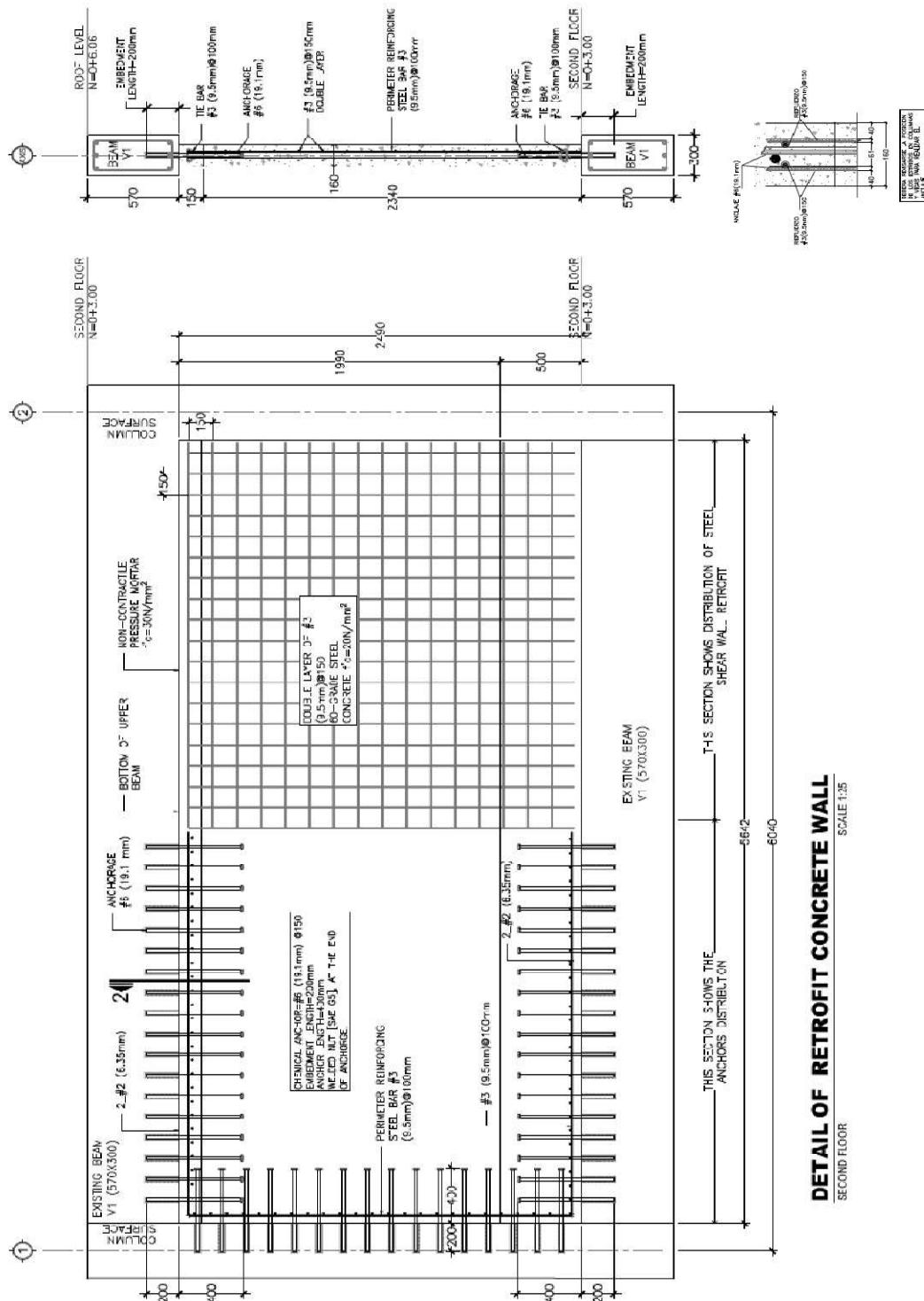


Figura 3.3-7 Ejemplo de detalle estructural - pared de cortante de concreto reforzado

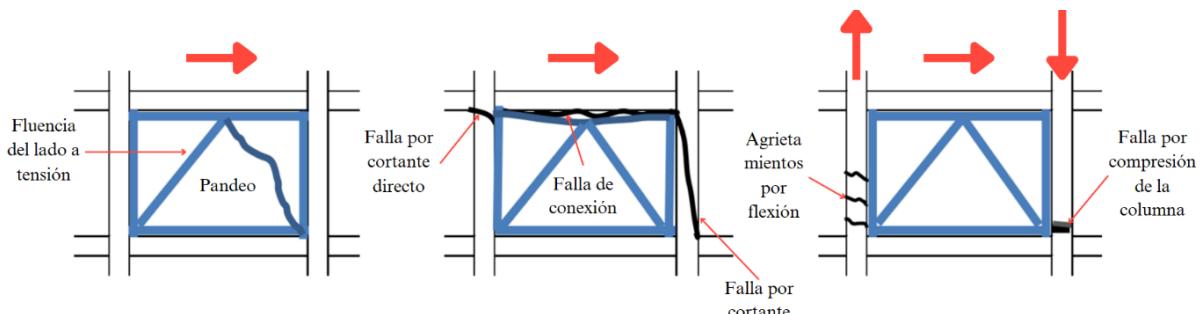
3.4 Marcos de arriostramiento de acero

En esta sección se introduce la resistencia, ductilidad y detalles estructurales del método de reforzamiento conformado por marcos de arriostramiento de acero.

3.4.1 Esquema

Los modo de falla del marco de arriostramiento de acero se evaluará considerando tanto la resistencia como la ductilidad. Es común la instalación de estos marcos de arriostramiento de acero en el perímetro de los edificios, donde se debe controlar adecuadamente la relación de esbeltez; debiéndose estudiar en detalle el diseño de los anclajes post instalados y los pernos con cabeza que son instalados en el marco perimetral. Como método de instalación estándar, se utiliza un enfoque de conexión indirecta el cual consiste en el colado de mortero no contráctil en la transición del marco existente con el marco de arriostramiento de acero; para unir de manera efectiva el elemento de reforzamiento sísmico con la estructura existente.

En la Figura 3.4-1 se muestran los modos de falla considerados en los marcos de acero de arrostramiento, donde se evita el fallo de la conexión debido a su naturaleza frágil.



a) Fluencia y pandeo de arriostramientos. Tipo I según la TABLA

b) Fallo de la conexión. Tipo II según la TABLA

c) Falla por flexión. Tipo III según la TABLA

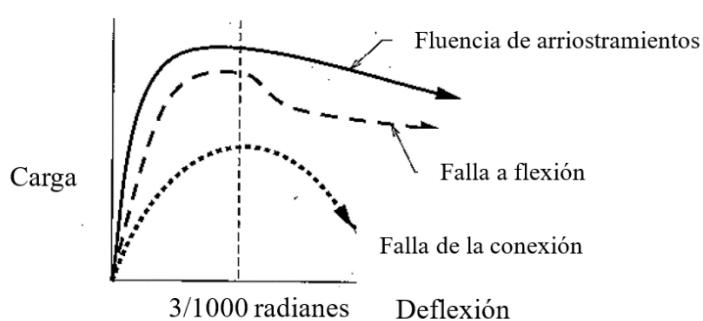


Figura 3.4-1 Comportamiento general de marcos de arriostramiento de acero

Fuente: "Handbook of earthquake resisting design of structure", JSCA (en japonés).

El ángulo de deriva de entrepiso, en el momento de resistencia, se evalúa aproximadamente en 3/1000, estando sujeto al tipo de fallo de la estructura, esbeltez de los elementos de arriostramiento y la dimensión de las columnas. Para más información, referirse al Suplemento 1, ya que en dicha sección se describe a más detalle los experimentos estructurales llevados a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA.

3.4.2 Desempeño sísmico

(1) Marcos de arriostramiento metálico de tipo resistente

Las estructuras existentes reforzadas mediante marcos de arriostramiento metálico consisten en tres partes:

- 1- Marco de concreto reforzado existente.
- 2- Marco de arriostramiento metálico.
- 3- Conexiones.

Los marcos de arrostramiento del tipo resistente se categorizan como tipo I y tipo IV según la Tabla 3.4-1, que muestra los tipos de resistencia de las estructuras.

Al instalar estos elementos de reforzamiento, se recomiendan que posean falla dominante tipo I, ya que está enfocada en la resistencia y ductilidad. La falla tipo II por su naturaleza de falla frágil, no es recomendada; así como la falla tipo IV ya que representa una falla extremadamente frágil en las columnas y se debería de proveer de contramedidas para ello, como, por ejemplo: juntas sísmicas.

Tabla 3.4-1 Tipos de falla de estructuras reforzadas mediante marcos de arrostramiento de acero

Tipo de resistencia	Marco de concreto reforzado existente	Marco metálico	Conexión
Tipo I Resistencia y ductilidad dominante (falla localizada en el arrostramiento metálico panel de acero)	<ul style="list-style-type: none"> - Falla a flexión de vigas o columnas. - Falla a cortante de vigas o columnas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Reforzamiento mediante arriostramientos metálicos: fluencia o pandeo de arriostramientos. - Reforzamiento con paneles de acero: fluencia por cortante del panel o fluencia por flexión del ala. 	No hay falla presente.
Tipo II Resistencia dominante (falla localizada en la conexión)	<ul style="list-style-type: none"> - Falla por cortante directo de las columnas a tensión y falla por cortante en las columnas a compresión. - Falla por cortante directo en las vigas. 	No se presenta fluencia ni pandeo de los arriostramientos.	Falla de deslizamiento por cortante
Tipo III Ductilidad dominante	<ul style="list-style-type: none"> - Fallo de fluencia por tensión de las columnas a tensión. - Fallo por compresión de las vigas a compresión. 	No se presenta fluencia ni pandeo de los arriostramientos.	No hay falla presente.
Tipo IV	Falla extremadamente frágil de columnas.	- Reforzamiento mediante arriostramientos metálicos:	No hay falla presente.

Resistencia dominante		fluencia o pandeo de arriostramientos. - Reforzamiento con paneles de acero: fluencia por cortante del panel o fluencia por flexión del ala	
------------------------------	--	--	--

Fuente: **Table 3.4.2-1** Failure mechanisms of structure strengthened with steel frame, Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001.

(2) Índice de ductilidad

La Tabla 3.4-2 muestra los índices de ductilidad F para aquellas estructuras reforzadas con marcos de arriostramiento de acero, donde:

- a) El índice de ductilidad para aquellas columnas de concreto reforzado con fallas por flexión o fallas por cortante, ronda entre los 1.5 y 2.0: $1.5 \leq F \leq 2.0$. En caso de que el concreto de las columnas posean una resistencia a la compresión no mayor a $13.5 N/mm^2$ ($137 kg/cm^2$) el índice se tomará como $F \leq 1.5$.
- b) El índice de ductilidad para aquellos marcos cuya falla predominante sea por cortante directo y por fallo en las conexiones, será igual a $F = 1.0$.

Tabla 3.4-2 Índice de ductilidad de estructuras reforzadas con marcos de arriostramiento de acero

Tipo de falla	Tipo de falla del marco de concreto reforzado	Índice de ductilidad, F
Tipo I	- Vigas y columnas a flexión. - Vigas y columnas a cortante.	$F = 2.0$ en el caso que el F del marco existente sea mayor a 2.0 En el caso que $Q_{su2}/Q_{su1} < 1.1$, $F = 1.5$
Tipo II	Falla por cortante directo y en las conexiones.	$F = 1.0$
Tipo III	- Fluencia total por flexión del marco de concreto reforzado (Capacidad establecida en función del número de varillas de refuerzo longitudinal)	Marco simple, sin vigas que se incorporen dentro del elemento del reforzamiento, $F = 2.0$. En el caso que $Q_{su2}/Q_{su1} < 1.5$ Cuando las vigas ortogonales (u oblicuas) se incorporen dentro del elemento de reforzamiento, F será calculado considerando sus respectivas influencias.
Tipo IV	Columna extremadamente frágil	$F = 1.0$
Otros	Rotación del marco de arriostramiento ⁶	Marco simple, sin vigas que se incorporen dentro del elemento del reforzamiento, $F = 2.0$. En el caso que $Q_{su2}/Q_{su1} < 1.5$

⁶Los temas relacionados a la rotación de marcos de arriostramiento de acero no serán abordados en este Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico.

	<p>En el caso que $\frac{Q_{su1}}{\gamma \cdot Q_{ru}} > 1.1$, $\frac{Q_{su2}}{\gamma \cdot Q_{ru}} > 1.1$ y $\frac{Q_{mu}}{\gamma \cdot Q_{ru}} > 1.21$ entonces $F = 3.0$</p> <p>Cuando las vigas ortogonales (u oblicuas) se incorporen dentro del elemento de reforzamiento, F será calculado considerando sus respectivas influencias.</p>
--	---

Fuente: Table 3.4.2-2 Ductility index of structures strengthened with steel framed brace, Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001.

Donde:

Q_{su1} : resistencia regida por el pandeo o la fluencia por flexión del elemento de arriostramiento.

Q_{su2} : resistencia regida por el cortante directo y la capacidad de la conexión.

Q_{mu} : resistencia de la fluencia total por flexión (regida por la cantidad de varillas de acero longitudinal en las columnas).

Q_{ru} : resistencia de rotación.

γ : temática abordada en la sección de *volteo de paredes* de la normativa japonesa (no utilizadas en este Manual).

3.4.3 Experimentos estructurales

En los experimentos estructurales llevados a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA) en especímenes que emulaban la condición de edificios existentes, se construyó y testeó el espécimen SP-12 cuyo reforzamiento sísmico se basó en la adición de marcos de arriostramiento de acero en el año 2023. Este espécimen constó de arriostramientos metálicos con relación de esbeltez igual a 58, igual al límite establecido según la normativa japonesa para diseño de reforzamiento sísmico. Se observó una reducción de la resistencia después del valor pico, pero a un 1.5% de la deriva de entrepiso al momento de la fractura del arriostramiento, momento en el cual las columnas del marco existente no presentaron fallas por cortante y eran capaces de soportar carga vertical. Se obtuvo una razón de ductilidad igual a $\mu = 2.17$ y a partir de esta se obtuvo un índice de ductilidad de $F = 2.20$ sugiriéndose la utilización de $F = 2.0$; obteniéndose un desempeño sísmico razonable. En cuanto a la transición entre el marco de reforzamiento y el marco existente conformado por mortero no contráctil, se evitó la falla por rotura, pero se observaron agrietamientos en el sentido horizontal; por lo que se sugiere la colocación de acero de refuerzo en sentido vertical que actúe contra la tensión y la compresión de los elementos de arriostramiento; los cuáles son abordados con mayor detalle en la sección 3.4.5.

Máxima deriva de entrepiso: 1.5% momento en el cual los arriostramientos presentaron fractura.

Razón de ductilidad: $\mu = 0.0015/0.0036 = 2.17$

$$\text{Índice de ductilidad: } F = \sqrt{2\mu - 1}/0.75(1 + 0.05\mu) = 1.83/0.83 = 2.20 \approx 2.0$$

Características: $\square - 62.5 \times 62.5 \times 3.2$ mm, acero ASTM A500, grado B. para la determinación de la resistencia de diseño se utilizó un $\sigma_y = 320N/mm^2$. Para información, el valor de resistencia de fluencia promedio obtenido fue de $\sigma_y = 350N/mm^2$.



Estado final: 1.5%



Pandeo en el lado a compresión: 1%

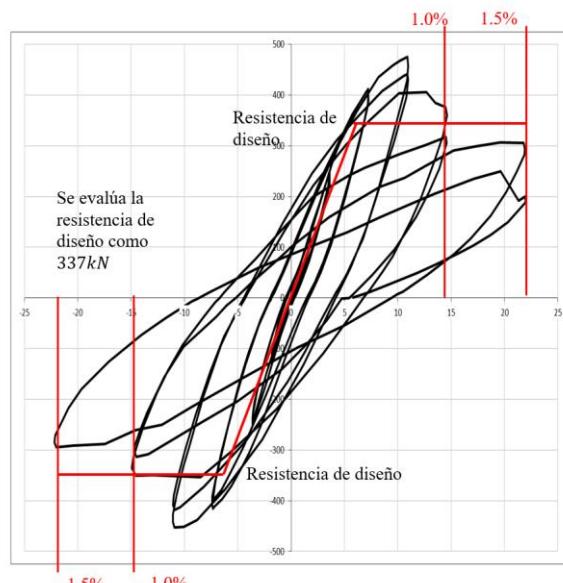


Figura 3.4-2 Resultado experimental - Espécimen SP-12

Como se muestra en la Figura 3.4-2, se determinó un índice de ductilidad F igual a 2.0 para elementos de reforzamiento basados en marcos de arriostramiento de acero para marcos que satisfagan las siguientes condiciones básicas para las columnas de concreto reforzado:

- Concretos de resistencia a la compresión no menores a $F_C = 18N/mm^2$ ($180kg/cm^2$).
- Columnas con relación de refuerzo cortante de alrededor 0.15% o mayor.
- Relación de fuerza axial, N/bDF_C , igual a 0.30 (valores menores a 0.40 también son aceptados).

En el caso de un marco típico de concreto reforzado, representado en el espécimen SP-1, el mecanismo de falla obtenido fue correspondiente al Tipo I según la Tabla 3.4-1. Para un marco de concreto reforzado, reforzado mediante marcos de arriostramiento de acero, el índice de ductilidad F se evalúa como 2.0, siendo igual al Tipo I de la Tabla 3.4-2.

3.4.4 Plan de reforzamiento

Generalmente, estos elementos de reforzamiento sísmico se colocan en los perímetros del edificio, donde su construcción es sencilla y sea factible la instalación de los arriostramientos. Ya que la conexión al marco existente es una parte importante, el diseño debe llevarse a cabo de manera tal que los esfuerzos se transfieran adecuadamente, debiendo prestar suma atención a la resistencia, ductilidad

y comportamiento ante las fallas. Factores como la excentricidad en planta y la relación de distribución vertical de rigidez/peso deben ser analizados detenidamente.

Se recomienda considerar los siguientes ítems al momento de la selección de la distribución de los marcos de arriostramientos de acero:

- Trabajabilidad en la construcción, como fabricación e instalación de elementos.
- Estudio del tipo de falla en la fase de planeación y en la etapa actual de diseño.
- Diseño de conexión con los marcos existentes y la influencia de los marcos existentes adyacentes.

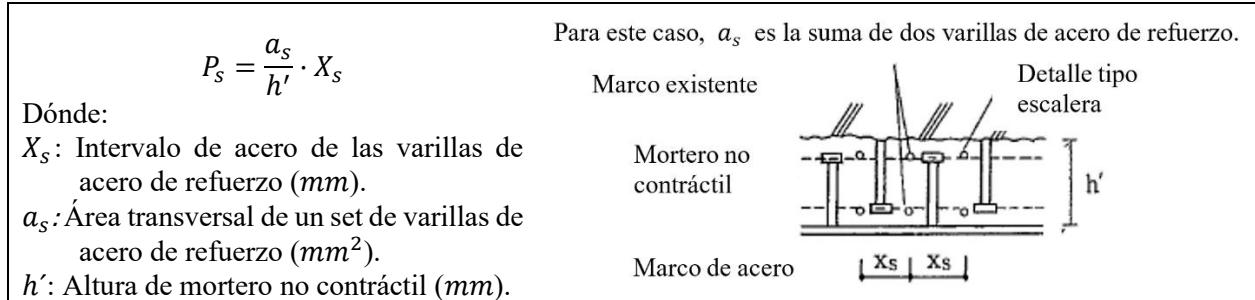
3.4.5 Método de reforzamiento y detalles estructurales

(1) Método de reforzamiento

- Se utilizará una relación de esbeltez no mayor a 58 para los arriostramientos de acero que estén dispuestos como V invertida o en forma de X.
- La conexión entre el marco existente y el marco de arriostramiento de acero, denominada como conexión indirecta, se conformará mediante mortero no contráctil.

(2) Detalle estructural

- Se procura que el centro del arriostramiento de acero y el marco de acero coincidan en el perímetro.
- La selección de la sección transversal de los arriostramientos de acero se realiza de forma que se evite el pandeo local de estos elementos.
- Los anclajes post – instalados son de aquellos de tipo químicos, que se abordan con mayor detalle en la sección 3.6. Se escarifica la superficie de vigas y columnas existentes y los anclajes se instalan en todos los perímetros.
- Se especificará claramente el paso, calibre, y distancia de traslape de los pernos roscados soldados al marco perimetral. En la transición perimetral del marco existente con el marco de arriostramiento de acero se colocará mortero no contráctil y acero de refuerzo para conformar un detalle tipo escalera (ver Figura 3.6-3).
- Las secciones transversales utilizadas deberán ser iguales o mayores a H – 150 × 150 × 7 × 10 ó □ – 150 × 150 × 5, o equivalentes, para los elementos de arriostramiento.
- La transición entre el marco existente y el marco de acero se dispondrá con:
 - Anclajes químicos de diámetro igual o mayor a Ø16mm (o equivalente) con un intervalo no mayor a 250mm.
 - Pernos con cabeza con diámetro axial de 16mm o 20mm (o equivalente) con un intervalo no mayor a 250mm.
 - Longitud de traslape del anclaje y pernos con cabeza deberá ser mayor que la mitad de la longitud del anclaje y la longitud del perno con cabeza.
 - La resistencia a la compresión del mortero no contráctil deberá ser no menor a $30N/mm^2$.
 - La relación de acero de refuerzo P_s deberá ser no menor al 0.40% para la prevención por fallo de rotura del concreto en dicha zona.



La FIGURA muestra un ejemplo del detalle en la transición entre el marco existente y el marco de acero, conformada por mortero no contráctil y estribos a 135° (STIRRUP 1) para el detalle tipo escalera, basado en los experimentos estructurales de la UCA, el cual presentó agrietamientos en el sentido horizontal, sin que llegara a ocurrir la falla por cortante en las columnas. Para las otras tres direcciones, es decir, para la transición entre el marco existente con las dos columnas y la viga de fundación del espécimen, se colocaron varillas de amarre a 135° (STIRRUP 2).

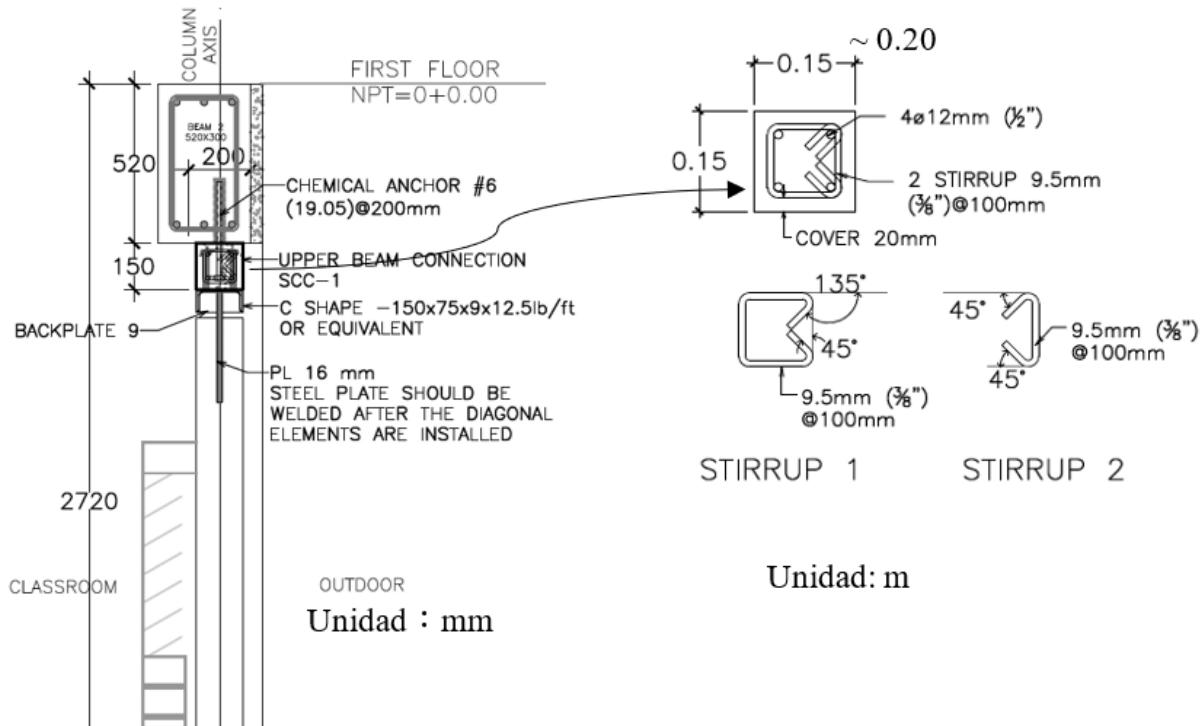


Figura 3.4-3 Detalle típico de varillas de acero de refuerzo debajo de la viga superior.

Donde

d_s : diámetro de perno

d_a : diámetro de anclaje post – instalado

h' : altura de mortero no contráctil

l_n : longitud de anclaje de anclaje post – instalado

l_s : longitud de anclaje de perno

L : traslape de anclaje post – instalado y perno

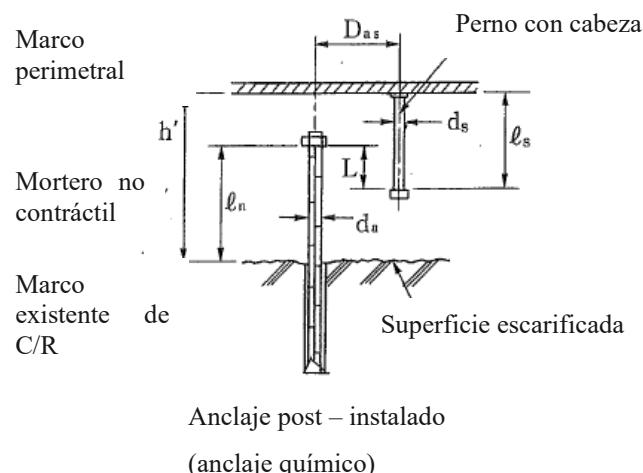


Figura 3.4-4 Detalle de perno y anclaje químico

Fuente: explanatory figure 3.4.4-4, Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001.

3.4.6 Método de cálculo de reforzamiento

(1) Principios del cálculo de reforzamiento

- El menor valor obtenido de: resistencia última del marco de concreto reforzado existente, resistencia del marco de arrostramiento de acero y la resistencia de la conexión; es utilizado para el diseño.
- En principio, la resistencia última de las columnas existentes es determinada ignorando la existencia de marcos perimetrales de acero y la parte de mortero.
- La resistencia última de los arriostramientos es calculada en el esfuerzo último del arriostramiento a tensión y compresión.

El esfuerzo de compresión límite del elemento de arrostramiento se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$f_{cr} = \{1 - 0.4(\lambda - \Lambda)^2\} \text{ para } \lambda \leq \Lambda$$

$$f_{cr} = 0.6F/(\lambda - \Lambda)^2 \text{ para } \lambda > \Lambda$$

Donde:

f_{cr} : Esfuerzo de compresión límite [N/mm^2]

Λ : Relación de esbeltez límite ($\Lambda = \sqrt{(\pi^2 \cdot E)/(0.60F)}$)

λ : Relación de esbeltez

F : Resistencia especificada del acero [N/mm^2]

E : Módulo de elasticidad, o módulo de Young, del acero [N/mm^2]

- La resistencia a flexión del marco de arrostramiento de acero se estima a partir del menor valor entre la fluencia a compresión y la fluencia a tensión de la columna.
- La resistencia a cortante de un solo perno se calcula como se muestra a continuación.

$$q_{ds} = 0.64 \cdot \sigma_{max} \cdot a_s$$

Donde:

σ_{max} : Resistencia a tensión de un solo perno, no mayor a 400 N/mm^2 .
 a_s : Área transversal del perno [mm^2]

Cálculo de la resistencia de marco de arriostramiento de acero

1) Resistencia a cortante

La resistencia a cortante de los marcos de arriostramiento de acero se calcula según la siguiente expresión.

$$sQ_{su} = \min(sQ_{Bu}, sQ_{Bj})$$

Donde:

sQ_{Bu} : Resistencia a cortante del marco de arriostramiento en la fluencia del arriostramiento.

sQ_{Bj} : Resistencia del marco de arriostramiento al fallo de la conexión.

(a) Resistencia a cortante del marco de arriostramiento en la fluencia del arriostramiento (sQ_{Bu})

La resistencia a cortante del marco de arriostramiento en la fluencia del elemento de arriostramiento se determina con la siguiente ecuación, a partir de la Figura 3.4-5.

$$sQ_{Bu} = Q_{Bc} + Q_{Bt} + Q_{cc} + Q_{ct}$$

Donde:

Q_{Bc} : componente horizontal de la resistencia a compresión.

$$Q_{Bc} = f_{cr} \cdot A_B \cdot \cos\theta$$

Q_{Bt} : componente horizontal de la resistencia a tensión.

$$Q_{Bt} = F \cdot A_B \cdot \cos\theta$$

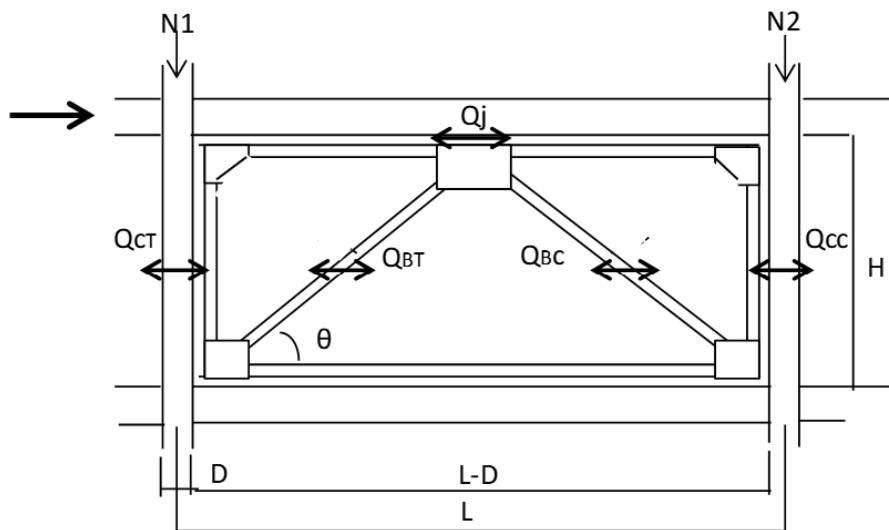


Figura 3.4-5 Mecanismo de resistencias de marco de arriostramiento de acero

Fuente: Handbook of earthquake resisting design of structure”, JSCA (en japonés).

Donde:

A_B : Área de la sección transversal del elemento de arriostramiento, el área efectiva de la sección se utiliza en el caso de conexión con pernos [mm^2]

Q_{cc} : Resistencia última a cortante de la columna a compresión [N]

Q_{ct} : Resistencia última a cortante de la columna a tensión [N]

Notas:

- 1) La relación de esbeltez λ se expresa mediante el cociente de la longitud efectiva de pandeo entre el radio de giro del elemento de arriostramiento.
- 2) El valor F será la resistencia de fluencia especificada del acero, expresada en N/mm^2 .
- 3) La resistencia a compresión, a partir de f_{cr} , se determinará al multiplicarlo por el área de la sección (mm^2) del elemento a compresión.
- 4) En el caso que se diseñe con acero de $F = 320N/mm^2$, la relación de esbeltez límite será igual a:

$$\Lambda = \left(\sqrt{\frac{\pi^2 \times 205,000}{0.60 \times 320}} \right) = 102.6 \text{ } N/mm^2$$

- 5) Para el radio de giro, se deberá referirse a la fórmula de diseño relacionada o una tabla de miembros estructurales de acero.

La Figura 3.4-6 muestra el comportamiento de la ecuación para f_{cr} para un material de $F = 320N/mm^2$ (ASTM A500, grado B, $\sigma_y = 320N/mm^2$)

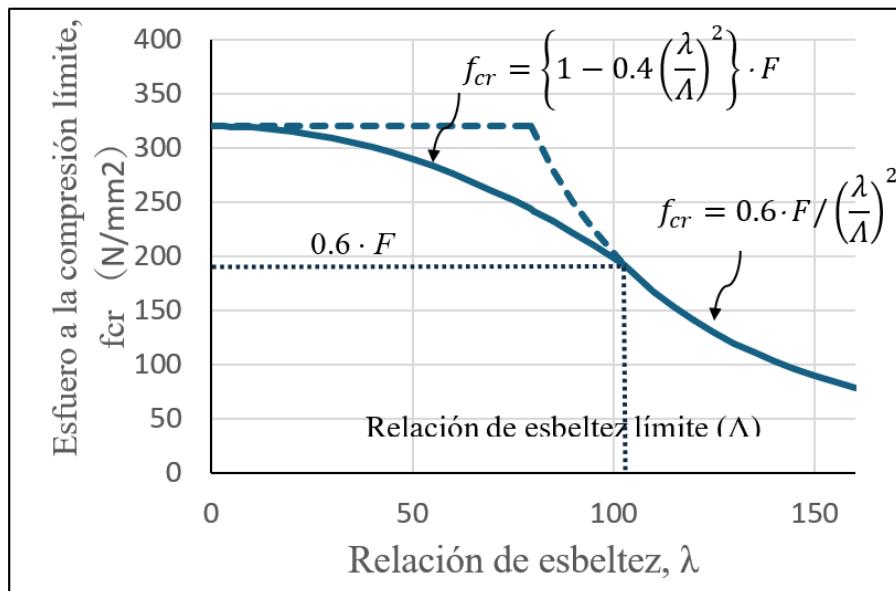


Figura 3.4-6 Esfuerzo a la compresión límite de arriostramiento de acero

Nota: el planteamiento de la figura se basa en el esfuerzo de pandeo elástico de Euler, donde el rango entre $0.6 \cdot F$ (límite elástico) y F se aproxima mediante una curva parabólica considerando la resistencia de fluencia, la excentricidad inevitable, el esfuerzo residual, etc.

(b) Resistencia del marco de arriostramiento al fallo de la conexión (sQ_{Bj})

La resistencia a cortante del marco de arriostramiento al fallo de la conexión (sQ_{Bj}) se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$sQ_{Bj} = pQ_c + Q_j + Q_{ct}$$

Donde:

pQ_c : Resistencia a cortante directo de la columna en el lado a tensión.

Q_j : Resistencia a cortante en la conexión, y el menor valor del anclaje post instalado y el perno con cabeza.

Para el diseño, se utilizará el mismo intervalo de anclaje post – instalado y perno con cabeza.

3.4.7 Ejemplo – Marco de arriostramiento de acero

a) Resistencia del marco de arriostramiento de acero

Dimensiones del marco existente:

Altura: 3.0m; Claro: 4.0m

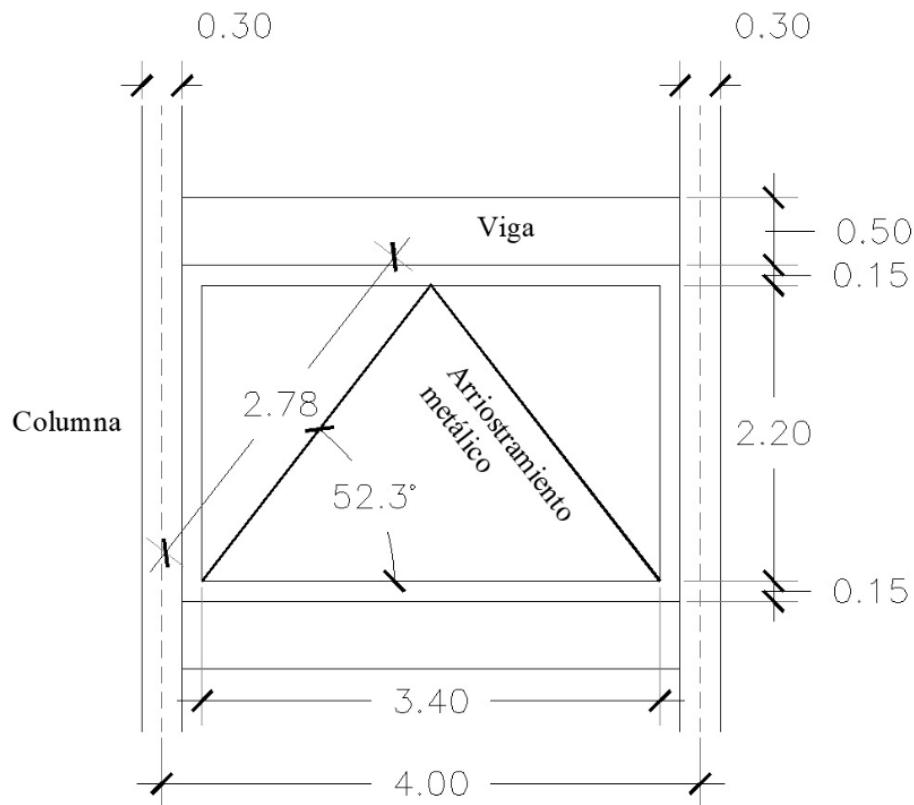


Figura 3.4-7 Ejemplo de marco de arriostramiento de acero

Características del elemento de arriostramiento

Longitud de arriostramiento: 2.78m

Relación de esbeltez $\lambda = 58$ (límite superior de la relación de esbeltez)

$$\text{Radio de giro: } i = \frac{2,780}{58} = 47.9\text{mm}$$

Acero estructural: ASTM A500, grado B, $F = \sigma_y = 320\text{ N/mm}^2$ **Sección □ – 150 × 150 × 6mm**Radio de giro $i = 58.4\text{mm} > 47.9\text{mm}$ Relación de esbeltez $\lambda = 2,780/58.4 = 47.6$

$$\text{Área } a_s = 3,363\text{mm}^2$$

$$\text{Arrostramiento a tensión: } T = a_s \times \sigma_y = 3,363 \times 320 = 1,076\text{kN}$$

$$\text{Arrostramiento a compresión: } C = 0.91 \times T = 936\text{kN}$$

$$\text{Resistencia horizontal} = \cos(52.3^\circ) \times (T + C) = 0.612 \times (1,076 + 979) = 1,257\text{kN}$$

Sección □ – 150 × 150 × 5mmRadio de giro $i = 58.9\text{mm} > 47.9\text{mm}$ Relación de esbeltez $\lambda = 2,780/58.9 = 47.2$

$$\text{Área } a_s = 2,836\text{mm}^2$$

Relación ancho espesor: $D/t = 30 < 33$

Arrostramiento a tensión: $T = a_s \times \sigma_y = 2,836 \times 320 = 907kN$

Arrostramiento a compresión: $C = 0.91 \times T = 825kN$

Resistencia horizontal = $\cos(52.3^\circ) \times (T + C) = 0.612 \times (907 + 825) = 1,065kN$

Por lo tanto, este valor de $1,065kN$ correspondiente a una sección $\square - 150 \times 150 \times 5\text{mm}$ será utilizado para el diseño de la conexión.

Nota:

$$\text{Relación de esbeltez límite: } \Lambda = \left(\sqrt{\frac{\pi^2 \times 205,000}{0.60 \times 320}} \right) = 102.6 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo de compresión límite: $f_{cr} = \{1 - 0.4(\lambda - \Lambda)^2\} = 0.91F$

Para prevenir el efecto de columna corta, se proveen juntas sísmicas entre las columnas y las paredes; así mismo, se proporciona una contramedida para el movimiento fuera del plano de las paredes existentes.

Marco perimetral

Sección: $\square - 150 \times 75 \times 9 \times 12.5\text{mm}$ o equivalente

Parte perimetral: 150mm conformado por mortero no contráctil.

Pernos con cabeza en elemento perimetral

2 Ø16@200mm grado 60 o equivalente

$sQ_{bu} = 1,065 \text{ kN}$ (arriostramiento metálico)

Capacidad a cortante de los pernos

$$q_{ds} = 0.64 \times \sigma_{max} \times a_s$$

Donde:

σ_{max} : resistencia a tensión, cuyo valor no debe ser mayor a 400 N/mm^2

a_s : área transversal del perno (mm^2)

Por lo tanto:

$$q_{ds} = 0.64 \times 400 \text{ N/mm}^2 \times 201 \text{ mm}^2 \times 2 \text{ lechos}$$

$$q_{ds} = 102.9 \text{ kN}$$

Número requerido de pernos

$$n = 1,065 \text{ kN} / 102.9 \text{ kN} = 10.3 \text{ pernos requeridos}$$

En base a la geometría de la Figura 3.4-7:

$$3,400/12 = 283 \text{ mm} \therefore 2\varnothing16@200\text{mm} (3,400\text{mm}/200\text{mm} = 17 \text{ pernos a colocar})$$

En cuanto a los anclajes químicos, se aplicará el mismo intervalo de 200mm, por lo que:

$$Q = 102.9kN \times 17 = 1,749kN$$

$$1,749kN > 1,065kN$$

Ancajes químicos

$\varnothing 19@200mm$ grado 60 o equivalente

Área: $286.4cm^2$

Capacidad a cortante del anclaje Q_a :

$$Q_a = \min(q_{a1}, q_{a2})$$

Determinando q_{a1} :

$$q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times a = 0.7 \times 400 \text{ kN/mm}^2 \times 286\text{mm}^2 = 80kN$$

Determinando q_{a2} :

$$q_{a2} = \tau \times a$$

Donde τ :

$$\tau = 0.40\sqrt{E_C \cdot \sigma_b} = 0.40\sqrt{21,000 \cdot 21.2} = 253 \text{ N/mm}^2$$

$$253 \text{ N/mm}^2 < 294 \text{ N/mm}^2 \text{ (valor máximo)}$$

Retomando para q_{a2} :

$$q_{a2} = 253 \text{ N/mm}^2 \times 286.4 \text{ mm}^2 = 72.6kN$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de cada anclaje será igual a:

$$Q_a = 72.6kN$$

Número de anclajes, en base a la geometría de la Figura 3.4-7 y el intervalo de 200mm:

$$n = \frac{3400}{200} + 1 = 18$$

Capacidad a cortante de todos los anclajes:

$$Q_a = 72.6kN \times 18 = 1,306 \text{ kN}$$

$$1,306kN > 1,065kN$$

La longitud de anclaje a la viga superior se definirá como 10 veces el diámetro de la varilla de anclaje, por lo tanto:

$$\text{Longitud de anclaje} = 10 \times 19\text{mm} = 190\text{mm} \rightarrow 200\text{mm}$$

Aceros de refuerzo Ø12.7mm @100mm

Lechos: 1

Área: 126.6mm^2

$$p_w = [126.6/(100 \times 150)] \times 100\% = 0.84\% > 0.40\%$$

Aceros de refuerzo Ø9.5mm@100mm

Lechos: 1

Área: 70.8mm^2

$$p_w = [70.8/(100 \times 150)] \times 100\% = 0.47\% > 0.40\%$$

Escogiendo utilizar varillas de acero de refuerzo Ø9.5mm@100mm en la transición del marco de acero y la viga superior, a modo de estribos.

b) Reforzamiento de las columnas en el nivel inferior

Al colocar elementos de reforzamiento basados en marcos de arriostramiento de acero, es necesario comprobar la relación de fuerza axial (nivel de esfuerzo axial) de las columnas en los niveles inferiores que soportan estos elementos y determinar que esta relación es no mayor a 0.40 para que las columnas mantengan la ductilidad requerida.

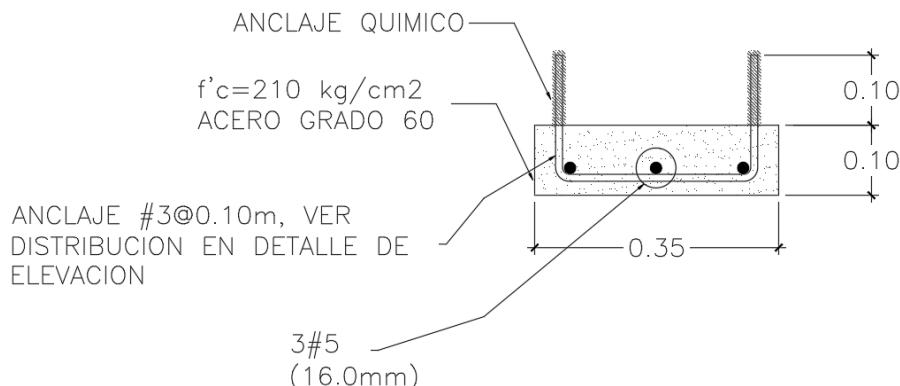


Figura 3.4-8 Reforzamiento de columnas debajo de marco de arriostramiento de acero

La Figura 3.4-8 muestra una columna que ha sido reforzada para alcanzar la relación de fuerza axial necesaria, donde:

- Acero longitudinal: $3\Ø16\text{mm}$
- Acero transversal: $\Ø9.5\text{mm}@100\text{mm}$
- Base: 30mm al igual que la columna original.

c) Tipo de falla

Como se muestra en el cálculo anterior para la resistencia del marco de arriostramiento de acero:

- Resistencia a cortante de anclajes post – instalados: $1,306\text{kN} > 1,065\text{kN}$
- Resistencia a cortante de perno con cabeza: $1,749\text{kN} > 1,065\text{kN}$

- Resistencia de arriostramientos en tensión y compresión: según el cálculo anterior, la resistencia a tensión y compresión de los arriostramientos es menor que la resistencia en la conexión; por lo tanto, la falla del arriostramiento no ocurre en el punto de conexión.

d) Ductilidad del marco de arriostramiento de acero

Dado que el tipo de fallo presentado fue de Tipo I en base a la Tabla 3.4-1, se evalúa el índice de ductilidad F del marco de arriostramiento de acero igual a 2.0, en el caso que el valor índice de ductilidad F del marco de concreto reforzado existente sea igual a 2.0 según la Tabla 3.4-2; suponiendo que el marco existente analizado posea las mismas características que el marco del experimento estructural.

3.4.8 Detalle estructural

La Figura 3.4-9 es un ejemplo de detalle estructural del tipo de reforzamiento sísmico basado en marcos de arriostramiento de acero.

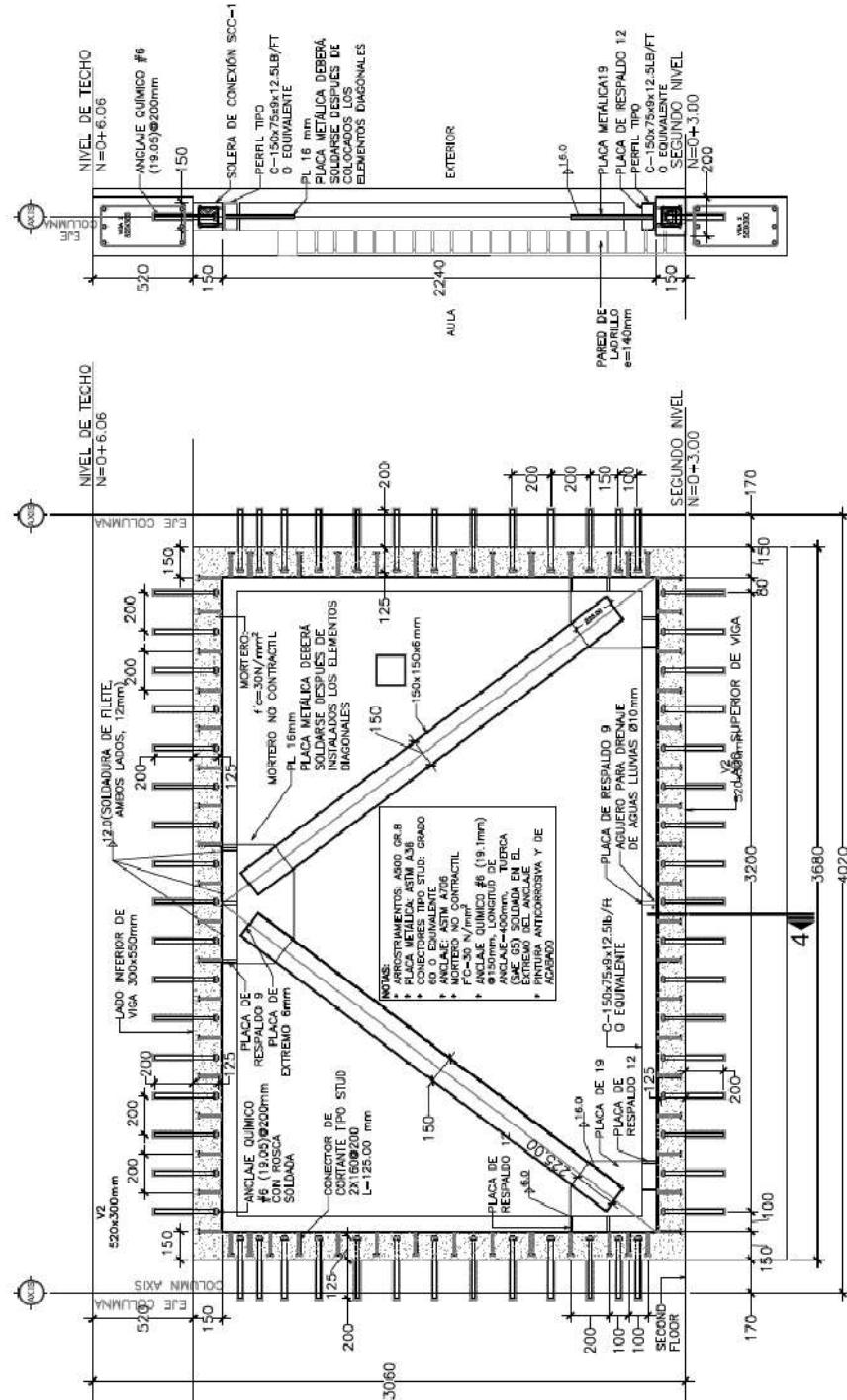


Figura 3.4-9 Detalle estructural típico - Marco de arriostramiento de acero

3.4.9 Rigidez horizontal de los elementos de arriostramiento de acero

A continuación, se presenta un cálculo simplificado de resistencia horizontal elástica para un elemento de arriostramiento de acero.

Deflexión horizontal del arriostramiento: δ

Elongación del arriostramiento: $\Delta_s = \delta \cdot \cos\theta$

Fuerza horizontal: P

Fuerza del arriostramiento: $P_B = P/\cos\theta$

Longitud del arriostramiento: S

Área de la sección del arriostramiento. a_s

Módulo de Young: E

Por lo tanto:

$$E = (P_B/A)/(\Delta_s/S) = (P \cdot S)/(a_s \cdot \delta \cdot \cos\theta \cdot \cos\theta) = (P \cdot L)/A \cdot \delta \cdot \cos^2(\theta)$$

La rigidez horizontal K se expresa mediante

$$K = P/\delta = A \cdot E \cdot \cos^3(\theta)/L$$

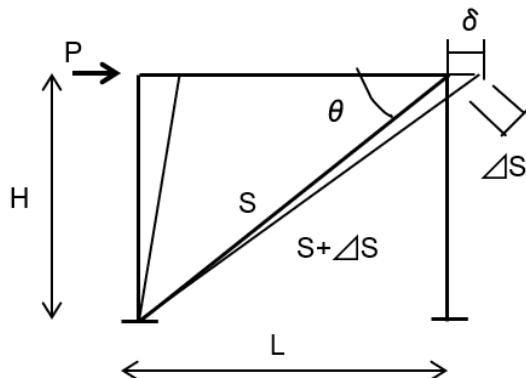


Figura 3.4-10 Carga horizontal y deflexión de marco arriostramiento de acero

En el caso que se dispongan arriostramientos de acero en forma de V, la rigidez K será el doble del valor calculado, el siguiente ejemplo se realiza a manera de comprobación.

Arriostramiento

$$H = 2,200\text{mm}, L = 1,700\text{mm}, \theta = 52.3^\circ$$

Sección: $\square - 150 \times 150 \times 5$, área $a_s = 2,836\text{mm}^2$, módulo de Young: $E = 205,000\text{ N/mm}^2$

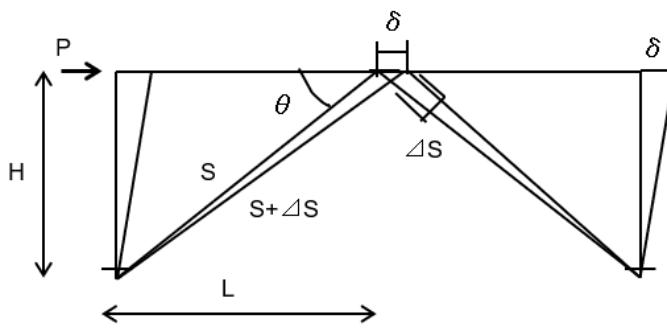


Figura 3.4-11 Carga horizontal y deflexión de marco de arriostramiento de acero dispuestos en V

El valor aproximado de la deriva (deflexión) en la fluencia del arriostramiento de acero se estima de la siguiente manera:

$$P_{fluencia} = 2a_s \cdot \sigma_y \cdot \cos\theta = 2 \cdot 2,836 \cdot 320 \cdot 0.612 = 1,111 \times 10^3$$

$$\delta = P/K = 1,111 \times 10^3 / 156.8 \times 10^3 = 7.09 \text{ mm}$$

$$\delta/H = 7.09 / 2,200 = 0.0032 \text{ (1/310)}$$

En el caso que se utilice la altura de entrepiso (cuando la viga se considere rígida):

$$7.09 / 3,000 = 0.00236 \text{ (1/423)}$$

3.5 Laminación con ferrocemento

3.5.1 Generalidades

La laminación con ferrocemento es un método de reforzamiento sísmico que utiliza paredes de relleno de mampostería existentes, ya sea de bloque de concreto o ladrillo de obra, para edificios existentes en países como El Salvador. Este método de reforzamiento tiene ventajas tales como un bajo costo de ejecución ya que no necesita de alta tecnología para reforzamiento. Esta sección, cuya base teórica se fundamenta en los productos de los proyectos TSUIB-SATREPS^{1, 2} y BSPP desarrollados en Bangladesh. Adicionalmente, aquí se reflejan los resultados de los experimentos estructurales que fueron llevados a cabo en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA, durante los años de 2022 y 2023; así como descubrimientos en trabajos de investigación en los últimos años. Ya que el ferrocemento en paredes de relleno de bloque de concreto tiene las mismas características que en paredes de ladrillo de obra, el reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento puede aplicarse también a paredes de bloque de concreto con los procedimientos que se describen a continuación.

3.5.2 Introducción a reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento

La idea general del reforzamiento mediante laminación con ferrocemento se ilustra en la FIGURA. Inicialmente, se aplica una primera capa de mortero en ambas caras de la pared de mampostería existente. Luego, se fija una malla metálica y se ancla a la mampostería mediante la utilización de clavos. A continuación, se aplica una segunda capa de mortero. Se recomienda que se realiza la conexión de la malla metálica en la parte perimetral del marco de concreto existente con el objetivo de prevenir la delaminación y el fallo fuera del plano en la fase inicial de los movimientos durante los terremotos. El ferrocemento consiste en una delgada capa de material cementante donde mallas metálicas de tamaños relativamente pequeños, como se muestra en la FIGURA, se embeben en la matriz de mortero. En la TABLA de este Manual se reportan las especificaciones de materiales recomendadas para el reforzamiento de marcos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería.

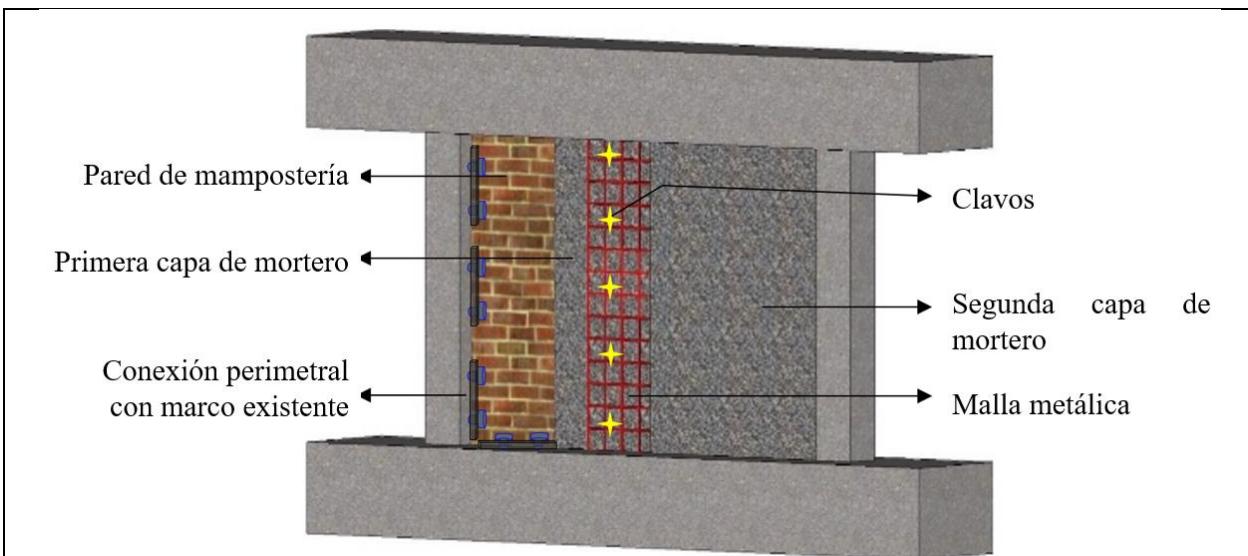
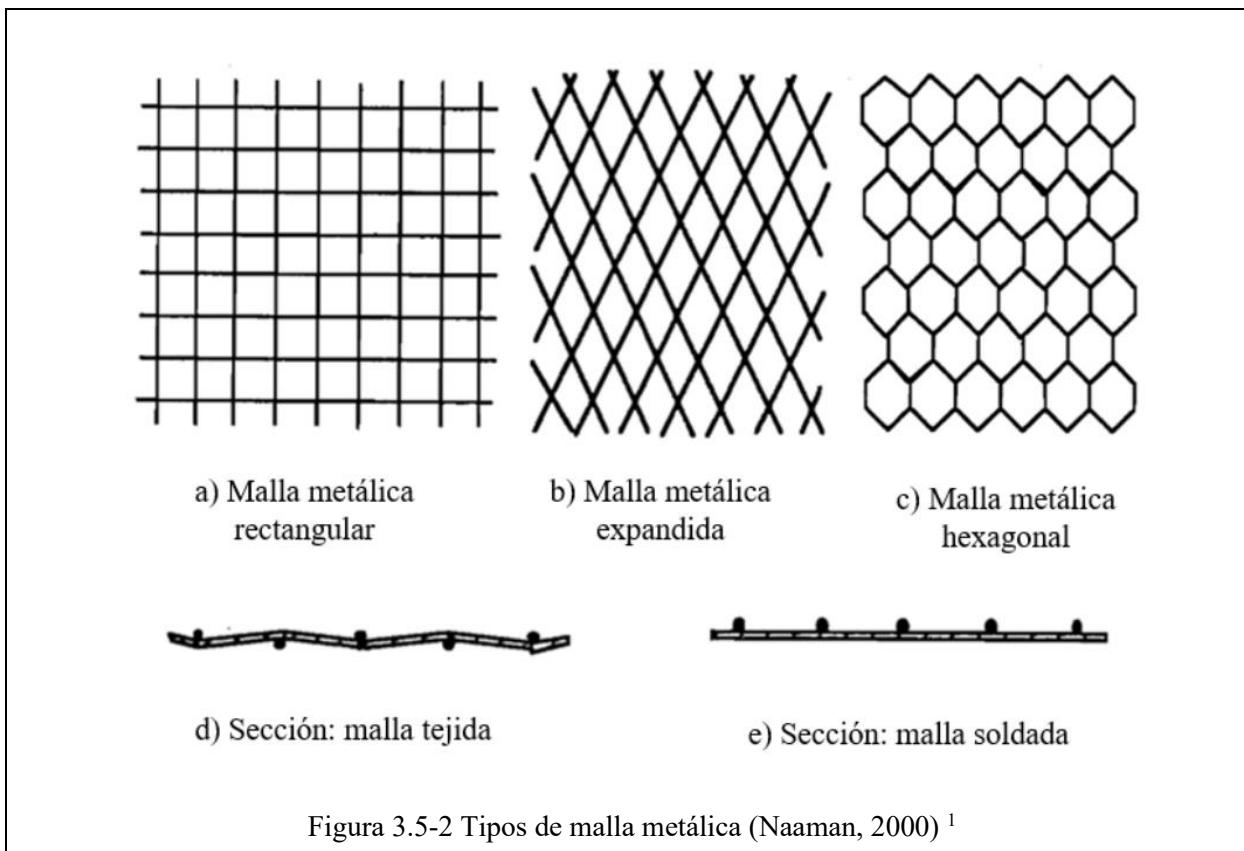


Figura 3.5-1 Diagrama esquemático de reforzamiento de unidad de pared de mampostería mediante laminación con ferrocemento

Tabla 3.5-1 Especificación de materiales ¹

Material	Mortero		Malla metálica	Conexión con pared de mampostería
	Relación arena – cemento	Relación agua – cemento	Tipo	
Especificación	1.4 ~ 2.5	0.3 ~ 0.5	Malla cuadrada o rectangular tejida	9 clavos por metro cuadrado, o más.



3.5.3 Procedimiento básico de reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento

El diagrama de flujo del proceso se muestra en la Figura 3.5-3. Este procedimiento se clasifica en los dos siguientes pasos.

1. Primero, se identifican los modos de falla que existen en las paredes de relleno de mampostería en los marcos de concreto reforzado existentes, calculándose los índices de resistencia y ductilidad (C y F respectivamente) de los modos de falla correspondientes. Como condición para clasificar los modos de falla, se determina el cociente de longitud de contacto (a_c/h_0) y se clasifican en los cuatro tipos de falla correspondientes, los cuales son:

Tipo I: Falla de compresión diagonal.

Tipo II: Falla de deslizamiento y agrietamiento diagonal.

Tipo III: Falla global a flexión del marco.

Tipo IV: Falla de punzonamiento y deslizamiento de los nodos.

2. A continuación, se diseña la laminación con ferrocemento que satisfaga la fuerza cortante requerida para la pared de relleno correspondiente a las propiedades de fractura determinadas en el paso 1. Durante el proceso de diseño, se calcula el cociente de longitud de contacto (a_c/h_0) considerado

anteriormente para la pared de relleno existente, identificándose el modo de falla y se calculan el índice de resistencia (C) e índice de ductilidad (F) correspondientes al modo de falla.

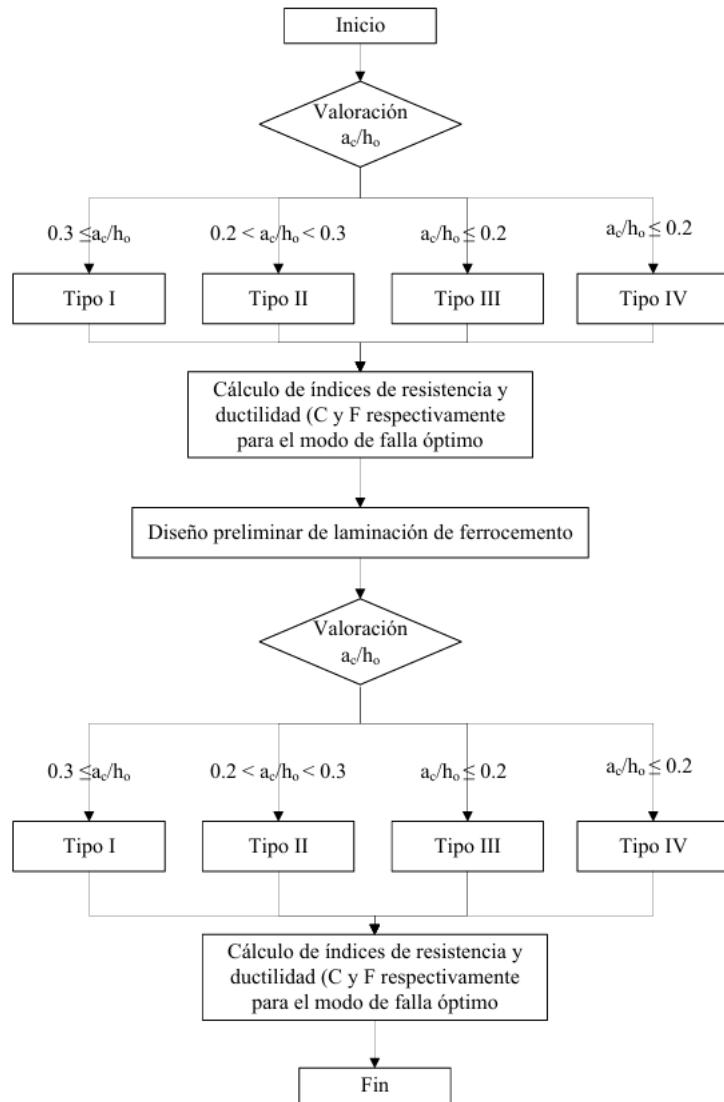


Figura 3.5-3 flujoograma de diseño de laminación con ferrocemento

3.5.4 Clasificación de paredes de relleno de mampostería

(1) Criterios de valoración para elementos estructurales

Se consideran a las paredes de mampostería como elementos estructurales siempre y cuando satisfagan las condiciones descritas de los literales a) ~ f) mostrados a continuación y en la Figura 3.5-4 y Figura 3.5-5.

- Las paredes de relleno están rodeadas por vigas y columnas de concreto reforzado en todos sus lados.

- b) Las uniones viga-columna de los alrededores del marco de concreto reforzado son lo suficientemente fuertes y rígidos con suficiente capacidad de anclaje.
- c) En caso de que las paredes de mampostería cuenten con una única abertura, el área debe ser menor al 40% de la pared, y dimensión horizontal de la abertura debe ser menor que el 30% de la longitud de la pared en esa dirección.
- d) La relación de esbeltez h_{inf}/t de la pared de mampostería es menor a 30. Donde h_{inf} es la altura de la pared y t , el espesor de la pared.
- e) La pared de mampostería consiste en ladrillos sólidos.
- f) La pared de mampostería no muestra agrietamientos ni daños mayores durante la inspección preliminar de la edificación existente antes de llevar a cabo la evaluación sísmica.

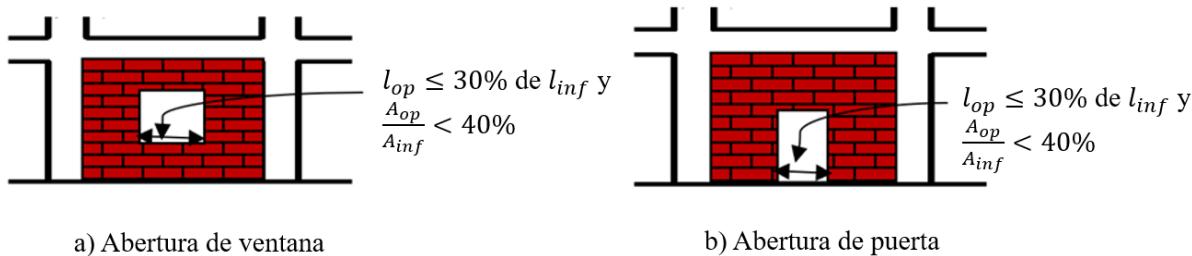


Figura 3.5-4 Aberturas en paredes de relleno de mampostería que pueden considerarse como elementos estructurales¹

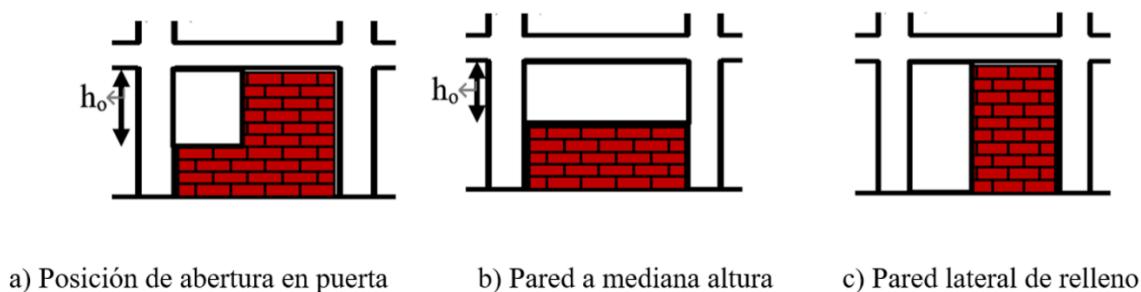


Figura 3.5-5 Posición de aberturas y porción de paredes que pueden considerarse como elementos no estructurales¹

3.5.5 Valoración del modo de falla

(1) Modo de falla de marco de concreto reforzado con pared de relleno de mampostería y de laminación con ferrocemento.

Como se explicaba en apartados anteriores de esta Sección, los modos de falla se pueden clasificar desde el Tipo I hasta el Tipo IV, de acuerdo con el nivel de confinamiento del marco de concreto reforzado perimetral. El cociente de longitud de contacto, a_c/h_o se utiliza para la clasificación de los modos de falla, tal y como se explica en la Tabla 3.5-2.

Tipo I: Falla de compresión diagonal.

Tipo II: Falla de deslizamiento y agrietamiento diagonal.

Tipo III: Falla global a flexión del marco.

Tipo IV: Falla de punzonamiento y deslizamiento de los nodos.

Así mismo, el modo de falla del marco perimetral de concreto reforzado se clasifica desde Tipo A hasta Tipo D.

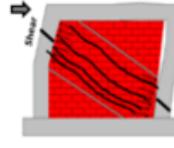
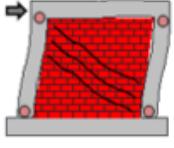
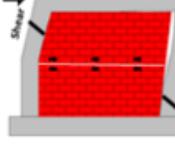
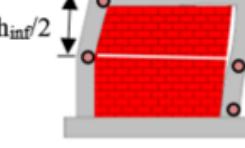
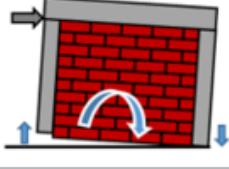
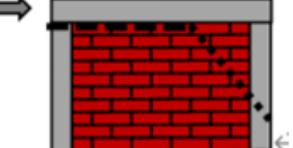
Tipo A: Fallo cortante de columna.

Tipo B: Fallo por flexión de columna.

Tipo C: Fallo por cortante de columna corta.

Tipo D: Falla de punzonamiento y deslizamiento de los nodos.

Tabla 3.5-2 Tipos de fallas idealizados de marcos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería.

Tipo	Columna $h_0 = h_{inf}^1$		Columna corta $h_0 = h_{inf}/2^1$ (rótula en mediana altura)	
	Cortante Tipo A: $Q_{su}/Q_{mu}^2 < 1$	Flexión Tipo B $Q_{su}/Q_{mu}^2 < 1$	Cortante Tipo C $Q_{su}/Q_{mu}^2 < 1$ Para $h_{inf}/2$	Cortante Tipo C $Q_{su}/Q_{mu}^2 > 1$ Para $h_{inf}/2$
I			N. A.	N. A.
II	N. A.	N. A.		
III			N. A.	N. A.
IV	N. A.			

Notas:

1* h_o : claro efectivo de la columna. h_{inf} : Altura de la pared de mampostería.

2* Q_{su} : resistencia última de la columna. Q_{mu} : Fuerza cortante en la resistencia última a flexión de la columna.

Q_{su}/Q_{mu} : margen de resistencia a cortante y flexión de la columna

(2) Cociente de longitud de contacto (a_c/h_o)

El cociente de longitud de contacto de las paredes de relleno de mampostería y de los marcos de concreto reforzado se definen como el cociente de longitud de contacto a la altura de la columna, el cual puede ser calculado según las Ec. 3.5-1 y Ec. 3.5-2-1, así como por lo mostrado en la Figura 3.5-6 y

$$\frac{a_c}{h_o} = \frac{\pi}{4\lambda h_o}$$

Ec. 3.5-1

Para pared de mampostería existente:

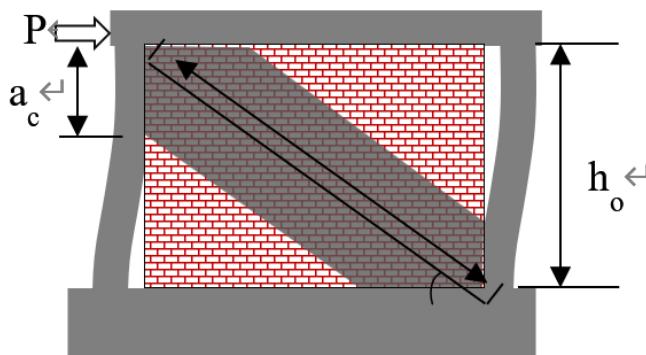
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_{inf} \cos^2 \theta}{4 E_c I_c d_{inf}}} \quad \text{Ec. 3.5-2-1}$$

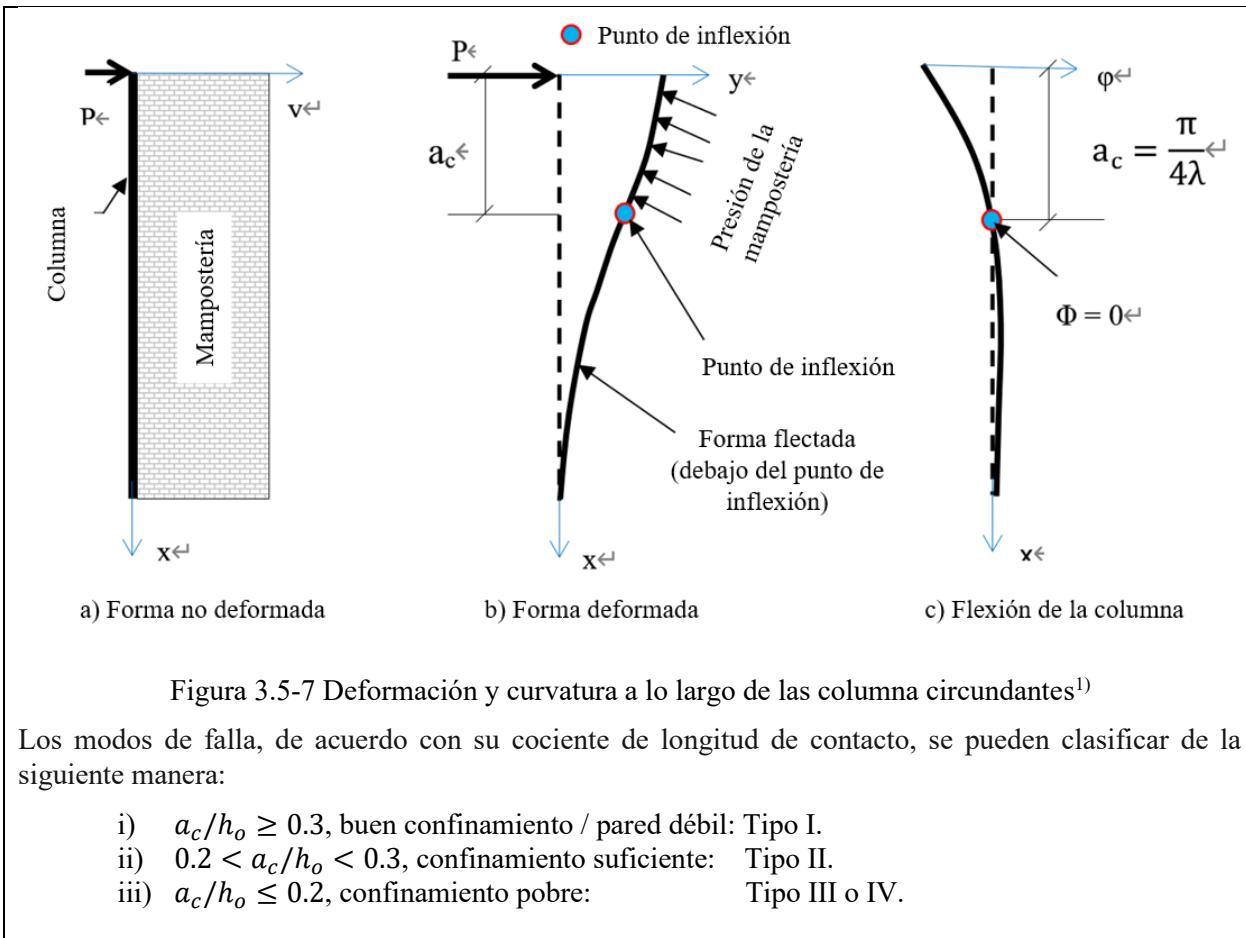
Para pared con ferrocemento:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{(E_m t_{inf} + E_{FC} t_{FC} n_s) \cos^2 \theta}{4 E_c I_c d_{inf}}} \quad \text{Ec. 3.5-2-2}$$

Donde:

- λ : Factor de rigidez relativa
- E_m, E_c : Módulo de Young, o Elasticidad, de primas de mampostería y del concreto, respectivamente (N/mm^2)
- t_{inf} : Espesor de la pared de mampostería (mm)
- d_{inf} : Longitud diagonal de la pared de mampostería (mm)
- I_c : Momento de inercia de la columna de concreto reforzado (mm^4)
- θ : Ángulo de inclinación con respecto a la horizontal de diagonal de la pared de mampostería.
- E_{FC} : Módulo de Young, o Elasticidad, del mortero del ferrocemento ($E_{FC} = 200f_{mor,FC}$ [Kaushik 2007]) (N/mm^2).
- $f_{mor,FC}$: Resistencia a la compresión del mortero del ferrocemento (N/mm^2)
- t_{FC} : Espesor de la capa de mortero de ferrocemento (mm)
- n_s : Número de caras reforzadas con ferrocemento.

Figura 3.5-6 Longitud de contacto de pared de relleno de mampostería ¹⁾



3.5.6 Índice de resistencia (*C*) e índice de ductilidad (*F*) de paredes de relleno de mampostería

3.5.6.1 Índice de resistencia (*C*)

(1) Generalidades

El índice de resistencia para marcos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería, C_{mw} se calcula mediante las siguientes ECS.

$$C_{mw} = \frac{Q_{mw}}{\sum W} \quad \text{Ec. 3.5-3}$$

Donde:

$\sum W$: es el peso del edificio, incluyendo la carga viva soportada por el nivel en cuestión.

$$Q_{mw} = \begin{cases} Q_{frame} + Q_{dia} & \text{Tipo I} \\ Q_{frame} + Q_{std} & \text{Tipo II} \\ Q_{fw} & \text{Tipo III} \\ Q_{jw} & \text{Tipo IV} \end{cases} \quad \text{Ec. 3.5-4}$$

- Q_{mw} : Resistencia lateral de marco de concreto reforzado con pared de relleno de mampostería (N).
- Q_{frame} : Suma de las resistencias laterales de las columnas del lado izquierdo (Q_L) y del lado derecho (Q_R) del marco perimetral, menores que Q_{su} y Q_{mu} , calculada mediante a los estatutos del Manual de Evaluación Sísmica BSPP³⁾, con una altura libre h_o como la altura de la parde de relleno de mampostería (N).
- Q_{dia} : Resistencia lateral de la pared de relleno de mampostería para fallas Tipo I (N).
- Q_{std} : Resistencia lateral de la pared de relleno de mampostería para fallas Tipo II (N).
- Q_{fw} : Resistencia lateral a la flexión general para fallas Tipo III (N).
- Q_{jw} : Resistencia lateral a falla de cortante de punzonamiento para fallas Tipo IV (N).

(2) Tipo I (Falla por compresión diagonal)

- La resistencia lateral del marco Q_{frame} , se calcula mediante los estatutos del Manual de Evaluación Sísmica BSPP³⁾.
- La resistencia lateral en la falla a compresión diagonal (Q_{dia}) se determinará utilizando la Ec. 3.5-5 y la Figura 3.5-8.

$$Q_{dia} = 0.5f_{m,\theta}W_s t_{mas} \cos\theta \quad \text{Ec. 3.5-5}$$

$$W_s = 2a_c \cos\theta = \frac{\pi}{4\lambda}$$

Donde:

- $f_{m,\theta}$: Resistencia a la compresión de la mampostería a lo largo de su diagonal ($0.5f_m$, donde f_m es igual a la resistencia a la compresión de la mampostería).
- w_s : Espesor del puntal idealizado (mm).
- a_c : Longitud de contacto (mm)
- λ : Rígidez relativa de la pared de relleno de mampostería del marco de concreto reforzado (1/mm)
- t_{mas} : Espesor de la mampostería (mm)
- θ : Inclinación con la horizontal de la diagonal cargada (rad.)

(3) Tipo II (Falla por deslizamiento y agrietamiento diagonal)

- La resistencia lateral del marco Q_{frame} , se calcula mediante los establecido en el Manual de Evaluación Sísmica de BSPP³⁾.
- La resistencia lateral en la falla por deslizamiento, Q_{std} , se determinará utilizando la Ec. 3.5-6.

$$Q_{std} = \frac{\tau_{inf} \cdot t_{inf} \cdot l_{inf}}{1 - \mu \cdot \frac{h_{inf}}{l_{inf}}} \quad \text{Ec. 3.5-6}$$

Donde:

- τ_{inf} : Resistencia cortante de la pared de mampostería tomada directamente de pruebas in situ. En caso de que no exista información disponible, se puede utilizar un valor por defecto de $0.3f_m$ (N/mm^2).
- h_{inf}, l_{inf} : Altura y longitud, respectivamente, de la pared de mampostería. Para la aplicación en este Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico, se tomará entre un rango definido de $0.5 \leq h_{inf}/l_{inf} < 1$ (mm).
- μ : Coeficiente de fricción, puede ser tomado como 0.45.
- f_m : Resistencia a la compresión de prisma de mampostería (N/mm^2).

(4) Tipo III (Falla global a la flexión del marco)

En este caso, las columnas circundantes y la pared de relleno de mampostería funcionan como una pared de flexión sólida, asumiendo la pared de relleno de mampostería como una pared rígida, la resistencia a la flexión, Q_{fw} vendrá dada por la EC.

$$Q_{fw} = \frac{M_{wmu}}{h_o} \quad \text{Ec. 3.5-7}$$

$$M_{wmu} = a_{t.col} \cdot \sigma_y l_w + 0.5N \cdot l_w \quad \text{Ec. 3.5-8}$$

Donde:

- $a_{t.col}$: Área transversal de acero de refuerzo longitudinal a tensión de la columna (mm^2)
- σ_y : Resistencia de fluencia de acero de refuerzo longitudinal (N/mm^2).
- l_w : Distancia entre ejes en el marco de concreto reforzado (mm)
- N : Fuerza axial total en las columnas de ambos lados del marco de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería (N).

(5) Tipo IV (Falla de punzonamiento y deslizamiento de los nodos)

Aquí se considera la falla de punzonamiento y deslizamiento de las juntas superiores de la pared de relleno de mampostería. La resistencia lateral Q_{jw} se calcula mediante la Ec. 3.5-9 donde se ignora la resistencia a cortante de la junta superior entre la pared de mampostería y la viga superior.

$$Q_{jw} = Q_{pc} + Q_R \quad \text{Ec. 3.5-9}$$

- i) En esta ecuación, Q_{pc} se define como la resistencia al cortante de punzonamiento de la columna (la resistencia del lado izquierdo, como se muestra en la Tabla 3.5-2) y se calcula utilizando la Ec. 3.5-10, cuya fuente original viene de la JDBPA en su Guía para el Reforzamiento Sísmico⁶⁾.

$$Q_{pc} = K_{min}\tau_0 bD \quad \text{Ec. 3.5-10}$$

$$K_{min} = \frac{0.34}{0.52 + \frac{a}{D}} \quad \text{Ec. 3.5-11}$$

$$\begin{aligned} \tau_0 &= 0.998 + 0.1f_c + 0.85\sigma && \text{En caso de que} \\ & & & 0 \leq \sigma \leq 0.33f_c - 2.75 \end{aligned} \quad \text{Ec. 3.5-12}$$

$$\tau_o = 0.22f_c + 0.49\sigma$$

$$\tau_0 = 0.66f_c$$

$$\sigma = \rho_g f_y + \sigma_0 \quad \text{Ec. 3.5-13}$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{bd} \quad \text{Ec. 3.5-14}$$

Donde:

- K_{min} : Factor de influencia considerando la relación de claro a cortante.
- τ_o : Resistencia a cortante básica de la columna (N/mm^2)
- b, d : Base y altura (transversal) de la columna (mm)
- a : Claro a cortante, tomado como $a = \frac{D}{3}$ (mm)
- ρ_g : Cantidad de acero de refuerzo longitudinal de la columna
- f_c : Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2)
- f_y : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de la columna (N/mm^2)
- N : Fuerza axial de la columna (N)

- ii) La resistencia lateral de la columna del lado derecho (como se muestra en la Tabla 3.5-2) se calcula mediante lo establecido en el Manual de Evaluación Sísmica BSPP³⁾.

(6) Resumen de la evaluación de resistencia

Los componentes de resistencia del marco de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería se presentan de manera resumida en la Tabla 3.5-3. Nótese que la evaluación de la capacidad del marco necesita la capacidad lateral de las columnas circundantes (Q_{col}), que se deben evaluar según el manual BSPP³⁾, como se menciona en la Tabla 3.5-3.

Tabla 3.5-3 Resumen de cálculo de resistencias

Tipo de falla	Confinamiento	a_c/h_o	Mampostería	Marco
Tipo I	Bueno	$0.3 \leq a_c/h_o$	Ec. 3.5-5	Según BSPP ³⁾
Tipo II	Suficiente	$0.2 < a_c/h_o < 0.3$	Ec. 3.5-6	
Tipo III	Pobre	$a_c/h_o \leq 0.2$		Ec. 3.5-7
Tipo IV				Q_{pc} según Ec. 3.5-10 y Q_R según BSPP ³⁾

(7) Reducción de resistencia debido a aberturas

La resistencia de la pared de mampostería se reducirá en función de un factor de reducción λ_{op} , como se muestra en la EQ y la EQ.

$$C_{inf} = \frac{\lambda_{op} Q_{inf}}{\sum W} \quad \text{Ec. 3.5-15}$$

$$\lambda_{op} = 1 - \frac{(1.5l_o)}{l_{inf}} \quad \text{Ec. 3.5-16}$$

Donde:

λ_{op} : Factor de reducción para considerar las aberturas en las paredes de mampostería.

l_o : Longitud máxima de la abertura, medida en dirección del plano horizontal (mm)

l_{inf} : Longitud de la pared de mampostería (mm)

En adición con la ecuación Ec. 3.5-15, el área de la abertura deberá ser menor al 40% del área total de la pared de mampostería.

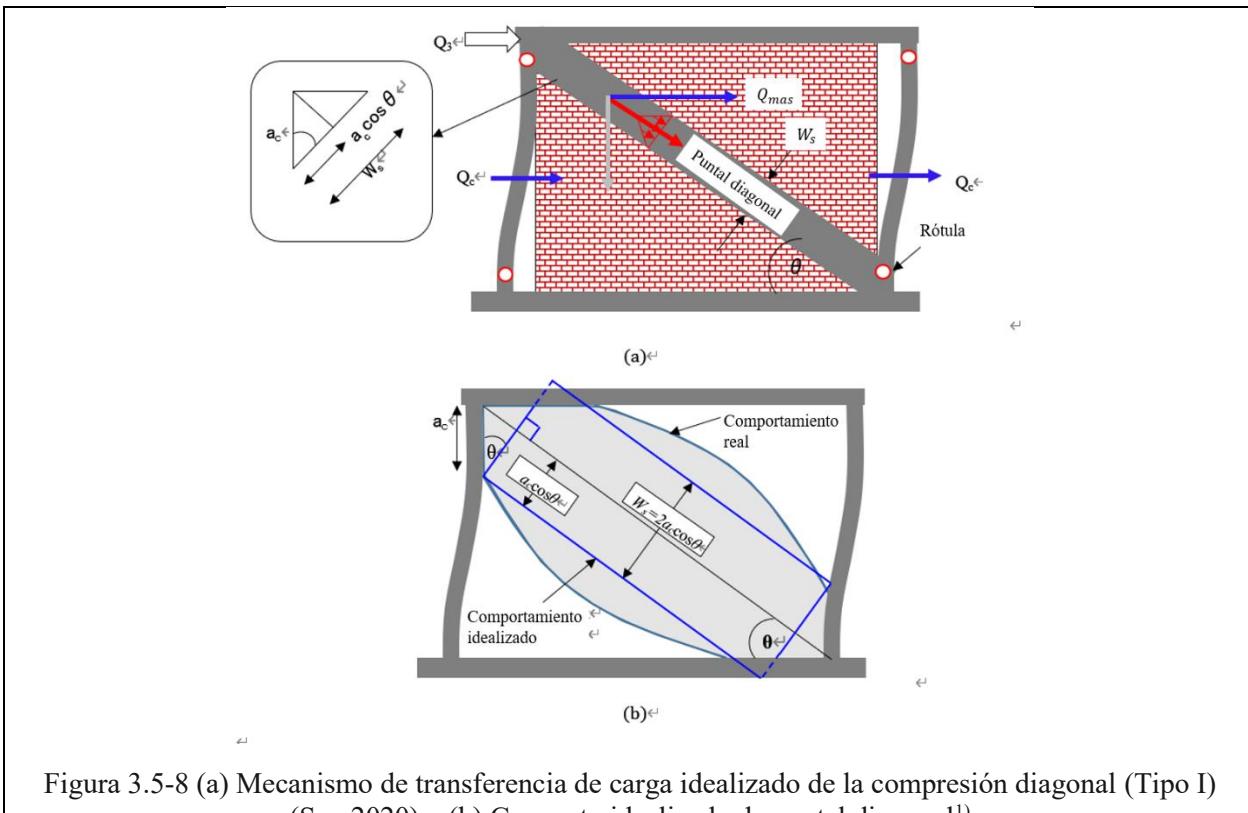


Figura 3.5-8 (a) Mecanismo de transferencia de carga idealizado de la compresión diagonal (Tipo I) (Sen 2020) y (b) Concepto idealizado de puntal diagonal¹⁾

3.5.6.2 Índice de ductilidad (F)

El índice de ductilidad F , para cada mecanismo de fallo es dado a continuación, considerando el marco de concreto reforzado con pared de relleno de mampostería y considerando también que las columnas circundantes son columnas a flexión. Sin embargo, cuando la columna circundante es una columna a cortante ($Q_{su}/Q_{mu} < 1$), el índice de ductilidad se considerará como la unidad ($F = 1.0$), para el tipo de fallo excepto para el fallo Tipo III. El concepto general se resume en la siguiente Tabla 3.5-4. Para marcos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería con aberturas para puertas o ventanas, se recomienda que el índice de ductilidad sea tomado como el límite inferior de $F = 1.0$.

