

NSE 7.9

DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO CON MUROS DE DUCTILIDAD BAJA



Normas de Seguridad
Estructural para Guatemala
2018

Actualización 15/07/2020



**NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA
GUATEMALA**

NSE 7.9

**EDIFICACIONES
DE
CONCRETO REFORZADO
CON
MUROS DE DUCTILIDAD BAJA**

Edición 2018
Actualización 15/07/2020

**Normas de Seguridad Estructural para Guatemala
Edificaciones de Concreto Reforzado con Muros de Ductilidad Baja
NSE 7.9 Edición 2018**

Derechos reservados --

**© Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES
Proyecto desarrollado por AGIES por medio de la Dirección de Comités Técnicos**

Este proyecto ha sido parcialmente financiado para cubrir gastos de publicación y diseminación por Trocaire y por el Departamento de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Unión Europea, el cual proporciona asistencia a las víctimas de catástrofes naturales y conflictos fuera de las fronteras de la Unión Europea. La ayuda se brinda a las víctimas de manera imparcial, directo a las personas con más necesidad con independencia de su nacionalidad, religión, sexo, origen étnico o afiliación política.

El contenido técnico y opiniones expresados en este documento no reflejan de ninguna manera tecnología en uso ni opiniones de la Unión Europea, por lo que ésta no se hace responsable de la información que contiene este documento. Tampoco las otras organizaciones mencionadas.

La redacción, actualización y discusión de la Edición 2018 de estas normas ha sido posible por los aportes ad-honorem de tiempo de los miembros de los comités técnicos de AGIES y grupos revisores.

Nota de AGIES

Los aportes directos de nuestros patrocinadores se utilizan para diseminación de tecnología por medio de seminarios, mesas técnicas de trabajo, conferencias, cursos cortos, publicaciones colaterales y otros medios de difusión. Los aportes para impresión y publicación se reciben frecuentemente en especie.

La redacción de los documentos, la investigación bibliográfica o de campo y actividades relacionadas con la actualización y/o generación de textos, son aportadas por los miembros de los comités técnicos en su propio tiempo disponible. Ningún directivo de AGIES y ningún miembro de comités técnicos reciben emolumentos por parte de AGIES.

AGIES

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica

Edificio de los Colegios Profesionales de Guatemala
Cuarto Nivel
Zona 15, Ciudad de Guatemala 0115
Guatemala
Tel. (502) 5493-0807
www.agies.org

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) es una entidad privada no lucrativa, académica, gremial formativa, científica y cultural, que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines, así como el mejoramiento de los niveles docentes y profesionales en dichos campos, para el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo. Es una gremial adscrita al Colegio de Ingenieros de Guatemala.

Las Normas de Seguridad Estructural (NSE) están dirigidas a personas calificadas para comprender el significado y limitaciones de su contenido y sus recomendaciones, quedando bajo la responsabilidad de estas personas el uso de los criterios aquí establecidos. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica no asume ninguna responsabilidad, ni total, ni parcial, por el uso que se haga del contenido del presente documento y no será responsable de ningún daño, falla o pérdida derivada de la aplicación del mismo.

Los comentarios y sugerencias al presente documento deberán ser dirigidos al Comité Técnico de AGIES. Todas las personas, miembros o no de AGIES, están invitadas a colaborar con el mejoramiento del contenido de este y el resto de documentos que conforma las Normas de Seguridad Estructural.

NSE 7.9

**EDIFICACIONES
DE
CONCRETO REFORZADO
CON
MUROS DE DUCTILIDAD BAJA**

Edición 2018
Actualización 15/07/2020

RECONOCIMIENTO

Este documento ha sido elaborado por un comité de ingenieros bajo la supervisión de la Dirección de Comités Técnicos de AGIES.

Director Comités Técnicos

- Héctor Monzón Despang

Comité Redactor

- Ing. Jose Antonio Rodas
- Ing. Byron Paiz
- Ing. Daniel Cruz

Se agradece el aporte de comentarios

- Ing. Mario Rosada.
- Ing. Oscar Valdés
- Ing. Pedro Vizcaíno
- Ing. Alberto Monzón
- Ing. Erik Flores

Coordinación

- Inga. Lucia Mercedes Borja Ortiz
- Ing. Fernando Szasdi

Créditos

- Organización y Diseño: AGIES
- Diagramación: Nydia Monroy
- Foto de portada: Fernando Szasdi

TABLA DE CONTENIDO

PRÓLOGO

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

- 1.1 — General
 - 1.1.1 — Alcance de NSE 7.9
 - 1.1.2 — Diferencia con NSE 7.1
 - 1.1.3 — Aplicabilidad
- 1.2 — Sobre la filosofía técnica de estas disposiciones

CAPÍTULO 2

TERMINOLOGÍA Y SIMBOLOGÍA

- 2.1 — Terminología
 - 2.1.1 — Glosario
 - 2.1.2 — Términos de uso común en Guatemala
- 2.2 — Abreviaturas
- 2.3 — Simbología

CAPÍTULO 3

REFERENCIAS

- 3.1 — Documento principal de referencia
- 3.2 — Otros documentos de referencia

CAPÍTULO 4

SISTEMA ESTRUCTURAL

- 4.1 — Requisitos para poder utilizar muros tipo DB
- 4.2 — Materiales
- 4.3 — Cargas de diseño
- 4.4 — Desempeño Estructural
 - 4.4.1 — Tipo de sistema estructural
 - 4.4.2 — Respuesta sísmica post-elástica
 - 4.4.3 — Desplazamiento Lateral Unitario Máximo
 - 4.4.4 — Combinación de sistema estructural
 - 4.4.5 — Aislamiento sísmico
- 4.5 — Redundancia estructural
 - 4.5.1 — Área mínima de muros DB
 - 4.5.2 — Participación de muros individuales
- 4.6 — Ruta de las cargas
 - 4.6.1 — Estructuración ortodoxa
 - 4.6.2 — Transferencias permitidas por flexión y corte
 - 4.6.3 — Transferencias en estructuras sísmicamente aisladas

CAPITULO 5

CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

- 5.1 — General
- 5.2 — Viento
- 5.3 — Sismo
 - 5.3.1 — Sismicidad y Nivel de Protección Sísmica
 - 5.3.2 — Categoría de Obra
 - 5.3.3 — Espectro sísmico del sitio
- 5.4 — Combinaciones de carga

CAPITULO 6

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- 6.1 — Modelo Analítico
- 6.2 — Modificación de rigideces
- 6.3 — Métodos de análisis

CAPÍTULO 7

LOSAS

- 7.1 — Norma de diseño
- 7.2 — Deflexiones

CAPÍTULO 8

DINTELES Y SILLARES

- 8.1 — Dinteles
 - 8.1.1 — Definición
 - 8.1.2 — Desacoplamiento de dinteles
 - 8.1.3 — Acoplamiento – decisión calculada
 - 8.1.4 — Dinteles en edificaciones menores
- 8.2 — Sillares
 - 8.2.1 — Definición
 - 8.2.2 — Desacoplamiento de sillares
 - 8.2.3 — Estabilidad de sillares
 - 8.2.4 — Sillares en edificaciones menores

CAPÍTULO 9

VIGAS Y VIGUETAS

- 9.1 — Geometría
- 9.2 — Función de vigas y viguetas
- 9.3 — Refuerzo

CAPÍTULO 10

COLUMNAS Y MARCOS

- 10.1 — Alcance
- 10.2 — Puntales simples y marcos colaterales
- 10.3 — Puntales de transferencia

CAPÍTULO 11

MUROS

- 11.1 — General
 - 11.1.1 — Alcance
 - 11.1.2 — Nomenclatura
 - 11.1.3 — Geometría de las secciones de muros
 - 11.1.4 — Espesor mínimo
 - 11.1.5 — Proporción alto a largo
 - 11.1.6 — Interconexiones
- 11.2 — Pandeo
 - 11.2.1 — Notación específica
 - 11.2.2 — Espesor mínimo por pandeo elástico
 - 11.2.3 — Espesor mínimo por pandeo post-elástico
- 11.3 — Flexo-compresión (y flexo-tracción)
 - 11.3.1 — Cálculo de capacidad
 - 11.3.2 — Resistencia
 - 11.3.3 — Aberturas y ductos en muros
- 11.4 — Verificación de Ductilidad
 - 11.4.1 — Ductilidad requerida
 - 11.4.2 — Métodos de comprobación
 - 11.4.3 — Comprobación simplificada - secciones con aletones
 - 11.4.4 — Comprobación simplificada - secciones en general
 - 11.4.5 — Comprobación simplificada - elementos finitos
 - 11.4.6 — Método alterno del Eje Neutro
- 11.5 — Confinamiento de bordes
 - 11.5.1 — Aplicación
 - 11.5.2 — Espesores mínimos
 - 11.5.3 — Longitud y localización de bordes
 - 11.5.4 — Refuerzo de confinamiento
- 11.6 — Cantidades límite de refuerzo longitudinal
 - 11.6.1 — Nomenclatura
 - 11.6.2 — Cuantía Mínima
 - 11.6.3 — Cuantía Máxima
 - 11.6.4 — Espaciamiento máximo del refuerzo
- 11.7 — Diseño por Corte
 - 11.7.1 — Nomenclatura
 - 11.7.2 — Capacidad, resistencia y demanda
 - 11.7.3 — Capacidad nominal en corte
 - 11.7.4 — Demanda cortante para diseño
 - 11.7.5 — Límites máximos de capacidad cortante
 - 11.7.6 — Verificación de cortante por fricción

CAPÍTULO 12

DIAFRAGMAS HORIZONTALES

- 12.1 — General
- 12.2 — Manejo de Esfuerzos
- 12.3 — Estimación de esfuerzos
- 12.4 — Elementos colectores

CAPÍTULO 13

CIMENTOS

CAPÍTULO 14

OPCIÓN DE DUCTILIDAD REDUCIDA

- 14.1 — General
 - 14.1.1 — Alcance
 - 14.1.2 — Reducción de Ductilidad
- 14.2 — Espesores de pared
 - 14.2.1 — Espesor mínimo
 - 14.2.2 — Pandeo elástico
 - 14.2.3 — Pandeo post-elástico
- 14.3 — Dinteles y sillares
- 14.4 — Verificación de Ductilidad
 - 14.4.1 — Con secciones prismáticas
 - 14.4.2 — Con esfuerzos por elementos finitos
 - 14.4.3 — Método alterno del eje neutro
- 14.5 — Diseño por Corte

CAPÍTULO 15

MUROS DE DUCTILIDAD DISEÑADA (DD)

- 15.1 — Alcance
- 15.2 — Valores de R y Ω_r
- 15.3 — Ductilidad de desplazamiento
- 15.4 — Espesor de muros
- 15.5 — Diseño por Corte

CAPÍTULO 16

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

CAPÍTULO 17

TECHOS FLEXIBLES

CAPÍTULO 18

MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

CAPÍTULO 19

REQUERIMIENTOS PARA EL CONCRETO

- 19.1 — Requisitos generales
 - 19.1.1 — Material
 - 19.1.2 — Vibrado del concreto
- 19.2 — Concreto
 - 19.2.1 — Resistencias de diseño
 - 19.2.2 — Concretos de alta fluidez

CAPÍTULO 20

REQUERIMIENTOS PARA EL REFUERZO

- 20.1 — Tipo de refuerzo
 - 20.1.1 — General
 - 20.1.2 — Uso de refuerzo A706 y opción A615
 - 20.1.3 — Uso de refuerzo A1064
 - 20.1.4 — Uso de mallas electro-soldadas
- 20.2 — Traslapes y anclajes
- 20.3 — Recubrimientos
 - 20.3.1 — Recubrimientos básicos
 - 20.3.2 — recubrimientos alternos
 - 20.3.3 — Recubrimientos en condiciones especiales

CAPÍTULO 21

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD

- 21.1 — Reducción para flexión
- 21.2 — Reducción para flexo-compresión
- 21.3 — Reducción para cortante
- 21.4 — Reducción por aplastamiento

CAPÍTULO 22

INSTALACIONES

- 22.1 — Aspectos Generales
- 22.2 — Tuberías dentro de muros y losas
- 22.3 — Tableros e insertos mayores

ANEXO A

DIAGRAMAS DE FLUJO -- DISEÑO DE MUROS

- A-1 — Método de Esfuerzos
- A-2 — Método del Eje Neutro
- A-3 — Método de $p_{máx}$
- A-4 — Revisión de Cortante
- A-5 — Método de Ductilidad

ANEXO B

MANEJO DE RUTAS INDIRECTAS DE CARGA

- B.1 — Cantidad de muros
- B.2 — Corrimientos en plano del muro
- B.3 — Distribución en planta de muros continuos
- B.4 — Irregularidades en elevación

PRÓLOGO

EL DILEMA DE LA BAJA DUCTILIDAD

Edificaciones de múltiples pisos estructuradas con paredes delgadas de concreto, muchas veces con una sola malla de refuerzo, han incursionado en la práctica constructiva local bajo el incentivo de que permiten recortar costos constructivos.