Tabla 3.5-4 Índices de ductilidad correspondientes a los distintos mecanismos de falla ¹⁾

Mecanismo de falla	Cociente de longitud de contacto	Índice F
Tipo I	$a_c/h_o \geq 0.3$	1.75
Tipo II	$0.2 < a_c/h_o < 0.3$	1.27
Tipo III		1.75
Tipo IV	$a_c/h_o \leq 0.2$	1.00

La relación entre el índice de ductilidad F , y el ángulo de deriva horizontal, R , se muestra en la siguiente Tabla 3.5-5, basado en el Manual de Evaluación Sísmica de la JBDPA ⁵⁾

Tabla 3.5-5 Relación entre índice F y ángulo de deriva horizontal R ³⁾

Índice F	1.0	1.27	1.75	2.0	2.6	3.2
Ángulo de rotación R (rad.)	1/250	1/150	1/100	1/82	1/50	1/30

3.5.7 Índice de resistencia (C) e índice de ductilidad (F) de laminación con ferrocemento

3.5.7.1 Índice de resistencia (C)

(1) Generalidades

El índice de resistencia, C_{mw} , para marcos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería, se calcula mediante la Ec. 3.5-17 y Ec. 3.5-18.

$$C_{mw} = \frac{Q_{mw}}{\Sigma W} \quad \text{Ec. 3.5-17}$$

Donde:

ΣW : Peso del edificio, incluyendo la carga viva sostenida por el nivel en cuestión.

$$Q_{mw} = \begin{cases} Q_1 = Q_{frame} + Q_{dia} & \text{Tipo I} \\ Q_2 = Q_{frame} + Q_{std} & \text{Tipo II} \\ Q_3 = Q_{fw} & \text{Tipo III} \\ Q_4 = Q_{jw} & \text{Tipo IV} \end{cases} \quad \text{Ec. 3.5-18}$$

Donde:

Q_{mw} : Fuerza lateral del marco de concreto reforzado con pared de relleno de mampostería (N)

Q_{frame} : Suma de las fuerzas laterales de las columnas del lado izquierdo (Q_L) y del lado derecho (Q_R) del marco de concreto reforzado, menores a Q_{su} y Q_{mu} calculadas mediante la utilización del Manual de Evaluación Sísmica BSPP³⁾ con una altura efectiva h_o igual a la altura de la pared de relleno de mampostería (N)

Q_{dia} : Resistencia lateral de pared de relleno de mampostería para fallas Tipo I (N)

Q_{std} : Resistencia lateral de pared de relleno de mampostería para fallas Tipo II (N)

Q_{fw} : Resistencia lateral de paredes de relleno de mampostería para fallas Tipo III (N)

Q_{jw} : Resistencia lateral de paredes de relleno de mampostería para fallas Tipo IV (N)

(2) Tipo I: Falla de compresión diagonal

La resistencia lateral en la falla de compresión diagonal (Q_1) se determinará mediante la Ec. 3.5-19 ~ Ec. 3.5-22.

$$Q_1 = Q_{frame} + 0.5f_{m,\theta}W_st_{mas}\cos\theta + 0.5f_{mor,FC}W_sn_st_{FC}\cos\theta \quad \text{Ec. 3.5-19}$$

$$W_s = 2a_c\cos\theta \quad \text{Ec. 3.5-20}$$

$$a_c = \frac{\pi}{4\lambda_{mas-FC}} \quad \text{Ec. 3.5-21}$$

$$\lambda_{mas-FC} = \sqrt[4]{\frac{(E_{mas}t_{mas} + E_{FC}n_st_{FC})\cos^2\theta}{4E_cI_cd_m}} \quad \text{Ec. 3.5-22}$$

Donde:

Q_{frame} : Resistencia lateral de la columna (N)

$$Q_{frame} = Q_L + Q_R$$

$f_{m\theta}$: Resistencia a la compresión de la mampostería a lo largo de su diagonal. $f_{m\theta} = 0.50f_m$, donde f_m es igual a la resistencia a la compresión de la mampostería (N/mm^2)

$f_{mor,FC}$: Resistencia del mortero del ferrocemento (N/mm^2)

W_s : Espesor del puntal idealizado (mm)

a_c : Longitud de contacto (mm)

$\lambda_{mas,FC}$: Factor de rigidez relativa de la mampostería reforzada con ferrocemento ($1/mm$)

E_c, E_{mas} : Módulo de Young del concreto, mampostería, mortero de ferrocemento.

$$E_{mas} = 550f_m \text{ y } E_{mor} = 200f_{mor,FC} \text{ [Kaushik 2007]} \quad (N/mm^2).$$

t_{mas}, t_{FC} : Espesor de la mampostería y de la capa de mortero del ferrocemento (mm)

n_s : Número de caras reforzadas con ferrocemento.

I_c : Momento de inercia de la columna de concreto reforzado (mm).

d_m : Longitud diagonal de la pared de relleno de mampostería (mm).

θ : Inclinación con la horizontal de la diagonal cargada (mm).

(3) Tipo II: Falla de deslizamiento y agrietamiento diagonal

La resistencia lateral en la falla de deslizamiento y agrietamiento diagonal, Q_2 , se determinará mediante la Ec. 3.5-23.

$$Q_2 = Q_{frame} + \frac{\tau_{inf} \cdot t_{inf} \cdot l_{inf}}{1 - \mu \cdot \frac{h_{inf}}{l_{inf}}} + \alpha \cdot n_s n_L \frac{A_s}{S_v} \cdot f_{y,wm} \cdot h_{mas} \quad \text{Ec. 3.5-23}$$

Donde:

Q_{frame} : Resistencia lateral de la columna de concreto reforzado (N) $Q_{frame} = Q_L + Q_R$

τ_{inf} : Resistencia cortante de pared de mampostería tomada de pruebas in situ. En caso de que no exista información disponible, puede utilizarse un valor igual a $0.03f_m(N/mm^2)$.

h_{inf}, l_{inf}	: Altura y longitud, respectivamente, de la pared de mampostería. Para la aplicación en este Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico, se tomará entre un rango definido de $0.5 \leq h_{inf}/l_{inf} < 1$ (mm).
μ	: Coeficiente de fricción, puede ser tomado como 0.45.
f_m	: Resistencia a la compresión de prisma de mampostería (N/mm^2).
A_{wm}	: Área de la malla de reforzamiento (mm^2)
f_{ywm}	: Resistencia de fluencia de la (N/mm^2)
h_{mas}	: Altura de la pared de mampostería (mm)
α	: Factor de reducción empírico
n_s	: Número de caras donde se refuerza con ferrocemento
n_L	: Número de lechos de malla metálica en cada capa de ferrocemento

(4) Tipo III: Falla global a flexión del marco

La resistencia lateral ante la falla a flexión global Q_3 , se calcula mediante las Ec. 3.5-24 ~ Ec. 3.5-25.

$$Q_3 = \frac{M_u}{h_o} \quad \text{Ec. 3.5-24}$$

$$M_u = a_t f_y l_c + 0.5 N l_c \quad \text{Ec. 3.5-25}$$

Donde:

Q_{frame}	: Resistencia lateral de la columna de concreto reforzado (N) $Q_{frame} = Q_L + Q_R$
τ_{inf}	: Resistencia cortante de pared de mampostería tomada de pruebas in situ. En caso de que no exista información disponible, puede utilizarse un valor igual a $0.03 f_m (N/mm^2)$.
h_{inf}, l_{inf}	: Altura y longitud, respectivamente, de la pared de mampostería. Para la aplicación en este Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico, se tomará entre un rango definido de $0.5 \leq h_{inf}/l_{inf} < 1$ (mm).
μ	: Coeficiente de fricción, puede ser tomado como 0.45.
f_m	: Resistencia a la compresión de prisma de mampostería (N/mm^2).
A_{wm}	: Área de la malla de reforzamiento (mm^2)
f_{ywm}	: Resistencia de fluencia de la (N/mm^2)
h_{mas}	: Altura de la pared de mampostería (mm)
α	: Factor de reducción empírico
n_s	: Número de caras donde se refuerza con ferrocemento
n_L	: Número de lechos de malla metálica en cada capa de ferrocemento

Tipo IV: Falla de punzonamiento y deslizamiento de los nodos

La resistencia lateral ante falla de punzonamiento y deslizamiento de los nodos, Q_4 , se determina según las Ec. 3.5-26 ~ Ec. 3.5-29 mostradas a continuación.

$$Q_4 = k_{min}\tau_o bd + \tau_{mas}l_w t_{mas} + \tau_{mor,FC}l_w n_s t_{FC} + Q_R \quad \text{Ec. 3.5-26}$$

$$\begin{aligned} \tau_o &= 0.98 + 0.1f_c + 0.85\sigma && \text{Si} \\ && 0 \leq \sigma \leq 0.33f_c - 2.75 \\ \tau_o &= 0.22f_c + 0.49\sigma && \text{Si} \quad \text{Ec. 3.5-27} \\ && 0.33f_c - 2.75 \leq \sigma \leq 0.66f_c \\ \tau_o &= 0.66f_c && \text{Si} \\ && 0.66f_c \leq \sigma \end{aligned}$$

$$\sigma = \rho_g f_y + \sigma_0 \quad \text{Ec. 3.5-28}$$

$$\sigma_0 = \frac{N'}{bd} \quad \text{Ec. 3.5-29}$$

Donde:

- K_{min} : Factor de influencia considerando la relación de claro a cortante.
- τ_o : Resistencia a cortante básica de la columna (N/mm^2)
- b, d : Base y altura (transversal) de la columna (mm)
- a : Claro a cortante, tomado como $a = \frac{D}{3}$ (mm)
- ρ_g : Cantidad de acero de refuerzo longitudinal de la columna
- f_c : Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2)
- f_y : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de la columna (N/mm^2)
- N : Fuerza axial de la columna (N)
- τ_{mas} : Resistencia de adherencia en la parte superior de la pared de mampostería

$$\tau_{mas} = 0.17\sqrt{f_{mor}} \quad (N/mm^2)$$
- $f_{joint,mor}$: Resistencia a la compresión del mortero de pega de la mampostería (N/mm^2)
- l_w : Longitud de la pared de mampostería (mm)
- t_{mas}, t_{FC} : Espesor de la pared de mampostería y de la capa de ferrocemento, respectivamente (mm)
- n_s : Número de caras reforzadas con ferrocemento
- Q_R : Capacidad de compresión lateral de las columnas (del lado derecho) (N).

3.5.7.2 Índice de ductilidad (F)

El índice de ductilidad F para cada mecanismo de fallo se muestra a continuación, considerando el marco de concreto reforzado con pared de relleno de mampostería como una unidad y que las columnas circundantes son columnas que trabajan a flexión. Sin embargo, cuando las columnas circundantes son columnas a cortante ($Q_{su}/Q_{mu} < 1$), el índice de ductilidad debe considerarse como la unidad ($F = 1.0$) para cualquier tipo de fallo, exceptuando el Tipo III.

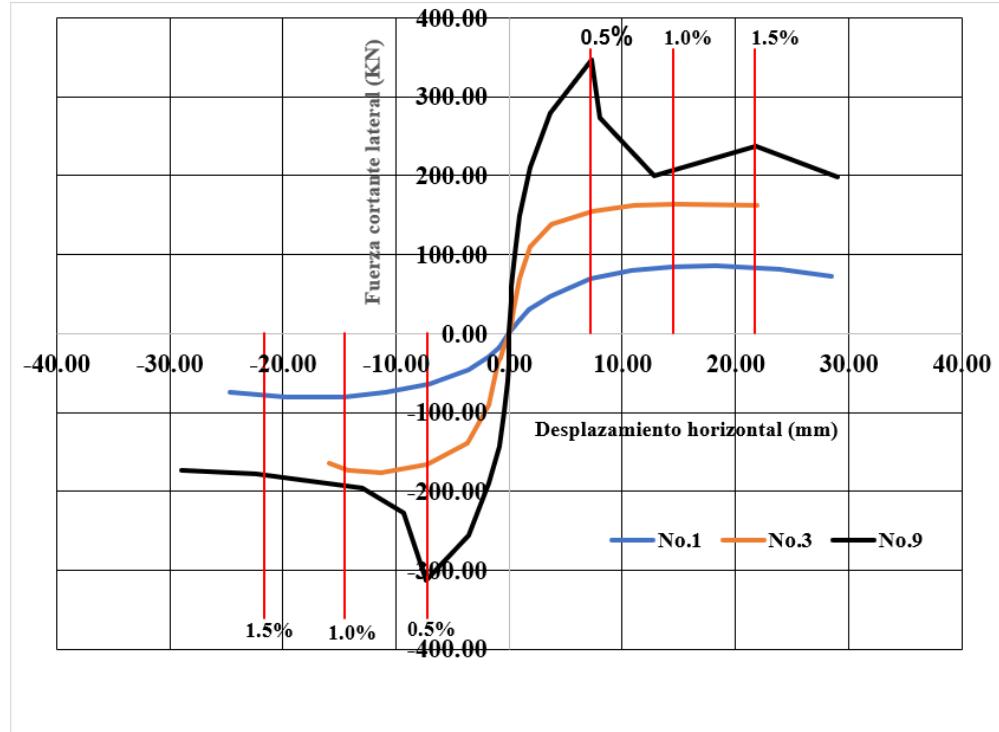
Tabla 3.5-6 Índice de ductilidad correspondiente al tipo de falla

Tipo de falla	Cociente de longitud de contacto	Índice F
Tipo I	$a_c/h_o \geq 0.3$	1.75
Tipo II	$0.2 < a_c/h_o < 0.3$	1.27
Tipo III	$a_c/h_o \leq 0.2$	1.75
Tipo IV		1.00

3.5.8 Aplicación en experimentos estructurales

3.5.8.1 Resultados experimentales

En la Figura 3.5-9 se muestran las curvas de fuerza cortante – desplazamiento horizontal de los especímenes SP-01(marco de re), SP-02 y SP-09, obtenidas mediante los resultados experimentales.





Espécimen SP-01

Marco de concreto reforzado de referencia

Espécimen SP-03

Marco con pared de relleno de bloque de concreto

Espécimen SP-09

Laminación con ferrocemento

Figura 3.5-9 Patrones de envolventes de curvas carga - deflexión de espécímenes SP-01, SP-03 y SP-09; obtenidos a través de los resultados experimentales

3.5.8.2 Simulación de resultados experimentales

(1) Marco de concreto reforzado

Resistencia a flexión Q_{mu} :Fuerza axial N

$$N = 216,000N$$

$$0.4 \cdot b \cdot D \cdot f_c = 280,000N$$

Entonces:

$$0.4 \cdot b \cdot D \cdot f_c \geq N \geq 0$$

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot f_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D = 2.65 \times 10^7 N \cdot mm$$

Luego:

$$Q_{mu} = M_u / h_o = 40.73kN$$

Resistencia a cortante, Q_{su} :

$$Q_{su} = \left(\frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + f_c)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} \right) + 0.85 \cdot \frac{\sqrt{p_w \cdot f_y + 0.1\sigma_o}}{b \cdot 0.8 \cdot D} (N)$$

$$Q_{su} = 53.15kN$$

$$\therefore Q_{mu} < Q_{su} \rightarrow Q_{frame} = 40.73kN \cdot 2 = 81.4kN$$

(2) Pared de relleno de bloque de concreto

(a) Cociente de relación de contacto

$$a_c/h_o = \pi/(4 \cdot \lambda \cdot h_o)$$

Pero:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{(E_m \cdot t_{inf} \cdot \cos\theta^2)}{4E_C \cdot l_c \cdot d_{inf}}}$$

Por ende:

$$a_c/h_o = 456.1/(\pi/(4 \times 0.00154516 \times 1300)) = 0.35$$

$$a_c/h_o \geq 0.30 \therefore \text{Falla de Tipo I}$$

(b) Resistencia a cortante (Q_{mw}) e índice F

Resistencia cortante (Q_{mw})

$$Q_{mw} = Q_{frame} + Q_{dia}$$

$$Q_{frame} = 81.4kN$$

$$Q_{dia} = 0.5f_{m,\theta}W_s t_{mas} \cos\theta, W_s = 2a_c \cos\theta = \frac{\pi}{4\lambda}$$

$$Q_{dia} = 0.5 * 0.5 * 5.6 * 2 * 508.3 * 0.825 * 67 * 0.825/1000 = 64.9 kN \cdot$$

$$Q_{mw} = 81.4kN + 64.9 = 146.3kN$$

Índice de ductilidad

$$F = 1.75$$

(3) Laminación con ferrocemento

(a) Cociente de relación de contacto

$$a_c/h_o = \pi/(4 \cdot \lambda \cdot h_o)$$

Pero:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{(E_m \cdot t_{inf} \cdot \cos\theta^2)}{4E_C \cdot l_c \cdot d_{inf}}}$$

Por ende:

$$a_c/h_o = 456.1/(\pi/(4 \times 0.00154516 \times 1300)) = 0.35$$

$$a_c/h_o \geq 0.30 \therefore \text{Falla de Tipo I}$$

(b) Resistencia a cortante (Q_1) e índice F

$$Q_1 = 2Q_c + 0.5f_{m,\theta}W_s t_{mas} \cos\theta + 0.5f_{mor,FC}W_s n_s t_{FC} \cos\theta$$

$$2Q_c = Q_{left} + Q_{right}$$

Q_{left} : asumiendo que $h_{oleft} = h_o/2.0$, es decir, que la altura de inflexión es la mitad de la altura de la columna.

$$(Q_{left})_{mu} = 81.4 \text{ kN}, (Q_{left})_{su} = 50.3 \text{ kN}$$

$\therefore Q_{left} = 50.3 \text{ kN}$ (falla a cortante)

$Q_{right} = 40.7 \text{ kN}$ (falla a flexión)

$$\therefore 2Q_C = 50.3 + 40.7 = 91 \text{ kN}$$

$$0.5 * fm\theta * W_s * tmas * \cos\theta = 58.28 \text{ kN} \text{ (cambiar } a_c \text{ de 508mm a 456mm)}$$

$$0.5f_{mor,FC}W_sn_st_{FC}\cos\theta = 0.5 * 14 * 752 * 2 * 20 * 0.825/1000 = 173.9 \text{ KN}$$

$$\therefore Q_1 = 91 + 58.2 + 173.9 = 323.1 \text{ KN}$$

Índice de ductilidad, F :

$$F = 1.75 \rightarrow 1.27$$

Debido a que la columna presenta una falla por cortante, pero se puede obtener un ángulo de deriva de 0.67%, igual a 1/150.

El resultado de la simulación se representa en la Figura 3.5-10. Los resultados del cálculo basado en el manual pueden simular bien los valores experimentales.

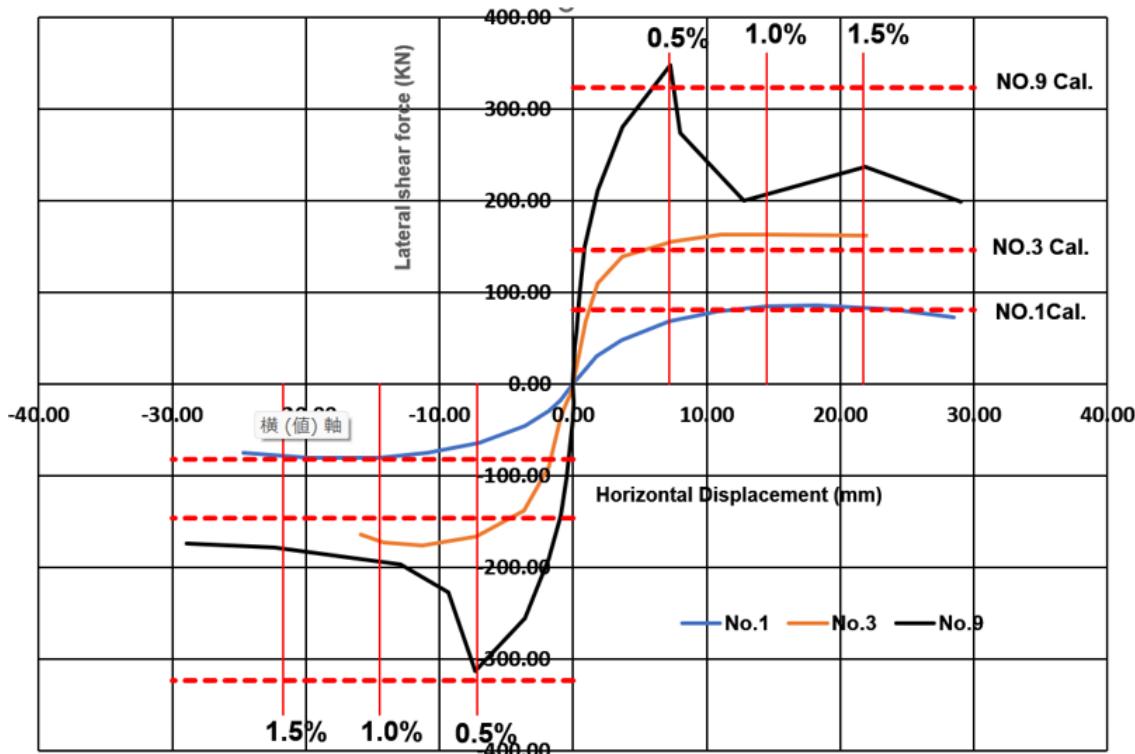


Figura 3.5-10 Resultado de la fuerza cortante mediante cálculos y experimentos

3.6 Anclajes post instalados

3.6.1 Generalidades

Los anclajes post instalados son materiales de conexión entre marcos existentes de concreto reforzado y elementos de reforzamiento recién instalados, de modo que se produzca una transferencia fluida de cargas. Los anclajes se colocan y fijan después de taladrar orificios en los marcos existentes. Existen dos tipos de anclajes post instalados: los anclajes expansivos, de tipo metálico, y los anclajes químicos, de tipo adhesivo.

En el caso del diseño de anclajes post instalados, se seleccionará el anclaje adecuado en base a su resistencia, rigidez, ductilidad y trabajabilidad.

- (1) Los anclajes post instalados son diseñados de manera tal que sean capaces de transferir libremente las cargas entre las superficies que conectan los marcos de concreto reforzado existente y los elementos de reforzamiento recién instalados. Por ejemplo, como se muestra en la siguiente Figura 3.6-1, el cuerpo del anclaje, o un extremo de la varilla de anclaje se coloca empotrándolo en la estructura de concreto existente, y el otro extremo se conecta al elemento de reforzamiento a colocar.

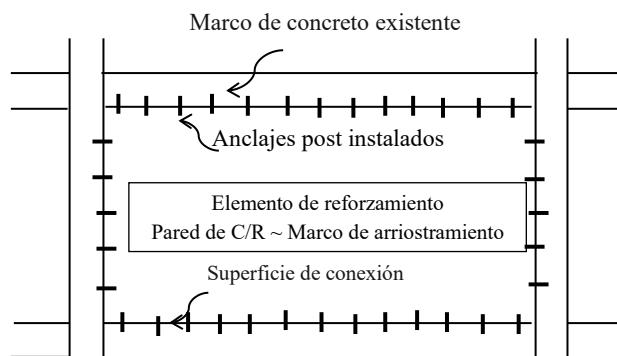


Figura 3.6-1 Ejemplo de aplicación de anclaje post instalado

Fuente: Figure 3.9.1-1 Guideline for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001.

De acuerdo con la -. Existen dos tipos de anclajes, donde los materiales se ajustarán según la normativa o código correspondiente.

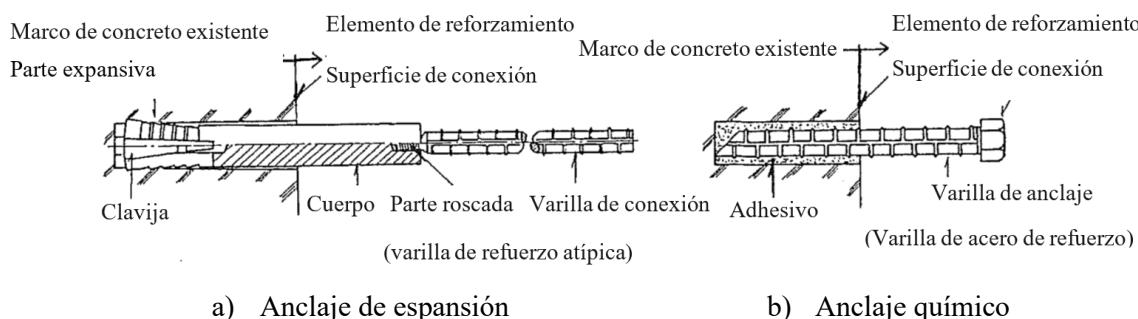


Figura 3.6-2 Ejemplo detallado de aplicación de anclajes post instalados

Fuente: Figure 3.9.1-2 Guideline for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001

(2) Terminología

Anclaje post instalado	Término general aplicado al método constructivo de perforación de concreto existente para la colocación de paredes de cortante, paredes laterales, etc., embebiendo varillas o cuerpos de anclaje.
Anclaje de adherencia	: Anclajes post instalados con varillas de anclaje fijadas mediante el uso de adhesivo, instalados en partes perforadas del concreto existente.
Anclaje de expansión	: Anclajes post instalados fijados mediante un mecanismo de resistencia entre el concreto y el cuerpo del anclaje, colado en las partes donde se ha perforado el concreto existente.
Superficies de conexión	: Posición de conexión con las partes de reforzamiento (paredes de cortante, marcos de acero de arriostramiento, etc.) que serán instaladas con el marco de concreto existente.
Fijación	: Anclaje con el concreto existente.
Resistencia de materiales	: Indica el desempeño básico del anclaje, es decir, la resistencia del cuerpo de acero y varillas de conexión en los anclajes de expansión, y, la resistencia de la varilla y el adhesivo utilizado en los anclajes químicos.
Capacidad de resistencia del mecanismo	: Capacidad de resistencia del anclaje cuando las fuerzas de tensión, o fuerzas cortantes han actuado en el anclaje.
Resistencia de diseño	: Resistencia menor entre la resistencia del material y la capacidad de resistencia del mecanismo, calculado a partir de la resistencia del material.
Falla cónica	: Falla cónica del concreto en el modo de falla del concreto cuando las fuerzas de tensión han actuado sobre el anclaje.
Falla del miembro de acero	: Falla de los miembros de acero, tales como los cuerpos de anclaje, varillas de conexión o varillas de anclaje, etc., en el modo de falla de los elementos de acero cuando las fuerzas de tensión o fuerzas cortantes han actuado en el anclaje.
Falla de adherencia	: Falla de las partes de adherencia con las varillas de anclaje en el modo de fallo de las partes de adherencia cuando las fuerzas de tensión han actuado en el anclaje químico
Falla de presión portante	: Modo de falla del concreto cuando las fuerzas cortantes han actuado en el anclaje, y el concreto falla debido a que se excede la presión portante del anclaje.
Paso	: Intervalo estándar entre los anclajes dispuestos en paralelo.
Calibre	: Intervalo entre líneas de anclaje.

Distancia al borde	: Dimensión desde el núcleo del anclaje hasta el extremo del concreto en dirección perpendicular al esfuerzo actuante.
Distancia al final	: Dimensión desde el núcleo del anclaje hasta el extremo del concreto en dirección del esfuerzo actuante.
Profundidad efectiva de embebimiento	: Longitud de fijación efectiva del anclaje en las partes perforadas del concreto.
Profundidad de embebimiento	: Profundidad de embebimiento del anclaje en las partes perforadas, y, : longitud desde la superficie de acero de soldadura hasta el final de la parte expansiva del cuerpo de anclaje o el final de la varilla de anclaje.

3.6.2 Diseño de anclajes post instalados

Los anclajes post instalados pueden ser del tipo resistentes a cortante o del tipo resistentes a tensión. Para decidir de qué tipo se utilizarán se realiza el cálculo de la resistencia del material de anclaje y la resistencia del concreto anclado. El menor valor obtenido entre estos dos se denominará como: capacidad del anclaje post instalado contra fuerzas cortantes o fuerzas de tensión.

(1) Capacidad a cortante Q_a

La capacidad a cortante (Q_a) se define como la capacidad de resistencia al cortante de un solo anclaje en la zona de interfase del concreto. La capacidad a cortante se determinará mediante la elección del menor valor entre Q_{a1} y Q_{a2} , determinados a partir de la resistencia del acero y la capacidad portante del concreto, respectivamente.

(a) Anclaje de expansión en caso de $4d_a \leq l_e < 7d_a$

$$Q_a = \min [Q_{a1}, Q_{a2}] \quad \text{Ec. 3.9.4-1}$$

$$Q_{a1} = 0.7 m \sigma_{y,s} a_e \quad \text{Ec. 3.9.4-2}$$

$$Q_{a2} = (0.3 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B}) \cdot_s a_e \quad \text{Ec. 3.9.4-3}$$

Sin embargo $\tau = Q_a / s a_e$ no deberá ser mayor que 245 N/mm^2

(b) Anclaje de expansión en caso de $l_e > 7d_a$

$$Q_a = \min [Q_{a1}, Q_{a2}] \quad \text{Ec. 3.9.4-4}$$

$$Q_{a1} = 0.7 m \sigma_{y,s} a_e \quad \text{Ec. 3.9.4-5}$$

$$Q_{a2} = (0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B}) \cdot_s a_e \quad \text{Ec. 3.9.4-6}$$

Sin embargo $\tau = Q_a / s a_e$ no deberá ser mayor que 294 N/mm^2

(c) Anclajes de adherencia en el caso de $l_e \geq 7d_a$

$$Q_a = \min [Q_{a1}, Q_{a2}] \quad \text{Ec. 3.9.4-7}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \sigma_{y,s} a_e \quad \text{Ec. 3.9.4-8}$$

$$Q_{a2} = (0.4\sqrt{E_c \cdot \sigma_B}) \cdot_s a_e \quad \text{Ec. 3.9.4-8}$$

Sin embargo $\tau = Q_a / s a_e$ no deberá ser mayor que 294 N/mm^2

Donde:

- Q_a = Capacidad a cortante del anclaje (N)
- Q_{a1} = Capacidad a cortante del anclaje, determinado mediante la resistencia del acero (N)
- Q_{a2} = Capacidad a cortante del anclaje, determinado mediante la resistencia portante del concreto (N)
- σ_B = Resistencia a compresión del concreto existente, generalmente, obtenida mediante el ensayo a compresión de muestras de núcleos de concreto (N/mm^2)
- E_c = Módulo de elasticidad, o módulo de Young, del concreto existente (N/mm^2)
- $m\sigma_y$ = Resistencia de fluencia del anclaje de expansión (N/mm^2)
- σ_y = Resistencia de fluencia de la varilla de anclaje de químico (N/mm^2)
- $s a_e$ = Área transversal del anclaje de expansión en la interfase del concreto, o área transversal de la varilla del anclaje de químico (mm^2)
- τ = Esfuerzo cortante en la resistencia del anclaje (N/mm^2)
- τ_a = Esfuerzo de adherencia en la resistencia del anclaje químico (N/mm^2)
- τ_o = Esfuerzo de adherencia básico del anclaje químico (N/mm^2)
- l_e = Longitud de embebimiento efectiva del anclaje (mm)
- d_a = Diámetro del anclaje; diámetro nominal de la varilla de anclaje para el anclaje químico o diámetro de la manga para el anclaje de expansión (mm)
- F_c = Resistencia a la compresión específica del concreto existente (N/mm^2)

(2) Capacidad a tensión T_a

La capacidad a tensión (T_a) se define como la capacidad de resistencia a la tensión de un solo anclaje en la zona de interfase del concreto. La capacidad a tensión, en las anclas de expansión, se determinará a partir del menor valor entre T_{a1} y T_{a2} , que se determinan mediante la resistencia del acero y la falla cónica del concreto, respectivamente. En el caso que se utilizaran anclajes químicos, se deberá considerar la resistencia a la cohesión T_{a3} , por lo que se deberá escoger el menor valor entre T_{a1} , T_{a2} y T_{a3} .

(a) Anclaje de expansión

$$T_a = \min[T_{a1}, T_{a2}] \quad \text{Ec. 3.9.4-10}$$

$$T_{a1} = \min[m\sigma_y \cdot_s a_e, \sigma_y \cdot a_0] \quad \text{Ec. 3.9.4-11}$$

$$T_{a2} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad \text{Ec. 3.9.4-12}$$

(b) Anclaje químico

$$T_a = \min[T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}] \quad \text{Ec. 3.9.4-13}$$

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_0 \quad \text{Ec. 3.9.4-14}$$

$$T_{a2} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad \text{Ec. 3.9.4-15}$$

$$T_{a3} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad \text{Ec. 3.9.4-16}$$

$$\tau_a = 10\sqrt{\frac{\sigma_B}{21}} \quad \text{Ec. 3.9.4-17}$$

Donde:

- T_a = Capacidad a tensión del anclaje (N)
- T_{a1} = Capacidad a tensión del anclaje, determinado mediante la resistencia de fluencia del material de acero (N)
- T_{a2} = Capacidad a tensión del anclaje, determinado mediante la falla cónica del concreto (N)
- T_{a3} = Capacidad a tensión del anclaje, determinado mediante la falla por adherencia (N)
- l_e = Longitud de embebimiento efectiva del anclaje (mm)
- d_a = Diámetro del anclaje; diámetro nominal de la varilla de anclaje para el anclaje químico o diámetro de la manga para el anclaje de expansión (mm)
- a_o = Área transversal efectiva de la varilla roscada, o área transversal nominal de la varilla de anclaje (mm^2).
- $s a_e$ = Área transversal del anclaje de expansión en la interfase del concreto, o área transversal de la varilla del anclaje de químico (mm^2)
- σ_B = Resistencia a compresión del concreto existente (N/mm^2)
- E_C = Módulo de elasticidad, o módulo de Young, del concreto existente (N/mm^2)
- $m\sigma_y$ = Resistencia de fluencia del anclaje de expansión (N/mm^2)
- σ_y = Resistencia de fluencia de la varilla de anclaje de químico (N/mm^2)
- A_c = Área efectiva proyectada del anclaje en la superficie cuando la falla cónica se produce a 45 grados (mm^2)

(3) Requisito de detalle estructural

- (a) Cuando actúen fuerzas de tensión, el anclaje químico deberá tener una longitud efectiva no menor a $10d_a$.
- (b) El diámetro del anclaje (d_a) estará en un rango de 12mm a 22mm.
- (c) La separación de anclajes no deberá ser menor a $7.5d_a$ y no mayor a 300mm.

- (d) Se colocarán varillas de acero de refuerzo en un detalle “tipo escalera” o en espiral en la transición del elemento de reforzamiento y el marco existente para evitar el fallo por rotura o con del mortero no contráctil.

La relación de refuerzo (p_s) del detalle “tipo escalera”, u otros, en la transición del elemento de reforzamiento y el marco existente no deberá ser menor que 0.40%. El valor de p_s se calculará con base a la siguiente expresión.

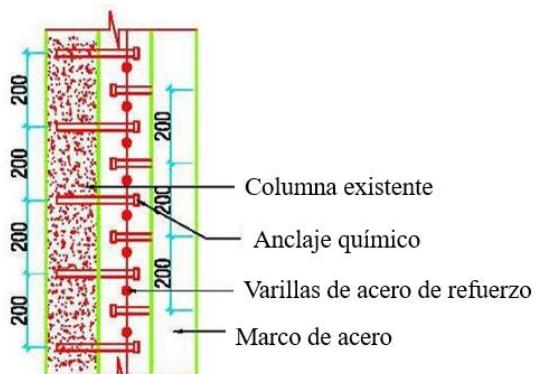
$$p_s = \frac{a_s}{h \cdot X_s}$$

Donde:

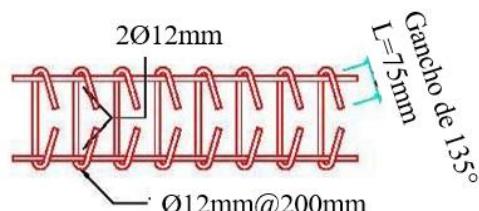
X_s = Separación de varillas de acero de refuerzo (mm)

a_s = Área transversal de un set de varillas de acero de refuerzo (mm^2)

h' = Altura de mortero no contráctil (mm)



Detalle de conexión de marco de arriostramiento de acero con columna existente



Detalle tipo escalera

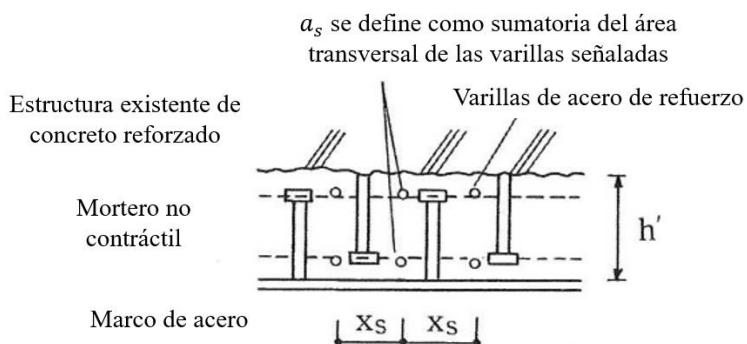


Figura 3.6-3 Detalle tipo escalera - Interfase entre el elemento de reforzamiento con marco de concreto existente

En el caso de colocar marcos de arriostramientos de acero y los arriostramientos se dispongan en forma de "V" invertida, puede producirse una fuerza de tensión vertical debido a la diferencia entre la resistencia a tensión y la resistencia al pandeo en el arriostramiento a compresión; por lo tanto, se proporciona una disposición de estribos como se muestra en la Figura 3.6-4, aplicándose únicamente debajo de la viga superior del marco de concreto reforzado existente.

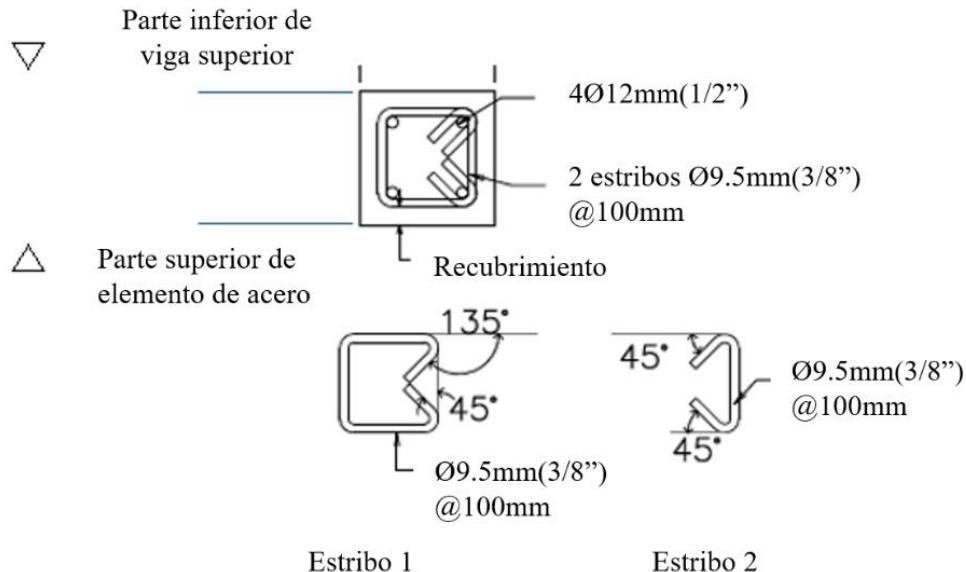


Figura 3.6-4 Ejemplo de distribución de acero de refuerzo

(4) Ejemplo de cálculo

A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo de la capacidad a cortante de anclajes químicos, considerando que el concreto existente posee una resistencia a la compresión de $18N/mm^2$. Los resultados se muestran en la Tabla 3.6-1.

Tabla 3.6-1 Capacidad cortante de anclajes químicos

Descripción	$\sigma = 18N/mm^2$						
	$E = 2.1 \times 10^4 \times \sqrt{\frac{18}{20}} = 19,929 N/mm^2$		$Q_{a1} = 0.7\sigma_y \cdot a$	$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E \cdot \sigma} \cdot a$	$\min(Q_{a1}, Q_{a2})$	Número de anclajes	Q Total (kN)
Ø16mm@200mm	56269		47266		47266	26	1229
Ø16mm@150mm	56269		47266		47266	35	1654
Ø20mm@200mm	87900		73850		66652	26	1920
Ø20mm@150mm	87900		73850		66652	35	2585

Descripción	$\sigma = 18 \text{ N/mm}^2$ $E = 2.1 \times 10^4 \times \sqrt{\frac{18}{20}} = 19,929 \text{ N/mm}^2$				
	$Q_{a1} = 0.7\sigma_y \cdot a$ (N)	$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E \cdot \sigma} \cdot a$ (N)	$\min(Q_{a1}, Q_{a2})$ (kN)	Número de anclajes	Q Total (kN)
Ø22mm@200mm	106383	89362	89362	26	2323
Ø22mm@160mm	106383	89362	89362	30	2681

Notas:

- 1) Se ha utilizado una longitud de embebimiento efectiva igual a $l_e = 0.7d_a$. Sin embargo, se sugiere que se utilice $l_e = 10d_a$, aplicado para la resistencia a tensión en anclajes de tipo epóxico.
- 2) Se ha utilizado acero grado 60, o equivalente, por lo tanto, se ha utilizado una resistencia de fluencia igual a $\sigma_y = 400 \text{ N/mm}^2$.
- 3) Se ha considerado una longitud interna de viga igual a 5,500 mm para el cálculo del número de anclajes.
- 4) Según el ítem (c) del numeral (3), la separación mínima de anclaje 120 mm para un diámetro de 16 mm, 145 mm para un diámetro de 19 mm y 165 mm para un diámetro de 22 mm para un concreto existente de resistencia igual a 18 N/mm^2 .

Capítulo 4 Ejemplo de modelación de elemento de reforzamiento sísmico procedimiento basado en el desempeño sísmico

En este capítulo se introducen los conceptos para la modelación para cálculo de elementos de reforzamiento, específicamente paredes de cortante de concreto reforzado, marcos de arriostramiento de acero y reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento en paredes de mampostería existentes.

4.1 Paredes de cortante de concreto reforzado

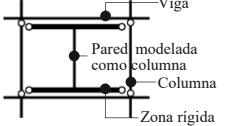
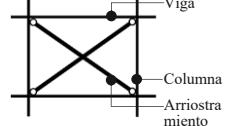
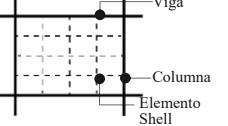
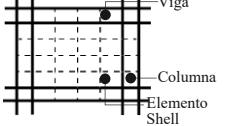
4.1.1 Descripción general del método de modelación de paredes de cortante de concreto reforzado

De manera general, en el análisis estructural se consideran los siguientes métodos para la modelación de paredes de cortante de concreto reforzado:

- 1) Modelado de elementos de pared en forma de I, compuesto por una pared modelada con columnas y una zona rígida ubicada en la parte superior e inferior para simular la rigidez de la viga y restricción de los nodos en las uniones viga – columna (nodos).
- 2) Reemplazar la pared con arriostramientos.

La Tabla 4.1-1 indica la comparación de características de cada método de modelación de paredes.

Tabla 4.1-1 Comparación de las características de los métodos de modelación de columnas

	Elemento pared	Reemplazo por arriostramiento	FEM ⁷ - 1	FEM - 2
Concepto típico de modelación	 <p>Viga Pared modelada como columna Columna Zona rígida</p> <p>La pared de cortante de C/R⁸ se convierte en una pared modelada con columnas, y tanto la parte superior como inferior tendrán zonas rígidas que se conectarán a las uniones viga columna (nodos).</p>	 <p>Viga Columna Arriostramiento</p> <p>La pared de cortante de C/R se convierte en un elemento de arriostramiento, cuya rigidez a cortante es equivalente a la de la pared de C/R. La rigidez flexión del marco, incluyendo la pared de C/R, se ajustará por la rigidez axial de la columna.</p>	 <p>Viga Columna Elemento Shell</p> <p>La pared de C/R se modela mediante un elemento Shell dividido. Las columnas y vigas de los alrededores son elementos de marco, mientras que la conexión entre la pared y el marco existente está en los nodos de la conexión viga-columna.</p>	 <p>Viga Columna Elemento Shell</p> <p>La pared de C/R, vigas y columnas adyacentes se modelan mediante elementos divididos.</p>
Precisión y aplicabilidad	<p>Se pueden obtener resultados relativamente similares con el FEM-1.</p>	<p>Precisión casi equivalente al método de elementos de pared, siempre que la rigidez a flexión pueda ajustarse adecuadamente. Sin embargo, cuando se espera una fuerza axial en la pared, debe investigarse su aplicabilidad.</p>	<p>Incrementando el número de elementos Shell, el resultado se aproximará al comportamiento real. Sin embargo, la rigidez del marco perimetral no es tan alta, no se puede despreciar el efecto de esta rigidez.</p>	<p>Mayor precisión que FEM-1.</p>
Entrada	<p>Los elementos pueden definirse según el nombre de la planta y eje donde se coloquen. La entrada de</p>	<p>Los elementos pueden definirse según el nombre de la planta y eje donde se coloquen. La entrada de las</p>	<p>Los elementos pueden definirse según el nombre de la planta y eje donde se coloquen. La entrada de</p>	<p>Los elementos pueden definirse según el nombre de la planta y eje donde se coloquen. La entrada de</p>

⁷ Método de los elementos finitos (FEM por sus siglas en inglés).

⁸ C/R: Concreto Reforzado

	Elemento pared	Reemplazo por arriostramiento	FEM ⁷ - 1	FEM - 2
	propiedades del modelado puede hacerse de manera automática.	propiedades de modelado puede hacerse de manera automática bajo ciertas condiciones, pero en principio es necesario el cálculo manual.	propiedades de modelación puede realizarse de manera automática mediante la regla de división de elementos Shell una vez asignados.	propiedades de modelación puede realizarse de manera automática mediante la regla de división de elementos Shell una vez asignados.
Salida	Esfuerzos (fuerza Axial N , fuerza cortante Q y momento flector M) para la pared modelada como columna. Las columnas circundantes se calculan por separado. Para la evaluación, cada valor se debe sumar.	Se pueden obtener los esfuerzos mediante la fuerza axial de la columna y el arriostramiento N . Para la evaluación, cada valor se debe calcular y convertido a los objetivos.	Se calculan los esfuerzos de la pared σ_x , σ_y y σ_z . Para la evaluación como miembro del elemento pared, cada valor debe sumarse.	Se calculan los esfuerzos de la pared σ_x , σ_y y σ_z . Para la evaluación como miembro del elemento pared, cada valor debe sumarse.
Tiempo de cálculo	Bajo	Bajo	Elevado	Extremadamente alto

Cada método de modelación posee sus ventajas y desventajas, por lo que se recomienda seleccionar el método de modelación adecuado en función de la aplicabilidad del software de análisis estructural utilizado por el usuario de este manual.

Así mismo, la evaluación de la relación de esfuerzos – deformación unitaria de los elementos de pared de cortante de concreto reforzado y sus asignaciones tiene varios métodos para su análisis.

1- Básicamente, la entrada de la propiedad de materiales se debe basar en valores estándar de acuerdo con el grado de material certificado, que normalmente se establece como valor por defecto en el software de análisis estructural. Al definir las propiedades de los materiales, automáticamente fórmulas darán como resultado el límite de fluencia específico en el comportamiento del elemento estructural.

A continuación, se muestra el ejemplo de la norma ACI 318-19, a modo de referencia. Como se indica, la evaluación de la capacidad portante como elemento pared incluye un método de evaluación que considera la relación mutua entre la fuerza axial, el momento flector y la fuerza cortante.

Cálculo de la resistencia cortante nominal V_n .

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) \cdot A_{cv} \quad \text{Ec. 4.1-1}$$

Nota. Adaptado de ACI 318-19, Ecuación 11.5.4.3 (American Concrete Institute, 2017)

Donde:

$$\alpha_c = 0.25 \text{ para } h_w/l_w \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ para } h_w/l_w \geq 2.0$$

En el caso de $1.5 < h_w/l_w < 2.0$, α_c se calculará mediante interpolación lineal entre los valores de 3 y 2.

En el caso que las paredes estén actuando bajo tensión axial neta, α_c se calculará mediante la siguiente ecuación.

$$\alpha_c = 1.17 \left(1 + \frac{N_u}{3.45 A_g} \right)$$

Ec. 4.1-2

Nota. Adaptado de ACI 318-19, Ecuación 11.5.4.2 (American Concrete Institute, 2017)

De acuerdo con Ec. 4.1-2, la máxima resistencia a cortante en dirección del plano de la pared de cortante se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$[V_n]_{max} = 8\sqrt{f'_c} A_{cv}$$

Ec. 4.1-3

Nota. Adaptado de ACI 318-19, Ecuación 11.5.4.2 (American Concrete Institute, 2017)

Donde:

A_{cv} = Área bruta de la sección de concreto definida por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección del esfuerzo cortante considerado en el caso de las paredes, y área bruta de la sección de concreto en el caso de diafragmas. El área bruta es el área total definida menos el área de cualquier abertura.

$\sqrt{f'_c}$ = Raíz cuadrada de la resistencia específica a la compresión del concreto.

f_{yt} = Resistencia específica de fluencia del acero de refuerzo transversal.

α_c = Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia a la compresión del concreto a la resistencia nominal a cortante de la pared.

λ = Factor de modificación para reflejar la reducción de las propiedades mecánicas del concreto de peso ligero en relación con el concreto de peso normal de la misma resistencia a la compresión.

ρ_t = Cociente entre el área de refuerzo transversal distribuida y el área bruta de concreto perpendicular a dicho refuerzo.

A continuación, se presentan los parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para paredes de concreto reforzado y otros componentes controlados por cortante, para procedimientos no lineales.

Tabla 4.1-2 Parámetros de modelación - Pared de concreto reforzado

Condición	Cociente de deriva total (%), O Rotación de cuerda (rad.) ^a	Tasa de resistencia		Deriva total aceptada (%) o Rotación de cuerda (rad.) ^a		Nivel de desempeño		
		d	e	g	c	f	IO	LS
i. Pared estructural y segmento de pared ^b								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{CE}} \leq 0.05$		1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5
								2.0

$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{CE}} > 0.05$		0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Vigas de acople ^c de paredes estructurales Refuerzo longitudinal y transversal	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{CE}}}$								
Refuerzo longitudinal no pretensado con refuerzo transversal conforme.	≤ 3	0.02	0.030		0.60		0.006	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024		0.30		0.005	0.016	0.024
Refuerzo longitudinal no pretensado con refuerzo transversal no conforme.	≤ 3	0.012	0.025		0.40		0.006	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014		0.20		0.004	0.007	0.012

- a. Para paredes estructurales y segmentos de pared, se utilizará la deriva; para vigas de acople, se utilizará la rotación de cuerda, referirse a las figuras 10-5 y 10-6 de ASCE 41-17.
- b. Para paredes estructurales y segmentos de pared donde el comportamiento inelástico esté gobernado por cortante, la carga axial en el miembro deberá ser menor a $0.15A_g f'_{ce}$, de lo contrario, los miembros serán tratados como componentes controlados por fuerza.
- c. Para vigas de acople con una clara menor a 20.32cm, con el acero de refuerzo de la parte inferior continuo en las paredes de soporte, se permitirá duplicar los valores de los criterios de aceptación para los LS y CP.
- d. El acero longitudinal no pretensado consiste en acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga de acople. El refuerzo transversal conforme en (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acople con una separación $\leq d/3$ y (b) la resistencia de estribos cerrados $V_s \geq 3/4$ de la resistencia a cortante requerida de la viga de acople.

Fuente: American Society of Civil Engineers (2016). Seismic Evaluation of Existing Buildings. Preston, Virginia. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Shear (Table 10-20 ASCE)

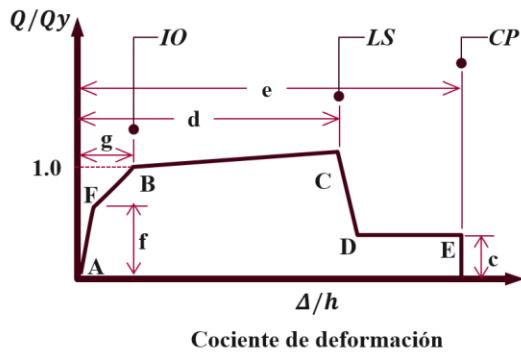


Figura 4.1-1 Relación generalizada Fuerza – Deformación para elementos de pared de cortante de concreto reforzado

Nota: La Figura 4.1-1 indica el nivel de desempeño cuando se aplica $\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{CE}} > 0.5$

En adición a la explicación anterior, para la capacidad de paredes de cortante de concreto reforzado se pueden calcular las propiedades de los materiales de los elementos FEM del Shell de concreto reforzado, especialmente para FEM-1 y FEM-2. Figura 4.1-2 muestra el ejemplo de asignación de propiedades de no lineales de materiales mediante el uso de ETABS. El software de análisis estructural puede calcular de manera automática la resistencia de los elementos FEM basados en las propiedades aplicadas.

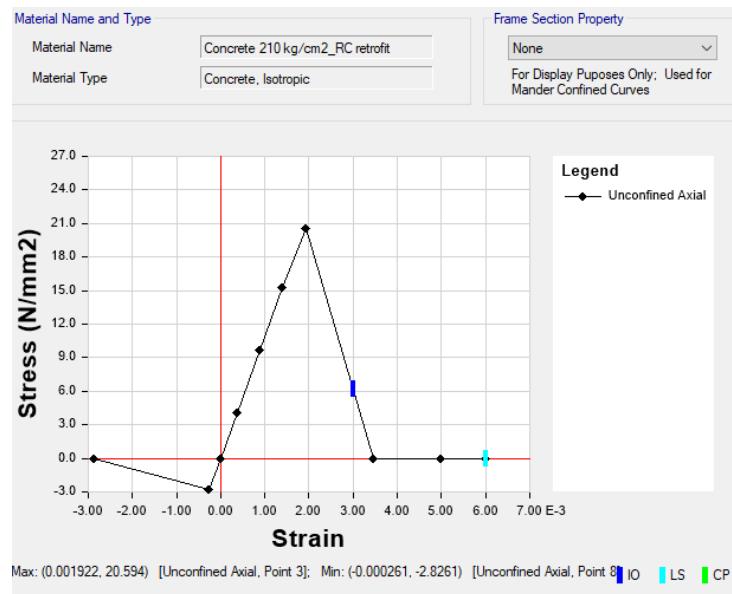


Figura 4.1-2 Ejemplo de asignación de propiedades no lineales del concreto

2- Sin embargo, los experimentos estructurales aclaran que el material construido no tiende necesariamente a satisfacer la capacidad especificada en las normas actuales vigentes. En ese caso, una opción sería la introducción directa de la resistencia del elemento y su envolvente de curva carga-deflexión.

En este manual se introduce un método de evaluación basado en los resultados experimentales, con la entrada directa de la capacidad de resistencia y la envolvente de curva carga-deflexión de paredes de cortante de concreto reforzado. El comportamiento de las paredes como elementos de reforzamiento sísmico se ha verificado mediante ensayos de carga con propiedades similares de componentes y materiales observados. Además, se ha confirmado que el valor estándar de la especificación actual no coincide con el resultado del experimento estructural.

En la aplicación de este método de evaluación, se supone que el edificio en cuestión es de poca altura y que el modo de falla de la pared de concreto reforzado es con una pared de falla por cortante, no como pared a flexión, y se modela como un elemento de único plano que tiene rótula de cortante-fluencia y comparte nodos con la conexión viga-columna.

4.1.2 Resultado experimental de paredes de cortante de concreto reforzado y método de modelación como ejemplo práctico

En este capítulo se muestra un ejemplo de la definición de la envolvente de curva carga-deflexión de paredes de cortante de concreto reforzado basado en los resultados de los experimentos estructurales. A partir de la observación de los resultados experimentales, se confirmó que los parámetros dados en ASCE 41-17 muestran una correspondencia razonable con los resultados de los experimentos estructurales.

Notas:

- Los resultados experimentales pueden consultarse en el SUPLEMENTO 1. Además, la deriva de entrepiso monitoreada en el experimento es casi la misma que la deformación unitaria por cortante. Por lo tanto, para la interpretación del resultado experimental, la deriva de entropiso se reemplazó por la deformación unitaria por cortante en la evaluación realizada más adelante.

- 2- El experimento realizado en el espécimen incluye la apertura de la pared. Sin embargo, la curva de histéresis muestra una estabilidad cíclica sin considerar la disposición de varillas de acero de refuerzo para el refuerzo de la abertura. Por lo tanto, se concluye que no es necesario realizar ninguna consideración especial si la abertura en la pared de concreto reforzado está dentro de un determinado tamaño.
- Deterioro de la deformación unitaria de cortante a partir del 0.50% de la deformación unitaria a cortante.
 - El elemento falló en el 0.79% de la deformación unitaria a cortante.

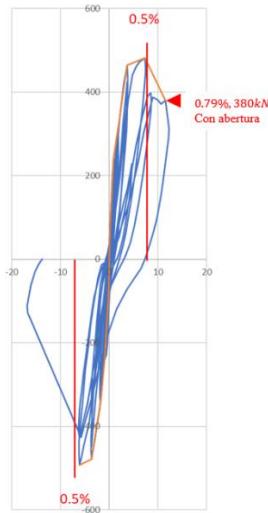


Figura 4.1-3 Interpretación de resultados de las pruebas de carga en laboratorio y comportamiento de pared de cortante de concreto resultado a partir de experimentos estructurales.

4.1.3 Ejemplo práctico de modelación de parades de cortante de concreto reforzado en software de análisis estructural

En esta sección se muestra el flujo de modelación en ETABS de este tipo de elemento de reforzamiento sísmico mediante “FEM-1”, como se muestra en Figura 4.1-4. El mismo principio puede considerarse para otros softwares de análisis estructural;

- 1) Definición de las propiedades de rótulas.

Para una pared de cortante típica, se debe considerar rótulas de cortante en dirección V2, como se muestra en la Figura 4.1-4.

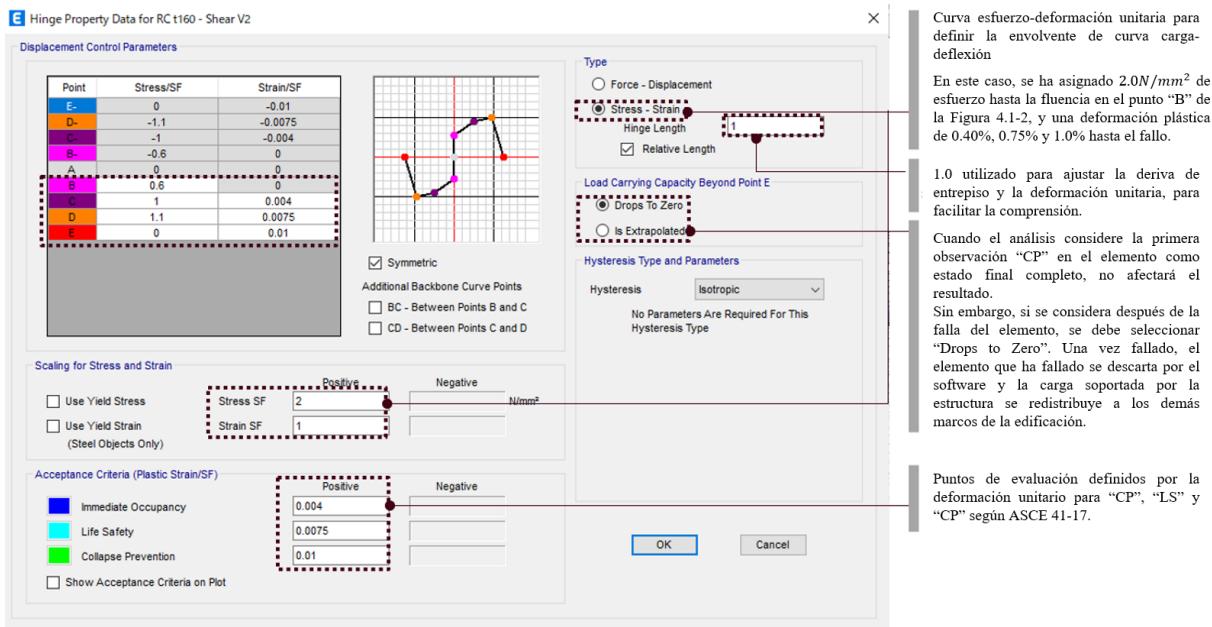


Figura 4.1-4 Ejemplo de definición de propiedades de rótula en paredes de cortante de concreto reforzado en software de análisis estructural (ETABS).

Aquí, refiriéndose al cálculo de la resistencia de la pared de concreto reforzado, se adoptó un valor igual a $2.0\text{N}/\text{mm}^2$ de esfuerzo máximo equivalente. Sin embargo, dependiendo de la información disponible, la resistencia directa última de la pared de concreto reforzado podría ser una opción que considerar.

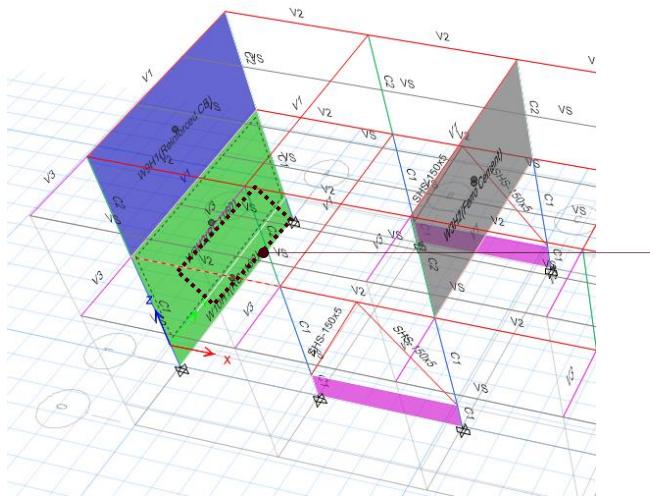
Además, consultando la Tabla 4.1-2, se han adoptado los parámetros en el caso de $\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{CE}} > 0.05$. Aunque la carga axial esperada en el análisis no sea tan grande, los resultados de los experimentos estructurales demostraron tener comportamiento razonablemente similar al definido en la envolvente de la curva carga-deflexión descrito en la Tabla 4.1-2 en el caso de $\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{CE}} > 0.05$.

Así mismo, la deformación unitaria correspondiente al punto "F"; $0.60Q_y$, se define mediante la rigidez elástica del concreto, tal como se indica a continuación. La deformación unitaria por cortante calculada es un valor muy pequeño comparado con el cociente de deriva de rótula plástica asignada. Por lo tanto, el cociente de deriva total d, e, g en el valor de la Tabla 4.1-2 se ha considerado directamente como una entrada de deformación plástica en ETABS.

$$\frac{\tau}{G} = \frac{0.60 \times 2.0 \text{ N/mm}^2}{8750 \text{ N/mm}^2} = 0.0057\%$$

2) Asignación de rótulas a los elementos miembro.

Para evitar errores, es importante comprobar visualmente si se ha realizado o no una asignación adecuada de rótulas.

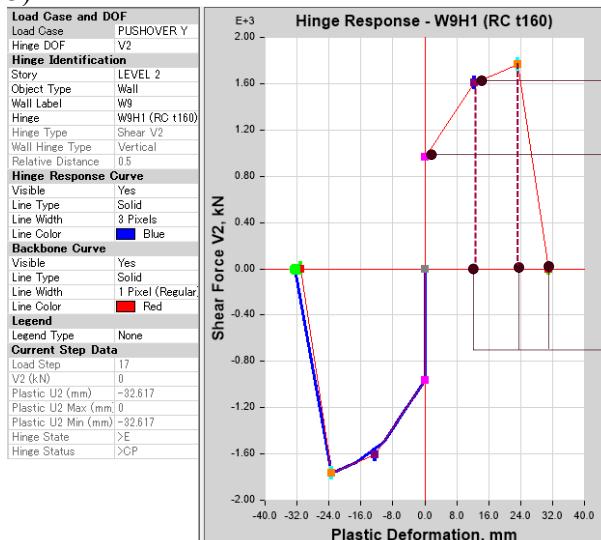


La rótula debe asignarse a cada elemento aplicable

Debe comprobarse visualmente si la asignación se ha hecho correctamente o no.

Figura 4.1-5 Ejemplo de revisión visual de la asignación de rótulas en modelo computacional.

3) Confirmación de resultados de cálculo mediante análisis Pushover.



Comprobar si la resistencia de fluencia se ha colocado como dato de entrada, según lo previsto o no. En este caso, la altura de la pared es de 6,020mm de longitud y 160mm de espesor.

$$2.0 \text{ N/mm}^2 \times 5015\text{mm} \times 160\text{mm} = 1605 \text{ kN}$$

$$0.60 Q_y$$

Comprobar si cada punto de trabajo se ha introducido según lo previsto o no.

En este caso, la altura de la pared es de 3,100mm, lo que representa que la deformación plástica de 0.40% es de 12.4mm, 0.75% es de 23.3mm, y 1.0% es de 31.0mm respectivamente.

Figura 4.1-6 Ejemplo de confirmación del comportamiento del elemento pared y la superestructura en el análisis Pushover.

A continuación, se muestra un ejemplo de análisis Pushover de un marco existente con una pared de cortante de concreto reforzado adicional. El coeficiente de deriva es un poco mayor que le especificado en el modelo de rótula, pero en general, posee buena correspondencia con el comportamiento de las paredes de cortante de concreto reforzado y el comportamiento de marcos estructurales. La diferencia en la evaluación de la deformación por cortante se debe a la rotación de la pared de cortante, no a la deformación por cortante.

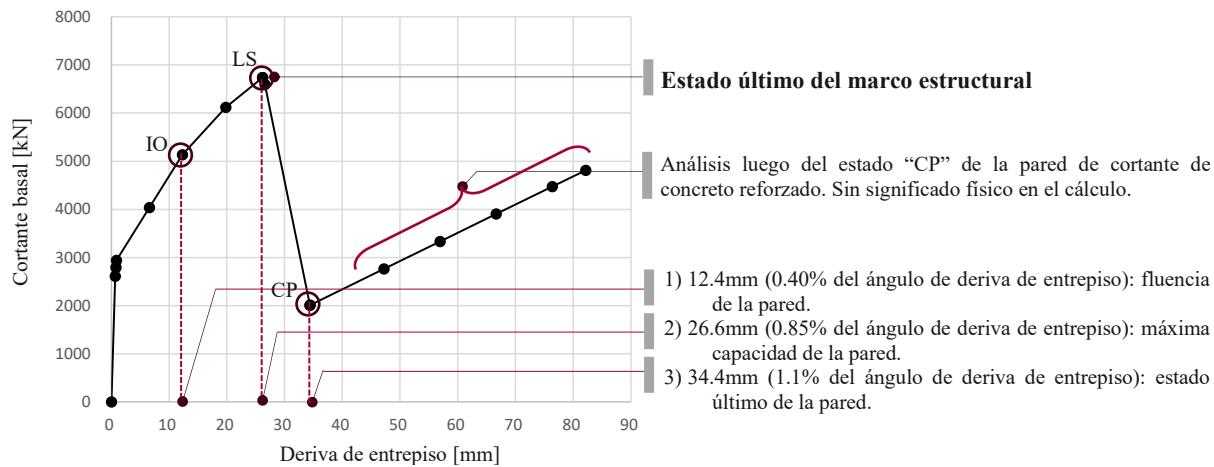
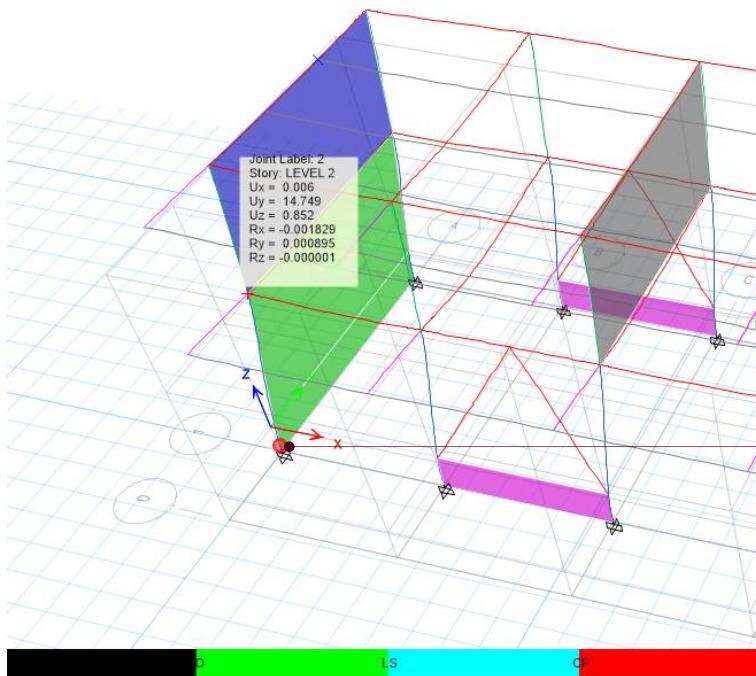


Figura 4.1-7 Ejemplo de carga-desplazamiento mediante análisis Pushover en un marco con reforzamiento mediante paredes de cortante de concreto reforzado.

4) Comentarios complementarios relacionados a la modelación de paredes de cortante de concreto reforzado. Además de los puntos descritos anteriormente, se deben considerar los siguientes ítems en relación con el análisis mediante software y el comportamiento real de la estructura. Para garantizar la validez del análisis, es necesario confirmar que el diseño posee la capacidad suficiente para evitar fallas locales no previstas, en relación con el comportamiento sísmico requerido.

- Falla por fluencia anticipada en el marco perimetral de los elementos de reforzamiento adicionales.
 - En la realidad, los elementos de reforzamiento sísmico adicionales y los marcos perimetales están conectados rígidamente entre sí, por lo que difiere del comportamiento realista que sólo los marcos perimetales llegan al límite de fluencia y fallan antes que el elemento de reforzamiento sísmico.
 - Dependiendo de los resultados del análisis estructural, puede ser necesario la configuración adecuada de los parámetros para evaluar los marcos perimetales bajo rango elástico, o especificar manualmente la resistencia adecuada en algunos casos.



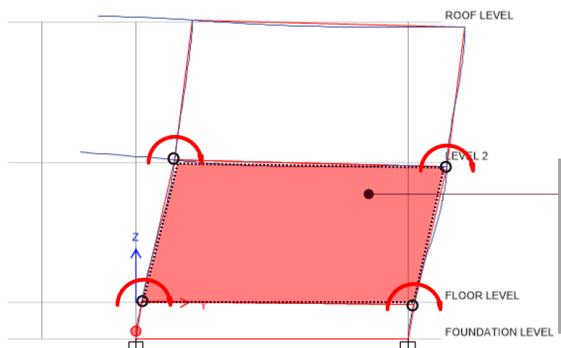
Se observa una falla anticipada de la columna en la pared.

Una pared bien conectada evitará el fallo local en la columna, por lo tanto, el resultado del análisis se debe observar cuidadosamente para determinar si el fallo de la columna afectará a la evaluación de la estructura.

Figura 4.1-8 Ejemplo de estado de rótula con falla anticipada en el marco perimetral de un elemento de reforzamiento sísmico adicional.

- Evaluación del marco perimetral con elemento de reforzamiento sísmico.

- Si la rigidez a flexión del marco perimetral es pequeña comparada con los elementos de reforzamiento sísmico adicionales, es posible que no se evalúe correctamente la rigidez de toda la configuración, incluidos los elementos de reforzamiento. Al aplicar FEM-1 en la Figura 4.1-9 u otro método de modelado similar para paredes de cortante de concreto reforzado, se debe considerar minuciosamente la adecuación del modelo para asegurar que la deformación de los marcos perimetrales sea consistente con las condiciones presentadas en la realidad. Por ejemplo, utilizando FEM-2 en la Figura 4.1-9, podría ser una opción efectiva para solventar esta condición.



A pesar de la gran rigidez del elemento de reforzamiento adicional, la baja rigidez de la estructura perimetral permite que los nodos giren más de lo esperado en un caso real. Esto da lugar a la evaluación de una menor rigidez del marco en su conjunto. Esto se puede solventar aplicando las dos siguientes medidas:

- Aumentar la rigidez de la viga perimetral.
- Aplicar FEM-2, reflejando la conexión rígida entre la pared y el marco perimetral.

Figura 4.1-9 Efectos en pared de cortante cuando el marco perimetral posee poca rigidez.

4.2 Marcos de arriostramiento de acero

4.2.1 Resumen del método de modelación de marcos de arriostramiento de acero

Cuando se modelan arriostramientos de acero, es habitual representarlos en el modelo como un elemento de marco. El reforzamiento sísmico con arriostramientos de acero implica el uso de marcos de acero. La evaluación de la rigidez y la resistencia de los marcos conectados en los elementos de reforzamiento sísmico depende de la rigidez y la capacidad portante del marco existente en comparación con los marcos conectados, y de si están conectados en el marco existente o están conectados de manera externa.

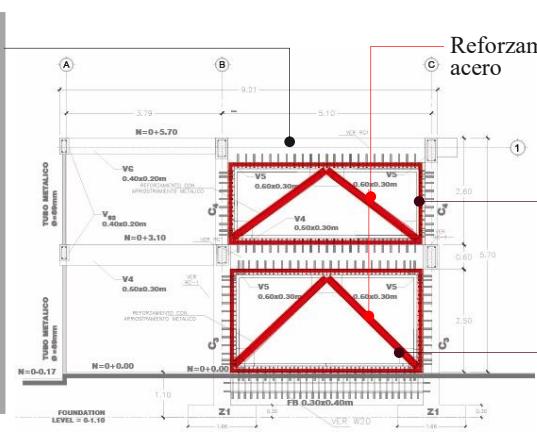
Además, en el caso de elementos de acero que puedan pandearse bajo compresión, la evaluación de la longitud de pandeo influye significativamente en los resultados de la evaluación sísmica del reforzamiento sísmico.

Modelación del marco perimetral para elementos de reforzamiento adicionales.

Fuerza axial de la viga: la fuerza axial en la viga que opera desde el nodo en el punto medio de la viga debe ser considerada apropiadamente. Si se asigna un diafragma rígido en el nivel de terreno, es necesario una consideración especial.

Transferencia de cortante: la estructura real debe considerar la transferencia de cortante en los nodos donde se cruzan los dos arriostramientos.

Materiales adicionales: los materiales adicionales, como el concreto, pueden afectar el análisis global. Un enfoque es considerarlo como un margen de seguridad; otro es considerarlo como una mejora en el detallamiento de los elementos perimetrales dentro del modelo de análisis.



Consideraciones sobre los marcos de acero en los modelos de arriostramientos de acero.

Decisión de modelado: Determinar si modelar el marco perimetral es necesario o no.

Resistencia y rigidez alta: Si las columnas y las vigas perimetrales tienen una resistencia y rigidez considerablemente mayores que el marco de acero, puede que no sea necesario modelar el marco perimetral, reduciendo así los recursos computacionales.

En caso contrario: Si no es el caso, el marco perimetral debe modelarse junto con el arriostramiento de acero. En este caso, generalmente se recomienda mejorar las propiedades estructurales del marco perimetral existente.

La longitud de pandeo del arriostramiento de acero afectará a la resistencia a la compresión del arriostramiento

Figura 4.2-1 Posibles elementos a estudiar para la evaluación de la sismicidad de edificios con arriostramientos de acero.

La Figura 4.2-2 muestra las propiedades de los materiales de acero según la norma ASTM. Los elementos de arriostramiento de acero pueden modelarse como simples elementos de marco de acero, con sus características definidas por el área de su sección transversal y las propiedades de sus materiales. A la hora de definir estas propiedades de los materiales, es importante tener en cuenta no sólo la resistencia a la fluencia y la resistencia a la rotura, sino también el cociente de fluencia, que es un índice crucial para evaluar la ductilidad del elemento. Segundo los experimentos estructurales de laboratorio descritos en la sección 4.2.2, el material adquirido no siempre cumple los requisitos del coeficiente de fluencia. En función del proyecto y de la investigación específica, deberán aplicarse las propiedades de material adecuadas.

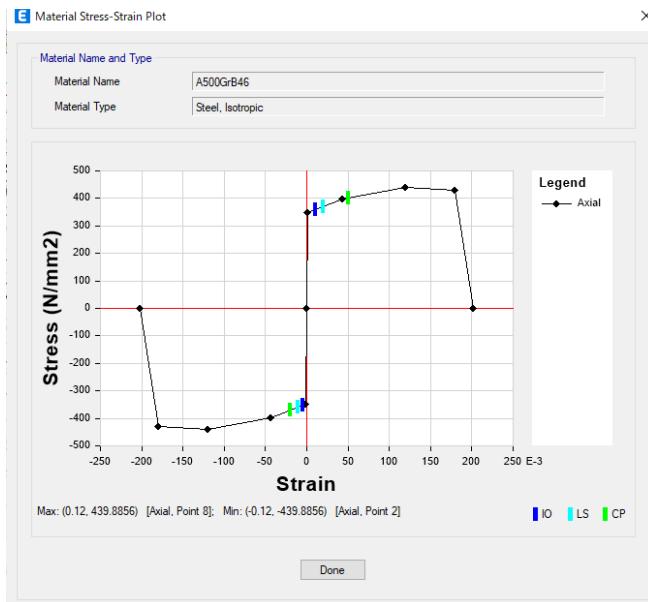


Figura 4.2-2 Ejemplo de asignación de propiedades no lineales del material Acero

Tabla 4.2-1 Parámetros de modelación para marcos de arriostramiento de acero.

Acción/Componente	Parámetro de Modelación			Criterio de Aceptación		
	Deformación Plástica		Cociente de Resistencia Residual	Deformación Plástica		
	<i>a</i>	<i>B</i>	<i>c</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
Arriostramientos en compresión (excepto aquellos tipo EBF) ^{a,b}						
a. Esbelto $\frac{Kl}{r} \geq 2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$						
1. W, I, 2L en el plano ^c , 2C en el plano ^c	$0.5\Delta_c$	10Δ	0.3	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	$10\Delta_c$
2. 2L fuera del plano ^c , 2C fuera del plano ^c	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
3. HSS , tuberías, tubos.	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
4. Un sólo ángulo	$0.5\Delta_c$	12Δ	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	$12\Delta_c$
b. Robusto ^d $\frac{Kl}{r} \leq 2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$						
1. W, I, 2L en el plano ^c , 2C en el plano ^c	$1\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
2. 2L fuera del plano ^c , 2C fuera del plano ^c	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
3. HSS , tuberías, tubos.	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
c. Intermedio	Se utilizará interpolación lineal entre los valores de los arriostramientos esbeltos y robustos (tras la aplicación de todos los modificadores aplicables)					
Arriostramientos en tensión (excepto aquellos tipo EBF) ^{e,g}						
1. W	$10\Delta_T$	13Δ	0.6	$0.5\Delta_T$	$10\Delta_T$	$13\Delta_T$
2. 2L	$9\Delta_T$	12Δ	0.6	$0.5\Delta_T$	$9\Delta_T$	$12\Delta_T$
3. HSS	$9\Delta_T$	11Δ	0.6	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$11\Delta_T$
4. Tubo	$8\Delta_T$	$9\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$7\Delta_T$	$9\Delta_T$
5. Un solo ángulo	$10\Delta_T$	11Δ	0.6	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$10\Delta_T$
Columnas en tensión (excepto aquellas tipo EBF) ^e	$5\Delta_T$	$7\Delta_T$	1.0	$0.5\Delta_T$	$6\Delta_T$	$7\Delta_T$
Arriostramientos con restricción ante pandeo ^{h,j}	$13.3\Delta_y$	13.3	1.0	$3.0\Delta_y$	$10\Delta_y$	$13.3\Delta_y$

Notas:

EBF: marcos con arriostramiento excéntricos.

a. Δ_c es la deformación axial a la resistencia de pandeo esperada.

- b. Además de la consideración de la capacidad de conexión de acuerdo con la sección 9.5.2.4.1 de ASCE 41-17, los valores para los arriostramientos se modificarán para la robustez de la conexión de la siguiente forma: Cuando las conexiones no satisfagan los requisitos de AISC 341, sección F2.6, los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.8, a menos que las conexiones y su comportamiento se hayan incluido explícitamente en el modelo.
- c. Puntos para elementos armados: cuando los puntos para los arriostramientos construidos no satisfagan los requisitos de AISC 341, sección F2.5b, los valores de a, b y todos los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.5.
- d. Compactibilidad de la sección: los parámetros de modelación y los criterios de aceptación de las secciones de arriostramiento llenos de concreto o sísmicamente compactas (altamente dúctiles) según la Tabla B4.1 de AISC 360, los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.5. Para condiciones de compactibilidad intermedias, los criterios de aceptación se multiplicarán por un valor determinado por interpolación lineal entre los casos sísmicamente compactos (altamente dúctiles) y no compacto.
- e. Δ_T es la deformación axial a la resistencia esperada a la tensión de fluencia.
- f. Para los arriostramientos sólo a tensión, los criterios de aceptación se dividirán por 2.0. Para los arriostramientos con varillas, se utilizarán los parámetros de modelación y los criterios de aceptación especificados para la tubería en tensión y, a continuación, los criterios de aceptación se dividirán por 2.0.
- g. Además de la consideración de la capacidad de conexión como se indica a continuación: Cuando las conexiones de los arriostramientos no satisfagan los requisitos de AISC 341, sección F2.6, los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.8 excepto para IO, a menos que las conexiones y su comportamiento se hayan incluido explícitamente en el modelo.
- h. Δ_y es la deformación axial a la resistencia esperada del arriostramiento, según la sección 9.5.4.2.2.
- i. La deformación unitaria máxima del núcleo del arriostramiento restringido por pandeo no debe superar el 2.5%.
- j. Si no se dispone de pruebas de laboratorio para demostrarla conformidad del apartado 9.5.4.4.3 de ASCE 41-17, los criterios de aceptación y los parámetros de modelación se multiplicarán por 0.7.

Fuente: American Society of Civil Engineers (2016). Seismic Evaluation of Existing Buildings. Preston, Virginia. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures – Structural Steel Components – Axial Actions (Table 9.8 ASCE)

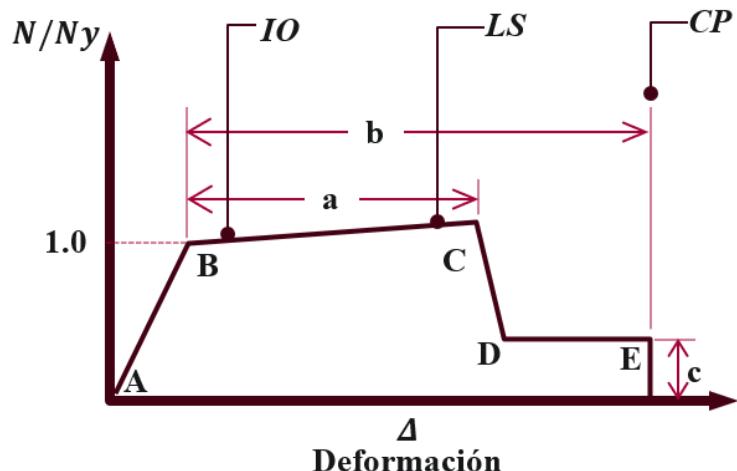


Figura 4.2-3 Relación generalizada de fuerza - deformación para elementos de arriostramiento de acero.

4.2.2 Resultado experimental de marco de arriostramiento de acero y método de modelación como ejemplo práctico

En esta sección se presenta un ejemplo de definición de la envolvente de curva carga-deflexión de un marco de arriostramiento de acero a partir de los resultados de los experimentos estructurales. El elemento alcanzó una deriva última de 1.5% de la altura de entrepiso. Para más información, referirse al Suplemento 1, para los detalles del experimento en el espécimen con marco de arriostramiento de acero.

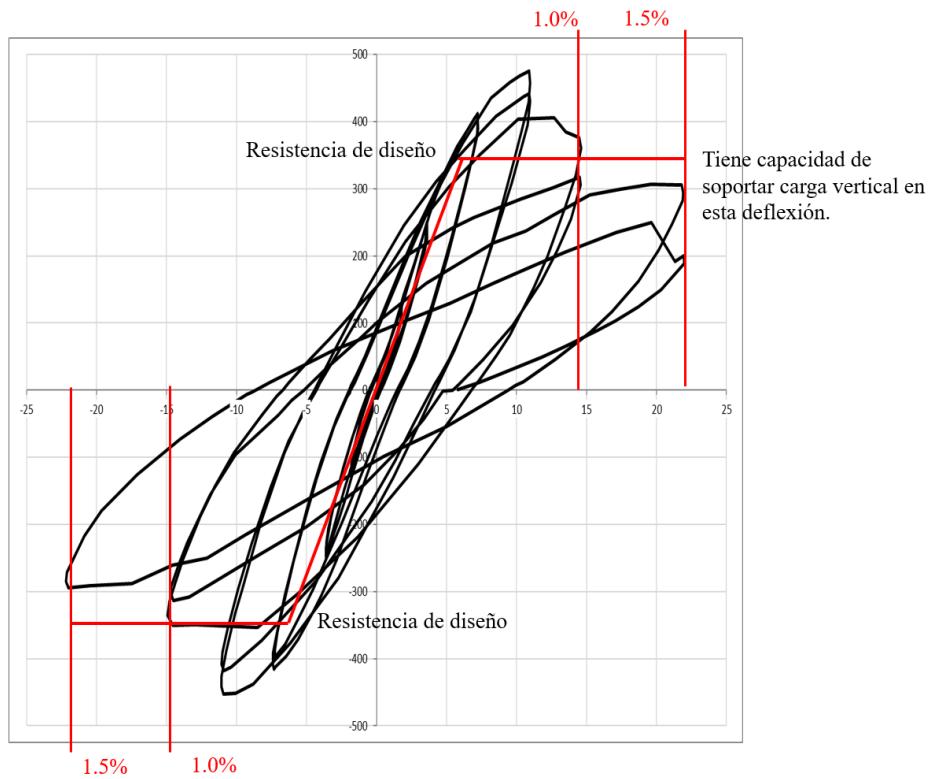


Figura 4.2-4 Interpretación de resultados de las pruebas de laboratorio en el comportamiento de marcos de arriostramiento de acero a partir de los experimentos estructurales.

4.2.3 Ejemplo práctico de modelación de marco de arriostramiento en software de análisis estructural

En esta sección se presenta el flujo de modelado para la entrada de datos de un marco de arriostramiento de acero, utilizando el software ETABS. El mismo principio que se presenta a continuación puede ser utilizado en otros softwares de análisis estructural.

1- Definición de propiedades de rótulas.

En ETABS, la entrada de datos a través de la ventana de diálogo hace posible la auto – evaluación de las propiedades de las rótulas. El elemento de arriostramiento normalmente sólo considera la transferencia de carga axial, por lo que se aplica la condición de “pasador” en ambos extremos. La posición de la rótula diseñada también puede estar en cualquier lugar dentro del eje del elemento.

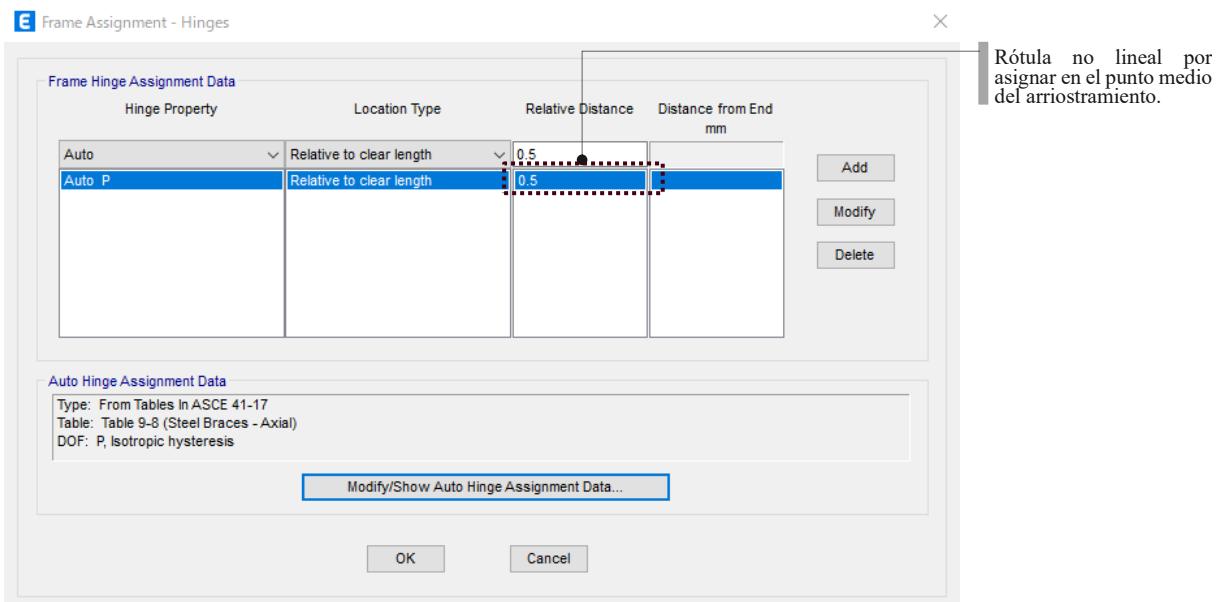


Figura 4.2-5 Información de asignación e instalación de rótulas.

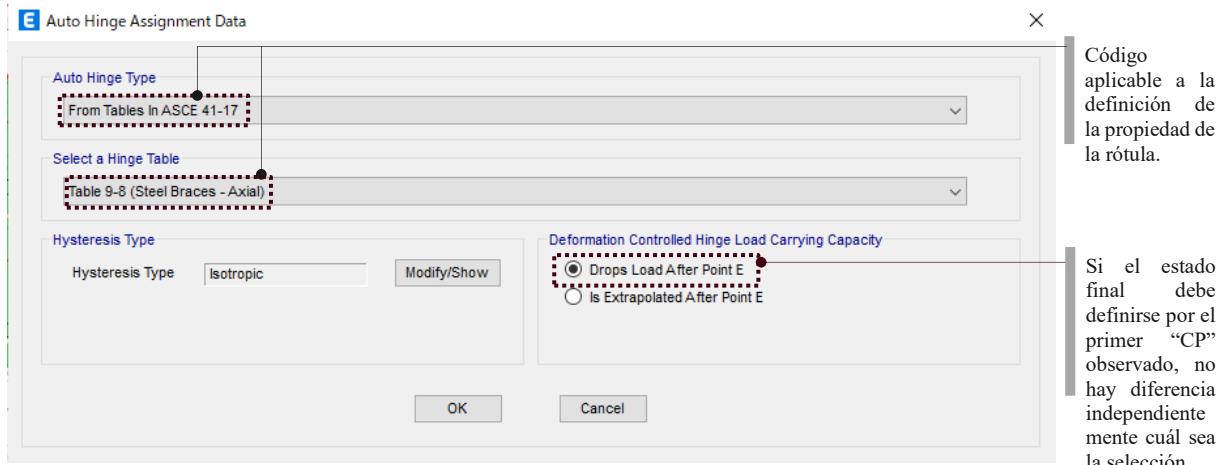
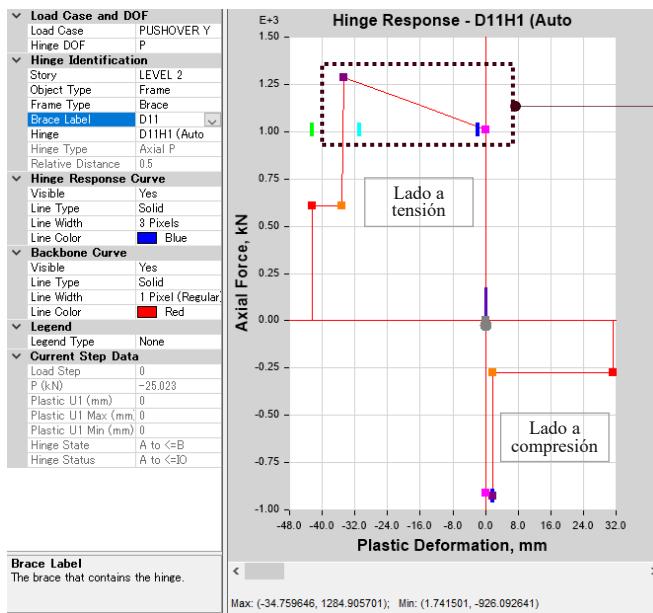


Figura 4.2-6 Ventana de diálogo para definir los códigos aplicables y el tipo de rótula para el caso mostrado.

Para este caso, fue implementado y monitoreado como la fuerza cortante total de compresión y tensión vs la deriva del marco. Por otro lado, la envolvente de curva carga-deflexión para marcos de arriostramiento de acero instalados de forma concéntrica se muestra en la FIGURA.



Aquí se asume el efecto de endurecimiento después de fluencia de acuerdo con las propiedades típicas de materiales de ASTM. Sin embargo, según los experimentos estructurales aplicando materiales típicos encontrados en el mercado nacional, el acero estructural tiende a poseer una menor tasa de fluencia, lo que significa que no hay tal endurecimiento después de la fluencia. Dependiendo de la situación real de cada caso, se debe definir la envolvente de curva carga-deflexión específica.

Figura 4.2-7 Ventana de diálogo para definir los códigos aplicables y el tipo de rótula para el caso mostrado.

Los arriostramientos individuales muestran un comportamiento a compresión o tensión. Los experimentos estructurales han demostrado que el arriostramiento colocado de forma concéntrica muestra un comportamiento estable dentro de ciertas longitudes de pandeo. Basándose en estos resultados, el concepto ilustrado en la Figura 4.2-8 es una opción viable para el arriostramiento de estructuras de acero, suponiendo que mantiene la carga máxima correspondiente a la resistencia al pandeo por flexión.

Al aplicar este concepto, se considera que la carga máxima de compresión es el 90% del esfuerzo nominal de fluencia, y el 100% del esfuerzo nominal de fluencia del acero, según lo mostrado en los experimentos estructurales. Esta suposición excluye cualquier aumento de la resistencia debido a los efectos del endurecimiento del acero.

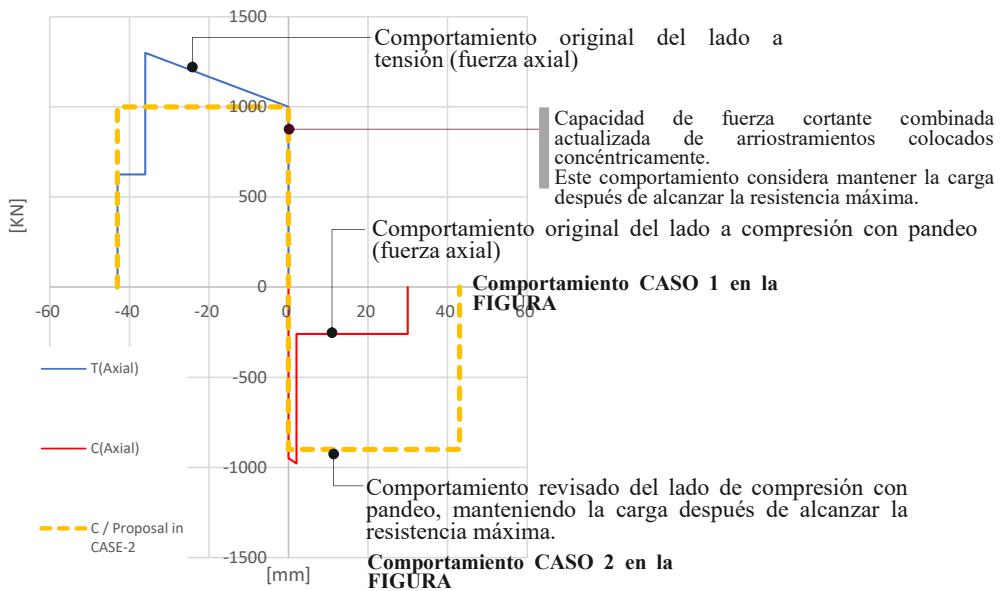


Figura 4.2-8 Concepto opcional de modelado de arriostramientos a compresión.

Considerando el concepto de la figura anterior, el análisis CASO 2 considera la propiedad de rótula asignada como:

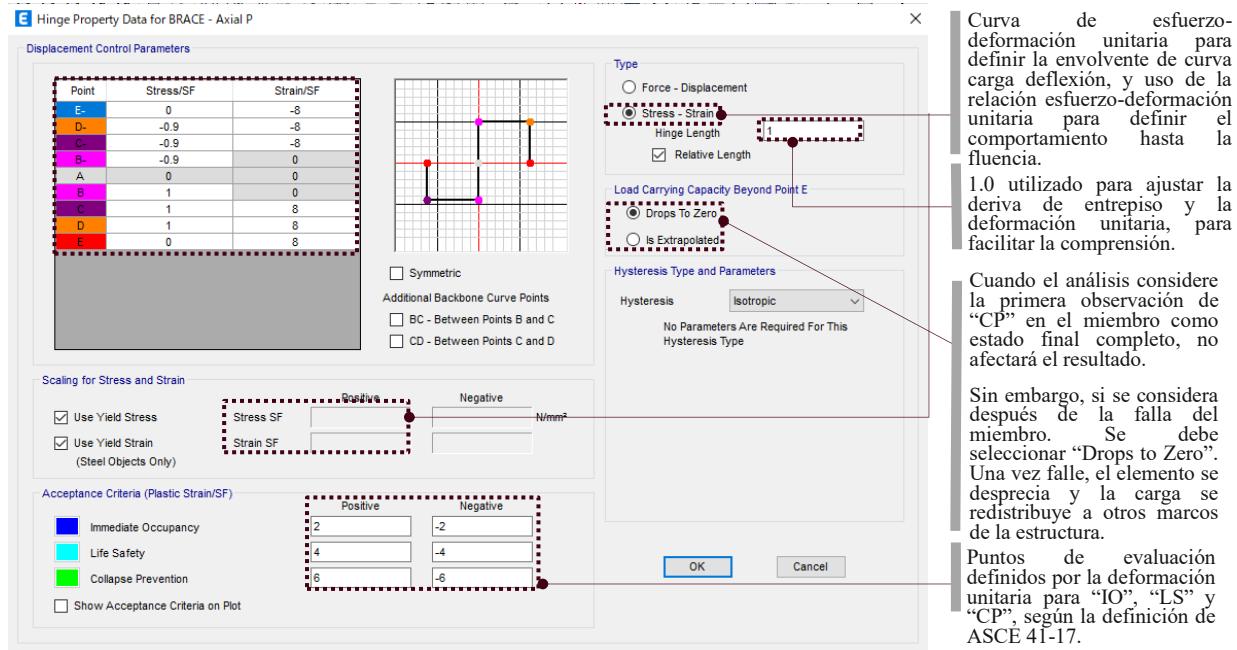


Figura 4.2-9 Ejemplo de definición de las propiedades de rótulas en software de análisis estructural.

2- Asignación de rótulas a los miembros del elemento.

Para evitar errores, es importante comprobar visualmente si se ha asignado la rótula adecuada o no. Además, para considerar sólo la transferencia de fuerzas axiales, los elementos de arriostramiento se asignan con la condición de "pasador" en ambos apoyos de los arriostramientos.

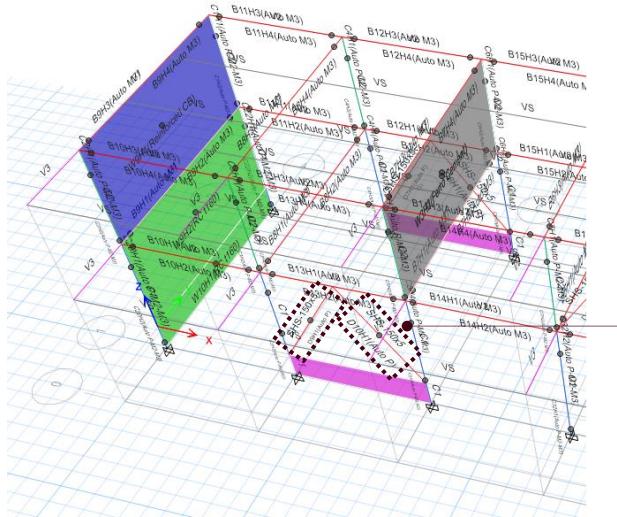


Figura 4.2-10 Asignación de los miembros del elemento

La rótula debe asignarse al centro de cada elemento aplicable como representativo. Los arriostramientos a menudo sólo transfieren cargas axiales, por lo que la posición exacta de la rótula no es crítica siempre que se sitúe dentro de las distancias de la longitud de pandeo del arriostramiento.

3- Evaluación de la longitud de pandeo.

Cuando se evalúa la longitud de pandeo, la longitud comprendida desde los nodos de unión entre la columna y la viga hasta el borde de la placa de apoyo a lo largo de la dirección del elemento de arriostramiento puede considerarse una zona rígida. Esto se debe a que el área transversal es mucho mayor que la parte principal de la longitud del arriostramiento. Aunque la evaluación de la zona rígida puede ser menor dependiendo de la estructura, debido al impacto significativo en el pandeo por compresión, esta evaluación no debería porqué reducirse.

En la Figura 4.2-11, se consideró el 62.8% de la longitud de arriostramiento como la longitud de pandeo a evaluar. Generalmente, se estima que el 15 ~ 20% de cualquier longitud de los extremos, totalizando el 30 ~ 40% de la longitud del arriostramiento, puede considerarse como una zona rígida. Aplicar la longitud de pandeo adecuada para el arriostramiento a cortante. Sin esta consideración, una mayor longitud de pandeo resultaría en una menor resistencia axial a la compresión.

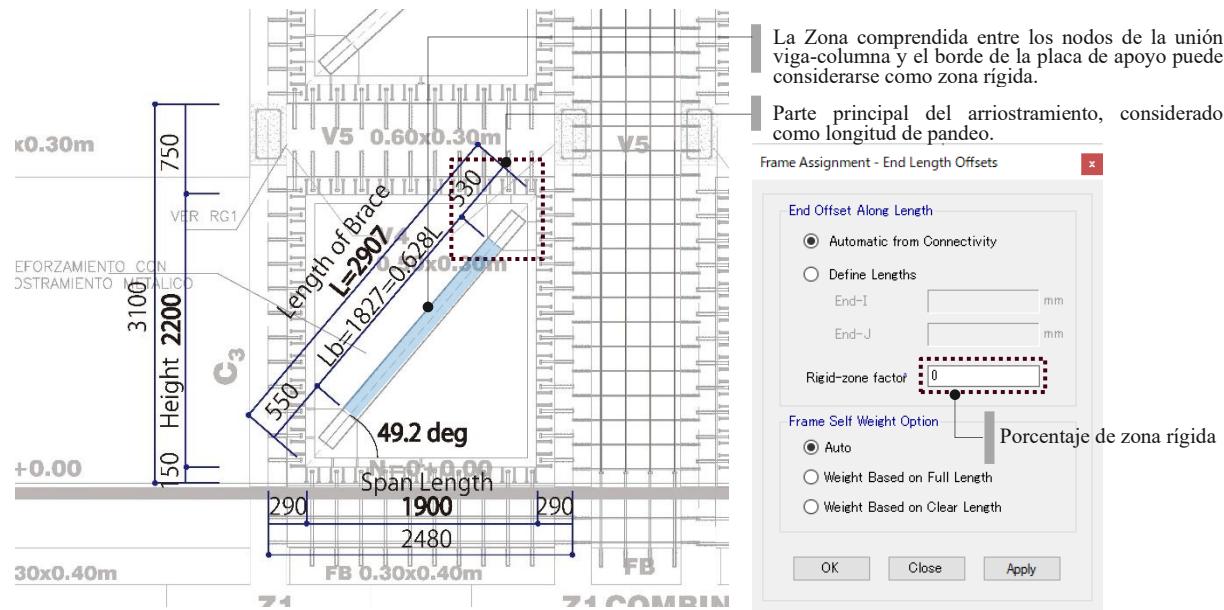


Figura 4.2-11 Ejemplo de evaluación de longitud de pandeo y entrada de datos en el modelo computacional.

A continuación, se presenta un ejemplo de análisis Pushover en un marco estructural con elemento de marco de acero de arriostramiento adicional. Puede observarse que el CASO 2 (que mantiene la fuerza axial tras el pandeo) muestra una mayor ductilidad al compararlo con el CASO 1 (que muestra un deterioro inmediato tras el pandeo). En ambos casos, las estructuras alcanzan finalmente un estado en el que ya no pueden soportar las cargas del arriostramiento (ver FIGURA).

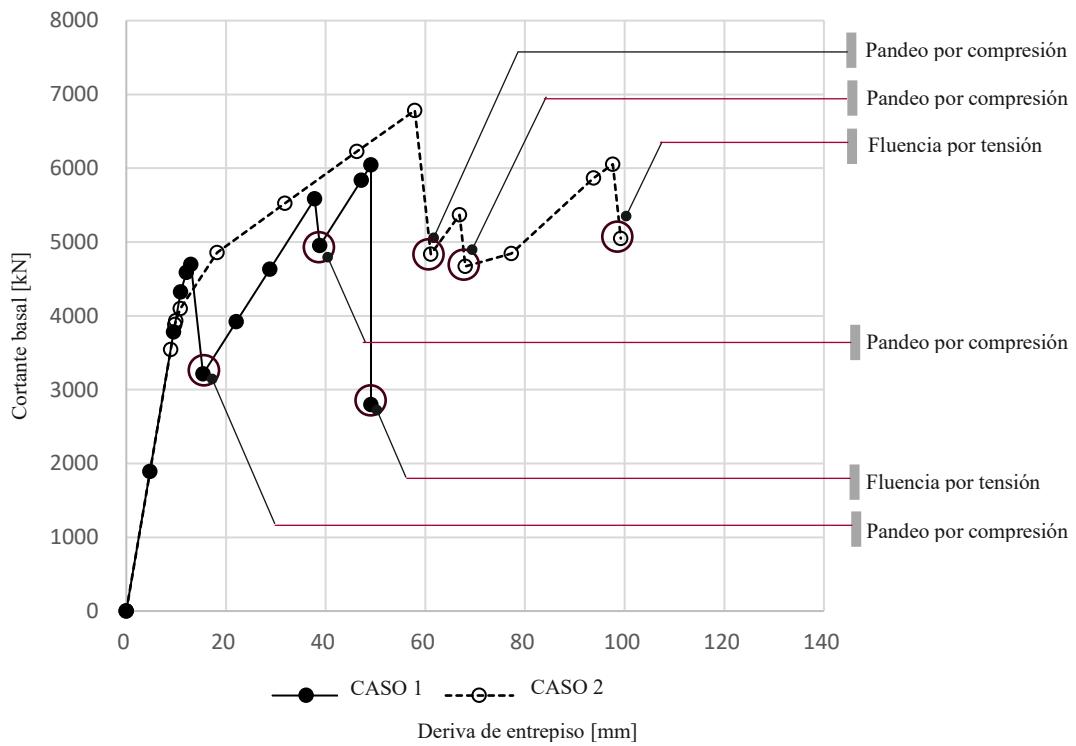


Figura 4.2-12 Ejemplo de curva carga - deflexión mediante análisis Pushover después de reforzamiento sísmico con marcos de arriostramiento de acero.

4- Comentarios supplementarios relacionados con la modelación de marcos de arriostramiento de acero. Al realizar el análisis estructural en el software específico, se deben considerar los siguientes puntos para reflejar con exactitud el comportamiento real de la estructura. Para asegurar la validez del análisis, se debe confirmar que el diseño tiene la capacidad suficiente para prevenir fallas locales, particularmente bajo el comportamiento sísmico requerido

- Evitar que el marco perimetral fluya o falle antes que los elementos de reforzamiento sísmico adicionales (ver Figura 4.2-13 y Figura 4.2-14).
 - En la realidad, los elementos de reforzamiento sísmico y los marcos perimetrales existentes están conectados, por lo que fluencia y la falla de los marcos existentes antes que los elementos de reforzamiento sísmico adicional pueden no reflejar el comportamiento real de la estructura.
 - Dependiendo de los resultados del análisis estructural, puede ser necesario evaluar los marcos perimetrales como elásticos o especificar la capacidad portante adecuada por separado en algunos casos.

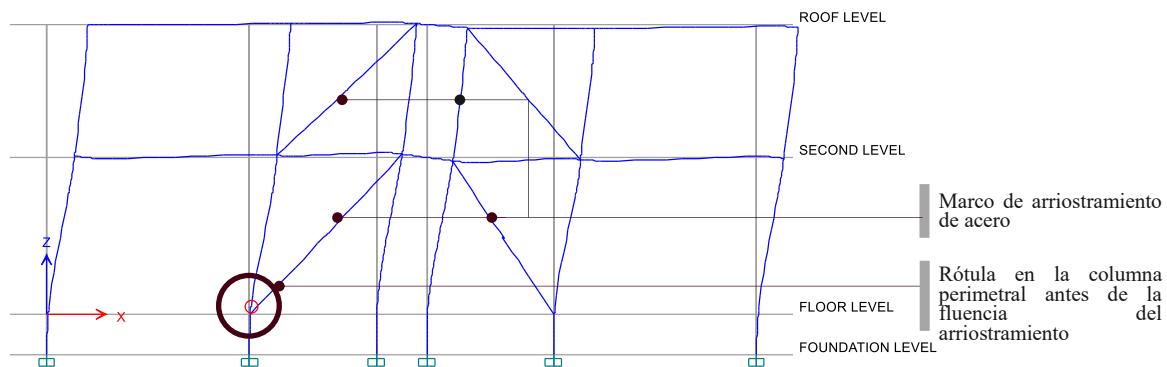


Figura 4.2-13 Ejemplo de marco perimetral que fluye antes que el elemento de reforzamiento sísmico.



Figura 4.2-14 Ejemplo de instalación de marco de arriostramiento metálico

- Esfuerzos adicionales impuestos a los marcos perimetales existentes

- Se debe estudiar cuidadosamente el esfuerzo adicional debido al elemento de reforzamiento sísmico adicional. La Figura 4.2-15 muestra la desviación del punto de trabajo del arriostramiento que provoca tensión adicional para el marco existente.
- Así, la carga transferida por el arriostramiento de acero puede ir acompañada de esfuerzos adicionales a la superestructura. El modelo de análisis del marco tiene que ignorar este tipo de esfuerzos adicionales, por lo que se deben considerar para la comprobación del diseño, según sea necesario.

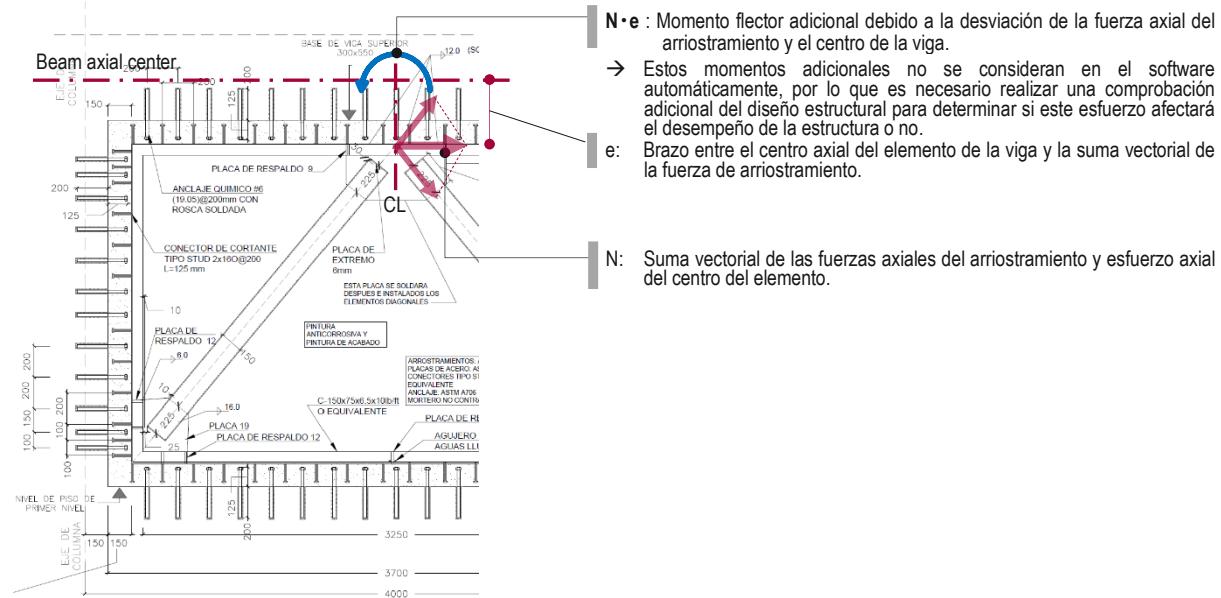


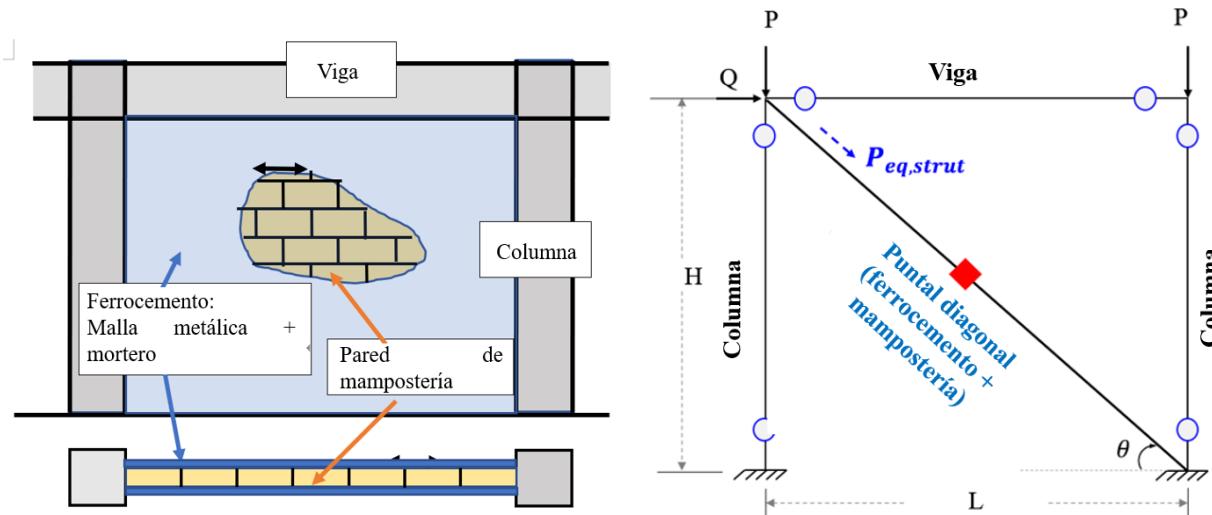
Figura 4.2-15 Ejemplo de estudio de momentos adicionales

4.3 Laminación con ferrocemento

En esta sección se explican los criterios técnicos para modelar el reforzamiento sísmico basado en la laminación con ferrocemento en paredes de mampostería existentes.

4.3.1 Método de modelación

La pared con laminación con ferrocemento y la pared de relleno de mampostería existente se modelan como un *puntal diagonal*, como se muestra en la siguiente Figura 4.3-1.



Marco de concreto reforzado con pared mampostería de relleno reforzada con ferrocemento

Modelo numérico de marco de concreto reforzado con pared de mampostería de relleno reforzada con ferrocemento

Figura 4.3-1 Modelo de laminación con ferrocemento en pared existente de mampostería

4.3.2 Datos de entrada para puntal diagonal – ETABS 20, 21

1) Resistencia ($P_{eq,strut}$)

De acuerdo con el Capítulo 3.5 dedicado a la laminación con ferrocemento en este manual de diseño de reforzamiento sísmico, el tipo de falla se puede clasificar en 4 tipos y se identifican de acuerdo con su índice a_c/h_o ; que se define como el cociente de longitud de contacto y se introduce en el Capítulo 3.5.

Tipo I: Falla de compresión diagonal.

Tipo II: Falla de deslizamiento y agrietamiento diagonal.

Tipo III: Falla global a flexión del marco.

Tipo IV: Falla de punzonamiento y deslizamiento de los nodos.

Sin embargo, los tipos de falla III y IV son casos excepcionales y los métodos de modelación son diferentes comparados con los tipos de falla I y II. Por lo tanto, este Manual deja fuera de su alcance la modelación de las fallas tipo III y IV.

Resistencia horizontal para fallas tipo I y II:

Tipo I

$$Q_{dia} = 0.5f_{m,\theta}W_s t_{mas} \cos\theta + 0.5f_{mor,F_C} W_s n_s t_{FC} \cos\theta \quad \text{Ec. 4.3-1}$$

Tipo II

$$Q_{sld} = 0.05f_m A_{mas} \sin\theta + \alpha \cdot n_s n_L \frac{A_s}{S_v} \cdot f_{y.wm} \cdot h_{mas} \quad \text{Ec. 4.3-2}$$

Referirse a Capítulo 3.5 para la notación de las ecuaciones anteriores.

Luego, la resistencia del puntal diagonal, $P_{eq,strut}$, se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

Tipo I

$$P_{eq,strut} = \frac{Q_{dia}}{\cos\theta} \quad \text{Ec. 4.3-3}$$

Tipo II

$$P_{eq,strut} = \frac{Q_{sld}}{\cos\theta} \quad \text{Ec. 4.3-4}$$

Donde:

θ : ángulo de inclinación de la diagonal con respecto a la horizontal.

2) Índice de ductilidad, F

De acuerdo con la Sección 3.5, el índice de ductilidad se define de la manera siguiente:

Tipo I: $F = 1.27$, Ángulo de deriva $R = 1/150$, basado en los resultados experimentales de la UCA.

Tipo II: $F = 1.27$, Ángulo de deriva $R = 1/150$.

4.3.3 Resultados experimentales de reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento y métodos de modelamiento como ejemplo práctico y aplicación de ETABS 20, 21

- 1) Los resultados experimentales de los marcos de concreto reforzado, cuyo desempeño sísmico se incrementó mediante laminación con ferrocemento, se muestra en la Figura 4.3-2; el cual fue descrito en la Sección 3.5. Este método de reforzamiento sísmico se modeló como un puntal diagonal, el cual se muestra en la Figura 4.3-3.

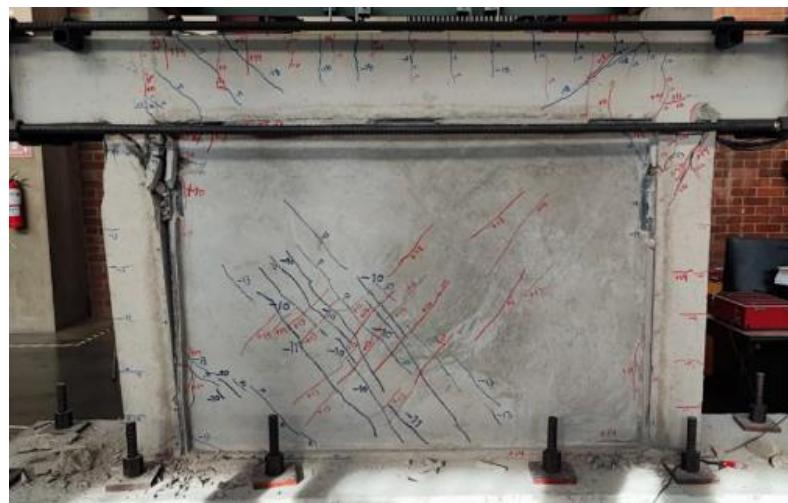


Figura 4.3-2 Resultados de reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento

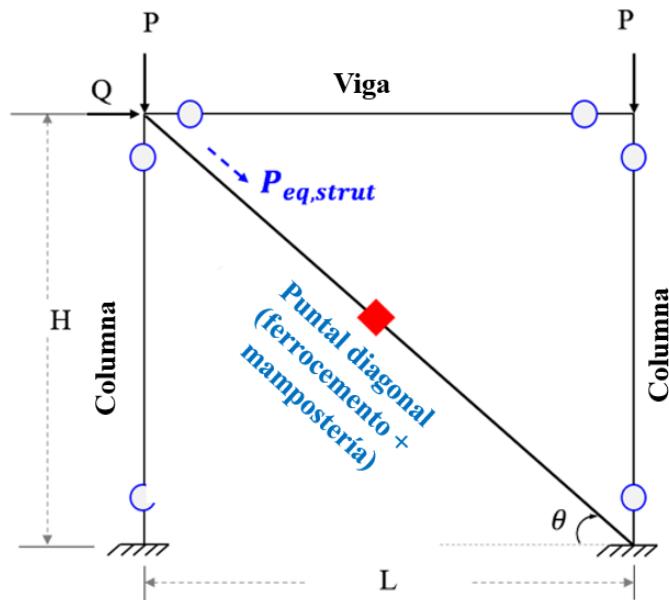


Figura 4.3-3 Modelo numérico de reforzamiento sísmico mediante laminación con ferrocemento

2) Definición de propiedades de rótulas

La resistencia máxima de laminación con ferrocemento ($P_{eq,strut}$), y el índice de ductilidad, establecidos en la Sección 3.5, se definen como se muestra a continuación.

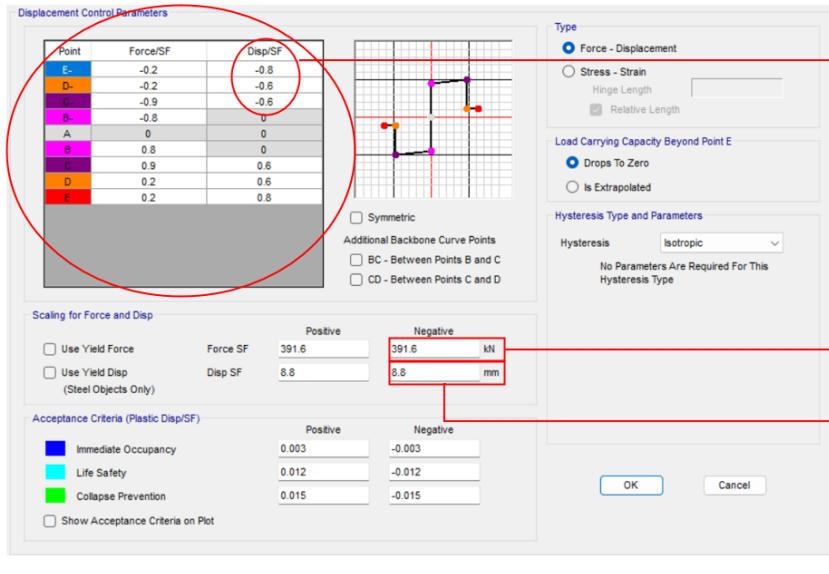
$$P_{eq,strut} = \frac{Q_{max}}{\cos\theta} = \frac{323.1}{0.825} = 391.6kN$$

$$F = 1.27$$

$$R = 1/150$$

La definición de las propiedades de rótulas del puntal diagonal equivalente se muestra en la Tabla 4.3-1.

Tabla 4.3-1 Propiedades de rótulas de puntal diagonal equivalente



Cociente sometido a prueba para obtener 1/150 de deriva de entrepiso.

Capacidad equivalente calculada del puntal de ferrocemento

Desplazamiento del puntal a 1/150 de deriva:

$$\delta = \left(\frac{1}{150} \right) H \times \cos\theta$$

La Figura 4.3-4 muestra la comparación entre la envolvente de curva carga deflexión del experimento con este tipo de reforzamiento sísmico (espécimen SP-09) y la simulación realizada mediante ETABS. El resultado calculado en base a la versión 20 de ETABS refleja de manera adecuada el comportamiento obtenido en el resultado experimental.

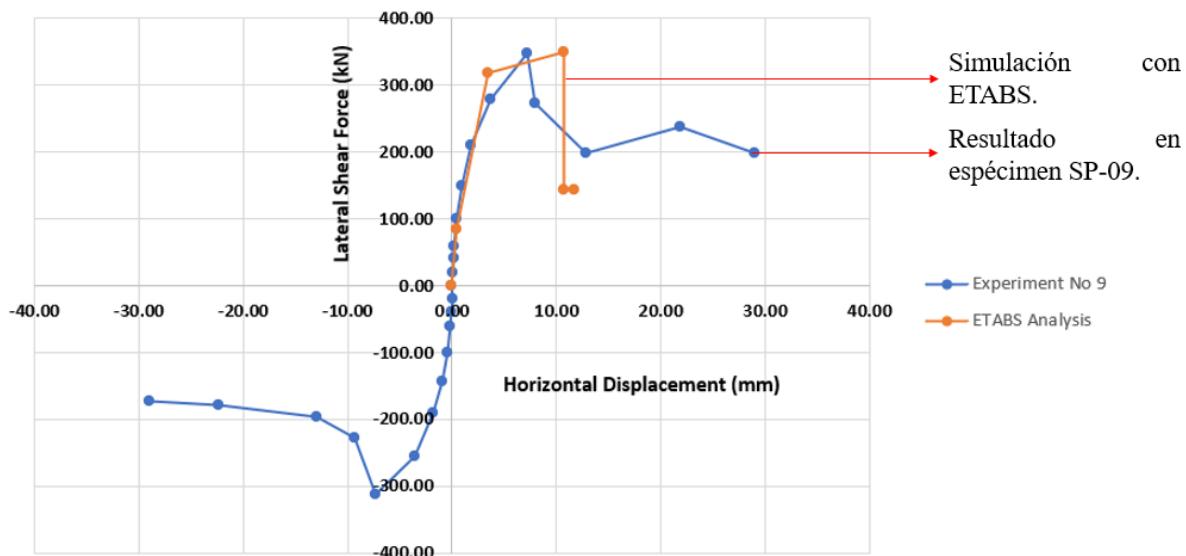


Figura 4.3-4 Comparación de comportamiento de resultado experimental y simulación en ETABS 20.

Suplemento 1 Experimentos estructurales

En este suplemento se introducen los experimentos estructurales llevados a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA) por el Proyecto HOKYO durante los años de 2022 y 2023.

S1.1 Esquema de los experimentos

Los experimentos estructurales se enfocaron en edificios existentes de concreto reforzado de mediana altura que fueron diseñados y construidos antes de la implementación de la normativa de diseño por sismo vigente, la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994 (NTDS 94); mediante la construcción de marcos de concreto reforzado a una escala de 1:2 para ser utilizados como especímenes para los experimentos. Los experimentos se llevaron a cabo bajo condiciones de carga estática horizontal repetitiva en un marco bajo carga vertical constante aplicada a las columnas, enfocado en la deformación y a su vez en la resistencia. Para estos experimentos estructurales se construyeron 12 especímenes en total: 6 para evaluación de marcos existentes de concreto reforzado, 5 para la evaluación de marcos existentes con la adición de elementos de reforzamiento sísmico y 1 como referencia. La duración de los experimentos estructurales se llevó a cabo desde mayo de 2022 a agosto de 2023.

S1.1.1 Información de columnas

La Tabla S1.1-1 resume la información de la condición de columnas existentes a simular por los especímenes de marcos de concreto reforzado.

Tabla S1.1-1 Información de columnas

	Condiciones de columna supuesta de edificio existente de mediana altura de concreto reforzado	Condiciones de columna utilizada en los especímenes
Dimensiones ($B \times D$)	400mm × 400mm	200mm × 200mm
Resistencia a la compresión del concreto (N/mm^2)	17.6 N/mm ² (180kg/cm ²)	17.6 N/mm ² (180kg/cm ²)
Acero de refuerzo	Grado 33 (2400 kg/cm ²). Acero a tensión: 2#6 (19.1mm) + 2#5 (15.9mm)	2,800 kg/cm ² (como sustitución de acero 2,400 kg/cm ²). Acero a tensión: 4#4(12.7mm)
Relación de refuerzo a tensión	$p_t = \frac{2 \times 286.4 + 2 \times 198.5}{400 \times 400} \times 100\% = 0.61\%$	$p_t = \frac{2 \times 126.6}{200 \times 200} \times 100\% = 0.63\%$
Acero de refuerzo a cortante	Acero liso #3@200mm	Acero liso #2@179mm
Relación de refuerzo a cortante	$P_w = \frac{2 \times 70.8}{200 \times 400} \times 100\% = 0.18\%$	$P_w = \frac{2 \times 28.3}{179 \times 200} \times 100\% = 0.16\%$

Nota: se aplicó una carga axial constante de $0.30 \cdot F_c$ como caso típico.

S1.1.2 Plan de especímenes

La descripción e identificación de los especímenes correspondientes al plan experimental se muestran en la Tabla S1.1-2

Tabla S1.1-2 Plan experimental.

Espécimen	Descripción
SP-1	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente. Espécimen de control.
SP-2	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente.
SP-3	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con paredes de relleno de mampostería de bloque de concreto.
SP-4	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con paredes de relleno de mampostería de ladrillo de arcilla.
SP-5	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con paredes a mediana altura (800mm) de mampostería de bloque de concreto.
SP-6	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con paredes a mediana altura (800mm) de mampostería de ladrillo de arcilla.
SP-7	Marco de concreto reforzado con detallamiento sismorresistente.
SP-8	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con reforzamiento sísmico basado en pared de bloque de concreto reforzado.
SP-9	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con reforzamiento sísmico basado en laminación con ferrocemento en pared de bloque de concreto reforzado.
SP-10	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con reforzamiento sísmico basado en encamisado de columnas de concreto reforzado.
SP-11	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con reforzamiento sísmico basado en pared cortante de concreto reforzado.
SP-12	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con reforzamiento sísmico basado en marcos de arriostramiento de acero.
SP-13	Marco de concreto reforzado sin detallamiento sismorresistente con pared a mediana altura (800mm) de mampostería de bloque de concreto.

S1.1.3 Aspectos relacionados al plan experimental

Marcos de arriostramiento de acero

Para la aplicación de este tipo de reforzamiento sísmico en El Salvador se requirió de ajustes en función de las prácticas constructivas del país. Se utilizaron tubos de acero estructural de sección rectangular como elementos de arriostramiento (con una relación de esbeltez no mayor a 58). En Japón, estos elementos son construidos utilizando vigas H generalmente, y utilizando soldadura a tope en los puntos de conexión. Sin

embargo, en la práctica salvadoreña este tipo de soldadura es poco común, por lo que se adoptó la soldadura de filete para la soldadura de conexión de las placas y tubos de sección rectangular acero estructural. Las conexiones se diseñan utilizando la resistencia de los elementos de arriostramiento de manera tal que estos no lleguen al punto de colapso. El diseño permite a los elementos de arriostramiento llegar al punto de fluencia y absorber la energía sísmica durante un terremoto.

Paredes de cortante de concreto reforzado

El número y diámetro de anclajes post – instalados se diseñaron utilizando la resistencia cortante de la pared de cortante de concreto reforzado. Se colocaron varillas de acero de refuerzo en la transición de la viga superior con la pared de cortante de concreto reforzado para evitar la falla por rotura fuera del plano, dicha transición es llenada con mortero no contráctil; así como en el perímetro restante de la pared.

S1.1.4 Resultados experimentales (orientados a la ductilidad)

A continuación, se muestran algunos de los resultados obtenidos mediante la experimentación de los especímenes.

Marcos de concreto sin elementos de reforzamiento sísmico

En relación con la evaluación de la ductilidad en las columnas, se colocó el refuerzo por cortante (estribos) a una separación mayor a $D/2$ debido a la limitación de diámetros de varillas de acero de refuerzo en el experimento. Esto se debió a que para cumplir con la escala de 1/2 del espécimen se requerían varillas de acero con un diámetro igual a #1 (3.2mm), pero se utilizó #2 (6.0mm). Sin embargo, el espécimen SP-1 alcanzó una capacidad de deformación del 2.0% del ángulo de deriva. Asimismo, de los experimentos estructurales se determinó que el desplazamiento límite alcanzó un 1.67% del ángulo de deriva y la razón de ductilidad fue igual a $\mu = 2.4$. Esto condujo a la obtención de un índice de ductilidad $F = 2.3$ según el procedimiento basado en el índice sísmico (tipo 1) para marcos de concreto reforzado con paredes no estructurales. No obstante, se propone el uso de un $F = 2.0$ tras una valoración técnica para los procedimientos de la evaluación sísmica, debido a la falta de información confiable sobre el acero de refuerzo a cortante, la unión viga – columna, y la posición de traslapes del acero de refuerzo principal de las columnas y vigas. Esta falta de información limita la evaluación de la ductilidad.

Nota: La diferencia en la definición del desplazamiento en el punto de fluencia afectará los resultados de la razón de ductilidad, por lo que se requerirá una clarificación de la definición y la base del desplazamiento en la fluencia del acero de refuerzo de las columnas.

Marco de arriostramiento de acero

Al proponer los marcos de arriostramiento de acero como método de reforzamiento sísmico, se busca ubicarlos en lugares estratégicos como ventanas. Es necesario colocar varillas de acero de refuerzo con mortero no contráctil para prevenir la falla por rotura fuera del plano en las zonas perimetrales, tales como debajo de la viga superior y alrededor de las columnas existentes. Los resultados obtenidos con este método de reforzamiento se consideraron satisfactorios, ya que la fractura de los elementos de arriostramiento ocurrió a un desplazamiento del 1.5% de la deriva de entrepiso, en comparación con el 0.69% del SP-1, lo que representa un incremento del 0.81%. Además, se obtuvo una razón de ductilidad de $\mu = 2.17$, y se calculó un índice de ductilidad $F = 2.2$. Se propone un valor de $F = 2.0$ en el proceso de evaluación sísmica según el procedimiento basado en el índice sísmico (tipo 1).

Sin embargo, en la realización del experimento ocurrieron agrietamientos inesperados en la transición del marco de reforzamiento con la viga superior debido a la diferencia de resistencias en el arriostramiento de tensión y compresión; una solución para mejorar este efecto es la adición de varillas de acero de refuerzo en la zona entre el marco existente y la viga superior.

Pared de cortante de concreto reforzado

El proveer paredes de cortante de concreto reforzado incrementa la resistencia horizontal. En la realización del experimento se confirmó que las pared de cortante de concreto reforzado estaba unida a las columnas perimetrales y a la viga superior. No se observaron fallas en las uniones de la pared de cortante con el marco existente, por lo que se previno la falla por rotura fuera del plano en la transición de la pared de cortante con la viga superior. Se confirmó que la capacidad remanente (tolerancia) era mayor a la resistencia cortante obtenida mediante el cálculo.

Laminación con ferrocemento en pared de bloque de concreto

La laminación con ferrocemento en paredes de mampostería existentes es un método de reforzamiento asequible que se basa en la utilización de las paredes existentes que son laminadas con malla metálica que posteriormente son repelladas; a su vez, se colocan ángulos metálicos alrededor de las paredes para evitar el movimiento fuera del plano. Con este método de reforzamiento sísmico se observó una resistencia cortante razonable.

Paredes de bloque de concreto reforzado

Para este método de reforzamiento sísmico se utilizaron bloques tipo solera de modo que el mortero recubriera el acero de refuerzo horizontal y vertical al mismo tiempo, obteniéndose valores razonables de resistencia para este espécimen.

Encamisado de columnas de concreto reforzado

Mediante este método de reforzamiento, la rótula plástica generada originalmente en la parte superior de las columnas se desplaza hacia la viga superior, siendo esto una muestra del incremento en la resistencia de la columna. Como resultado, la ductilidad y la resistencia del marco en su totalidad, aumentó.

Marco de concreto reforzado con detallamiento sismorresistente

Los experimentos en este espécimen, basado en la NTDS 94, se obtuvo un ángulo de deriva de entrepiso igual a 4%, lo que muestra un buen desempeño sísmico al compararlos con los especímenes sin detallamiento sismorresistente.

S1.1.5 Conclusiones

Los experimentos llevados a cabo en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA) fueron satisfactorios. En estos se obtuvieron resultados útiles relacionados con la evaluación de la ductilidad de los especímenes, necesarios para la evaluación sísmica y diseño de reforzamiento sísmico de edificios existentes. En cuanto a los experimentos estructurales, se espera que se realicen de manera continua en El Salvador.

S1.2 Anexos

S1.2.1 Envolventes de curva carga deflexión – Antes de reforzamiento

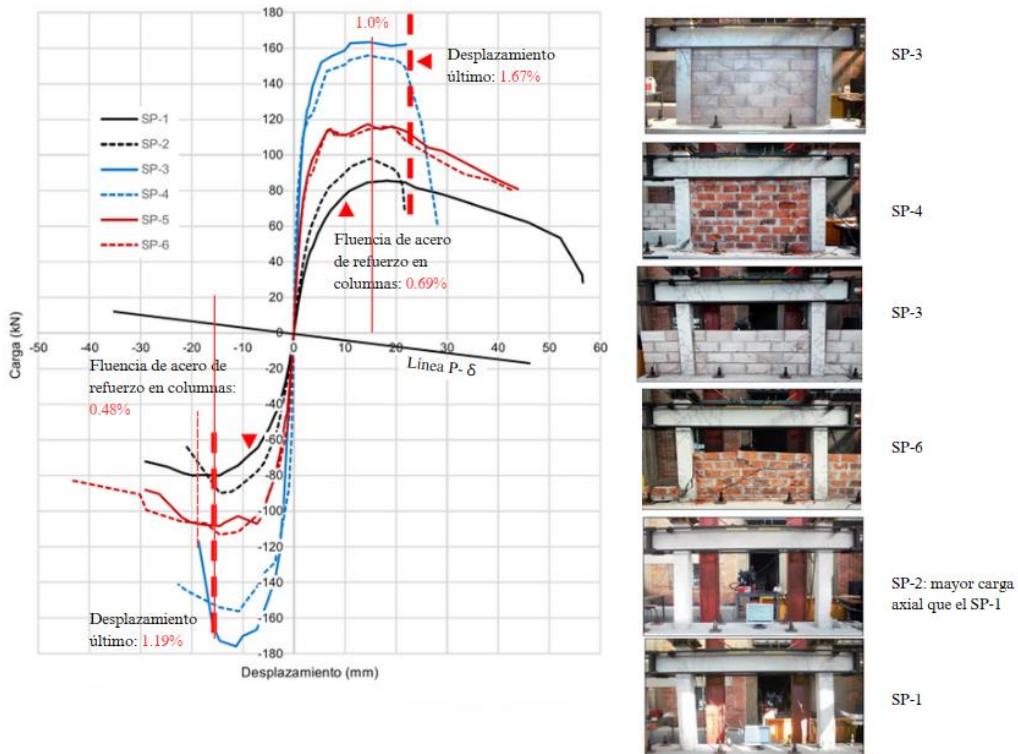
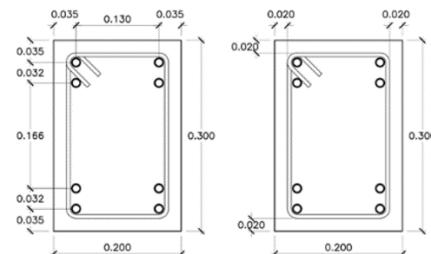


Figura S1.2-1 Envolventes de curvas carga deflexión - Antes de reforzamiento

Espécimen estándar: SP-1~SP-6, SP-8~SP13

Limitante:

No se encontró disponibilidad de acero liso #1 (3.2mm) para conformar el refuerzo a cortante, por lo que se utilizó acero liso #2 (6.0mm) con el fin de la relación de refuerzo cortante.



Concreto: $f'_c = 18 \text{ MPa}$ (180 kg/cm^2)

Refuerzo longitudinal

- 8 varillas de acero corrugado, #4 (12mm)
- $f_y = 280 \text{ MPa}$ (280 kgf/cm^2)

Refuerzo transversal:

- Varillas de acero liso #2 (6mm)
- Gancho a 135% con elongación de 50mm

Refuerzo transversal:

- Varillas de acero liso #2 (6mm)
- Gancho a 135% con elongación de 50mm

Recubrimiento de concreto: 20mm

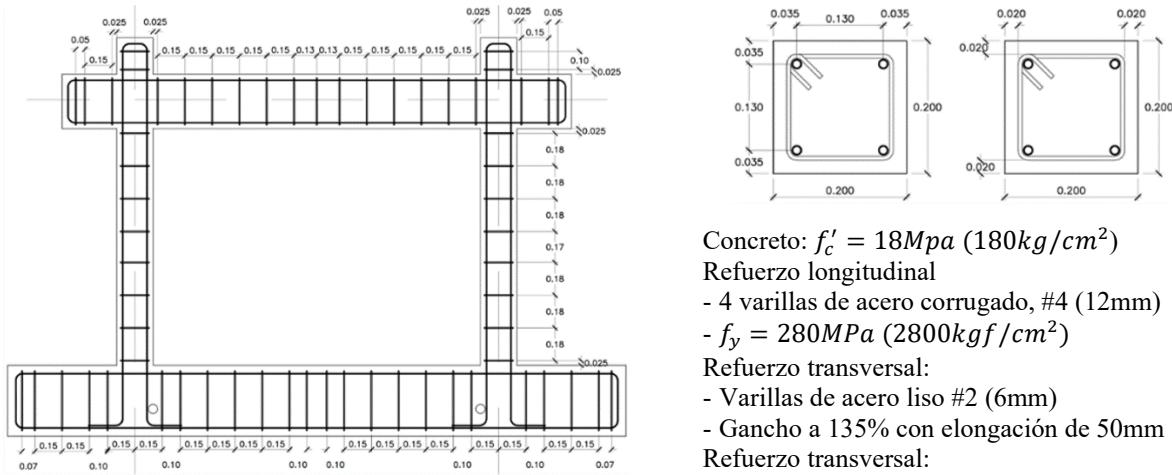


Figura S1.2-2 Características de especímenes de marcos de concreto reforzado

Evaluación de la ductilidad

La razón de ductilidad, μ , se estimó de acuerdo con los resultados obtenidos en los experimentos estructurales. Sin embargo, el desplazamiento último, Δf , se estimó en base a la definición del ASCE 41-17, donde, Δf se encuentra en el punto de $0.8V_d$ (resistencia máxima).

- $\Delta f = 24.3 \text{ mm}$ (SP - 4, positivo) (1.67% de la deriva de entrepiso);
- $\Delta f = 17.2 \text{ mm}$ (SP - 3, negativo) (1.19% de la deriva de entrepiso).

El desplazamiento de fluencia, δ_y , se define como la deflexión cuando el acero de refuerzo principal de la columna ha entrado en rango de fluencia (SP - 1).

- $\delta_y = 10.0 \text{ mm}$ (positivo) (0.69% de la deriva de entrepiso)
- $\delta_y = 7.0 \text{ mm}$ (negativo) (0.48% de la deriva de entrepiso)

Por lo tanto, se estima la razón de ductilidad, μ , en base a los resultados obtenidos:

- $\mu = \Delta f / \delta_y = 2.43$ (positivo).
- $\mu = \Delta f / \delta_y = 2.45$ (positivo).

Mediante la razón de ductilidad, μ , se establece el índice de ductilidad (introducido en el Capítulo 3 Procedimientos basados en el índice sísmico (tipo 1)), F , mediante la siguiente expresión:

$$F = \sqrt{\frac{2\mu - 1}{0.75(1 + 0.05\mu)}}$$

Entonces:

$$F = \frac{1.95}{0.84} = 2.32$$

Por lo tanto, se sugiere el uso de un $F = 2.0$ como valor límite superior del índice de ductilidad en la práctica de la evaluación sísmica, a menos que se realice un estudio especial de los efectos de las paredes no estructurales en marcos de concreto reforzado existentes.

En caso de $\Delta f = 29mm$ (2.0% de la deriva de SP – 1):

$$\mu = 2.9 \therefore F = 2.55 \text{ (positivo)}$$

Nota:

El desplazamiento en el punto de fluencia, según la definición de la ASCE 41-17 en su Sección 7.4.3, especifica que la rigidez efectiva se define como la recta que para por el desplazamiento al 60% de la carga de fluencia, y la recta que une el origen se denomina rigidez efectiva. Se determina una segunda rigidez mediante un cálculo iterativo de manera tal que el área del desplazamiento en el punto de fluencia y el punto de carga máxima, sean iguales.

$$-\Delta y = 4.3mm \text{ (positivo)}$$

$$-\Delta y = 4.5mm \text{ (negativo) (cálculo provisto por la UCA)}$$

Entonces, se tiene como razón de ductilidad, μ :

$$-\mu = \Delta f / \Delta y = 24.3 / 4.3 = 5.6 \text{ (SP-4, positivo)}$$

$$-\mu = \Delta f / \Delta y = 17.2 / 4.5 = 3.8 \text{ (SP-3, negativo)}$$

Esta diferencia en la definición de desplazamientos de fluencia (δ_y y Δy) afecta el valor de la razón de ductilidad, μ .

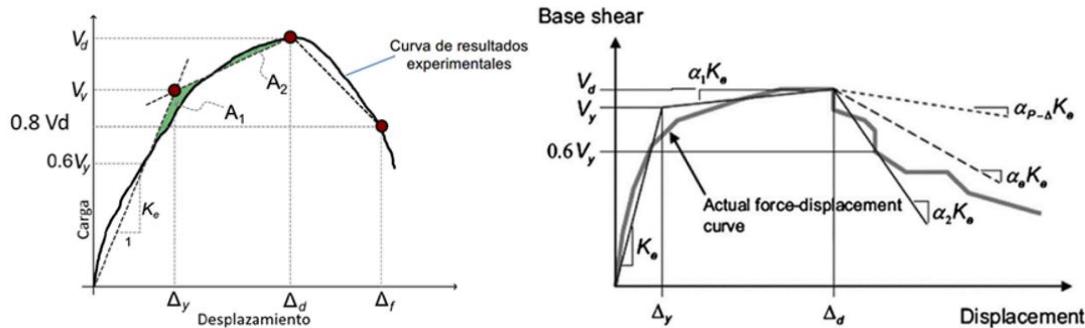


Figura S1.2-3 Definición de desplazamiento de fluencia según experimentos estructurales (izquierda) y ASCE 41-17 (derecha)

S1.2.2 Detalles estructurales: especímenes SP-7 a SP-12

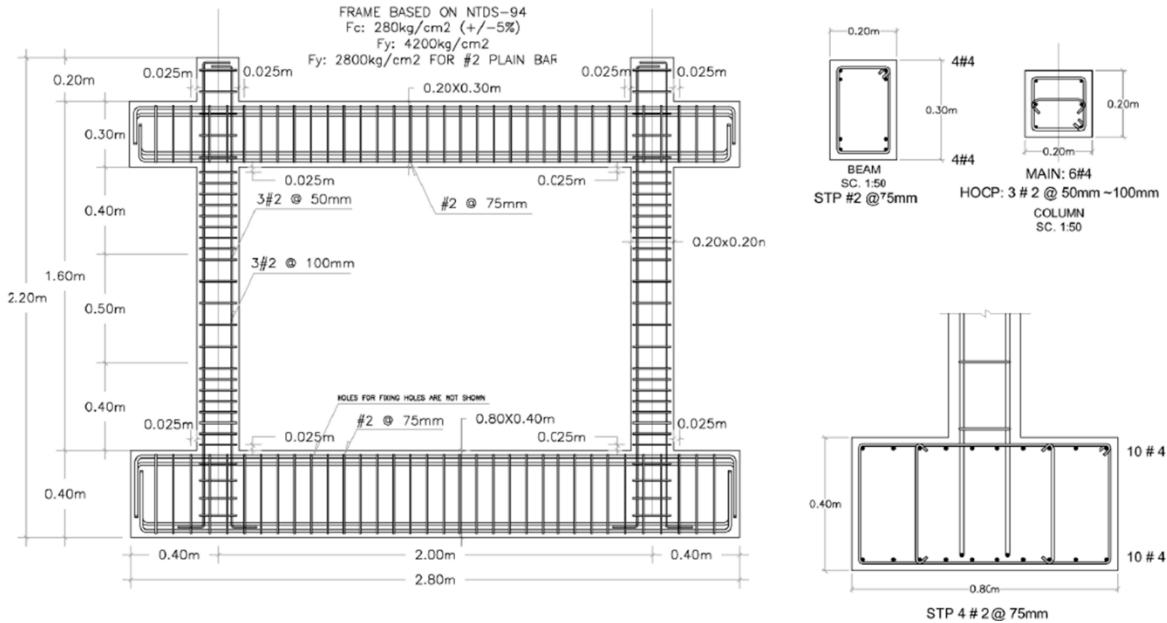


Figura S1.2-4 Espécimen SP-7

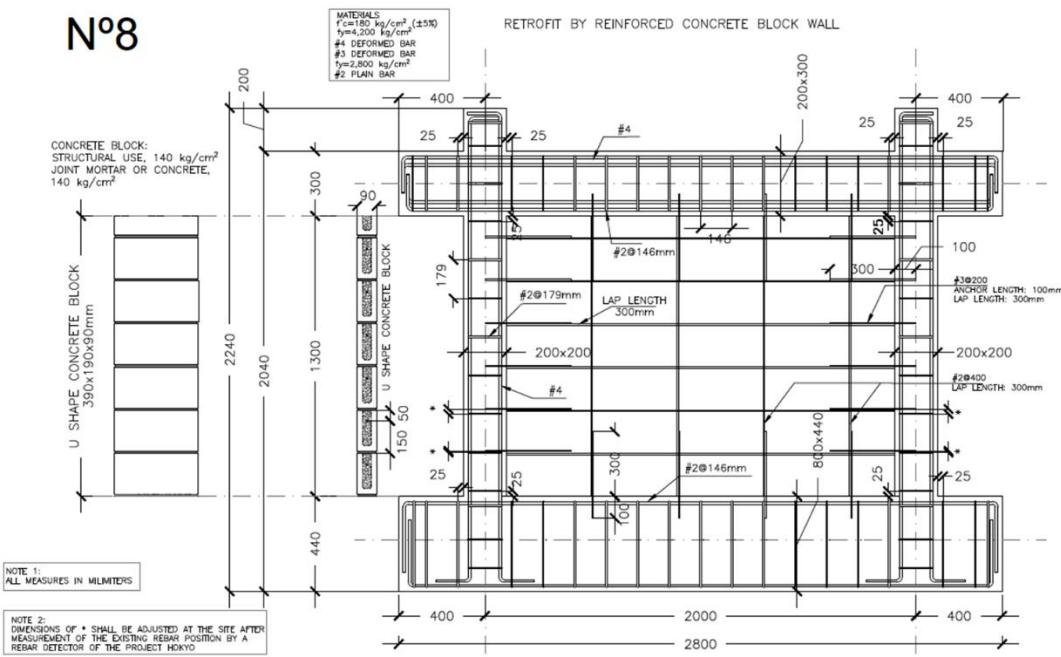
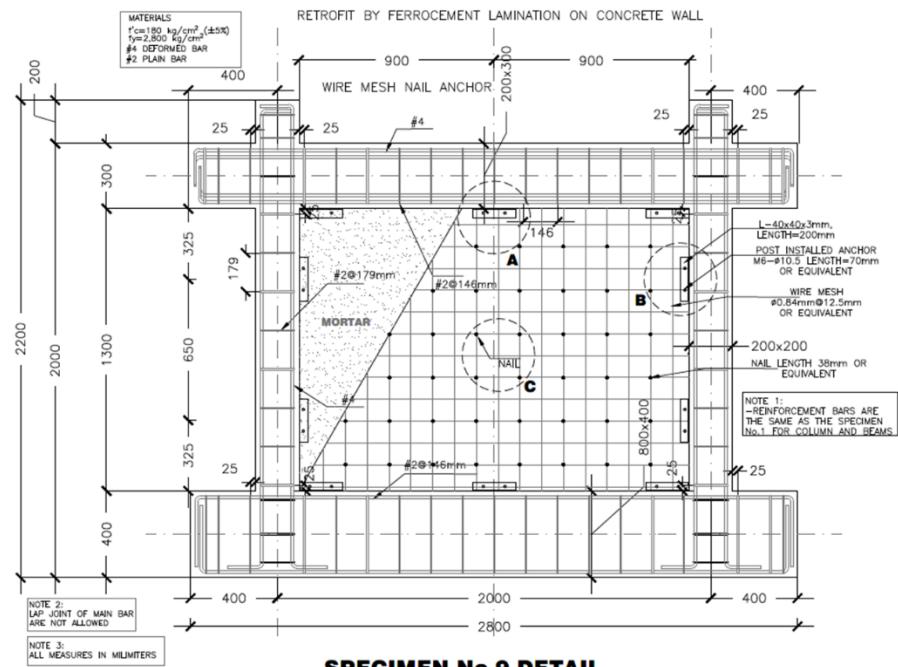
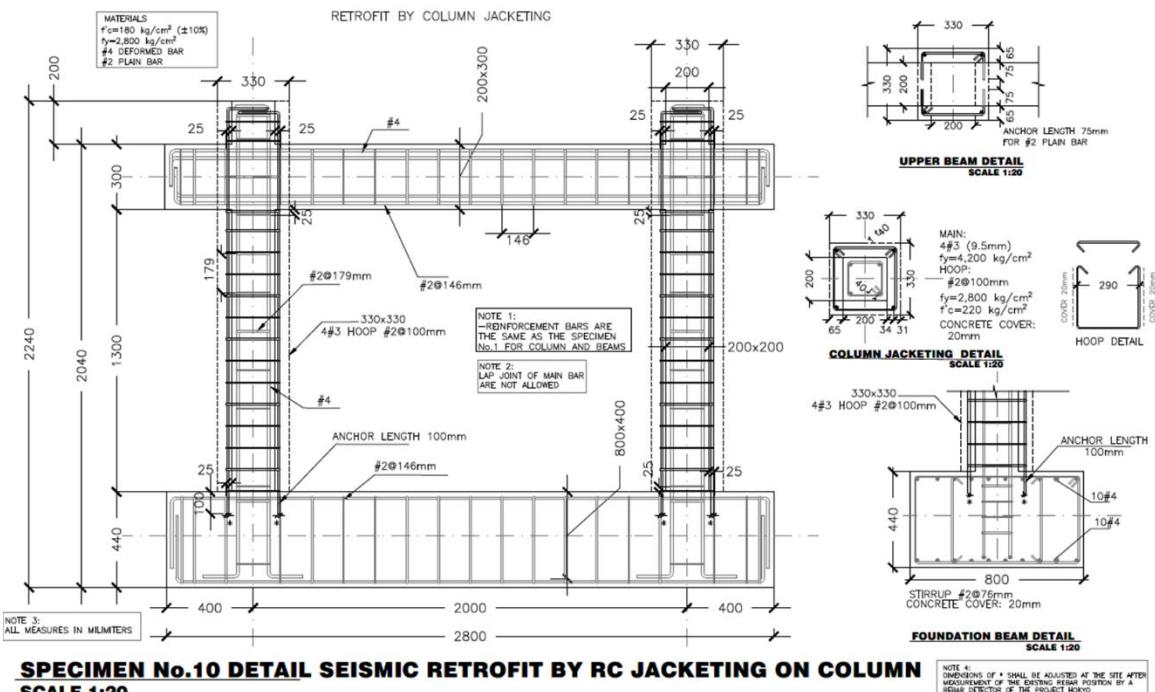


Figura S1.2-5 Espécimen SP-8



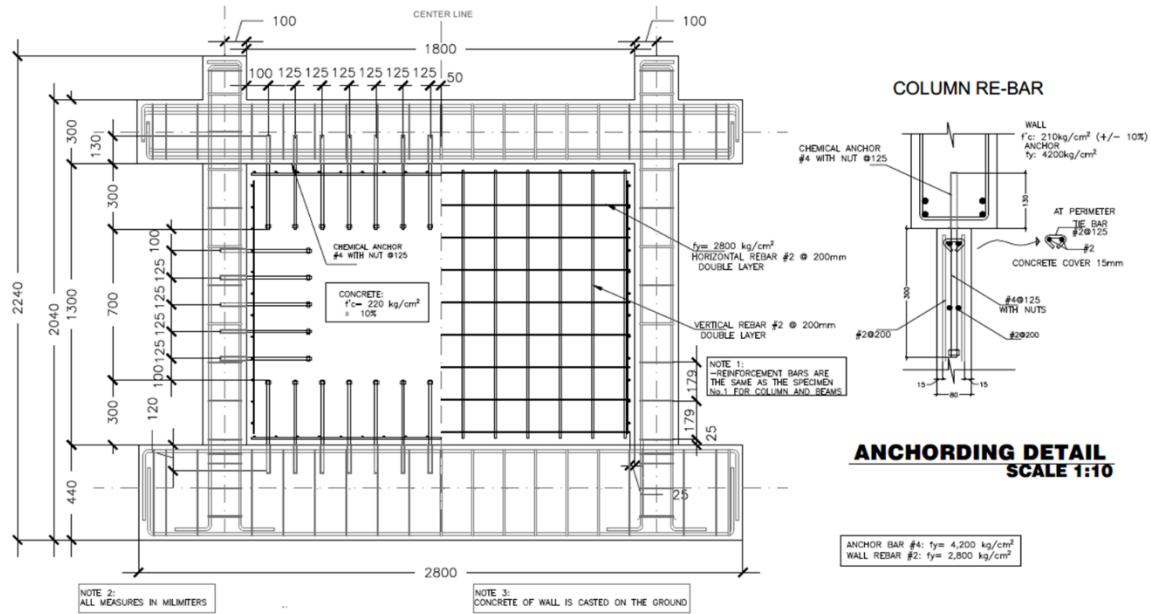
SPECIMEN No.9 DETAIL
SCALE 1:20

Figura S1.2-6 Espécimen SP-9



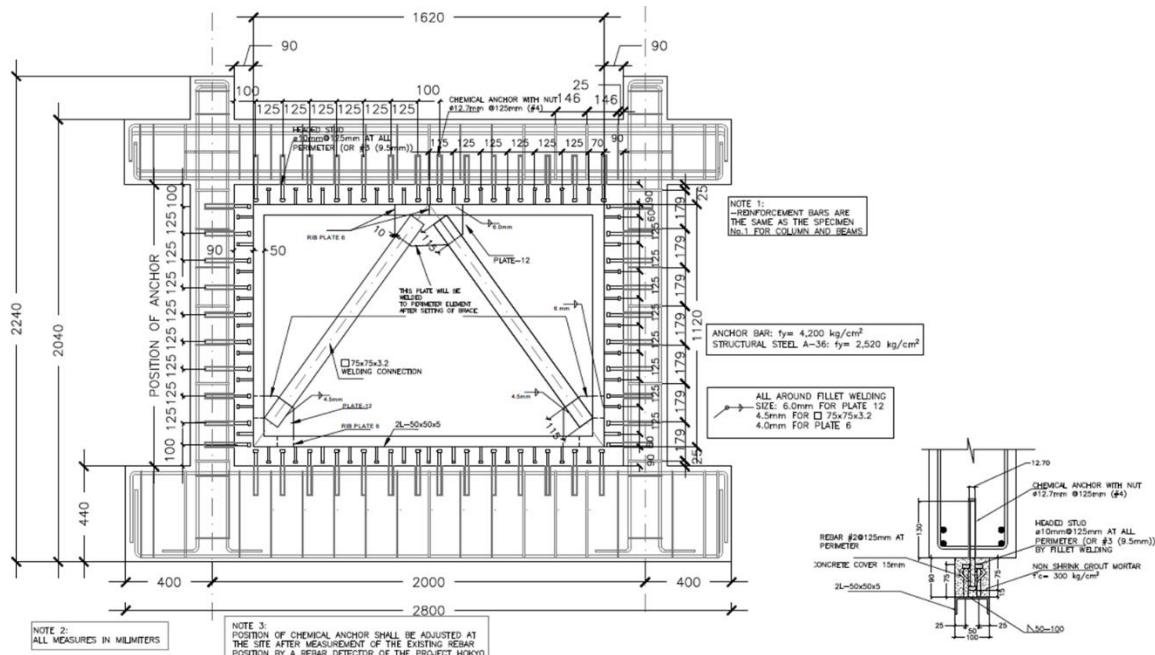
SPECIMEN No.10 DETAIL SEISMIC RETROFIT BY RC JACKETING ON COLUMN
SCALE 1:20

Figura S1.2-7 Espécimen SP-10



SPECIMEN No.11 SEISMIC RETROFIT BY REINFORCED CONCRETE WALL
SCALE 1:20

Figura S1.2-8 Espécimen SP-11



SPECIMEN No.12 SEISMIC RETROFIT BY STEEL FRAME BRACE
SCALE 1:20

Figura S1.2-9 Espécimen SP-12

S1.2.3 Envoltentes de curva carga deflexión – Despues de reforzamiento

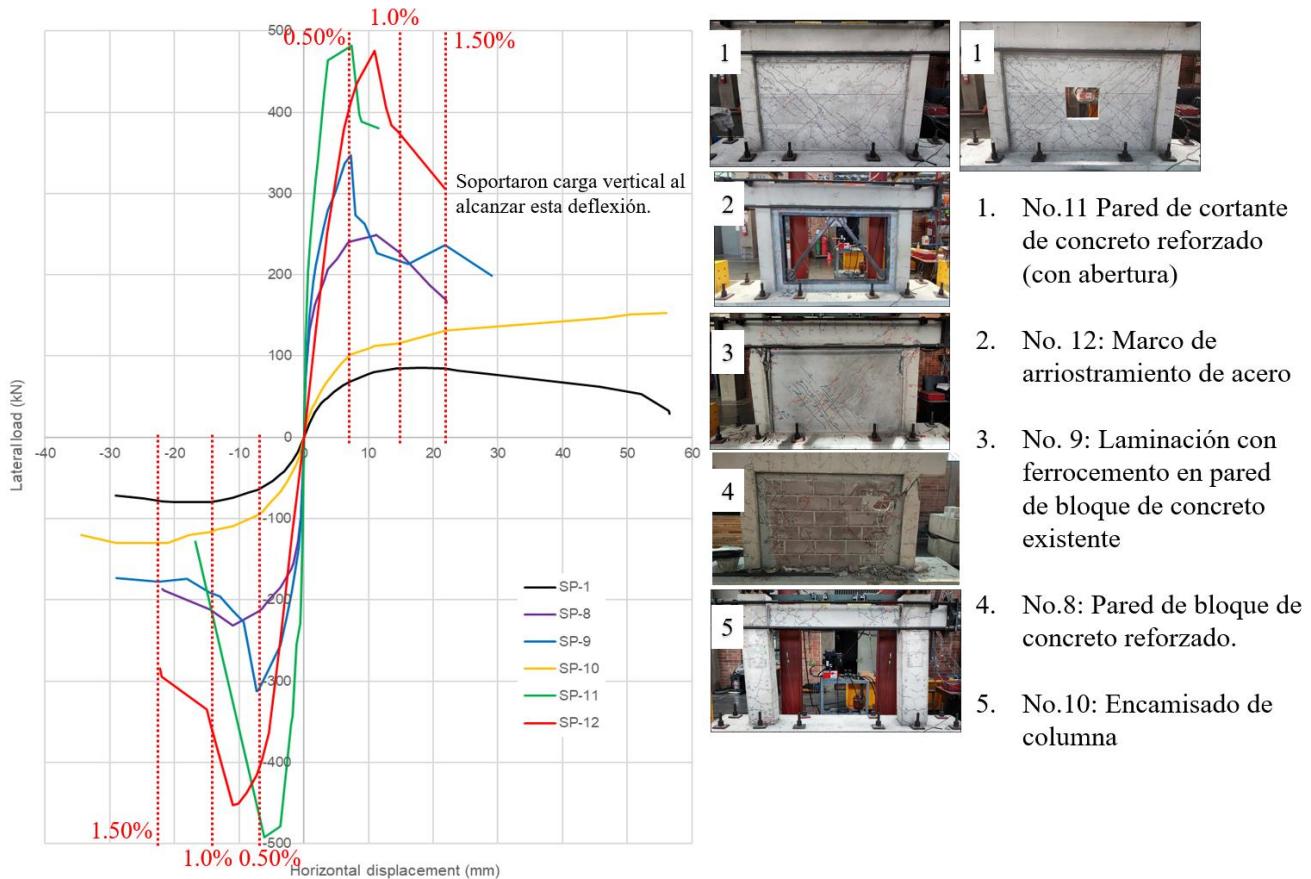


Figura S1.2-10 Envoltentes de curvas carga deflexión - Especímenes SP-8 ~ SP-12

Especímenes reforzados mediante elementos de paredes

Los elementos de paredes, como en el espécimen SP-8 (que falló al 1.0% de la deriva de entrepiso, a una resistencia de 220kN). SP-9 (falló a un desplazamiento mayor del 1.0% de la deriva de entrepiso, a una resistencia de kN) y SP-11 (falló al 0.79%, a una resistencia de 380kN, al proveerse de aberturas para reducir su desempeño) tuvieron una ángulo de deriva mayor al 0.0069 (ángulo de deriva cuando el acero de refuerzo de la columna entró en estado de fluencia), por lo que la razón de ductilidad, μ , se evalúa como 1.0; consecuentemente, el índice de ductilidad es:

$$F = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75(1 + 0.05\mu)} = 1.27$$

Por lo tanto, para marcos reforzados con elementos de paredes, se propone un índice de ductilidad igual a $F = 1.27$.

S1.2.4 Curvas carga deflexión de cada espécimen

S1.2.4.1 Espécimen SP-7: marco de concreto reforzado diseñado bajo NTDS 94

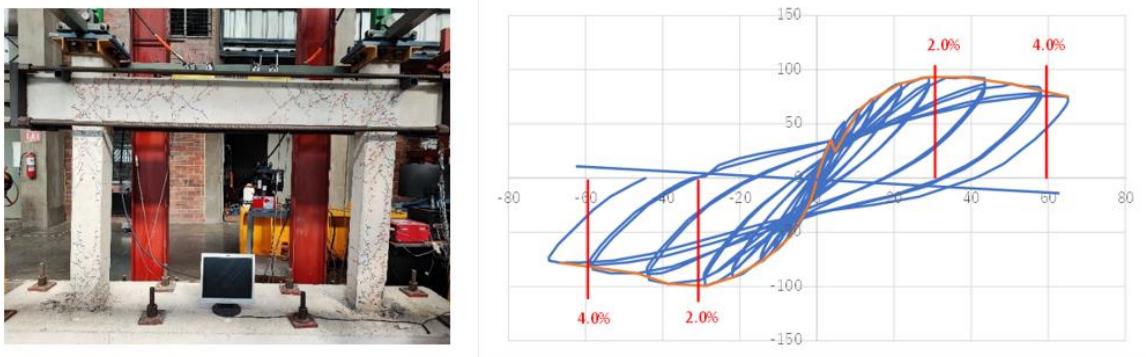


Figura S1.2-11 Espécimen SP-7

El espécimen SP-7 fue construido como un marco de concreto reforzado con detalle especial en base a la NTDS 94, por ello las columnas y viga superior contaron con mayor acero de refuerzo a cortante. Para este espécimen se obtuvo un ángulo de deriva de entrepiso igual a 4.0%.

S1.2.4.2 Espécimen SP-8: pared de bloque de concreto reforzado

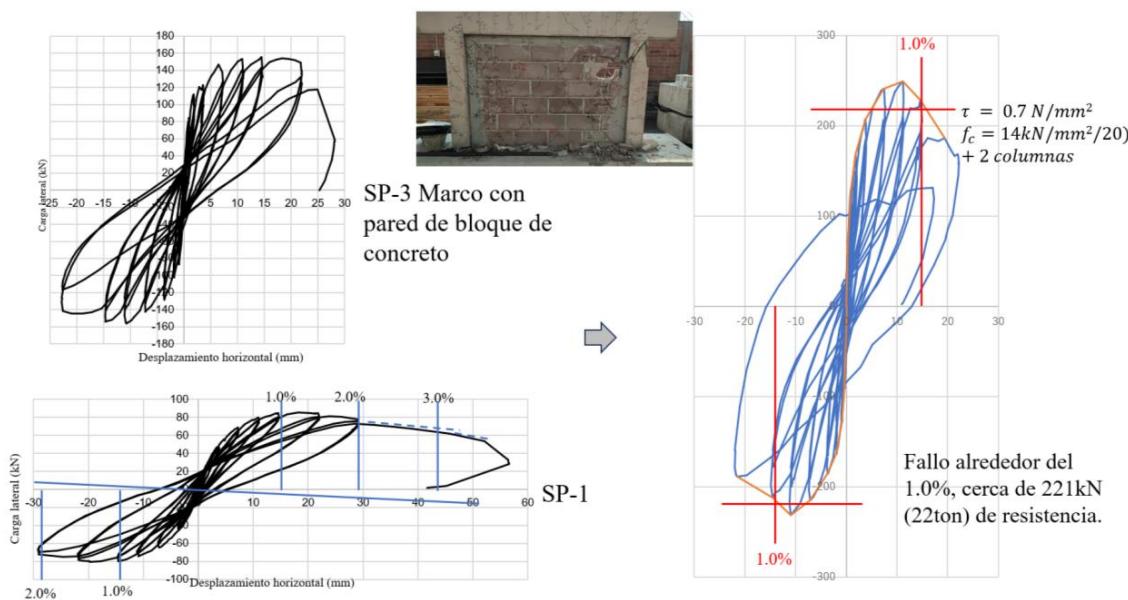


Figura S1.2-12 Espécimen SP-8

Esfuerzo cortante promedio obtenido de 0.7 N/mm^2 , siendo igual al 5% de la resistencia del mortero utilizado para la modulación de los bloques.

S1.2.4.3 Espécimen SP-9: Laminación con ferrocemento en pared de bloque de concreto



Figura S1.2-13 Espécimen SP-9

S1.2.4.4 Espécimen SP-10: Encamisado de columna de concreto reforzado

Mediante este método de reforzamiento sísmico se cambió el mecanismo de colapso, pasando de ser un mecanismo de colapso en las columnas, a uno en las vigas, brindando mayor ductilidad al marco de concreto reforzado.

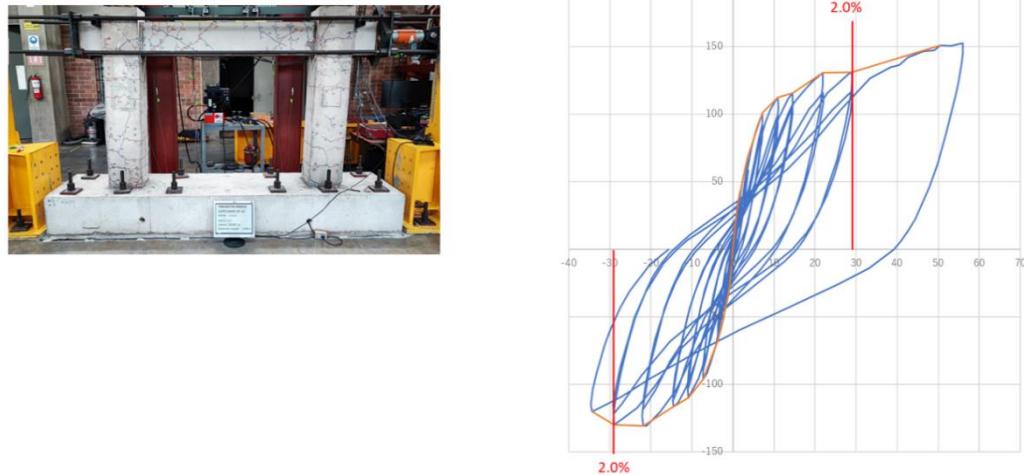


Figura S1.2-14 Espécimen SP-10

Espécimen SP-11: Pared de cortante de concreto reforzado

Para este espécimen, se obtuvo una resistencia mayor a 500kN, sin embargo, se evaluó un valor de 350kN debido a la abertura provista. En la Figura S1.2-15 se muestra la curva carga deflexión de dicho espécimen.

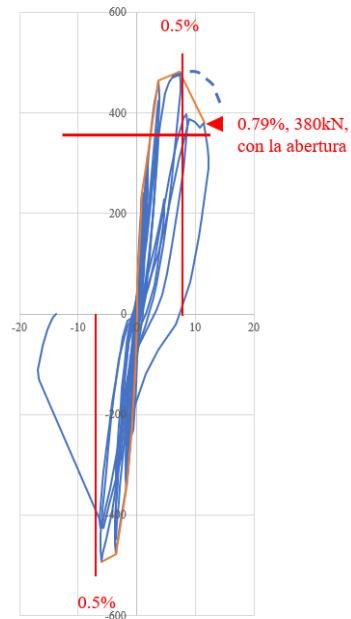


Figura S1.2-15 Espécimen SP-11

S1.2.4.5 Espécimen SP-12: Marco de arriostramiento de acero



Estado final: 1.5%



Pandeo en el lado a compresión: 1%

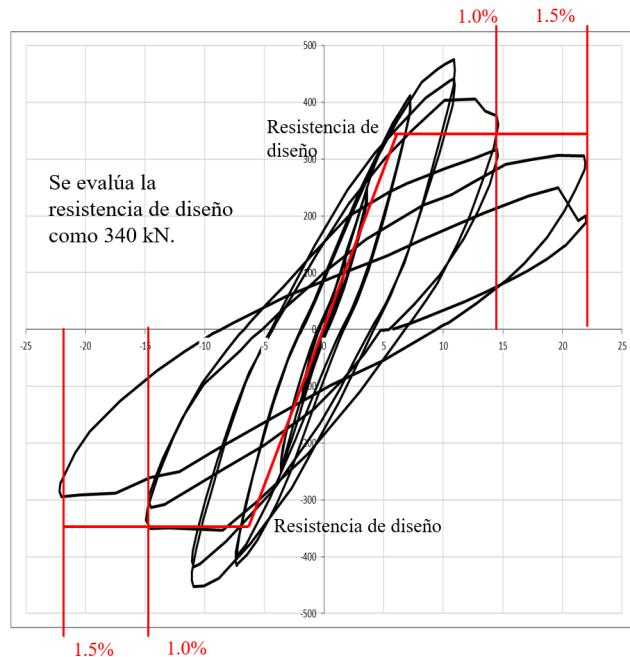


Figura S1.2-16 Espécimen SP-12

En este espécimen, se obtuvo un ángulo de deriva máxima de 1.5%, momento en el cual los arriostramientos de acero llegaron a la fractura. A partir de estos datos, se calculó la razón de ductilidad:

$$\mu = \frac{0.015}{0.0069} = 2.17$$

Posteriormente, se calculó el índice de ductilidad F .

$$F = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75(1 + 0.05\mu)} = \frac{1.83}{0.83} = 2.20$$

Sin embargo, se aplicó un valor redondeado igual a $F = 2.0$ para la evaluación de la ductilidad.

S1.2.4.6 Espécimen SP-13: Efecto de columna corta

Adicionalmente a los 12 especímenes, se construyó un décimo tercer espécimen, el espécimen SP-13; con el motivo de simular los efectos de columna corta al proveer de paredes de bloques de concreto a mediana altura con refuerzo vertical. En dicho espécimen, la falla por cortante ocurrió antes de llegar al 1.0% de desplazamiento.

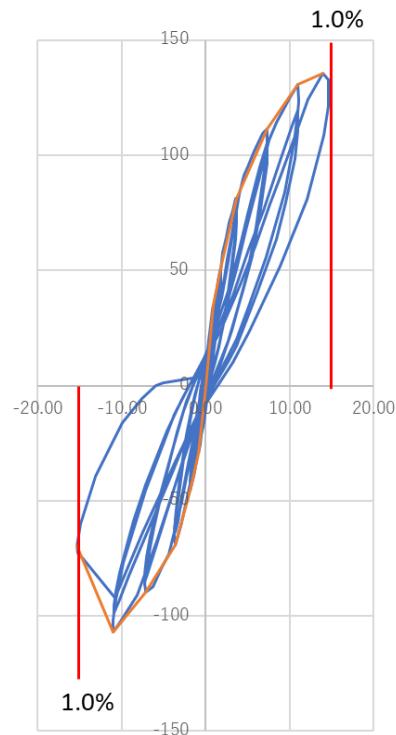


Figura S1.2-17 Espécimen SP-13

S1.2.5 Resultado de materiales

S1.2.5.1 Acero de refuerzo

Las varillas de acero de refuerzo utilizadas en el plan experimental provienen del mismo lote para evitar variaciones considerables en la resistencia y la ductilidad de los materiales y para asegurar que los resultados obtenidos de los ensayos de control de calidad del acero de refuerzo sean representativos con el acero de refuerzo utilizado para la construcción de los especímenes. La Tabla S1.2-1 presenta los resultados del ensayo de tensión realizados en el acero de refuerzo utilizado en el plan experimental.

De acuerdo con los resultados presentados en dicha tabla, se concluye que el acero de refuerzo utilizado cumple con los requerimientos mínimos establecidos en la ASTM A615 – A615M – 22 (Especificación estándar para barras de acero al carbón lisas y corrugadas para concreto reforzado), y, por lo tanto, satisface los requerimientos establecidos por el grupo de investigadores del Proyecto HOKYO.

Tabla S1.2-1 Resultados de ensayo a tensión en acero de refuerzo

Descripción	Esfuerzo de fluencia	Esfuerzo de fluencia promedio	Esfuerzo último	Esfuerzo último promedio	Elongación en 8"	Elongación en 8"	Grado
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	
Varillas de acero liso, Ø6.35mm (#2)	321	300	436	421	16.9	18.3	40
	292		407		19.8		
	288		419		18.2		
Varillas de acero corrugado, Ø9.35mm (#3)	432	438	679	681	17.6	15.8	60
	445		687		16.1		
	438		679		13.6		
Varillas de acero corrugado, Ø12.7mm (#4)	374	374	565	564	19.0	19.3	40
	376		563		16.5		
	373		565		22.5		
Varilla de acero corrugado, Ø12.7mm (#4)	480	487	735	752	15.0	15.2	60
	485		750		16.0		
	496		772		14.5		

Fuente: Tabla 2.4- Resultados de los ensayos a tensión en el acero de refuerzo. Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL PROYECTO HOKYO, Departamento de Mecánica Estructural, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA, 2023.