No obstante, tienen una importante limitación: las paredes de soporte tienen baja ductilidad y de llegar a ser esforzadas más allá de ciertos límites durante un sismo intenso podrían tener un desempeño frágil de falla súbita, a menos que se tomen precauciones apropiadas en cuanto al manejo de esfuerzos, manejo de ductilidad inherente o por diseño y manejo de redundancia estructural.

La práctica ortodoxa actual, en regiones sísmicas, es apartarse de elementos de concreto reforzado frágiles o poco dúctiles que carezcan de capacidad para desempeñarse satisfactoriamente cuando ha sido superada su capacidad elástica y su limitada capacidad post-elástica. Desafortunadamente, ésta es una limitación innegable de las paredes sin refuerzo de confinamiento transversal, especialmente aquellas con una sola malla de refuerzo.

Como ejemplo, en Chile, en 2010, hubo numerosas instancias de mal desempeño de muros sin confinamiento transversal, aun con dos mallas de refuerzo.

Entonces ¿por qué abordar la baja ductilidad en regiones altamente sísmicas como Guatemala? Más aún ¿por qué tratar de ofrecer normativas al respecto? Porque se considera que hay situaciones donde cabe considerar baja ductilidad a pesar de la sismicidad. (El mismo ACI 318, que es el reglamento de concreto reforzado adoptado por la NSE 7.1, acepta algunas de esas condiciones para muros, pero en segundo plano, entre líneas).

UNA NORMA PARA ESTRUCTURAS E2-DB

Varios sectores han venido instando a AGIES a presentar una norma que considere estructuras de ductilidad baja por lo apuntado en el primer párrafo de este prólogo. En consecuencia AGIES reunió el Comité Técnico que presenta este documento que se identifica como NSE 7.9.

Únicamente se consideran estructuras de concreto reforzado definidas en NSE 3 como de tipo E2, ensambles estructurales de muros y losas en los cuales los muros resisten la totalidad de las eventuales cargas sísmicas. Se considera que los sistemas E2 son los únicos que toleran el uso de baja ductilidad bajo amenaza sísmica significativa. De allí la designación E2 BD.

Es oportuno puntualizar aquí que NSE 7.9 no intenta “promover” la Ductilidad Baja per se. Esta norma la acepta explícitamente bajo ciertas condiciones. En cuanto alguna de las condiciones que hacen aceptable la condición DB no se satisface, NSE 7.9 estipula incorporar ductilidad en el diseño estructural del sector de la estructura que lo requiere. Adicionalmente NSE 7.9 es más bien severa al tratar la capacidad cortante; la carencia de capacidad cortante promueve fallas frágiles.

EXAMINANDO LA BAJA DUCTIIDAD

La realidad es que el desempeño de muros delgados densa y redundantemente desplegados en edificios de múltiples pisos, pero con una sola malla de refuerzo, tales como los que se han empezado a utilizar en varios lugares de Latinoamérica, no ha pasado aún la prueba de un sismo de gran intensidad (aceleraciones pico superiores a 0.40 g). A primera vista, cabría esperar un desempeño inferior al de los casos habidos en Chile dado que allá los muros tenían mayor espesor y dos mallas. Consecuentemente, cabe preguntarse, si dados esos antecedentes, es apropiado emplear indiscriminadamente esas paredes delgadas, sin ningún confinamiento, en un país tan sísmico como Guatemala.

En réplica inicial puede argumentarse que la mampostería reforzada tiene esencialmente las mismas limitaciones de falta de confinamiento transversal y sí es aceptada como un sistema sismo-resistente válido. Entonces ¿qué hace “válida” y aceptable a la mampostería reforzada apropiadamente configurada? Y por extensión: ¿Habrán condiciones que puedan validar el uso de paredes de concreto sin confinamiento?

La respuesta básica parece ser limitar los esfuerzos axiales y proporcionar redundancia de muros de soporte. Es bien sabido que altos esfuerzos axiales reducen y aún anulan la limitada ductilidad inherente del concreto sin refuerzo confinante. Bajos esfuerzos axiales promueven un mejor desempeño sísmico. También es muy importante limitar los esfuerzos de corte y sobre todo promover que la cedencia de las paredes se inicie por flexión.

Paulay y Priestley (1992) han abordado a profundidad el tema de la ductilidad limitada. En la Sección 8.4 del documento referido se argumenta que la dimensión y cantidad de paredes en algunas edificaciones está dictada por razones funcionales más que estructurales. Por lo tanto, cuando se da el caso de capacidad holgada por la cantidad de muros, se puede entrar a considerar un detallado de muros de ductilidad limitada (que en esta norma se han denominado “de ductilidad baja” para eludir eufemismos). Sin embargo, el texto de P&P 92 no ofrece carta blanca para utilizar indiscriminadamente ductilidad baja; por el contrario, se ofrecen las herramientas para que el ingeniero pueda demostrar que la baja ductilidad es tolerable. Adicionalmente, la conclusión del texto referido es enfática: carencias en la capacidad cortante y de refuerzo cortante en muros, especialmente los de baja ductilidad promueven agrietamientos diagonales concentrados en etapas

tempranas de carga sísmica más difíciles de reparar (opuesto a fisuras más finas y distribuidas).

LIMITACIÓN DE ESFUERZOS

La posibilidad de utilizar muros de baja ductilidad dependerá del control de esfuerzos y una buena organización estructural (suficientes muros bien distribuidos). Esta norma incorpora métodos alternativos de análisis y diseño, unos más simples, otros más elaborados pero que permiten llegar más lejos. Característicamente, para edificaciones de numerosos niveles sobre muros, esta norma permitirá baja ductilidad en pisos superiores y probablemente requerirá detalles dúctiles en pisos inferiores. ACI 318 parte de incorporar ductilidad y permite rebajarla al disminuir esfuerzos. NSE 7.9 parte de suponer baja ductilidad y la incrementa en donde se haga necesario y además tiene algunas condiciones mínimas más liberales. ACI 318 incursiona más en el rango post-elástico; NSE 7.9 permanece más en el rango elástico. Cuál convenga más depende de la configuración estructural. Si la cantidad de paredes es abundante, regida por la función, podrá convenir la NSE 7.9. Si el área de soportes es más reducida y se requiere manejar esfuerzos más altos, entonces podrá convenir ACI 318.

VENTAJAS DE SISTEMAS E2

Deben puntualizarse las ventajas de los sistemas E2 en general, sean de alta o baja ductilidad, principalmente ante sistemas E1 estructurados a partir de marcos viga-columna. Los sistemas E2 tienen derivas sísmicas menores; sobre todo los sistemas de ductilidad baja, en que la deriva permisible máxima se limita a la mitad de lo estipulado para la generalidad de sistemas estructurales. Ello implica menor expectativa de daños colaterales. Naturalmente, permanece la expectativa de daño a la estructura (a la cual tampoco son indemnes otros sistemas estructurales).

El uso de aisladores sísmicos, cada día más asequibles, seguramente terminará de asentar las preocupaciones con los sistemas de ductilidad baja. El uso de aisladores aún no está contemplado en la presente edición de NSE 7.9.

NSE 7.9 2018 Edición ß

Por lo anterior, es importante contar con un documento normativo para estructuras E2-DB. El Comité AGIES 7.9, tras una investigación de la información teórica y experimental disponible, propone la presente edición de la Norma NSE 7.9. Consideramos que se ha logrado que prevalezcan los criterios de salvaguarda a la vida sobre prioridades absolutas de minimización de costos. Consideramos que lo propuesto no impide las ansiadas reducciones de costos, aunque no necesariamente se ofrece la minimización absoluta de costos estructurales. La seguridad a largo plazo de los bienes tiene un precio.

Plantear programas de seguimiento al estira y afloja de la alta y baja ductilidad, incluyendo ampliación de información técnica disponible, discusión de metodologías propuestas y ensayos de laboratorio es el siguiente objetivo del Comité.

Concurrentemente, está en marcha en AGIES la producción de literatura de alcance más generalizado sobre el desempeño sísmico de diversos sistemas de edificación para fomentar un público informado.

Ésta es una **Edición Beta** que presupone un tiraje adecuado de ejemplares para que el documento se pueda empezar a utilizar y AGIES pueda recibir en el corto plazo observaciones para mejoras o señalamientos de errores u omisiones durante el período de tiempo indicado en la contra-portada del documento.

El Comité NSE 7.9 espera que pueda convertirse en una herramienta útil en el medio.

Comité Técnico NSE 7.9

CAPÍTULO 1 — INTRODUCCIÓN

1.1 — General

1.1.1 — Alcance de NSE 7.9

(a) La Norma de Seguridad Estructural NSE 7.9 cubre edificaciones de concreto reforzado cuyo sistema resistente gravitacional y de cargas laterales incorpora muros de baja ductilidad que, siempre y cuando satisfagan ciertos límites de esfuerzos, se les permite no llenar todos los requisitos del concreto reforzado de alta ductilidad estipulados por las provisiones sísmicas de la NSE 7.1.

(b) No obstante, si los muros exceden las limitaciones de esfuerzos que permiten utilizar la condición de baja ductilidad, deberán entonces llenar requisitos de alta ductilidad. La norma incluye varios procedimientos para verificar los límites de esfuerzos y las condiciones de ductilidad; también incluye provisiones para incrementar ductilidad que son análogas o iguales, según el caso, a las de la NSE 7.1.

Comentario 1.1.1

En general, en edificaciones de muchas plantas, habrá muros portantes de alta ductilidad en los pisos inferiores mientras que los muros de baja ductilidad estarán en pisos superiores. Dependiendo de la particular configuración de la edificación muros de diferentes ductilidades podrán estar entremezclados. La norma NSE 7.9 no prescribe limitaciones de número de pisos o de máximo número de pisos de baja ductilidad. El tipo de muro a utilizar en cada caso dependerá del régimen de esfuerzos de cada elemento portante.

1.1.2 Diferencia con NSE 7.1 — La diferencia principal con la NSE 7.1 estriba en que se puntualizan condiciones que permiten aceptar el uso de paredes de baja capacidad post-elástica en el sistema portante de la estructura. La NSE 7.9 permite utilizar como estructura portante principal muros estructurales definidos como Muros de Ductilidad Baja (DB), aún para Niveles de Protección C, D y E, siempre que satisfagan los requisitos estipulados en esta norma que permiten prescindir de varias de las prescripciones estándar de ductilidad contenidas en la Norma NSE 7.1 para regiones sísmicas.

Comentario 1.1.2

En las configuraciones usuales de las edificaciones cubiertas por esta norma, los muros son típicamente numerosos y de poco espesor. El poco espesor de los muros impide confinarlos convenientemente. La confiabilidad postelástica de los muros depende de bajas presiones (en las cuales el concreto tiene menor fragilidad) y se depende también de la redundancia derivada de gran número de elementos portantes.

1.1.3 Aplicabilidad — La NSE 7.9 es una norma por excepción. En general se aplicarán los requerimientos para concreto reforzado estándar prescritos por la NSE 7.1. No obstante, se permitirá aplicar las excepciones específicamente contenidas aquí a las edificaciones de interés.

1.2 — Sobre la filosofía técnica de estas disposiciones

(a) Las estructuras de concreto reforzado de ductilidad baja, al depender menos del comportamiento post-elástico deberían sufrir un agrietamiento menor con sismos frecuentes. Sin embargo, debe recordarse que la tecnología actual en ingeniería sismo-resistente no produce edificaciones invulnerables al amplio abanico de posibles intensidades sísmicas; la intención expresa de esta tecnología es proteger la vida de los ocupantes de la edificación y la prevención de daños ocupa un segundo plano.

(b) Con la tecnología actual, la demanda post-elástica se inicia durante el sismo de diseño por norma, lo que significa que ya hay inicio de daño estructural bajo esa condición. Dado que el sismo para diseñar edificaciones para vivienda con menos de 300 ocupantes tiene una intensidad que es $2/3$ de la del sismo máximo creíble en la región, debe aceptarse que bajo sismos muy severos y extremos, las edificaciones pueden sufrir daños significativos al disipar la energía introducida a la estructura por el movimiento sísmico y de esta forma prevenir el colapso de la estructura (nominalmente, la probabilidad de colapso se sitúa en un 10 por ciento dada la ocurrencia del sismo extremo, cuya probabilidad nominal es a su vez 1 en 2500 por año). Es por ello que esta norma, si bien permite que muchos soportes tengan una capacidad de reserva post-elástica más reducida que las de otras estructuras de edificios, estipula cuándo y dónde deben utilizarse muros de soporte con ductilidades y capacidades post-elásticas mayores. No todo es baja ductilidad en esta norma; cuando es necesario requiere ductilidades más altas.

(c) La intención de esta norma es lograr una seguridad equivalente a la indicada en los incisos anteriores, no obstante la menor capacidad post-elástica de las estructuras DB. Se logra prescribiendo bajos esfuerzos, alta redundancia y suficiente ductilidad donde se hace necesario. Esta norma ha recurrido a información y criterios contenidos en literatura técnica reconocida, principalmente en las referencias enumeradas en el Capítulo 3.

Comentario 1.2

Una norma es un compendio de requisitos mínimos que intentan conducir a un nivel de seguridad estructural mínimo para los ocupantes de la edificación. No obstante, ninguna norma puede reemplazar el buen juicio del ingeniero estructural que podrá con entera libertad utilizar criterios más conservadores a los presentados en esta norma con el objeto de tratar de mejorar el desempeño sísmico.