S1.2.5.2 Acero estructural

El espécimen SP-12 fue reforzado mediante arriostramientos de acero elaborados con tubos de acero estructural HSS $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times 1/8''$, del cual se extrajeron 3 muestras para evaluar su resistencia a tensión. Los resultados promedio obtenidos para estas 3 muestras fueron:

- Resistencia de fluencia: 350MPa
- Resistencia última: 421MPa
- Módulo de elasticidad: 195MPa

La Tabla S1.2-2 muestra los resultados obtenidos.

Tabla S1.2-2 Resultados de ensayo a tensión de muestras de tubo HSS $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times 1/8''$.

Descripción	Unidades	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Promedio	Desviación estándar	CV (%)
Esfuerzo de fluencia, f_y	MPa	368	347	336	350	16.5	4.7
Esfuerzo último, f_u	MPa	430	415	417	421	7.8	1.9
Elongación en 8"	%	13.0	14.8	18.2	15	2.6	17.2
Módulo de elasticidad	MPa	196,501	198,501	190,265	195,122	4,305.8	2.2

Fuente: Tabla 2.18 Resultados de ensayos a tensión en probetas de tubo de $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times 1/8''$. Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL PROYECTO HOKYO, Departamento de Mecánica Estructural, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA, 2023.

Los tubos de acero estructural debían cumplir con las especificaciones de la ASTM A500-21 (Especificación estándar para tubos estructurales de acero al carbono, soldados y sin soldadura, conformados en frío, redondos y perfilados), la cual especifica el esfuerzo de fluencia mínimo igual a 315MPa y un esfuerzo último mínimo de 400Mpa, requerimientos satisfechos según los resultados obtenidos en las muestras.

En relación con los requerimientos de la elongación mínima del 23%, la cual también se incluye en la normativa ASTM descrita, es importante notar que ninguno de los especímenes excedió el valor requerido, pero los tres especímenes presentaron una falla de tipo parcialmente cónica y cráter, y la falla se localizó fuera de la sección de calibración, esta última condición indica que el espécimen tuvo una elongación mayor a 2" en la zona de falla, ya que se encontraban fuera de la sección de medición (ver figura Figura S1.2-18).



Figura S1.2-18 Muestra de tubo de acero estructural HSS $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times 1/8''$. utilizado en espécimen SP-1

Suplemento 2 Obras de Prueba (Construcción de prueba – UES)

S2.1 Esquema

Las obras de prueba (construcción de prueba) se llevaron a cabo para determinar la trabajabilidad y disponibilidad de materiales para la construcción de obras de reforzamiento sísmico, frente a la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura (FIA) de la Universidad de El Salvador (UES).

En total se construyeron 6 obras de reforzamiento sísmico a una escala de 2/3 del tamaño real de una construcción, para mostrar la secuencia del proceso constructivo; los cuales fueron:

- 1- Encamisado de concreto reforzado en columna
- 2- Envoltura de fibra de carbono en columna
- 3- Pared de cortante de concreto reforzado
- 4- Marco de arriostramiento de acero
- 5- Pared de bloque de concreto reforzado
- 6- Laminación con ferrocemento en pared existente de ladrillo de obra

A lo largo del presente suplemento se presenta un resumen de cada elemento de reforzamiento sísmico en relación con el aspecto constructivo de cada uno de ellos.

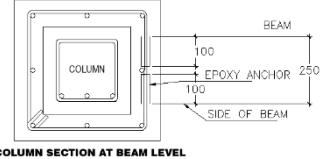
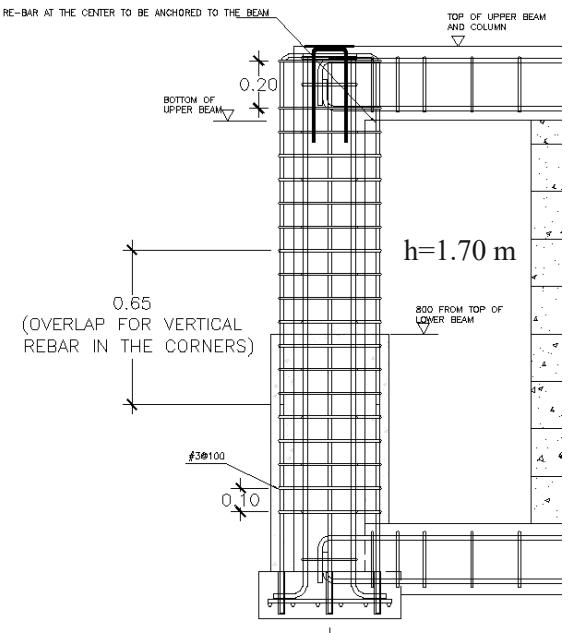


Figura S2.1-1 Vista general de las obras de prueba (construcción de prueba)

S2.2 Hojas de resumen de cada elemento de reforzamiento sísmico

S2.2.1 Encamisado de concreto reforzado en columna

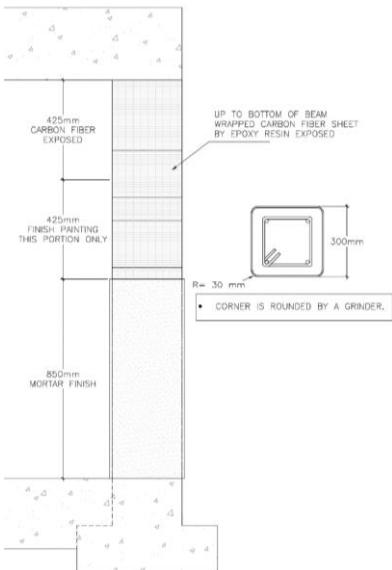
Tabla S2.2-1 Hoja de resumen - Encamisado de concreto reforzado en columna

Elemento de reforzamiento sísmico No.1 Encamisado de concreto reforzado en columna		
Esquema de método constructivo: <ol style="list-style-type: none"> 1. Escarificación de superficie 2. Instalación de anclajes 3. Instalación de acero longitudinal y estribos. 4. Encofrado 5. Colado de concreto 6. Remoción de encofrado  <p>COLUMN SECTION AT BEAM LEVEL</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> CONCRETE: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ MAIN BAR : 8 $\frac{1}{4}$ (15.9 mm) HOOP : $\frac{3}{8}$ (9.5 mm) $\phi 100$ $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ </div>		
Materiales principalmente utilizados	1. Acero refuerzo. 2. Adhesivo epóxico. 3. Concreto.	
Disponibilidad de materiales	Todos los materiales utilizados se encuentran disponibles en el mercado local.	

Control de calidad	1 albañil, 1 armador
Características	Dimensiones: $h = 1.70m$, $B \times D = 0.50m \times 0.50m$
Tiempo empleado	Trabajos de preparación: 2 días; trabajo por elemento: 4 días

S2.2.2 Envoltura de fibra de carbono en columna

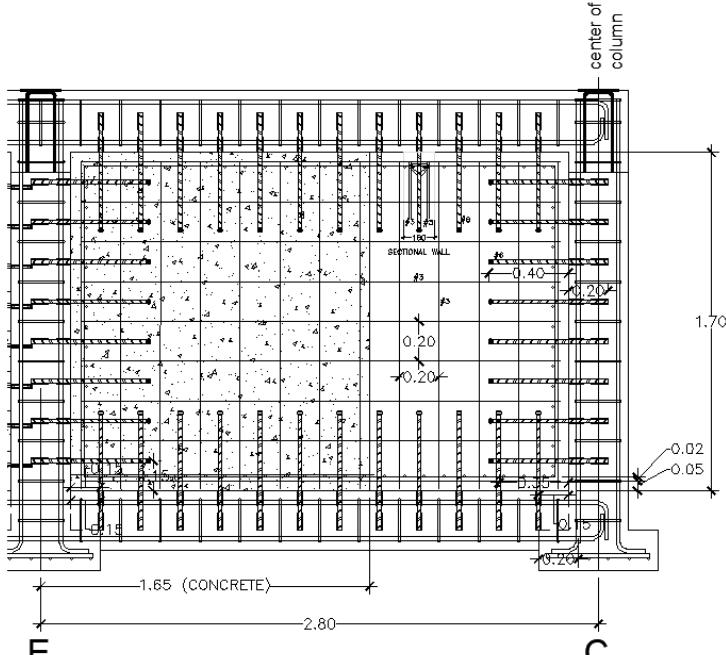
Tabla S2.2-2 Hoja de resumen – Envoltura de fibra de carbono en columna

Elemento de reforzamiento sísmico No.2 Envoltura de fibra de carbono en columna	
Esquema de método constructivo: <ol style="list-style-type: none"> Redondeo de aristas Resane de superficie por imperfecciones y sellado de agrietamientos. Limpieza de superficie. Medición del perímetro de la columna. Corte de fibra de carbono. Mezclado y preparación de adhesivo. Colocación de adhesivo en la columna. Colocación de fibra de carbono. Aplicación de mortero sobre fibra de carbono. 	
Materiales principalmente utilizados <ol style="list-style-type: none"> Fibra de carbono Sikawrap 530-C. Adhesivo epóxico Sikadur 301. Mortero 	

Disponibilidad de materiales	El material epoxi (Sikawrap 530-C y Sikadur 301) no está disponible en el mercado local de forma inmediata y requiere un pedido anticipado a un proveedor local o una compra en el extranjero con importación.
Control de calidad	2 instaladores
Características	Dimensiones: $h = 1.70m$, $B \times D = 0.30m \times 0.30m$
Tiempo empleado	Trabajos de preparación: 2 días; trabajo por elemento: 2 días

S2.2.3 Pared de cortante de concreto reforzado

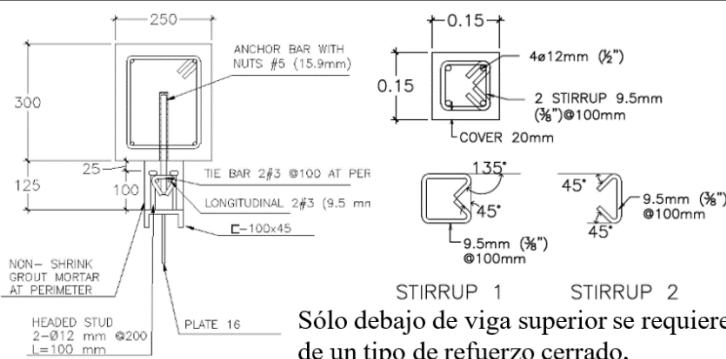
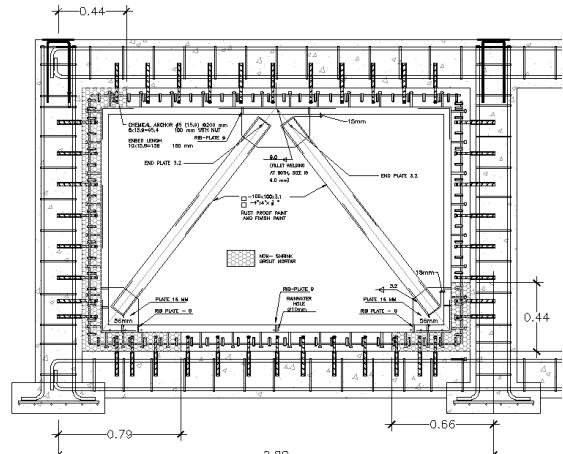
Tabla S2.2-3 Hoja de resumen - Pared de cortante de concreto reforzado

Elemento de reforzamiento sísmico No.3 Pared de cortante de concreto reforzado	
<p>Esquema de método constructivo:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Escarificación de superficie. 2. Perforación. 3. Instalación de anclajes. 4. Instalación de doble lecho y acero de refuerzo en el perímetro. 5. Encofrado y colado de concreto. 6. Remoción de encofrado. 7. Vaciado de mortero no contráctil. 	

Materiales principalmente utilizados	1. Acero de refuerzo 2. Adhesivo epóxico Sikadur 31. 3. Concreto de resistencia a la compresión igual a 210kg/cm^2 4. Mortero	
Disponibilidad de materiales	Todos los materiales utilizados se encuentran disponibles en el mercado local.	
Control de calidad	1 albañil, 1 carpintero y 1 armador.	
Características	Dimensiones: $h = 1.70\text{m}$, $\text{largo} = 250\text{cm}$, $\text{ancho} = 160\text{mm}$.	
Tiempo empleado	Trabajos de preparación: 2 días; manufactura de varillas en fábrica: 2 días; trabajo por elemento: 5 días	

S2.2.4 Marco de arriostramiento de acero

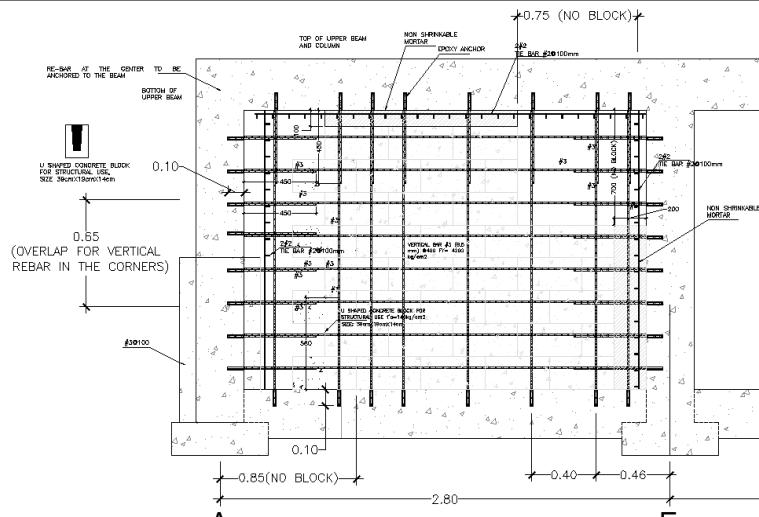
Tabla S2.2-4 Hoja de resumen - Marco de arriostramiento de acero

Elemento de reforzamiento sísmico No.4 Marco de arriostramiento de acero		
Esquema de método constructivo: <ol style="list-style-type: none"> 1. Escarificación de superficie. 2. Perforación. 3. Instalación de anclajes. 4. Manufactura de placas en fábrica. 5. Construcción de marco de acero y arriostramientos en el sitio. 6. Pintura de estructura metálica. 7. Instalación de marco metálico en marco de concreto. 8. Vaciado de mortero no contráctil. 		 <p>Sólo debajo de viga superior se requiere de un tipo de refuerzo cerrado, Las dimensiones mostradas son</p> 
Materiales principalmente utilizados	1. Acero de refuerzo 2. Adhesivo epóxico Sikadur 31. 3. Perfiles metálicos tipo channel 4" x 45mm. 4. Tubo rectangular de acero 4" x 1/8" 5. Placas de acero 16mm. 6. Pernos de 4"	

	7. Mortero no contráctil	
Disponibilidad de materiales	Todos los materiales utilizados se encuentran disponibles en el mercado local.	
Control de calidad	1 albañil, 1 carpintero, 1 armador y 2 soldadores.	
Características	Dimensiones: $h = 1.70m$, $largo = 250cm$, $ancho = 100mm$	
Tiempo empleado	Trabajos de preparación: 2 días; trabajo por elemento: 6 días	

S2.2.5 Pared de bloque de concreto reforzado

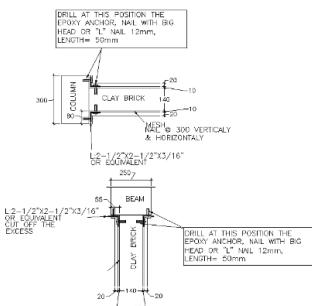
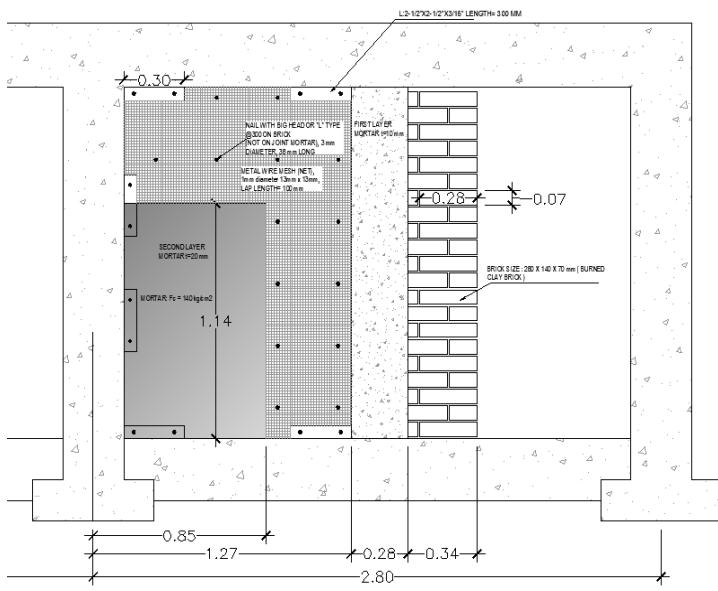
Tabla S2.2-5 Hoja de resumen - Pared de bloque de concreto reforzado

Elemento de reforzamiento sísmico No.5 Pared de bloque de concreto reforzado	
<p>Esquema de método constructivo:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Escarificación de superficie. 2. Perforación. 3. Instalación de anclajes y refuerzo vertical. 4. Modulación de bloques e instalación de refuerzo horizontal. 5. Vaciado de mortero no contráctil en perímetro lateral. 6. Vaciado de mortero no contráctil en parte superior. 	

Materiales principalmente utilizados	1. Acero de refuerzo 2. Adhesivo epóxico Sikadur 31. 3. Bloques de concreto tipo solera 4. Mortero de pega de $f'_c = 140\text{kg/cm}^2$ 5. Mortero	
Disponibilidad de materiales	Todos los materiales utilizados se encuentran disponibles en el mercado local.	
Control de calidad	1 albañil, 1 armador	
Características	Dimensiones: $h = 1.70\text{m}$, $\text{largo} = 250\text{cm}$, $\text{ancho} = 150\text{mm}$.	
Tiempo empleado	Trabajos de preparación: 2 días; trabajo por elemento: 3 días	

S2.2.6 Laminación con ferrocemento en pared de ladrillo de obra

Tabla S2.2-6 Hoja resumen - Laminación con ferrocemento en pared de ladrillo de obra

Elemento de reforzamiento sísmico No.5 Pared de bloque de concreto reforzado	
Esquema de método constructivo: <ol style="list-style-type: none"> 1. Escarificación de superficie 2. Modulación de ladrillos de obra. 3. Aplicación de primera capa de mortero. 4. Instalación de malla metálica y soportes. 5. Aplicación de segunda capa de mortero (repello). 	
Materiales principalmente utilizados	1. Ladrillo de obra 2. Adhesivo epóxico (Sikadur 31) 3. Mortero de pega $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ 4. Malla metálica. 5. Ángulos metálicos 1/ $2 \times 2-1/2$ 6. Clavos de cabeza grande.
Disponibilidad de materiales	Todos los materiales utilizados se encuentran disponibles en el mercado local.

Control de calidad	1 albañil
Características	Dimensiones: $h = 1.50m$, $largo = 140cm$, $ancho = 200mm$.
Tiempo empleado	Trabajos de preparación: 1 día; trabajo por elemento: 4 días

S2.3 Recomendaciones

Las siguientes recomendaciones no incluye el desempeño estructural de los elementos de reforzamiento sísmico, enfocándose únicamente en aspectos constructivos.

- 1- Se deberá utilizar un detector de acero de refuerzo (pachómetro) en la estructura existente para marcar la ubicación del acero de refuerzo existente y determinar la ubicación de los anclajes post – instalados.
- 2- Para el diseño estructural de las estrategias de reforzamiento desarrolladas anteriormente, debe considerarse la disponibilidad real de los diferentes materiales en el mercado local y los equipos especiales que puedan ser necesarios, así como el costo y el tiempo de importación para su ejecución. Además, el costo de la capacitación del personal local para la instalación y el uso de los equipos y la aplicación de los materiales para cada estrategia de reforzamiento.
- 3- Acerca de la fibra de carbono, se recomienda respetar los solapamientos propuestos por el fabricante para optimizar la cantidad de material requerido debido al costo que pueda incurrir ya que no se encuentra en el mercado local.
- 4- Para la laminación con ferrocemento, se recomienda ensayar las mallas metálicas disponibles en el mercado para corroborar que las propiedades mecánicas sean las requeridas, ya que el proveedor local no proporciona una ficha técnica del material ni ningún certificado de calidad. Si la malla metálica no cumple con los requerimientos, es aconsejable revisar el costo con una malla adecuada.
- 5- El reforzamiento sísmico con laminación de ferrocemento en paredes de ladrillo de obra podría ser aplicable (con los materiales propuestos) en El Salvador, ya que es un sistema constructivo ampliamente utilizado en el país

Suplemento 3 Información Complementaria (Pared de Bloque de Concreto, Otros).

S3.1 Modelación de paredes de bloque de concreto reforzado.

1) Generalidades.

Dentro de los elementos de reforzamiento sísmico para edificios existentes se propusieron las paredes de bloque de concreto forzado, cuyo comportamiento se puso a prueba en los experimentos estructurales realizados en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA, en el año 2023 (ver Suplemento 1). Los procesos constructivos de este tipo de reforzamiento sísmico se evaluaron en la construcción de las Obras de Prueba ejecutado en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura (FIA) de la Universidad de El Salvador UES, en el año 2022 (ver Suplemento 2).

Debido al número limitado de especímenes para ensayo, se auxilió de la evaluación y el modelo de este tipo de reforzamiento sísmico mediante el análisis Pushover, que se presenta en este Suplemento.

2) Comportamiento de paredes de bloque de concreto reforzado.

La siguiente Tabla S3.1-1 muestra el comportamiento obtenido del espécimen SP-8 durante la realización de los experimentos estructurales en la UCA.

Tabla S3.1-1 Comportamiento - Espécimen SP-8

Deriva de entrepiso (%)	Resistencia (kN)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0.25	207	185	196
0.50	241	215	228
0.75	249	231	240
1.00	228	212	220
1.50	189	187	188

En la deriva correspondiente al 1.5%, el espécimen falló, en este punto las columnas perdieron la capacidad de soportar las cargas verticales y las vigas fallaron por cortante.

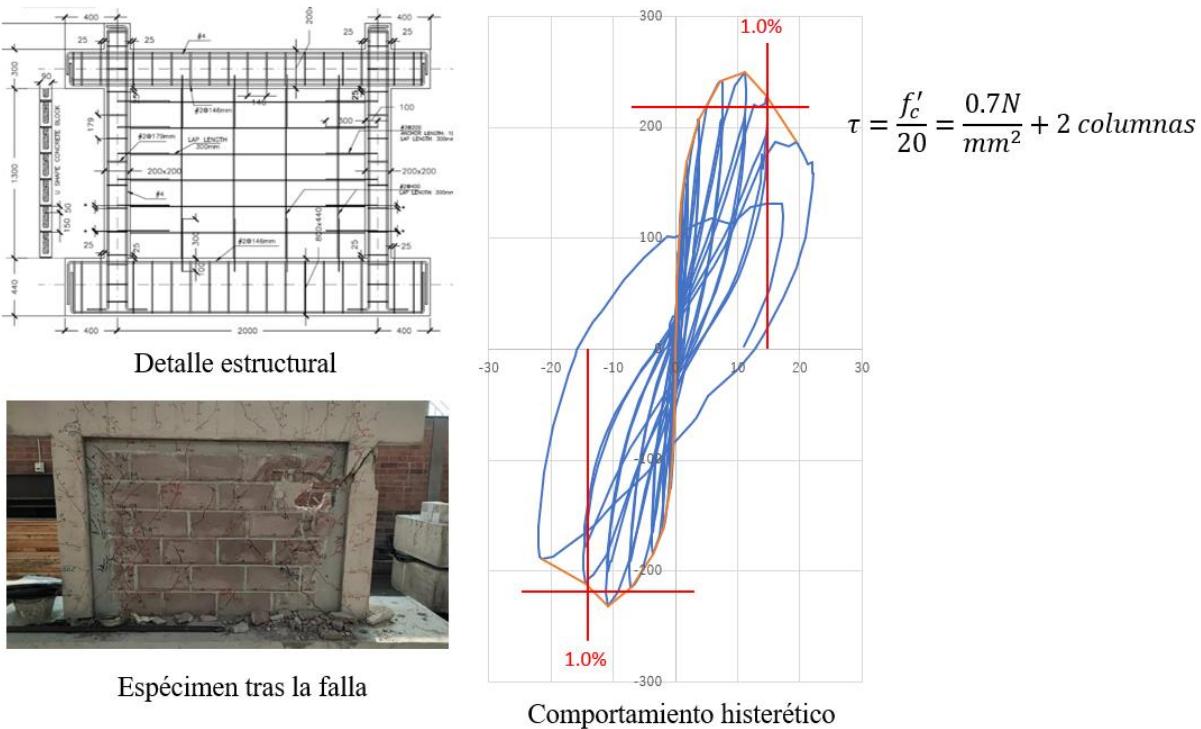


Figura S3.1-1 Espécimen SP-8: Pared de bloque de concreto reforzado

3) Evaluación de resistencia.

La evaluación de la resistencia horizontal de este tipo de reforzamiento sísmico se realiza utilizando el promedio de las resistencias obtenidas al 0.50%, 0.75% y 1.00% de la deriva de entrepiso:

$$\frac{228 + 240 + 220}{3} = 229.3kN$$

La resistencia a cortante de las columnas se calcula como:

$$53.7kN \cdot 2 = 107.4kN$$

(La fuerza cortante en la fluencia por flexión es igual $40.7kN$)

Por lo tanto, la resistencia cortante del bloque se determina mediante la diferencia de la resistencia horizontal menos la resistencia cortante de las columnas:

$$229kN - 107.4kN = 121.6kN$$

El esfuerzo cortante promedio de la pared de bloque de concreto se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{121.6 \times 1000}{1800 \times 900} = 0.75 N/mm^2$$

Dado que la resistencia a la compresión del mortero y el bloque de concreto es igual a $14N/mm^2$, se propone que el esfuerzo cortante promedio de la pared sea igual al 5% de la resistencia del mortero y el bloque de concreto, siendo igual a $0.7N/mm^2$.

El análisis se realizó bajo las siguientes condiciones:

1. Los bloques de concreto utilizados fueron de uso estructural.

2. La resistencia del mortero es no menor a $14N/mm^2$ y en la transición de la pared y la viga existente se vacía mortero no contráctil, por lo que no quedan espacios vacíos.
3. Disposición de acero de refuerzo: $\varnothing 9.5mm@200mm$ vertical, $\varnothing 9.5mm@400mm$ horizontal.

Por lo tanto, la propuesta de la resistencia de la pared de bloque de concreto reforzado es:

$$0.7N/mm^2 \times \text{longitud de pared} \times \text{espesor de pared} + \text{resistencia de las columnas}$$

4) Propuesta de modelación de paredes de bloque de concreto reforzado (a partir de los experimentos estructurales).

A continuación, se presenta la modelación para el análisis Pushover, suponiendo que el tipo de control es por cortante.

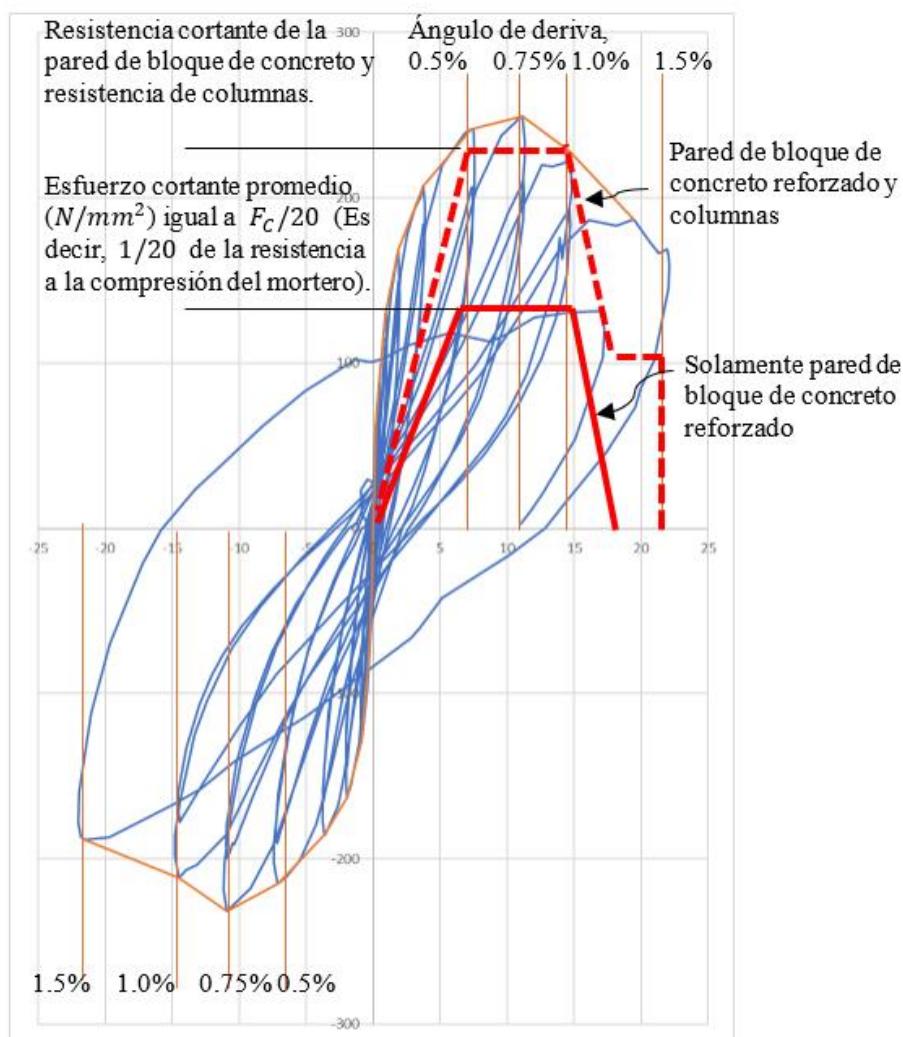


Figura S3.1-2 Propuesta de modelación de paredes de bloque de concreto reforzado

5) Resultados experimentales

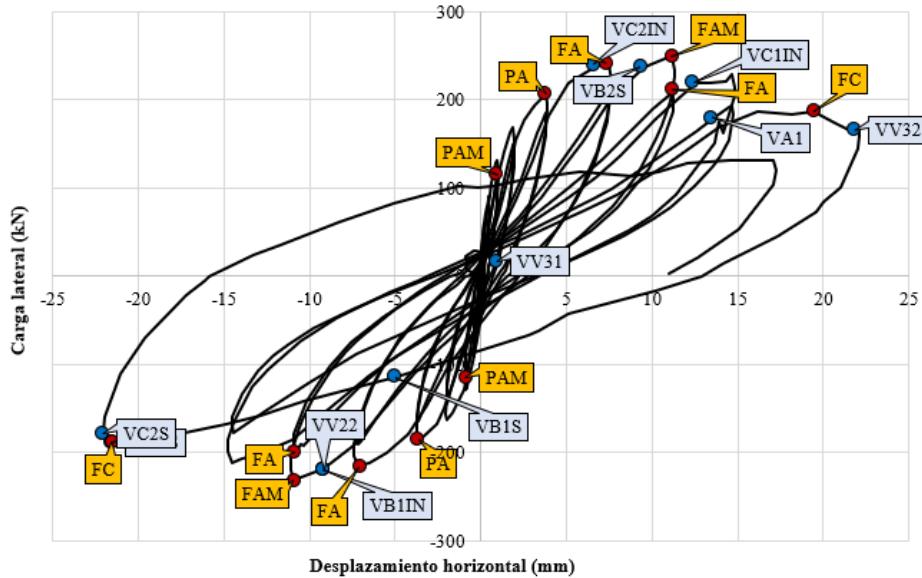


Figura S3.1-3 Gráfica de carga lateral - desplazamiento horizontal

Fuente: Segundo informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO, agosto 2023
– Departamento de Mecánica Estructural – Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA

a. Descripción del comportamiento del espécimen

- El primer agrietamiento presente en la pared de reforzamiento sísmico se registró a una deriva del 0.0625%. Las grietas se observaron en el mortero no contráctil entre la parte inferior de la viga superior y la pared de bloque de concreto. La Figura S3.1-4 muestra la distribución de agrietamientos a este nivel de deriva.

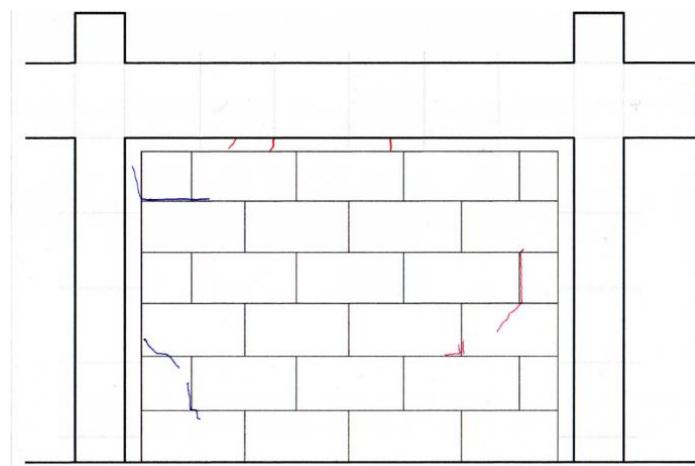


Figura S3.1-4 Patrón de grietas a un ángulo de deriva de 0.0625% - Espécimen SP-8

- El primer agrietamiento presente en el marco se registró en la parte inferior de los extremos de las vigas a un ángulo de deriva del 0.25%. A este nivel de deformación, se registraron daños significativos en la pared de bloque de concreto reforzado.

- Al alcanzar un ángulo de deriva del 0.50%, comenzaron a observarse los agrietamientos en las columnas, ver Figura S3.1-5, junto con la fluencia del acero de refuerzo del acero longitudinal de estas, ver Figura S3.1-3. Adicionalmente, se observó un fuerte incremento en el agrietamiento de la pared de bloque de concreto reforzado.

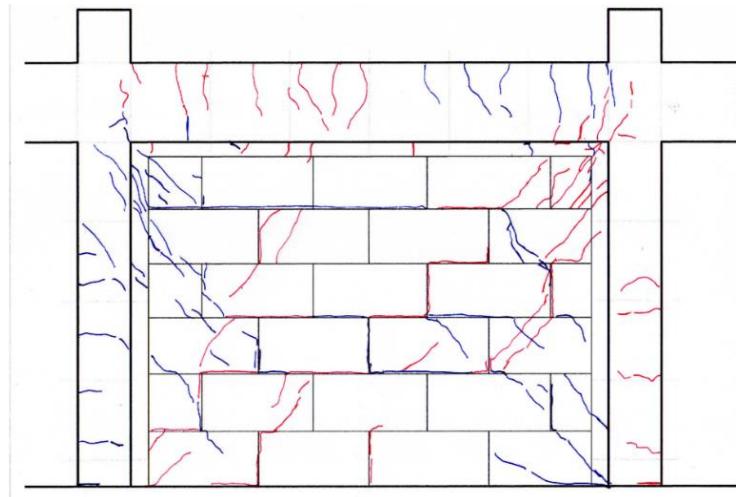
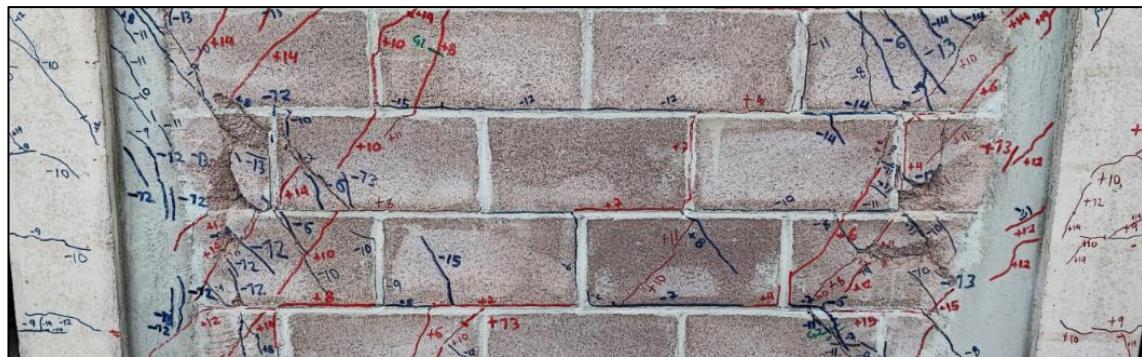


Figura S3.1-5 Patrón de agrietamientos en un ángulo de deriva del 0.50% - Espécimen SP-8

- Al aplicar un ángulo de deriva del 0.75%, se observó un desprendimiento del material de mampostería y el deterioro severo en los extremos de la pared de reforzamiento. La resistencia máxima del espécimen coincide con el inicio de este tipo de daño, que incrementó a medida que aumentaba la deriva impuesta, junto con la aparición de agrietamientos por cortante en las columnas. La Figura S3.1-6 ilustra el estado de daños en la pared de mampostería a un ángulo de deriva del 1.0%.



- Eventualmente, el daño en la mampostería incrementó hasta el punto de que las grietas expusieron el acero de refuerzo y el grout dentro de las celdas de los bloques. Las fallas observadas en la pared de mampostería incluyen el desprendimiento de las caras laterales de los bloques tipo solera del grout de relleno. La Figura S3.1-7 muestra el estado de daños en las zonas cercanas a las columnas.



Figura S3.1-7 Fractura en la columna de pared de concreto reforzado y pared de reforzamiento en un ángulo de deriva del 1.5% - Espécimen SP-8.

S3.2 Relación de amortiguamiento viscoso equivalente y reducción de demanda en el Método de Espectro de Capacidad (CSM)

1) Relación de amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento de histéresis debido a la absorción de energía de histéresis bajo un estado de reposo puede expresarse mediante un sistema elástico (lineal) equivalente. Este puede reemplazarse por un sistema elástico equivalente de período T (dependiendo de la rigidez) con amortiguamiento viscoso equivalente.

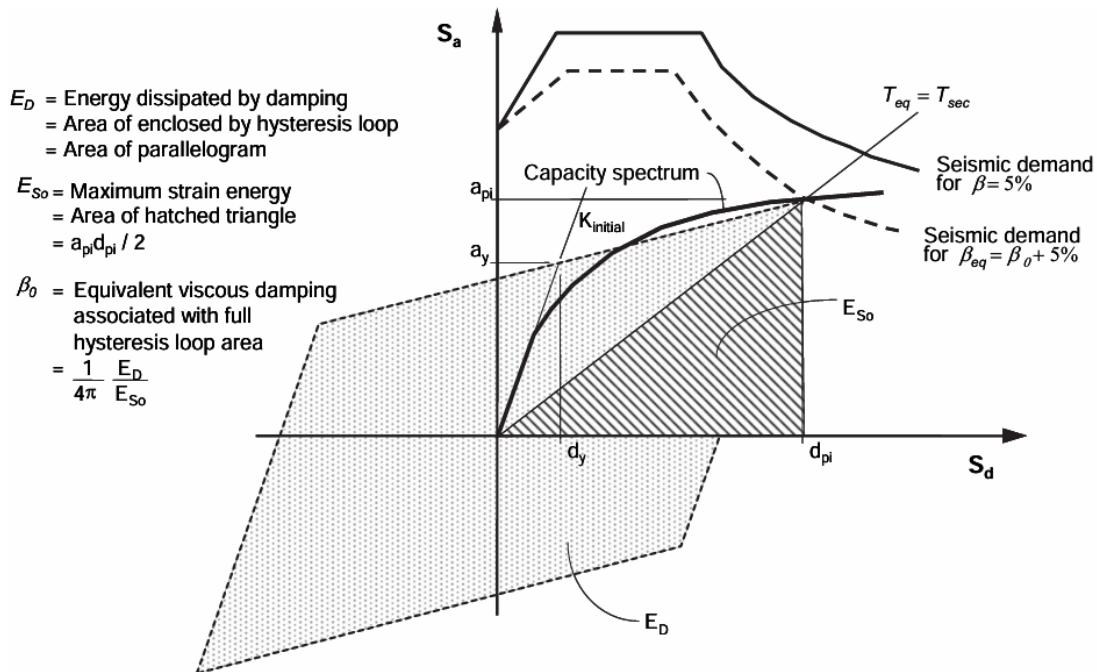


Figura S3.2-1 Método de espectro de capacidad de linealización equivalente

Fuente: Federal Emergency Management Agency (FEMA). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure. Redwood City, CA. 2005. Graphical representation of the Capacity-Spectrum Method of equivalent linearization, as presented in ATC-40 (Fig. 2-13).

A esto se le llama *Linealización* debido a que se transforma una tendencia con comportamiento no lineal, a una tendencia con comportamiento estático lineal.

$$\zeta_{eq} = \frac{E_D}{2\pi E_{so}} \quad \text{Ec. S3.2-1}$$

Donde:

ζ_{eq} : Relación de amortiguamiento viscoso equivalente.

E_D : Energía disipada durante medio ciclo de carga.

E_{so} : Energía de deformación unitaria elástica para el desplazamiento máximo del ciclo.

Fuente: Fuente: Primer informe de resultados FASE EXPERIMENTAL DE PROYECTO HOKYO, febrero 2023 – Departamento de Mecánica Estructural – Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA

En caso de que una característica de fuerza restauradora (relación fuerza cortante-deformación) se exprese por la combinación de rectas lineales, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente (h_{eq}) se expresa por la función de la razón de ductilidad (plástica) bajo el estado de vibración estable, como se muestra en a) de la Figura S3.2-2

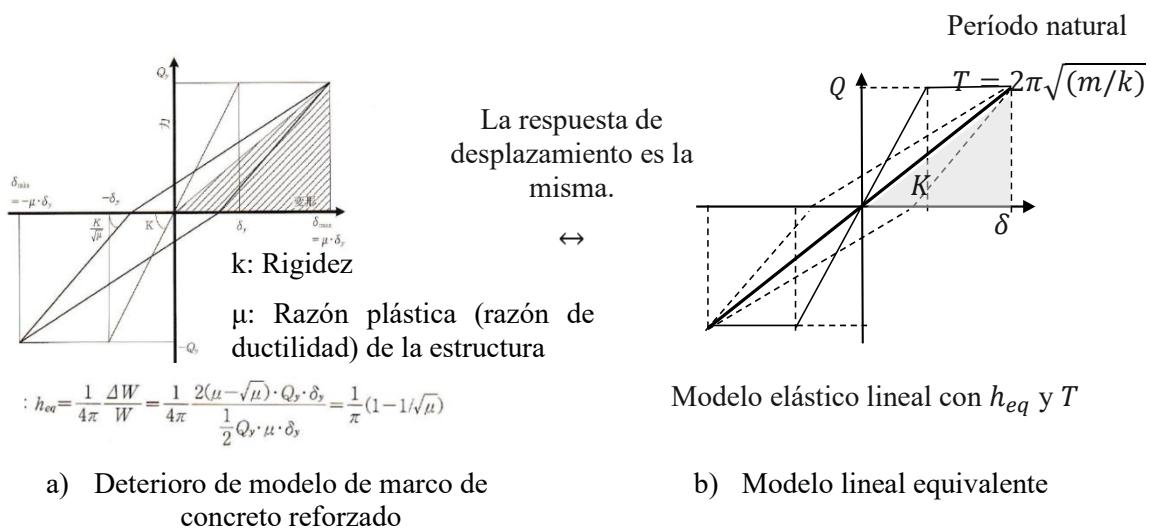


Figura S3.2-2 Relación de amortiguamiento viscoso equivalente y modelo lineal equivalente
La relación de amortiguamiento viscoso equivalente se expresa mediante la siguiente ecuación.

$$h_{eq} = \zeta_{eq} = 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad \text{Ec. S3.2-2}$$

En la realidad, la energía consumida por el sistema es inferior a la del estado estacionario, pudiendo utilizarse un coeficiente de 0.20 en lugar de 0.25 como una medida de seguridad. El 0.05 (5%) corresponde al coeficiente de amortiguamiento sin considerar la absorción de energía.

2) Reducción de la curva de demanda sísmica

El cociente de reducción de la curva de demanda sísmica, F_h , se determina en función de la relación de amortiguamiento viscoso equivalente, h_{eq} , como se muestra en la siguiente ecuación.

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h_{eq}} \quad \text{Ec. S3.2-3}$$

A continuación, se presenta un ejemplo de la reducción de la curva de demanda sísmica en función del cambio de la relación de amortiguamiento viscoso equivalente.

Tabla S3.2-1 Cociente de reducción de curva de demanda sísmica

μ	h_{eq}	F_h	μ	h_{eq}	F_h
1.0	0.05	1.0	3.0	0.156	0.586
2.0	0.123	0.673	4.0	0.175	0.545

3) Conversión a un sistema SDOF

La conversión a un sistema SDOF se expresa mediante la siguiente ecuación

$${}_1S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i \right)^2} \cdot {}_1Q_B \quad \text{Ec. S3.2-4}$$

$${}_1S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2}{\sum_{i=1}^N P_i \cdot {}_1\delta_i} \cdot {}_1S_a$$

Donde:

- ${}_1S_a$: Aceleración espectral, en función de m_i , ${}_1\delta_i$ y ${}_1Q_B$.
- m_i : Masa en el i -ésimo nivel.
- ${}_1\delta_i$: Desplazamiento relativo del i -ésimo nivel con respecto al nivel de terreno.
- ${}_1Q_B$: Fuerza de cortante basal.
- ${}_1S_d$: Desplazamiento espectral, en función de m_i , ${}_1\delta_i$ y ${}_1Q_B$ y ${}_1P_i$.
- ${}_1P_i$: Fuerza externa en el i -ésimo nivel.

S3.3 Concepto básico de la vibración en edificios

Conceptos básicos, como el período natural, amortiguamiento y espectro de respuesta, relacionados con la vibración en edificios se introducen en este suplemento utilizando un sistema SDOF.

1) Conversión a un sistema SDOF

La siguiente FIGURA muestra un sistema SDOF sujeta a movimientos de suelo.

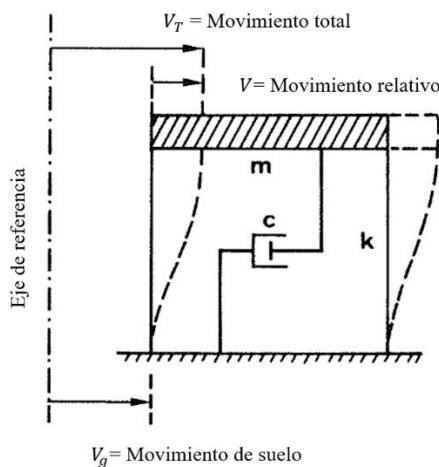


Figura S3.3-1 Sistema SDOF bajo movimientos de suelo.

La ecuación de movimiento se expresa mediante la siguiente expresión.

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = -m\ddot{v}_g \quad \text{Ec. 3.3-1}$$

(1) (2) (3) (1)

1. Fuerza de inercia
2. Fuerza de amortiguamiento
3. Fuerza restauradora

Donde:

m : Masa

mv : Fuerza de inercia

c : Coeficiente de amortiguamiento

$$C = 2\xi\omega \text{ (kN/cm)}$$

k : Constante de resorte (kN/cm)

v : Desplazamiento (cm)

Por lo tanto, el período fundamental de vibración de un edificio se puede determinar mediante la siguiente ecuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Entendiéndose que el período de un edificio se puede expresar mediante la raíz cuadrada del cociente m/k . En el caso que la rigidez se reduzca a la mitad debido a la ocurrencia de agrietamiento en los elementos estructurales, el período cambiará 1.4 veces de su valor original. En el caso que se coloquen juntas sísmicas en los elementos de reforzamiento sísmico, la rigidez k se incrementará, por ende, el período se verá modificado de manera acorde.

2) Representación de espectro de respuesta

Un ejemplo de espectro de aceleración de respuesta, S_a , se muestra en la FIGURA. Esta respuesta elástica se encuentra sujeta al período natural y al coeficiente de amortiguamiento. Un coeficiente de amortiguamiento $\xi = 0.05$ (5%) se utiliza generalmente para propósitos comparativos, denotando que a mayor coeficiente de amortiguamiento la respuesta sísmica se tornará menor.

Para efectos informativos, en el caso de análisis dinámico no lineal (análisis de respuesta tiempo – historia), se suelen utilizar coeficientes de amortiguamiento de 3% (en un rango entre el 2% y 4%) para estructuras de concreto reforzado, y 2% para estructuras de acero.

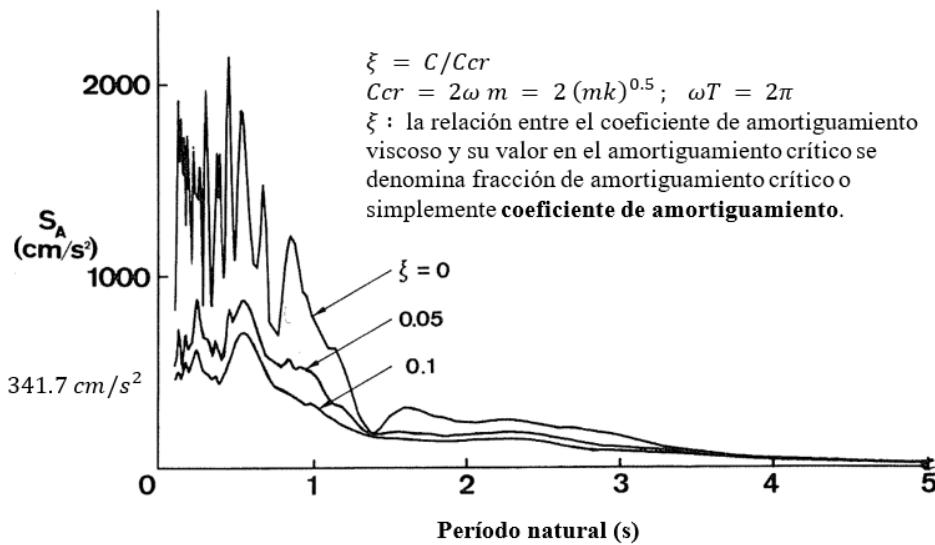


Figura S3.3-2 Espectro de aceleración de respuesta derivado de la componente N-S del terremoto de El Centro, California, 1940.

La forma general de los espectros de los espectros (espectro de aceleración de respuesta S_a , espectro de velocidad de respuesta S_v y espectro de desplazamiento de respuesta S_d) se muestran en la Figura S3.3-3.

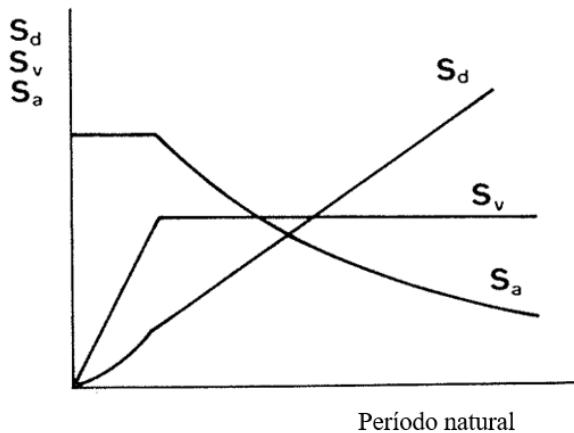


Figura S3.3-3 Formas generales de espectros de respuesta

S3.4 Juntas sísmicas y efecto de columna corta

1) Prevención de efecto de columna corta

La Figura S3.4-1 muestra un ejemplo de columnas dañadas por efecto de columna corta. De acuerdo con los experimentos estructurales llevados a cabo por el Proyecto HOKYO en 2023, no se observó una clara por cortante ocasionada por este efecto debido a paredes a mediana altura para los especímenes SP-05 y SP-06; sin embargo, sí se observó falla por cortante en la columna en el espécimen SP-13. Esto se explica porque la resistencia relativa a corte entre la columna y la pared afectará la aparición de grietas por cortante

en las columnas. Dado que no es fácil juzgar este efecto, se sugiere proporcionar juntas sísmicas como contramedida para prevenir el efecto de columna corta en las columnas existentes.



a) Grietas por cortante

b) Grietas por cortante tras remover repollo.

Figura S3.4-1 Grietas de falla por cortante causadas por efecto de columna corta debido a terremotos anteriores.

2) Ejemplo de junta sísmica

En las Figura S3.4-2 y Figura S3.4-3 se muestra un ejemplo de junta sísmica entre la columna existente y la pared de mampostería de ladrillo de barro cocido. El orificio *suelto* permite el movimiento horizontal $\pm 25\text{mm}$ en dirección del plano. También se proporciona una contramedida para que la pared soporte los movimientos fuera del plano y así evitar el fallo por volteo.

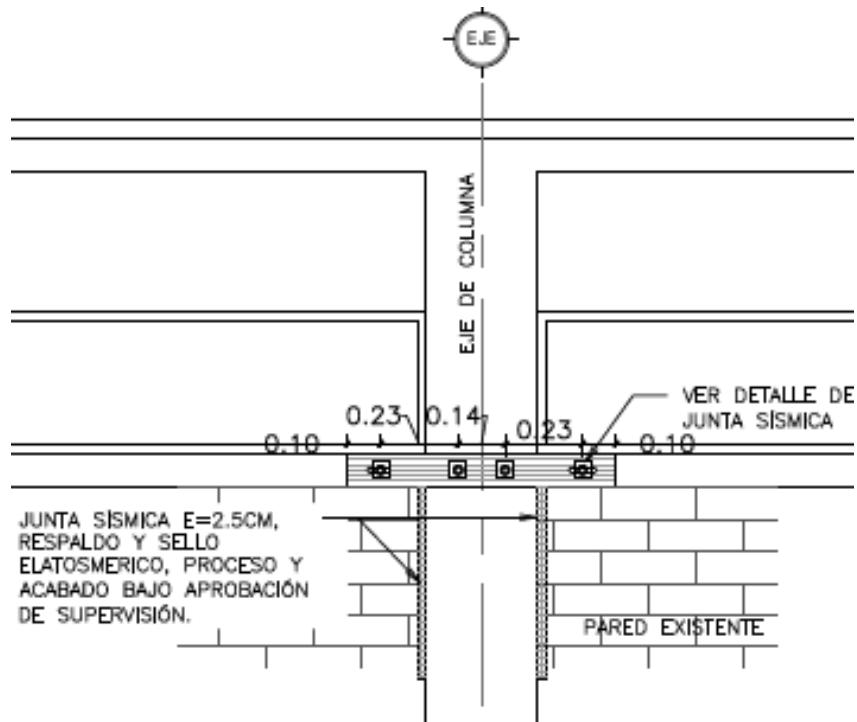


Figura S3.4-2 Detalle de junta sísmica (elevación).

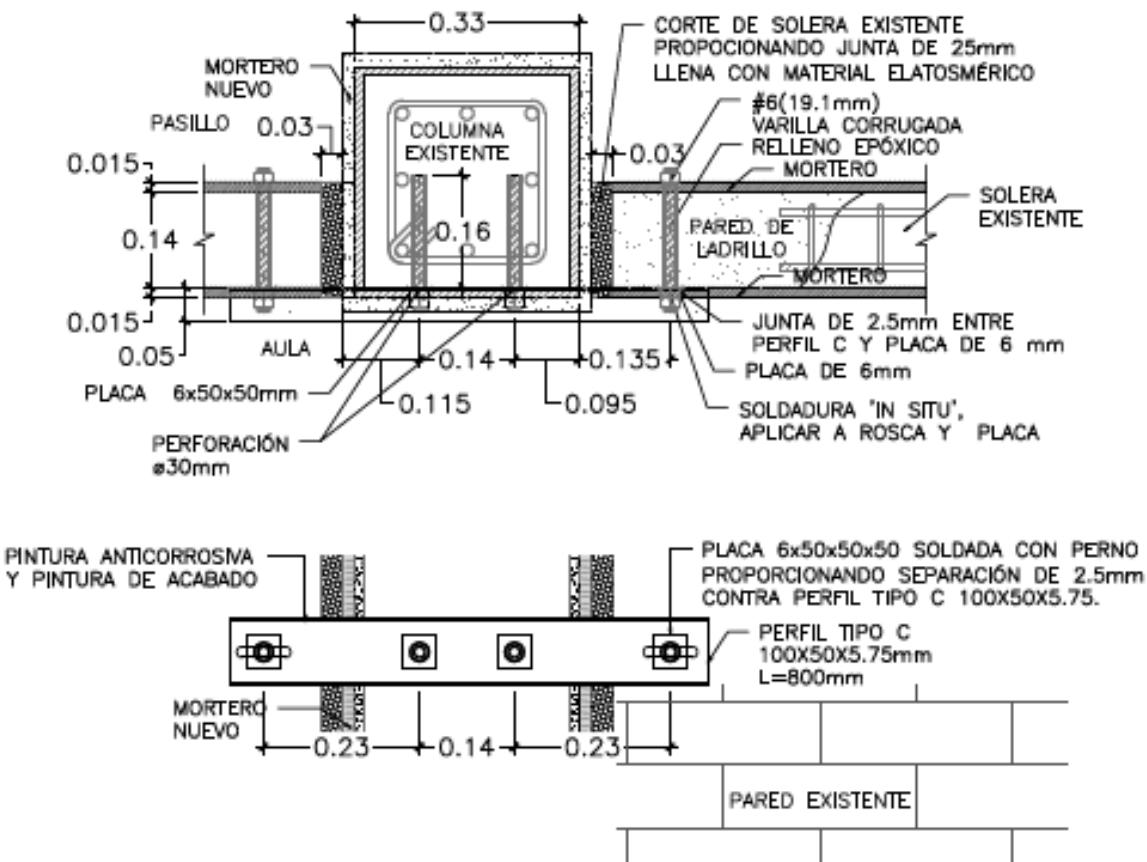


Figura S3.4-3 Detalle estructural de junta sísmica (planta y elevación).

S3.5 Ejemplo de reforzamiento sísmico en edificios existentes.

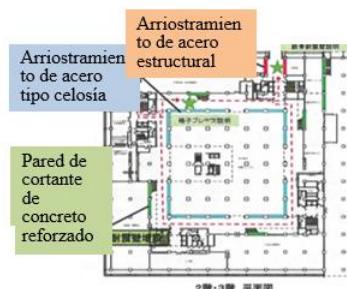
En este apartado se muestran ejemplos de edificios con obras de reforzamiento sísmico.



- Edificio de la Universidad de Tokio, Japón.



- Biblioteca Nacional, Tokio, Japón.



- Arriostramiento de acero en edificio de preparatorio.



- Trabajos de reforzamiento finalizados en edificios escolares en Chiba, Japón.



- Estadio de gimnasia, Chiba, Japón



- Encamisado con placas de acero.



- Pared de cortante de concreto reforzado.



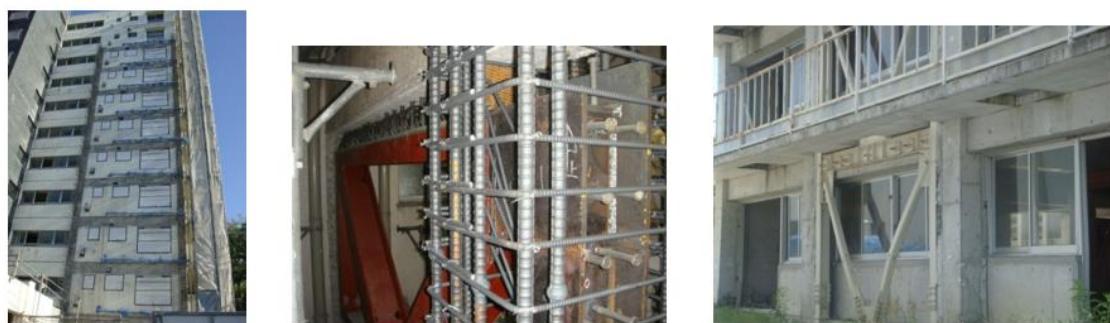
- Edificio de oficinas del gobierno local, Tokio.



- Edificio de oficinas del gobierno local, Tokio.



- Edificio de la Universidad de Medicina, Tokio.

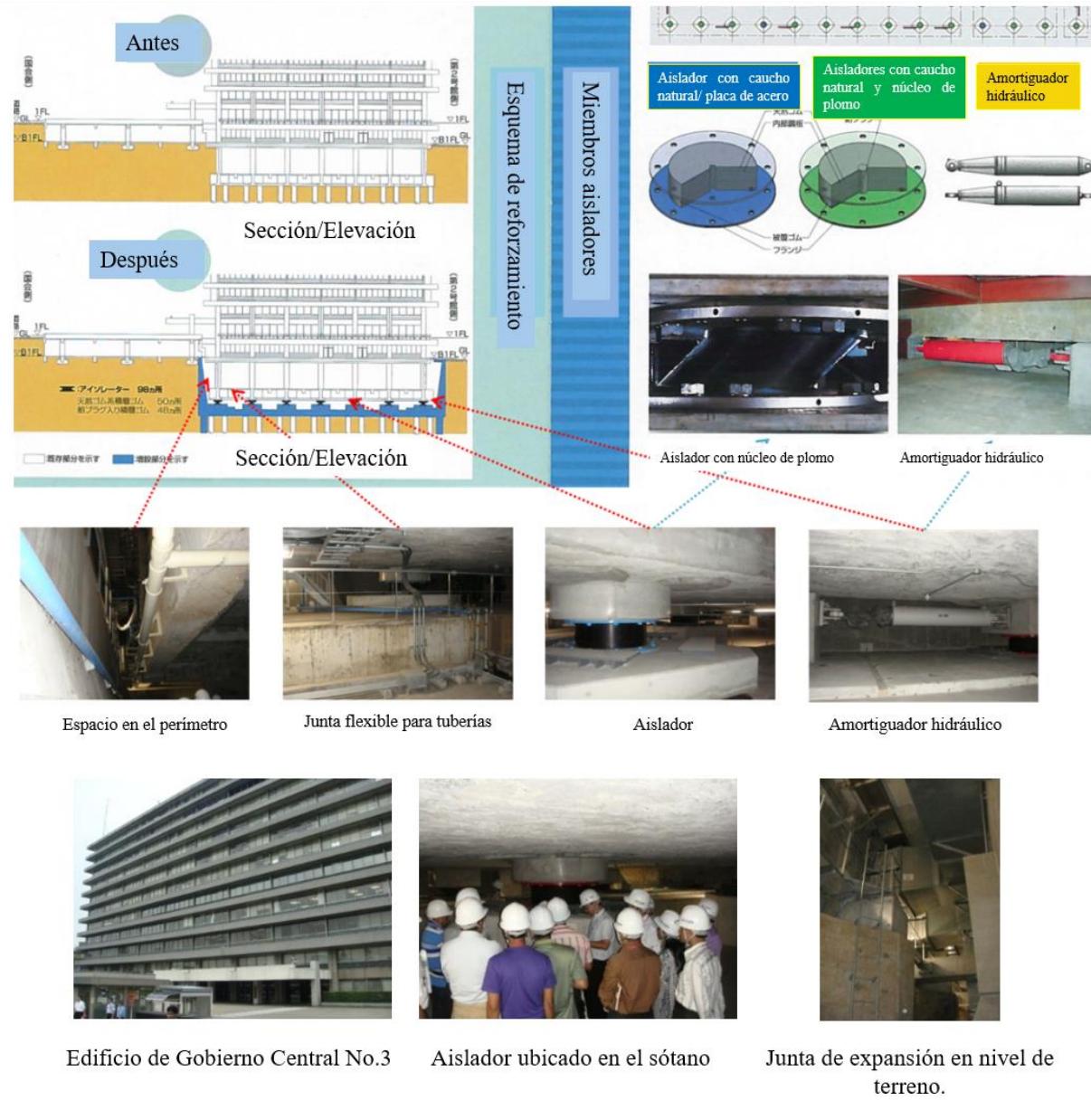


- Edificio residencial, Tokio.
- Pared de cortante y marco de arriostramiento de acero.
- Marco de arriostramiento de acero de edificio escolar en E-defense, Hyogo.

Figura S3.5-1 Ejemplos de edificios con reforzamiento sísmico.

S3.6 Reforzamiento sísmico utilizando sistema de aisladores sísmicos

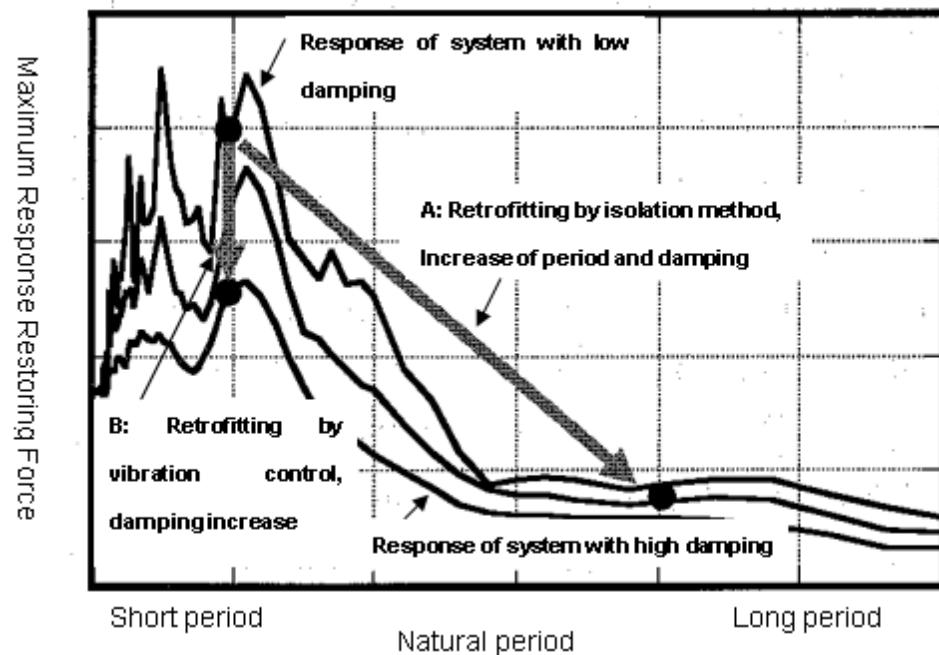
A continuación, se presenta un ejemplo de reforzamiento sísmico utilizando el sistema de aislamiento sísmico en un edificio gubernamental central en Japón. En este tipo de sistemas se busca aumentar el período natural mediante la instalación de aisladores, así mismo, se proporcionan amortiguadores para controlar la vibración y el desplazamiento. Cabe señalar que este método de reforzamiento sísmico es costoso, pero permite que el edificio mantenga su funcionamiento sin necesidad de evacuación durante los trabajos de construcción.



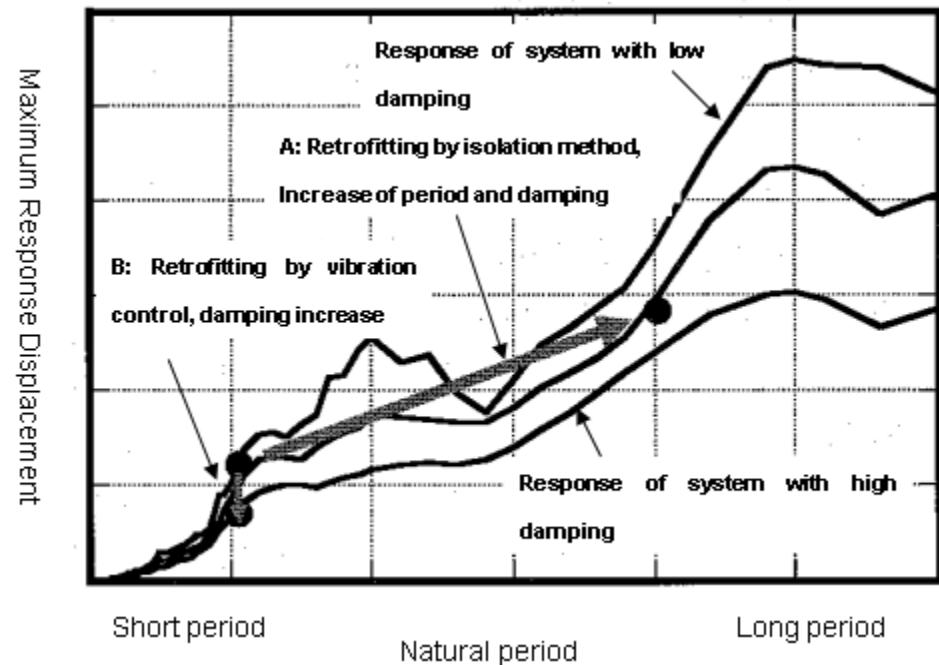
Cortesía del Ministerio de Territorio, Transporte, Infraestructuras y Turismo, Japón

Figura S3.6-1 Ejemplo de reforzamiento sísmico mediante aisladores sísmicos

La relación entre la fuerza máxima de restauración de respuesta y el período del edificio, y la relación entre el desplazamiento máximo y el período del edificio, mediante A) método de aislamiento y B) método de control de vibraciones, se muestran a continuación. El cambio de respuesta antes y después del reforzamiento sísmico, el cual es el objetivo principal en este plan de reforzamiento sísmico, se indica únicamente como carácter informativo.



- a) Relación entre la fuerza máxima de restauración de respuesta y el período del edificio



- b) Relación entre el desplazamiento máximo y el período del edificio,

Figura S3.6-2 Concepto de reforzamiento sísmico utilizando sistema de aisladores y amortiguadores.

S3.7 FEMA 440 Linealización equivalente en el método de espectro de capacidad

El capítulo 6 de FEMA 440 propone una linealización equivalente que mejora el Método del Espectro de Capacidad desarrollado en ATC 40. La idea básica detrás de este método es determinar el desplazamiento máximo de respuesta utilizando un sistema lineal equivalente con un período efectivo (T_{eff}) y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}), lo que reduce la curva de amenaza sísmica.

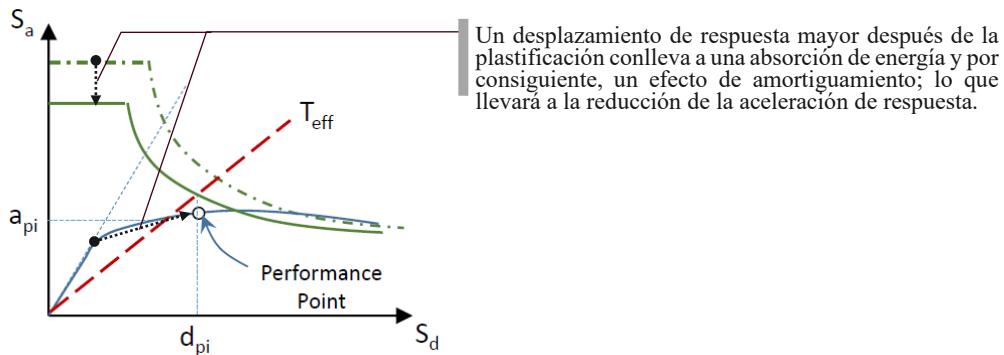


Figura S3.7-1 Diagrama conceptual de Método de Linealización Equivalente

Al emplear este método, se hace posible evaluar los efectos de absorción de energía y efectos de amortiguamiento en relación con los límites de desempeño. Las siguientes figuras indican el procedimiento real para la evaluación sísmica mediante el método de espectro de capacidad junto con el método de linealización equivalente.

1. Generar una curva de capacidad (mediante el análisis Pushover) que incorpore la no linealidad material y geométrica de los elementos primarios.
2. Convertir esta curva en una curva de espectro de capacidad en términos de desplazamiento spectral y aceleración espectral.

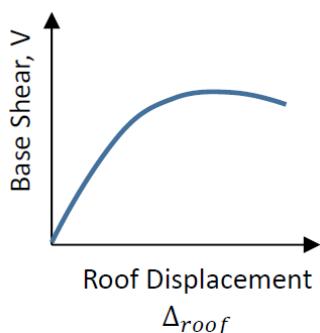


Figura S3.7-2 Curva Pushover

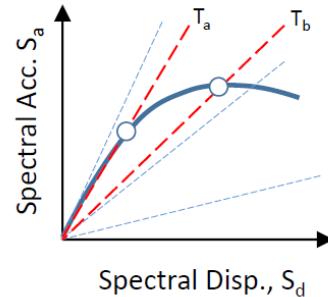


Figura S3.7-3 Curva de capacidad espectral

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

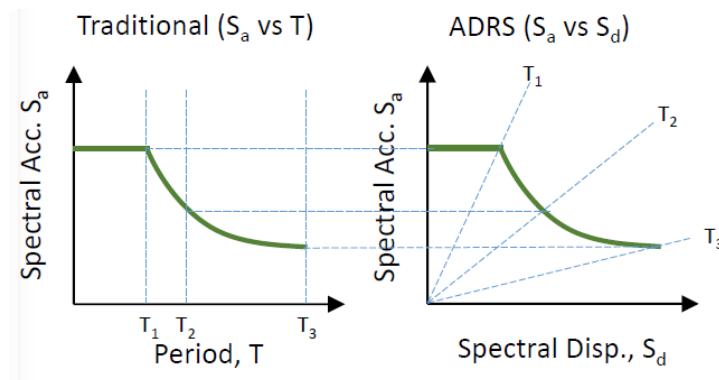
$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2} \right]$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\emptyset_{roof,1}} \quad \alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N w_i \emptyset_{i1}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i\right]\left[\sum_{i=1}^N w_i \emptyset_{i1}^2\right]}$$

Donde:

- W = Peso sísmico (incluyendo cargas vivas y muertas).
- PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural.
- α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo natural.
- \emptyset_{i1} = Amplitud del primer modo en el nivel i .
- N = Nivel de techo utilizado para el análisis Pushover.

3. Construir un espectro de respuesta específico del proyecto y transformarlo en un espectro de respuesta de aceleración – desplazamiento.



$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2, \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Figura S3.7-4 Imagen conceptual de la conversión de “ $S_a - T$ ” a “ $S_a - S_d$ ”

4. Combinar las curvas de demanda y capacidad para estimar el punto de desempeño.

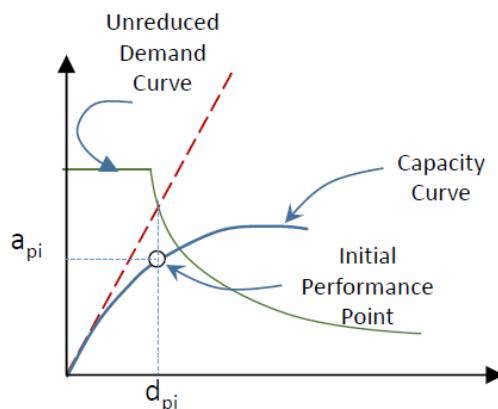


Figura S3.7-5 Obtención de punto de desempeño

5. Construir una representación bilineal de la capacidad espectral de forma tal que las áreas formadas por encima y detrás de la línea de post – fluencia sean iguales (equivalencia de energías).

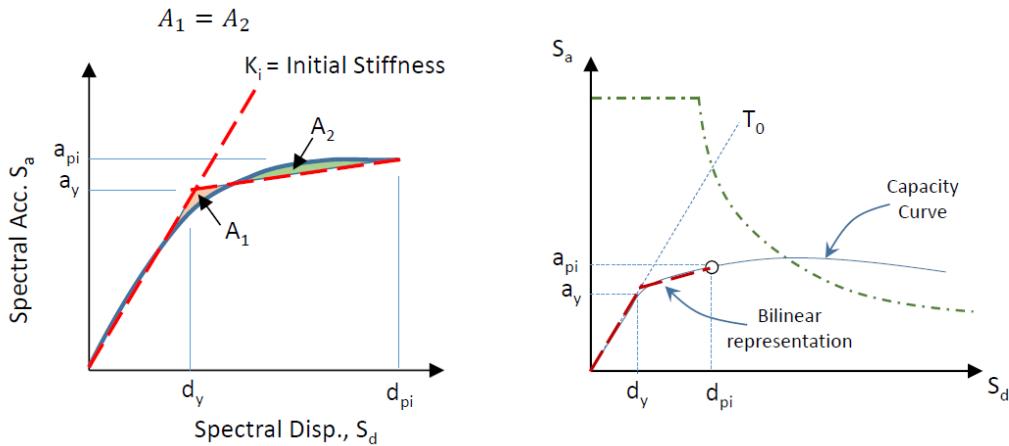


Figura S3.7-6 Obtención de punto de desempeño

Nótese que esto define el período fundamental T_0 , el desplazamiento espectral de fluencia d_y y la aceleración a_y , que dependen de los valores de d_{pi} y a_{pi} asumidos en el paso 4.

6. Determinar la rigidez post – elástica α , y ductilidad μ , de la manera siguiente:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}, \mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \Rightarrow \begin{cases} \beta_{eff} \\ T_{eff} \end{cases}$$

7. Calcular el amortiguamiento efectivo β_{eff} , y el período efectivo T_{eff} .

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0 \quad \beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$\text{Para } 4.0 < \mu < 6.5 \quad \beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

$$\text{Para } \mu > 6.5 \quad \beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0 \quad T_{eff} = G[(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$$\text{Para } 4.0 < \mu < 6.5 \quad T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$$

$$\text{Para } \mu > 6.5 \quad T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Para los propósitos de este manual, y considerando marcos de concreto reforzado, los valores para utilizados para definir las variables previamente descritas son:

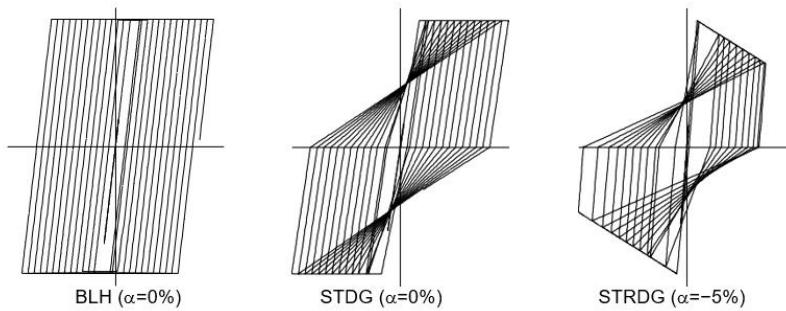


Figura S3.7-7 Tipos de comportamiento inelástico considerados

BLD: Bilineal Histerético, STDG: Degradación de Rigidez, STRDG; Degradación de Resistencia

Tabla S3.7-1 Coeficientes utilizados para las ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo

Modelo	$\alpha(\%)$	A	B	C	D	E	F
Bilineal Histerético	0	3.2	-0.66	11.0	0.12	19	0.73
	2	3.3	-0.64	9.4	1.10	19	0.42
	5	4.2	-0.83	10.0	1.60	22	0.40
	10	5.1	-1.1	12.0	1.60	24	0.36
	20	4.6	-0.99	12.0	1.10	25	0.37
Degradación de Rigidez	0	5.1	-1.1	12.0	1.40	20	0.62
	2	5.3	-1.2	11.0	1.60	20	0.51
	5	5.6	-1.3	10.0	1.80	20	0.38
	10	5.3	-1.2	9.2	1.90	21	0.37
	20	4.6	-1.0	9.6	1.30	23	0.34
Degradación de Resistencia	-3	5.3	-1.2	14.0	0.69	24	0.90
	-5	5.6	-1.3	14.0	0.61	22	0.90

Tabla S3.7-2 Coeficientes utilizados para las ecuaciones de Período Efectivo

Modelo	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilineal Histerético	0	0.11	-0.017	0.27	0.09	0.57	0.00
	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
	20	0.10	-0.015	0.17	0.09	0.98	0.20
Degradación de Rigidez	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10

	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.00	0.20
Degradación de Resistencia	-3	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
	-5	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

Nota: Los valores negativos de la rigidez post – elástica deben limitarse a las pérdidas de resistencia

8. Calcular el Factor de Modificación y el Período Secante mediante las siguientes ecuaciones:

$$T_{sec} = \frac{T_0}{\sqrt{\frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu}}}, M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2$$

9. Reducir el espectro de demanda utilizando el amortiguamiento efectivo β_{eff} y el factor M , denominado como Espectro de Desplazamiento y Aceleración de Respuesta Modificado (MADRS por sus siglas en inglés).

10. Generar una familia de soluciones, cambiando la ductilidad y definir el punto de desempeño como la intersección de la familia de soluciones y el espectro de capacidad.

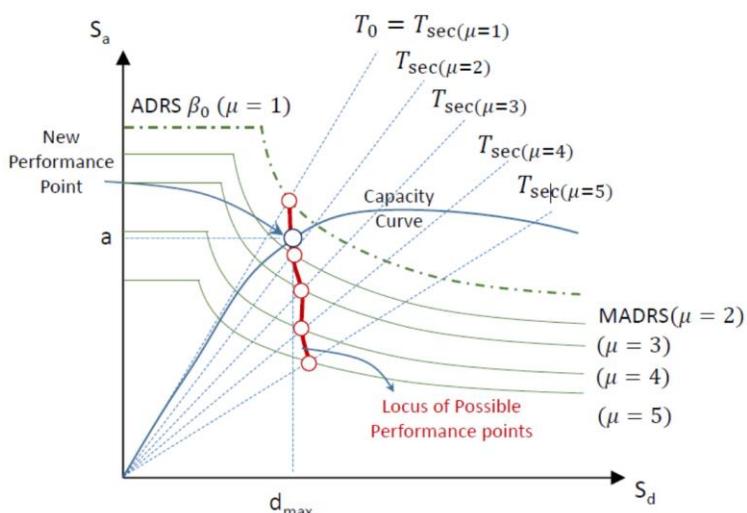


Figura S3.7-8 Obtención del punto de desempeño

Como referencia, la relación de reducción de S_a para cada ductilidad cuando se degrada la rigidez con un 2% de rigidez posterior al valor pico y $\beta_0 = 5\%$, estructura típica de concreto reforzado, puede evaluarse como en la Figura S3.7-9. Esto indica que una mayor ductilidad resulta en una mayor reducción del espectro de respuesta.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} (\text{en \%})}$$

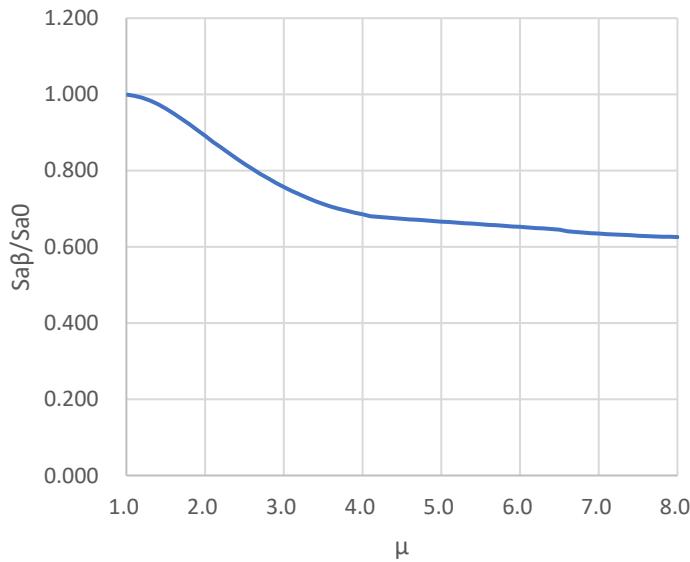


Figura S3.7-9 Relación entre el factor de reducción de respuesta y la ductilidad-

11. Una vez definido el desplazamiento, calcular el desplazamiento real del techo y cortante basal asociado a este.

$$V = W\alpha_1 a$$

$$\Delta_{roof} = d_{max} P F_1 \phi_{roof,1}$$

Si se requieren de otros modos, y no sólo el primer modo, se repetirá el proceso para cada modo y se combinarán los resultados a través de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS por sus siglas en inglés).

Capítulo C1 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1: Segundo Nivel de Evaluación)

En este capítulo se presenta el diseño de reforzamiento sísmico del Edificio Modelo aplicando el Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 1: Segundo nivel de evaluación), utilizando el desempeño sísmico objetivo definido en la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) de 1994. Además, se utilizan los resultados de los experimentales estructurales realizados en especímenes de marcos de concreto con elementos de reforzamiento, realizado en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA). La metodología básica empleada sigue las directrices para reforzamiento sísmico de edificios existentes de concreto reforzado.⁹

C1.1. Desempeño sísmico objetivo

El desempeño sísmico objetivo utilizado es el que se define en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994. Conservadoramente, se ha considerado un perfil de suelo S3, con una capacidad de carga igual a 2.0 kg/cm^2 (20 ton/m^2)

Espectro de diseño de aceleración de respuesta

$$C_s = A \cdot I \cdot C_o \cdot \left(\frac{T_o}{T}\right)^{2/3} \quad \text{Ec. 4.2 NTDS - 94}$$

A partir de la Ecuación 4.2 de la NTDS 94, se define el índice de demanda sísmica, I_{so} , como se muestra a continuación:

$$I_{so} = A \cdot I \cdot C_o \cdot \left(\frac{T_o}{T}\right)^{2/3} \quad T \geq T_o$$

$$I_{so} = A \cdot I \cdot C_o \quad T_m \leq T < T_o$$

$$I_{so} = 0.4 + 6T \text{ Suelo tipo S1}$$

$$I_{so} = 0.4 + 4.192T \text{ Suelo tipo S2}$$

$$I_{so} = 0.4 + 4.0T \text{ Suelo tipo S3}$$

$$I_{so} = 0.4 + 2.667T \text{ Suelo tipo S4}$$

La NTDS 94 define el período fundamental del edificio, T , mediante la siguiente expresión:

$$C = C_t h_n^{3/4}$$

Donde:

T : período fundamental del edificio (s).

C_t : coeficiente numérico, igual a 0.073 para estructuras de concreto reforzado.

⁹ Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings 2001, traducida al inglés por el Building Research Institute de Japón y publicado por la Japan Building Disaster Prevention Association (JBDA).

h_n : altura del edificio por encima del nivel de fundación, igual a 11.85m.

Conservadoramente se ha considerado un tipo de suelo de perfil S3, por lo tanto:

$$T = 0.073 \times 11.85^{\frac{3}{4}} = 0.447s$$

Comparando con $T_o = 0.60s$:

$$0.447s < 0.60s$$

Para un factor de importancia igual a $I = 1.2$

$$I_{so} = AIC_o = 0.4 * 1.2 * 3.0$$

$$I_{so} = 1.44$$

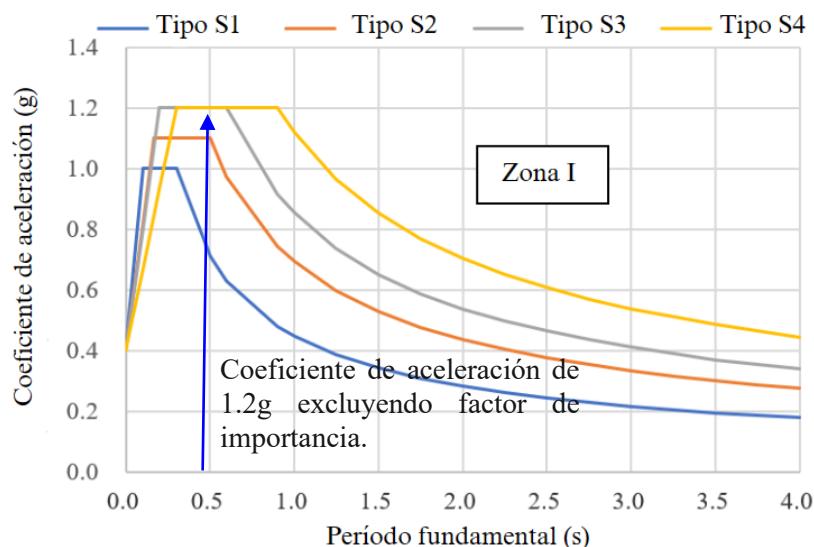


Figura C1.1-1 Espectro de aceleración de respuesta de diseño – NTDS 94

C1.2. Peso sísmico del edificio

1) Antes de reforzamiento sísmico.

La siguiente Tabla C1.2-1 muestra el peso sísmico del edificio en la condición existente, antes de reforzamiento.

Tabla C1.2-1 Peso sísmico de condición existente - Edificio Modelo

Estructura de techo + cubierta				
Descripción	Caso	Peso (ton)	Área (m ²)	Peso (ton/m ²)
Carga muerta	Muerta	31.79	383.04	0.08
Sobrecarga	Sobrecarga	24.72	383.04	0.06
Carga viva	Viva	0.00	383.04	0

Total		56.51		0.14
Segunda losa de entrepiso				
Descripción	Caso	Peso (ton)	Área (m²)	Peso (ton/m²)
Carga muerta	Muerta	328.70	383.04	0.86
Sobrecarga	Sobrecarga	68.09	383.04	0.18
Carga viva	Viva	42.99	383.04	0.11
Total		439.78		1.15
Primera losa de entrepiso				
Descripción	Caso	Peso (ton)	Área (m²)	Peso (ton/m²)
Carga muerta	Muerta	320.11	383.04	0.84
Sobrecarga	Sobrecarga	68.09	383.04	0.18
Carga viva	Viva	42.99	383.04	0.11
Total		431.19		1.13
TOTAL		927.48		2.42

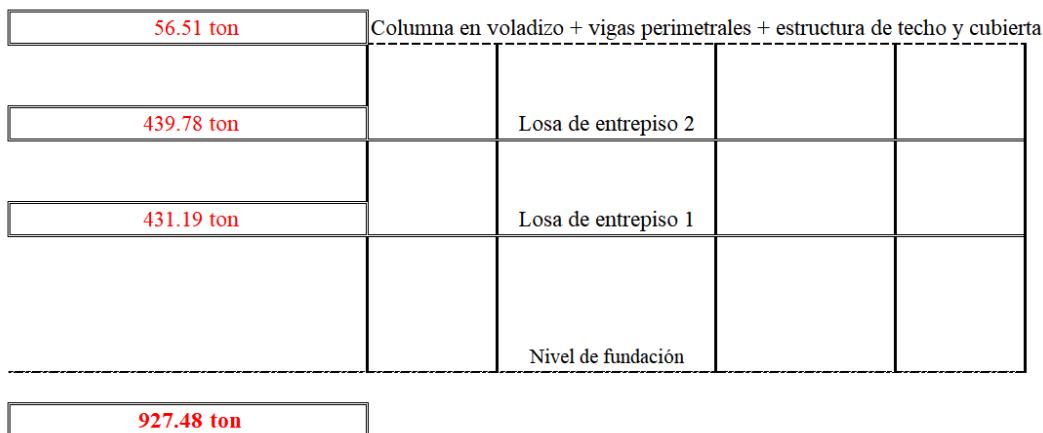


Figura C1.2-1 Modelo computacional - Edificio Modelo

2) Incremento del peso sísmico por la adición de elementos de reforzamiento

Como medida de seguridad, se estima el incremento del peso sísmico; dicho peso será utilizado para el cálculo del diseño de reforzamiento sísmico. Este incremento del peso sísmico se debe al peso de los elementos de reforzamiento sísmico, tales como marcos de arriostramiento de acero, paredes de cortante de concreto reforzado, etc. A continuación, se presenta el incremento del peso sísmico en cada uno de los niveles del Edificio Modelo.

– Nivel 3

Para incrementar la rigidez en el plano horizontal en la parte inferior de la estructura de techo, se supone la instalación de elementos con las siguientes características:

- Elementos metálicos de sección H – 250 × 250 × 9 × 14.
- Radio de giro $i_y = 63.22\text{mm}$
- Relación de esbeltez $\lambda = 6,750/63.2 = 106.8$ (menor a la relación de esbeltez límite $\Lambda = 120$).
- Adición de material a compresión.

Por lo que la sumatoria de los elementos para la conformación del marco metálico supondría un incremento de *6.0 ton*.

– Nivel 2

En el segundo nivel, se supone la instalación de los siguientes elementos como parte del reforzamiento sísmico:

- Dos brazos marcos de arriostramiento metálico con mortero no contráctil colocado perimetralmente, con un peso estimado de *5.0 ton*.
 - Cuatro paredes reforzadas mediante laminación con ferrocemento de 25mm, con un peso estimado de *2.3 ton* por pared, significando un total de *9.2 ton* por las cuatro paredes.

La sumatoria de los elementos de reforzamiento sísmico supondría un incremento de *14.2 ton*:

– Nivel 1

En el primer nivel, se supone la instalación de los siguientes elementos como parte del reforzamiento sísmico:

- Cuatro brazos marcos de arriostramiento metálico con mortero no contráctil colocado perimetralmente, con un peso estimado de *10.0 ton*.
- Reemplazo de paredes de mampostería por paredes de cortante de concreto reforzado, con un peso estimado de *10.0 ton*.

La sumatoria de los elementos de reforzamiento sísmico supondría un incremento de *20.0 ton*:

Al distribuirlo en cada nivel da como resultado:

– **Nivel de techo** 6.0 ton .– **Nivel 3** $14.2/2 = 7.1$ redondeado a 8.0 ton .– **Nivel 2** $(14.2 + 20)/2 = 17.1 \text{ ton}$ redondeado a 18 ton .

La Tabla C1.2-2 presenta el incremento del peso sísmico del Edificio Modelo al compararlo con el peso sísmico en su condición existente.

Tabla C1.2-2 Incremento del peso sísmico debido a la adición de elementos de reforzamiento sísmico

Nivel	Peso sísmico original ton	Peso sísmico adicional ton	Subtotal W_i ton	Peso sísmico total ΣW_i ton
Nivel de techo	56.51	6	62.51 (612.6kN)	
Nivel 3	439.78	8	447.78 (4,388kN)	510.29 (5,000kN)
Nivel 2	431.19	18	449.19 (4,402kN)	959.48 (9,403kN)
Total	927.48	32.0		(3.5% de incremento)

C1.3. Propiedad de materiales

A continuación, se enlistan las propiedades de los materiales utilizadas en el diseño del reforzamiento sísmico del Edificio Modelo.

- Acero estructural: para los tubos cuadrados se utilizará acero ASTM A500 de grado B. Para las placas de acero, acero A36.
- Concreto: resistencia a la compresión igual a $F_c = 20.6 \text{ N/mm}^2$ (210 kg/cm^2).
- Acero de refuerzo: resistencia de fluencia igual a $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$ (grado 60).
- Varillas de anclaje: grado 60.
- Pernos roscados: resistencia a la compresión de $F_y = 400 \text{ N/mm}^2$
- Mortero no contráctil: mortero de resistencia a la compresión igual a $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$ o mayor.
- Mortero: mortero de resistencia a la compresión igual a $F_c = 14 \text{ N/mm}^2$ o mayor.

Propiedades de materiales existentes:

- Acero de refuerzo: resistencia de fluencia igual a $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (grado 40). Para la evaluación de la resistencia a flexión, se utilizó un valor de $1.1F_y$.
- Concreto: resistencia a la compresión de $f_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$ (180 kg/cm^2).

C1.4. Sección transversal de las columnas

La Figura C1.4-1 muestra la sección transversal de las columnas del edificio modelo, donde a) muestra la sección transversal en el primer y segundo nivel, y b) la sección transversal en el tercer nivel del edificio.

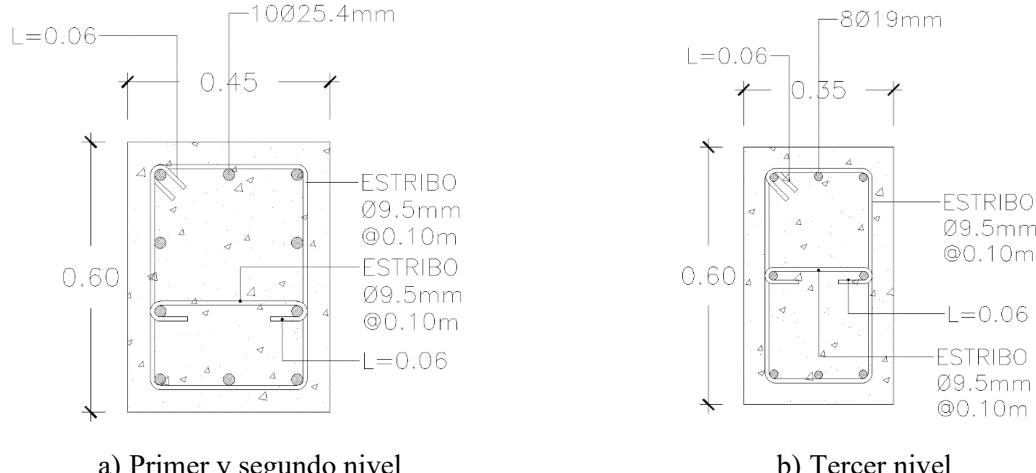


Figura C1.4-1 Sección transversal de columnas - Edificio Modelo

C1.5. Diseño de reforzamiento sísmico

C1.5.1. Revisión de resultados de la evaluación sísmica

Según los resultados de la evaluación sísmica del Edificio Modelo, realizada en el Manual de Evaluación Sísmica, se determinó que la sismicidad del edificio era menor a la demanda establecida según la NTDS 94, donde el índice sísmico I_s obtenido fue menor al índice de demanda sísmica $I_{so} = 1.44$ aplicando un factor de importancia $I = 1.2$.

En cuanto al índice sísmico básico de la estructura, se ha calculado según la siguiente expresión:

$$E_o = C \times F$$

Mientras que el índice sísmico de la estructura, I_s :

$$I_s = \frac{n + 1}{n + i} \times E_o \times S_D \times T$$

Por otra parte, el índice de resistencia, C , se ajusta al incorporar el incremento del peso sísmico. Mientras que el S_D es ajustado de 0.90 a 1.0 en el primer nivel debido al incremento de resistencia horizontal en este nivel, y $T = 1.0$ ha sido aplicado para todos los niveles.

Modificación de la resistencia horizontal en la dirección X (longitudinal)

La evaluación sísmica (mediante el segundo nivel de evaluación) se lleva a cabo suponiendo el modo de colapso en las columnas, tal y como se muestra en la Nota 1 donde se evalúa el modo de colapso en la dirección X. En este punto, para introducir el ejemplo de una estructura compuesta por un marco de arriostramiento de acero, se realizaron las siguientes suposiciones para una evaluación más acertada a la condición real de la estructura.

En la siguiente Tabla C1.5-1 se presentan los resultados de la evaluación sísmica en la dirección X y Y, donde el índice de resistencia C se redujo al aplicarle un factor de 0.65 en el primer nivel y 0.41 en el segundo. El cálculo de C para cada nivel y dirección se encuentra debajo de la misma.

Tabla C1.5-1 Resultados de evaluación sísmica - Edificio Modelo – Condición existente

Nivel	$\frac{(n+1)}{n+i}$	Peso kN	I_{so}	Dirección X						Dirección Y					
				C	F	E_o	S_D	T	I_s	C	F	E_o	S_D	T	I_s
3	0.667	612.6	1.44	1.630	3.2	3.479	1.0	1.0	3.479 ^b	2.279	3.2	4.865	1.0	1.0	4.865 ^c
2	0.800	5,000		0.238	3.2	0.609	1.0	1.0	0.609	0.655	3.2	1.676	1.0	1.0	1.676 ^a
1	1.000	9,403		0.180	3.2	0.575	1.0	1.0	0.575	0.320	3.2	1.047	1.0	1.0	1.045

Dirección X:

Tercer nivel: $C = \left(\frac{1.809}{1.11}\right) = 1.630$

Segundo nivel: $C = \left(\frac{0.596}{1.028}\right) \times 0.41 = 0.238$

Primer nivel: $C = \left(\frac{0.286}{1.035}\right) \times 0.65 = 0.180$

Dirección Y

Tercer nivel: $C = \left(\frac{2.530}{1.11}\right) = 2.279$

Segundo nivel: $C = \left(\frac{0.673}{1.028}\right) = 0.655$

Primer nivel: $C = \frac{0.331}{1.035} = 0.320$

Nota

- Si bien en el segundo nivel la sismicidad es más alta que la demanda ($I_s > I_{so}$), sin embargo, se recomienda incrementar la resistencia con el fin de reducir la deflexión de entrepiso.
- Si bien la sismicidad del tercer nivel en la dirección X es mayor a la demanda sísmica ($I_s > I_{so}$), se recomienda incrementar la rigidez horizontal mediante arriostramientos de acero que trabajen a tensión, considerando la uniformidad de rigidez.
- Si bien la sismicidad del tercer nivel es mayor a la demanda ($I_s > I_{so}$), se recomienda incrementar la rigidez horizontal mediante la laminación con ferrocemento en paredes de mampostería existentes, considerando la uniformidad de rigidez.

C1.5.2. Dirección X (longitudinal)

(1) Idea básica de reforzamiento sísmico

Debido a los marcos en las paredes por puertas y ventanas en las paredes del eje X, se propone el reforzamiento sísmico mediante la instalación de marcos de arriostramiento de acero, en los ejes A y C del primer y segundo nivel, como se muestra en las Figura C1.5-1 y Figura C1.5-2. Mediante criterio técnico, en el tercer nivel se propone la instalación de un marco de arriostramiento de acero en el eje B, entre los ejes 2 y 3, con el objetivo de incrementar la rigidez considerando la uniformidad de rigidez, como se muestra en la Figura C1.5-3.

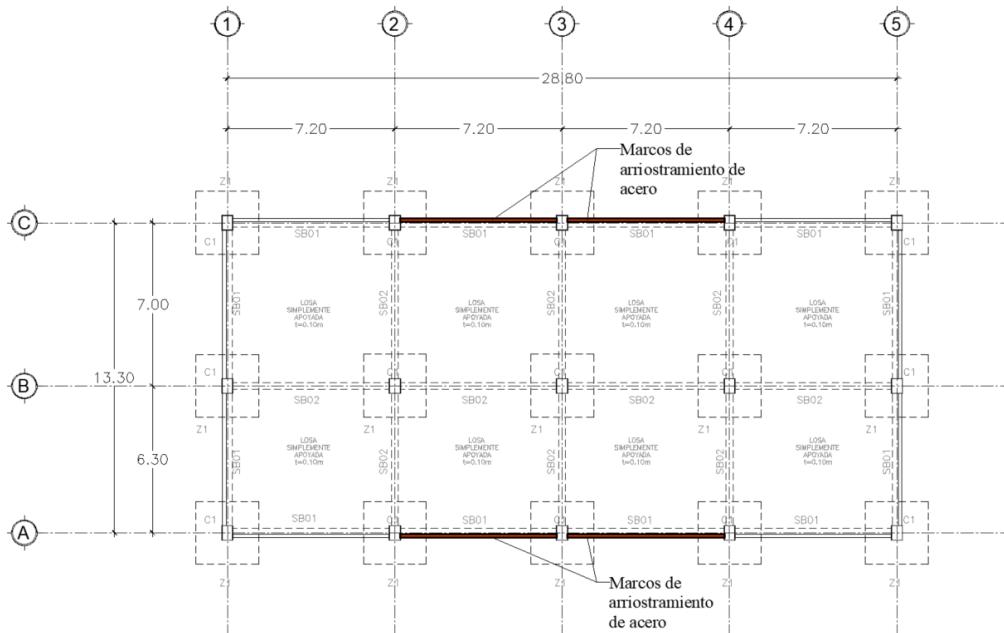


Figura C1.5-1 Elementos de reforzamiento sísmico - Dirección X - Nivel 1

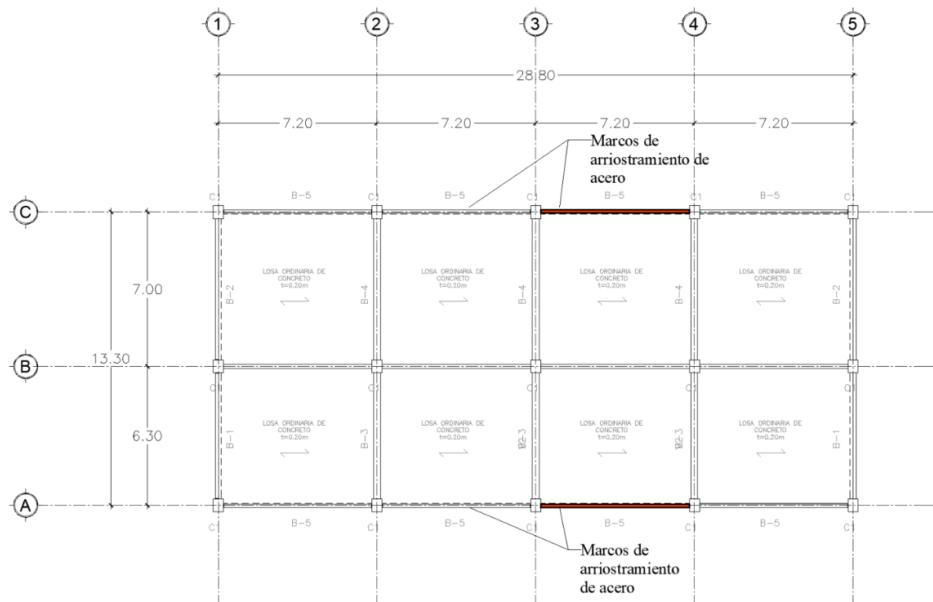


Figura C1.5-2 Elementos de reforzamiento sísmico - Dirección X – Nivel 2

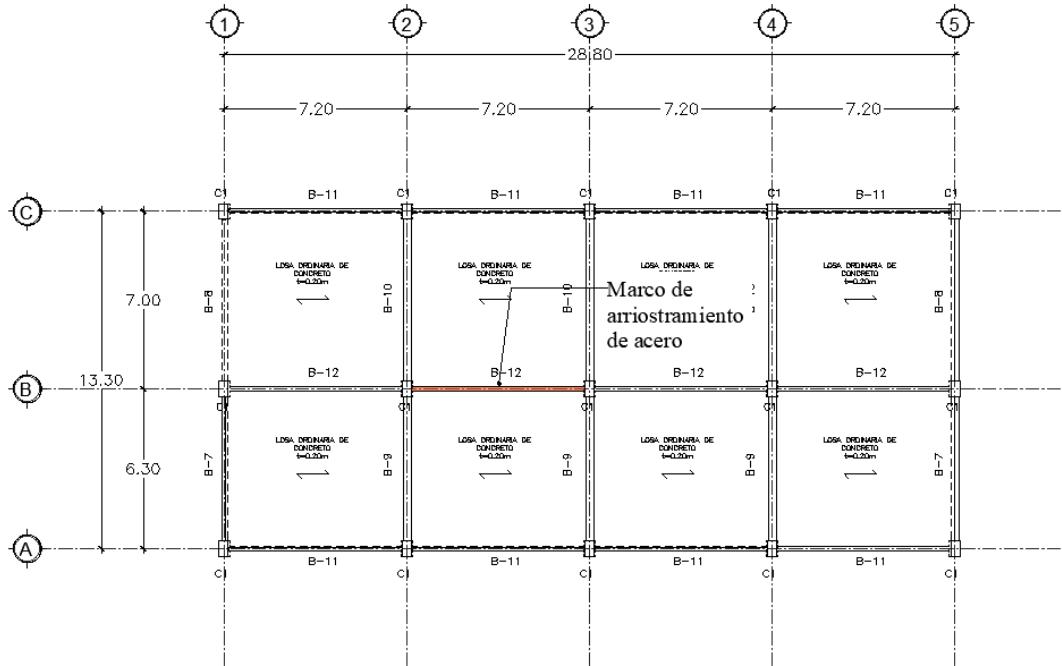


Figura C1.5-3 Elementos de reforzamiento sísmico - Dirección X – Nivel 3

A continuación, se presenta la evaluación de la resistencia de los marcos de arriostramiento de acero. Se hace referencia al cálculo del reforzamiento sísmico de la dirección X (longitudinal), ya que en un principio se supuso el modo de colapso de las columnas, realizándose las modificaciones pertinentes para cumplir con el modo de colapso de las vigas llevándose a cabo las suposiciones necesarias para ello.

(2) Diseño de elementos de reforzamiento sísmico

a) Resistencia de marcos de acero de arrostramiento.

Para el cálculo de la resistencia de los marcos de arriostramiento de acero, se utilizaron las siguientes características geométricas del marco existente:

- Altura de entrepiso: 3.6m; longitud de claro: 7.2m

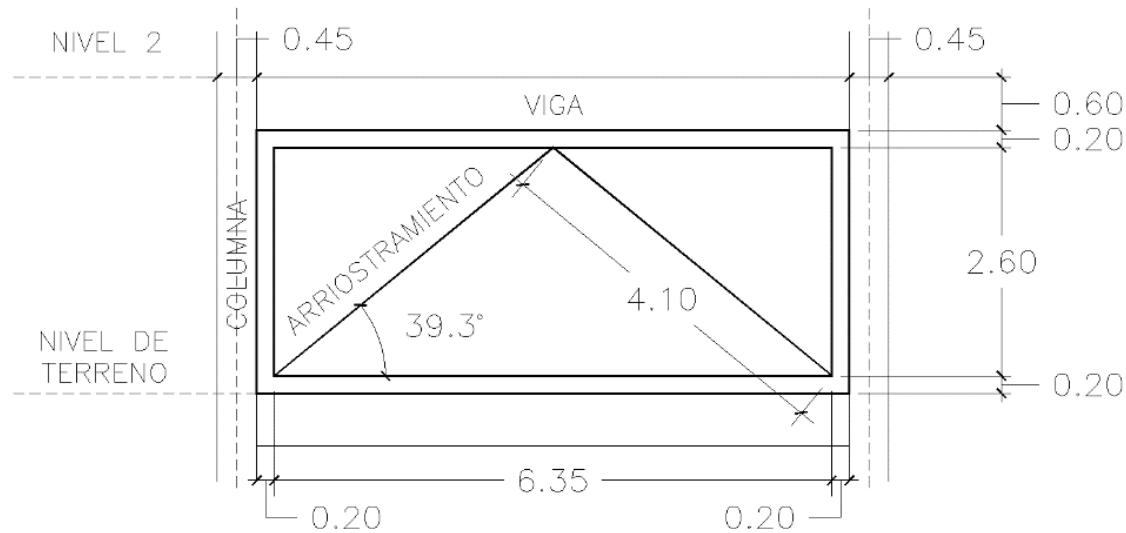


Figura C1.5-4 Esquema - Marco de arriostramiento de acero

Selección de elementos de arriostramiento de aceroPerfil: $\square 250 \times 200 \times 6\text{mm}$ o equivalenteRadio de giro: $i_X = i_Y = 78.8\text{mm}$ Relación de esbeltez: $\lambda = 4,104/78.8 = 52.1 < 58$ (*límite superior*)Sección transversal $A = 4,563\text{mm}^2$ **Resistencia horizontal**Acero: ASTM A500, Grado B, $F = \sigma_y = 320\text{N/mm}^2$ Resistencia especificada del acero: $F = 320\text{N/mm}^2$

$$\text{Relación de esbeltez límite: } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 205,000}{0.6 \times 320}} = 103$$

$$\text{Esfuerzo a la compresión límite} = \left[1 - 0.40 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \times F \right] = \left[1 - \left(\frac{52}{103} \right)^2 \times F \right] = 287\text{N/mm}^2$$

Contribución del arriostramiento a compresión: $287/320 = 0.897$ Arriostramiento a tensión: $T = A \times \sigma_y = 4,563 \times 320 = 1,460\text{kN}$ Arriostramiento a compresión: $C = 0.898 \times T = 0.898 \times 1,460 = 1,311\text{kN}$

$$\text{Resistencia horizontal} = \cos(39.3^\circ) \times (T + C) = 0.774 \times (1,460 + 1,311) = 2,145\text{kN}$$

Resistencia horizontal (referencia)Acero: A36, $F = \sigma_y = 235\text{N/mm}^2$ Resistencia especificada del acero: $F = 320\text{N/mm}^2$

$$\text{Relación de esbeltez límite: } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 205,000}{0.6 \times 320}} = 120$$

$$\text{Esfuerzo a la compresión límite} = \left[1 - 0.40 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \times F \right] = \left[1 - \left(\frac{52}{120} \right)^2 \times F \right] = 217N/mm^2$$

Contribución del arriostramiento a compresión: $217/235 = 0.924$

Arriostramiento a tensión: $T = A \times \sigma_y = 4,563 \times 235 = 1,072kN$

Arriostramiento a compresión: $C = 0.898 \times T = 0.898 \times 1,072 = 992kN$

Resistencia horizontal = $\cos(39.3^\circ) \times (T + C) = 0.774 \times (1,072 + 992) = 1,597kN$

$$2,145kN > 1,597kN$$

Por lo tanto, se utilizará acero estructural ASTM A500, grado B para los arriostramientos metálicos.

Resistencia de marcos de arriostramiento de acero para reforzamiento sísmico

– Primer nivel

Cuatro marcos de arriostramiento de sección $\square - 200 \times 200 \times 6mm$, $F = 320N/mm^2$

Resistencia total: $2,145 \times 4 = 8,580kN$, índice de ductilidad $F = 2.0$

– Segundo nivel

Dos marcos de arriostramiento de sección $\square - 200 \times 200 \times 6mm$, $F = 320N/mm^2$

Resistencia total: $2,145 \times 2 = 4,290kN$, índice de ductilidad $F = 2.0$

Marco perimetral

Opción 1

Perfil: C 200 × 90 × 8 × 13.5mm o equivalente

Área $3,865mm^2$

Radio de giro: $i_x = 80.2mm$

Radio de giro $i_y = 26.8mm$

Opción 2

Perfil: 2L100 × 100 × 10mm

Área: $2 \times 19.0mm^2$

$$\text{Radio de giro: } i_x = \sqrt{\frac{BH^3 - bh^3}{12(BH - bh)}} = \sqrt{\frac{90 \times 200^3 - 82 \times 186^3}{12(900 \times 200 - 82 \times 186)}} = 76.5mm$$

Radio de giro: $i_y = 30.4mm$ o equivalente

Porción perimetral: ancho de 200mm para vaciado de mortero no contráctil.

b) Número requerido de marcos de arriostramiento de acero

Para evaluar la resistencia requerida por los marcos de arriostramiento de acero, se ha utilizado un índice de ductilidad $F = 2.0$ basándose en los resultados de los experimentales de la UCA, según lo descrito en la Nota 2.

$$E = \frac{n+1}{n+i} \times C \times F$$

$$I_s = E \times S_D \times T = \frac{n+1}{n+i} \times C \times F \times S_D \times T$$

Al evaluar bajo la condición reforzada:

$$C \times F = \frac{n+i}{n+1} \times \frac{I_s}{S_D \times T}$$

Donde:

$$C = \frac{Q}{\Sigma W}$$

Por lo tanto, la resistencia requerida Q_{req} es:

$$Q_{req} = \frac{n+i}{n+1} \times \frac{I_{so} \times \Sigma W}{F \times S_D \times T} - \frac{n+i}{n+1} \times C_{original F=2.0} \times \Sigma W$$

En el caso de llevar a cabo el análisis en el primer nivel, la anterior ecuación se simplifica de la siguiente forma:

$$Q_{req} = \frac{I_{so} \times \Sigma W}{F \times S_D \times T} - C_{original F=2.0} \times \Sigma W$$

Tabla C1.5-2 Cantidad requerida de marcos de arriostramiento de acero

Nivel	Peso sísmico ΣW (omitiéndose factor de carga) (kN)	$\frac{n+i}{n+1}$	Resistencia cortante de diseño, luego de reforzamiento Q $\frac{n+i}{n+1} \times \frac{1.44}{2.00 \times 1.0 \times 1.0} \times \Sigma W_i$ (1) kN	Resistencia original $C_{en F} \times \Sigma W_i$ (2)		Resistencia adicional requerida, Q (1)-(2) (kN)	Número de elementos requeridos (resistencia, kN)
				C	Q (kN)		
3	612.6	1.50	---	---	---	---	1
2	5,000	1.25	4,500	0.238	1,190	3,310	2
1	9,403	1.00	6,700	0.180	1,693	5,077	4

Número de elementos requeridos e índice de resistencia C

Primer nivel

$$4 \times 2,145 \text{kN} = 8,580 \text{kN} > 5,077 \text{kN} \text{ ok!} \therefore 4 \text{ marcos de arriostramiento de acero}$$

$$C = \frac{8,580 + 1,693}{9,403} = 1.093 .$$

Segundo nivel

$$2 \times 2,145 \text{kN} = 4,290 \text{kN} > 3,310 \text{kN} \text{ ok!} \therefore 2 \text{ marcos de arriostramiento de acero}$$

$$C = \frac{4,290 + 1,190}{5,000} = 1.096$$

Tercer nivel

Adición arriostramientos a tensión, considerando la uniformidad de rigidez

$$Q = 9,20 \text{ kN}$$

Nota: en el caso que se utilizara marcos de arriostramiento de acero estructural A36 en el segundo nivel, cada marco tendría una resistencia horizontal de $1,597\text{kN}$, por lo que, se requeriría una mayor cantidad de marcos para alcanzar la resistencia Q requerida.

Diseño de detalles

Pernos con cabeza en elemento perimetral

$2 \varnothing 16 @ 200\text{mm}$ grado 60 o equivalente

$$sQ_{bu} = 2,145 \text{ kN} \text{ (ariostramiento metálico)}$$

Capacidad a cortante de los pernos

$$q_{ds} = 0.64 \times \sigma_{max} \times a_s$$

Donde:

σ_{max} : resistencia a tensión, cuyo valor no debe ser mayor a 400 N/mm^2

a_s : área transversal del perno (mm^2)

Por lo tanto:

$$q_{ds} = 0.64 \times 400 \text{ N/mm}^2 \times 201 \text{ mm}^2 \times 2 \text{ lechos}$$

$$q_{ds} = 102.9 \text{ kN}$$

Número requerido de pernos

$$n = 2,145 \text{ kN} / 102.9 \text{ kN} = 20.8 \text{ pernos requeridos}$$

En base a la geometría de la Figura C1.5-4:

$$6350 / 20.8 = 291 \text{ mm} \therefore 2\varnothing 16 @ 200\text{mm} (6,350\text{mm}/200\text{mm} = 31 \text{ pernos a colocar})$$

En cuanto a los anclajes químicos, se aplicará el mismo intervalo de 200mm, por lo que:

$$Q = 102.9 \text{ kN} \times 31 = 3,190 \text{ kN}$$

$$3,190 \text{ kN} > 2,145 \text{ kN}$$

Anclajes químicos

$\varnothing 19 @ 200\text{mm}$ grado 60 o equivalente

Área: 286.4 cm^2

Capacidad a cortante del anclaje Q_a :

$$Q_a = \min(q_{a1}, q_{a2})$$

Determinando q_{a1} :

$$q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times a = 0.7 \times 400 \text{ kN/mm}^2 \times 286 \text{ mm}^2 = 80 \text{ kN}$$

Determinando q_{a2} :

$$q_{a2} = \tau \times a$$

Donde τ :

$$\tau = 0.40\sqrt{E_C \cdot \sigma_b} = 0.40\sqrt{21,000 \cdot 20.5} = 262 \text{ N/mm}^2$$

$$262 \text{ N/mm}^2 < 294 \text{ N/mm}^2 \text{ (valor máximo)}$$

Retomando para q_{a2} :

$$q_{a2} = 262 \text{ N/mm}^2 \times 286.4 \text{ mm}^2 = 75.6kN$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de cada anclaje será igual a:

$$Q_a = 75.6kN$$

Número de anclajes, en base a la geometría de la Figura C1.5-4 y el intervalo de 200mm:

$$n = \frac{6750}{200} = 33.75$$

Por lo tanto, se utilizarán 34 pernos de anclaje.

Capacidad a cortante de todos los anclajes:

$$Q_a = 75.6kN \times 34.75 = 2,627.1kN$$

$$2,627kN > 2,145kN$$

La longitud de anclaje a la viga superior se definirá como 10 veces el diámetro de la varilla de anclaje, por lo tanto:

$$\text{Longitud de anclaje} = 10 \times 19\text{mm} = 190\text{mm} \rightarrow 200\text{mm}$$

En la transición entre el marco de acero y la viga superior, se dispone de refuerzo cortante (con ángulo a 135°) para la prevención de la falla por rotura del concreto en dicho sector. Para ello, se escoge el refuerzo a utilizar en base a las siguientes opciones:

Aceros de refuerzo Ø12.7mm @100mm

Lechos: 1

Área: 126.6mm^2

$$p_w = [126.6/(100 \times 200)] \times 100\% = 0.63\% > 0.40\%$$

Aceros de refuerzo Ø9.5mm@100mm

Lechos: 2

Área: $70.8mm^2$

$$p_w = 2[70.8/(100 \times 200)] \times 100\% = 0.70\% > 0.40\%$$

Escogiendo utilizar varillas de acero de refuerzo Ø9.5mm@100mm en la transición del marco de acero y la viga superior.

c) Reforzamiento de columnas en el primer nivel

Los elementos de reforzamiento mediante marcos de arriostramiento de acero generan fuerza axial a las columnas del nivel debajo donde son colocados. En el caso del Edificio Modelo, los marcos de arriostramiento de acero del segundo nivel generan una fuerza axial adicional en las columnas del primer nivel, por ello es que se evalúa la relación de fuerza axial en las columnas que soportan los marcos de arriostramiento.

Para la evaluación de esta relación de fuerza axial, se retoman los siguientes datos:

Resistencia del arriostramiento a compresión C :

$$C = 0.898 \times T = 1,311kN$$

Fuerza axial en el arrostramiento a compresión del segundo nivel:

$$\text{Sen}(39.3^\circ) \times C = 0.633 \times 1,311kN$$

Columna de eje C y eje 2

Fuerza axial: $N = 598kN(\text{peso del sísmico}) + 830kN(\text{ariostramiento}) = 1,248kN$

$$\text{Relación de fuerza axial: } \frac{N}{bdF_C} = \frac{1,248}{600 \times 450 \times 17.6} = 0.30 < 0.40$$

$$0.30 < 0.40$$

No necesita reforzamiento

C1.5.3. Dirección Y (transversal)

(1) Idea básica de reforzamiento sísmico

Para incrementar la resistencia horizontal en la dirección Y (transversal), se proponen paredes de cortante de concreto reforzado luego de la demolición de las paredes existentes de mampostería de bloque de concreto en los ejes 1 y 5.

De manera similar, se propone la laminación con ferrocemento en las paredes existentes de bloque de concreto como método de reforzamiento sísmico en los ejes 1 y 5 del segundo nivel, entre los ejes A y B.

Para incrementar la rigidez horizontal, considerando la uniformidad de rigidez, en el tercer nivel se propone laminación con ferrocemento en la pared de bloque de concreto existente en el eje 3, entre los ejes C y B.

Como ejemplo de referencia, se introduce un marco de arriostramiento las ejes 1 y 5 del primer nivel.

La siguientes Figura C1.5-5 y Figura C1.5-6 muestran los elementos de reforzamiento propuestos en la dirección Y.

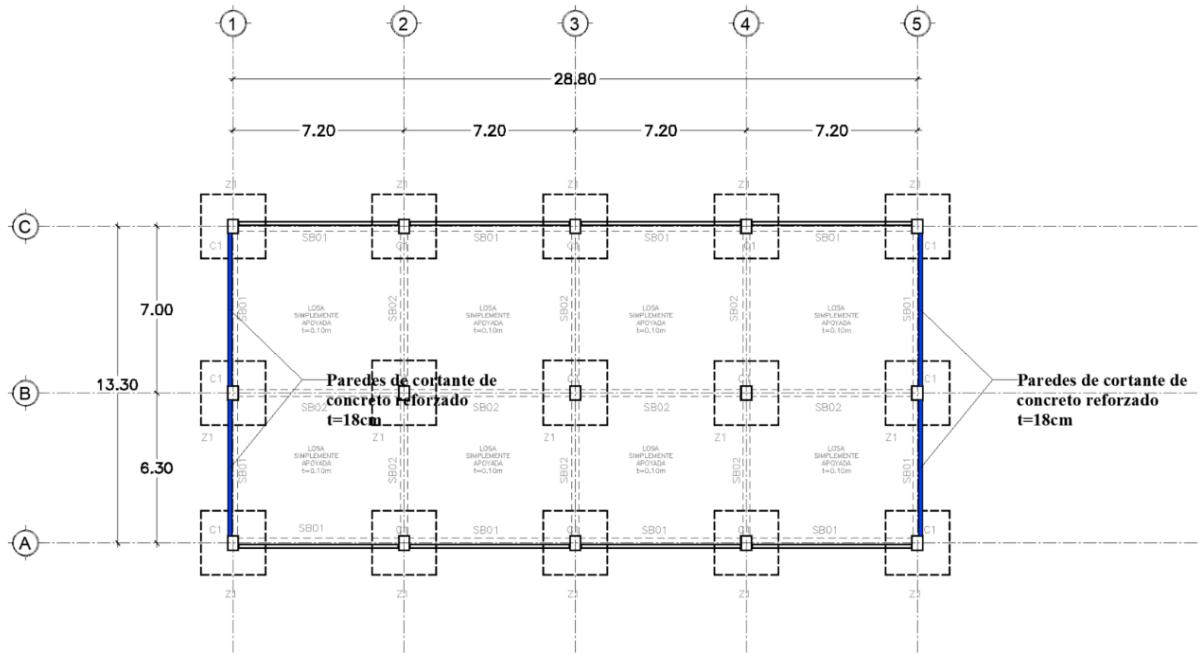


Figura C1.5-5 Elementos de reforzamiento sísmico – Dirección Y – Primer nivel

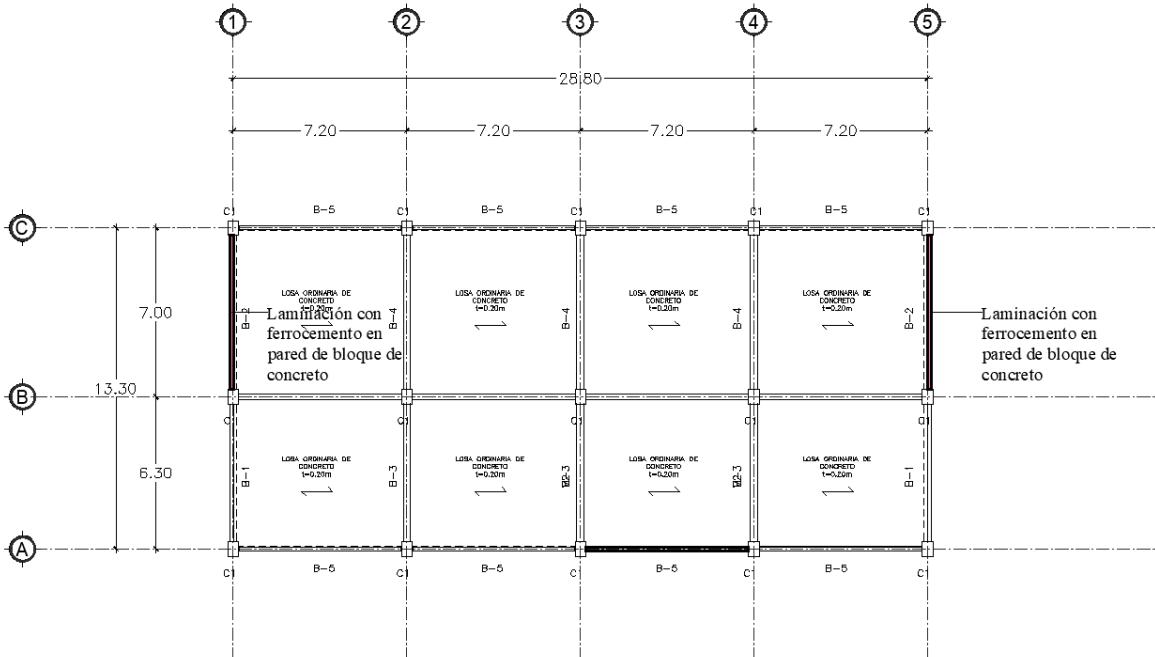


Figura C1.5-6 Elementos de reforzamiento sísmico – Dirección Y – Segundo nivel

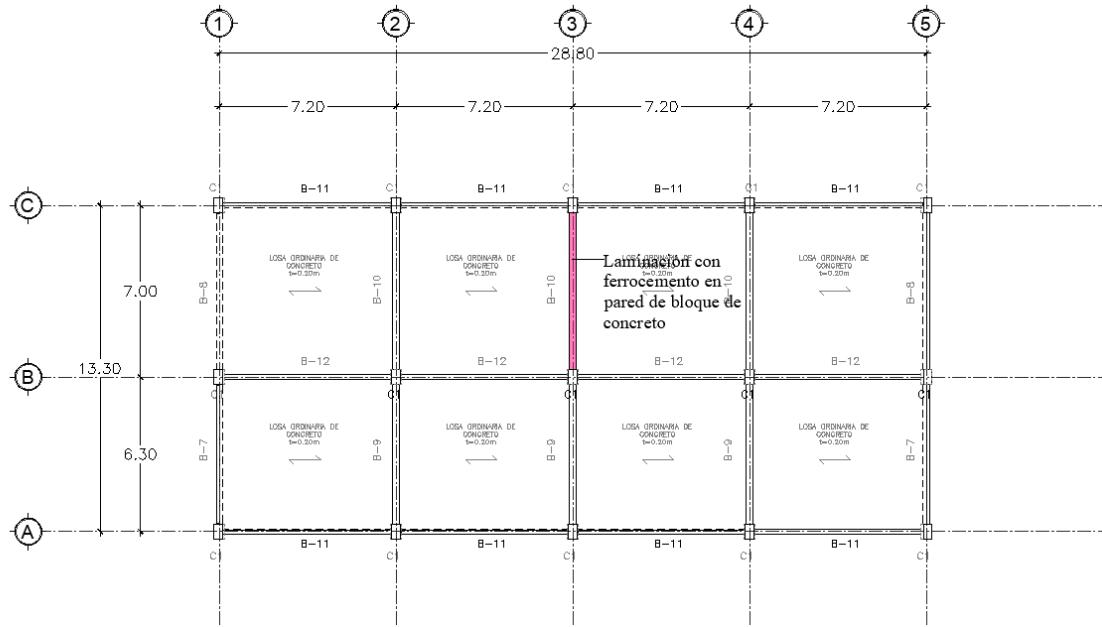


Figura C1.5-7 Elementos de reforzamiento sísmico - Dirección Y - Tercer nivel

(2) Diseño de elementos de reforzamiento sísmico

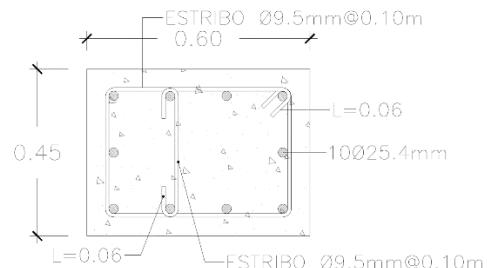
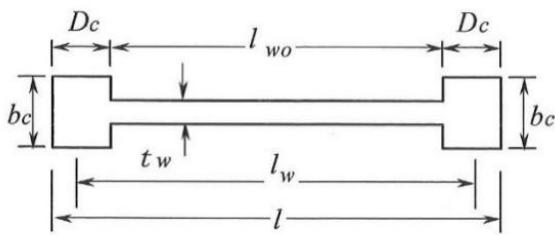
a) Evaluación de la resistencia de paredes de cortante de concreto reforzado

Primer nivel

Resistencia cortante de pared de cortante unida con las columnas existentes

Al evaluar la resistencia cortante de las paredes de cortante concreto reforzado, se evalúan dos escenarios: el primero donde se analiza en conjunto la pared unida a las columnas y el segundo donde se analiza la resistencia de la pared independiente ubicada entre las columnas existentes. De los dos valores obtenidos, se toma el menor de ellos para utilizarlo en el diseño de este elemento de reforzamiento.

$$Q_{su} = \left[\frac{0.053 p_{te}^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{\frac{M}{(Q \cdot l)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right] \cdot b_e \cdot j_e$$



Donde:

- p_{te} : Relación de refuerzo a tensión (%).
- a_t : Área transversal del refuerzo a flexión de la columna perimetral en el lado a tensión de la pared,
- l : Longitud de la pared
- $b_e = \Sigma A/l$: Espesor equivalente de la pared
- $p_{se} = a_h/(b_e \cdot s)$: Relación de refuerzo lateral equivalente
- a_h, s : Área transversal de un par de refuerzo lateral y su espaciamiento, respectivamente.
- σ_{wy} : Resistencia de fluencia de varillas de refuerzo lateral.
- $\sigma_{0e} = N/(b_e \cdot l)$: Esfuerzo Axial, σ_{0e} no será mayor a 8N/mm^2 .
- j_e : Distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, será tomado como $j_e = l_w$ o $0.8 \cdot l$.
- M/Q : En caso de no existir un estudio especializado, se utilizará la altura de inflexión de $h_w/2$ que se describe en el apartado 3.2.2 de la normativa japonesa.

En base a la geometría de la Figura C1.5-5:

Longitud de la pared:

$$l = 13,000\text{mm} (\text{longitud de claro}) + 600(\text{altura transversal de la columna}) = 13,600\text{mm}$$

Espesor equivalente de la pared:

$$b_e = \frac{180 \times 12,700 + 450 \times 600 \times 2}{13,600} = 207\text{mm}$$

Nota: por conveniencia, el área de las columnas en el eje B ha sido ignorada.

Relación de refuerzo a tensión:

$$P_{te} = \frac{100 \times a_c}{b_e \cdot l} = \frac{100 \times 10 \times 506}{207 \times 13,600} = 0.17$$

En el caso del primer nivel

Altura de inflexión

$$h_w = \text{altura de entrepiso} + \text{desplante columna} = 3,600\text{mm} + 900\text{mm} = 4,500\text{mm}$$

$$\frac{M}{Q \cdot l} = \frac{4,500}{13,600} = 0.33 \quad \therefore \frac{M}{Q \cdot l} = 1.0; \quad 1.0 \leq \frac{M}{Q \cdot l} \leq 3.0$$

Relación de refuerzo lateral equivalente:

$$p_{se} = \frac{a_h}{b_e \cdot s} = \frac{2 \times 70.8}{207 \times 150}$$

Suponiendo una disposición de acero de refuerzo de doble lecho de Ø9.5mm@150mm

Fuerzas axiales:

– 299kN en el eje C, 568kN en el eje B y 267kN en el eje A.

Esfuerzo axial:

$$\sigma_{0e} = \frac{(299 + 568 + 267) \times 10^3}{207 \times 13,600} = 0.403 \text{ N/mm}^2$$

Resistencia última a cortante:

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

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \times (0.17)^{0.23} \times (18 + 20.6)}{1.0 + 0.12} + 0.85 \sqrt{0.000456 \times 400} + (0.1 \times 0.403) \right\} \cdot 207 \times 13,600$$

$$Q_{su} = (1.284 + 1.148 + 0.040) \cdot 207 \times 13,600$$

$$Q_{su} = [2,472 + 2,815] \times 10^3$$

$$Q_{su} = 6,959 \text{ kN}$$

Resistencia cortante de la pared independiente de cortante de concreto reforzado

$$wQ_{su} = \max\left(p_w \cdot {}_w\sigma_y; \frac{F_{cw}}{20} + 0.50 \cdot p_w \cdot {}_w\sigma_y\right) \cdot t_w \cdot l_w$$

Donde:

p_w	: Relación de refuerzo de la pared	
${}_w\sigma_y$: Resistencia de fluencia de acero de refuerzo de la pared (N/mm^2)	= $400kN$
F_{cw}	: Resistencia de compresión del concreto de la pared independiente (N/mm^2)	= $20.6N/mm^2$
t_w	: Espesor de la pared independiente (mm)	= $180mm$
l_w	: Claro efectivo de la pared independiente (mm)	= $6,400mm, 5,700mm$

Relación de refuerzo de la pared:

$$p_w = \frac{2 \times 70.8}{150 \times 180} = 0.00524$$

Resistencia cortante

$${}_wQ_{su} = \max\left(0.0052 \times 400, \frac{20.6}{20} + 0.5 \times 0.00524 \times 400\right) \cdot 180 \cdot (6,400, 5,700)$$

$${}_wQ_{su} = \max(2.96, 2.078) \cdot 180 \cdot (6,400, 5,700)$$

$${}_wQ_{su} = 2,590kN \text{ para } l_w = 6,400mm \quad {}_wQ_{su} = 2,300kN \text{ para } l_w = 5,700mm$$

$${}_wQ_{su} = 2,590 + 2,300 = 4,890kN$$

Comparando Q_{su} y ${}_wQ_{su}$:

$$Q_{su} = 6,959kN$$

$${}_wQ_{su} = 4,890kN$$

$$Q_{su} > {}_wQ_{su}$$

Por lo tanto, se utilizará ${}_wQ_{su}$ como resistencia cortante de la pared de cortante de concreto reforzado

Resistencia a flexión de la pared de cortante de concreto reforzado

Sección de la columna $b \times D = 600mm \times 450mm$

Acero de refuerzo a cortante: $3\varnothing 25.4mm$.

Acero de refuerzo total: $10\varnothing 25.4mm$

Fuerza axial en las columnas:

- Columna C1: $N = 299kN$
- Columna B1: $N = 568kN$
- Columna A1: $N = 269kN$

$$M_u = a_t \cdot \sigma_w \cdot l_w + 0.50 \Sigma(a_{wv} \times \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w$$

Donde:

N	: Fuerza axial total en las columnas perimetrales unidas a la pared (kN)	
a_t	: Área transversal del acero de refuerzo a tensión de la columna perimetral (mm^2)	
Σa_{wv}	: Acero de refuerzo vertical en la pared (mm^2)	$= \frac{2 \times 70.8 \times (1300 - 600)}{150} = 11,075mm^2$
σ_w	: Resistencia de fluencia del acero de refuerzo a tensión de la columna perimetral (N/mm^2)	$= 274N/mm^2$
σ_{wy}	: Resistencia de fluencia de refuerzo vertical en la pared (N/mm^2)	$= 400N/mm^2$
l_w	: Claro efectivo de la pared independiente (mm)	$= 12,400mm$

Área transversal del acero de refuerzo a tensión de la columna perimetral.

$$a_t = 10 \times 490mm^2(\varnothing 25.4mm) = 4,900mm^2$$

Fuerza axial total en las columnas perimetrales unidas a la pared.

$$N = [299 + 568 + 269] \times 10^3 = 1,136kN$$

Resistencia a flexión.

$$M_u = 4,900 \times 274 \times 12,400 + 0.5(11,705 \times 400) \cdot 12,400 + 0.5 \times (1,136 \times 10^3) \times 12,400$$

$$M_u = [16,648 + 29,028 + 7,043] \times 10^6$$

$$M_u = 52,719kN \cdot m$$

La altura de inflexión se tomará igual a un valor de la altura del primer nivel, por lo tanto, la Fuerza cortante en la fluencia por flexión (Q_{mu}) es.

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{h_{cuo}} = \frac{52,719}{3.6 + 1.0} = 11,460kN$$

La resistencia a cortante es menor que la fuerza cortante en la fluencia por flexión de la pared de cortante de concreto reforzado.

Índice de ductilidad de pared de cortante de concreto reforzado

Tolerancia ante la falla por cortante

$$\frac{wQ_{su}}{wQ_{mu}}$$

Donde:

wQ_{su} : Resistencia última a cortante en la pared de cortante de concreto reforzado (kN)

wQ_{mu} : Fuerza cortante en la resistencia a flexión de la pared de cortante de concreto reforzado (kN)

$$\frac{4,890}{11,460} = 0.42 < 1.0$$

Por lo tanto, se aplica un índice de ductilidad de $F = 1.27$ para las paredes de cortante de concreto reforzado, basado en los experimentos estructurales de la UCA.

Diseño de detalles

Anclajes químicos

$\emptyset 19 @ 150mm$ grado 60 o equivalente

Área: $286.4 cm^2$

Capacidad a cortante del anclaje Q_a :

$$Q_a = \min(q_{a1}, q_{a2})$$

Determinando q_{a1} :

$$q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times a = 0.7 \times 400 kN/mm^2 \times 286mm^2 = 80kN$$

Determinando q_{a2} :

$$q_{a2} = \tau \times a$$

Donde τ :

$$\tau = 0.40\sqrt{E_C \cdot \sigma_b} = 0.40\sqrt{19,000 \cdot 17.6} = 231.3 N/mm^2$$

$$231.3 N/mm^2 < 294 N/mm^2 \text{ (valor máximo)}$$

Retomando para q_{a2} :

$$q_{a2} = 231.3 N/mm^2 \times 286.4 mm^2 = 66.1kN$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de cada anclaje será igual a:

$$Q_a = 66.1kN$$

Número de anclajes, en base a la geometría de la Figura C1.5-5 y el intervalo de 150mm:

$$n = \frac{12,400}{150} + 1 = 83.67$$

Capacidad a cortante de todos los anclajes:

$$Q_a = 66.1kN \times 83.67 = 5,530kN$$

$$5,530kN > 4,890kN$$

La longitud de anclaje a la viga superior se definirá como 10 veces el diámetro de la varilla de anclaje, por lo tanto:

$$\text{Longitud de anclaje} = 10 \times 19mm = 190mm \rightarrow 200mm$$

En la transición entre el marco de acero y la viga superior, se dispone de refuerzo cortante (con ángulo a 135°) para la prevención de la falla por rotura del concreto en dicho sector. Para ello, se escoge el refuerzo a utilizar en base a las siguientes opciones:

Aceros de refuerzo Ø12.7mm @100mm

Lechos: 1

Área: $126.6mm^2$

$$p_w = [126.6/(100 \times 200)] \times 100\% = 0.63\% > 0.40\%$$

Aceros de refuerzo Ø9.5mm@100mm

Lechos: 2

Área: $70.8mm^2$

$$p_w = 2[70.8/(100 \times 200)] \times 100\% = 0.70\% > 0.40\%$$

Escogiendo utilizar doble lecho de varillas de acero de refuerzo Ø9.5mm@100mm en la transición del marco de acero y la viga superior.

(3) Evaluación de resistencia y ductilidad de paredes con laminación con ferrocemento

El procedimiento de cálculo mostrado a continuación sigue lo descrito en el Capítulo 3, en su sección 3.5 Laminación con ferrocemento, de este Manual de Diseño de Reforzamiento Sísmico. El siguiente diseño es para la laminación con ferrocemento de paredes existentes de bloque de concreto ubicadas en el segundo y tercer nivel, como se muestra en las Figura C1.5-6 y Figura C1.5-7.

① Segundo nivel

(i) Información de materiales

a. Bloque de concreto:

Dimensión de bloque de concreto: $150 \times 200 \times 400\text{mm}$ con espesor de $t_w = 150\text{mm}$.

Resistencia de compresión de prismas: $f_m = 8.0 \text{ MPa}$ (asumido).

b. Laminación con ferrocemento:

Malla metálica: $\emptyset 0.84\text{mm} @ 12.5\text{mm}$ o equivalente.

Resistencia a la compresión del mortero: $f_{mor f_c} = 25 \text{ MPa}$

Resistencia de malla metálica: $f_{cy} = 400 \text{ MPa}$

Espesor de mortero a aplicar: $t_{fc} = 25\text{mm}$

Caras donde se aplicará laminación con ferrocemento: $N_2 = 2$

Número de lechos por cara: $N_L = 2$

(ii) Resistencia de pared con laminación con ferrocemento

Evaluación de una unidad de pared en el segundo nivel:

Tipo de falla:

$$a_c = \frac{\pi}{4\lambda_{mas-F_c}} = 1253\text{mm}$$

$$h_o = 2900\text{mm}$$

$$\frac{a_c}{h_o} = \frac{1253}{299} = 0.43 > 0.30$$

\therefore *Tipo I (Falla por compresión diagonal)*

$$Q_1 = Q_{frame} + Q_{dia}$$

$$Q_{frame} = Q_{CL} + Q_{CR} = 2 \cdot 183.6 = 367.2\text{kN}$$

$$Q_{dia} = 0.50 \cdot f_{m90} \cdot W_s \cdot t_{mas} \cdot \cos\theta + 0.5f_{mor f_c} \cdot W_s \cdot n_s \cdot t_{fc} \cdot \cos\theta$$

$$Q_{dia} = 0.50 \times 8.0 \times 0.5 \times 2 \times 1247 \times 0.911 \times 150 \times \frac{0.911}{100} + 0.5 \times 25 \times 2271 \times 2 \times 25 \frac{0.911}{1000}$$

$$Q_{dia} = 620.8 + 1292.5 = 1913.3\text{kN}$$

$$Q_1 = 367.2 + 1913.3 = 2280.5\text{kN}$$

② Tercer nivel

(i) Información de materiales

a. Bloque de concreto:

Dimensión de bloque de concreto: $150 \times 200 \times 400\text{mm}$ con espesor de $t_w = 150\text{mm}$.

Resistencia de compresión de prismas: $f_m = 8.0 \text{ MPa}$ (asumido).

b. Laminación con ferrocemento:

Malla metálica: $\emptyset 0.84\text{mm} @ 12.5\text{mm}$ o equivalente.

Resistencia a la compresión del mortero: $f_{mor f_c} = 25 \text{ MPa}$

Resistencia de malla metálica: $f_{cy} = 400 \text{ MPa}$

Espesor de mortero a aplicar: $t_{fc} = 15mm$

Caras donde se aplicará laminación con ferrocemento: $N_2 = 2$

Número de lechos por cara: $N_L = 1$

(ii) Resistencia de pared con laminación con ferrocemento

Evaluación de una unidad de pared en el segundo nivel:

Tipo de falla:

$$a_c = \frac{\pi}{4\lambda_{mas-F_c}} = 1253mm$$

$$h_o = 2900mm$$

$$\frac{a_c}{h_o} = \frac{1253}{299} = 0.43 > 0.30$$

\therefore *Tipo I (Falla por compresión diagonal)*

$$Q_1 = Q_{frame} + Q_{dia}$$

$$Q_{frame} = Q_{CL} + Q_{CR} = 2 \cdot 183.6 = 367.2kN$$

$$Q_{dia} = 0.50 \cdot f_{m90} \cdot W_s \cdot t_{mas} \cdot \cos\theta + 0.5f_{morf_c} \cdot W_s \cdot n_s \cdot t_{fc} \cdot \cos\theta$$

$$Q_{dia} = 0.50 \times 8.0 \times 0.5 \times 2 \times 1247 \times 0.911 \times 150 \times \frac{0.911}{100} + 0.5 \times 25 \times 2271 \times 2 \times 25 \times \frac{0.911}{1000}$$

$$Q_{dia} = 620.8 + 775.5 = 1913.3kN$$

$$Q_1 = 367.2 + 1913.3 = 1763.5kN$$

(iii) Ductilidad de pared con laminación con ferrocemento en el segundo y tercer nivel.

Con base a lo establecido en este Manual de Diseño de Reforzamiento, en caso de falla por compresión diagonal, el índice de ductilidad será igual a $F = 1.75$ (*deriva de entrepiso* = 1/100). Sin embargo, basado en los resultados obtenidos en los experimentos estructurales y los valore obtenidos de ductilidad para los especímenes con elementos de reforzamiento, el índice de ductilidad se puede considerar como $F = 1.27$ (*deriva de entrepiso* = 1/150).

b) Cantidad requerida de paredes de cortante de concreto reforzado

Tabla C1.5-3 Cantidad requerida de paredes de cortante de concreto reforzado y laminación con ferrocemento en paredes de bloque de concreto existente.

Nivel	Peso sísmico ΣW (omitiéndose factor de carga) (kN)	$\frac{n+i}{n+1}$	Resistencia cortante de diseño, luego de reforzamiento Q $\frac{n+i}{n+1} \times \frac{1.44}{1.27 \times 1.0 \times 1.0} \times \Sigma W_i$ (1) kN	Resistencia original $C_{enF} \times \Sigma W_i$ (2)		Resistencia adicional requerida, Q (1)-(2) (kN)	Número de elementos requeridos (resistencia, kN)
				C	Q (kN)	Q	Número
3	612.6	1.50	---	---	---	---	1
2	5,000	1.25	7,087	0.655	3,275	3,812	2
1	9,403	1.00	10,662	0.320	3,009	7,653	2

Número de elementos requeridos e índice de resistencia C

Primer nivel

$2 \times 4,800 \text{ kN} = 9,600 \text{ kN} > 7,653 \text{ ok!} \therefore 2 \text{ paredes de cortante de concreto reforzado}$

$C = \frac{3,009 + 9,600}{9,404} = 1.34$.

Segundo nivel

$2 \times 2,200 = 4,400 > 3,812 \text{ ok!} \therefore 2 \text{ laminaciones con ferrocemento en pared de bloque de concreto.}$

$C = \frac{3,275 + 4,400}{5,000} = 1.53$

Tercer nivel

$1760 \text{ kN} \therefore 1 \text{ laminación con ferrocemento en pared de bloque de concreto.}$

Marcos de arriostramiento de acero (información de referencia)

A modo de referencia, a continuación, se presenta el cálculo la cantidad requerida de marcos de arriostramientos de acero en el primer nivel, donde se propone su colocación entre los ejes B y C del eje 1 y 5.

Resistencia horizontal:

$$\cos(40.2^\circ) \cdot (T + C) = 0.774 \cdot (1,460 + 1,311) = 2,115 \text{ kN}$$

Tabla C1.5-4 Cantidad requerida de marcos de arriostramiento de acero (información de referencia)

Nivel	Peso sísmico ΣW (omitiéndose factor de carga) (kN)	$\frac{n+i}{n+1}$	Resistencia cortante de diseño, luego de reforzamiento Q $\frac{n+i}{n+1} \times \frac{1.44}{2.0 \times 1.0 \times 1.0} \times \Sigma W_i$ (1) kN	Resistencia original $C_{enF} \times \Sigma W_i$ (2)		Resistencia adicional requerida, Q (1)-(2) (kN)	Número de elementos requeridos (resistencia, kN)
				C	Q (kN)	Q	Número
3	612.6	1.50	----	----	----	----	---

2	5,000	1.25	----	----	----	----	----
1	9,403	1.00	6,770	0.320	3,009	3,770	2
Número de elementos requeridos e índice de resistencia C							
Segundo nivel							
$2 \times 2,115kN = 4,230kN > 3,770 \text{ ok!} \therefore 2 \text{ marcos de arriostramiento de acero}$							
$C = \frac{3,009+4,230}{9,403} = 0.769$							

C1.5.4. Resumen: resultados del reforzamiento sísmico

a) Resumen de resultados tras el diseño de reforzamiento sísmico.

Como se explica en la sección 1C.5.1, se realizó una modificación de la resistencia horizontal de la dirección X, basado en el mecanismo de colapso de la columna. Por lo tanto, el resultado en esa dirección es sólo de referencia.

Tabla C1.5-5 Resultados de evaluación sísmica - Edificio Modelo – Condición reforzada

Nivel	$\frac{(n + 1)}{n + i}$	Peso kN	I_{so}	Dirección X						Dirección Y					
				C	F	E_o	S_D	T	I_s	C	F	E_o	S_D	T	I_s
3	0.67	612.6	1.44	1.630	3.2	3.479	0.8 ^d	1.0	2.78^b	2.289	3.2	4.865	1.0	1.0	4.86^c
2	0.80	5,000		1.096	2.0	1.754	1.0	1.0	1.75	1.535	1.27	1.559	1.0	1.0	1.59^a
1	1.0	9,403		1.093	2.0	2.186	1.0	1.0	2.18	1.34	1.27	1.70	1.0	1.0	1.70

Nota

- a. En el segundo nivel, en la dirección Y, se incrementó la resistencia mediante la laminación con ferrocemento en determinadas de bloque de concreto, lo cual reduce la deriva de entrepiso, comparado con el marco en su condición existente (no reforzada).
- b. Si bien la sismicidad del tercer nivel, en la dirección X; es mayor a la demanda sísmica ($I_s > I_{so}$), se propone la instalación de arriostramientos de acero que trabajen a tensión en el eje B, debido a que la rigidez en el tercer nivel es menor comparada con la del segundo nivel; considerando así la uniformidad de rigidez.
- c. Si bien la sismicidad del tercer nivel, en la dirección Y, es mayor a la demanda sísmica ($I_s > I_{so}$), se propone laminación con ferrocemento en el eje 3, debido a que la rigidez en el tercer nivel es menor comparada con la del segundo nivel; considerando así la uniformidad de rigidez.
- d. El cálculo del Índice de Irregularidad, S_d , se muestra en la Nota 5.

c) Relación C-F antes y después de reforzamiento sísmico en cada nivel.

Como se muestra en la Tabla C1.5-5, se alcanzó el desempeño sísmico objetivo tras el diseño de reforzamiento sísmico.

Para un mayor entendimiento de las relaciones entre el índice de resistencia y el índice de ductilidad (relación $C \cdot F$), más adelante se muestran figuras que describen el comportamiento de los marcos antes y después del reforzamiento.

En las figuras, el desempeño sísmico objetivo se expresa según lo indica la siguiente ecuación:

$$C \cdot F = \frac{I_{so}}{\left(\frac{n+i}{n+1}\right) \cdot S_d \cdot T}$$

Donde el índice de irregularidad S_d y el índice de tiempo T es igual a 1.0. Por lo tanto, la ecuación anterior se simplifica a:

$$C \cdot F = \frac{I_{so}}{\left(\frac{n+i}{n+1}\right)}$$

También se muestra la adición de marcos de arriostramiento de acero en la dirección X, a modo de referencia.

Factores de modificación de cortante por entrepiso

Primer nivel

$$(n+i)/(n+1) = \frac{3+1}{3+1} = 1.0$$

Segundo nivel

$$\frac{n+i}{n+1} = \frac{3+2}{3+1} = 1.25$$

Tercer nivel

$$\frac{n+i}{n+1} = \frac{3+3}{3+1} = 1.50$$

Factor de demanda sísmica

$$I_{so} = 1.44$$

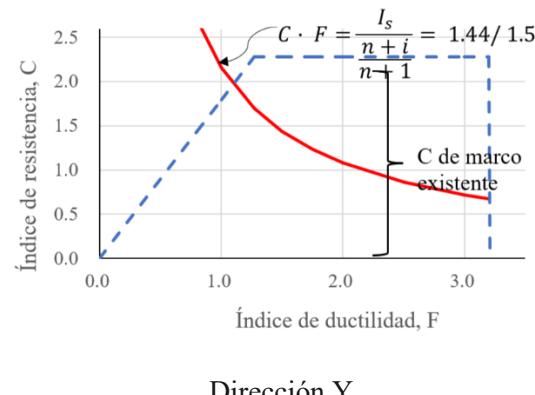
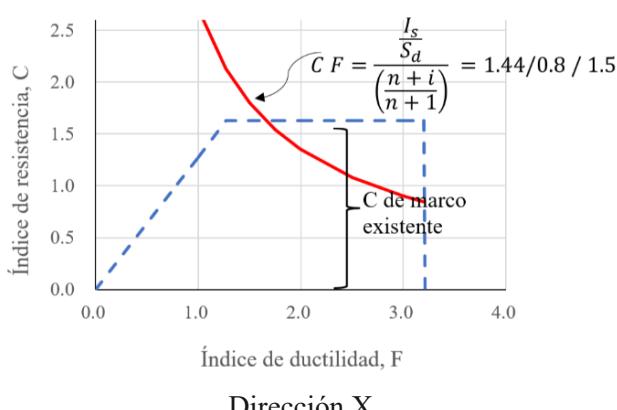


Figura C1.5-8 Relación C·F y desempeño sísmico objetivo - Tercer nivel

(No se muestra la relación $C - F$ al añadir el marco de arriostramiento de acero a tensión en el eje B de la dirección X, ni de la pared con laminación con ferrocemento en el eje 3 de la dirección Y; los cuales fueron añadidos para uniformizar la rigidez).

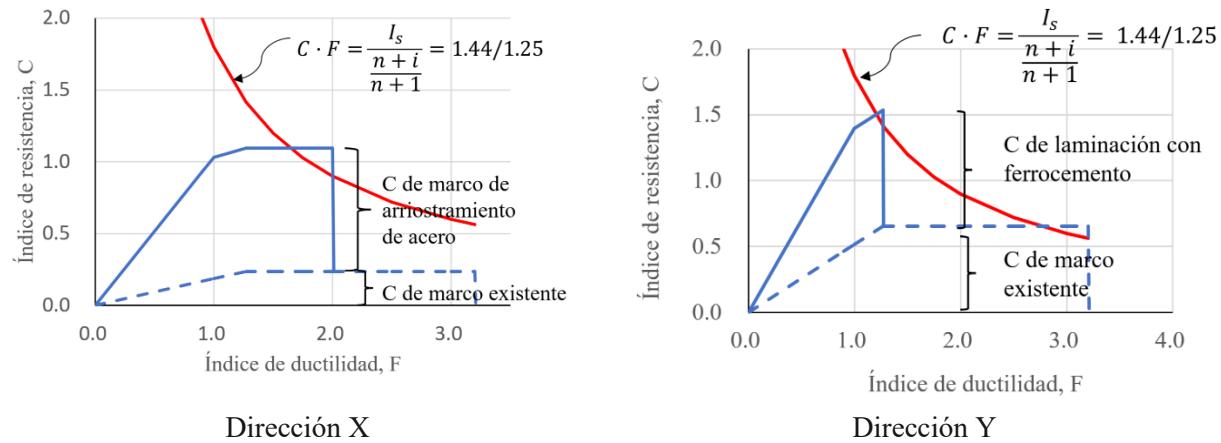


Figura C1.5-9 Relación $C \cdot F$ y desempeño sísmico objetivo - Segundo nivel

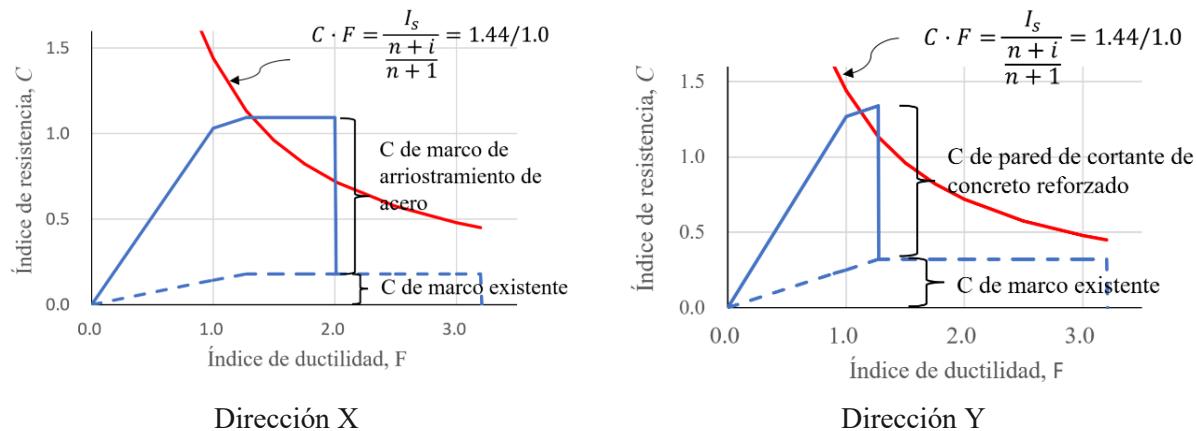


Figura C1.5-10 Relación $C \cdot F$ y desempeño sísmico objetivo - Primer nivel

De manera complementaria, la siguiente figura muestra el desempeño sísmico si se propusiera el reforzamiento mediante la adición de marcos de arriostramiento de acero en la dirección Y en el nivel 1.

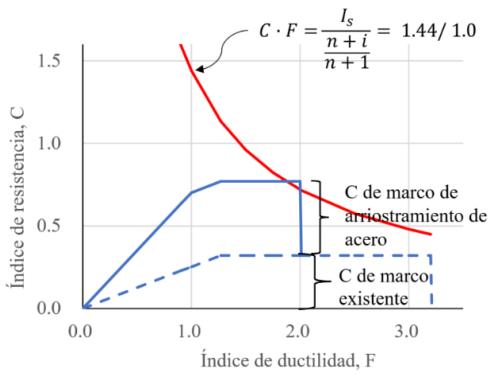


Figura C1.5-11 Relación C·F y desempeño sísmico objetivo - Primer nivel - Dirección Y

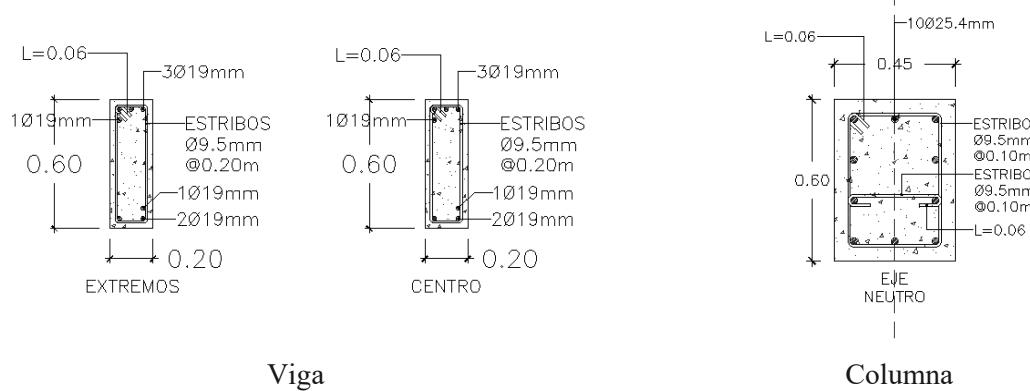
C1.5.5. Nota 1: Modificación de la resistencia horizontal en la dirección X (longitudinal)

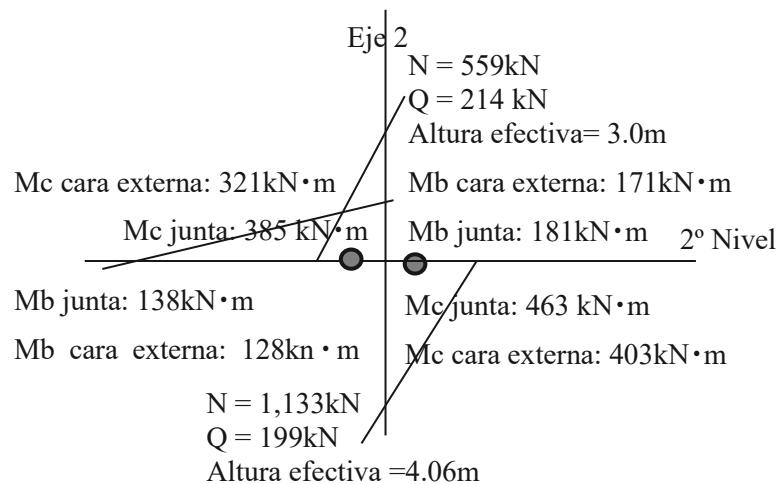
El segundo nivel de evaluación es un método de evaluación cuya asunción principal se basa en que las vigas son más fuertes que las columnas, formándose así el mecanismo de colapso en las columnas.

Mecanismo de colapso – Dirección X

En el Manual de Evaluación Sísmica, en su Sección 3C.2, se estima el mecanismo de colapso de los marcos, donde se determinó el mecanismo de colapso de las vigas. Por lo que se lleva a cabo la modificación del índice de resistencia C, el cual se muestra en esta Nota 1 para la introducción de los marcos de arriostramiento de acero como elementos de reforzamiento sísmico.

A continuación, se presenta la comparación de la resistencia a flexión de vigas y columnas ubicadas en el eje del segundo nivel 2.





En el caso del segundo nivel de evaluación, cuatro varillas principales de Ø25.4mm de la columna se evaluarán como acero de refuerzo a tensión.

Columnas del Primer Nivel:

$$M_U = 403 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde M_U en la conexión viga – columna es igual a:

$$M_U = 403 + 87(199 \text{ kN} \times 0.30 \text{ m}) = 463 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Columna	Viga
$\Sigma M_C = 463 + 385 = 848 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$1.2 \times \Sigma M_b = 1.2 \times (138 + 181) = 383 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Por lo tanto:

$$\Sigma M_C > 1.2 \Sigma M_b$$

Como se explica anteriormente, debido a que el mecanismo de colapso se presenta en las vigas, se realiza una modificación de la resistencia horizontal en los niveles 1 y 2 de la dirección X realizando las siguientes suposiciones.

Suposiciones

El momento flector de la viga ubicada en la unión viga-columna del segundo nivel se distribuye 50% para la columna superior y 50% a la columna inferior, como se muestra a continuación:

– Primer nivel

Fuerza cortante de la columna en el modo de colapso de la viga:

$$\frac{(319/2) + 403}{4.06 + (0.60/2)} = \frac{159.5 + 403}{4.06 + 0.30} = 129.0 \text{ kN}$$

La fuerza cortante en el mecanismo de colapso de la columna es igual a 199kN, reduciéndose a 129kN, una reducción del 35% ($129/199 = 0.65$). En consecuencia, **el índice de resistencia C se reduciría a un 0.65 de su valor original en el primer nivel.**

– Segundo nivel

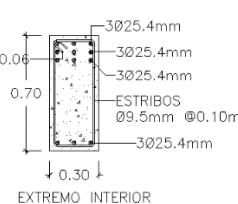
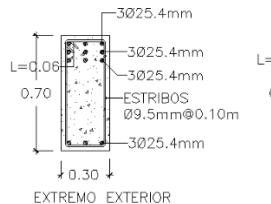
Fuerza cortante de la columna en el modo de colapso de la viga:

$$\frac{159.5}{(3.0/2) + (0.60/2)} = \frac{159.5}{1.5 + 0.30} = 88.6kN$$

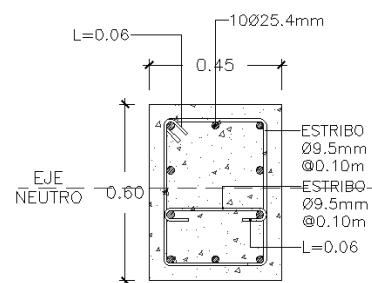
La fuerza cortante en el mecanismo de colapso de la columna es igual a $214N$, reduciéndose a $88.6kN$, una reducción del 59% ($88.6/214 = 0.41$). En consecuencia, **el índice de resistencia C se reduciría a un 0.41 de su valor original en el segundo nivel.**

Mecanismo de colapso – Dirección Y

En cuanto a la dirección Y, se evalúa el mecanismo de colapso y se determina que es correspondiente al mecanismo de colapso de vigas, por lo tanto, no se requiere modificación de la resistencia horizontal. El cálculo mostrado a continuación corresponde a la comparación de la resistencia a flexión de columnas y vigas en el segundo nivel, en el eje B.



Vigas



Columna

En el caso de la aplicación del segundo nivel de evaluación, se evalúan 3 varillas de acero de refuerzo a tensión $\varnothing 25.4mm$ como acero de refuerzo a tensión.

Columnas del Primer Nivel:

$$M_U = 491kN * m$$

Donde M_u en el centro de la viga – columna es igual a:

$$Mu = 491 + 87(247kN * 0.35m) = 578kN * m$$

Columna:

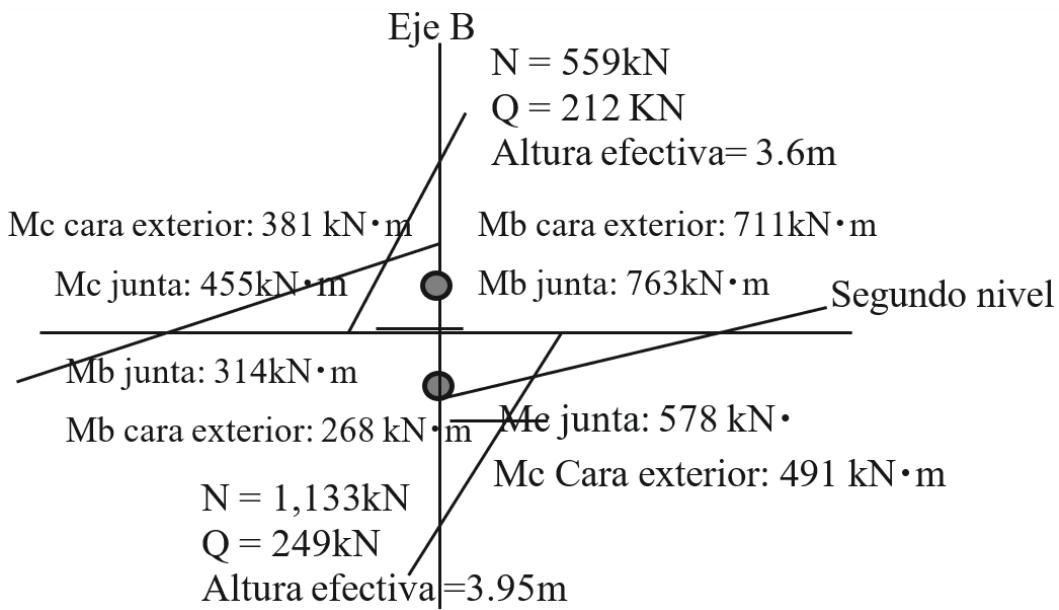
$$\Sigma M_C = 455 + 578 = 1,033kN \cdot m$$

Viga

$$\begin{aligned} 1.2 \sum M_B &= 1.2 * (763 + 314) \\ &= 1,291kN \cdot m \end{aligned}$$

$$\Sigma M_C < 1.2 \sum M_B$$

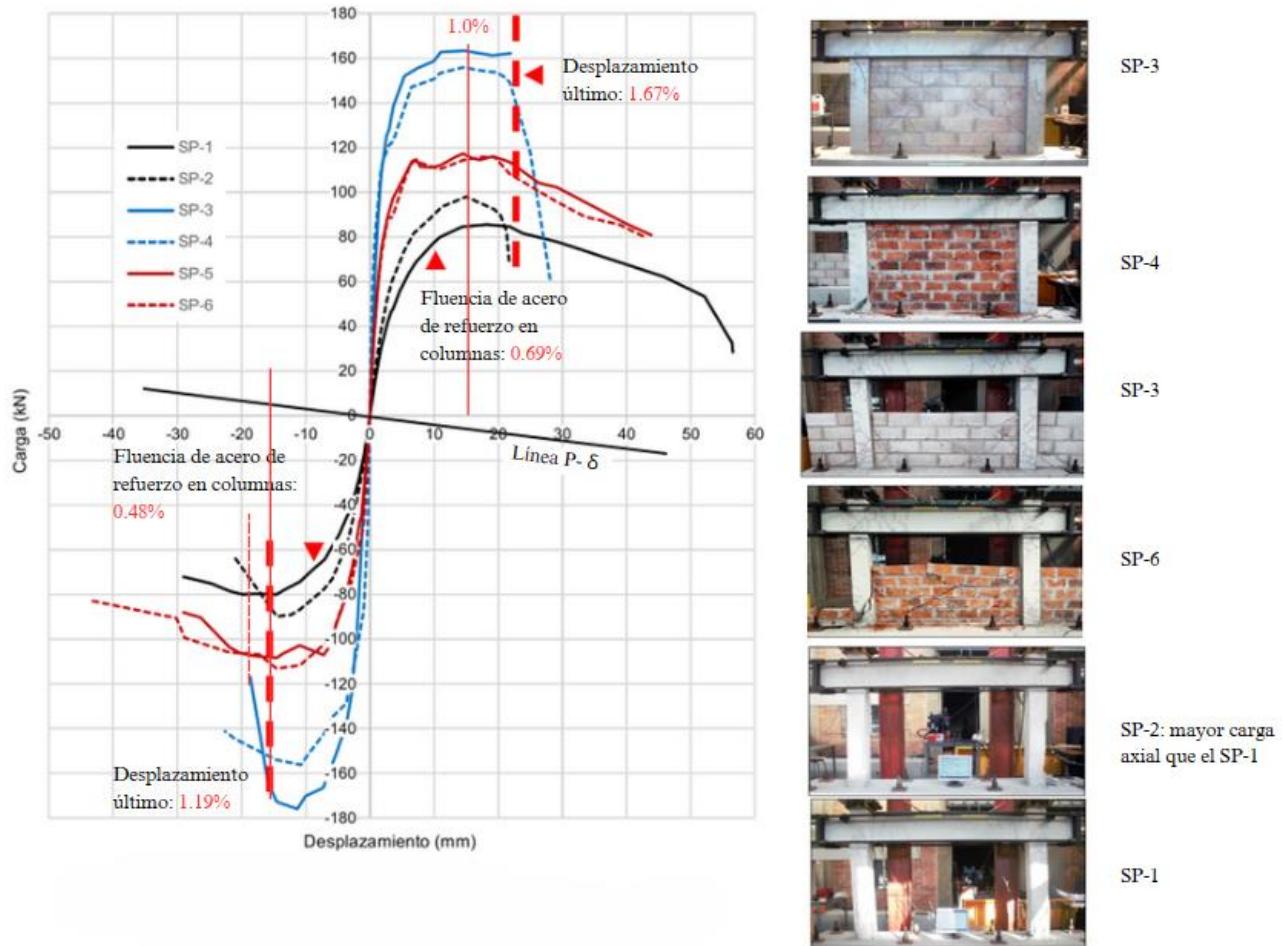
Por lo tanto, se supone el mecanismo de colapso de columnas



C1.5.6. Nota 2: Índice de ductilidad

La Figura C1.5-12 muestra las Envolventes de las curva carga deflexión de los especímenes SP-1 a SP-6, donde:

- a) El espécimen SP – 1 alcanzó una deformación de 30mm (2% de la deriva de entrepiso).
- b) El espécimen SP – 2 posee una menor capacidad de deformación.
- c) Las paredes de relleno afectan la rigidez inicial, la resistencia y la ductilidad (SP – 3 ~ SP – 6).



Por lo tanto, se estima la razón de ductilidad, μ , en base a los resultados obtenidos:

- $\mu = \Delta f / \delta y = 2.43$ (positivo).
- $\mu = \Delta f / \delta y = 2.45$ (positivo).

Mediante la razón de ductilidad, μ , se establece el índice de ductilidad (introducido en el Capítulo 3 Procedimientos basados en el índice sísmico (tipo 1)), F , mediante la siguiente expresión:

$$F = \frac{\sqrt{(2\mu - 1)}}{[0.75(1 + 0.05\mu)]}$$

Entonces:

$$F = 1.95/0.94 = 2.32$$

Por lo tanto, se sugiere el uso de un $F = 2.0$ como valor límite superior.

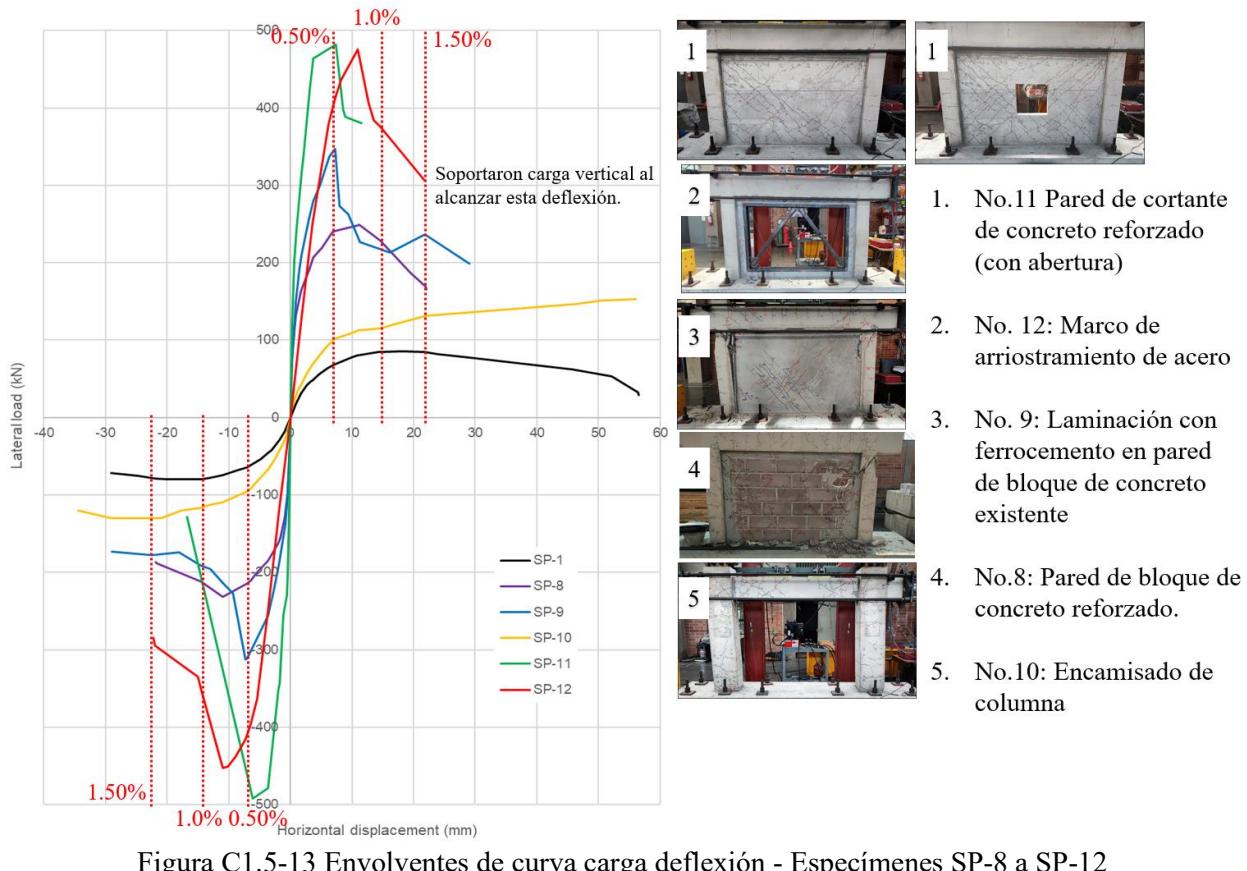
El desplazamiento en el punto de fluencia, según la definición de la ASCE 41-17 en su Sección 7.4.3, especifica que la rigidez efectiva se define como la recta que para por el desplazamiento al 60% de la carga de fluencia, y la recta que une el origen se denomina rigidez efectiva. Se determina una segunda rigidez mediante un cálculo iterativo de manera tal que el área del desplazamiento en el punto de fluencia y el punto de carga máxima, sean iguales.

- $\Delta y = 4.3\text{mm}$ (positivo)
- $\Delta y = 4.5\text{mm}$ (negativo) (cálculo provisto por la UCA)

Entonces, se tiene como razón de ductilidad, μ :

- $\mu = \Delta f / \Delta y = 24.3/4.3 = 5.6$ (SP-4, positivo)
- $\mu = \Delta f / \Delta y = 17.2/4.5 = 3.8$ (SP-3, negativo)

Esta diferencia en la definición de desplazamientos de fluencia (δy y Δy) afecta el valor de la razón de ductilidad, μ .



C1.5.7. Nota 3: Resistencia y ductilidad de los elementos de reforzamiento sísmico en los experimentos estructurales, por el Laboratorio de Estructuras Grandes, UCA, Proyecto HOKYO 2023

Espécimen SP-8: Pared de bloque de concreto reforzado

Los resultados presentados a continuación, relacionados con el espécimen SP-8, correspondiente al marco de concreto reforzado cuyo reforzamiento sísmico se compone de una pared de bloque de concreto reforzado se muestra únicamente a modo informativo. En este espécimen, se determinó un índice de ductilidad de $F = 1.27$ a partir de una deriva de entrepiso del 0.67%.