FIN DEL CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2 — TERMINOLOGÍA Y SIMBOLOGÍA

2.1 — Terminología

2.1.1 — Glosario

- **Deriva piso a piso** — Es una medida unitaria del desplazamiento lateral que sufre una estructura durante un sismo. Es la suma de la deformación elástica y la post-elástica, divididas por la altura del piso. El objetivo de calcular las derivas es compararlas con límites empíricamente establecidos de deformación lateral máxima de la estructura cuando está sujeta al sismo de diseño.
- **Deriva global** — Para establecer la ductilidad de un tramo vertical de muro se utiliza la deriva global; es el cociente de dividir el desplazamiento lateral total del tramo de muro que se analiza entre la altura del tramo. Se puede calcular sobre la altura total del muro desde su base hasta su remate o se puede calcular desde una altura intermedia hasta el remate.
- **Malla de refuerzo electro-soldada** — El término comúnmente usado en Guatemala ha sido “electro-malla”. El término es comercial; término formal es “mallas electro-soldada”; una malla de refuerzo unida por medio de soldaduras.
- **Muros estructurales - Ductilidad Alta** — Son muros que cumplen con los requerimientos del Capítulo 18 del ACI-2014. Estos muros están supuestos a tener una elevada capacidad post-elástica. En la terminología usual estos muros se conocen como “muros especiales”.
- **Muros estructurales - Ductilidad Baja** — Son muros que cumplen con los requisitos del Capítulo 11 de esta norma. Se espera que estos muros tengan como mínimo una ductilidad de desplazamiento horizontal de 2.
- **Muros estructurales - Ductilidad por Diseño** — Son muros para los cuales el diseñador decide qué factor de reducción de respuesta “**R**” va a utilizar. En estos muros el diseñador verifica que, con el refuerzo que se está colocando en el muro, se logre el nivel de ductilidad de desplazamiento asociado al factor **R** utilizado. En ningún caso el factor **R** utilizado podrá ser mayor al factor **R** de los sistemas de ductilidad alta.
- **Marcos - Ductilidad alta** — Ensamblajes de vigas y columnas, de concreto reforzado o de acero estructural, en las que gran parte de la deformación provocada por sismos de intensidad significativa es absorbida por la estructura misma incursionando en rango post-elástico.

2.1.2 — Términos de uso común en Guatemala

- **Fundir concreto** — Proceso de colocación del concreto fresco en moldes que configuran la estructura y que contienen el armado de refuerzo.
- **Fisura** — Fracturas en el concreto cuyo ancho está controlado por el acero de refuerzo y es inferior a 0.4 mm.

Comentario 2.1.2-1

Las fisuras en el concreto armado deben considerarse normales y son inherentes al comportamiento esperado de este sistema constructivo.

- **Grieta** — Cuando las fracturas en el concreto exceden un ancho de 0.4 mm se definirán como grietas.

Comentario 2.1.2-2

Es de esperarse en el comportamiento normal del concreto reforzado que se generen algunas grietas mayores a 0.4 mm; sin embargo, si una proporción significativa de las fracturas excede este límite se pone en riesgo la durabilidad a largo plazo de la estructura por exposición del refuerzo a la intemperie.

- **Losa densa** — Es aquella losa en que el concreto llena la totalidad del espesor. También se le conoce como losa maciza porque no tiene vacíos provocados intencionalmente en su peralte.

2.2 — Abreviaturas

- ACI — American Concrete Institute
- AGIES — Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
- ASTM — American Society for Terting and Materials
- NSE — Normas de Seguridad Estructural (de AGIES)
- NTG — Normas Técnicas Guatemaltecas
- COGUANOR — Comisión Guatemalteca de Normas

2.3 — Simbología

- DA — Ductilidad Alta
- DD — Ductilidad Diseñada
- DB — Ductilidad Baja

FIN DEL CAPÍTULO 2

CAPÍTULO 3 — REFERENCIAS

3.1 — Documento principal de referencia

- Priestley M.J.N. "Ductility of Unconfined Masonry Shear Walls". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 14, No. 1, March 1981.

3.2 — Otros documentos de referencia

- Paulay T. and M.J.N. Priestley. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". John Wiley & Sons, Inc. 1992.
- Park R. and T. Paulay. "Estructuras De Concreto Reforzado". Editorial Limusa, S.A. México 1988.
- Rodas. José Antonio, "Manual Técnico AGIES DSE 7.9". Guatemala 2018.
- ACI-318-2014 "Building Code Requirements for Structural Concrete". American Concrete Insitute.
- TMS 402 / 602-2016. "Building Code Requirements for Masonry Structures", The Masonry Society -- www.masonrysociety.org Este documento reemplaza al anterior ACI 530 de American Concrete Institute, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers y The Masonry Society.

Comentario 3.1

Buena parte de la tecnología en estructuras de baja ductilidad se ha desarrollado para mampostería reforzada que es el otro sistema estructural de baja ductilidad. Aplican los mismos criterios básicos aunque las capacidades de los muros de concreto son mayores.

A primera vista las referencias principales, por su fecha de publicación, podrían parecer llegadas desde otro período tecnológico. El criterio no aplica a estos documentos clásicos de los neozelandeses R. Park, N. Priestley y T. Paulay. Por ejemplo, conceptos y propuestas sobre confinamiento variable de concreto en función de la presión axial, abordadas por ese grupo desde antes de los años 1980, no encontraron cabida en ACI 318 sino hasta 2014. Son los mismos conceptos básicos que están siendo empleados en esta norma.

FIN DEL CAPÍTULO 3

CAPITULO 4 — SISTEMA ESTRUCTURAL

4.1 — Requisitos para poder utilizar muros tipo DB

- (a) **Alcance** — Esta Norma de Seguridad Estructural aplica a edificaciones de varios pisos principalmente estructuradas con muros de concreto reforzado tipo DB, siempre y cuando cumplan con el Capítulo 11 de estas normas. De no cumplir esos requerimientos, los muros estructurales deberán ser Tipo DA.
- (b) **Acción de diafragma** — La estructura tendrá obligadamente entrepisos que deberán ser capaces de generar una acción de diafragma horizontal entre los muros portantes conforme al Capítulo 12 de estas normas.
- (c) **Tipo de diafragmas** — Para lograr la acción de diafragma los entrepisos serán losas de concreto reforzado fundidas en sitio. Las losas estarán configuradas conforme lo establecido en el Capítulo 7. Podrán ser planas, sistemas nervados o sistemas de viguetas prefabricadas que tengan loseta de concreto fundida en sitio.
- (d) **Simplificaciones** — La edificación podrá ser de uno o dos pisos en cuyo caso aplican algunas simplificaciones permitidas en el Capítulo 14.
- (e) **Techo** — El techo podrá ser una estructura flexible, aún en caso de nivel único, siempre que se cumpla con lo estipulado en el Capítulo 17.
- (f) **Vigas** — Las vigas, cuando haya, no podrán utilizarse como parte del sistema sismo-resistente, sino únicamente como soportes de carga gravitacional en los entrepisos, como se estipula en el Capítulo 9 con excepción de las vigas de transferencia mencionadas en el Inciso (c) de la Sección 4.6.2.
- (g) **Columnas y puntales** — Las columnas, cuando haya, no podrán utilizarse como parte del sistema sismo-resistente, sino únicamente como soportes de carga gravitacional, como se estipula en el Capítulo 10.
- (h) **Componentes que interfieren** — Los dinteles y los sillares tienden a interferir negativamente con el desempeño sísmico de los muros de baja ductilidad en edificios de varios pisos. Se atenderá lo estipulado en el Capítulo 8.
- (i) **Estructuras metálicas** — Sub-estructuras complementarias de acero estructural no podrán considerarse parte del sistema sismo-resistente. Les aplicará lo estipulado en NSE 7.5 para estructuras ordinarias.

- (j) **Variantes de sistema estructural** — Sistemas estructurales que no satisfagan la Sección 4.1 no se registrarán por la NSE 7.9 sino por la NSE 3 u otra NSE referida por la NSE 3.

Comentario 4.1

La protección contra sismos catastróficos de las estructuras que incorporan elementos portantes de baja ductilidad, como los permitidos en la Sección 4.1 depende en buena medida de la redundancia del conjunto; esta redundancia puede desarrollarse eficientemente cuando los elementos portantes están horizontalmente conectados entre sí en cada piso de la edificación. De allí el requerimiento en el inciso (c) de una losa o cuando menos una loseta continua fundida en sitio “con capacidad de actuar como diafragma”. Como se indica en el Capítulo 12, los esfuerzos en los diafragmas deberán ser verificados.

4.2 — Materiales

- (a) **Alcance** — Aplicarán los requerimientos de materiales permitidos en NSE 7.1 para concreto reforzado.
- (b) **Concreto** — Referirse al Capítulo 19 de esta norma.
- (c) **Acero de Refuerzo** — Referirse al Capítulo 20 de esta norma.

4.3 — Cargas de diseño

- 4.3.1** Referirse al Capítulo 5 de esta norma.

4.4 — Desempeño Estructural

4.4.1 Tipo de sistema estructural — Las edificaciones cubiertas por la NSE 7.9 constituyen, por definición, un Sistema E2, Sistema de Cajón, descrito en la Sección 1.6.3 de la NSE 3 con los atributos y limitantes establecidos en esta norma.

4.4.2 Respuesta sísmica post-elástica — El espectro sísmico elástico de sitio podrá reducirse para diseño sísmico en la medida que lo permita el factor de modificación de respuesta R indicado en la Tabla 4.4-1.

Comentario 4.4.2

El factor R es un recurso técnico semi-empírico para modelar (imitar) la capacidad post-elástica de un sistema estructural genérico; tiene dos componentes de tal forma que

$$R = R_d * R_{sr}$$

donde R_d es, conceptualmente, la componente que permite reducir la respuesta elástica tomando en cuenta la ductilidad del sistema estructural y R_{sr} es la componente que reconoce que los sistemas estructurales tienen una sobre-resistencia inherente que se origina por asignaciones de capacidad de los materiales consistentemente redondeadas hacia abajo, tanto en fabricación como en diseño, y en diseños que, al estar adecuadamente procesados, resultan consistentemente del lado conservador; el valor exacto de R_{sr} es incierto pero en la literatura técnica [FEMA], se ha considerado que es del orden de 2; esto permite que el modificador R tenga un valor un tanto superior a la ductilidad inherente real del sistema estructural. La sobre-resistencia inherente R_{sr} no debe confundirse con el factor Ω_r que se usa para incrementar la capacidad elástica de algún componente estructural; esto último se hace intencionalmente, en ciertas circunstancias, para evitar carencias dúctiles prematuras; en contraposición, R_{sr} es inherente al sistema estructural.

Tabla 4.4-1 — Factores para modelar respuesta sísmica

Sistema Estructural	Sección de referencia	R	Ω_r	C_d	Δ_u max
E2 - DB	Muros Ductilidad Baja Capítulo 11 de esta norma	4	2.5	4	0.01
E2 - DA	Muros Ductilidad Alta Capítulo 18 ACI 318-14	6	2.5	5	0.02

4.4.3 — Desplazamiento Lateral Unitario Máximo

(a) La deriva post-elástica Δ_u de cada piso en la estructura no deberá exceder 0.01.

$$\Delta_u = \Delta_y C_d \leq 0.01 \tag{4.4.3-1}$$

(b) La deriva que resulte del análisis sísmico elástico aplicando el espectro de diseño (ya dividido por R) se considerará la deriva al límite de fluencia Δ_y ; el factor C_d está especificado en la Tabla 4.4-1.

4.4.4 — Combinación de sistema estructural

(a) En caso de darse alguna combinación de sistema estructural, se aplicarán, en principio, los requisitos indicados en la Sección 1.6.11 de la NSE 3. No obstante se permitirá lo indicado en los siguientes dos incisos.

(b) No habrá limitación en introducir muros DA en los pisos inferiores de una edificación DB; se permitirá que los muros DA se diseñen con $R = 6$ pero se deberá utilizar un factor $R = 4$ para diseñar los muros DB.

Comentario 4.4.4 b

La ductilidad mayor al pie de la estructura funciona en teoría como un “aislador” pero conceptualmente la componente dúctil en $R=6$ no excede $R_d=3$ (considerando una sobre-resistencia inherente $R_{sr}=2$); en el sector de ductilidad baja en la parte superior, se mantiene el valor $R=4$. Si se opta por correr un solo análisis (en vez de uno con $R=6$ y otro con $R=4$), entonces se pueden diseñar los muros DB incrementando sus demandas sísmicas en 1.5.

(c) De haber muros DA en una dirección y muros DB en la dirección perpendicular en el mismo piso, regirá el factor R menor.

Comentario 4.4.4 c

La inserción de muros DA entre muros DB en el mismo piso será un valor agregado aunque no reditúe numéricamente.

4.4.5 — Aislamiento sísmico

(a) La estructura DB podrá montarse sobre aisladores sísmicos; se introducirán en el modelo analítico los elementos de enlace que modelen propiedades estructurales compatibles o equivalentes a las que indique el proveedor de aisladores; la ductilidad y los límites de esfuerzos prescritos para muros DB permanecerán invariables.

Comentario 4.4.5 a

Al utilizar aisladores es la demanda sísmica la que se reduce; evidentemente no aumenta la capacidad de los elementos estructurales.

(b) Se dejarán en las locaciones apropiadas las holguras estructurales suficientes para permitir el adecuado desplazamiento de los aisladores. La holgura mínima será $\delta_h = [k_d * \delta_{mc}]$; el factor de probabilidad K_d será el indicado en el Inciso (b) de la Sección 5.3.3; el desplazamiento máximo creíble δ_{mc} será especificado por consultor sísmico calificado.

4.5 — Redundancia estructural

Comentario 4.5

El uso de muros DB se sustenta en gran medida en la existencia de una gran cantidad de muros que resisten las cargas verticales y laterales, de tal forma que los esfuerzos en los muros individuales sean bajos y de manera que la falla de un muro en particular no comprometa la estabilidad global de la edificación. Es necesario entonces tener una cantidad de muros que sea significativa. Satisfacer solamente lo preceptuado en la Sección 4.5 no garantiza que necesariamente se logren los objetivos, pero constituye un punto de partida antes de aplicar la generalidad de requisitos de esta norma.

4.5.1 — Área mínima de muros DB

(a) El área A_{pTxy} de la sección transversal en planta de la totalidad de paredes DB en ambas direcciones, en el piso inferior de una edificación E2DB, no será menor que:

$$A_{pTxy} = \frac{1.50 \cdot N_A}{f'_c} \quad (4.5.1-1)$$

Donde:

- A_{pTxy} en m²
- N_A es la suma del área construida, medida sobre el total de pisos de la edificación en m²
- f'_c expresada en kg/cm²

(b) Para integrar el área A_{pTxy} deberán considerarse únicamente muros en los que $Hw/Lw \leq 16$ (ver Sección 11.1.5). El área de paredes podrá reducirse proporcionalmente en los pisos superiores.

(c) El área mínima de muros en cada dirección no podrá ser menor al 40% de la Ecuación 4.5.1-1.

(d) En caso de haber un sistema de transferencia de cargas, el área mínima estipulada en el Inciso (a) deberá ser continua hasta la cimentación sin incluir el área de las paredes cuya carga se transfiere.

Comentario 4.5.1

Las áreas indicadas son un punto de partida y muy frecuentemente la cantidad de paredes será mayor que la requerida como mínimo por razones funcionales no-estructurales. La Ecuación 4.5.1-1 está basada en un estimado de 1250 kg/m², carga ya mayorada por metro cuadrado de construcción generando un esfuerzo axial de $0.12 f'_c$ con una eficiencia del 67%, uniformemente distribuido sobre las paredes de la edificación sin importar su dirección. No es la intención la Ecuación 4.5.1-1 que el diseñador se limite a esa área mínima.

4.5.2 Participación de muros individuales — Cada muro se diseñará para resistir cortante según su rigidez. No obstante, ningún muro tendrá individualmente una importancia superior a la quinta parte del cortante de piso.

Comentario 4.5.2

Cualquier falla o degradación de la capacidad de un muro importante generará una reducción significativa de la capacidad resistente del piso y probablemente causará rotaciones de piso que pueden alterar las previsiones de diseño. El criterio del 20 por ciento es arbitrario. El calculista decidirá qué hacer para cumplirlo; una manera de satisfacer el criterio es que los muros que reciban en el análisis más del 20 por ciento del cortante de piso podrán segmentarse horizontalmente en 2 o más tramos; otra opción sería hacer una primera iteración diseñando los muros con las rigideces iniciales; después identificar los muros que tomen más del 20 por ciento del cortante de piso; reducir numéricamente su rigidez hasta que nuevas iteraciones de análisis indiquen que ningún muro absorbe más del 20 por ciento del cortante del piso; hacer un diseño alterno para esta condición; seleccionar para cada muro el resultado mayor entre la iteración inicial y la segunda iteración.

De esta manera se promueve que si los muros con mayor demanda inician un proceso de degradación por la razón que sea, otros muros en el piso tendrán una reserva suficiente de capacidad elástica. En el caso de muros DA se puede pretender que estos accidentes sean contrarrestados por una capacidad post-elástica siempre disponible y no será necesario reducir su participación a menos de 20%.

4.6 — Ruta de las cargas

4.6.1 — Estructuración ortodoxa

(a) Una vez las cargas gravitacionales y las demandas transitorias (como sismo o viento) hayan sido transmitidas a un elemento portante vertical, éstas se transmitirán a la cimentación por medio del mismo tipo de elemento portante, que tendrá continuidad hasta la cimentación.

Comentario 4.6.1 a

Ésta es la forma más ortodoxa de estructurar y la que ofrece mejor desempeño sísmico.

(b) Se permitirán inclinaciones y desalineaciones fuera de la vertical de los esfuerzos axiales. Los efectos colaterales, como reacciones horizontales, deberán estar debidamente considerados en el análisis estructural.

Comentario 4.6.1 b

En este inciso no están incluidos desfases que obliguen a transferencias por medio de flexión y corte de esfuerzos axiales acumulados por varios pisos. Únicamente se consideran desviaciones de la vertical de los esfuerzos axiales; las desviaciones ocurrirán preferentemente a nivel de entrepisos para que los diafragmas de piso tomen las componentes horizontales.

(c) Se permitirá intercalar separadores verticales entre losas para controlar deflexiones entre pisos consecutivos.

Comentario 4.6.1 c

Los separadores se permiten a lo alto de varios pisos siempre que no recolecten carga axial (unirán losas con la misma rigidez en flexión y no descargarán en compresión sobre una superficie de mayor rigidez).

4.6.2 — Transferencias permitidas por flexión y corte

(a) Se permitirá apoyar sobre un entrepiso elementos verticales o puntales que recolecten carga solamente del entrepiso inmediato superior. Se aplicará el factor de capacidad elástica incrementada Ω_r de la Tabla 4.4-1 al soporte en flexión pero no será necesario magnificar la carga en los soportes receptores.

(b) Se permitirá instalar muros interrumpidos cuyos extremos se apoyen en columnas (puntales) o en muros transversales. Las columnas (puntales) o muros transversales de soporte tomarán las cargas y volteos provenientes del muro interrumpido; a las componentes sísmicas de estas acciones de volteo se les aplicará el factor de capacidad elástica incrementada Ω_r especificado en la Tabla 4.4-1; el efecto sísmico se seguirá transmitiendo magnificado hasta la cimentación; la componente gravitacional simplemente se mayorará sin agregar Ω_r ; las fuerzas cortantes se deberán transferir a otros muros paralelos por medio del diafragma horizontal; en un piso dado, no más del 50 por ciento del cortante de piso podrá transferirse de esta manera. En los planos se anotará explícitamente a cuales elementos se ha aplicado el factor Ω_r . Este tipo de transferencia se permite varias veces en la altura del edificio, con excepción de lo estipulado en el Inciso (c).

Comentario 4.6.2 b

Es un aspecto reconocido que la reducción abrupta de una sección de muro que conduce momentos de volteo sísmicos puede inducir daños intensos por esfuerzos axiales en los receptores de la carga axial reducidos a un par de elementos de menor sección a menos que se tomen precauciones especiales. Las precauciones especiales consisten en aplicar el magnificador Ω_r a los elementos indicados en el Inciso (b).

(c) Se permitirá interrumpir muros u otros elementos de soporte verticales sin que bajen directamente a la cimentación pero deben apoyarse sobre una

o más vigas capaces de transferir las acciones inducidas por el elemento interrumpido. Las componentes sísmicas de estas acciones transferidas serán multiplicadas por el factor de capacidad elástica incrementada Ω_r indicado en la Tabla 4.4-1; las acciones gravitacionales y de otra índole a transferir estarán solamente mayoradas. La viga o vigas de transferencia se diseñarán con todos los requerimientos de alta ductilidad contemplados en la NSE 7.1 y su documento de referencia (ACI 318.14). Los elementos de soporte de la viga de transferencia, hasta la cimentación se diseñarán con las acciones sísmicas magnificadas por el factor Ω_r . No más del 33 por ciento del peso del edificio (integrado desde el piso de interés hasta la azotea) podrá soportarse por este tipo de transferencia. En los planos se anotará explícitamente a cuales elementos se ha aplicado el factor Ω_r . Este tipo de transferencia se permite únicamente una vez en la altura del edificio.

Comentario 4.6.2.c

Hay una probabilidad significativa que una viga de transferencia ceda y sufra deflexiones verticales permanentes durante un sismo muy intenso cuando no se toman precauciones especiales. Para las transferencias consideradas en el Inciso (c) las precauciones especiales son dos: aplicar el magnificador Ω_r a los elementos indicados y limitar la porción de peso del edificio que puede sostenerse por transferencia.

Frecuentemente este tipo de transferencia se plantea en el nivel de ingreso (entre torre y sótanos) porque la función cambia de vivienda a estacionamiento.

(d) Cuando en el diseño de la estructura se utilicen cortantes basales calibrados (como se requiere al hacer análisis dinámicos) la magnificación Ω_r será sobre la base de los resultados sísmicos calibrados.

(e) El Anexo B aporta recomendaciones para el manejo de rutas indirectas de carga.

4.6.3 Transferencias en estructuras sísmicamente aisladas — En el caso que el segmento de estructura superior esté sísmicamente aislado del segmento inferior que recibe las transferencias en flexión, se permitirá omitir la restricción del 33 por ciento estipulada en el Inciso d de la Sección 4.6.2. Todas las demás prescripciones se aplicarán. En la nota obligatoria en planos podrá indicarse que se ha provisto el aislamiento para minimizar (no “prevenir” o “evitar”) la posibilidad de daño no reparable.

FIN DEL CAPÍTULO 4

CAPITULO 5 — CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

5.1 — General

5.1.1 Para el diseño estructural se utilizarán las cargas gravitacionales muertas y vivas especificadas en los Capítulos 2 y 3 de la NSE 2 y las otras cargas en los Capítulos 6 y 7 de la misma NSE 2.

5.2 — Viento

- (a) Las cargas y presiones producidas por el viento se integrarán conforme al Capítulo 5 de la NSE 2.
- (b) Podrá obviarse el diseño por viento cuando el sismo sea dominante. En caso contrario deberán efectuarse ambos diseños.

Comentario 5.2.b

Por lo general, la carga de viento no será determinante para el diseño del cuerpo principal de una edificación cubierta por la NSE 7.9. En caso de duda podrá compararse el cortante de diseño por sismo en la base de la edificación con el cortante mayorado de viento; si controla el cortante sísmico podrá concluirse que el viento no es dominante, pero no excluye la atención a efectos localizados en la fachada de la edificación como se estipula en el Inciso (c).

- (c) Deberán tomarse en cuenta las presiones de viento para el diseño de pantallas, parapetos, ventanas y otros aditamentos.
- (d) Deberán tomarse en cuenta las presiones de viento para el diseño del techo cuando éste no sea una azotea de concreto.

5.3 — Sismo

5.3.1 Sismicidad y Nivel de Protección Sísmica — Aplicará la sismicidad especificada para el municipio correspondiente y aplicará el Nivel de Protección que corresponda al Índice de Sismicidad y la Categoría de Obra.

5.3.2 Categoría de Obra — La Categoría de Obra se determinará, sin excepciones, conforme al Capítulo 3 de la NSE 1, como aplica a cualquier otra edificación cubierta por las normas NSE.

Véase el Comentario 5.3.3 b

5.3.3 — Espectro sísmico del sitio

(a) El espectro sísmico de sitio que servirá de base para el diseño estructural de una edificación cubierta por la NSE 7.9 se integrará conforme al Capítulo 4 de la NSE 2.

Comentario 5.3.3 a

Generalmente el espectro a utilizarse será el genérico, establecido conforme la Sección 4.5 de NSE 2. También podrá ser un espectro específicamente definido para el sitio conforme la Sección 4.7 de NSE 2.

(b) La selección de la probabilidad del sismo de diseño, representada por el factor K_d , estará determinada por la Categoría de Obra, tal como se estipula en la Sección 4.2.2 de la NSE 2. El mismo criterio probabilístico aplicará a los espectros genéricos y a los espectros de sitio.

Comentario 5.3.3 b

Ha habido alguna argumentación en el medio local acerca del factor probabilístico K_d que pueda o deba aplicarse al sismo de diseño para las edificaciones cubiertas por la NSE 7.9 bajo la noción que se trata de estructuras propuestas para “reducir y economizar inversión”. Sin embargo, el hacer girar la argumentación alrededor del sistema estructural, está fuera de contexto. Este comentario podría considerarse reiterativo, pero es importante reafirmar los criterios que rigen las NSE.

Debe puntualizarse que el factor K_d no es función del sistema estructural sino de la Categoría de Obra, o sea el uso de la edificación en combinación con el número de personas en riesgo en su interior. Por lo tanto el reductor K_d , debería, en todo caso, argumentarse en ese contexto, retrotrayéndose a la NSE 1. Allí es donde se estipula cuándo el proyecto que se diseña debe clasificar como “ordinario” o como “importante”, independientemente del sistema estructural.