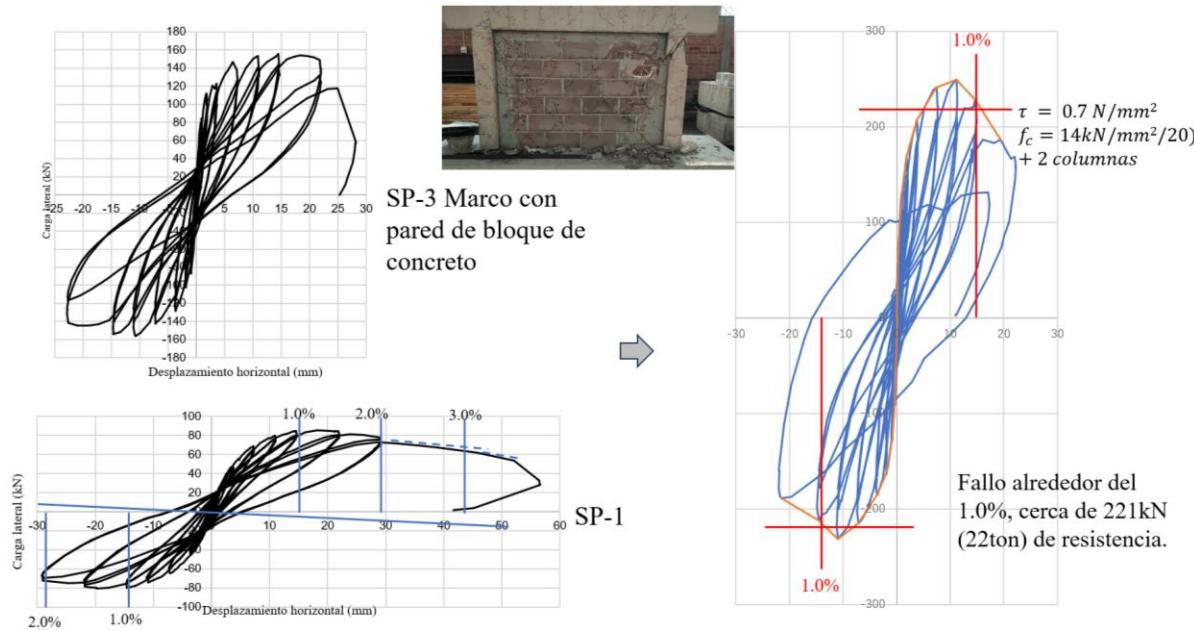


Figura C1.5-14 Experimento estructural de espécimen SP-8

Espécimen SP-9: Laminación con ferrocemento en pared de bloque de concreto.

El espécimen SP-9 fue llevado a cabo mediante la laminación con ferrocemento en una pared de bloque de concreto existente y no en una pared de ladrillo de obra existente. A continuación, se presentan las curvas de carga deflexión obtenidas de dicho espécimen a modo informativo.

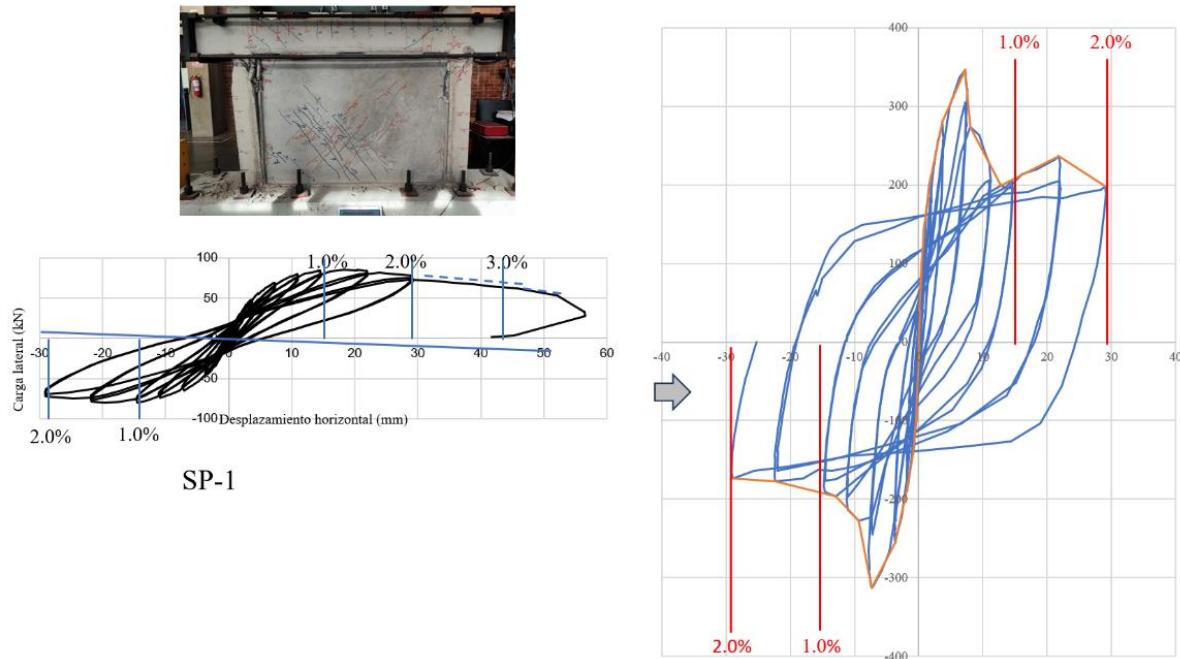
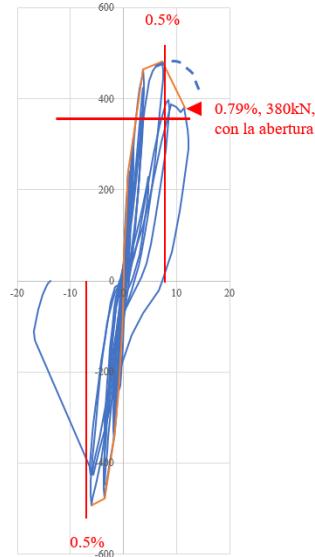


Figura C1.5-15 Experimento estructural de espécimen SP-9

Espécimen SP-11: Pared de cortante de concreto reforzado

Este espécimen consta de una pared de concreto reforzado unida a las columnas, ya que no hay separación en la junta entre la pared y las columnas. Además, no se observaron fallos en la conexión debajo de la viga superior.



Se evalúa 350kN como la resistencia de diseño,
sin la abertura.

Figura C1.5-16 Experimento estructural de espécimen SP-11

Para reducir la resistencia aproximadamente un 20%, se proporcionó una abertura en la pared, sin colocar varillas de acero de refuerzo alrededor de esta abertura.

En base a los resultados en este espécimen, se determinó la razón de ductilidad μ como se muestra a continuación:

Con abertura

Deriva de entrepiso: 0.79%

Razón de ductilidad μ :

$$\mu = \frac{0.0079}{0.00069} = 1.14$$

Índice de ductilidad F :

$$F = \frac{\sqrt{(2(1.14) - 1)}}{[0.75(1 + 0.05(1.14))]} = 1.42$$

Sin abertura

Deriva de entrepiso: 0.50%

Razón de ductilidad μ :

$$\mu = \frac{0.0050}{0.00048} = 1.04$$

Índice de ductilidad, F :

$$F = \frac{\sqrt{(2(1.04) - 1)}}{[0.75(1 + 0.05(1.04))]} = 1.32$$

Por lo tanto, se aplica un $\mu = 1.0$

$$F = \sqrt{((2(1.00) - 1)) / ([0.75(1 + 0.05(1.00))])}$$

$$F = 1.27$$

Espécimen SP-12: Marco de arriostramiento de acero

En este espécimen, se obtuvo un ángulo de deriva máxima de 1.5%, momento en el cual los arriostramientos de acero llegaron a la fractura. A partir de estos datos, se calculó la razón de ductilidad:

$$\mu = \frac{0.015}{0.0069} = 2.17$$

Posteriormente, se calculó el índice de ductilidad F .

$$F = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75(1 + 0.05\mu)} = \frac{1.83}{0.83} = 2.20$$

Sin embargo, se aplicó un valor redondeado igual a $F = 2.0$ para la evaluación de la ductilidad.



Estado final: 1.5%



Pandeo en el lado a compresión: 1%

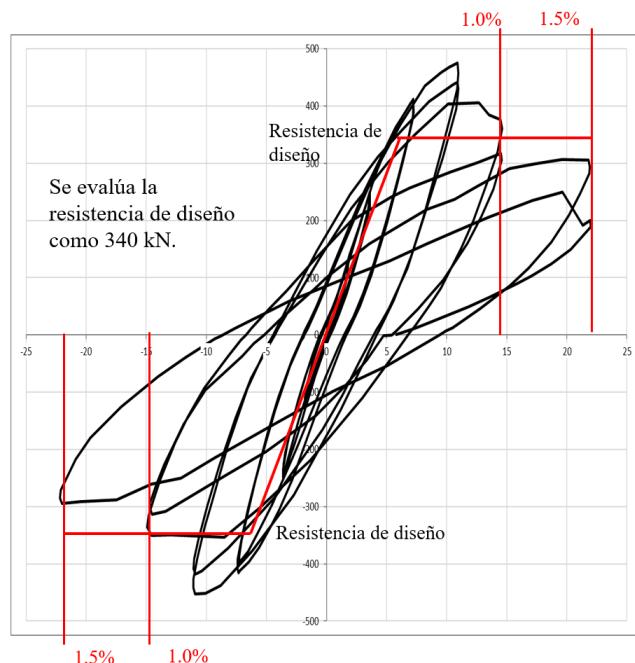


Figura C1.5-17 Experimento estructural de espécimen SP-12

C1.5.8. Nota 4: Zapata de fundación

En esta Nota se calcula el cortante de punzonamiento de la zapata y la capacidad de carga del suelo.

Según los planos del Edificio Modelo, las zapatas cuentan con una dimensión de $2.7m \times 2.7m$ y un peralte que varía de $0.40m$ a $0.60m$

Cortante de punzonamiento de la zapata

$$F_c = 180 \text{ kg/cm}^2 (17.6 \text{ N/mm}^2)$$

$$Q_{pa} = \alpha \cdot b_o \cdot j \cdot f_s$$

$$b_o = 2(a + a') + \pi \cdot d = 2(45 + 60) + \pi \cdot 50 = 367 \text{ cm}$$

$$j = \frac{7}{8} \cdot d = \frac{7}{8} \times 50 = 43.75$$

$$f_s = \frac{F_c}{30} \cdot 2 = \frac{180}{30} \times 2 = 12$$

Retomando Q_{pa}

$$Q_{pa} = 1.5 \times 367 \times 43.75 \times 12 = 288.6 \text{ tons} = 2,828 \text{ kN}$$

Fundaciones que soportan marcos de arriostramiento de acero

Fuerza axial:

$$N = 598 \text{ kN} (\text{peso del edificio}) + 2 \cdot 830 \text{ kN} (\text{peso de arriostramientos}) = 2,258 \text{ kN}$$

Se evalúa también la línea de influencia del esfuerzo cortante de punzonamiento en el caso de los ejes que poseen paredes de cortante reforzado en los ejes 1 y 5.

$$b_o = 2(a + a') + \pi \cdot d = 2\left(\frac{270}{2} - \frac{60}{2} - \frac{50}{2}\right) + \pi \cdot 50 = 482 \text{ cm}$$

$$Q_{pa} = 1.5 \times 482 \times 43.75 \times 12 = 380.0 \text{ ton} = 3,724 \text{ kN}$$

Capacidad de carga del suelo

Capacidad de carga admisible del suelo: 20 ton/m^2

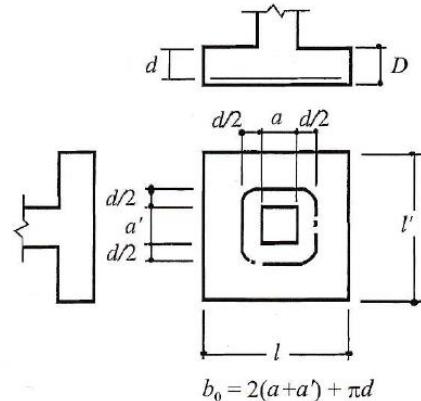
Dimensión de zapata: $2.7m \times 2.7m$

Peralte de zapata: $0.40m \sim 0.60m$

Capacidad última

$$R = 20 \times 2.7 \times 2.7 \times 2.5 (\text{factor de seguridad})$$

$$R = 364.5 \text{ ton} (3,572 \text{ kN})$$



$$b_o = 2(a + a') + \pi d$$

C1.5.9. Nota 5: Índice de irregularidad S_D

El Índice de Irregularidad S_D , se evalúa a partir de la relación de los entrepisos de arriba y abajo (rigidez/masa), y otros, basado en el segundo nivel de evaluación del Procedimiento Basado en el Índice Sísmico Tipo 1.

Tabla C1.5-6 Índice de Irregularidad S_D

			Gi (Grado)			S_{D2}
			1.0	0.9	0.8	
Equilibrio en planta	A	Regularidad	Regular a_1	Casi regular a_2	Irregular a_3	1.0
	B	Relación de aspecto en planta	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$b < 8$	1.0
	C	Parte estrecha	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 8$	$c < 0.5$	1.0
	D	Junta de expansión *1	$\frac{1}{100} \leq d$	$\frac{1}{200} \leq d < \frac{1}{100}$	$D < \frac{1}{200}$	1.0
	E	Relación de área de vanos en planta	$e \leq 0.1$	$5 < e \leq 8$	$0.3 < e$	1.0
	F	Excentricidad de área de vanos	$f_1 \leq 0.4 \& f_2 \leq 0.10$	$f_1 \leq 0.4 \& 0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1 \text{ o } 0.3 < f_2$	1.0
Equilibrio en elevación	H	Piso debajo de nivel de terreno	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	1.0
	I	Uniformidad de altura de niveles	$0.8 \leq I$	$0.7 \leq I < 0.8$	$I < 0.7$	1.0
	J	Piso blando	No es piso blando	Piso blando	Piso blando excéntrico	1.0

Índice de irregularidad de segundo nivel S_{D2}' ($A \& K$)

Excentricidad	3 rd	$1 \leq 0.1$	$0.1 < l \leq 0.15$	$0.15 < l$	1.000
	2 nd	$1 \leq 0.1$	$0.1 < l \leq 0.15$	$0.15 < l$	1.000
	1 st	$1 \leq 0.1$	$0.1 < l \leq 0.15$	$0.15 < l$	1.000

Dirección X (como referencia)

3rd	$n \leq 1.3$	$1.3 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$	1.00
2nd	$n \leq 1.3$	$1.3 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$	1.00
1st	$n \leq 1.3$	$1.3 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$	0.80

Relación
(rigidez/masa) de
pisos superiores e
inferiores

Dirección Y

3rd	$n \leq 1.3$	$1.3 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$	1.00
2nd	$n \leq 1.3$	$1.3 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$	1.00
1st	$n \leq 1.3$	$1.3 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$	1.00

Relación (rigidez/masa) de pisos superiores e inferiores

$$n = \frac{\text{cociente entre la rigidez y el peso del nivel superior}}{\text{cociente entre la rigidez y el peso del nivel en cuestión}} \times \beta$$

$$\beta = \frac{N - 1}{N}$$

Donde:

N : Números de niveles sostenidos por el nivel en cuestión, y la rigidez del piso se calculará como La suma del área de las columnas más la suma la operación del área de pared facturada por α entre la altura del nivel

$$\frac{[\sum \text{área columnas} + \sum (\text{área de paredes} \times \alpha)]}{\text{altura del nivel}}$$

En el caso que se analice el último nivel, el nivel debajo de este se tomará como el nivel debajo en la ecuación, y $\beta = 2.0$. En el caso de niveles intermedios, el nivel superior se toma como el nivel de ajo y el cociente se calcula del mismo modo, tomándose el valor mayor obtenido.

Dirección X (como referencia)

El valor de n en el nivel se calculó como 2.06, mayor a 1.7 y el S_D obtenido fue igual a $S_D = 0.8$. En los otros niveles es menor a 1.3, y no se observa irregularidad, por lo que $S_D = 1.0$.

Algunas consideraciones que se hicieron para la evaluación de la rigidez en la dirección X (longitudinal) se muestran a continuación:

(i) Marco (columna)

$$Rigidez = Rigidez en la fluencia$$

$$Rigidez = \frac{\text{fuerza cortante determinada por la resistencia a la flexión de la columna}}{\text{Altura de entrepiso} \times 0.00069}$$

Donde 0.00069 corresponde al cociente de deriva de entrepiso en la fluencia de la columna, según los experimentos estructurales llevados a cabo en la UCA.

(ii) Rigidez de marco de arriostramiento de acero.

$$Rigidez = Rigidez en la fluencia$$

$$Rigidez = \frac{\text{resistencia horizontal del arriostramiento de acero}}{\text{altura de entrepiso} \times 0.004}$$

Donde 0.004 corresponde al cociente de deriva de entrepiso en la fluencia del marco de acero de arrostramiento de acero, determinado mediante criterio técnico. En este tipo de marco de arrostramiento de acero, la resistencia obtenida fue igual a 1,597 kN, mientras que:

$$\text{altura de entrepiso} \times 0.004 = 14.4\text{mm}$$

Tabla C1.5-7 Cálculo de valor n - Dirección X (como referencia)

Nivel	Σ Peso (kN)	Altura nivel (mm)	Fuerza cortante de la columna (kN)	Rigidez de marco de C/R (kN/mm)	Rigidez de marco de acero (kN/mm)	Rigidez total (kN/mm)	Rigidez/masa (1/mm)	β	n : relación rigidez/masa
3	613.	3,600	$\frac{1.80}{1.11 \times 612.6} = 998.5$	40.2	0	40.2	0.0656	2.0	$\frac{0.0674}{0.0656} \times 2 = 2.06 > 1.7$
2	5,000.	3,600	$\frac{0.596}{1.028 \times 5,000} = 2,899.$	116.7	$110.9 \times 2 = 221.8$	337.1 511.3	0.0674 0.1023	0.5	$\frac{0.0656}{0.0674} \times 0.5 = 0.487$ $0.487 < 1.3$ OK
1	9,403	4,300	$\frac{0.286}{1.035 \times 9403} = 2,598$	87.57	$110.9 \times 4 = 443.9$	531.2 876.8	0.0565 0.0932	0.67	$\frac{0.0674}{0.0565} \times 0.67 = 0.799$ $0.799 < 1.3$ OK

Rigidez de marco de arriostramiento de acero

En base a la siguiente Figura C1.5-18.

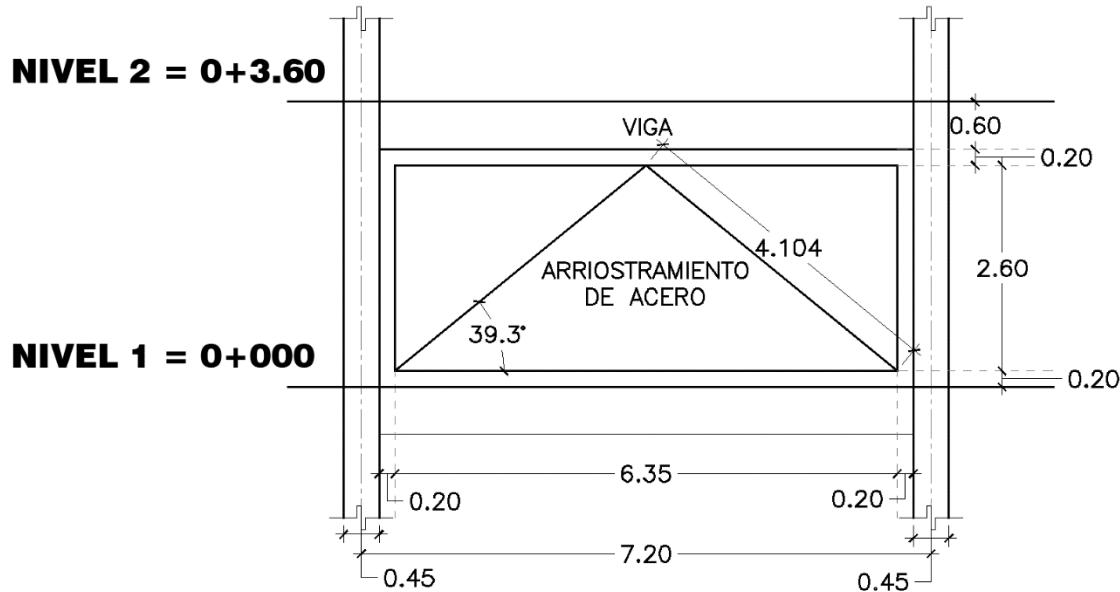


Figura C1.5-18 Geometría - Marco de arriostramiento de acero

Características de materiales:

Perfil $\square - 200 \times 200 \times 6\text{mm}$ o equivalente.

Radio de giro $ix = iy = 78.8\text{mm}$

Relación de esbeltez $\lambda = 4,104/78.8 = 52.1 < 58$ (*límite superior*)

Evaluación de la rigidez elástica (como referencia)

$$K = P/\delta = 2 \cdot A \cdot E \cdot \cos 3 \theta / L = 2 \times 4,563 \times 205 \times 0.7743 / 3,175 = 273.2 \text{kN/mm}$$

Ajustándolo a la altura del entrepiso

$$K = 273.3 / (3,600 / 2600) = 197.3 \text{kN/mm}$$

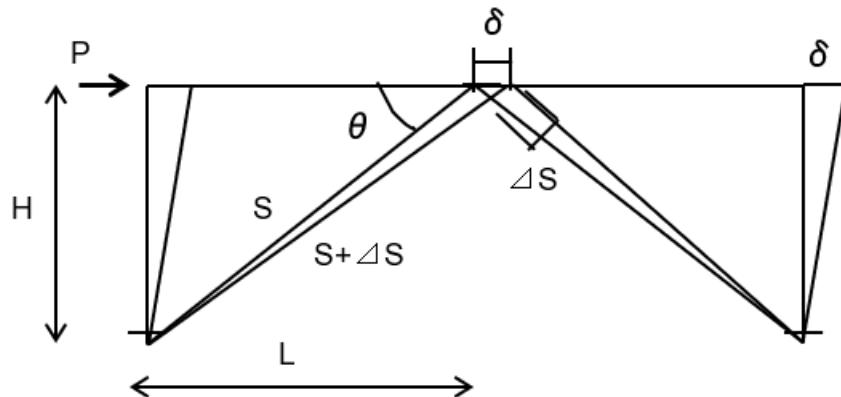


Figura C1.5-19 Carga horizontal y deflexión de marco de arriostramiento de acero (mostrada en la Sección 3.4)

Dirección Y

El valor de n para cada nivel es menor a 1.3. Al no presentarse irregularidad por otros factores, al índice de irregularidad $S_D = 1.0$.

Dirección X

Tabla C1.5-8 Cálculo de valor n - Dirección X

Nivel	Σ Peso (kN)	Altura de nivel (mm)	Área de columna (mm ²)	Área de pared de C/R aplicando $\alpha=3$ (mm ²)	Área total (mm ²)	Rigidez/peso	β	n: Coeficiente de rigidez/peso
3	613.	3,600	$350 \times 600 \times (6 + 9 \times 0.5) = 2,205 \times 10^6$	0	$2,205 \times 10^6$	0.999	2.0	$0.583/0.999 \times 2.0 = 1.17 < 1.3$
2	5,000.	3,600	$450 \times 600 \times (11) = 2.97 \times 10^6$	$180 \times 7,000 \times 2 \times 3 = 7.56 \times 10^6$	10.53×10^6	0.583	0.5	$0.999/0.583 \times 0.5 = 0.857 < 1.3$
1	9,403	4,300	$450 \times 600 \times (9) = 2.43 \times 10^6$	$180 \times 13,300 \times 2 \times 3 = 14.36 \times 10^6$	16.79×10^6	0.355	0.67	$0.583/0.355 \times 0.67 = 1.10 < 1.3$

Nota:

El área de las columnas en el tercer nivel se redujo debido al efecto de columnas en voladizo.

Donde:

$$\text{Rigidez} = \frac{[\text{Área total de columna y paredes de C/R}(\alpha:3)]}{\text{altura de entrepiso}}$$

Masa: Σ Peso

β se define como un coeficiente que modifica el cociente de masa/rigidez en caso de que el peso y la rigidez de cada nivel se igual, por lo en ese caso $n = 1.0$.

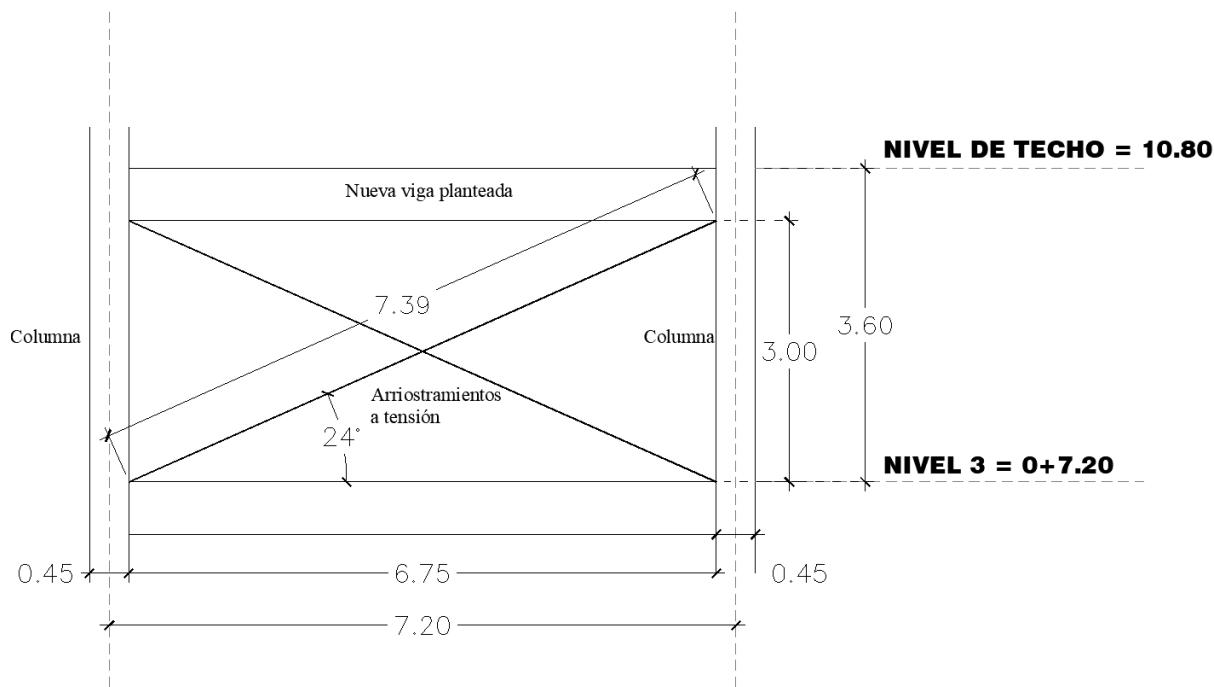
α : 3 es utilizado en caso de que se utilicen paredes de cortante de concreto reforzado (C/R), en ese caso, se utiliza la siguiente expresión para evaluar la rigidez

$$3 \times \frac{\sum(\text{área de paredes de cortante de } C/R)}{\text{Altura de entrepiso}}$$

C1.5.10. Marco de arriostramiento metálico a flexión en el 3er nivel en la dirección longitudinal

Condición. Se propone adicionar arriostramientos metálicos horizontales con la mitad de la cantidad de acero de los marcos de arriostramiento de acero en el primer y el segundo nivel

Condición: se proporciona tirante de acero de resistencia horizontal con la mitad de tirante enmarcado de acero en el 1er y 2do piso.



Para los arriostramientos, se utilizará sección Chanel con características a las siguientes, o equivalentes:

- $C - 200 \times 90 \times 8 \times 13.5\text{mm}$, Área $A = 3,865\text{mm}^2$,
- Resistencia: $F = \sigma_y = 320\text{N/mm}^2$ (ASTM A500, Grado B)

Se supone que la resistencia a tensión en el estado de fluencia se reduce en un 20% debido a los orificios de los pernos, por lo tanto:

$$T = 0.80 \times A \times \sigma_y \times \text{Cos}(24^\circ) = 0.8 \times 3,865 \times 320 \times 0.929$$

$$T = 919.9 \times 10^3 \text{N} = 919.9\text{kN}$$

Comparando con la resistencia de los marcos de arriostramiento de acero:

$$\frac{T}{H} = \frac{919.9}{2,145} = 0.427$$

Para los pernos, se propone la utilización de pernos de conexión de alta resistencia, modelo F10T con resistencia de $\sigma_u = 1,000N/mm^2$, M24mm (diámetro) o equivalente.

La resistencia cortante permitida, por perno, es igual a:

$$66.4 \times 1.5 = 99.6kN$$

Número requerido de pernos:

$$n = 919.9/0.8/99.6 = 11.5$$

Por lo tanto, se propone utilizar un total de 12 pernos.

C1.6. Distribución de elementos de reforzamiento sísmico

C1.6.1. Distribución en planta de elementos de reforzamiento sísmico

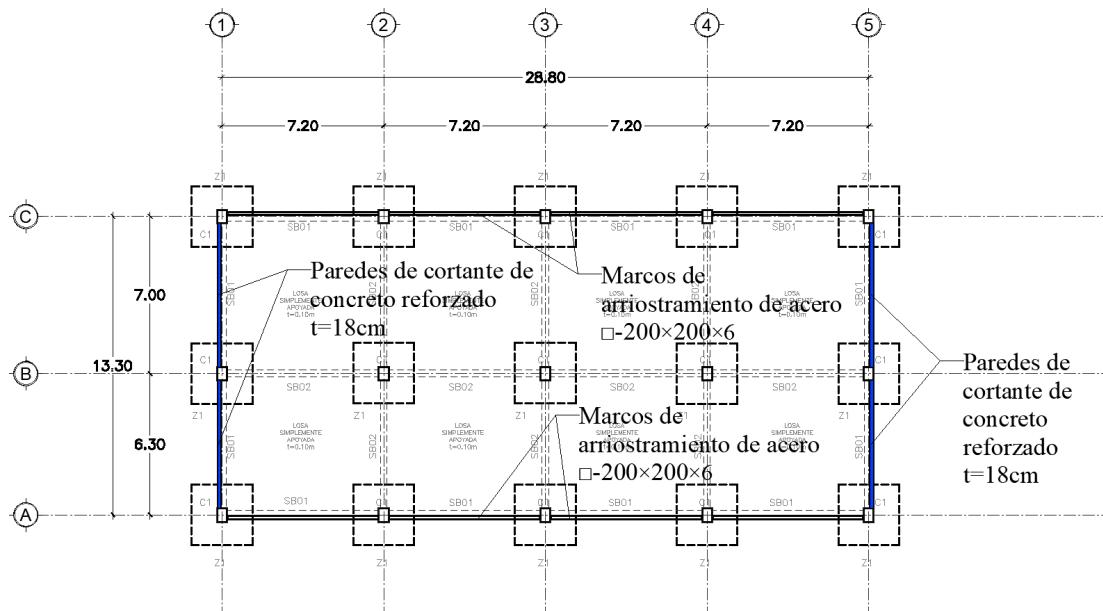


Figura C1.6-1 Distribución de elementos de reforzamiento - Nivel 1

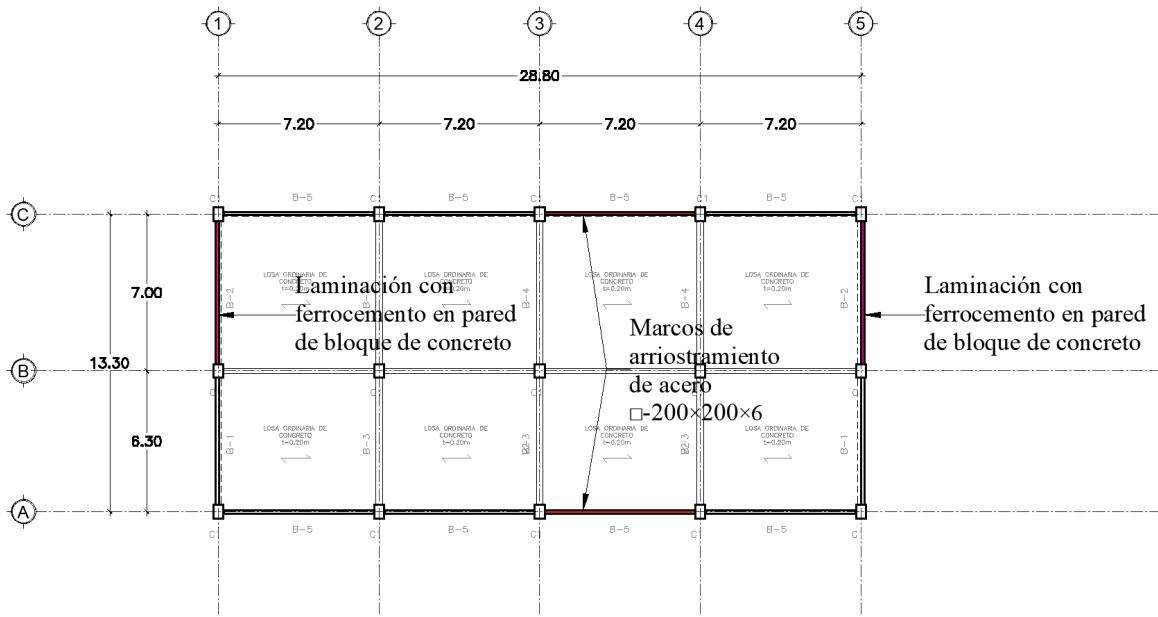


Figura C1.6-2 Distribución de elementos de reforzamiento - Nivel 2

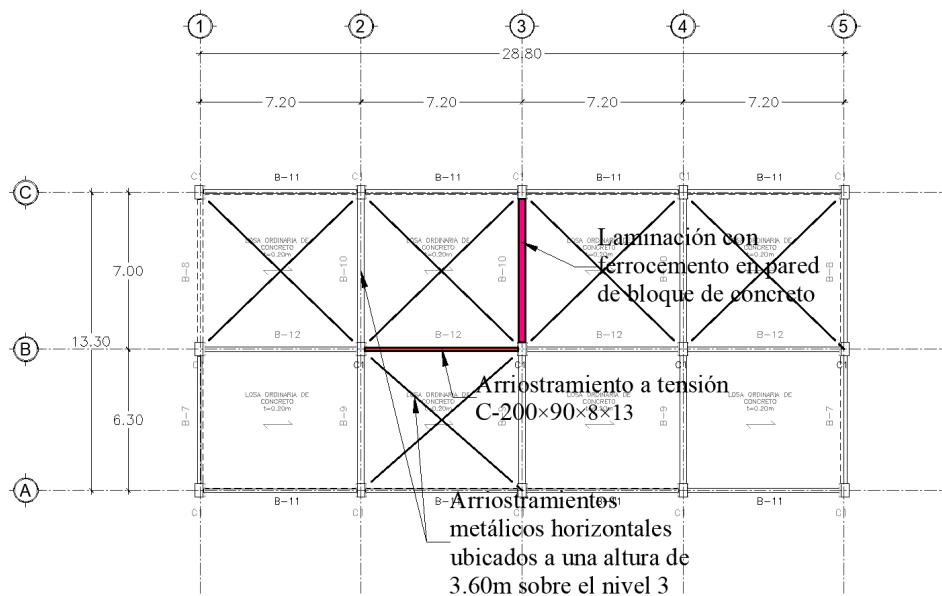
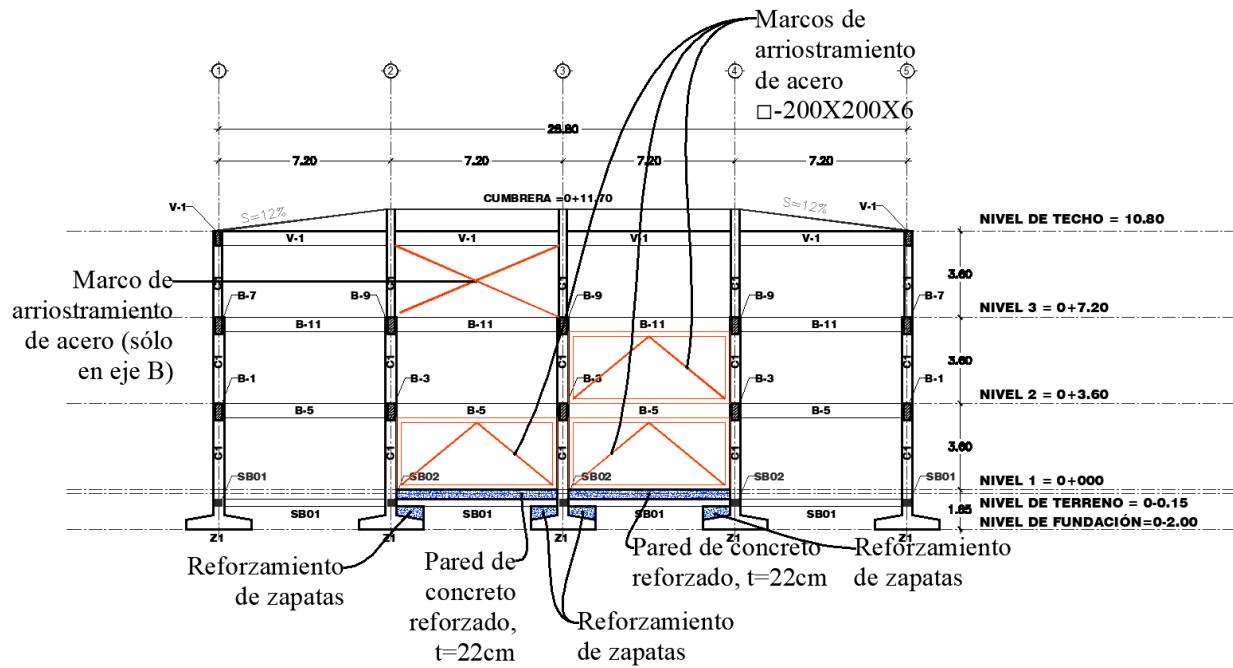


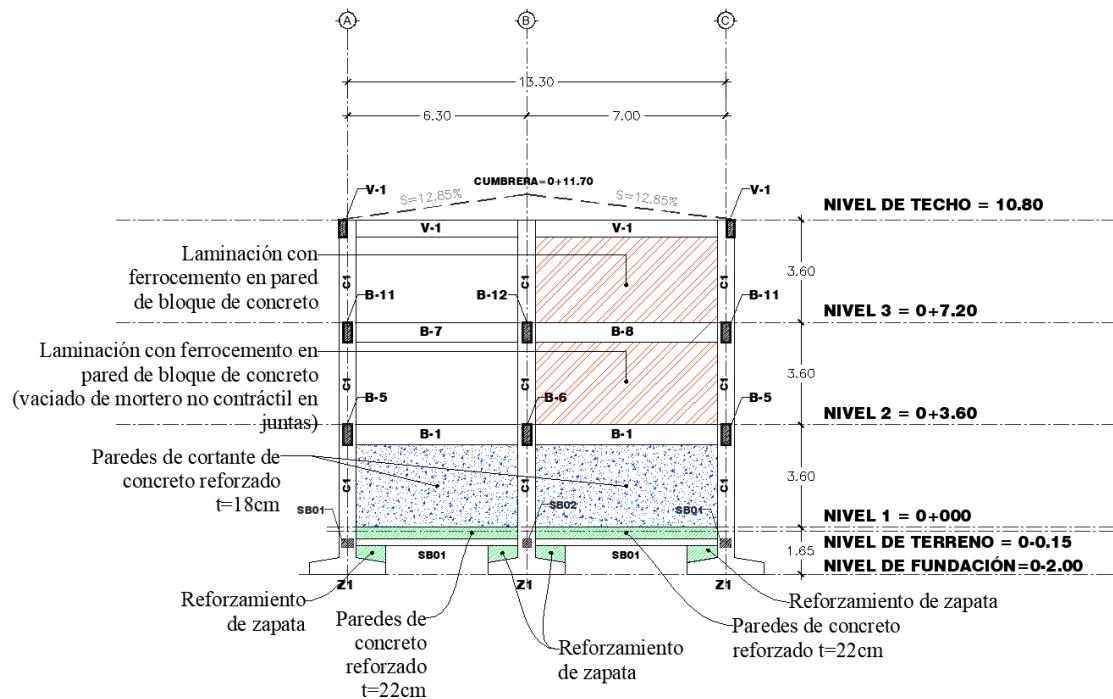
Figura C1.6-3 Distribución de elementos de reforzamiento sísmico – Nivel 3

C1.6.2. Distribución en elevación de elementos de reforzamiento sísmico



Nota: las paredes de concreto reforzadas mostradas, debajo de los marcos de arriostramiento de acero, empiezan en la solera de solera de fundación SB01 y se extiende hasta el nivel de piso terminado (Nivel 1=0+000).

Figura C1.6-4 Distribución de elementos de reforzamiento sísmico - Ejes A y C



Nota: las paredes de concreto reforzadas mostradas, debajo de los marcos de arriostramiento de acero, empiezan en la solera de solera de fundación SB01 y se extiende hasta el nivel de piso terminado (Nivel 1=0+000).

Figura C1.6-5 Distribución de elementos de reforzamiento sísmico - Ejes 1 y 5

C1.7. Detalles estructurales

Consulte los planos de los marcos de arriostramiento de acero y paredes de cortante de concreto reforzado que se muestran en el capítulo 3 como referencia.

Capítulo C2 Procedimiento Basado en el Índice Sísmico (Tipo 2: DSE)

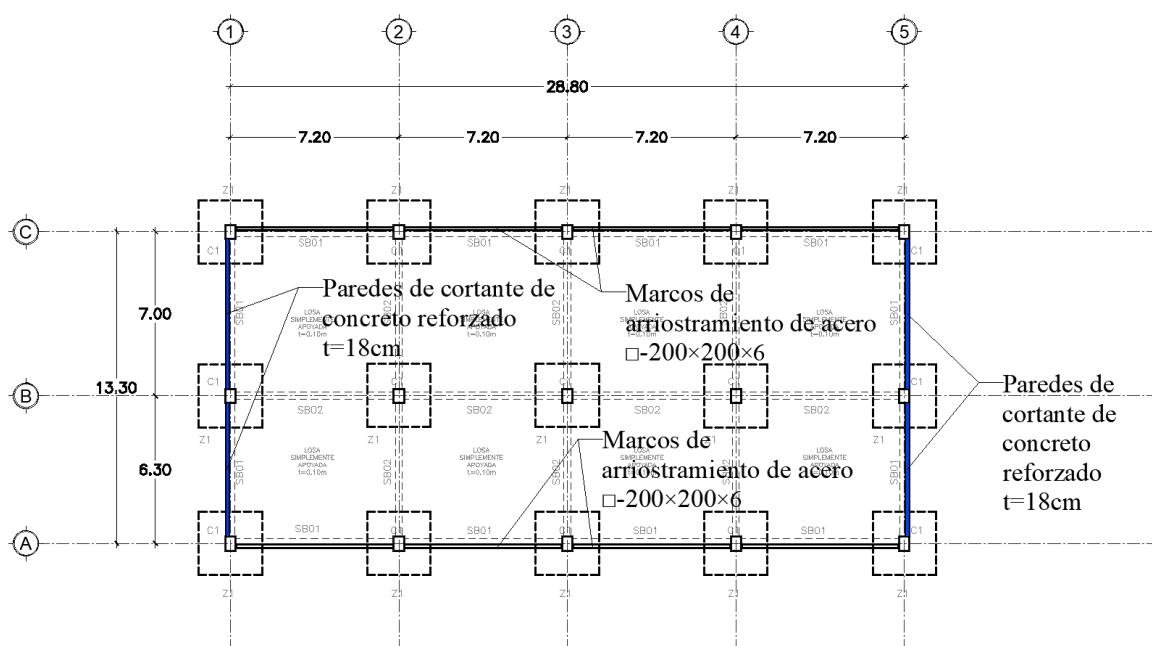
C2.1. Principios de reforzamiento sísmico y esquema general de edificio con reforzamiento sísmico

(1) Principios de reforzamiento sísmico

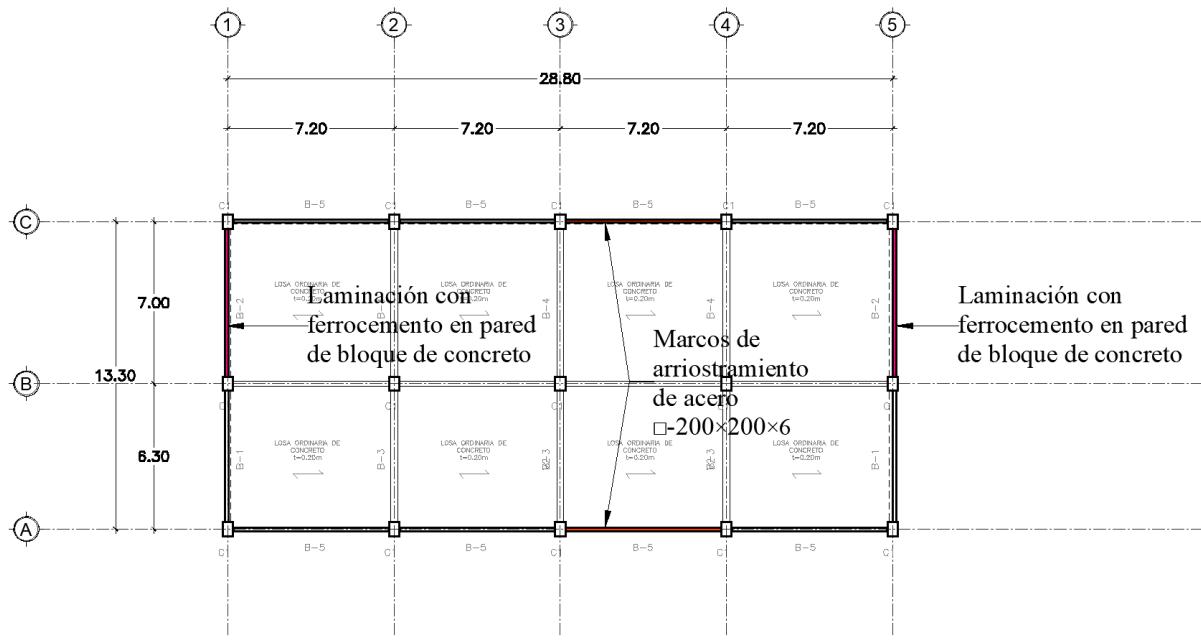
1. El desempeño sísmico después del reforzamiento tiene como objetivo alcanzar una enfoque de tipo resistente para asegurar la integridad de los componentes secundarios.
2. Aquí se introducen tres tipos de metodologías de reforzamiento sísmico: marcos de arriostramiento de acero, paredes de cortante de concreto reforzado y aplicación de laminación con ferrocemento en paredes de mampostería. Dado que el Edificio Modelo es un edificio de tipo educativo, se propone la instalación de marcos de arriostramiento de acero en el sector sur con el fin de permitir el paso de luz natural dentro de las instalaciones. Mientras que las paredes de cortante y la aplicación de laminación con ferrocemento se propone en las paredes divisorias con el objetivo de proveer aislación acústica y la utilización de las paredes existentes de mampostería.
3. Los métodos de reforzamiento sísmico y la “cantidad requerida” de reforzamiento para cada nivel se planea en base a los cálculos establecidos en el Capítulo 1C.
4. El desempeño sísmico después de reforzamiento deberá satisfacer al valor máximo de respuesta sísmica esperado para el edificio objetivo.
5. Aún si el nivel en cuestión del edificio satisface a los requerimientos sísmicos establecidos según la demanda sin haberse adicionado elementos de reforzamiento sísmico, si la distribución de rigidez, tanto en plano como en elevación, es significativamente diferente a los otros niveles después de reforzamiento; se deberá llevar a cabo el reforzamiento para asegurarse que el nivel en cuestión posea una rigidez similar a la de los edificios con elementos de reforzamiento sísmico.

(2) Esquema general de edificio con reforzamiento sísmico

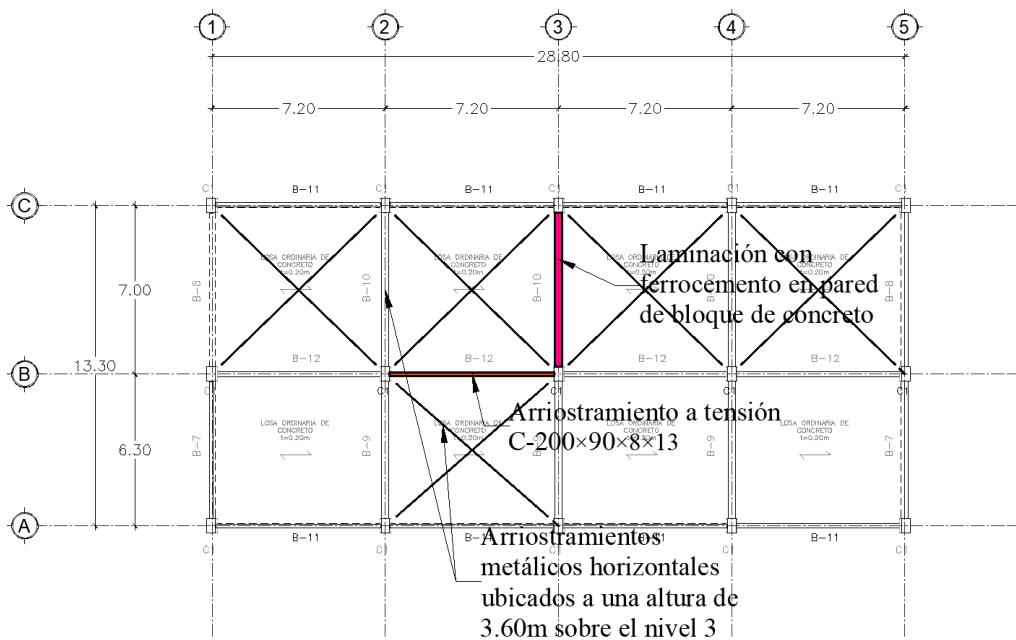
En las Figura C2.1-1, Tabla C2.1-1 y Tabla C2.1-2 se presenta el esquema general del edificio con reforzamiento sísmico.



Primer nivel

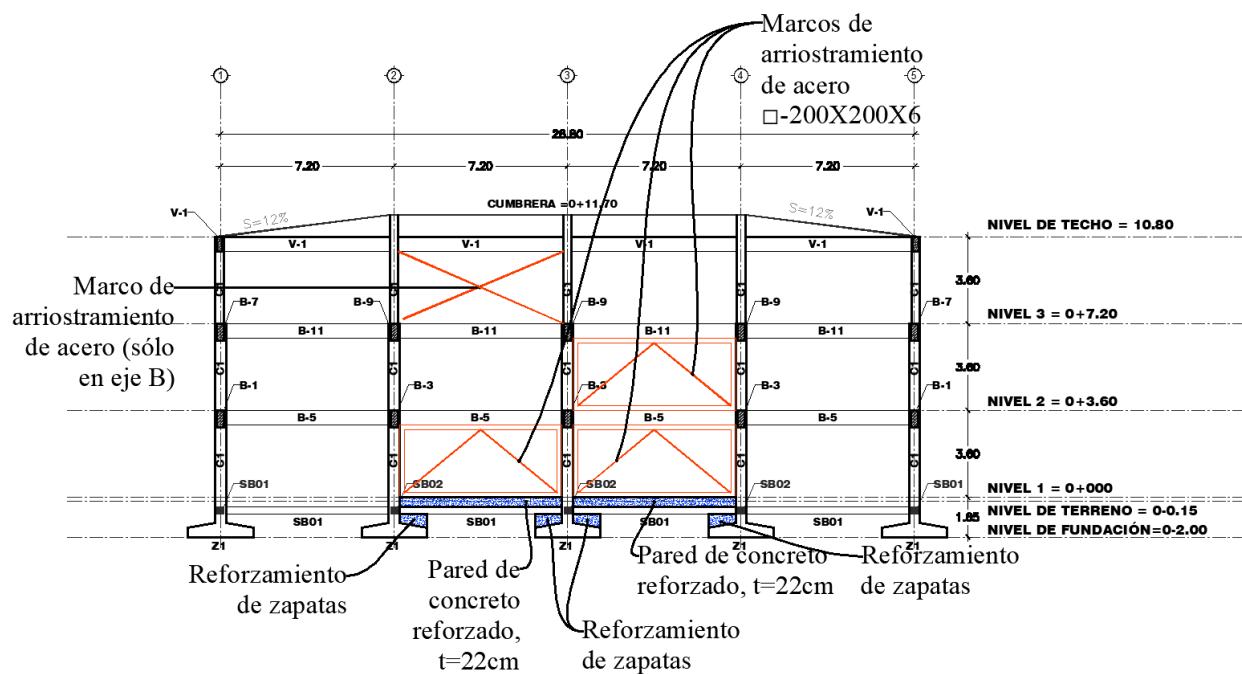


Segundo nivel

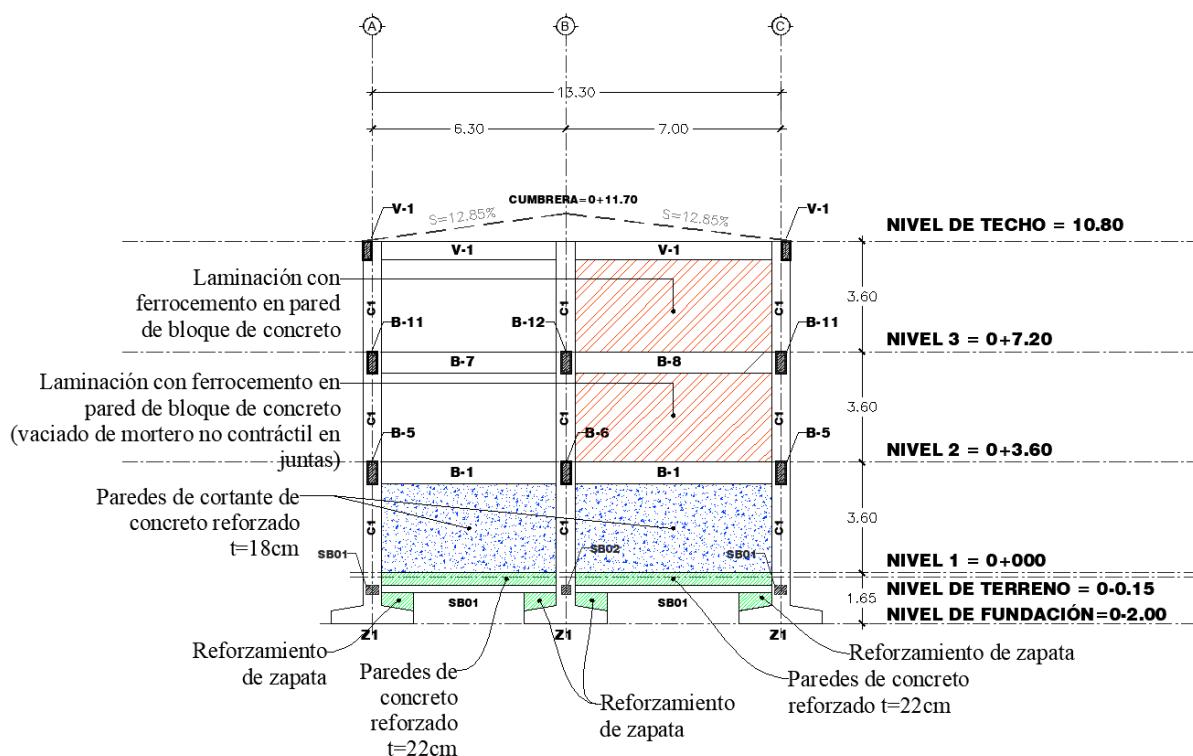


Tercer nivel

a) Planta



Ejes A y C



Ejes 1 y 5

Nota: La pared con laminación con ferrocemento mostrada en el tercer nivel pertenece únicamente al eje 3.

b) Elevación

Figura C2.1-1 Esquema general de edificio con reforzamiento

Tabla C2.1-1 Esquema general de Edificio Modelo

Descripción		Edificación tipo educacional de 3 niveles ubicada en el AMSS.
Zona sísmica		I
Categoría de ocupación		II
Factor de importancia, I		1.2
Resistencia de concreto		$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia de fluencia mínima		$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia de fluencia esperada		$F_{ye} = 30300 \text{ kg/cm}^2$
Alturas de entrepiso		4.65m, 3.60m, 3.60m
Altura total del edificio		11.85m
Tipo de suelo		S3
Capacidad portante del suelo		20ton/m ²
Año de diseño		1993

Tabla C2.1-2 Esquema general de elementos de reforzamiento sísmico

Dirección	Nivel	Ejes	Tipo de reforzamiento	Resistencia (kN)	Ángulo de deriva de entrepiso (Índice F, Factor de ductilidad)
X	3	Eje B, 2-3	Marco de arriostramiento de acero	920	1/82 (2.0, 2.0)
	2	Eje A, 3-4 Eje C, 3-4	Marco de arriostramiento de acero	2145 2145	1/82 (2.0, 2.0)
	1	Eje A, 2-3, 3-4 Eje C, 2-3, 3-4	Marco de arriostramiento de acero	2145 2145	1/82 (2.0, 2.0)
Y	3	Eje 3, B-C	Pared con ferrocemento	1396	1/150 (1.27, 1.0)
	2	Eje 1, B-C Eje 5, B-C	Pared con ferrocemento	1913 1913	1/150 (1.27, 1.0)
	1	Eje 1, A-C Eje 5, A-C	Pared con ferrocemento	5035 5035	1/150 (1.27, 1.0)

C2.2. Condiciones de cálculo

1) Software utilizado y norma de cumplimiento

Software utilizado: ETABS 21 versión Ultimate

Norma de cumplimiento: ASCE 41-13

2) Peso sísmico del edificio

En la siguiente Tabla C2.2-1 se presenta el peso sísmico por nivel, donde el peso adicional debido a los elementos de reforzamiento sísmico no se ha considerado para el análisis.

Tabla C2.2-1 Peso sísmico del edificio

Nivel	Peso (<i>kN</i>)	Peso total (<i>kN</i>)
3	310	310
2	4,277	4,587
1	4,005	8,592

3) Período fundamental del edificio

En la siguiente Tabla C2.2-2 se muestra el período fundamental del Edificio Modelo, calculado a partir de ETABS21.

Tabla C2.2-2 Período fundamental luego de reforzamiento

Modo	Dirección	Período (s)	
		Sección sin agrietamientos (ETABS)	Sección con agrietamientos (ETABS)
Primer modo	X	0.286	0.301
Segundo modo	Y	0.168	0.187

4) Distribución de fuerzas externas

Para el análisis Pushover, la distribución de fuerzas externas se muestra en la Figura C2.2-1

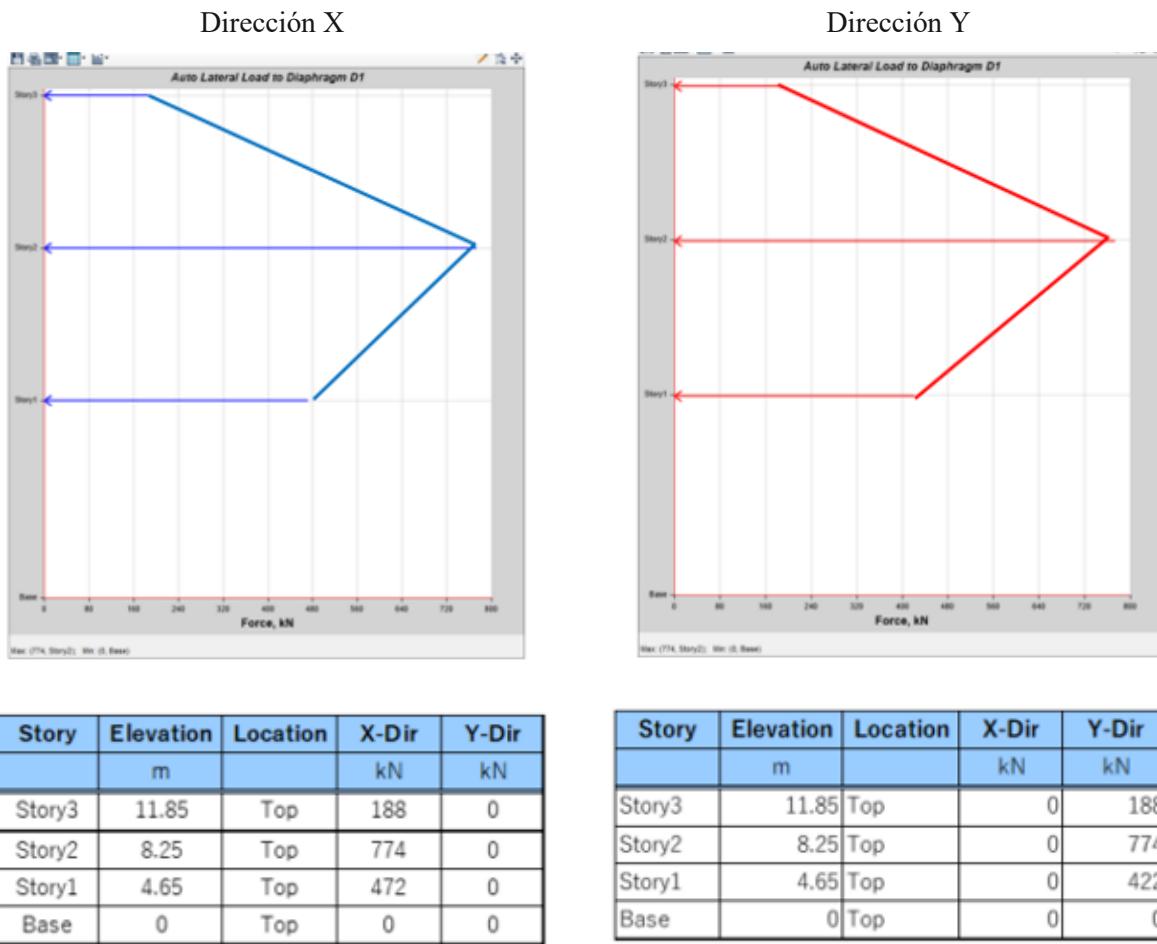


Figura C2.2-1 Distribución de fuerzas externas para análisis Pushover

5) Modelamiento y propiedades de rótulas de elementos de reforzamiento sísmico

La Tabla C2.2-3 muestra el modelado y propiedades de rótulas de los métodos de reforzamiento utilizados para el reforzamiento sísmico del Edificio Modelo.

Tabla C2.2-3 Modelamiento y propiedades de rótulas de elementos de reforzamiento sísmico (por elemento)

Elemento de reforzamiento	Nivel	Resistencia				Displacement				Formato de entrada	
		Resistencia a la compresión (pandeo) (kN)		Resistencia a la fluencia por tensión (kN)		Formato de entrada	Desplazamiento de compresión		Desplazamiento de tensión		
		Fuerza SF (kN)	Fuerza /SF	Fuerza SF (kN)	Fuerza /SF		Desp. SF (mm)	Desp/SF	Desp SF (mm)	Desp/F	
Marco de arriostramiento de acero	3	Cualquiera	Cualquiera	989	1.0	Manual	Cualquiera	Cualquiera	Manual	Índice F	Manual
	2,1	1311	1.0	1460	1.0	Manual	Manual	Índice F	Manual	Valor F equivalente	Manual
Pared de cortante de C/R	1	No requerido	No requerido	4290	1.0	Manual	No requerido	No requerido	Índice F	1.0	Manual
Laminación con ferrocemento	3	1532	1.0	Cualquiera	Cualquiera	Manual	Índice F	1.0	Cualquiera	Cualquiera	Manual
	2	2100	1.0	Cualquiera	Cualquiera	Manual	Índice F	1.0	Cualquiera	Cualquiera	Manual

Nota.

Fuerza/SF: Valor en el punto B en la propiedad de la rótula.

Desp/SF: Valor en el punto C en la propiedad de la rótula.

[Cualquiera]: Cualquier valor puede ser colocado. Este valor no es utilizado en el proceso de cálculo.

[No requerido]: ETABS bloquea la opción de colocar algún valor de entrada en este campo.

[Índice F]: Se calcula la deriva de entrepiso manualmente equivalente al índice F.

(i) Marco de arriostramiento de acero

El modelado de los arriostramientos de acero en el primer y el segundo nivel, en la dirección X, se muestra en la Figura C2.2-2; mientras que las propiedades de las rótulas se muestran en la Tabla C2.2-4.

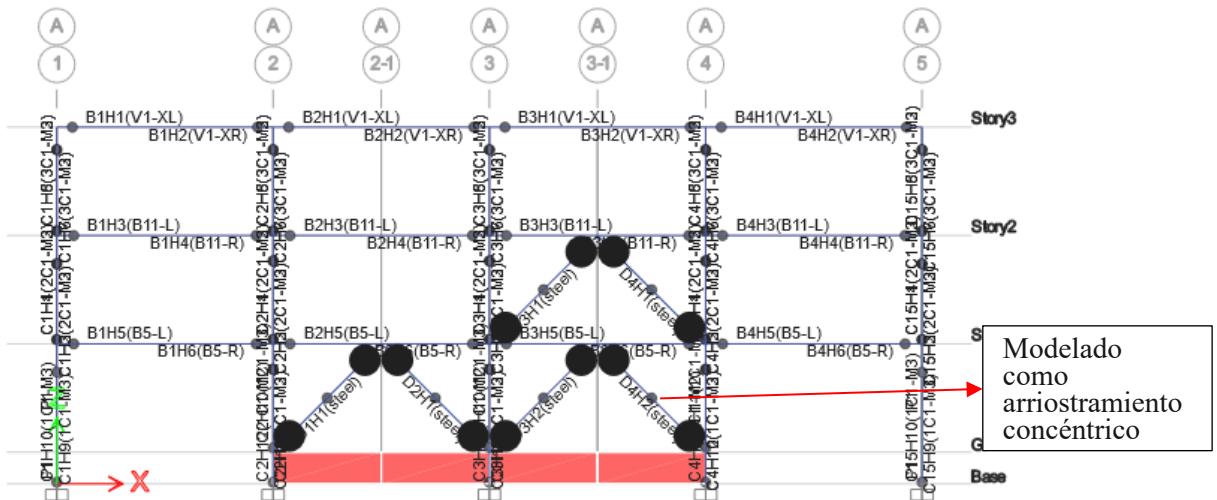
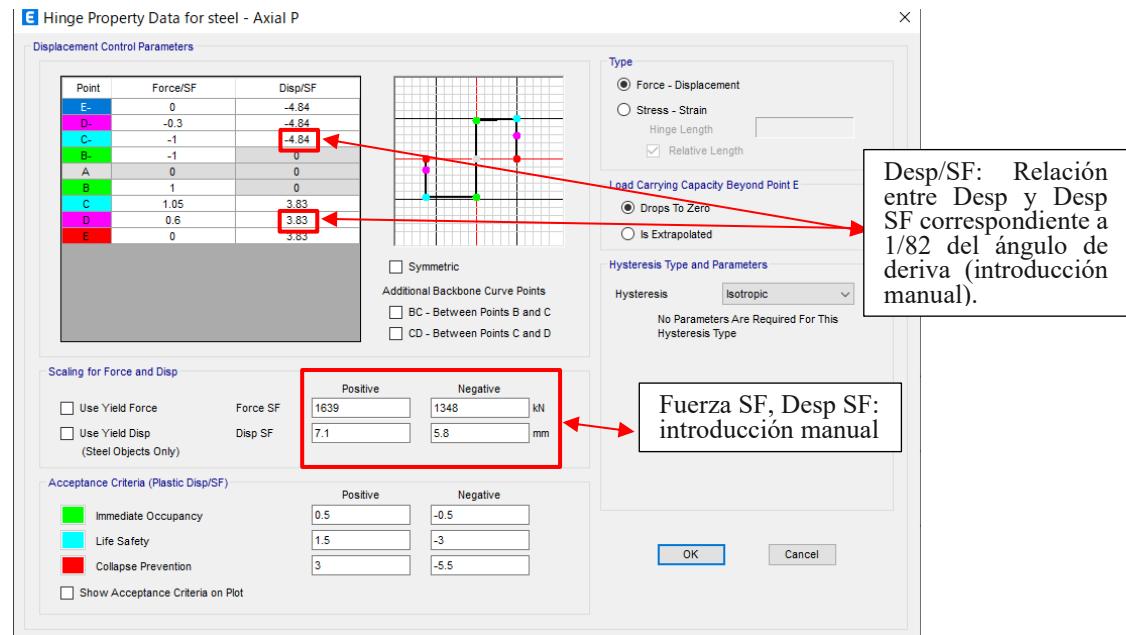


Figura C2.2-2 Modelado de arriostramiento de acero (primer y segundo nivel)

Tabla C2.2-4 Propiedades de rótulas de arriostramiento de acero (primer y segundo nivel)



El modelado del arriostramiento de acero en la dirección X del tercer nivel se muestra en la Figura C2.2-3 y la propiedad de las rótulas se presentan en la Tabla C2.2-5 Propiedades de rótulas de arriostramiento de acero (tercer nivel)

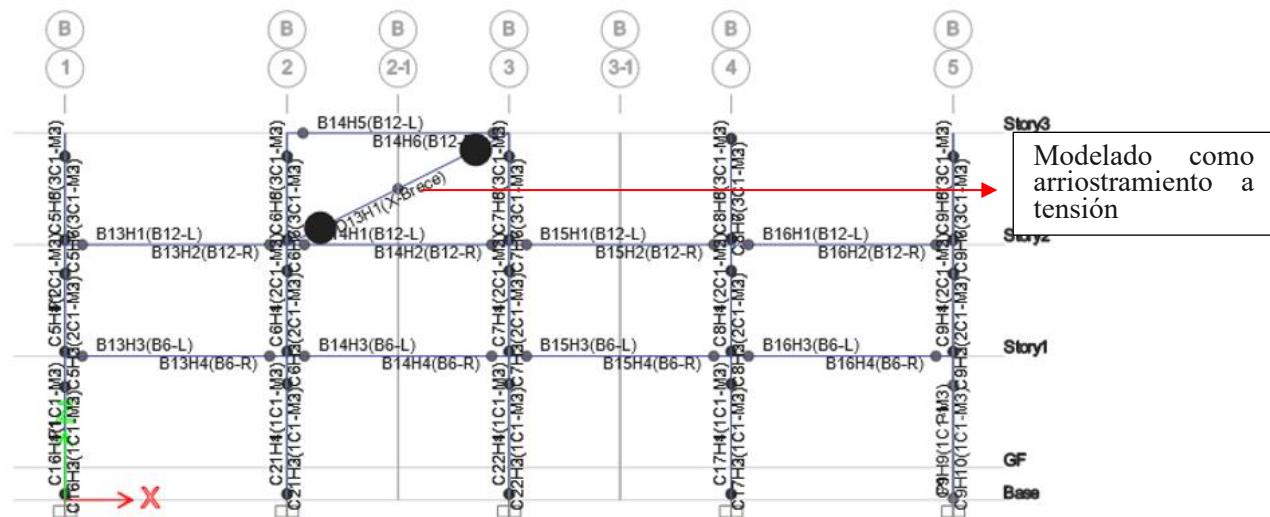
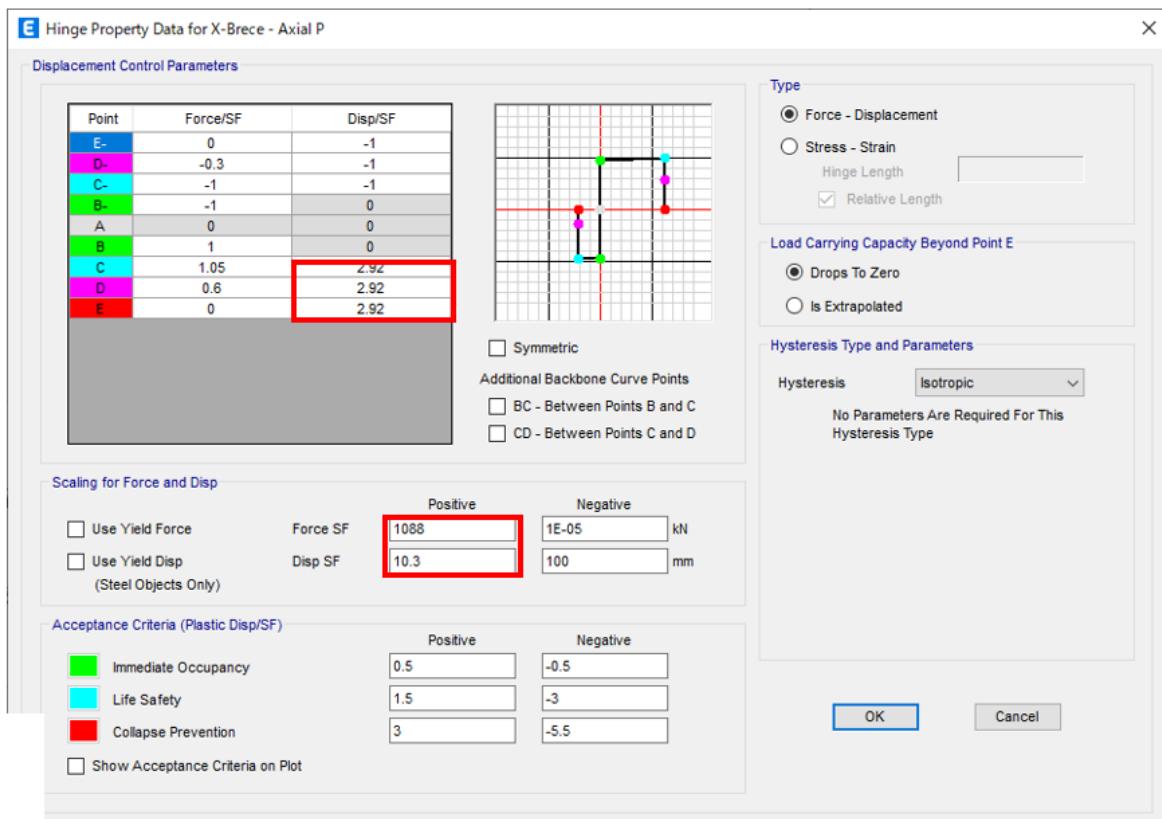


Figura C2.2-3 Modelado de arriostramiento de acero (tercer nivel)

Tabla C2.2-5 Propiedades de rótulas de arriostramiento de acero (tercer nivel)



(ii) Pared de cortante de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado

El modelado de la pared de cortante de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado en la dirección Y se muestra en la Figura C2.2-4, mientras que las propiedades de rótulas, en la Tabla C2.2-6.

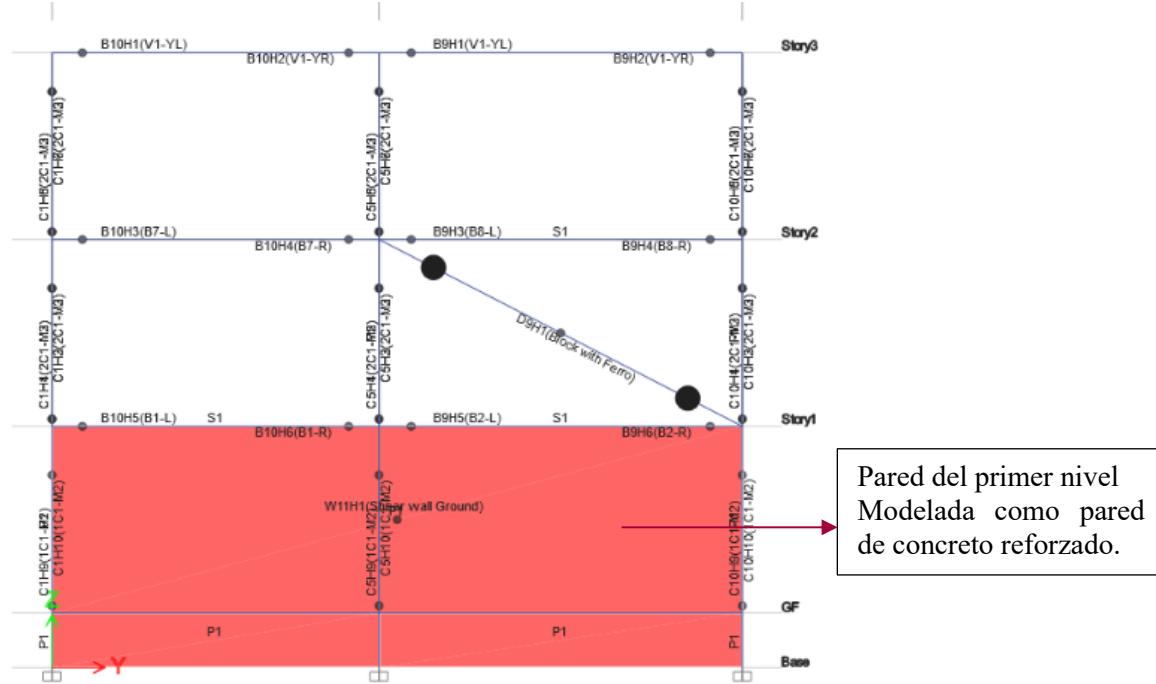
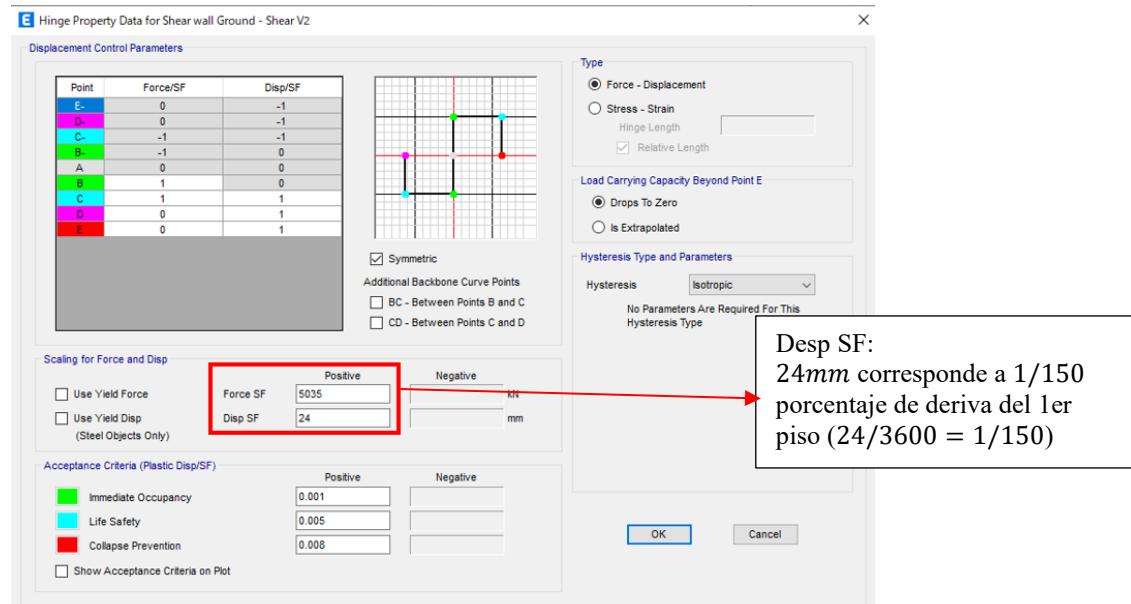


Figura C2.2-4 Modelado de pared de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado

Tabla C2.2-6 Propiedades de rótulas de pared de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado (pared de concreto reforzado del primer nivel)



Nota. Sólo se modela la pared independiente, sin las columnas ni vigas existentes.

(iii) Pared de laminación con ferrocemento

El modelado de la pared con laminación con ferrocemento en la dirección Y se muestra en la Figura C2.2-5, mientras que las propiedades de rótulas, en la Tabla C2.2-7.

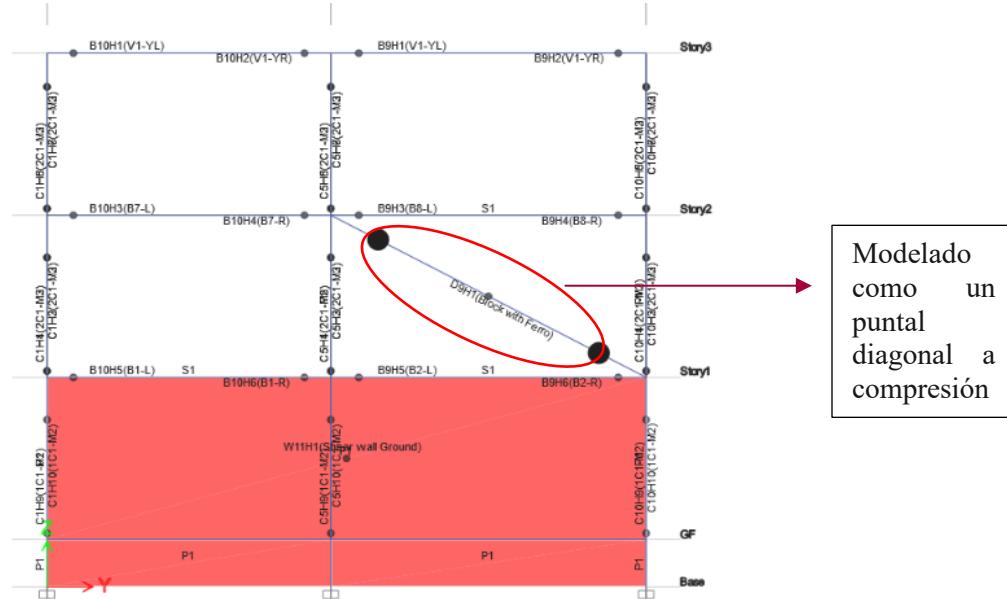
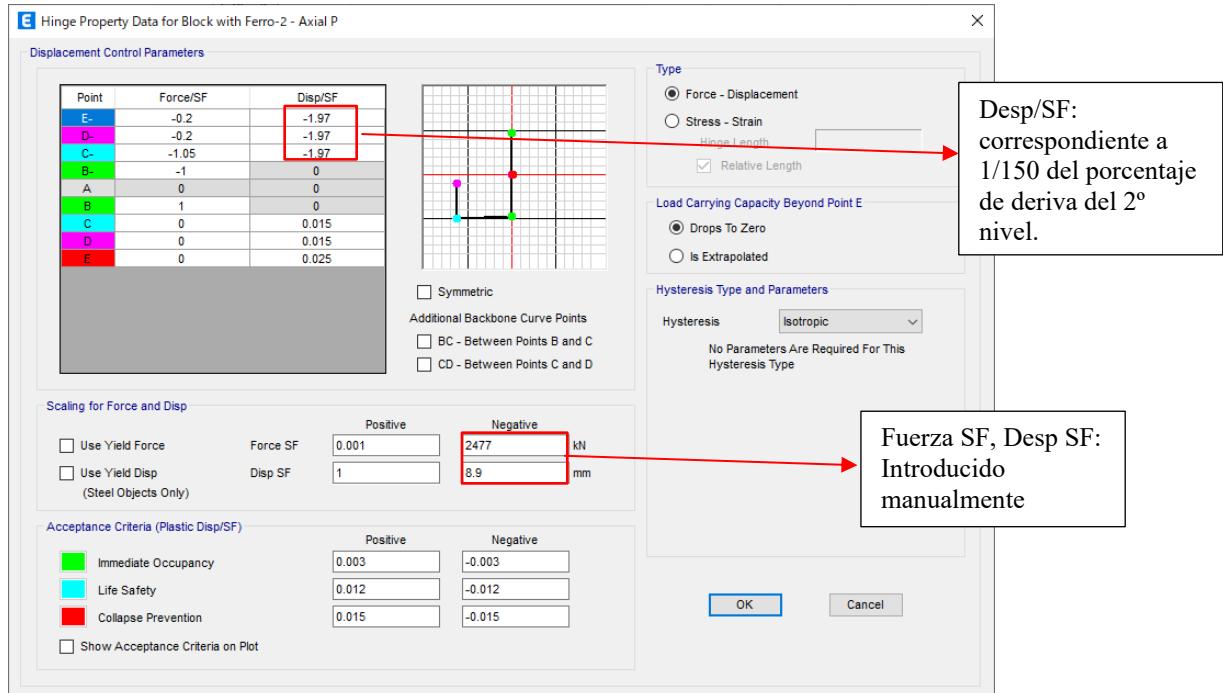


Figura C2.2-5 Modelado de pared de laminación con ferrocemento (segundo nivel)

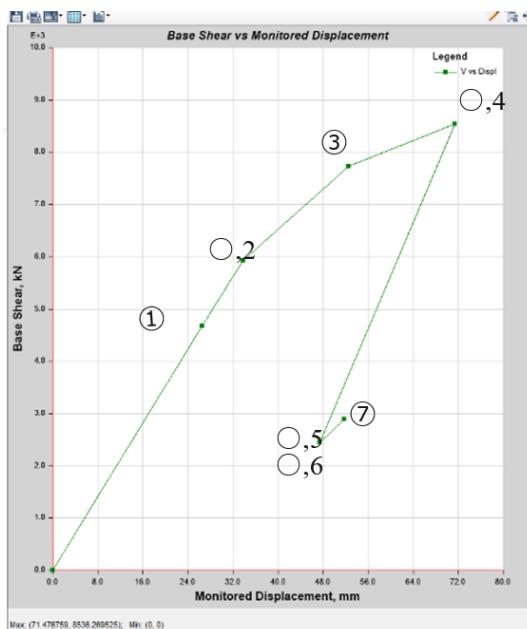
Tabla C2.2-7 Propiedades de rótulas de pared de laminación con ferrocemento (segundo nivel)



C2.3. Resultados del análisis Pushover

C2.3.1. Dirección X

- 1) Curva de cortante basal – desplazamiento de nivel superior



Paso ○,4:
Fuerza cortante máxima: 8536.2 KN
Desplazamiento máximo del nivel superior: 71.37mm

Figura C2.3-1 Curva de Cortante basal - desplazamiento de nivel superior

- 2) Curva de aceleraciónpectral (Sa) – Desplazamiento espectral (Sd)

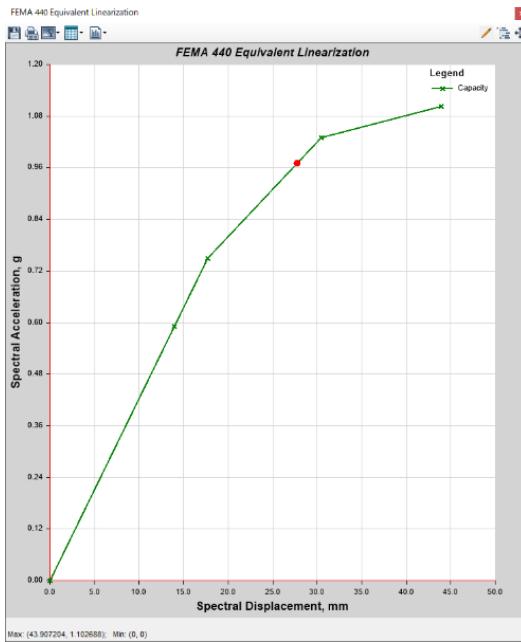
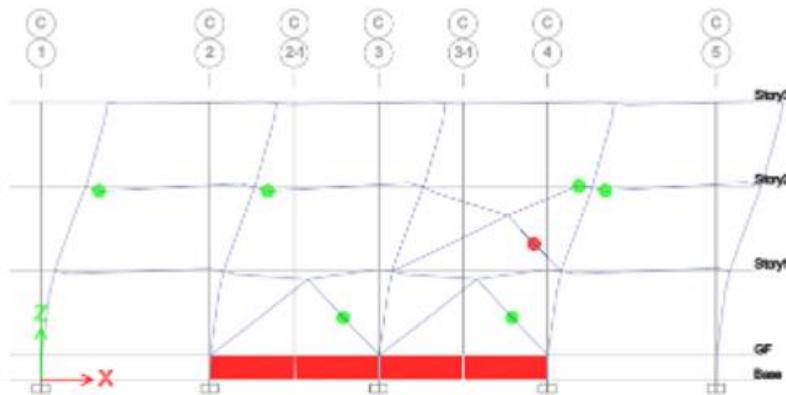
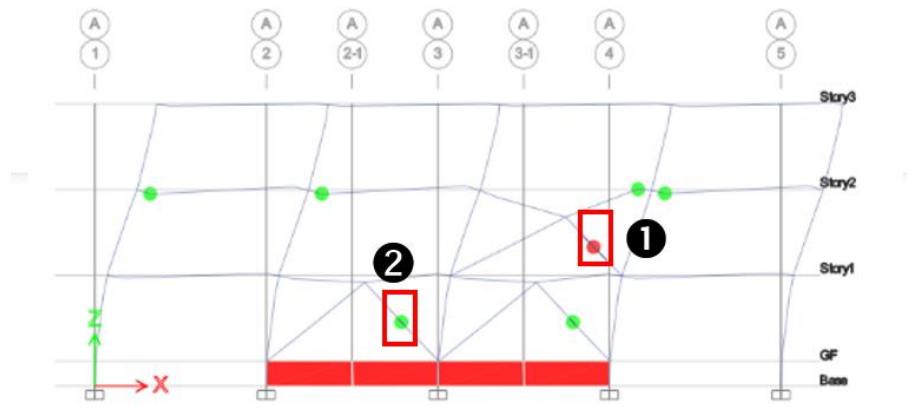


Figura C2.3-2 Curva de aceleración espectral (S_a) - Desplazamiento espectral (S_d)

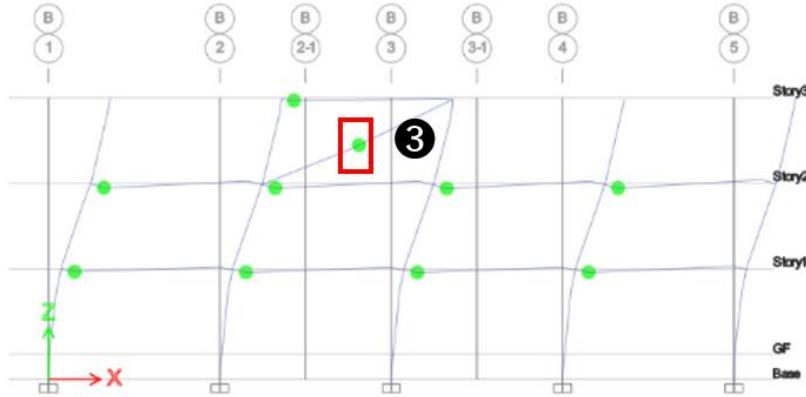
3) Mecanismos y respuestas de rótulas



Eje C, C (Paso C, 4)



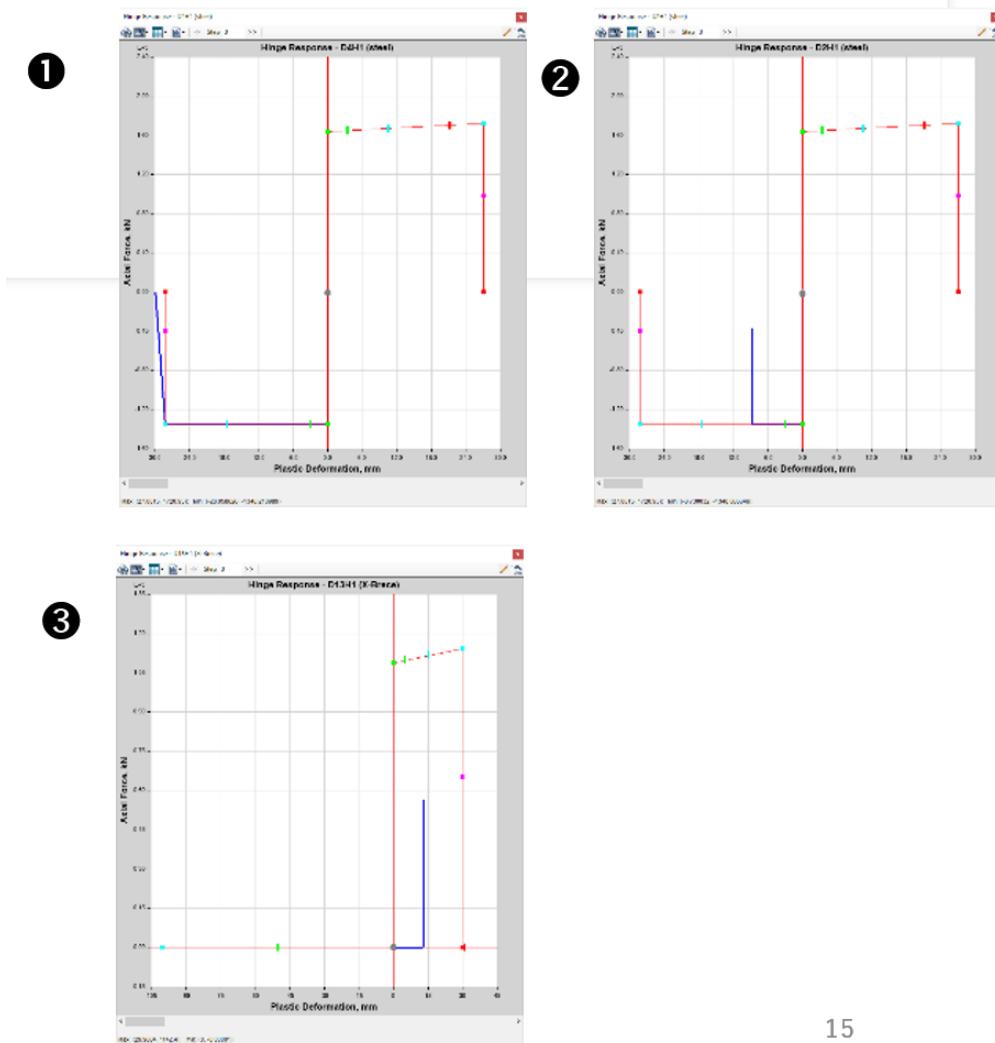
Eje ○, A (Paso ○, 7)



Eje ○, B (Paso ○, 7)

Figura C2.3-3 Mecanismos de rótulas (Paso ○,4 y ○,7 luego del pandeo de los arriostramientos)

La respuestas de las rótulas de los arriostramientos de acero en el paso ○,7, de la Figura C2.3-1 se muestran en la Figura C2.3-4. Los números correspondientes son aquellos mostrados en la Figura C2.3-3.