También se ha argumentado que la norma modelo ASCE 7 reduce todos los sismos de diseño a 2/3 del sismo máximo creíble mientras que la NSE reduce algunos a 0.66 y otros a 0.80. Tal argumento se basa en una mala lectura de la norma modelo ya que para las edificaciones que incorporan mayor riesgo por una ocupación más sensible, ASCE-7 incrementa su factor universal de 0.667 por un factor de importancia de 1.25 lo que resulta en una reducción del sismo máximo de 0.833 que es el valor que debe compararse con el $K_d = 0.80$ de la NSE; NSE tiene un manejo conceptualmente más directo de las probabilidades de ocurrencia que la norma modelo, aunque el resultado numérico en ambos casos sea casi el mismo.

Las edificaciones cubiertas por la NSE 7.9 son de baja ductilidad con menos reserva de resistencia post-elástica que las edificaciones de concreto reforzado prescritas por la NSE 7.1; por lo tanto es prudente no escatimar las cargas sísmicas de diseño. Es oportuno recordar que al aplicar un Factor de Reducción R se está aceptando que la estructura podría exceder sus capacidades elásticas y tener que recurrir a sus reservas post-elásticas aun cuando esté sujeta solamente al “sismo de diseño”. Ese “sismo de diseño” es adicionalmente una versión reducida (por medio del factor K_d) del sismo máximo para la zona; por lo tanto, el sismo de diseño tiene una cierta probabilidad de ser excedido, en cuyo caso habría una demanda adicional sobre las limitadas reservas post-elásticas de los muros Tipo DB. En conclusión, hasta que no haya más experiencia sísmica real con los muros Tipo DB, el diseñador hará bien en ser cauto.

5.4 — Combinaciones de carga

5.4.1 Se aplicarán a la estructura las cargas descritas en esta sección debidamente mayoradas y combinadas como se indica en el Capítulo 8 de la NSE 2.

FIN DEL CAPÍTULO 5

CAPÍTULO 6 — ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1 — Modelo Analítico

- (a) El análisis de las estructuras E2 con muros DB será realizado conforme se estipula en el Capítulo 1 de la NSE 3 y los métodos indicados en la Sección 6.3 de esta norma.
- (b) No obstante será obligado generar un modelo analítico que tome en cuenta las rigideces finitas de los diafragmas de la estructura. No aplicará la Sección 1.7.2 de la NSE 3 sobre diafragmas infinitamente rígidos.
- (c) La Sección 1.7.3 de la NSE 3 sobre diafragmas sin rigidez sólo aplicará en el techo, cuando este no sea una azotea de concreto o un entramado de acero horizontalmente rigidizado.

6.2 — Modificación de rigideces

- (a) El modelo analítico deberá tomar en cuenta la potencial disminución de rigidez de los elementos estructurales al agrietarse durante un sismo intenso.
- (b) A menos que se utilice un método más riguroso, se aplicarán las reducciones al momento de inercia bruta (I_g) indicadas a continuación:

- Para muros y diafragmas altamente esforzados, presuntamente agrietados;

$$I_e = 0.35 I_g \quad (6.2-1)$$

- Para muros y diafragmas sujetos a esfuerzos intermedios, presuntamente poco agrietados;

$$I_e = 0.70 I_g \quad (6.2-2)$$

- La decisión de a cuáles muros puede aplicarse el criterio anterior será del calculista. Véase el Comentario 6.2.
 - Para muros, cuando se haga necesario hacer el análisis alterno para cumplir con la Sección 4.5.2, es el valor del reductor el que se manipula.
 - El área de las secciones en planta de los muros y las secciones verticales de los diafragmas no será modificada.
- (c) En el caso de análisis con elementos finitos el área de las secciones en planta de muros y secciones verticales de diafragmas no será modificada pero se utilizarán reductores del momento de inercia en el plano del muro de 0.35 y 0.70 análogos a los estipulados en el inciso previo.

- (d) Para dinteles, los momentos de inercia equivalentes se estipulan en la Sección 8.1.2.
- (e) En la dirección normal al plano de muros y diafragmas la modificación de rigideces por agrietamiento será de 0.25 para cálculo de deflexiones perpendiculares al plano. Véase la Sección 11.2 para consideraciones de pandeo.

Comentario 6.2

El nivel de agrietamiento en un muro está influenciado por la carga axial; a mayor carga axial, menor agrietamiento. En el caso de los muros DB es un requisito que las inercias sean reducidas como se ha indicado en los Incisos b y c. Para justificar el uso de inercias efectivas mayores deberá revisarse que el momento actuante sea inferior o muy cercano al momento de agrietamiento del concreto.

6.3 — Métodos de análisis

- (a) Para analizar estructuras E2 con muros DB no será permitido utilizar metodologías simplificadas de análisis que no tomen en cuenta el carácter tridimensional de la interrelación muros-diafragmas.
- (b) Para el análisis sísmico se pueden utilizar los procedimientos estipulados en la Sección 1.4 de la NSE 3, especialmente lo especificado en la Sección 1.4.5 de la NSE 3.
- (c) En estructuras E2 los soportes suelen incluir placas continuas con variadas configuraciones en planta. Será válido utilizar modelos de elementos finitos o bien establecer modelos donde se han idealizado sectores de muros como secciones prismáticas rectangulares o en I, L o T.

FIN DEL CAPÍTULO 6

CAPÍTULO 7 — LOSAS

7.1 — Norma de diseño

7.1.1 Las losas deberán cumplir con los requerimientos de NSE 7.1 y consecuentemente se regirán por los Capítulos 7, 8 y 12 de ACI 318-14.

7.1.2 Las losas densas de espesor uniforme apoyadas sobre los muros de soporte podrán diseñarse por el Método 3 del ACI 318-63 si la configuración en planta del entrepiso permite modelar los paneles rectangulares que requiere el método.

7.2 — Deflexiones

7.2.1 Para fines de análisis de deflexiones se utilizará una reducción de momento de inercia como indica la Ecuación 7.2.1-1, a menos que pueda justificarse un reductor menor por presencia de refuerzo en compresión u otro control de agrietamiento.

$$I_e = 0.25 I_g \quad (7.2.1-1)$$

7.2.2 Se tomarán en cuenta las deflexiones diferidas causadas por el flujo plástico del concreto. ACI 318-14 estipula factores que incrementan las deformaciones a largo plazo causadas por las cargas sostenidas.

FIN DEL CAPÍTULO 7

CAPÍTULO 8 — DINTELES Y SILLARES

8.1 — Dinteles

Comentario 8.1

Uno de los propósitos de la Sección 8.1 es evitar el uso de dinteles integrados en estructuras E2 con muros DB. La razón para hacerlo se explica en mayor detalle en el Comentario 11.1.

8.1.1 Definición — Un elemento de acople entre muros se considerará un dintel (y no una viga) si su longitud es menor que cuatro veces su peralte (altura total incluyendo la losa).

Comentario 8.1.1

Los dinteles de acople entre muros de baja ductilidad no pueden ser adecuadamente reforzados. Se generan zonas de concentración de esfuerzos en las esquinas entrantes entre muro y dintel que usualmente requerirían confinamiento. De manera que es mejor prescindir de ellos, o bien evitar que funcionen como dinteles estructurales introduciendo juntas verticales entre el dintel y los muros adyacentes.

8.1.2 Desacoplamiento de dinteles — Un dintel no se considerará viable como elemento estructural cuando esté integrado a un sistema sismo-resistente de baja ductilidad de varias plantas; esto aplica a dinteles en el plano de los muros conectados. Se considerarán aún menos viables dinteles que lleguen perpendiculares a un muro. Véase el Comentario 8.1.1. En esos casos se decidirá entre desacoplar los dinteles de sus soportes o removerlos del todo. El desacoplamiento consistirá en separar al dintel del muro excepto en su parte superior, en un peralte igual a la cuarta parte de la longitud del dintel; en el modelo estructural se podrá suponer que esos dinteles desacoplados tienen $I_g = A_g = 0$.

Comentario 8.1.2

Las separaciones verticales (llamadas descuidadamente “juntas” en la jerga constructiva local) deberán tener como ancho mínimo la deformación post-elástica del muro; por ser relativamente poco profundas las alturas de dintel, es común que baste 1 centímetro libre, que usualmente será rellenado con un sellador elástico.

8.1.3 Acoplamiento - decisión calculada — Se permitirá acoplar dinteles cuando los esfuerzos cortantes en el dintel acoplado no excedan $\Phi_v * 0.27\sqrt{f'_c}$ kgf/cm² o cuando los esfuerzos compresivos horizontales en el punto de apoyo del dintel no excedan $\Phi_c 0.15 f'_c$. De lo contrario el dintel deberá desacoplarse o suprimirse.

Comentario 8.1.3

Si se desea comprobar cuáles son las potenciales concentraciones de esfuerzos que pueden generar los dinteles se puede hacer una corrida del modelo suponiendo dinteles con $I_e = 0.50 I$ $A_e = 0.70 A_g$

8.1.4 Dinteles en edificaciones menores — Para edificaciones de hasta dos niveles, rigen simplificaciones que podrían permitir el dintel. Véase el Capítulo 14.

8.2 — Sillares

Comentario 8.2

Uno de los propósitos de la Sección 8.2 es evitar el uso de sillares integrados en estructuras E2 con muros DB. La razón para hacerlo se explica en mayor detalle en el Comentario 11.1.

8.2.1 Definición — Una pared de altura parcial que desplanta sobre una losa pero no llega a la siguiente losa arriba se considerará un sillar, cualquiera que sea su longitud y altura parcial.

8.2.2 Desacoplamiento de sillares — No se permitirá que un sillar se integre a un muro de altura completa. Deberán desacoplarse o suprimirse.

Comentario 8.2.2

Las separaciones verticales (llamadas descuidadamente “juntas” en la jerga constructiva local) deberán tener como ancho mínimo la deformación post-elástica del muro; por ser relativamente bajas las alturas de sillar, es común que baste 1 centímetro libre que generalmente será rellenado con un sellador elástico.

8.2.3 Estabilidad de sillares — La estabilidad perpendicular al plano de los sillares desacoplados deberá examinarse y resolverse.

Comentario 8.2.3

Puede aplicarse una fuerza horizontal del 50% del peso del sillar en su centro de masa. Podrá retenerse con pasadores de corte laterales.

8.2.4 Sillares en edificaciones menores — Para edificaciones de hasta dos niveles (tipo “casa”) rigen simplificaciones que podrían permitir un sillar integrado a un muro estructural. Véase el Capítulo 14.

FIN DEL CAPÍTULO 8

CAPÍTULO 9 — VIGAS Y VIGUETAS

9.1 — Geometría

- (a) Un elemento horizontal de carga se considerará una viga o vigueta (y no un dintel) cuando su longitud sea mayor o igual que cuatro veces su peralte (altura total incluyendo la losa).
- (b) Se considerará viga si tiene estribos y las barras longitudinales correspondientes. Se considerará vigueta o nervio si el elemento sólo tiene eslabones y un solo plano de barras longitudinales.
- (c) El ancho mínimo de una viga en una edificación DB será de 15 cm.
- (d) El ancho mínimo de una vigueta en una edificación DB será de 10 cm.
- (e) El ancho de una viga no será inferior a $1/30$ de la longitud entre apoyos o entre restricciones laterales. En el caso de viguetas la relación podrá ser $1/40$.
- (f) El ancho de la viga o vigueta no será inferior al 40% del peralte (incluyendo la losa).
- (g) Cuando la viga o vigueta esté perpendicular al plano del muro de apoyo, la altura libre del alma (sin incluir losa) no excederá 2 veces el espesor del muro.
- (h) La sección de viga o vigueta podrá analizarse y diseñarse como viga “T” o “L” siempre que el ancho del ala, a cada lado, no exceda la proyección horizontal de la altura libre del alma.

9.2 — Función de Vigas y Viguetas

- (a) Las vigas o viguetas no se considerarán parte intencional del sistema sismo-resistente de las estructuras cubiertas por esta norma.
- (b) El propósito usual de una viga o vigueta será resistir cargas gravitacionales o prevenir deflexiones excesivas de losas. Podrán usarse con propósitos arquitectónicos siempre que no se excedan los peraltes permitidos.
- (c) Se verificarán los posibles esfuerzos sísmicos inducidos para asegurar que su función principal sea gravitacional.

Comentario 9.2 (b) y (c)

En general las losas de las edificaciones cubiertas por la NSE 7.9 estarán apoyadas en los muros. No obstante puede resultar conveniente introducir algunas vigas o viguetas. Por ejemplo para dividir un tablero de losa en unidades más pequeñas; o puede ser necesario dar rigidez a un borde no soportado de losa; o puede ser necesario sostener un elemento como una escalera. Principalmente en las fachadas, puede requerirse un borde que tenga más presencia estética que el filo de la losa.

Como las vigas o viguetas están integradas a la estructura principal, es necesario verificar que durante y después del sismo aún sean capaces de soportar solicitaciones, incluyendo escaleras, pasillos que pasen entre aberturas para ductos y otros puntos análogos.

9.3 — Refuerzo

(a) Para calcular esfuerzos y refuerzos se utilizará la metodología usual planteada en NSE 7.1 para vigas de ductilidad intermedias, aunque podrá aplicarse el ancho del Inciso (c) de la Sección 9.1.

(b) La cuantía del refuerzo longitudinal mínimo, arriba y abajo de la sección de vigas o viguetas será el menor entre las Ecuaciones 9.3-1 y 9.3-2.

$$\rho_{min} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (9.3-1)$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (9.3-2)$$

(c) La cuantía de refuerzo longitudinal máximo no excederá:

$$\rho_{max} = \frac{56}{f_y} \quad (9.3-3)$$

Donde para Incisos (b) y (c):

- Las resistencias de acero y concreto se expresan en Kgf/cm²
- El calibre mínimo será el #3 con acero A 706 y Φ 6.3 mm con acero A 1064
- El calibre máximo será el #5 con A 706 y Φ 15.9 mm con A1064

Comentario 9.3 (b) y (c)

En general la norma presupone que los muros a ser diseñados pueden tener poco espesor y por lo tanto las vigas que se apoyan en ellos son de dimensiones congruentes. Por eso se limita también el tamaño del refuerzo.

A corto plazo el refuerzo A615 será desplazado por la tecnología A706. No obstante, acero A615 es todavía una opción siempre que cumpla con las restricciones de ductilidad estipuladas por ACI 318-14

(d) El refuerzo cortante mínimo será:

$$\frac{A_v}{s} = \mathbf{0.016} \quad (9.3-4)$$

Donde:

- El calibre mínimo será Φ 4.5 mm con acero A 1064;
- Se permitirá el uso de varillas lisas #2 (Φ 5.5 mm) pero suponiendo $f_y = 2000$ kgf/cm².

FIN DEL CAPÍTULO 9

CAPÍTULO 10 — COLUMNAS Y MARCOS

10.1 — Alcance

10.1.1 En esta norma se consideran únicamente columnas aisladas (puntales) y marcos que no participan en la sismo-resistencia de la estructura, en ninguna dirección, excepto en el caso del mecanismo de transferencia en la Sección 4.6.2.b.

Comentario 10.1

Esta norma presupone que el sistema cubierto es E2 de cajón; son los muros los elementos estructurales que resisten tanto las cargas verticales como laterales. Sin embargo, puede existir la necesidad de utilizar algún apoyo puntual; en tal caso se puede introducir un puntal que deberá ser únicamente para resistir carga vertical; como las deformaciones laterales estarán limitadas por la rigidez del muro, estas columnas o puntales no alcanzan a participar en la sismo-resistencia, excepto en la modalidad de la Sección 4.6.2 b.

10.2 — Puntales simples y marcos colaterales

- (a) Para soporte vertical puntual y aislado se podrán incluir en la estructura elementos verticales tipo puntal que no transfieran momentos, y que deberán ser calculados según el inciso (c).
- (b) En caso de haber portales, corredores exteriores de uno o más pisos se podrá plantear un marco cuya rigidez deberá ser secundaria dentro del Sistema E2 (participación menor a 1/8 del cortante de piso).
- (c) Las columnas y marcos descritos en los incisos (a) y (b), cuando sean de concreto reforzado, deberán cumplir con los requisitos de los Capítulos 10 y 18 de ACI 318-14 para ductilidades intermedias. Cuando sean metálicas deberán cumplir con requisitos para puntales y marcos intermedios de AISC 341 y AISC 360.
- (d) La base de puntales y de columnas de marcos y portales será preferentemente articulada, conectadas con pasadores de corte al piso o base.

10.3 — Puntales de transferencia

- (a) Las columnas o puntales que reciban reacciones gravitacionales y sísmicas de un muro interrumpido, conforme se permite en el inciso (b) de la Sección 4.6.2, deberán ser calculados según Inciso (c). Las acciones sísmicas sobre la columna o puntal se magnificarán con el factor Ω_r .

(b) Muros que reciban reacciones gravitacionales y sísmicas de un muro perpendicular interrumpido, conforme se permita el inciso (b) de la Sección 4.6.2, deberán tener una sección local suficiente (un engrosamiento) que admita confinamiento para que pueda ser calculados según el inciso (c). Las acciones sísmicas sobre el engrosamiento se magnificarán con el factor Ω_r .

(c) Los recibidores descritos en los incisos (a) y (b), cuando sean de concreto reforzado, deberán cumplir con los requisitos de los Capítulos 10 y 18 de ACI 318-14 para ductilidades altas. Cuando sean metálicos deberán cumplir con requisitos para elementos de alta ductilidad en AISC 341 y AISC 360.

FIN DEL CAPÍTULO 10

CAPÍTULO 11 — MUROS

11.1— General

Comentario 11.1

Para inducir una respuesta ordenada, pronosticable y calculable en los muros BD de una estructura de varios pisos se busca que sean componentes prismáticos, con sección uniforme de piso a piso; por ello las Secciones 8.1 y 8.2 estipulan desacoplamiento de dinteles y sillares y además la Sección 11.3.3 limita aberturas capaces de causar concentraciones de esfuerzos que promuevan agrietamientos. Los elementos prismáticos pueden ser modelados analíticamente con mayor certidumbre y las franjas de muro en compresión que pudieran requerir una mayor ductilidad quedan mejor definidas.

Un análisis por elementos finitos ciertamente permite analizar elementos de sección escalonada con dinteles y sillares acoplados, detectando puntos de concentración de esfuerzos; no obstante, la distribución de esfuerzos donde haya elementos escalonados sería más difícil de reforzar, o simplemente no sería práctico reforzarlos utilizando los refuerzos simples, uniformes y sin complicaciones, que requieren los muros DB.

Por todo lo anterior, si se plantea utilizar muros DB, esta norma requiere el uso de elementos prismáticos sin variaciones de rigidez entre piso y cielo.

Sin embargo, en el Capítulo 14, bajo ciertas restricciones adicionales, se permiten aberturas y elementos no prismáticos en algunos muros DB.

11.1.1 Alcance — Este capítulo establece procedimientos de diseño estructural para Muros de Concreto Reforzado de Ductilidad Baja (DB) o de Ductilidad Diseñada (DD). En el caso de los muros de Ductilidad Alta (DA) el diseñador se referirá a la NSE 7-1 y la referencia ACI 318-14.

11.1.2 Nomenclatura — Las dimensiones que definen un muro son:

- **A_g**, área bruta de la sección horizontal del muro incluyendo aletones cuando existan;
- **A_v = L_w * T_w**, área resistente a corte en el muro;
- **c**, distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro de la sección en flexión;
- **H_t**, la altura total desde su base hasta donde remata el muro;
- **H_w**, la altura desde la sección horizontal que se evalúa hasta donde remata el muro;
- **h_i**, la altura del nivel i sobre la base;
- **h_{pi}**, la altura libre del piso analizado;
- **h_p**, altura libre del piso examinado
- **L_w**, la longitud horizontal del muro;
- **L_{wp}**, longitud efectiva de pandeo del muro;
- **r_c**, recubrimiento del refuerzo;
- **S_x**, módulo de sección horizontal de muro;

- T_c , en caso que haya un núcleo reforzado, es el espesor transversal entre exteriores del refuerzo horizontal que delimita el núcleo;
- T_{pe} , espesor crítico por pandeo elástico;
- T_{pp} , espesor crítico por pandeo post-elástico;
- T_w , el espesor del muro.

11.1.3 — Geometría de las secciones de muros

- (a) Los muros podrán tener sección rectangular simple.
- (b) De haber muros perpendiculares en sus extremos, una franja vertical de estos últimos podrá considerarse "aletón".
- (c) La dimensión efectiva transversal del aletón, tanto en compresión como en tracción, se extenderá de cada lado del muro, desde la cara del alma, una distancia igual al menor valor entre:
- La mitad de la distancia al alma de un muro adyacente.
 - El 10% de la altura total H_w del muro.
- (d) De haber porciones o segmentos engrosados en el extremo del muro podrán calificar como "aletones".
- (e) No será obligatorio tomar en cuenta los aletones, a criterio del calculista; sin embargo, tal criterio será consistente en análisis y diseño.
- (f) *Análisis con elementos finitos* – al modelar analíticamente la estructura por medio de elementos finitos la influencia de las paredes perpendiculares será tomada automáticamente en cuenta, si bien no en forma explícita.
- (g) El cuerpo principal del muro en la dirección del sismo será el "alma" del muro y establecerá la capacidad en corte del muro (de allí la denominación clásica de "muro de corte").
- (h) El diseñador atenderá las secciones asimétricas de muro (secciones T o L) cuando se trate de determinar la ductilidad del muro y la cuantía de refuerzo, como se detalla en la Sección 11.6.3.

11.1.4 — Espesor mínimo

- (a) El espesor mínimo, en metros, de un muro **Tipo BD** se regirá por la siguiente ecuación:

$$T_{w \min} = 0.01 * N + 0.05 \geq 0.10m \quad (11.1.4-1)$$

Donde:

- **N** es el número de niveles contados desde el piso en que se está analizando el muro.
- (b) Al establecer el espesor de un muro será obligado respetar los recubrimientos mínimos estipulados en el Capítulo 20.
- (c) Se tomará en cuenta lo estipulado en las Secciones 11.2.2 y 11.2.3.

11.1.5 — Proporción alto a largo

(a) Para considerar un adecuado desempeño sismo-resistente, un “muro” se define como una placa vertical, con espesor no menor al estipulado en la Sección 11.1.4 y con proporciones:

$$H_w/L_w \leq 16 \quad (11.1.5-1)$$

Donde:

- L_w es la longitud en planta
- H_w es la altura del muro desde la base hasta su remate

Comentario 11.1.3 a

Cuando se analizan secciones de muro a una altura z sobre la base, la altura H_w se define desde esa altura z hasta el remate del muro. Las alturas libres entre pisos o entre restricciones horizontales dentro de un piso, se denotan con H_p .

(b) Elementos verticales con proporciones $H_w/L_w > 16$ no serán “muros”; se considerarán “puntales” y en caso de exceder las presiones verticales permitidas para muros deberán modificarse o confinarse.

11.1.6 — Interconexiones

(a) Cada muro estará interconectado con las losas de entrepiso, o techo, o anclado al cimiento. El refuerzo será continuo a través de las uniones o tendrá detalles de continuidad o estará anclado en un elemento adyacente.

(b) En general, cada muro estará interconectado con los muros perpendiculares que estén en contacto. Cuando se opte por no interconectarlos, el modelo estructural deberá reconocer la discontinuidad; al aplicar el acabado final del muro también se reconocerá la discontinuidad.

(c) Los dinteles se desacoplarán de muros adyacentes conforme se estipula en la Sección 8.1.2. Los sillares se desacoplarán de muros adyacentes conforme se estipula en la Sección 8.2.2. Dinteles y sillares podrán integrarse a la estructura principal únicamente cuando lo permitan las Secciones 8.1.3, 8.1.4 u 8.2.3.

11.2 — Pandeo

Comentario 11.2

Dado que los muros DB son, en general, de poco espesor la revisión del pandeo por compresión es un factor clave en su diseño.

11.2.1 Notación específica — La notación a utilizar en las expresiones de esta sección está en la Sección 11.1.2.

11.2.2 Espesor mínimo por pandeo elástico — Además de lo estipulado en la Sección 11.1.4, el espesor mínimo de un muro para prevenir pandeo en el rango elástico deberá satisfacer:

$$T_w \geq T_{pe} = \frac{h_p}{25} \quad (11.2.2-1)$$

11.2.3 — Espesor mínimo por pandeo post-elástico

(a) El espesor de un muro para prevenir pandeo en el rango post-elástico de desempeño deberá satisfacer:

$$T_w \geq T_{pp} = L_{wp} * \frac{\sqrt{\theta}}{65 G} \quad (11.2.3-1)$$

Donde:

- La longitud efectiva de pandeo del muro será:

$$L_{wp} = 1.6 H_p \leq L_w \quad (11.2.3-2)$$

- El valor de rotación plástica θ en el plano principal del muro, θ se obtendrá de la Tabla 11.2-1 (a mayor demanda de rotación θ , más crítico se vuelve el espesor del muro);
- $G = 0.9$ si el refuerzo está distribuido en dos camas, cada una colocada en los tercios exteriores del espesor del muro;
- $G = 0.7$ si el refuerzo está en una sola cama o está concentrado en el tercio medio del muro;
- H_p es la altura libre en el piso.

Atención: En el caso de usar aletones, el espesor de éstos será mayor o igual a T_{pe} .

Comentario 11.2.3

Si el muro no tiene espesor suficiente se pandeará durante el desempeño post-elástico antes de desarrollar la ductilidad de desplazamiento requerida. Véase el Manual Técnico DSE 7.9 para una descripción de los aspectos que intervienen en la capacidad post-elástica de los muros.

El parámetro θ es la rotación plástica que tiene que desarrollar el muro a la altura evaluada para lograr una ductilidad de desplazamiento de 2. El parámetro G es un factor de agrietamiento.

Para mayor información consultar el libro: “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” de Paulay y Priestley Pág. 400-403, o Manual Técnico DSE-7.9.