15

Figura C2.3-4 Respuestas de rótulas en los arriostramientos de acero en el paso ○,7.

4) Diagrama de esfuerzos

Los diagramas de esfuerzos en el paso ○,4 en el Eje ○,A. se muestra en la siguiente Figura C2.3-5.

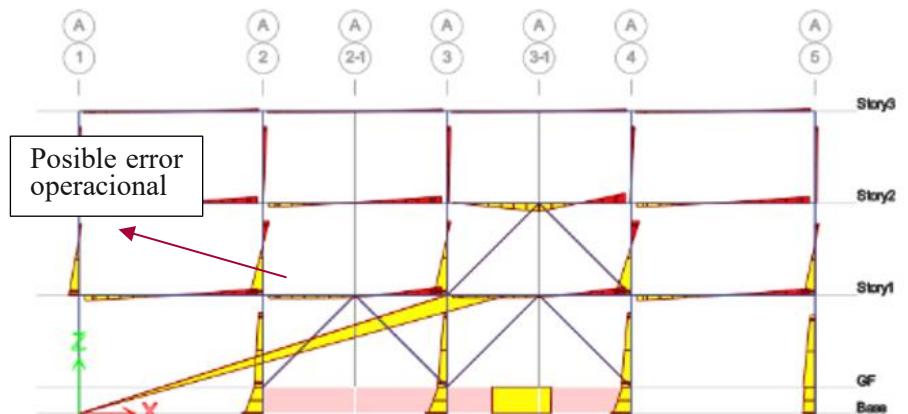


Diagrama de momento flector

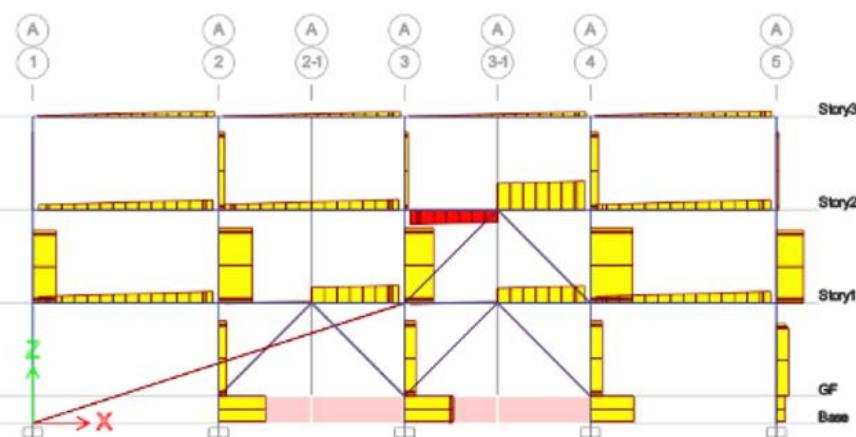


Diagrama de cortante

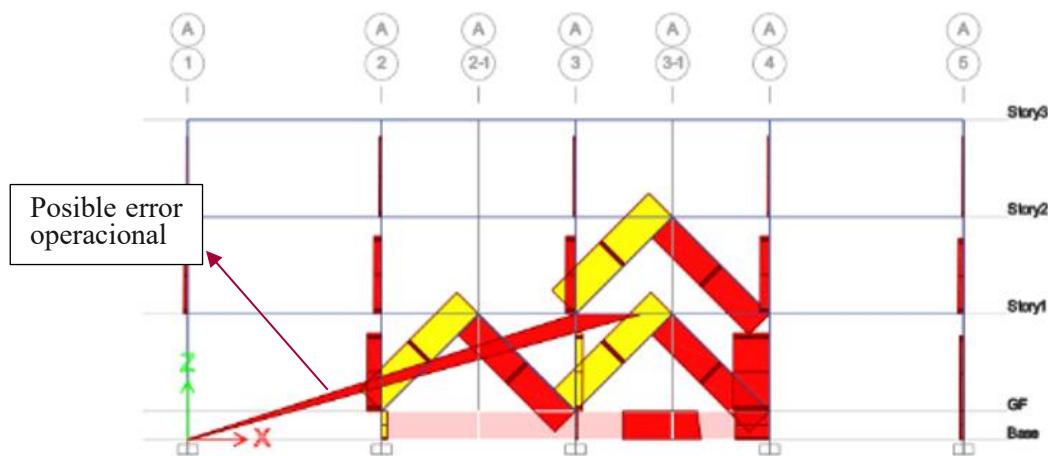


Diagrama de fuerzas axiales

Figura C2.3-5 Diagrama de momento flector, cortante y fuerzas axiales en el Eje ○,A en el Paso ○,4

5) Ángulos de derivas de entrepiso

La Figura C2.3-6 muestra los ángulos de deriva de entrepiso en el paso ○,4.. El ángulo de deriva de entrepiso es igual a 1/206 en el primer nivel, 1/121 en el segundo nivel, y 1/169 en el tercero. Para el ángulo de deriva de entrepiso objetivo de 1/82, correspondiente a $F = 2.0$ en cada nivel. Cabe resaltar que el valor del ángulo de deriva del segundo nivel es considerablemente cercano al valor del ángulo de deriva objetivo.

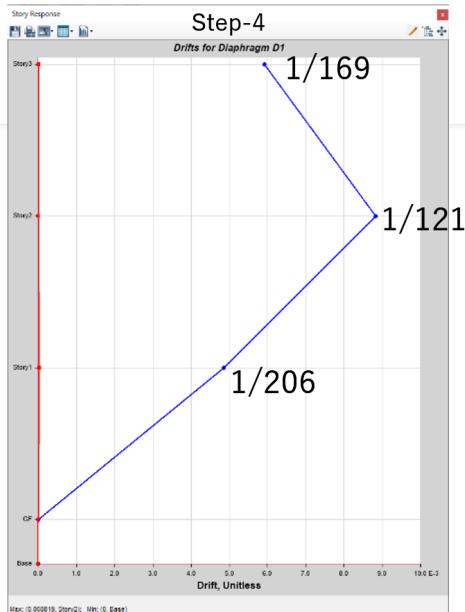


Figura C2.3-6 Ángulo de deriva de entrepiso en el paso ○,4.

6) Análisis de restricciones

Del mecanismo de rótulas, propiedades de rótulas y ángulos de deriva, se puede concluir que el primer y el tercer nivel no alcanzaron al punto CP en la última etapa del análisis, por lo que se llevó a cabo el análisis de restricciones.

(i) Primer nivel

La curva de cortante basal – deriva del primer nivel se muestra en la Figura C2.3-7, en la Figura C2.3-8 se muestra el mecanismo de rótulas y la Figura C2.3-9 muestra la respuesta de las rótulas del arriostramiento de acero.

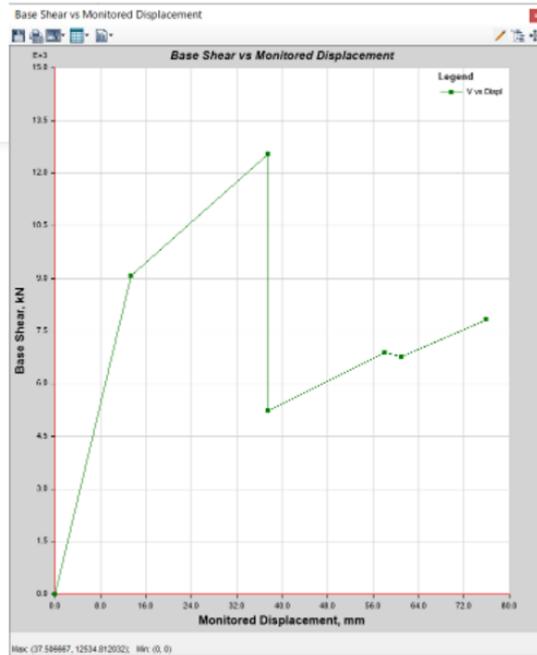


Figura C2.3-7 Relación de cortante basal - deriva del primer nivel

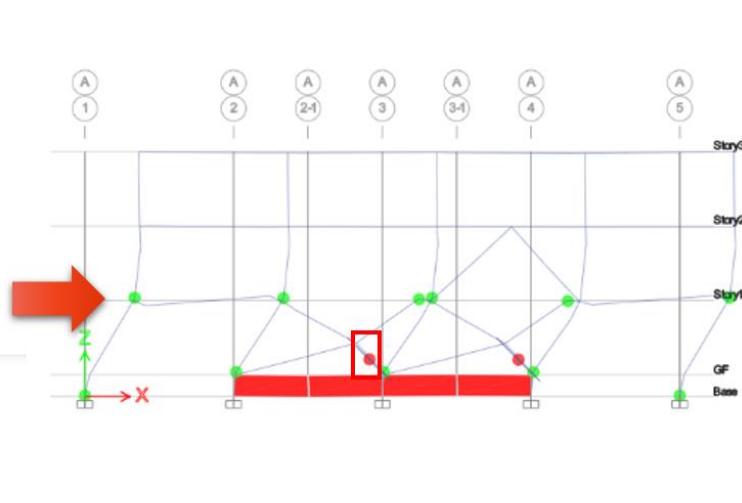


Figura C2.3-8 Mecanismo de rótulas (Eje ○,A).

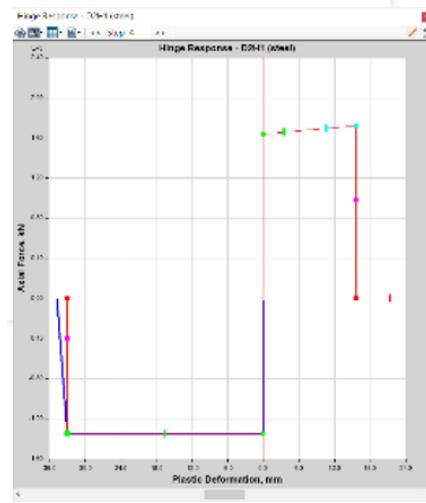


Figura C2.3-9 Respuesta de rótulas de arriostramiento de acero.

(ii) Tercer nivel

La curva de cortante basal – deriva del tercer nivel se muestra en la Figura C2.3-7, en la Figura C2.3-8 se muestra el mecanismo de rótulas y la Figura C2.3-9 muestra la respuesta de las rótulas del arriostramiento de acero.

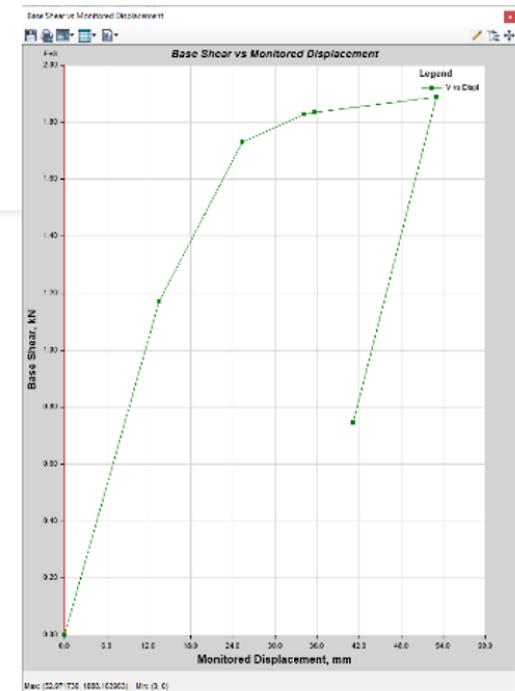


Figura C2.3-10 Relación de cortante basal - deriva del tercer nivel

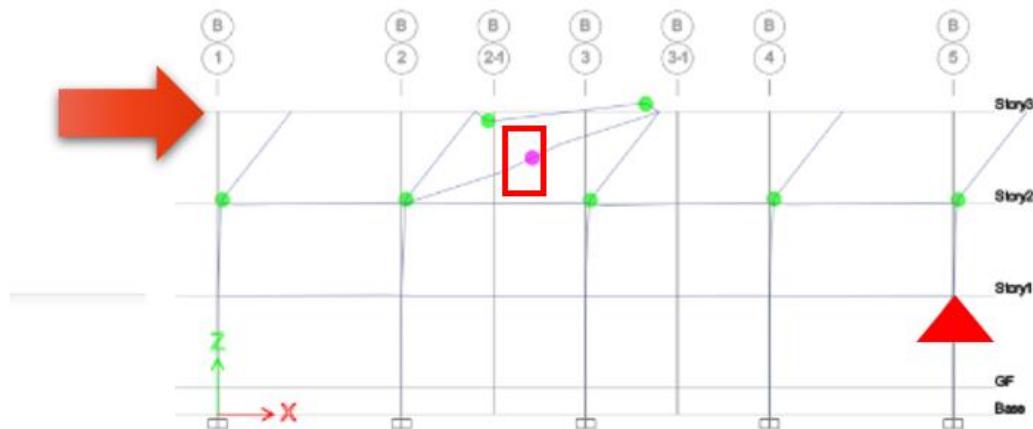


Figura C2.3-11 Mecanismo de rótulas (Eje ○,B)

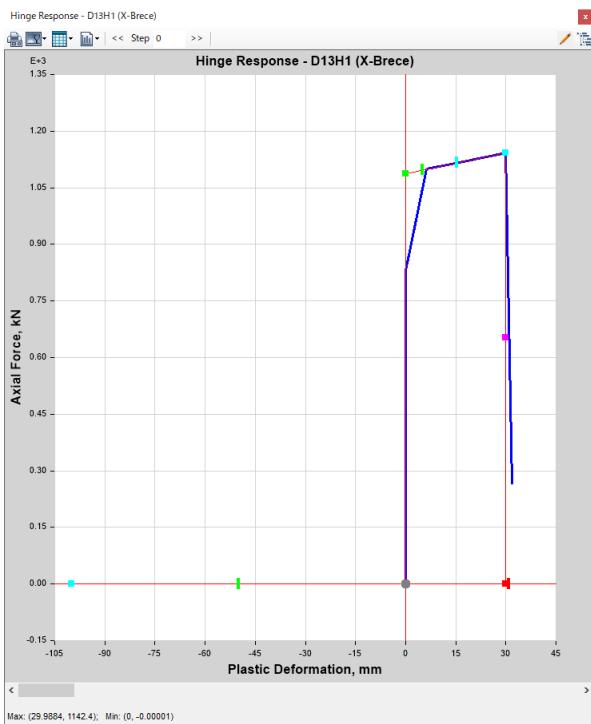


Figura C2.3-12 Respuesta de rótulas de arriostramiento de acero

C2.3.2. Dirección Y

- Curva de cortante basal – desplazamiento de nivel superior

La Figura C2.3-13 muestra la curva de Cortante basal – Desplazamiento de nivel superior

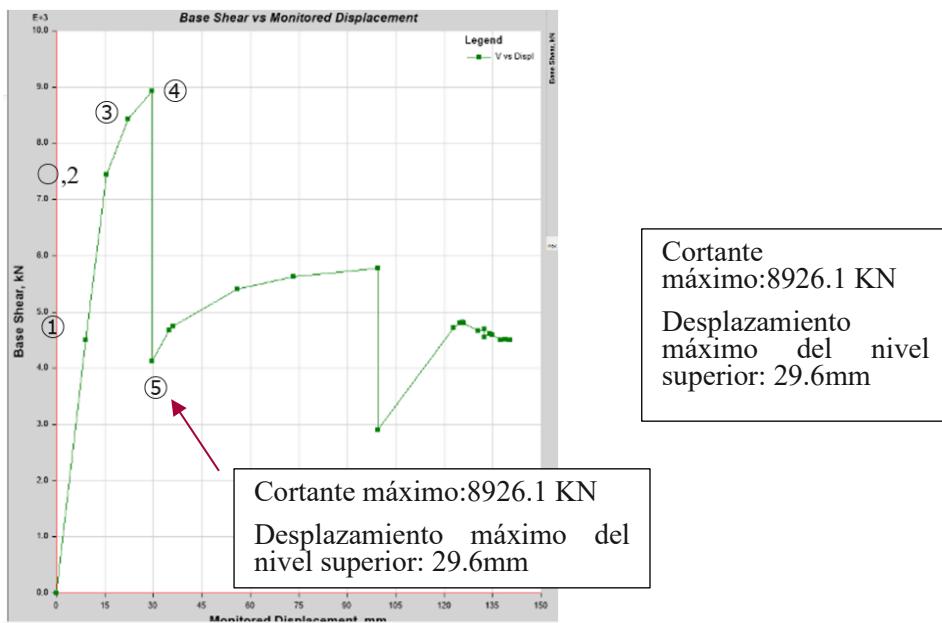


Figura C2.3-13 Cortante basal - Desplazamiento de nivel superior

2) Curva de aceleración espectral (S_a) – Desplazamiento espectral (S_d)

La Figura C2.3-14 muestra la curva de aceleración espectral (S_a) - desplazamiento espectral (S_d).

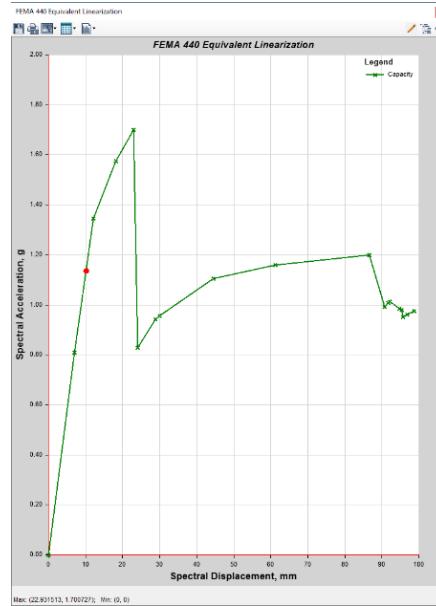
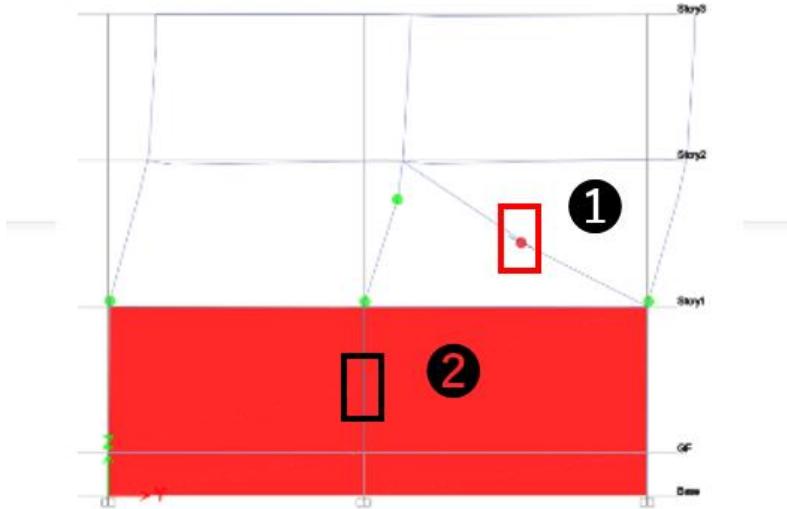


Figura C2.3-14 Aceleración espectral (S_a) - Desplazamiento espectral (S_d)

3) Mecanismos y respuestas de rótulas

El mecanismo de rótulas en el paso ⑤, el estado final, se muestra en la Figura C2.3-15.



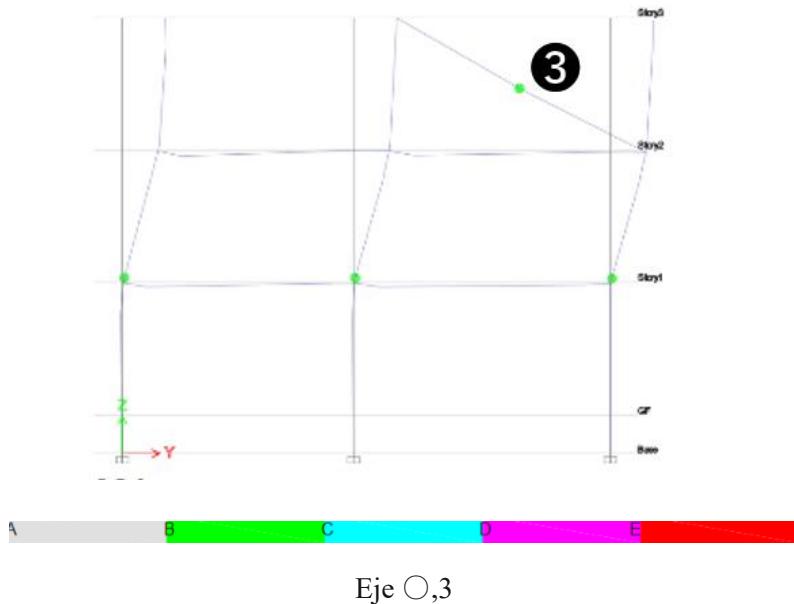


Figura C2.3-15 Mecanismo de rótulas (Paso ⑤, estado final)

La respuesta de las rótulas del arriostramiento, en el paso 5, de la Figura C2.3-13 se muestran en la Figura C2.3-16. Los números corresponden a aquellos que se muestran en la Figura C2.3-15.

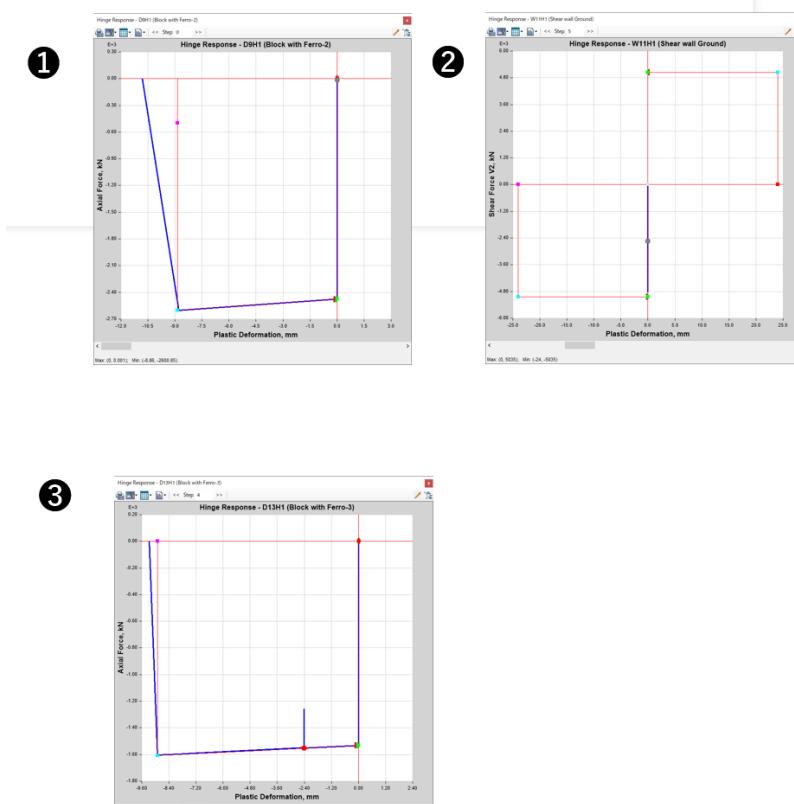


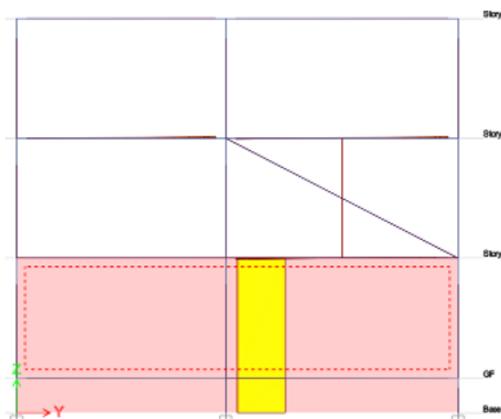
Figura C2.3-16 Respuesta de rótulas de los arriostramientos de acero en el paso ○,5.

4) Diagrama de esfuerzos

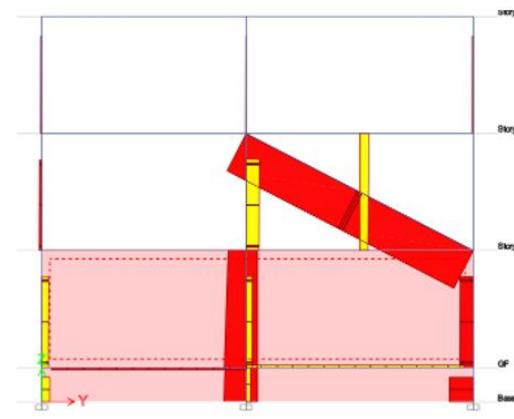
Los diagramas de esfuerzos en el paso 4 del eje 1, se muestran en la Figura C2.3-17; mientras que aquellos del paso 4 en el eje 3, en la Figura C2.3-18.



Momento flector



Cortante



Fuerza axial

Figura C2.3-17 Diagrama de momento, cortante y fuerza axial en el eje 1.

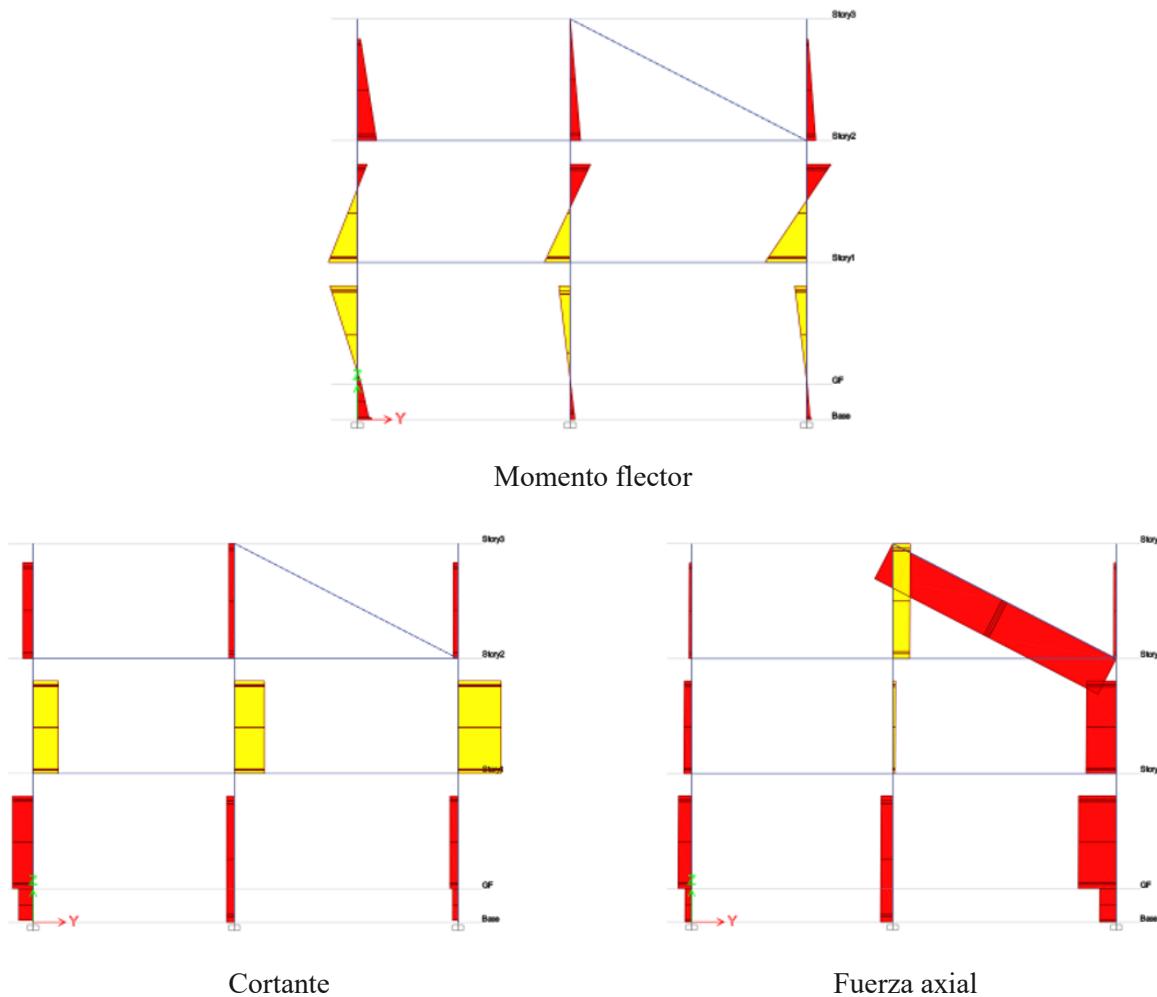


Figura C2.3-18 Diagrama de momento, cortante y fuerza axial en el eje 3

5) Ángulos de derivas de entrepiso

La Figura C2.3-19 muestra el ángulo de deriva de entrepiso en el paso 4. Donde el ángulo de deriva es de 1/2000 en el primer nivel, 1/167 en el segundo, y 1/666 en el tercero. Como objetivo, se plantea un ángulo de deriva de 1/150 para un $F = 1.27$, y como se puede observar, los valores obtenidos para el primer y el tercer nivel están considerablemente alejados, comparándolos con el valor objetivo.

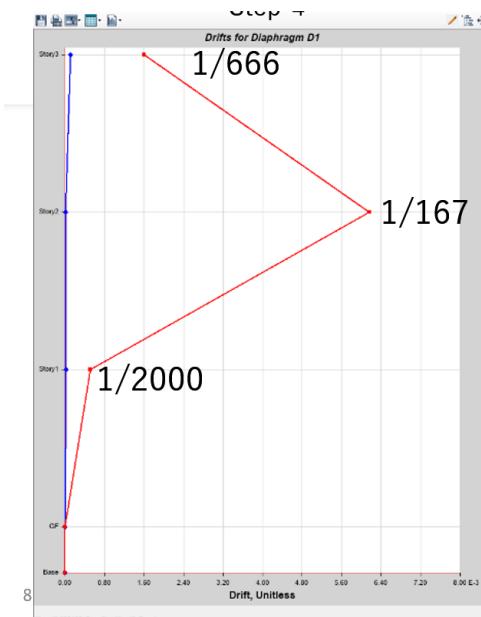


Figura C2.3-19 Ángulo de deriva de entrepiso en el paso 4.

6) Análisis de restricciones

A partir del mecanismo de rótula, propiedades de rótulas y ángulo de deriva de entrepiso, se determinó que el primer y el tercer nivel no alcanzan el punto CP, por lo que se llevó a cabo el análisis de las restricciones.

(i) Primer nivel

La Figura C2.3-20 muestra la curva de cortante basal – deriva del primer nivel, la Figura C2.3-21 el mecanismo de rótulas y la Figura C2.3-22, la respuesta de rótulas de la pared de cortante de concreto reforzado.

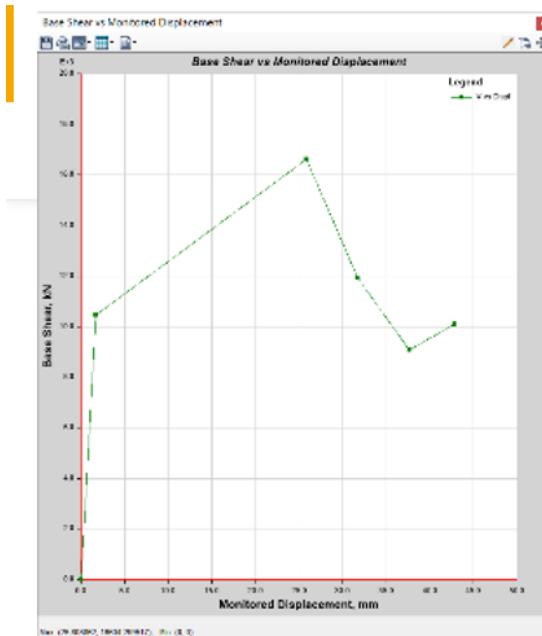


Figura C2.3-20 Relación de cortante basal - deriva del primer nivel

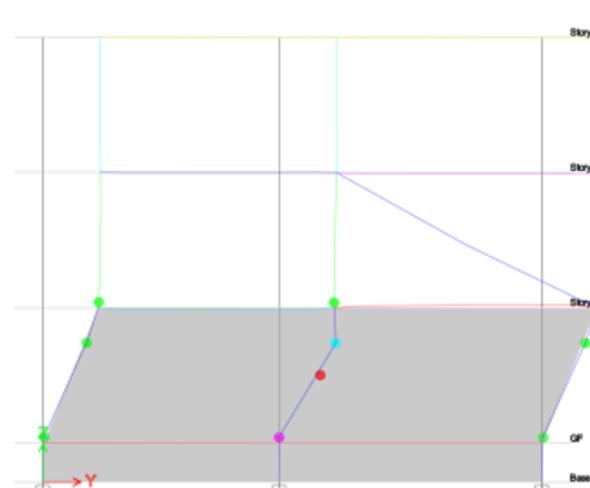


Figura C2.3-21 Mecanismo de rótulas - Eje 1

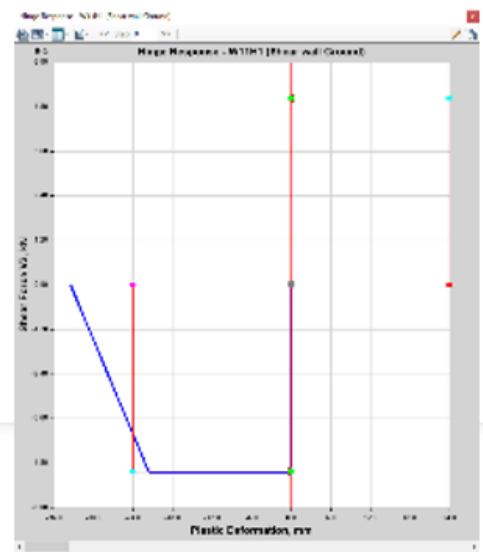


Figura C2.3-22 Respuesta de rótula – Pared de C/R

(ii) Tercer nivel

La Figura C2.3-23 muestra la curva de cortante basal – deriva del primer nivel, la Figura C2.3-24 el mecanismo de rótulas y la Figura C2.3-25, la respuesta de rótulas de la pared laminación con ferrocemento.

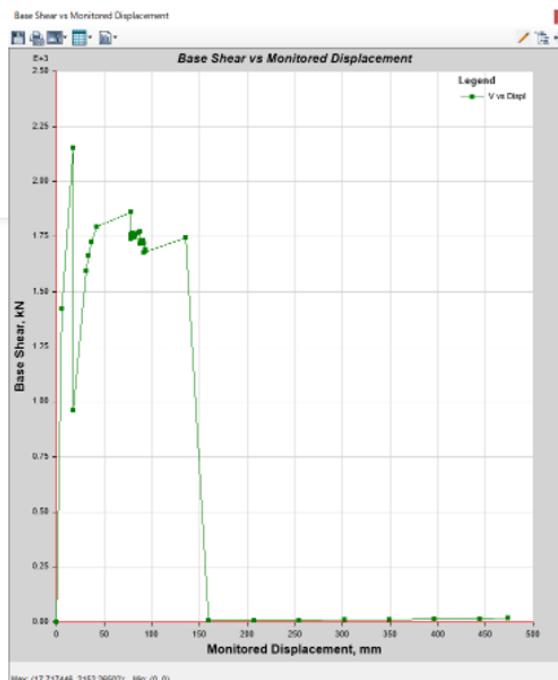


Figura C2.3-23 Relación cortante basal - deriva de entrepiso del tercer nivel

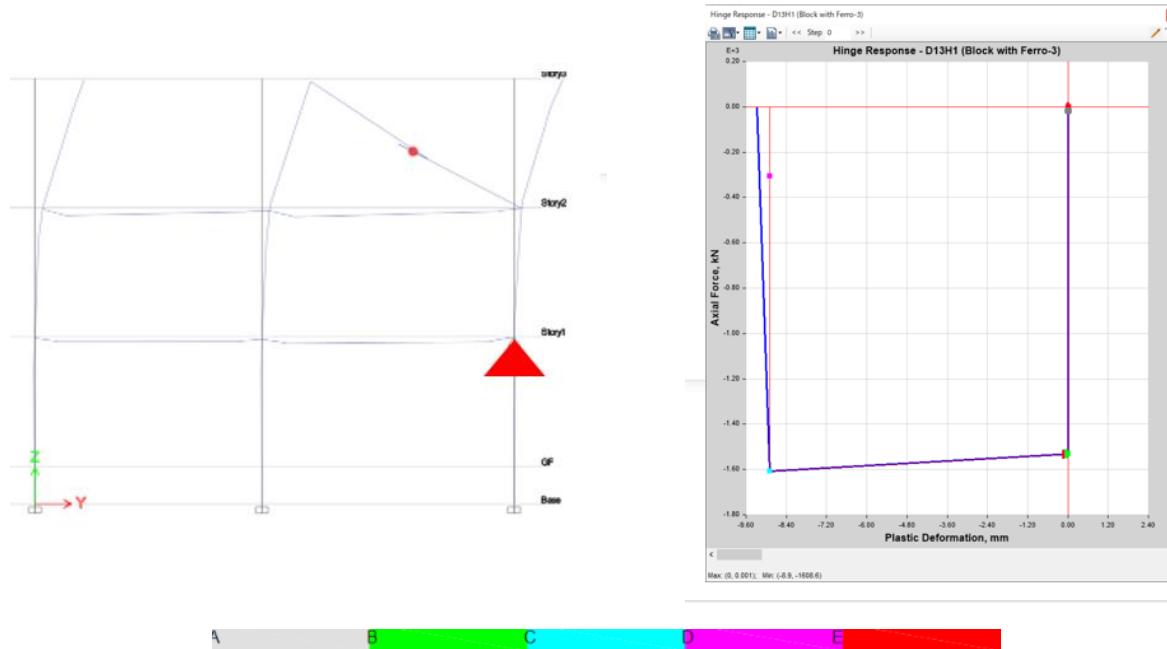


Figura C2.3-24 Mecanismo de rótulas - Eje B

Figura C2.3-25 Respuesta de rótula – Pared de laminación con ferrocemento

C2.4. Valoración sísmica

C2.4.1. Índice sísmico

El índice sísmico (I_s) se calcula mediante la siguiente expresión, basada originalmente en la Asociación de Japón para la Prevención de Desastres de la Edificación (JBDA por sus siglas en inglés).

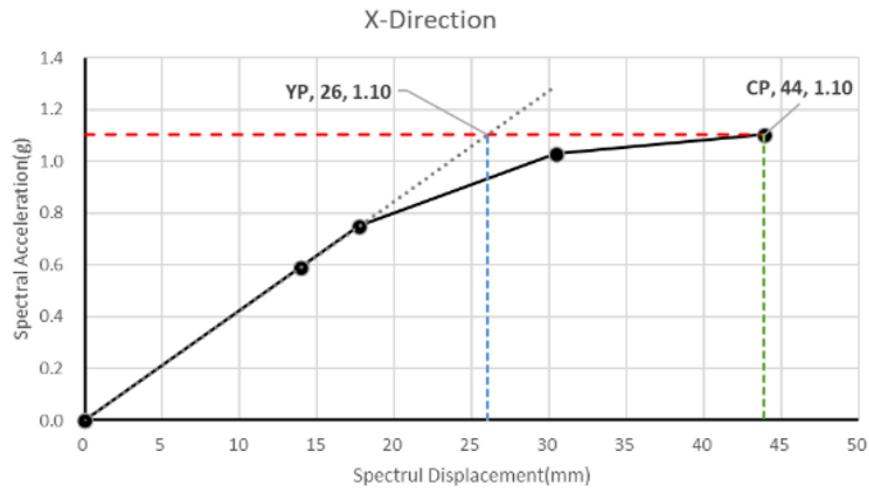
$$I_s = E_o \times S_D \times T$$

1) Índice sísmico básico (E_o)

(1) Dirección X

(i) Índice E_o de toda la edificación

El índice E_o de toda la estructura se calcula a partir de la curva $S_a - S_d$ en el punto CP, según la Figura C2.3-2. La Figura C2.4-1 y Tabla 2.4-1 muestran el índice E_o obtenido.

Figura C2.4-1 Índice E_o de toda la estructuraTabla 2.4-1 Índice E_o de toda la estructura

X-Direction	Initial stiffness	0.04	0.0	13.9	17.7	30.5	43.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			0	1	1	1	2	0	0	0	0	0	
	W(kN)	8952.9	CP point			Yield point			Is			Drift angle at CP	
	CP-Point		Step	1.10	1.10	0.00	0.00	1.10	F	g	E_o	h(m)	Drift
			4	0	44	44	26	26	1.69	1.103	1.86	5.67	1/129

Building weight has been changed at the time of evaluations.
Equivalent height was also used at the time of evaluations. (for reference).

(ii) Índice E_o de cada nivel

El índice E_o se calcula a partir de las curvas de fuerza cortante – deriva de entepiso de cada nivel en el punto CP. La Figura C2.4-2 muestra la curva de fuerza cortante – deriva de entepiso de cada uno de los niveles del Edificio Modelo. Sin embargo, ya que el ángulo de deriva de entepiso del primer y el segundo nivel están alejados del ángulo objetivo se llevó a cabo el análisis de restricciones según como se muestra en el apartado C2.3.1. El diagrama de cálculo y el índice E_o del segundo nivel, primer nivel y tercer nivel se muestran en la Figura C2.4-3, Tabla C2.4-2, Figura C2.4-4, Tabla C2.4-3, Figura C2.4-5 y Tabla C2.4-4 respectivamente.

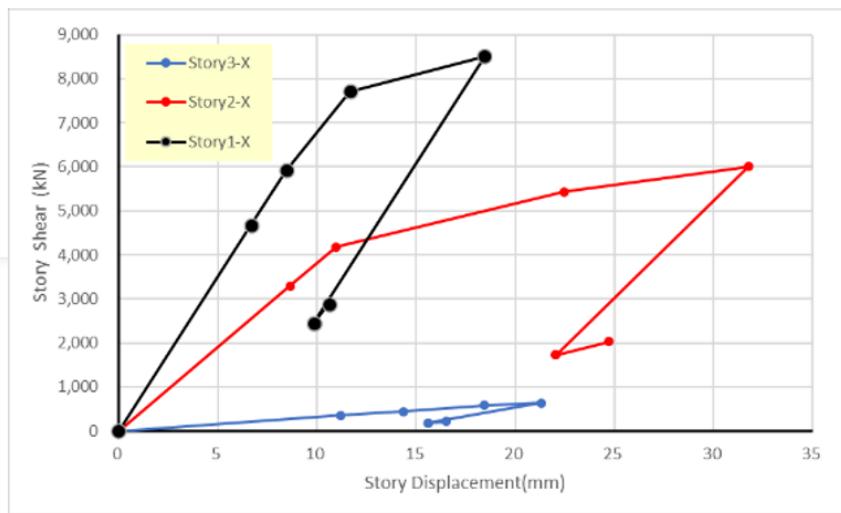
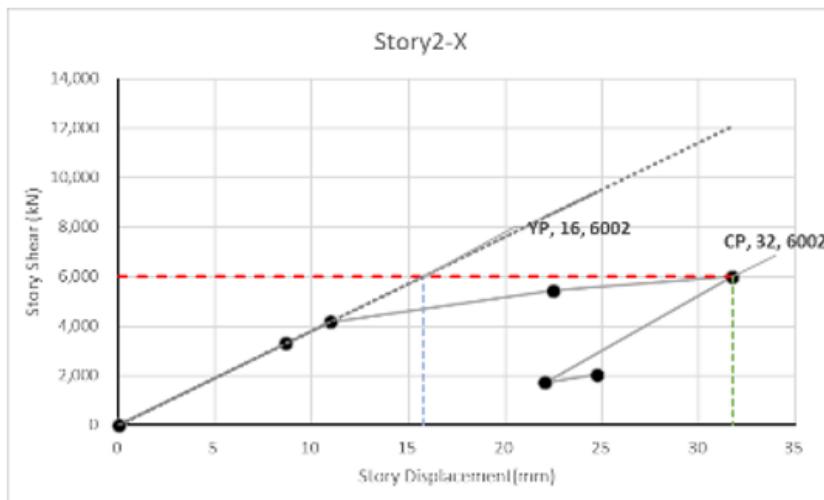
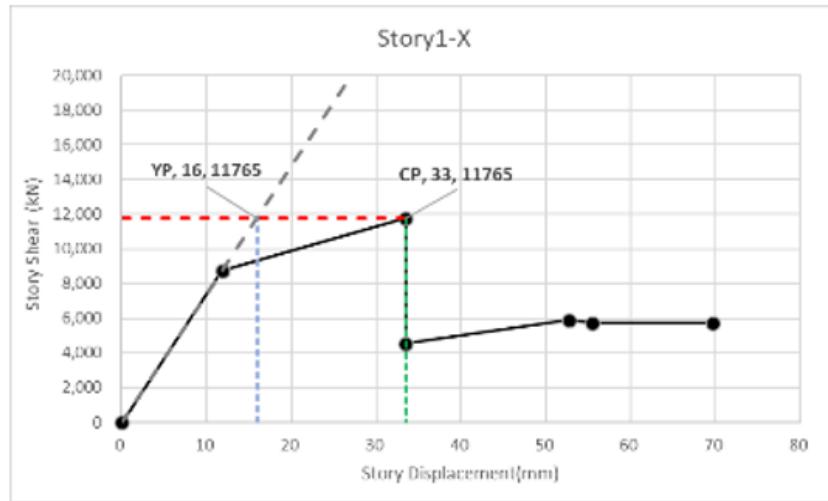


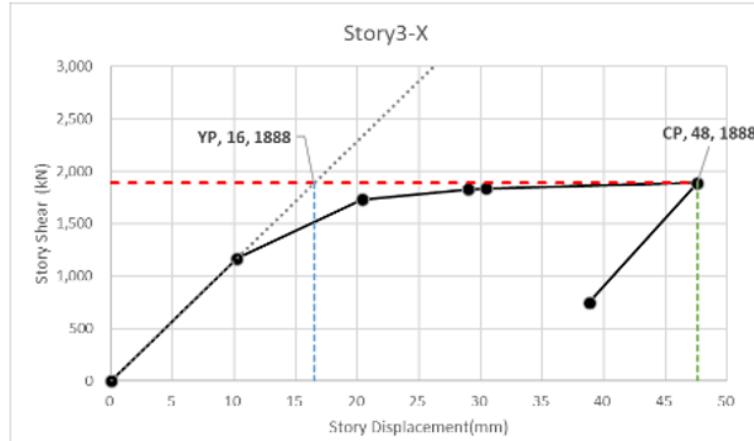
Figura C2.4-2 Curva de fuerza cortante – deriva de entrepiso de cada nivel del edificio.

Figura C2.4-3 Diagrama de cálculo para índice E_o del segundo nivel.Tabla C2.4-2 Índice E_o del segundo nivel.

Story2	Initial stiffness	380.64	0	3293	4175	8556	12083	8393	8393	9412	0	0
	W(kN)	4587.3	CP point			Yield point			I _s	Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	6002	6002	0	0	6002	F	C	E ₀	h(m)	Drift
		4	0	32	32	16	16	2.01	1.308	2.11	3.60	1/113

Figura C2.4-4 Diagrama de cálculo para índice E_o del primer nivel.Tabla C2.4-3 Índice E_o del primer nivel

Story1	Initial stiffness	737.11	0	8750	8764	24677	24671	38859	40880	51364	0	0
	W(kN)	8952.9		CP point		Yield point		Is		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	11765	11765	0	0	11765	F	C	ls	h(m)	Drift
		3	0	33	33	16	16	2.10	1.314	2.76	3.6	1/108

Figura C2.4-5 Diagrama de cálculo para índice E_o del tercer nivelTabla C2.4-4 Índice E_o del tercer nivel

Story3	Initial stiffness	114.50	0	1171	2334	3320	3487	5449	4446	0	0	0
	W(kN)	310.0		CP point		Yield point		Is		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	1888	1888	0	0	1888	F	C	E0	h(m)	Drift
		5	0	48	48	16	16	2.89	6.092	11.72	3.60	1/76

(2) Dirección Y

(i) Índice E_o de toda la edificación

El índice E_o de toda la estructura, que se calculó a partir de la curva Sa-Sd en el punto CP de la Figura C2.3-2, se muestra en las Figura C2.4-6 y Tabla C2.4-5.

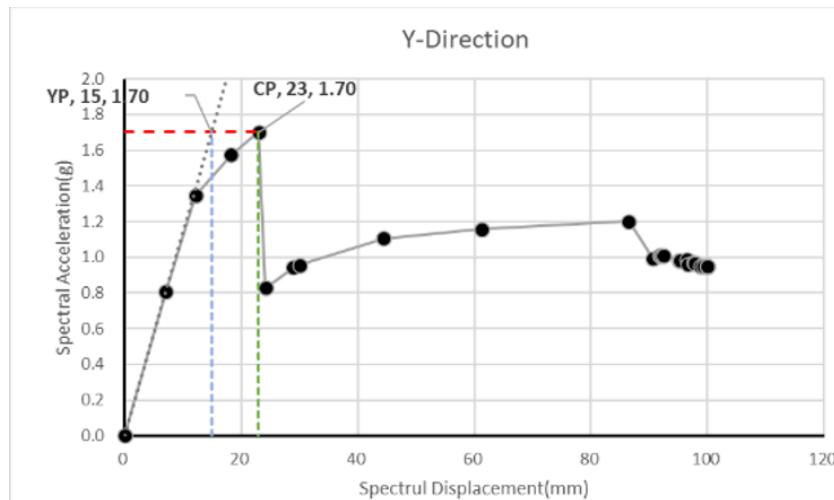


Figura C2.4-6 Índice E_o de todo el edificio

Tabla C2.4-5 Índice E_o de todo el edificio

Y-Direction	Initial stiffness	0.11	0.0	7.1	12.1	18.2	23.0	24.2	28.9	30.0	44.5	61.3
	W	8952.9	kN				Yield point		Is		Drift angle at CP	
	CP-Point	Step	1.70	1.70	0.00	0.00	1.70	F	g	E_o	h(m)	Drift
		4	0	23	23	15	15	1.00	1.702	1.70	5.67	1/247

As a brittle member, F-values were converted by Japanese standards.

(ii) Índice E_o de cada nivel

El índice E_o se calcula a partir de las curvas de fuerza cortante – deriva de entrepiso de cada nivel en el punto CP. La Figura C2.4-7 muestra la curva de fuerza cortante – deriva de entrepiso de cada uno de los niveles del Edificio Modelo. Sin embargo, ya que el ángulo de deriva de entrepiso del primer y el tercer nivel están alejados del ángulo objetivo se llevó a cabo el análisis de restricciones según como se muestra en el apartado C2.3.2. El diagrama de cálculo y el índice E_o del segundo nivel, primer nivel y tercer nivel se muestran en la Figura C2.4-8, Tabla C2.4-6, Figura C2.4-9, Tabla C2.4-7, Figura C2.4-10 y Tabla 2.4-8 respectivamente.

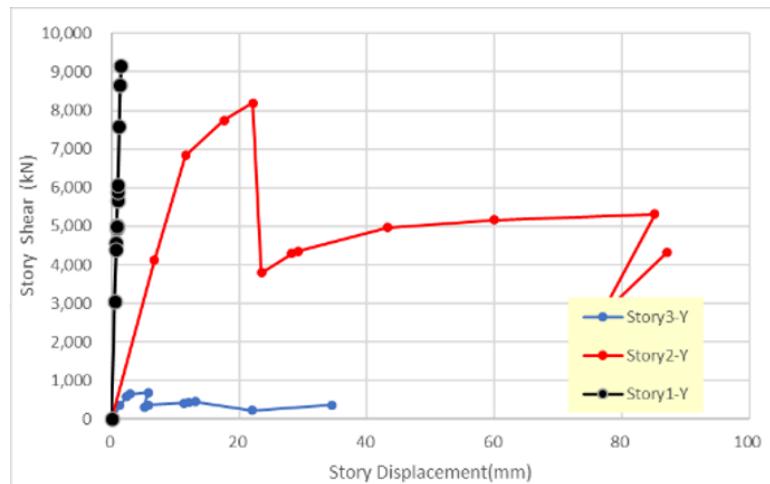
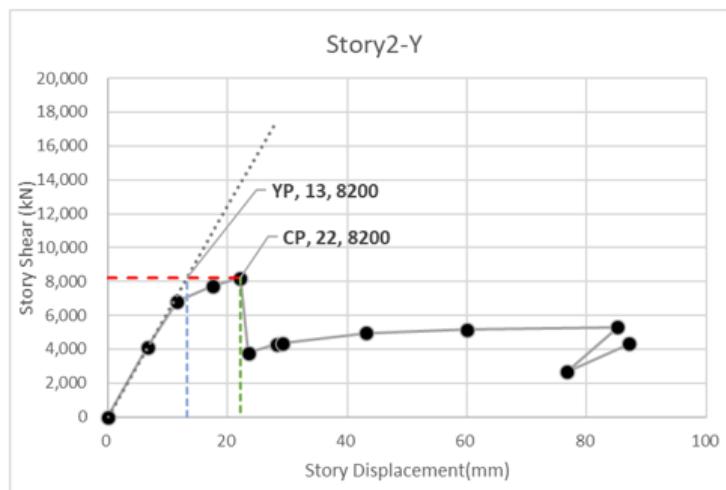
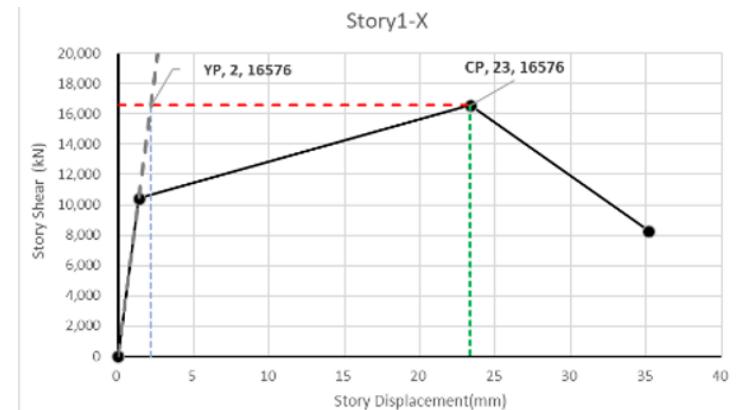


Figura C2.4-7 Curva de fuerza cortante – deriva de entrepiso de cada nivel

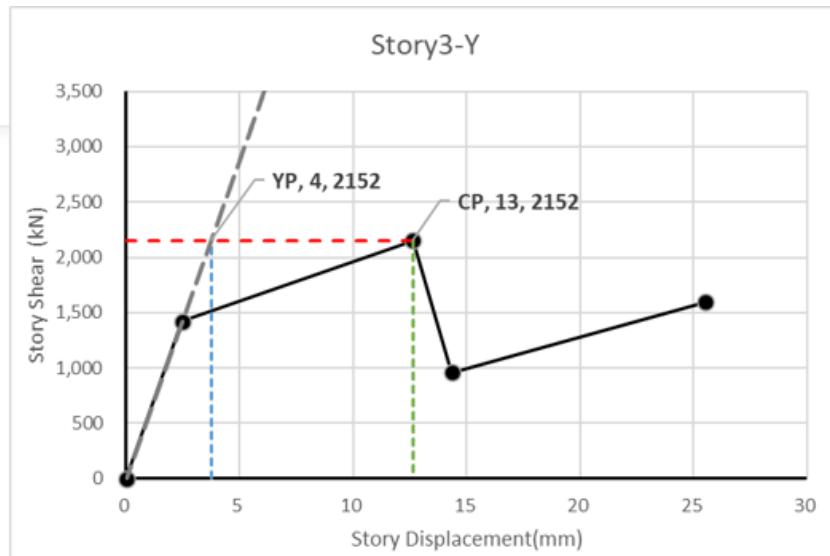
Figura C2.4-8 Diagrama de cálculo para índice E_o del segundo nivelTabla C2.4-6 Índice E_o del segundo nivel

	Initial stiffness	620.32	0	4128	7172	10917	13729	14588	17500	18170	26815	37236	Drift angle at CP
Story2	W	4587.3	kN	CP	Yield point			Is					
	CP-Point	Step	8200	8200	0	0	8200	F	C	E0	h(m)	Drift	
		4	0	22	22	13	13	1.22	1.787	1.74	3.60	1/163	

Figura C2.4-9 Diagrama de cálculo para índice E_o del primer nivelTabla C2.4-7 Índice E_o del primer nivel

Story1	Initial stiffness	7617.23	0	10420	177809	267906	545264	0	0	0	0	0
	W(kN)	8952.9		CP point		Yield point		I _s		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	16576	16576	0	0	16576	F	C	E ₀	h(m)	Drift
		2	0	23	23	2	2	1.25	1.851	2.31	3.6	1/154

As a brittle member, F-values were converted by Japanese standards.

Figura C2.4-10 Diagrama de cálculo para índice E_o del tercer nivelTabla 2.4-8 Índice E_o del tercer nivel

Story3	Initial stiffness	576.49	0	1422	7277	8275	14698	0	0	0	0	0
	W	310.0	kN	CP		Yield point		I _s		Drift angle at CP		
	CP-Point	Step	2152	2152	0	0	2152	F	C	E ₀	h(m)	Drift
		2	0	13	13	4	4	1.00	6.944	4.63	3.60	1/285

As a brittle member, F-values were converted by Japanese standards.

2) Índice de forma (S_D)

(1) Irregularidad torsional

Tabla C2.4-9 Irregularidad torsional

Direc.	F	Δ_{\max} (mm)	Δ_{\min} (mm)	Δ_{avg} (mm) $= (\Delta_{\max} + \Delta_{\min})/2$	$\Delta_{\max}/\Delta_{\min}$	G_T
X	3	11.209	11.208	11.209	1.00	1.0
	2	8.655	8.649	8.652	1.00	1.0
	1	6.674	6.669	6.672	1.00	1.0
Y	3	1.282	1.224	1.253	1.02	1.0
	2	6.660	6.651	6.656	1.00	1.0
	1	0.693	0.669	0.681	1.00	1.0

Nota. Calculado a partir del primer paso del análisis Pushover.

(2) Irregularidad de rigidez

Tabla C2.4-10 Irregularidad de rigidez

Direc.	F	Δ_{deriva} (mm)	Q (kN)	K (kN/mm)	$(k_{i+1})/K_i$	G_s
X	3	9.92	1170	118	-	1.0
	2	8.88	3334	375	0.31	0.8
	1	11.77	8657	735	0.51	0.8
Y	3	2.58	1392	539	-	1.0
	2	6.00	3782	630	0.85	1.0
	1	1.20	9945	8287	0.076	0.8

Nota. Calculado a partir del primer paso del análisis Pushover.

(3) Índice S_D

El índice S_D se calculó a partir de los resultados obtenidos de la irregularidad torsional e irregularidad de rigidez, tal y como se muestra en la Tabla C2.4-11.

Tabla C2.4-11 Índice S_D

Direc.	F	G_T	G_s	S_D
X	3	1.0	1.0	1.0
	2	1.0	0.8	0.8
	1	1.0	0.8	0.8
Y	3	1.0	1.0	1.0
	2	1.0	1.0	1.0
	1	1.0	0.8	0.8

(4) Índice de tiempo T

Para el edificio modelo, se ha tomado un índice de tiempo T igual a:

$$T = 1.0$$

(5) Índice sísmico I_s

(i) Dirección X

Tabla C2.4-12 Índice I_s - Dirección X

		Eo	S_D	T	I_s
Edificio completo		1.86	1.0	1.0	1.86
Nivel	3	11.72	1.0	1.0	11.72
	2	2.11	1.0	0.8	1.68
	1	2.76	1.0	0.8	2.20

(ii) Dirección Y

Tabla C2.4-13 Índice I_s - Dirección Y

		Eo	S_D	T	I_s
Edificio completo		1.70	1.0	1.0	1.70
Nivel	3	4.63	1.0	1.0	4.63
	2	1.74	1.0	1.0	1.74
	1	2.31	1.0	0.8	1.84

C2.4.2. Índice de valoración sísmica

El índice de demanda sísmica I_{so} se determina a través del espectro de aceleración de respuesta de la NTDS94, basado en el período del edificio y el factor de importancia de este, por lo tanto:

$$I_{so} = S_a \times I = 1.2 \times 1.2 = 1.44$$

C2.4.3. Valoración

(i) Dirección X

Tabla C2.4-14 Valoración - Dirección X

		I_s	I_{so}	Valoración
Edificio completo		1.86		OK
Nivel	3	11.72	1.44	OK
	2	1.68		OK
	1	2.20		OK

(ii) Dirección Y

Tabla C2.4-15 Valoración - Dirección Y

		I_s	I_{so}	Valoración
Edificio completo		1.70		OK
Nivel	3	4.63	1.44	OK
	2	1.74		OK
	1	1.84		OK

Capítulo C3 Procedimiento Basado en el Desempeño Sísmico (Grado 3: CSM, CM)

C3.1. Análisis estático no lineal 1 (Método de Espectro de Capacidad CSM)

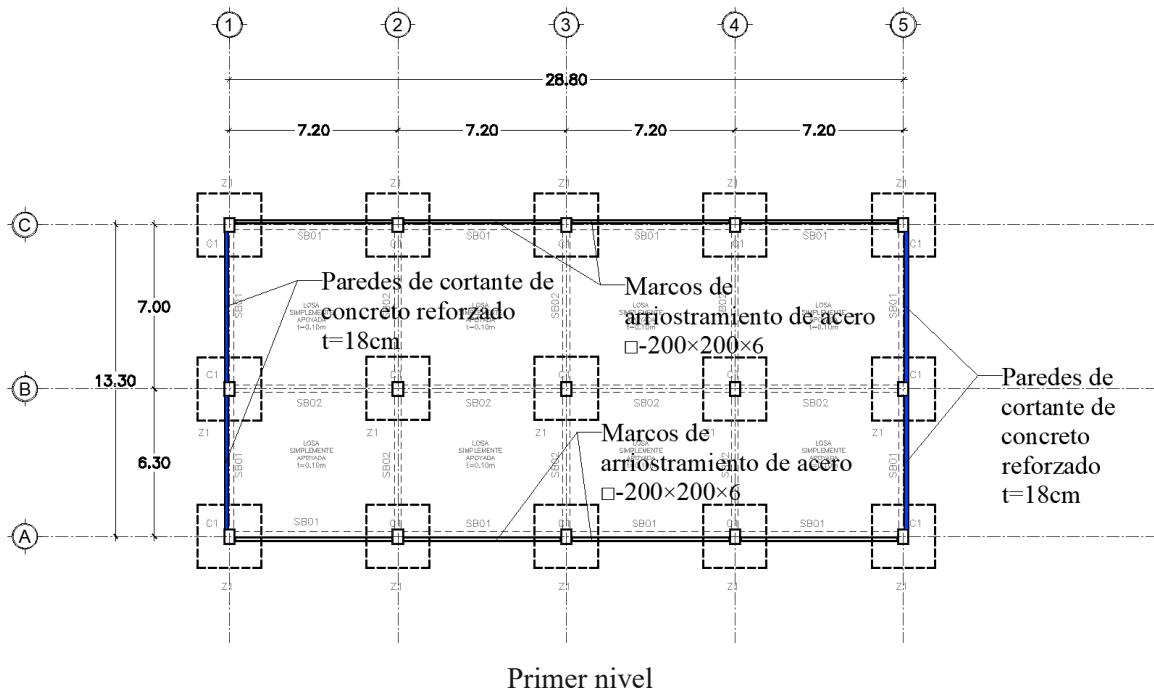
C3.1.1. Principios de reforzamiento sísmico y esquema general del edificio con reforzamiento sísmico

(1) Principios de reforzamiento sísmico

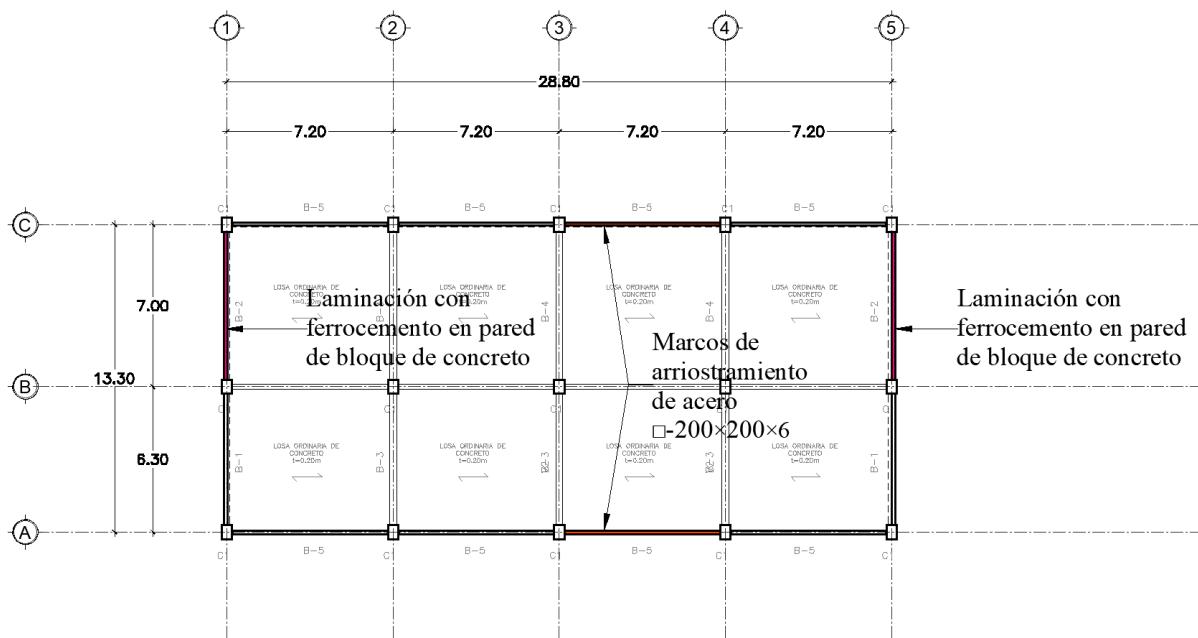
1. El desempeño sísmico después del reforzamiento tiene como objetivo alcanzar una enfoque de tipo resistente para asegurar la integridad de los componentes secundarios.
2. Aquí se introducen tres tipos de metodologías de reforzamiento sísmico: marcos de arriostramiento de acero, paredes de cortante de concreto reforzado y aplicación de laminación con ferrocemento en paredes de mampostería. Dado que el Edificio Modelo es un edificio de tipo educativo, se propone la instalación de marcos de arriostramiento de acero en el sector sur con el fin de permitir el paso de luz natural dentro de las instalaciones. Mientras que las paredes de cortante y la aplicación de laminación con ferrocemento se propone en las paredes divisorias con el objetivo de proveer aislación acústica y la utilización de las paredes existentes de mampostería.
3. Los métodos de reforzamiento sísmico y la “cantidad requerida” de reforzamiento para cada nivel se planea en base a los cálculos establecidos en el Capítulo 1C.
4. El desempeño sísmico después de reforzamiento deberá satisfacer al valor máximo de respuesta sísmica esperado para el edificio objetivo.
5. Aún si el nivel en cuestión del edificio satisface a los requerimientos sísmicos establecidos según la demanda sin haberse adicionado elementos de reforzamiento sísmico, si la distribución de rigidez, tanto en plano como en elevación, es significativamente diferente a los otros niveles después de reforzamiento; se deberá llevar a cabo el reforzamiento para asegurarse que el nivel en cuestión posea una rigidez similar a la de los edificios con elementos de reforzamiento sísmico.

(2) Esquema general de edificio con reforzamiento sísmico

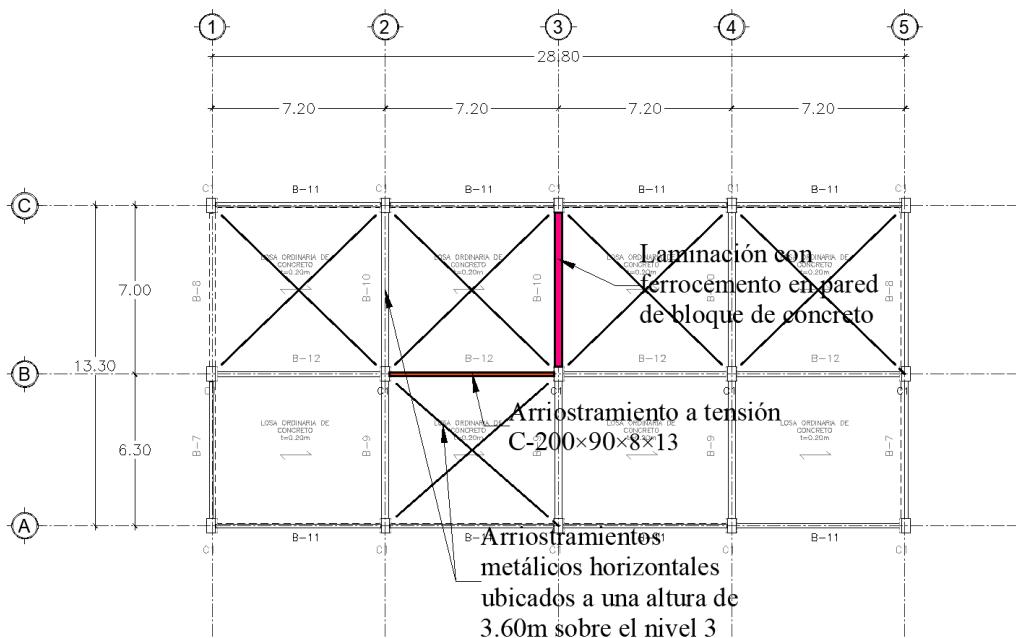
En las Figura C3.1-1, Tabla C3.1-1 y Tabla C3.1-2 se presenta el esquema general del edificio con reforzamiento sísmico.



Primer nivel

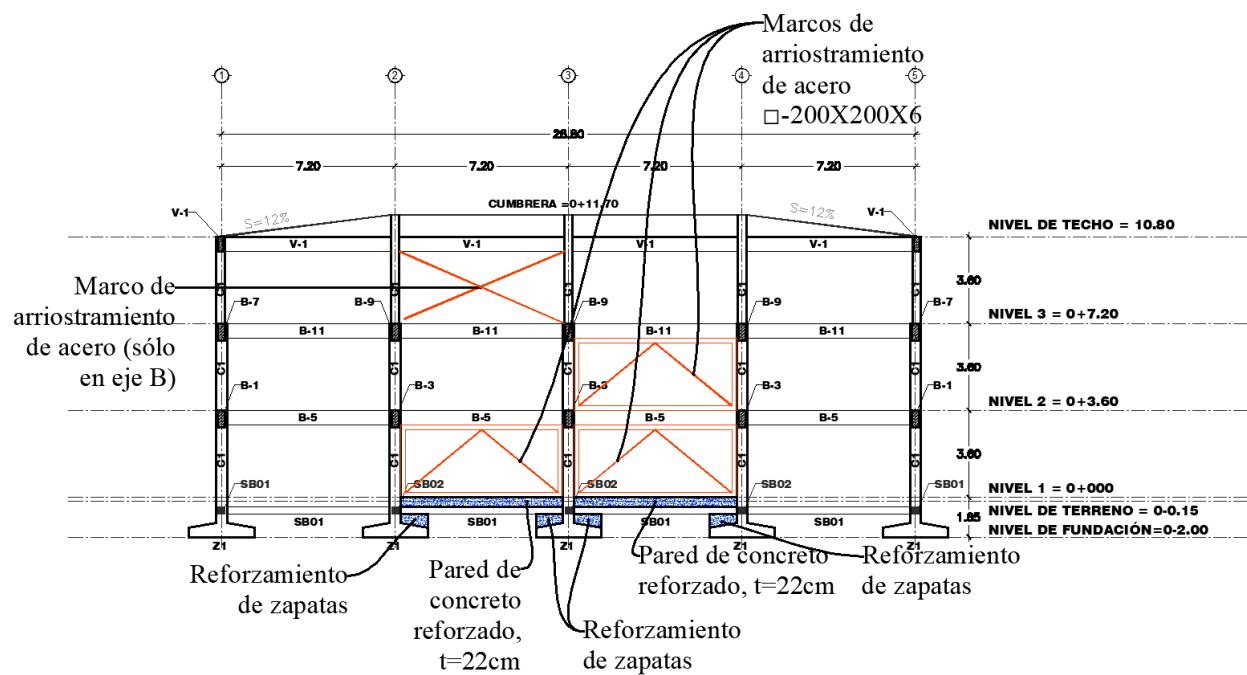


Segundo nivel

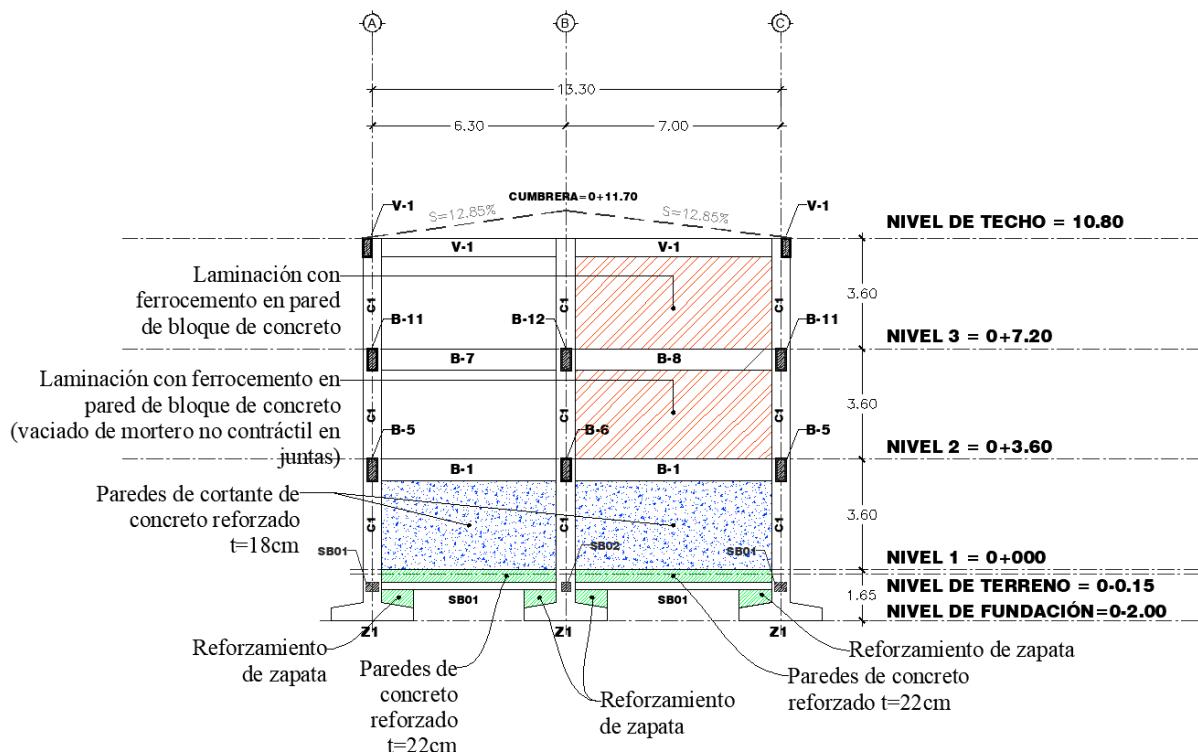


Tercer nivel

c) Planta



Ejes A y C



Ejes 1 y 5

Nota: La pared con laminación con ferrocemento mostrada en el tercer nivel pertenece únicamente al eje 3.

d) Elevación

Figura C3.1-1 Esquema general de edificio con reforzamiento

Tabla C3.1-1 Esquema general de Edificio Modelo

Descripción	Edificación tipo educacional de 3 niveles ubicada en el AMSS.
Zona sísmica	I
Categoría de ocupación	II
Factor de importancia, I	1.2
Resistencia de concreto	$f'_c = 210\text{kg/cm}^2$
Resistencia de fluencia mínima	$f_y = 2800\text{kg/cm}^2$
Resistencia de fluencia esperada	$F_{ye} = 30300\text{kg/cm}^2$
Alturas de entrepiso	4.65m, 3.60m, 3.60m
Altura total del edificio	11.85m
Tipo de suelo	S3

Capacidad portante del suelo	$20\text{ton}/m^2$
Año de diseño	1993

Tabla C3.1-2 Esquema general de elementos de reforzamiento sísmico

Dirección	Nivel	Ejes	Tipo de reforzamiento	Resistencia (kN)	Ángulo de deriva de entrepiso (Índice <i>F</i> , Factor de ductilidad)
X	3	Eje B, 2-3	Marco de arriostramiento de acero	920	1/82 (2.0, 2.0)
	2	Eje A, 3-4 Eje C, 3-4	Marco de arriostramiento de acero	2145 2145	1/82 (2.0, 2.0)
	1	Eje A, 2-3, 3-4 Eje C, 2-3, 3-4	Marco de arriostramiento de acero	2145 2145	1/82 (2.0, 2.0)
Y	3	Eje 3, B-C	Pared con ferrocemento	1396	1/150 (1.27, 1.0)
	2	Eje 1, B-C Eje 5, B-C	Pared con ferrocemento	1913 1913	1/150 (1.27, 1.0)
	1	Eje 1, A-C Eje 5, A-C	Pared con ferrocemento	5035 5035	1/150 (1.27, 1.0)

C3.1.2. Condiciones de cálculo

1) Software utilizado y norma de cumplimiento

Software utilizado: ETABS 21 versión Ultimate

Norma de cumplimiento: ASCE 41-13

2) Peso sísmico del edificio

En la siguiente Tabla C3.1-3 se presenta el peso sísmico por nivel, donde el peso adicional debido a los elementos de reforzamiento sísmico no se ha considerado para el análisis.

Tabla C3.1-3 Peso sísmico del edificio

Nivel	Peso (kN)	Peso total (kN)
3	310	310
2	4,277	4,587
1	4,005	8,592

3) Período fundamental del edificio

En la siguiente Tabla C3.1-4 se muestra el período fundamental del Edificio Modelo, calculado a partir de ETABS21.

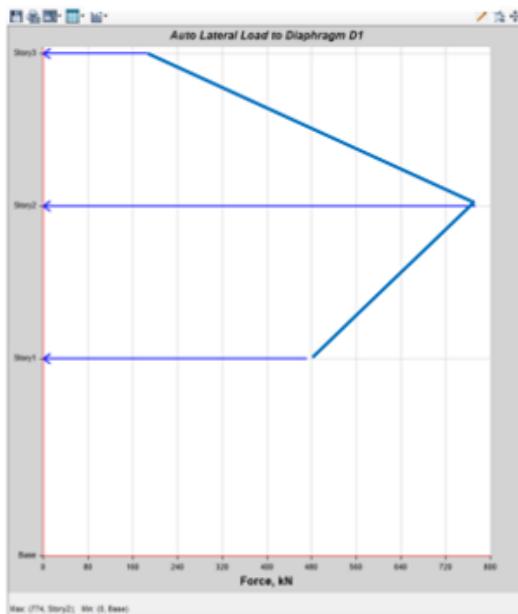
Tabla C3.1-4 Período fundamental luego de reforzamiento

Modo	Dirección	Período (s)	
		Sección sin agrietamientos (ETABS)	Sección con agrietamientos (ETABS)
Primer modo	X	0.286	0.301
Segundo modo	Y	0.168	0.187

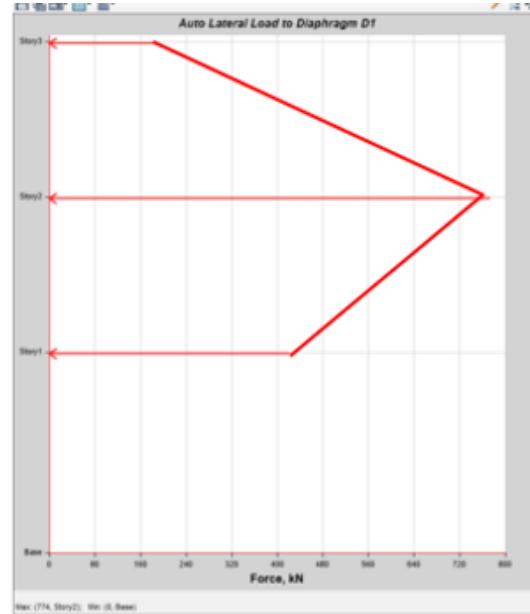
4) Distribución de fuerzas externas

Para el análisis Pushover, la distribución de fuerzas externas se muestra en la Figura C3.1-2.

Dirección X



Dirección Y



Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		kN	kN
Story3	11.85	Top	188	0
Story2	8.25	Top	774	0
Story1	4.65	Top	472	0
Base	0	Top	0	0

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		kN	kN
Story3	11.85	Top	0	188
Story2	8.25	Top	0	774
Story1	4.65	Top	0	422
Base	0	Top	0	0

Figura C3.1-2 Distribución de fuerzas externas para análisis Pushover

5) Modelamiento y propiedades de rótulas de elementos de reforzamiento sísmico

La Tabla C3.1-5 muestra el modelado y propiedades de rótulas de los métodos de reforzamiento utilizados para el reforzamiento sísmico del Edificio Modelo.

Tabla C3.1-5 Modelamiento y propiedades de rótulas de elementos de reforzamiento sísmico (por elemento)

Elemento de reforzamiento	Nivel	Resistencia				Displacement				Formato de entrada	
		Resistencia a la compresión (pandeo) (kN)		Resistencia a la fluencia por tensión (kN)		Formato de entrada	Desplazamiento de compresión		Desplazamiento de tensión		
		Fuerza SF (kN)	Fuerza /SF	Fuerza SF (kN)	Fuerza /SF		Desp. SF (mm)	Desp/SF	Desp SF (mm)	Desp/F	
Marco de arriostramiento de acero	3	Cualquiera	Cualquiera	989	1.0	Manual	Cualquiera	Cualquiera	Manual	Índice F	Manual
	2,1	1311	1.0	1460	1.0	Manual	Manual	Índice F	Manual	Valor F equivalente	Manual
Pared de cortante de C/R	1	No requerido	No requerido	4290	1.0	Manual	No requerido	No requerido	Índice F	1.0	Manual
Laminación con ferrocemento	3	1532	1.0	Cualquiera	Cualquiera	Manual	Índice F	1.0	Cualquiera	Cualquiera	Manual
	2	2100	1.0	Cualquiera	Cualquiera	Manual	Índice F	1.0	Cualquiera	Cualquiera	Manual

Nota.

Fuerza/SF: Valor en el punto B en la propiedad de la rótula.

Desp/SF: Valor en el punto C en la propiedad de la rótula.

[Cualquiera]: Cualquier valor puede ser colocado. Este valor no es utilizado en el proceso de cálculo.

[No requerido]: ETABS bloquea la opción de colocar algún valor de entrada en este campo.

[Índice F]: Se calcula la deriva de entrepiso manualmente equivalente al índice F.

(i) Marco de arriostramiento de acero

El modelado de los arriostramientos de acero en el primer y el segundo nivel, en la dirección X, se muestra en la Figura C3.1-3; mientras que las propiedades de las rótulas se muestran en la Tabla C3.1-6.