Tabla 11.2-1 — Parámetro θ . Rotación plástica a desarrollar

Hw / Lw	θ	$\sqrt{\theta}$
1	2.00	1.41
2	2.80	1.67
3	3.39	1.84
4	3.79	1.95
5	4.11	2.03
6	4.36	2.09
7	4.58	2.14
8	4.75	2.18
9	4.90	2.21
10	5.04	2.24
11	5.15	2.27
12	5.25	2.29
13	5.34	2.31
14	5.42	2.33
15	5.49	2.34
16	5.57	2.36

11.3 — Flexo-compresión (y flexo-tracción)

11.3.1 Cálculo de capacidad

- (a) La capacidad nominal P_n y M_n de los muros estructurales sometidos a carga axial y flexión combinadas se determinará por medio de un análisis de compatibilidad de deformaciones entre el refuerzo y el concreto, conforme a lo requerido en NSE 7-1 o ACI-318-14.
- (b) Cualquier aspecto no considerado en esta norma deberá resolverse conforme a lo estipulado para muros en NSE 7.1 o ACI 318-14.
- (c) Todo el refuerzo tomado en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar interconectado conforme a la Sección 11.1.6.
- (d) Cuando se opte por tomar en cuenta aletones de muro en el análisis y en el diseño estructural, se deberá incluir todo el refuerzo longitudinal colocado dentro del ancho efectivo de los aletones.
- (e) Al reforzar muros analizados por medio de elementos finitos, se podrá tomar en cuenta el refuerzo colocado dentro de las porciones de muro que puedan calificar como “aletones”.

11.3.2 — Resistencia

- (a) Las resistencias de diseño serán:
- $\Phi_c P_n$
 - $\Phi_c M_n$
- (b) Los factores Φ_c de reducción de capacidad para muros están en la Sección 21.2.

11.3.3 — Aberturas y ductos en muros

- (a) En general, no se permitirán aberturas en muros DB; si es necesario dejar una abertura en la superficie vertical, se hará un desacoplamiento como se estipula para dinteles y sillares en las Secciones 8.1.2 y 8.2.2.
- (b) **Excepción:** Se permitirá dejar una abertura en un muro, si se calculan los efectos localizados causados en las proximidades de la abertura; los esfuerzos cortantes no excederán $[\Phi_v 0.27 \sqrt{f'_c}]$; los esfuerzos axiales de compresión (o tracción) no excederán $[\Phi_c 0.15 f'_c]$, como se menciona en la Sección 8.1.3. Los bordes de la abertura quedarán reforzados con un área de acero igual a la suprimida por la abertura colocado de piso a cielo y de borde a borde; además se colocarán varillas de refuerzo en diagonal en las esquinas.

- (c) **Excepción:** Se permitirá dejar pasa-ductos y claraboyas circulares u octogonales cuyo diámetro no exceda $[1/6 * L_w]$ ni $[1/6 h_p]$, lo que sea menor. Se instalará un refuerzo anular con la misma área que el refuerzo desplazado por la claraboya.
- (d) **Excepción:** Se permitirá dejar pasa-tubos aislados que no excedan 12 cm de diámetro o $[1/10 L_w]$, lo que sea menor; en estos casos no se requiere refuerzo anular pero tampoco se cortarán varillas de refuerzo. Si se requieren pasa-tubos adicionales se podrán disponer vertical u horizontalmente, separados 3 diámetros centro-a-centro siempre que no sumen más de $[1/6 * L_w]$.
- (e) **Atención:** cajas eléctricas cuya profundidad exceda 1/3 del espesor de muro se considerarán funcionalmente agujeros en el muro.
- (f) Las previsiones para instalaciones eléctricas, de comunicación e hidrosanitarias se estipulan en el Capítulo 22.

Comentario 11.3.3

La directriz es no perforar muros DB. Las excepciones permiten perforaciones utilitarias que en circunstancias usuales resultan imprescindibles, aunque se aplicará criterio de ingeniería para evitar que las paredes queden debilitadas por la presencia de grandes aberturas o cajas embebidas o por hileras de pasa-tubos y cajuelas.

11.4 — Verificación de Ductilidad

Comentario 11.4

Las estructuras se diseñan para una carga sísmica reducida que presupone la disponibilidad de capacidades de reserva del sistema estructural para poder resistir el propio sismo de diseño y además poder sobrevivir eventuales sismos más intensos que el de diseño, como se indica en el Comentario 4.4.2. El “reductor” es el divisor $R = 4$ estipulado y explicado en la Sección 4.4.2 que, para que sea válido, requiere que haya disponible una ductilidad de desplazamiento lateral de la estructura $R_d = 2$. Conforme a lo planteado en esta norma se busca proporcionar muros que logren este desempeño post-elástico sin necesidad de tener los bordes confinados. Si no se logra comprobar que esas condiciones existen, como se indica en esta sección, entonces hay que confinar bordes de muros, y a veces muros enteros, como se estipula en la Sección 11.6.

11.4.1 — Ductilidad requerida

- (a) Los muros Tipo DB diseñados para las cargas sísmicas reducidas estipuladas en la Sección 4.4.2 deberán tener un factor de ductilidad de desplazamiento R_d no menor que 2.0. En los dos tercios superiores del edificio la ductilidad requerida podrá reducirse a 1.5 si se comprueba que la capacidad elástica del muro es por lo menos 2.0 veces la requerida por el análisis y siempre que esta zona esté fuera de la zona de posible articulación del muro. Esa “zona de articulación” del muro se estima como lo mayor entre 2 veces la longitud L_w del muro o 2 pisos.

Comentario 11.4.1 a

Lo esperado es que las articulaciones post-elásticas causadas por las demandas sísmicas se formen en el tercio inferior de la edificación (no obstante, cuando hay modos significativos de vibrar diferentes al primer modo fundamental de vibración, esto puede alterarse). En ese tercio inferior se necesita disponer de ductilidades de desplazamiento $R_d = 2.0$.

*La longitud máxima de articulación en un muro es L_w , sin embargo, como las grietas forman un ángulo de 45 grados y la posición de la articulación no es exacta, se suele considerar $2*L_w$ como posible longitud de desempeño post-elástico.*

Si en los dos tercios superiores del edificio los muros tienen por lo menos el doble de la capacidad elástica indicada por el análisis estructural, entonces puede considerarse que no ocurren articulaciones plásticas en ese tramo; por esta razón se considera válido reducir la ductilidad requerida a un mínimo de 1.5.

(b) Cuando lo estipulado en la Sección 11.4 sea insuficiente, entonces se deberá proceder a confinar en la forma convencional estipulada en NSE 7.1 (ACI 318-14) o bien en la forma indicada en la Sección 11.5 que toma en consideración algunas características de redundancia de los sistemas E2.

11.4.2 — Métodos de comprobación

- (a) La ductilidad de desplazamiento deberá ser comprobada por el calculista.
- (b) Se podrá utilizar cualquiera de los dos métodos simplificados de comprobación: el abarcado por las Secciones 11.4.3 y 11.4.4 o bien el descrito en la Sección 11.4.5.
- (c) También se podrá utilizar el método descrito en la Sección 11.4.6.
- (d) Opcionalmente, se podrá evaluar la ductilidad de desplazamiento utilizando metodologías documentadas en la literatura técnica que quedarán consignadas en el informe de diseño de la edificación.

Comentario 11.4.2

Para la verificación de la ductilidad se recomienda la metodología presentada por M.J.N. Priestley en su Artículo “DUCTILITY OF UNCONFINED MASONRY SHEAR WALLS”. Esta misma metodología también se puede encontrar en: “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” de Paulay y Priestley pp 556-558. [El término “unconfined masonry” se refiere a confinamiento transversal de la pared – no tiene relación con el término “mampostería confinada” utilizado en Hispanoamérica para designar un sistema de refuerzo de mampostería.

Los conceptos básicos de las referencias anteriores, aplicados en esta norma y sus ejemplos se resumen en el Manual Técnico NSE-7.9.

11.4.3 Comprobación simplificada – secciones con aletones — Para secciones de muro con aletones a ambos lados del alma (que satisfagan el inciso (c) de la Sección 11.1.3) y que estén en ambos extremos, la Sección 11.4.1 se dará por satisfecha cuando se cumplan simultáneamente las siguientes tres condiciones:

- (i) El muro será prismático y además

$$\left(\frac{H_w}{L_w} \right) \leq 16 \quad (11.4.3-1)$$

- (ii) Las dos combinaciones mayoradas de carga gravitacional requeridas en la Sección 5.4 cumplirán con la relación de esfuerzos:

$$\frac{P_u}{\phi_c * A_g} \leq 0.12 f'_c \quad (11.4.3-2)$$

- (iii) Las restantes combinaciones de carga requeridas en la Sección 5.4, incluyendo sísmicas, de viento u otros volteos, cumplirán con la relación de esfuerzos:

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{Mu_x}{S_x} + \frac{Mu_y}{S_y} \leq 0.25 f'_c \quad (11.4.3-3)$$

Comentario 11.4.3 a

El factor de reducción ϕ_c se ha utilizado en la Ecuación 11.4.3-2 que involucra un esfuerzo promedio que afecta toda la sección. No se ha aplicado en las Ecuaciones 11.4.3-1 ni 11.4.3-3 ni que involucran esfuerzos máximos instantáneos con mayor gradiente de cambio.

11.4.4 — Comprobación simplificada - secciones en general

- (a) La Sección 11.4.1 se dará por satisfecha para secciones en general, incluyendo muros en T o en L, si se satisfacen simultáneamente los incisos 11.4.3 (i) y (ii) y la siguiente relación de esfuerzos:

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{Mu_x}{S_x} + \frac{Mu_y}{S_y} \leq 0.20 f'_c \quad (11.4.4-1)$$

- (b) La ductilidad de secciones rectangulares, deberá comprobarse con la Ecuación 11.4.4-1 (por la esbeltez de los extremos).

11.4.5 Comprobación simplificada – elementos finitos — Cuando el análisis estructural de los muros se haya efectuado por el método de elementos finitos (en el cual no están explícitamente definidos los parámetros A_g , S_x , S_y para muros individuales) la Sección 11.4.1 se dará por satisfecha si se cumplen simultáneamente las tres condiciones siguientes:

- (a) El muro será prismático y además

$$\left(H_w / L_w \right) \leq 16 \quad (11.4.3-1 \text{ repetida})$$

(b) En cada una de las dos combinaciones de carga gravitacionales mayoradas de la Sección 5.4, el esfuerzo gravitacional promedio sobre cada segmento prismático de muro no excederá:

$$\sigma_{mg[med]} \leq 0.12 \phi_c f'_c \quad (11.4.5-1)$$

(c) El esfuerzo axial máximo generado por cualquiera de las restantes combinaciones mayoradas de la Sección 5.4 en cualquier punto de cada elemento prismático de muro no excederá:

$$\sigma_{my[max]} \leq 0.20 f'_c \quad (11.4.5-2)$$

(d) Cuando un paño dado tenga en cada uno de sus extremos, paños perpendiculares que configuren una sección I cuyas dimensiones cumplan con los criterios para ser aletones conforme el inciso (c) de la Sección 11.1.3, entonces:

$$\sigma_{my[max]} \leq 0.25 f'_c \quad (11.4.5-3)$$

Comentario 11.4.5

Lo práctico al utilizar los programas de cálculo estructural que empleen el método de análisis por elementos finitos para analizar estructuras con muros, será utilizar las herramientas para definir paños de pared ("piers" en inglés). Como los muros para edificaciones de varias plantas deben ser prismáticos de piso a cielo (no sillares ni dinteles acoplados), se pueden hacer coincidir los muros a diseñar con paños. Los programas de cálculo estructural integrarán los resultados del análisis sobre los paños definidos y darán resultados para la carga axial total en el paño (para verificar si se cumple 11.4.5 b); también indicarán los esfuerzos axiales máximos en el paño (para verificar si se cumple 11.4.5 c); también integrarán los cortantes sobre cada paño (a ser utilizados en la Sección 11.7); además se obtendrá la posición del eje neutro para todos los casos P_u-M_u lo que permitirá aplicar más fácilmente la Sección 11.6 o bien facilitará la modificación de la estructura para que no sea necesario confinar.

11.4.6 — Método alternativo del Eje Neutro

(a) En caso que sí se satisfagan las Ecuaciones 11.4.3-1 y 11.4.3-2 simultáneamente o bien las Ecuaciones 11.4.3-1 y 11.4.5-1 simultáneamente, pero no se satisfagan las Ecuaciones de esfuerzo máximo (11.4.3-3, 11.4.4-1, 11.4.5-2 o 11.4.5-3 según el caso), aún será posible comprobar si hay suficiente ductilidad examinando indirectamente la deformación unitaria en el concreto por el Método del Eje Neutro.

(b) El Método del Eje Neutro permite calcular la variable c_{max} (que es la distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión al momento de la falla

del concreto considerando una deformación unitaria de 0.004) por medio de la Ecuación 11.4.6-1 en el Inciso (c) y la Ecuación 11.4.6-2 en el Inciso (d).