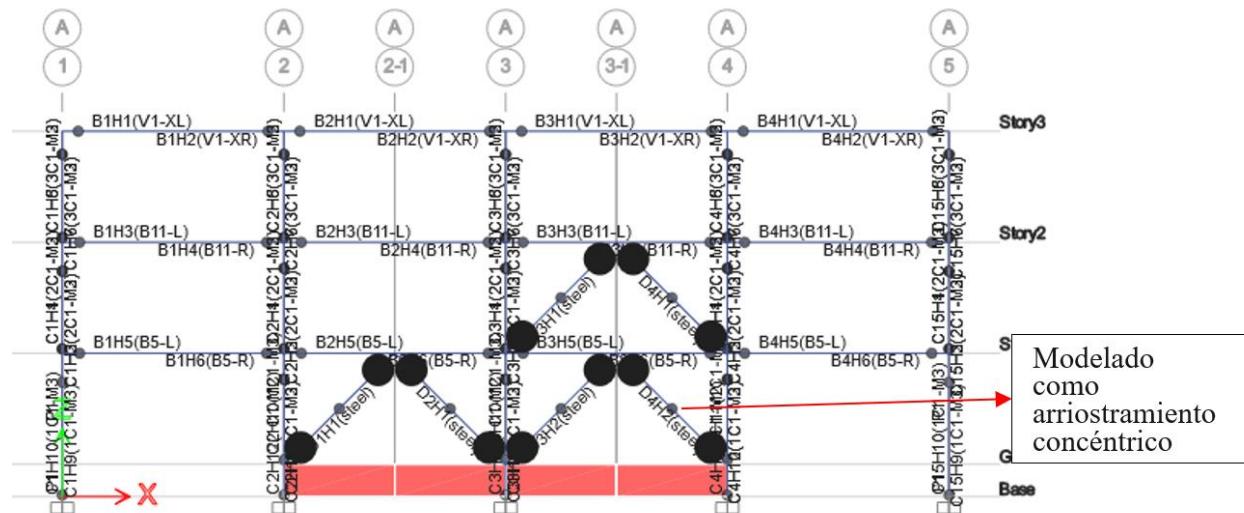
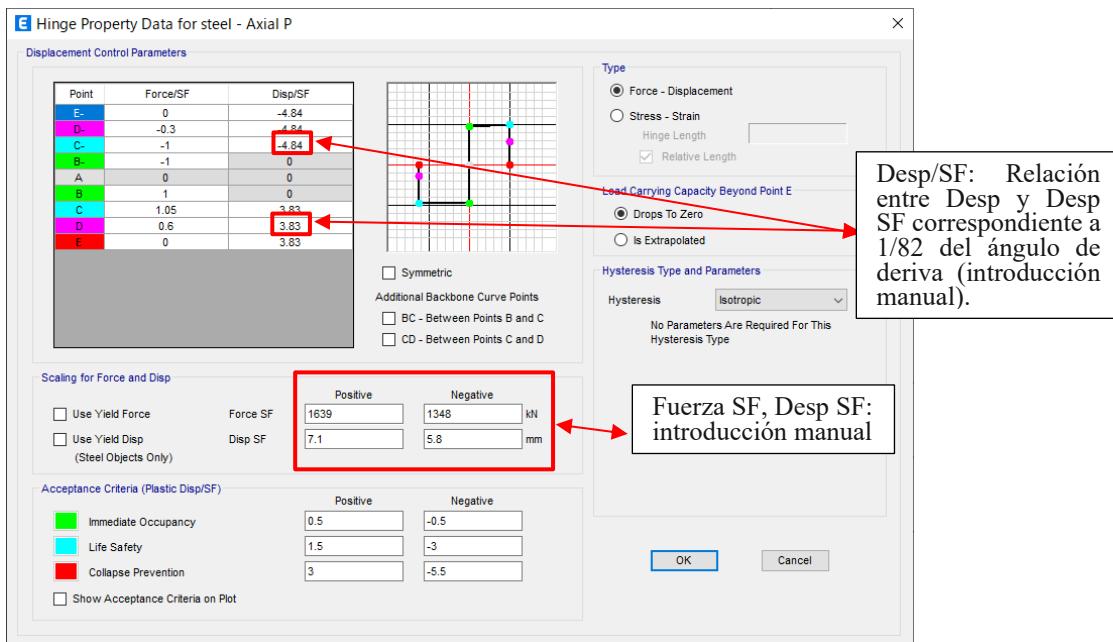


Figura C3.1-3 Modelado de arriostramiento de acero (primer y segundo nivel)

Tabla C3.1-6 Propiedades de rótulas de arriostramientos de acero (primer y segundo nivel)



El modelado del arriostramiento de acero en la dirección X del tercer nivel se muestra en la Figura C3.1-4 y la propiedad de las rótulas se presentan en la Tabla C3.1-7.

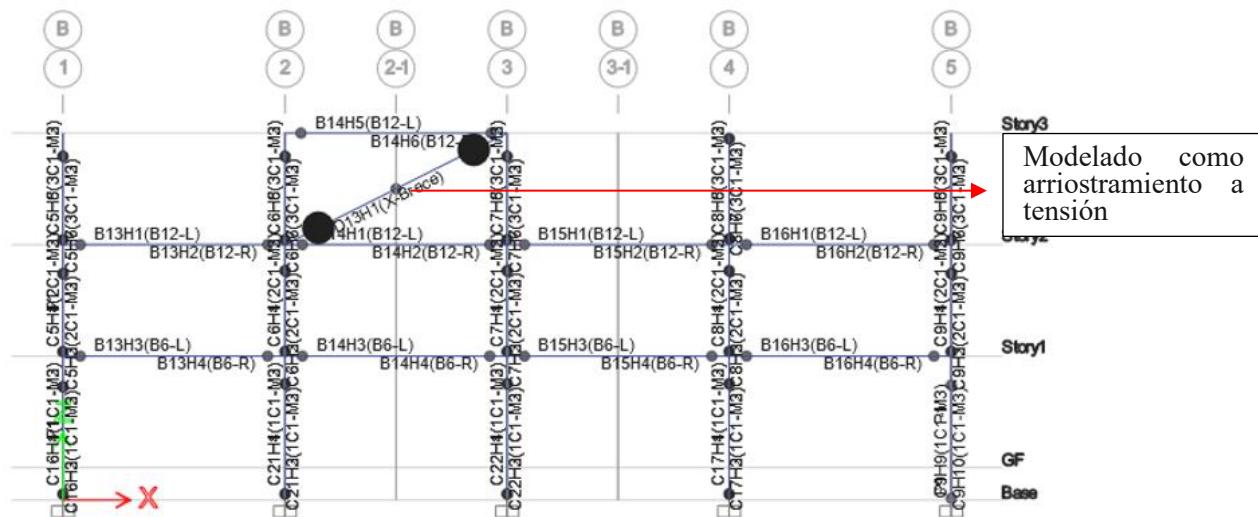
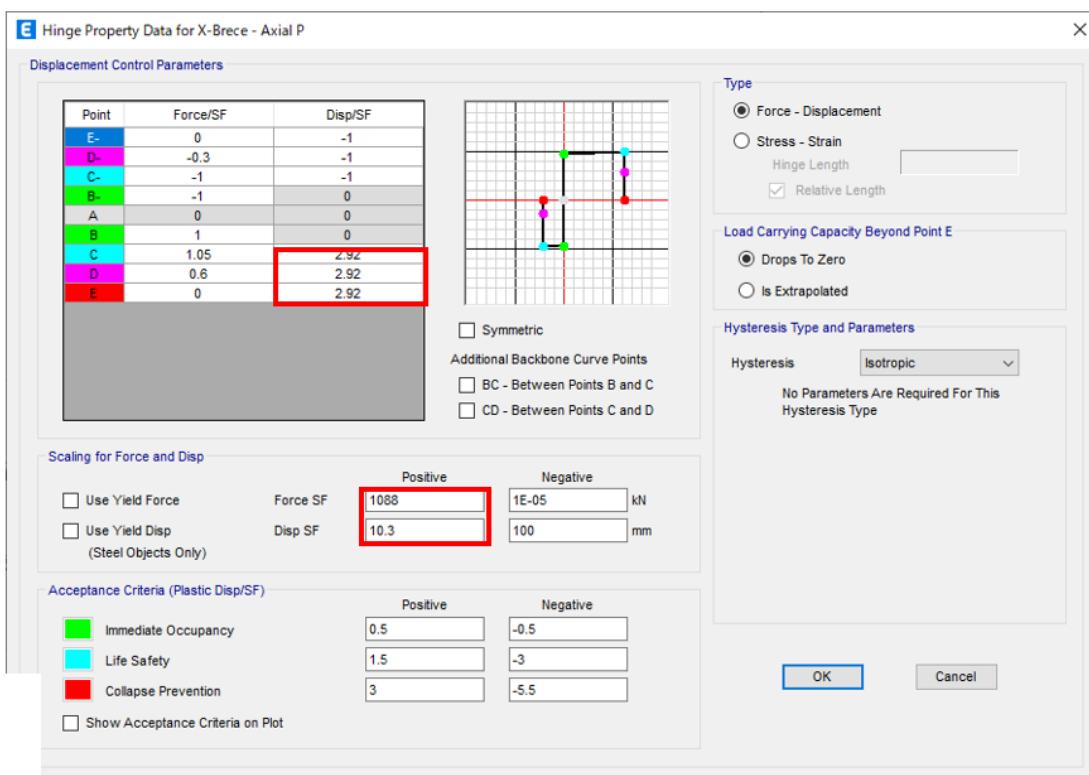


Figura C3.1-4 Modelado de arriostramiento de acero (tercer nivel)

Tabla C3.1-7 Propiedades de rótulas de arriostramiento de acero (tercer nivel)



(ii) Pared de cortante de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado

El modelado de la pared de cortante de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado en la dirección Y se muestra en la Figura C3.1-5, mientras que las propiedades de rótulas, en la Tabla C3.1-8.

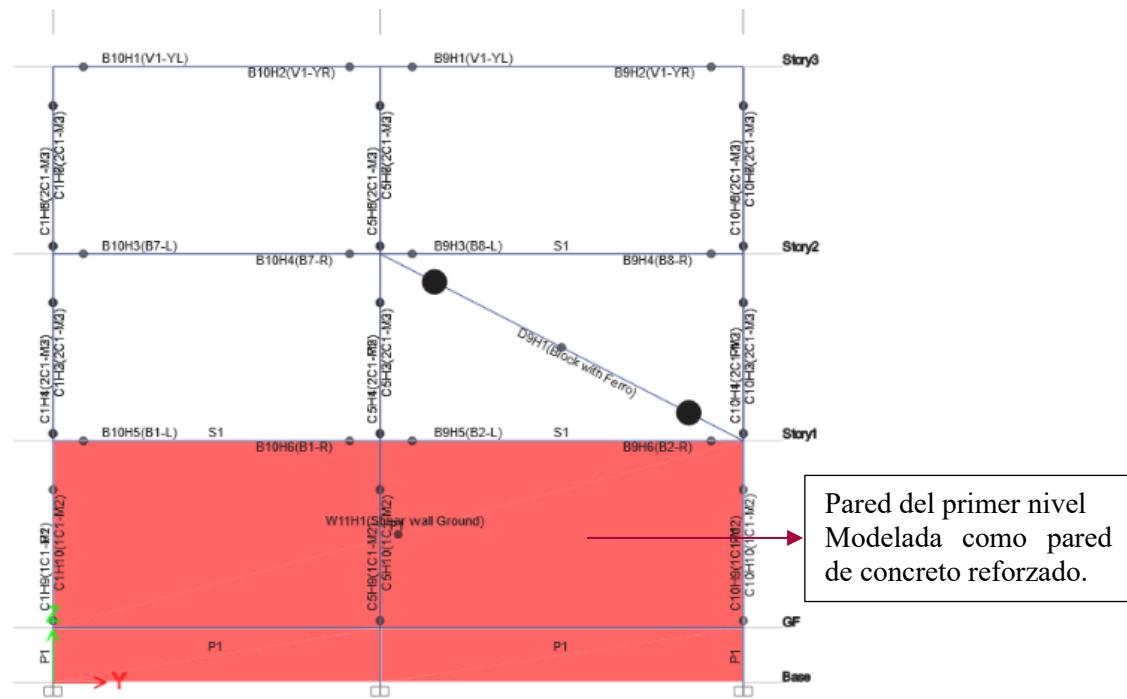
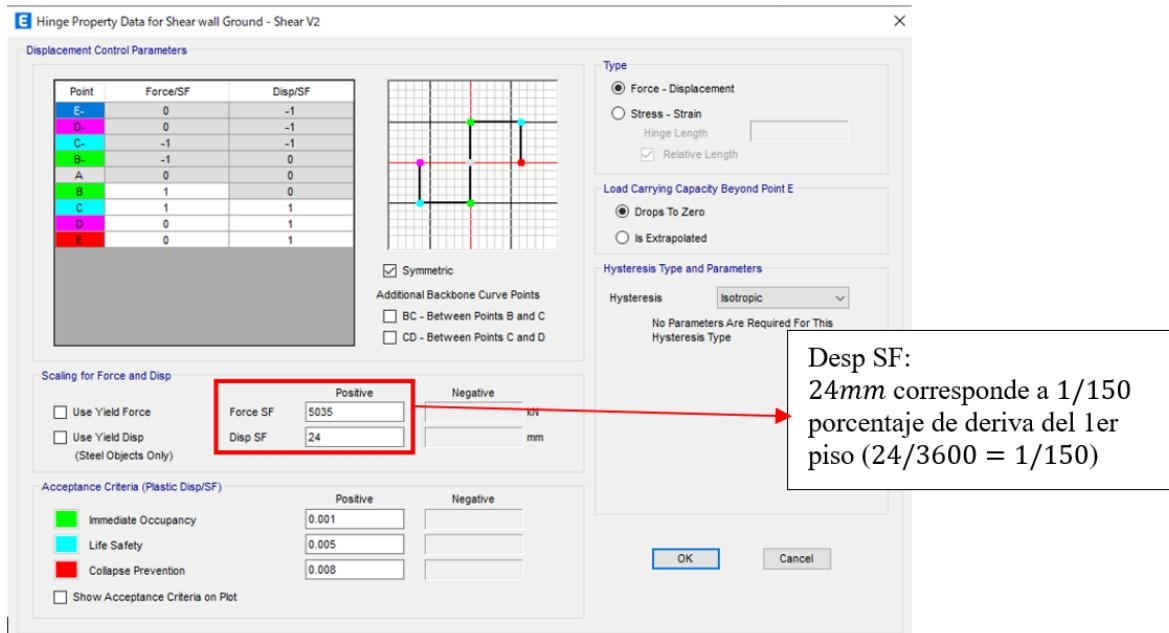


Figura C3.1-5 Modelado de pared de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado

Tabla C3.1-8 Propiedades de rótulas de pared de concreto reforzado y pared de bloque de concreto reforzado (pared de concreto reforzado del primer nivel)



Nota. Sólo se modela la pared independiente, sin las columnas ni vigas existentes.

(iii) Pared de laminación con ferrocemento

El modelado de la pared con laminación con ferrocemento en la dirección Y se muestra en la Figura C3.1-6, mientras que las propiedades de rótulas, en la Tabla C3.1-9.

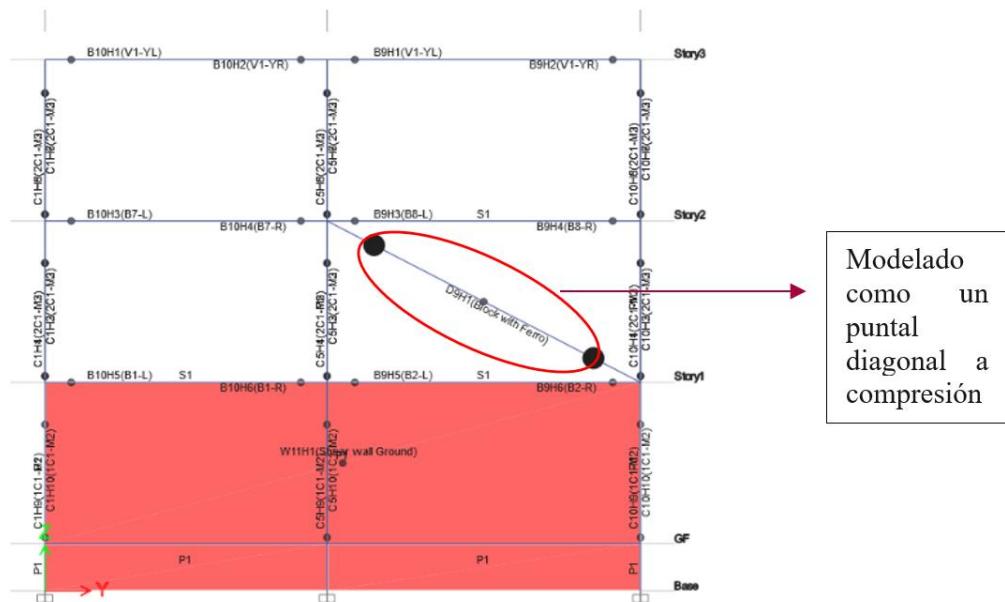
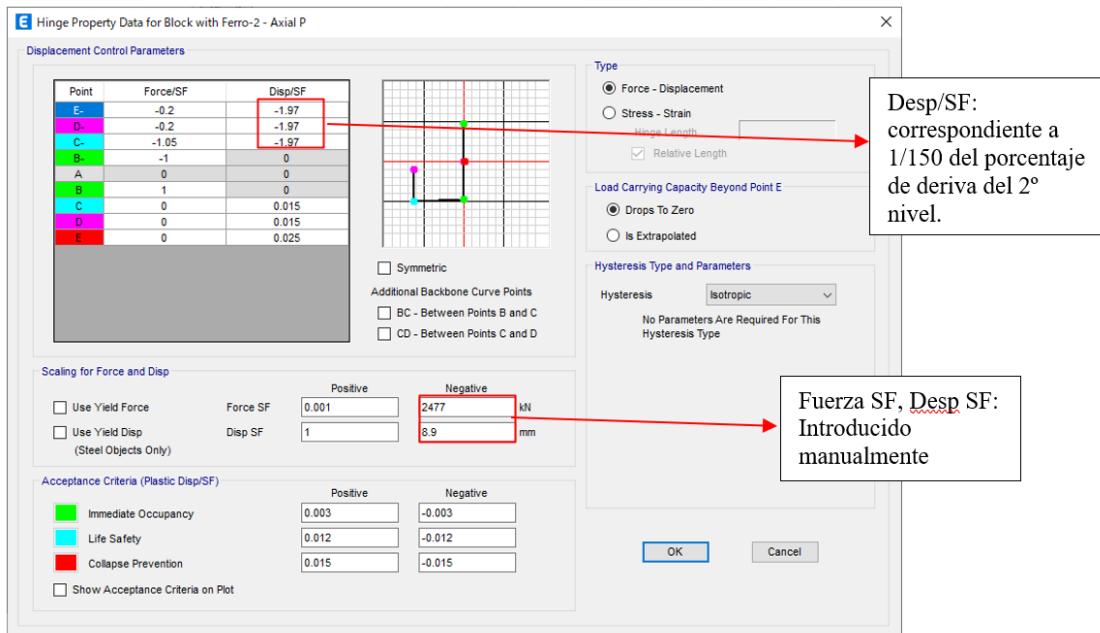


Figura C3.1-6 Modelado de pared de laminación con ferrocemento (segundo nivel)

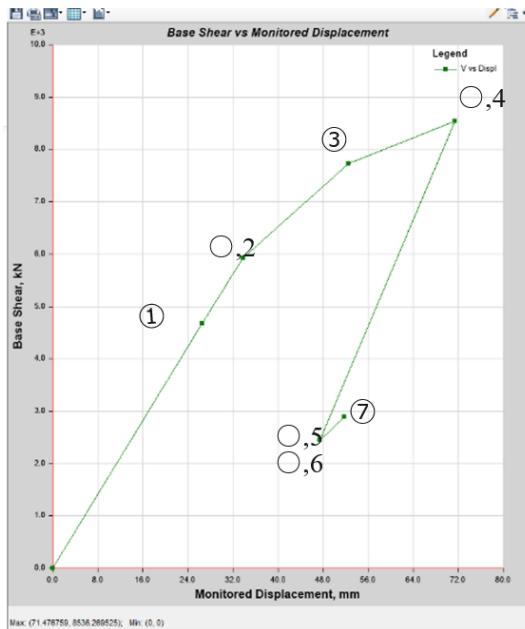
Tabla C3.1-9 Propiedades de rótulas de pared de laminación con ferrocemento (segundo nivel)



C3.1.3. Resultado del análisis Pushover

C3.1.3.1. Dirección X

- 1) Curva de cortante basal – desplazamiento de nivel superior



Paso ○,4:
Fuerza cortante máxima: 8536.2 KN
Desplazamiento máximo del nivel superior: 71.37mm

Figura C3.1-7 Curva de Cortante basal - desplazamiento de nivel superior

- 2) Curva de aceleraciónpectral (S_a) – Desplazamiento espectral (S_d)

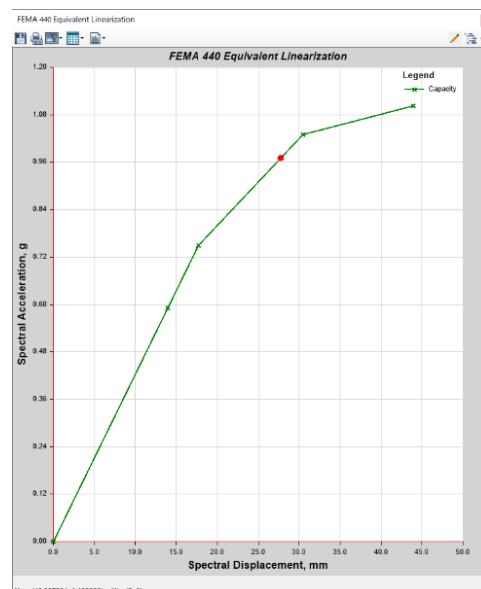
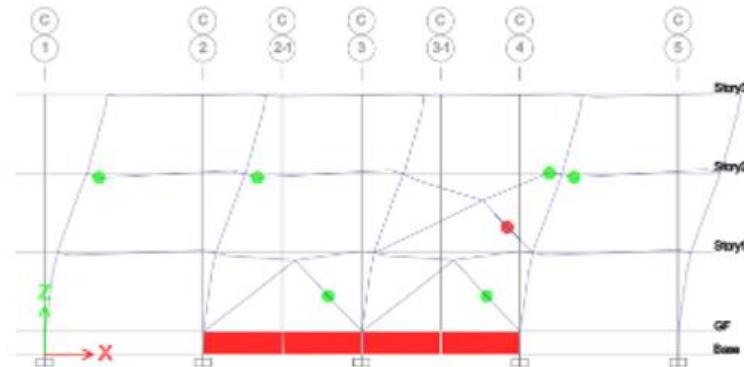
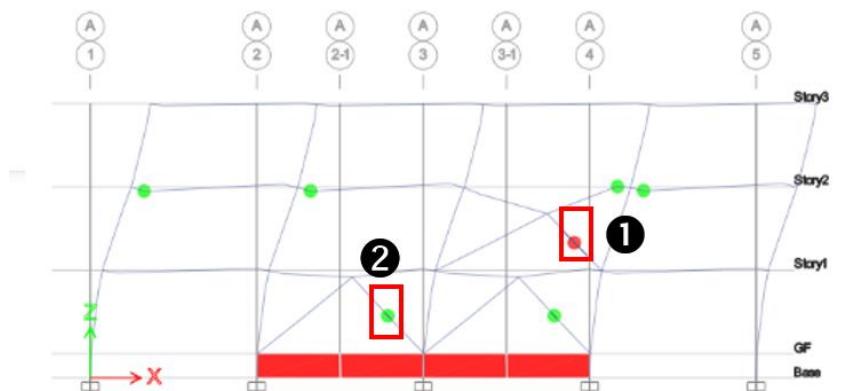


Figura C3.1-8 Curva de aceleración espectral (S_a) - Desplazamiento espectral (S_d)

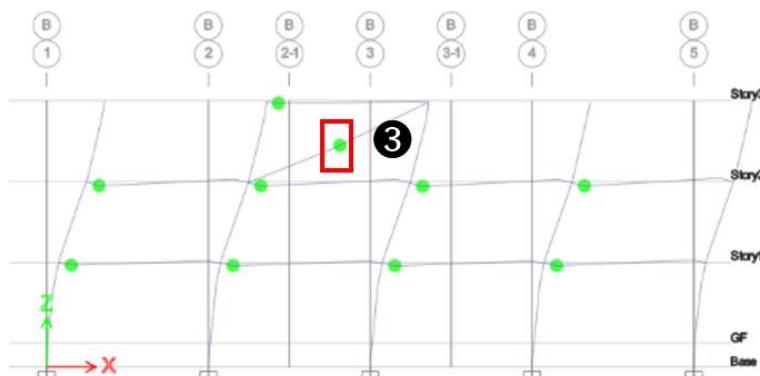
3) Mecanismo de respuesta y rótulas



Eje ○, C (Paso ○, 4)



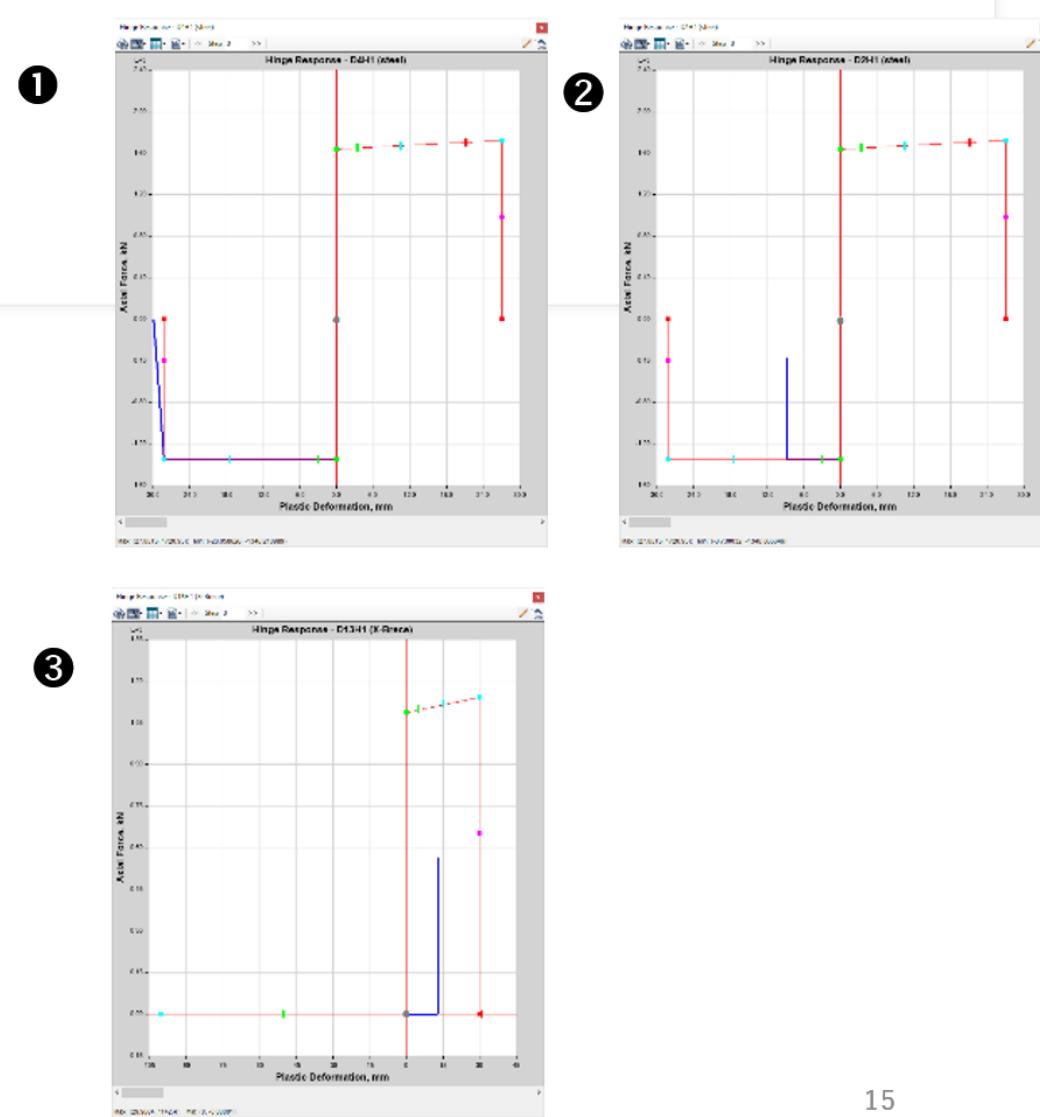
Eje ○, A (Paso ○, 7)



Eje ○, B (Paso ○, 7)

Figura C3.1-9 Mecanismos de rótulas (Paso ○,4 y ○,7 luego del pandeo de los arriostramientos)

La respuestas de las rótulas de los arriostramientos de acero en el paso ○,7, de la Figura C3.1-7 se muestran en la Figura C3.1-10. Los números correspondientes son aquellos mostrados en la Figura C3.1-9.



15

Figura C3.1-10 Respuestas de rótulas en los arriostramientos de acero en el paso ○,7.

4) Diagramas de esfuerzos

Los diagramas de esfuerzos en el paso ○,4 en el Eje ○,A. se muestra en la siguiente Figura C3.1-11.

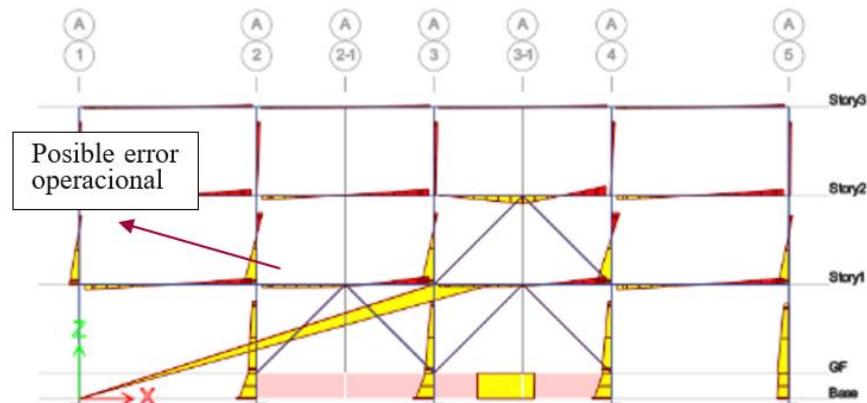


Diagrama de momento flector

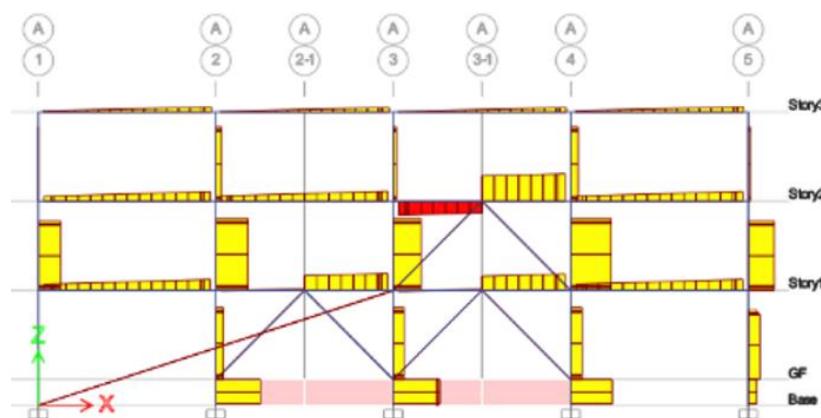


Diagrama de cortante

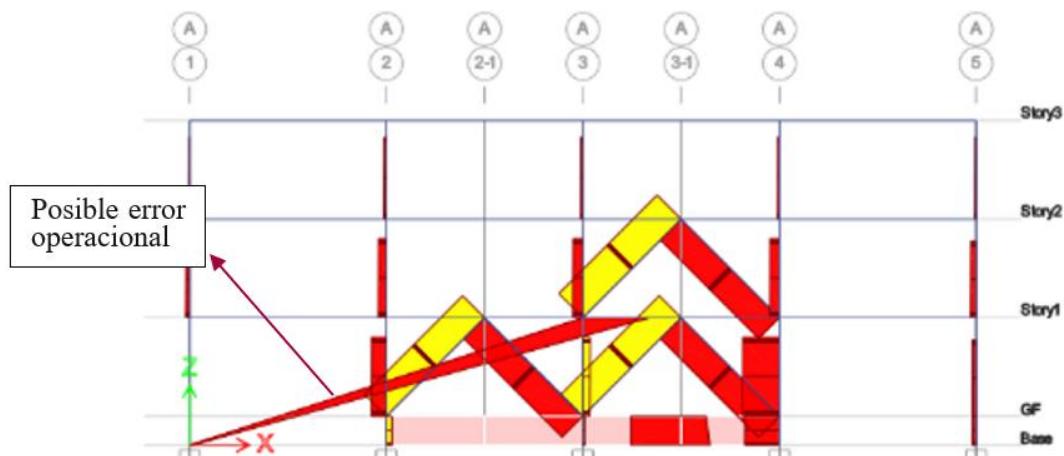


Diagrama de fuerzas axiales

Figura C3.1-11 Diagrama de momento flector, cortante y fuerzas axiales en el Eje ○,A en el Paso ○,4

5) Ángulos de deriva de entrepiso

La Figura C3.1-12 muestra los ángulos de deriva de entrepiso en el paso ○,4.. El ángulo de deriva de entrepiso es igual a 1/206 en el primer nivel, 1/121 en el segundo nivel, y 1/169 en el tercero. Para el ángulo de deriva de entrepiso objetivo de 1/82, correspondiente a $F = 2.0$ en cada nivel. Cabe resaltar que el valor del ángulo de deriva del segundo nivel es considerablemente cercano al valor del ángulo de deriva objetivo.

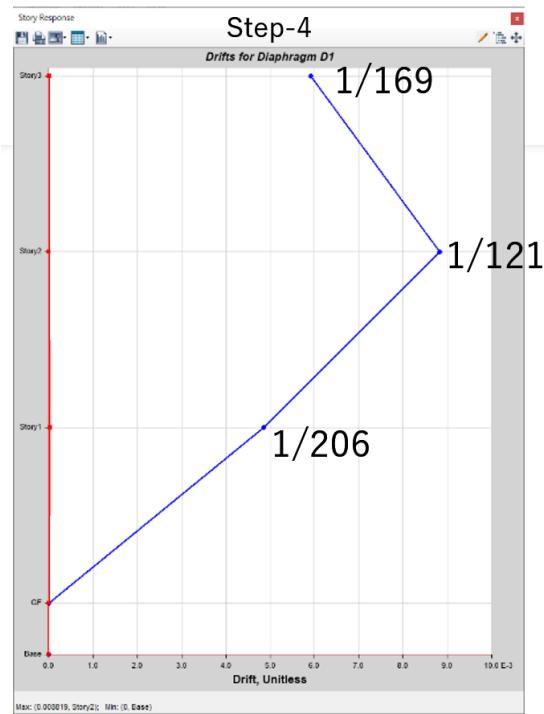


Figura C3.1-12 Ángulo de deriva de entrepiso en el paso ○,4

6) Análisis de restricciones

Del mecanismo de rótulas, propiedades de rótulas y ángulos de deriva, se puede concluir que el primer y el tercer nivel no alcanzaron al punto CP en la última etapa del análisis, por lo que se llevó a cabo el análisis de restricciones.

(i) Primer nivel

La curva de cortante basal – deriva del primer nivel se muestra en la Figura C3.1-13, en la Figura C3.1-14 se muestra el mecanismo de rótulas y la Figura C3.1-15 muestra la respuesta de las rótulas del arriostramiento de acero.

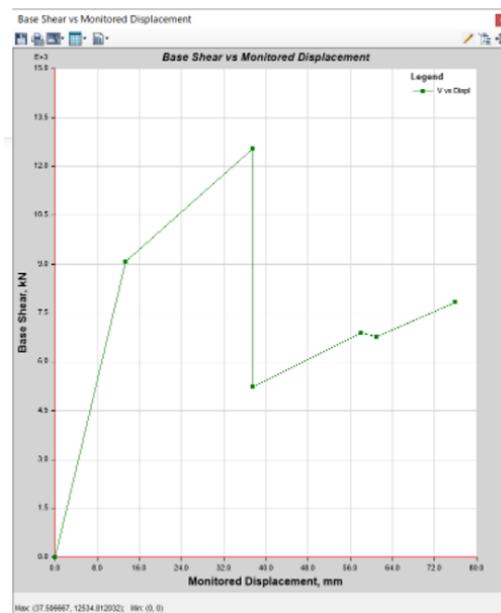


Figura C3.1-13 Relación de cortante basal - deriva del primer nivel

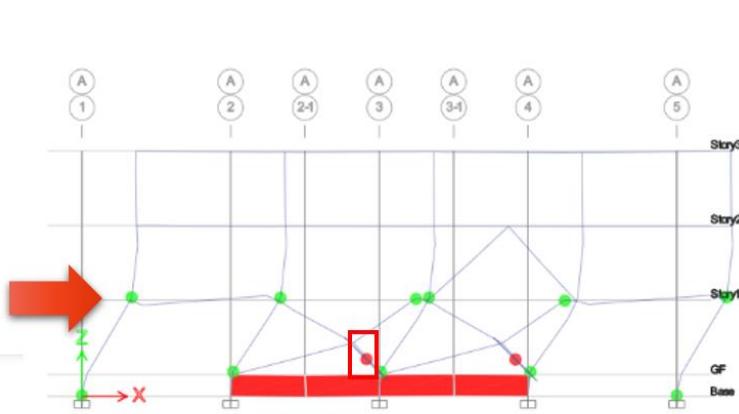


Figura C3.1-14 Mecanismo de rótulas (Eje ○, A).

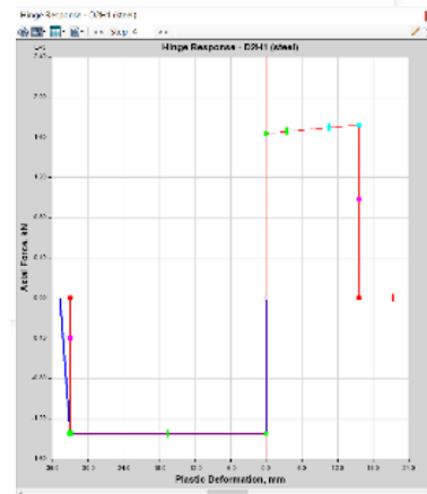


Figura C3.1-15 Respuesta de rótulas de arriostramiento de acero.

(ii) Tercer nivel

La curva de cortante basal – deriva del tercer nivel se muestra en la Figura C3.1-16, en la Figura C3.1-17 se muestra el mecanismo de rótulas y la Figura C3.1-18 muestra la respuesta de las rótulas del arriostramiento de acero.

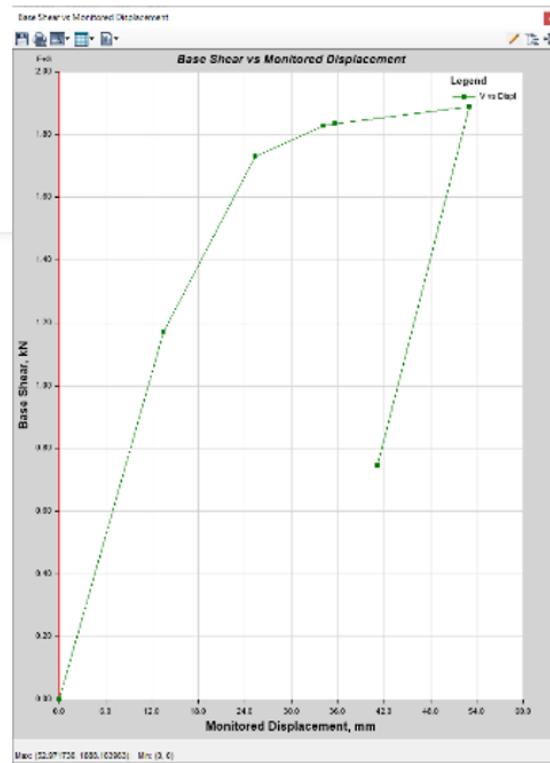


Figura C3.1-16 Relación de cortante basal - deriva del tercer nivel

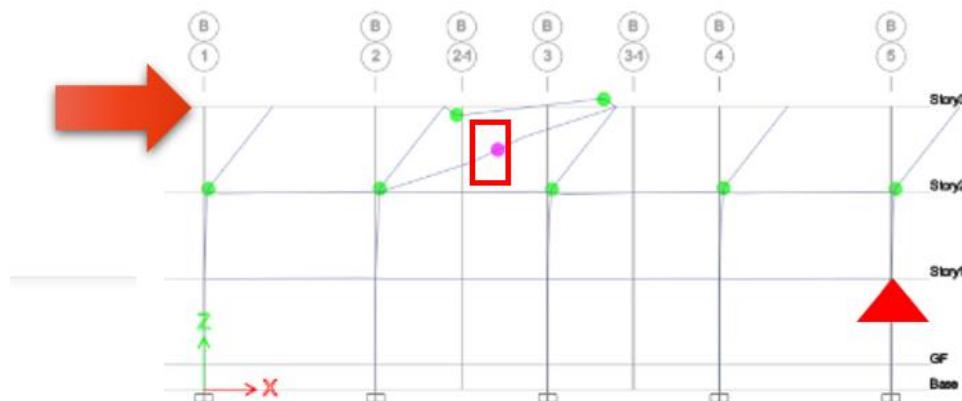


Figura C3.1-17 Mecanismo de rótulas (Eje ○,B)

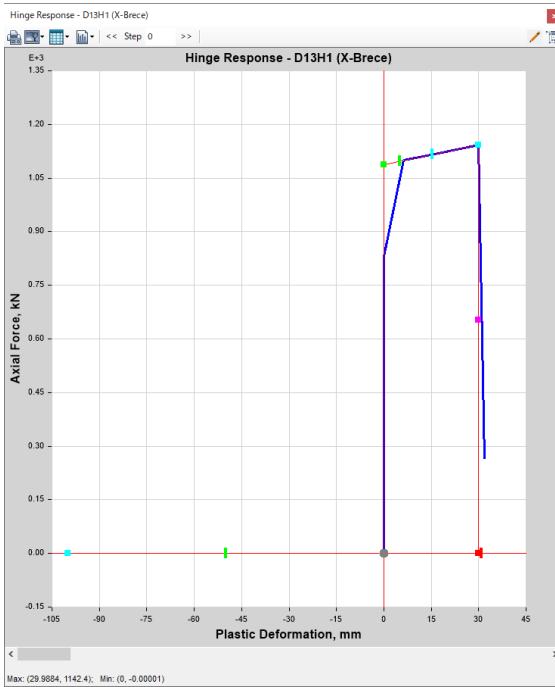


Figura C3.1-18 Respuesta de rótulas de arriostramiento de acero

C3.1.3.2. Dirección Y

1) Curva de cortante basal – desplazamiento de nivel superior

La Figura C3.1-19 muestra la curva de Cortante basal – Desplazamiento de nivel superior

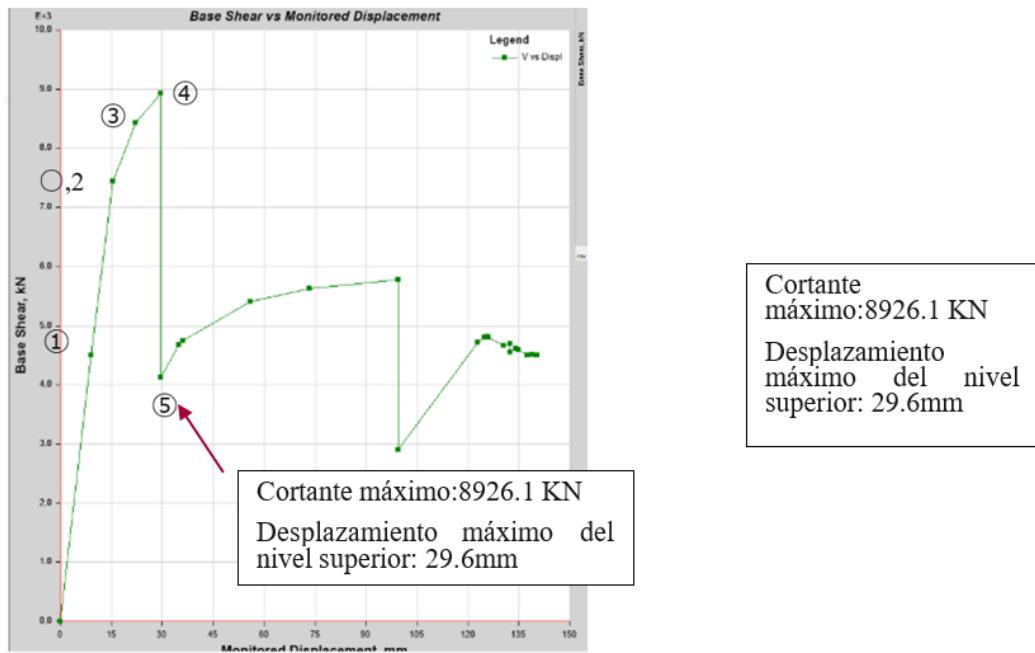


Figura C3.1-19 Cortante basal - Desplazamiento de nivel superior

2) Curva de aceleración espectral (S_a) – Desplazamiento espectral (S_d)

La Figura C3.1-20 muestra la curva de aceleración espectral (S_a) - desplazamiento espectral (S_d).

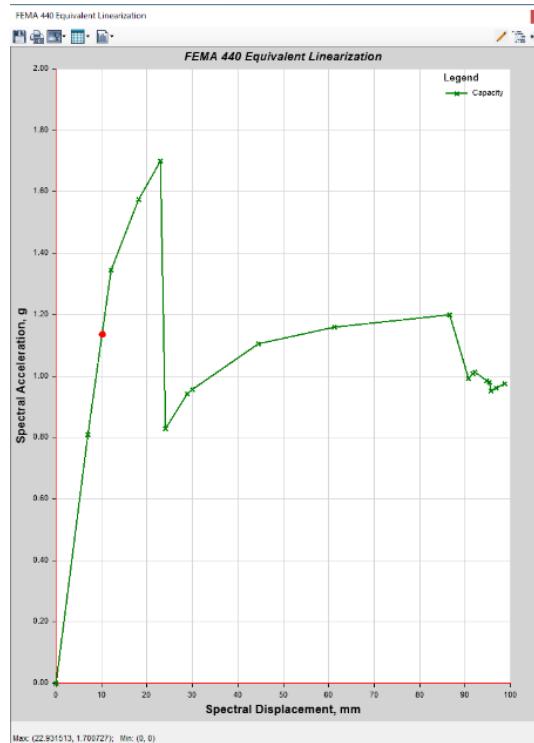
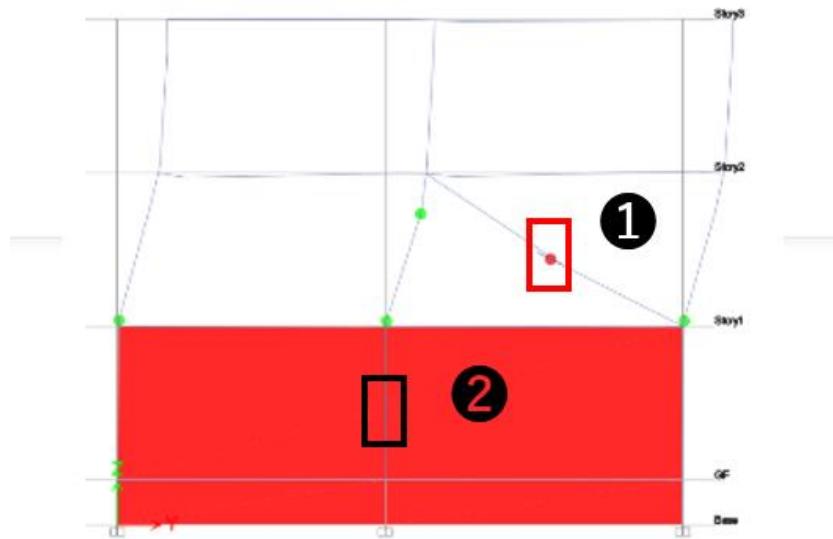


Figura C3.1-20 Aceleración espectral (S_a) - Desplazamiento espectral (S_d)

3) Mecanismo de respuesta y rótulas

El mecanismo de rótulas en el paso ⑤, el estado final, se muestra en la Figura C3.1-21.



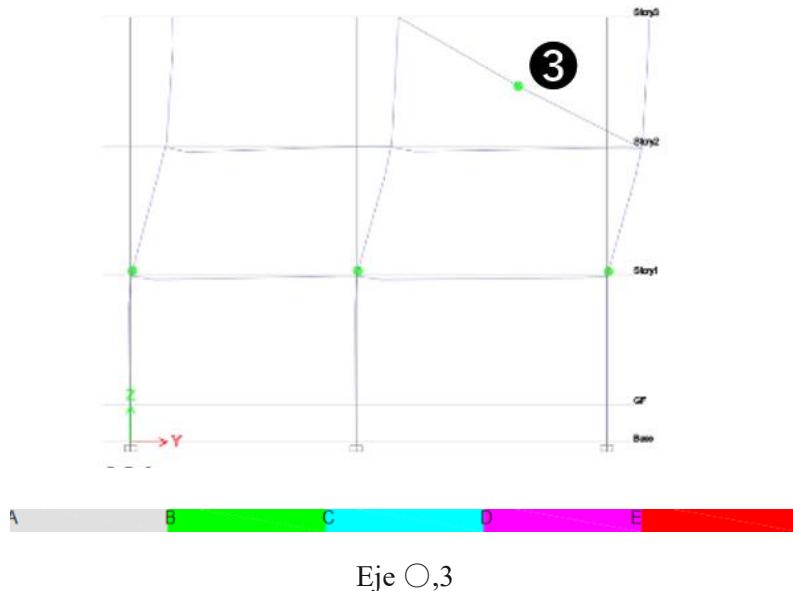


Figura C3.1-21 Mecanismo de rótulas (Paso ⑤, estado final)

La respuesta de las rótulas del arriostramiento, en el paso 5, de la Figura C3.1-19 se muestran en la Figura C3.1-22. Los números corresponden a aquellos que se muestran en la Figura C3.1-21.

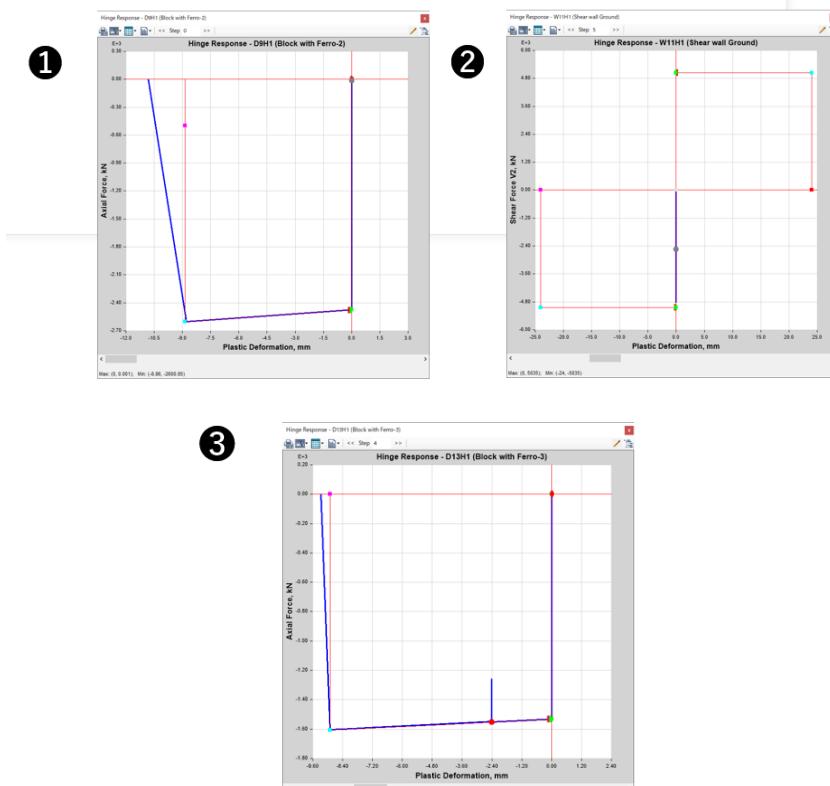
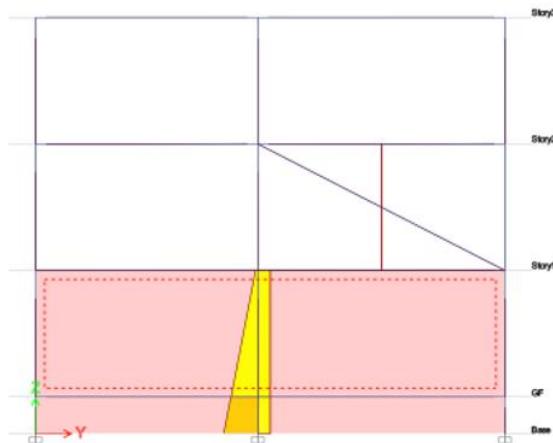


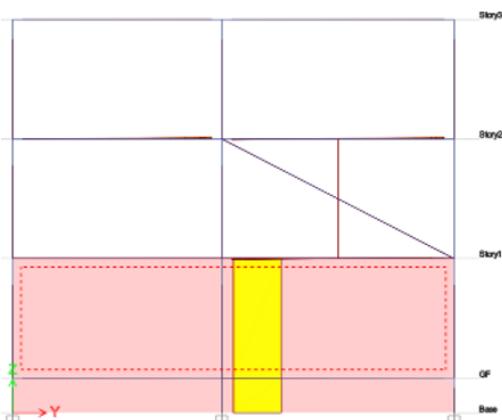
Figura C3.1-22 Respuesta de rótulas de los arriostramientos de acero en el paso ○,5.

4) Diagramas de esfuerzos

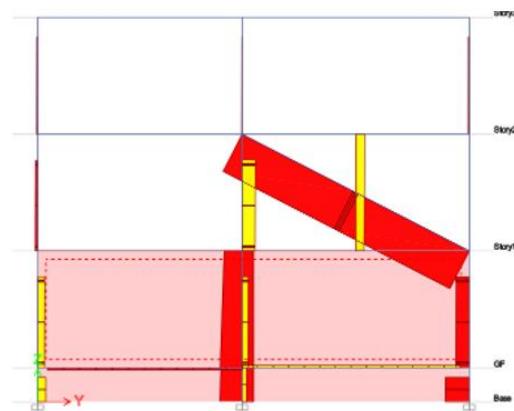
Los diagramas de esfuerzos en el paso 4 del eje 1, se muestran en la Figura C3.1-23; mientras que aquellos del paso 4 en el eje 3, en la Figura C3.1-24.



Momento flector



Cortante



Fuerza axial

Figura C3.1-23 Diagrama de momento, cortante y fuerza axial en el eje 1.

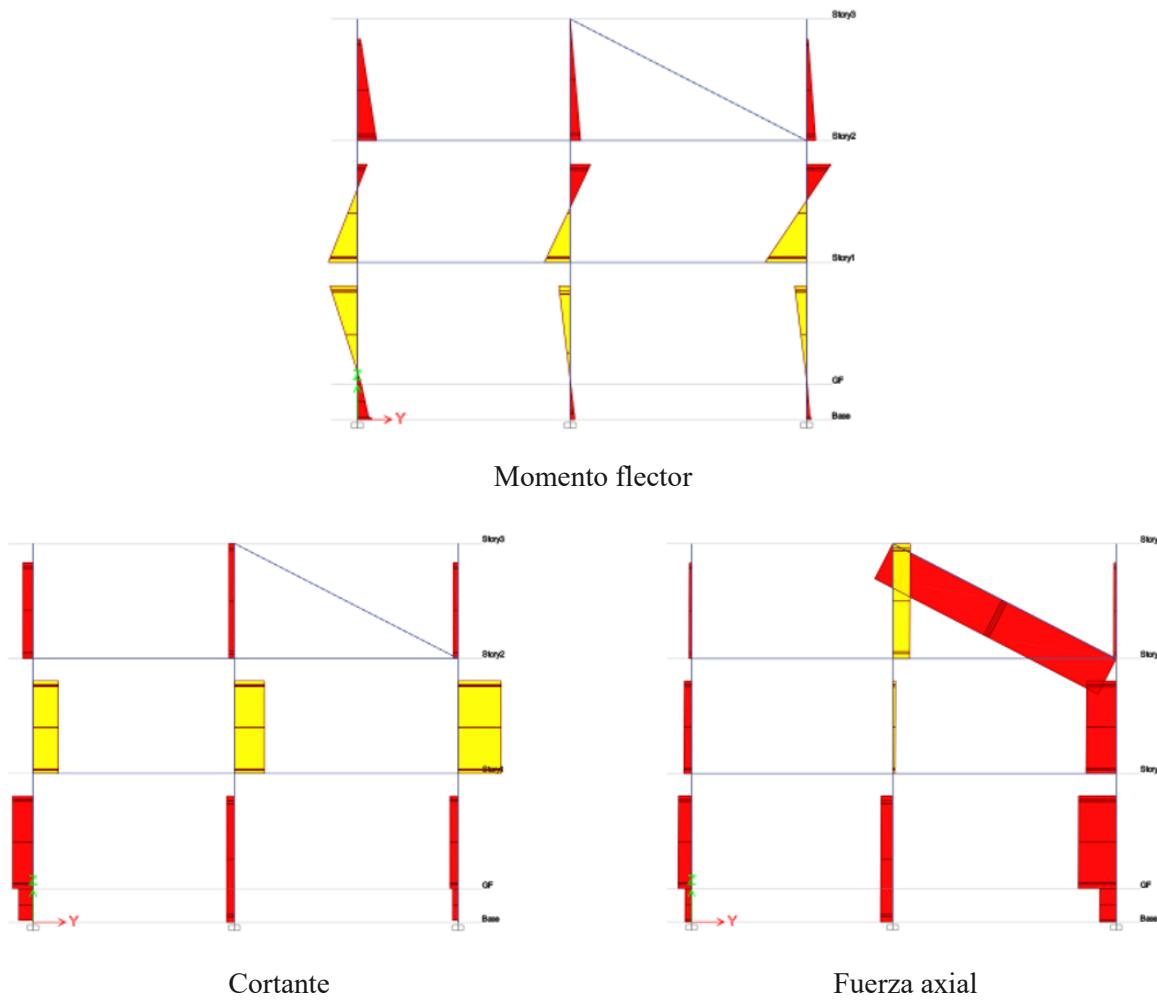


Figura C3.1-24 Diagrama de momento, cortante y fuerza axial en el eje 3

5) Ángulos de deriva de entrepiso

La Figura C3.1-25 muestra el ángulo de deriva de entrepiso en el paso 4. Donde el ángulo de deriva es de 1/2000 en el primer nivel, 1/167 en el segundo, y 1/666 en el tercero. Como objetivo, se plantea un ángulo de deriva de 1/150 para un $F = 1.27$, y como se puede observar, los valores obtenidos para el primer y el tercer nivel están considerablemente alejados, comparándolos con el valor objetivo.

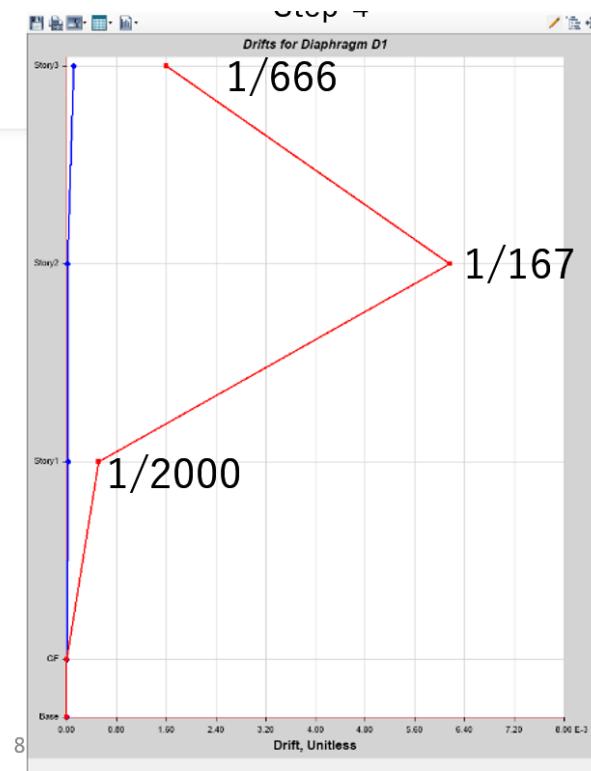


Figura C3.1-25 Ángulo de deriva de entrepiso en el paso 4.

6) Análisis de restricciones

A partir del mecanismo de rótula, propiedades de rótulas y ángulo de deriva de entrepiso, se determinó que el primer y el tercer nivel no alcanzan el punto CP, por lo que se llevó a cabo el análisis de las restricciones.

(i) Primer nivel

La Figura C3.1-26 muestra la curva de cortante basal – deriva del primer nivel, la Figura C3.1-27 el mecanismo de rótulas y la Figura C3.1-28, la respuesta de rótulas de la pared de cortante de concreto reforzado.

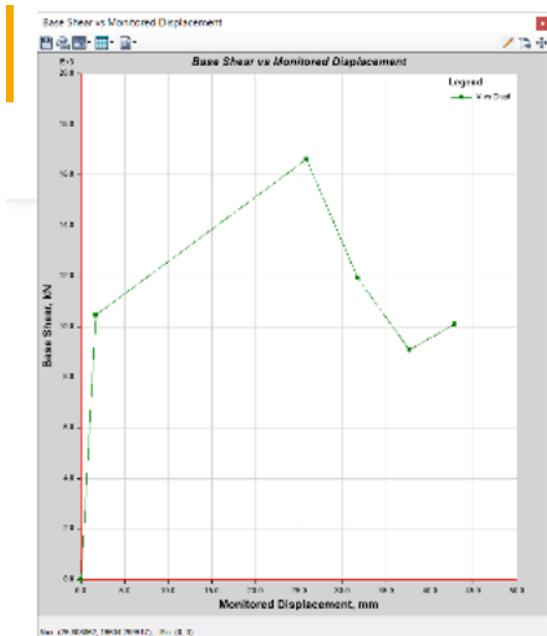


Figura C3.1-26 Relación de cortante basal - deriva del primer nivel

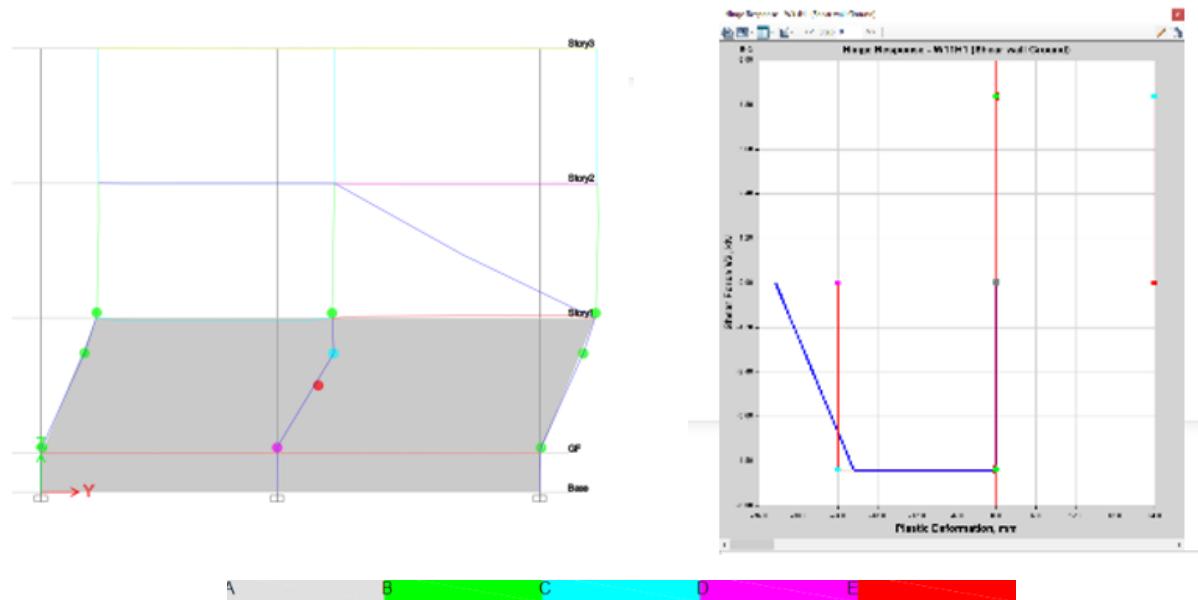


Figura C3.1-27 Mecanismo de rótulas - Eje 1

Figura C3.1-28 Respuesta de rótula – Pared de C/R

(ii) Tercer nivel

La Figura C3.1-29 muestra la curva de cortante basal – deriva del primer nivel, la Figura C3.1-30 el mecanismo de rótulas y la Figura C3.1-31, la respuesta de rótulas de la pared laminación con ferrocemento.

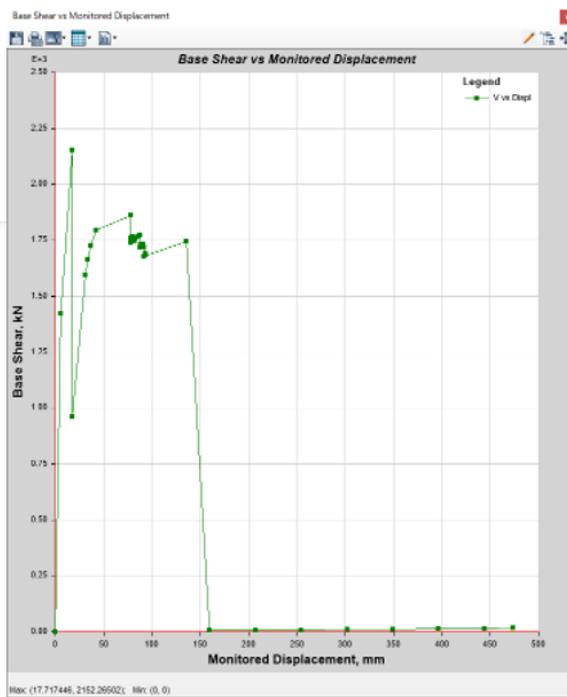


Figura C3.1-29 Relación cortante basal - deriva de entrepiso del tercer nivel

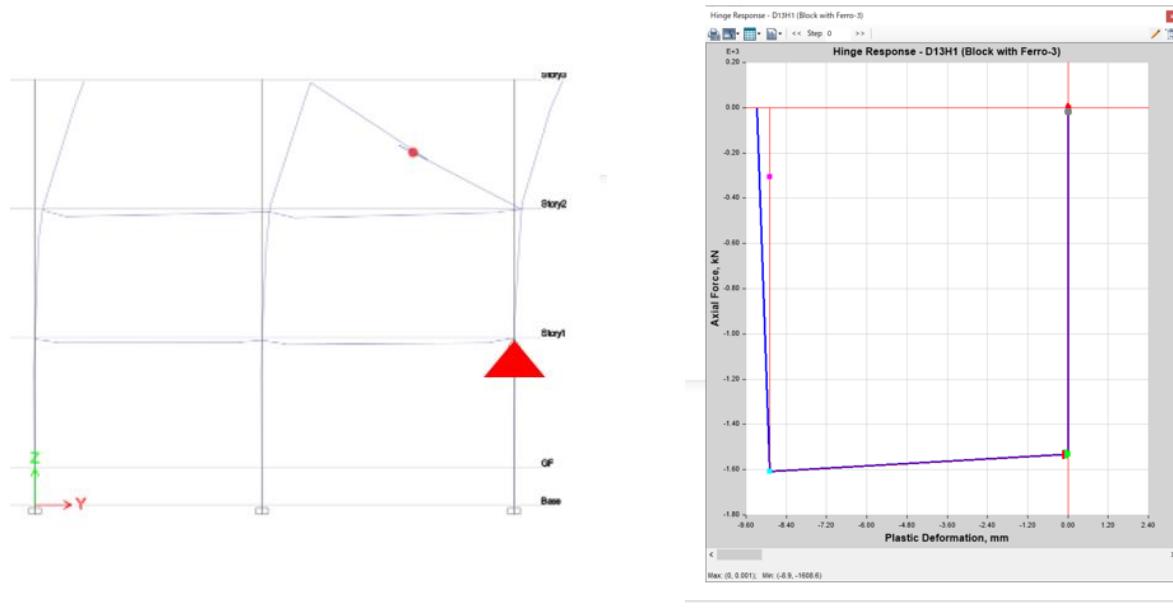


Figura C3.1-30 Mecanismo de rótulas - Eje B

Figura C3.1-31 Respuesta de rótula – Pared de laminación con ferrocemento

C3.1.4. Valoración sísmica

C3.1.4.1. Dirección X

El punto de desempeño en la dirección X, el cual es la intersección y la curva de capacidad y la curva de demanda sísmica reducida, se obtuvo como se muestra en la Figura C3.1-32. Por lo que, el desempeño sísmico del edificio, en esta dirección, se considera satisfactorio.

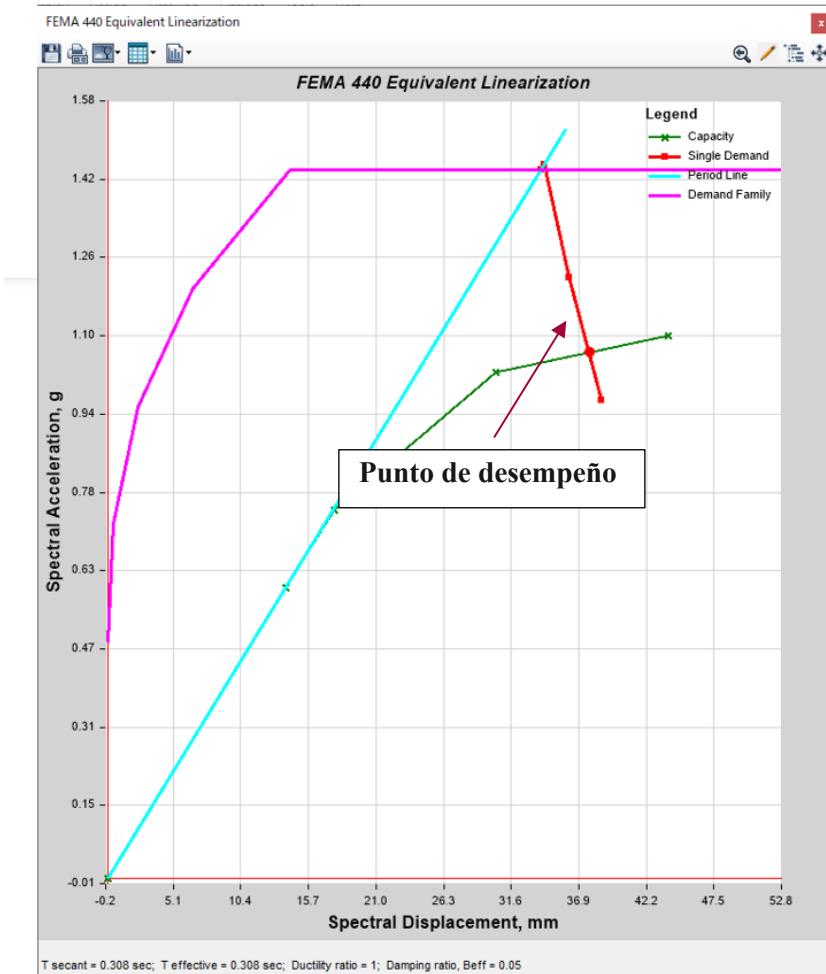


Figura C3.1-32 Punto de desempeño – Dirección X

C3.1.4.2. Dirección Y

El punto de desempeño en la dirección Y, el cual es la intersección y la curva de capacidad y la curva de demanda sísmica reducida, se obtuvo como se muestra en la Figura 3.1-33. Por lo que, el desempeño sísmico del edificio, en esta dirección, se considera satisfactorio.

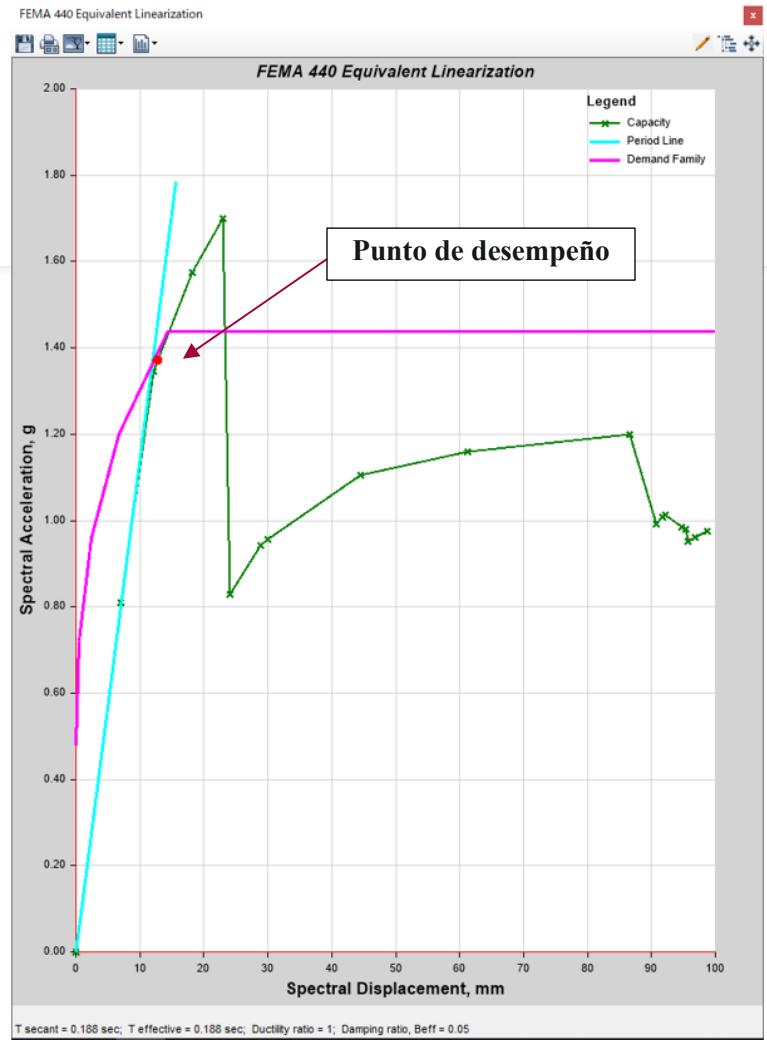


Figura 3.1-33 Punto de desempeño - Dirección Y

C3.2. Análisis estático no lineal 2 (Método de los coeficientes de desplazamiento CM)

C3.2.1. Principios de reforzamiento sísmico y esquema general del edificio con reforzamiento

Referirse a C2.1 o C3.2.1.

C3.2.2. Condiciones de cálculo

Referirse a C2.2 o C3.2.2.

C3.2.3. Resultados de análisis Pushover

Referirse a C2.3 o C3.2.3.

C3.2.4. Valoración sísmica

C3.2.4.1. Metodología

La metodología aplicada para el método de los coeficientes de los desplazamientos se introduce en el Capítulo 5, en su sección 5.4.2 del Manual de Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado. Sin embargo, como la metodología de cálculo de esta sección se basa en ASCE 41-13, el procedimiento utilizado es el siguiente.

Primeramente, se determina un Desplazamiento Objetivo para este procedimiento estático no lineal, denominado δ_t , en cada nivel, de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad \text{Ec. 7-28}$$

Ec. 7-28, de ASCE 41-13.

Donde:

S_a = Aceleración espectral de respuesta en el período fundamental efectivo y el cociente de amortiguamiento del edificio en la dirección bajo consideración, como se calculó en las secciones 2.4.1.

g = Aceleración de la gravedad.

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema SDOF al desplazamiento del nivel de techo de un sistema MDOF, calculado mediante la Tabla 7-5 de ASCE 41-13.

C_1 = Factor de modificación para relacionar los máximos desplazamientos inelásticos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal. Para períodos inferiores a 0.2s, es necesario que C_1 sea superior al valor en $T = 0.2s$. Para períodos superiores a $T = 1.0s$, se tomará como $C_1 = 1.0$.

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

Donde:

a = Factor de clase de sitio

$a = 130$ para clases de sitio A o B

$a = 90$ para clases de sitio C

$a = 60$ para clases de sitio D, E o F.

T_e = Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada-

$\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia de fluencia, calculado a partir de la ecuación 7-31 de ASCE 41-13. No se permite el uso análisis estático no lineal cuando $\mu_{strength}$ supera a μ_{max} , según lo establecido en la sección 7.3.2.1 de ASCE 41-13.

C_2 = Factor de modificación que representa la forma de “pinzamiento” de la curva de histéresis, la degradación cíclica de la rigidez y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo. Para períodos superiores a $T = 0.7s$, $C_2 = 1.0$.

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

Ec. 7-30 – ASCE 41-13

El factor $\mu_{strength}$ se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

Ec. 7-31 de ASCE 41-13

Donde:

V_y = Resistencia de fluencia del edificio bajo la dirección de análisis calculada a partir de los resultados del análisis estático no lineal para la curva no lineal idealizada de fuerza-desplazamiento construida para el edificio, de acuerdo con la Sección 7.4.3.2.4 de ASCE 41-13.

W = Peso sísmico efectivo, calculado a partir de la Sección 7.4.1.3.1 de ASCE 41-13.

C_m = Factor de masa efectiva, tomado de la Tabla 7-4 de ASCE 41-1. Alternativamente, se permitirá que C_m sea tomado como el factor de participación de masa modal efectivo calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de valores propios. $C_m = 1.0$ siempre y cuando el período fundamental es $T > 1.0$.

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.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings Any Load Pattern
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
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.

C3.2.4.2. Dirección X

La curva Sa-Sd mostrada en la Figura C3.2-1 se utiliza para el análisis mediante el método de los coeficientes CM, donde el procedimiento de cálculo llevado a cabo se muestra a continuación.

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

C_0 : en caso de que se utilice el desplazamiento espectral (S_d), $C_0 = 1.0$

C_1 : máximo cociente de desplazamiento

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

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

Donde:

$S_a = 1.44$: aceleración espectral requerida.

$V_y/W = 0.99$ de acuerdo con la Figura C3.2-1.

$C_m = 1.0$ en el caso se utilice el desplazamiento espectral (S_d)

Retomando $\mu_{strength}$

$$\mu_{strength} = \frac{1.44}{0.99} \cdot 1.0 = 1.45$$

Para C_1

$a = 90$ considerando una clase de sitio C.

$$T_e^2 = \frac{4\pi^2}{S_a/S_d} = \frac{4\pi^2}{0.99/23.6/9800} = 0.0960 s^2$$

$$T_e = 0.31 s$$

Retomando C_1

$$C_1 = 1 + \frac{1.45 - 1}{90 \cdot 0.31^2} = 1 + \frac{0.45}{5.76} = 1 + 0.078 = 1.078$$

C_2 : ajuste debido a la degradación cíclica.

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

$$C_e = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1.45 - 1}{0.31} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot 2.104 = 1 + 0.00263 = 1.00263$$

Calculando desplazamiento objetivo

$$\delta_t = 1.0 \times 1.078 \times 1.00263 \times 1.44 \times 9800 \times \frac{0.31^2}{4\pi^2} = 1.08 \times 34.3$$

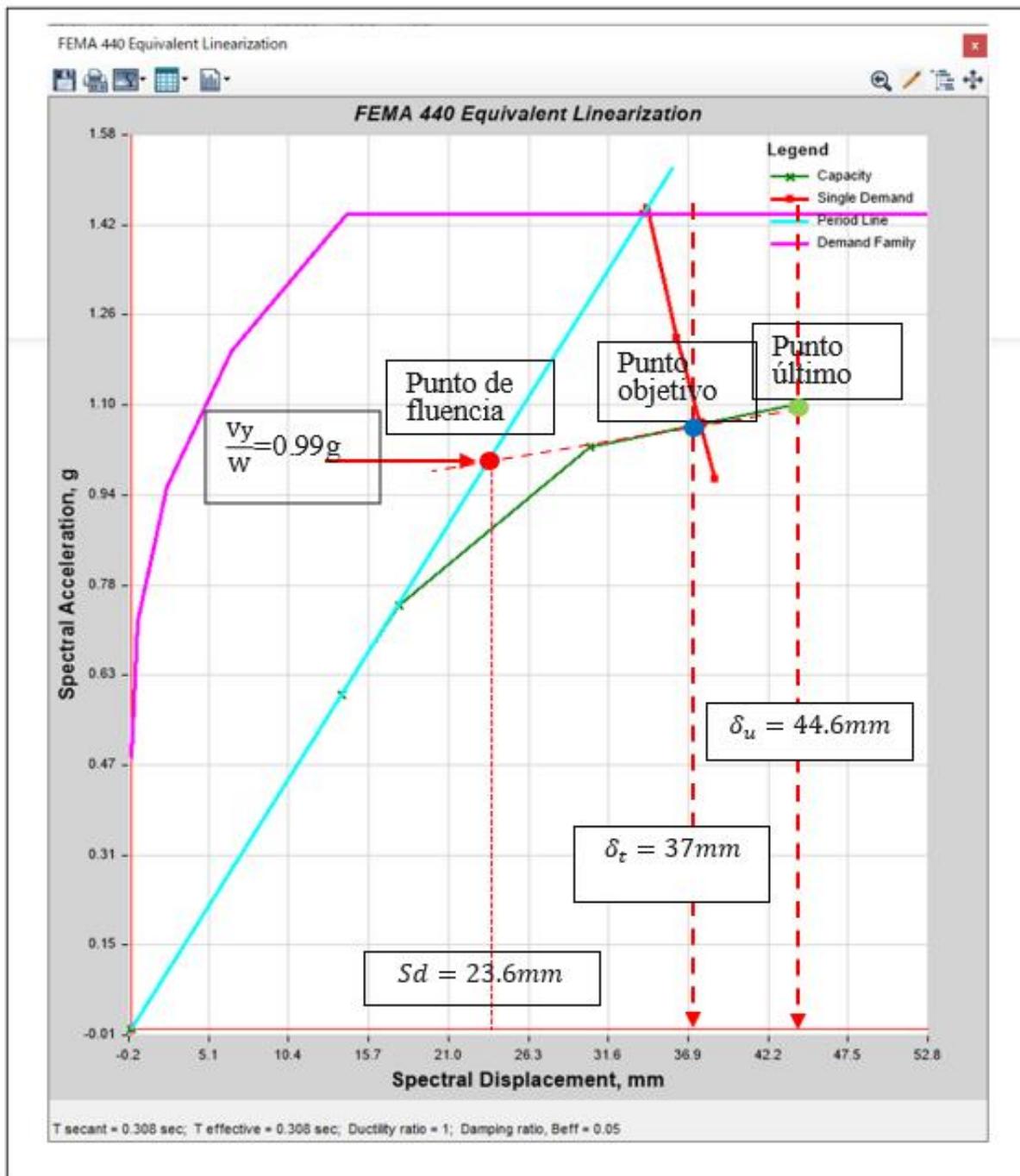
$$\delta_t = 37.0 \text{ mm}$$

Calculando desplazamiento último

$$\delta_u = 44.6 \text{ mm} \text{ (a partir de la Figura C3.2-1)}$$

$$\therefore \delta_t < \delta_u \text{ ¡OK!}$$

La capacidad sísmica última satisface la capacidad sísmica requerida.

Figura C3.2-1 Curva S_a – S_d (dirección X)

C3.2.4.3. Dirección Y

La curva Sa-Sd mostrada en la Figura C3.2-2 se utiliza para el análisis mediante el método de los coeficientes CM, donde el procedimiento de cálculo llevado a cabo se muestra a continuación.

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

C_0 : en caso de que se utilice el desplazamiento espectral (S_d), $C_0 = 1.0$

C_1 : máximo cociente de desplazamiento

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

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

Donde:

$S_a = 1.44$: aceleración espectral requerida.

$V_y/W = 1.37$ de acuerdo con la Figura C3.2-2.

$C_m = 1.0$ en el caso se utilice el desplazamiento espectral (S_d)

Retomando $\mu_{strength}$

$$\mu_{strength} = \frac{1.44}{1.37} \cdot 1.0 = 1.05$$

Para C_1

$a = 90$ considerando una clase de sitio C.

$$T_e^2 = \frac{4\pi^2}{S_a/S_d} = \frac{4\pi^2}{1.37/12.4/9800} = 0.0364 s^2$$

$$T_e = 0.19 s$$

Retomando C_1

$$C_1 = 1 + \frac{1.05 - 1}{90 \cdot 0.19^2} = 1 + \frac{0.05}{3.24} = 1 + 0.015 = 1.015$$

C_2 : ajuste debido a la degradación cíclica.

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

$$C_e = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1.05 - 1}{0.19} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot 0.069 \approx 1.00$$

Calculando desplazamiento objetivo

$$\delta_t = 1.0 \times 1.015 \times 1.00 \times 1.44 \times 9800 \times \frac{0.19^2}{4\pi^2} = 1.015 \times 12.9$$

$$\delta_t = 13.0 mm$$

Calculando desplazamiento último

$$\delta_u = 22.2 mm \text{ (a partir de la Figura C3.2-2)}$$

$$\therefore \delta_t < \delta_u \text{ ¡OK!}$$

La capacidad sísmica última satisface la capacidad sísmica requerida.

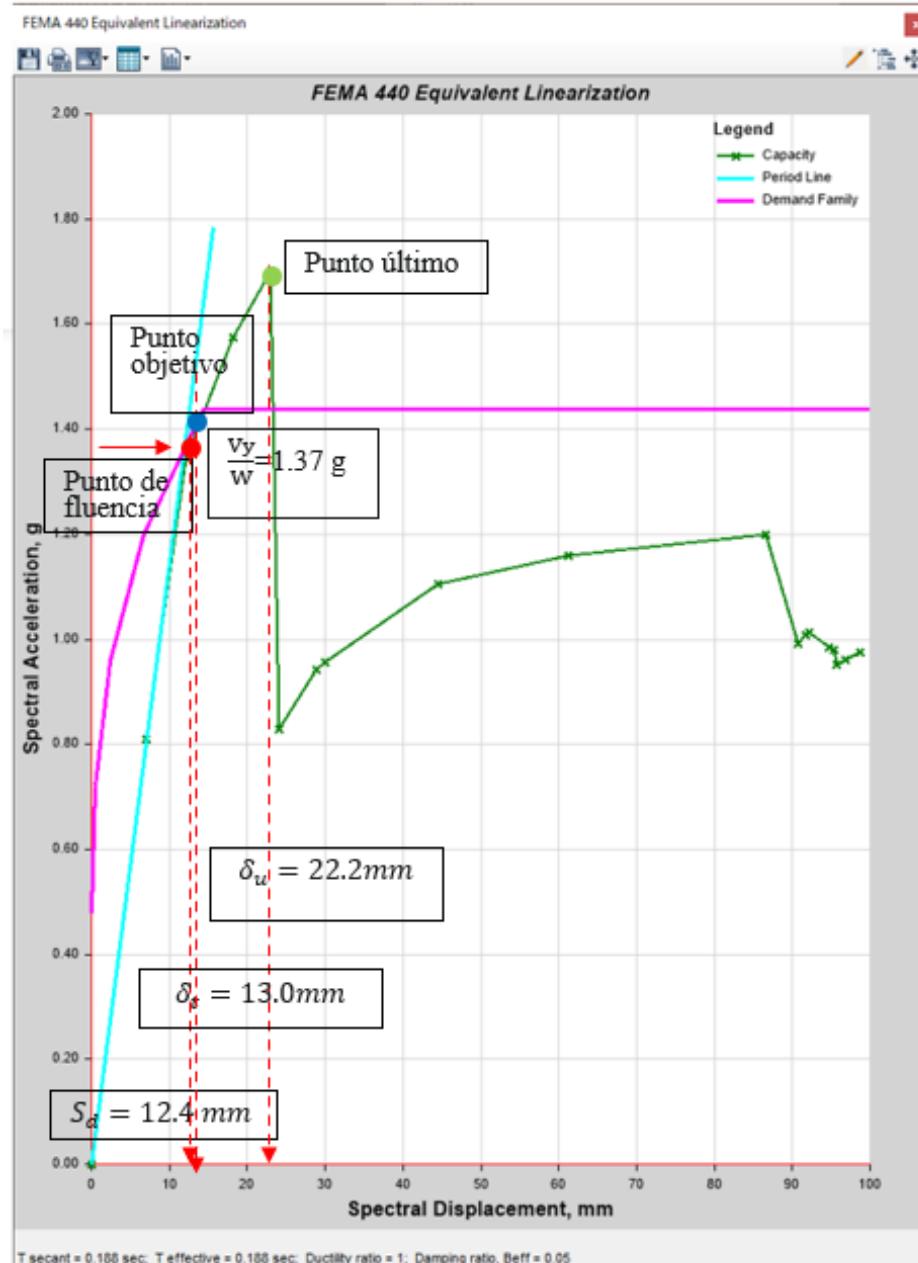


Figura C3.2-2 Curva $S_a - S_d$ (dirección Y)

Referencias

- [1] Technical Guideline for SEIMIC EVALUATION of Existing Reinforced Concrete Buildings in Bangladesh for Extended Application of PWD Seismic Evaluation Manual. The University of Tokyo, Japan and Housing and Building Research Institute, Bangladesh, June, 2022
- [2] Technical Guideline for SEIMICRETROFIT DESIGN of Existing Reinforced Concrete Buildings in Bangladesh for Extended Application of PWD Seismic Evaluation Manual. The University of Tokyo, Japan and Housing and Building Research Institute, Bangladesh, June, 2022
- [3] Manual for SEISMIC EVALUATION OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS, SECOND EDITION, Public Works Department, Bangladesh, November, 2021
- [4] Manual for SEISMIC RETROFIT DESIGN OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS, SECOND EDITION, Public Works Department, Bangladesh, November, 2021
- [5] Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), “Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001”(in Japanese)
- [6] Second report of results EXPERIMENTAL STAGE OF HOKYO, Technical Cooperation Project: “Strengthening of Capacities for the Evaluation and Seismic Strengthening of Buildings in the Metropolitan Area of San Salvador”, August 15th, 2023 Department of Structural Mechanics, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas.
- [7] D. Sen, M. Hassan, A. Dutu, M. Seki and M. Maeda,” SIMULATION OF LATERAL BEHAVIOUR OF UN-STRENGTHENED AND FERROCEMENT STRENGTHENED MASONRY INFILLED RC FRAME, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy, 30th June – 5th July, 2024.

Otras fuentes bibliográficas se citan en las referencias 1), 2), 3) y 4), por lo que no se incluyen aquí. Las referencias 1), 2), 3) y 4) pueden descargarse gratuitamente de los siguientes sitios web.

Ref. 1) & 2): <https://www.satamps-tsuib.net/post/a-virtual-seminar-for-the-provisional-draft-of-seismic-retrofit-guidelines-was-held>

Ref. 3) & 4): <https://ss.pwd.gov.bd/download>



<https://opamss.org.sv>