(c) Se considerará que hay suficiente ductilidad si se satisface lo siguiente:

$$K_u = 4.44 k * \left[\left(1 - \frac{k}{2 * A_r} \right) / (1000 D) \right] \quad (11.4.6-1)$$

Donde:

- $A_r = H_w / L_w$
- $k = 0.2 + 0.044 * A_r$
- $D = 1.5 * C_d * \frac{\delta}{H_w} \geq [0.8 * D1 \text{ ó } 0.0075, \text{ la que sea mayor de las dos}]$
- $C_d = 4$ (Tabla 4.4-1)
- δ = deformación elástica correspondiente al corte basal de diseño, medida desde la altura de la sección de muro a revisar hasta la parte superior del edificio (se obtiene del análisis estructural con $I_e = 0.35 * I_g$)
- H_w = Altura desde la sección de muro a revisar hasta la parte superior del edificio.
- L_w = Longitud del muro
- $D1 = [(A1 - A2 * \sigma a) * A_r + A3 + A4 * \sigma a - A5 * \sigma a^2] / 1000$
- $\sigma a = \frac{P_u}{[0.9 * A_g * f'_c]}$
- Los valores de A1, A2, A3, A4 y A5 se estipulan en la Tabla 11.4-1.

Tabla 11.4-1 — Valores complemento para ecuación 11.4.6-1

	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$
A1	1.413	1.576
A2	2.468	3.161
A3	1.391	1.496
A4	4.725	5.895
A5	15.343	22.537

(d) Para la comprobación de ductilidad se seleccionará el mayor c/L_w que generen las combinaciones de carga, el cual tendrá que ser menor o igual que:

$$C_{max} = K_u L_w \quad (11.4.6-2)$$

(e) **Simplificación:** Alternativamente D puede sustituirse directamente por el valor mayor entre D1 y 0.0075. D1 está definido en el Inciso (c).

Advertencia: En secciones asimétricas como L o T, la relación c/L_w crítica para compresión ocurre en el extremo con menor área de concreto, en estos casos la revisión del eje neutro por sí solo no será suficiente y deberá complementarse con lo estipulado en la Sección 11.6.3 tomando el refuerzo total para calcular ρ_L .

Comentario 11.4.6

$K_u = (C_{max}/L_w)$ es la relación entre la profundidad del eje neutro al momento que el concreto alcanza una deformación de 0.004 y la longitud del muro L_w . La porción de muro en compresión real que está en función del refuerzo del muro debe ser menor a dicho valor para garantizar la ductilidad adecuada. El valor real de la longitud en compresión depende de la cantidad y distribución del refuerzo; no obstante, suponiendo una distribución uniforme del refuerzo ($\rho = A_{s\text{total}} / (T_w * L_w)$), la relación (C_{max}/L_w) puede calcularse como:

$$K_u = \frac{\left[\frac{P_u}{(0.9 * T * L * f'_c)} \right] + \rho}{\left[0.7225 * \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \right] + 2\rho}$$

La metodología planteada en función de la profundidad del eje neutro está basada en los análisis de M.J.N. Priestley para muros de concreto en voladizo y esta se adaptó para hacerla compatible con la fórmula del ACI-318 para elementos de borde en función de la deriva. Sin embargo, hay que reconocer que un modelo tridimensional, especialmente por elementos finitos, tiende a deformarse mucho menos que si se consideran muros aislados en voladizo. Por ello se estipula un límite al valor de la variable D del 80% de D1 que es la deriva equivalente con la metodología de Priestley y además el límite de 0.0075 que es el equivalente al límite usado en el ACI 318-14 ($0.005 * 1.5$); el factor de 1.5 que aparece en la expresión para D es el factor incorporado por ACI-318-14 en la Fórmula 18.10.6.2; esta deriva es únicamente para la evaluación de las fórmulas planteadas en la Sección 11.4.6 y no tiene ninguna relación con la revisión de derivas máximas de la estructura.

11.5 — Confinamiento de bordes

11.5.1 — Aplicación

- (a) En muros que no satisfagan los requisitos que permiten utilizar Ductilidad Baja se deberán utilizar bordes confinados en los muros.
- (b) Se podrán utilizar los muros DA contemplados por la NSE 7.1, descritos en la Sección 18.10 de ACI 318-2014.

(c) Opcionalmente, se permitirá utilizar el confinamiento de bordes estipulado en esta sección.

11.5.2 — Espesores mínimos

(a) El espesor del muro no será menor que lo estipulado en las Secciones 11.1.4, 11.2.2 y 11.2.3. El espesor del muro a lo largo de la zona confinada tendrá un espesor de al menos:

$$[T_{pp} + 2rc] \quad (11.5.2-1)$$

Comentario 11.5.2.a

El ACI-318-2014 especifica un espesor mínimo en los elementos de borde de 30 cm precisamente para prevenir la posibilidad de pandeo post-elástico en la zona de compresión. En esta norma ese límite se ha modificado (reducido para muros de poca altura) por medio de la Ecuación 11.5.2-1 que considera el pandeo post-elástico (Sección 11.2.3) en un muro ya descascarado; otro criterio que permite la reducción es que los esfuerzos axiales máximos permitidos por esta norma son menores que los de un muro DA.

(b) El espesor de un muro con bordes confinados no será menor que 15 cm en muros interiores.

(c) En muros exteriores expuestos a la intemperie, el espesor de un muro con bordes confinados no será menor que 20 cm. El espesor podría llegar a reducirse hasta 15 cm si y solo si puedan aplicarse los recubrimientos de la Sección 20.3.3 y el concreto efectivamente cumpla con los requisitos de durabilidad del Capítulo 19.

Comentario 11.5.2 b y c

*Al tratar de confinar un muro de menos de 16 cm de espesor, el núcleo de concreto que queda en caso de pérdida de recubrimiento durante un sismo significativo sería demasiado angosto como para ser capaz de restituir adecuadamente la capacidad de compresión de la sección completa; para establecer el criterio de espesor mínimo se consideró que el espesor del núcleo no debería bajar del 75% de la sección gruesa. **Por tanto, un espesor mínimo de 16 cm podría haber sido un mínimo más afortunado que los 15 cm finalmente aceptados aquí.** Aunque las fórmulas indiquen que el confinamiento en muros de 15 cm ya es posible, puede ser que constructivamente sea complicado de realizar y habría que considerar que la confiabilidad del resultado final se vea reducida.*

11.5.3 — Longitud y localización de bordes

(a) La longitud del elemento de borde será como mínimo la mayor entre:

$$c/2 \quad \text{o} \quad [c - 0.1 * L_w] \quad \text{ó} \quad [0.2 * L_w] \quad (11.5.3-1)$$

Donde:

- **c** es la profundidad del eje neutro para la combinación de carga que determinó la necesidad de confinar el paño de muro.

(b) Por el método de esfuerzos el elemento de borde se podrá descontinuar cuando el esfuerzo a compresión en el concreto se reduzca a $0.15 * f'_c$. Un criterio alternativo es que el borde confinado será necesario mientras la deformación unitaria en el concreto exceda 0.002.

11.5.4 — Refuerzo de confinamiento

(a) El refuerzo transversal que se utilizará para generar el borde confinado consistirá de un estribo cuya longitud será la del borde confinado y varios eslabones transversales separados horizontalmente una distancia s_h ; estos ensambles de estribos y eslabones irán separados verticalmente una distancia s_v ; los eslabones engancharán al estribo y habrá una varilla del refuerzo vertical junto a cada intersección de eslabón con estribo confinante; se permitirá que los extremos de los eslabones tengan un recubrimiento de únicamente 12 mm.

(b) El diámetro mínimo del refuerzo de confinamiento será de 5.3 mm para acero A1064, y #3 para A706 (o A615). Las separaciones máximas verticales (s_v) y horizontales (s_h) no excederán lo estipulado en la Tabla 11.5-1. Además, (s_v) no podrá ser mayor a 8 veces el diámetro de la varilla vertical más pequeña en la zona confinada, para prevenir el pandeo de esa varilla.

Comentario 11.5.4 b

En ACI 318-14 la separación máxima entre estribos verticales es $6 d_b$. Sin embargo en el inciso c de la Sección 8.4.1 de P&P 92 se argumenta que al reducir dependencia de la capacidad post-elástica por utilizar $R = 4$ hay menor tendencia al descascaramiento del concreto y por lo tanto s_v max puede incrementarse a $8 d_b$.

Tabla 11.5-1 — Ensamblados de confinamiento

Espesor muro (cm)	Max S_h (cm)	Max S_v (cm)
$15 \leq T_w < 17.5$	10	7.5
$17.5 \leq T_w < 20$	12.5	7.5
$20 \leq T_w < 25$	15	10
$25 \leq T_w$	20	10

(c) La cuantía del confinamiento será la mayor entre la Ecuación 11.5.4-1 y 11.5.4-2.

$$A_{sh} \geq 0.30 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) * s * b_c \quad (11.5.4-1)$$

$$A_{sh} \geq 0.09 * \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) * s * b_c \quad (11.5.4-2)$$

Donde:

- A_{sh} = Área total de refuerzo transversal
- A_g = Área bruta de la sección de concreto
- A_{ch} = Área de la sección transversal del miembro estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto
- f_{yt} = Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal
- s = Espaciamiento del refuerzo transversal medido de centro a centro
- b_c = Dimensión transversal del núcleo del miembro medida entre los bordes extremos del refuerzo transversal con área A_{sh}

(d) El refuerzo de confinamiento podrá suspenderse cuando el muro satisfaga la Sección 11.5.3.b; desde donde ya no se requiera, el refuerzo confinante deberá extenderse verticalmente la distancia mayor entre

(i) El largo L_w del muro si $\frac{H_w}{L_w} \geq 2$ o bien $\frac{H_w}{2}$ si $\frac{H_w}{L_w} < 2$

(ii) $0.25 \frac{M_u}{V_u}$

11.6 — Cantidades límite de refuerzo longitudinal

11.6.1 — Nomenclatura

- A_g — Área bruta del muro
- L_w — Longitud horizontal del muro
- H_w — Altura del muro sobre el punto de análisis
- A_{st} — Total del área de acero vertical en el muro

11.6.2 — Cuantía Mínima

(a) La cuantía de acero vertical ρ_L dependerá de la que se requiera por flexo-compresión o por cortante, la que sea mayor (no se requiere que se sumen).

(b) La mínima cuantía de acero vertical será $\rho_L = 0.002$. Se permitirá la reducción de la Sección 11.6.2.c que será optativa de calcular.

(c) Encima de la zona crítica de desempeño post-elástico del muro, hasta su parte más alta, la mínima cuantía vertical podrá ser $\rho = 0.0015$.

(d) La zona crítica de desempeño post-elástico de un muro abarca desde el cimiento hasta el punto con la menor relación $[M_y/M_{am}]$ más un entrepiso; los primeros dos pisos sobre el nivel de calle siempre se considerarán zona crítica.

(e) Para edificaciones menores con $R = 3$ referirse al Capítulo 14.

Comentario 11.6.2

Reforzar los muros verticalmente con la menor cuantía de refuerzo posible favorece la ductilidad. Sin embargo, al disminuir la cantidad de refuerzo, aumenta el riesgo de fisuras por cambios de temperatura y restricciones de contracción. Para minimizar las fisuras con el mínimo menoscabo de ductilidad, se recomienda, a criterio del diseñador, aumentar la cuantía de refuerzo horizontal; obviamente, cuando se usan mallas electro-soldadas esto no es factible, aunque en estos casos el acero horizontal frecuentemente ya está en demasía.

11.6.3 — Cuantía Máxima

(a) La cuantía máxima de acero vertical por flexión será

$$\rho_L = \left[\frac{A_{st}}{A_g} \right] \leq \rho_{LD \text{ máximo}} \quad (11.6.3-1)$$

Donde:

- $\rho_{LD \text{ máximo}}$ indica la máxima cantidad de refuerzo que podrá ponerse en un muro para que no se reduzca la mínima ductilidad pretendida.

(b) El $\rho_{LD \text{ máximo}}$ es función de; la posición del eje neutro, de la carga axial sobre el muro, de la resistencia del refuerzo y de la resistencia del concreto conforme la Ecuación 11.6.3-2.

$$\rho_{LD \text{ máximo}} = \left[\frac{f'_c/f_y}{(1-2K_u)} \right] * \left[(0.7225 * K_u) - \frac{P_u}{\phi_c * A_g * f'_c} \right] \quad (11.6.3-2)$$

Donde:

- $K_u = c/L_w$ se calcula como se indica en la Sección 11.4.6.c

(c) En secciones asimétricas A_g se debe calcular como un área equivalente utilizando el espesor de la zona de compresión de menor espesor, es decir $T_{menor} * L_w$; en el cálculo de A_g se debe incluir todo el refuerzo de la sección.

Comentario 11.6.3.c

Los muros con formas asimétricas están desbalanceados ya que tienen mucho refuerzo a tensión de un lado con poca área a compresión del otro. Por lo anterior el diseñador debe tener especial cuidado con estas formas ya que si el desbalance es mucho las formulas y procedimientos simplificados pueden dar resultados no conservadores. (Ver Ejemplo 5 del Manual Técnico DSE 7.9).

(d) **Simplificación:** En los casos donde se utilicen consistentemente los criterios simplificados de esfuerzos medios y máximos para dimensionar los espesores y configurar la estructura (Secciones 11.4.3, 11.4.4 o 11.4.5) se podrán obviar los cálculos requeridos por los Incisos (a), (b) y (c) de la Sección 11.6.3 (que no podrán ser obviados si se decidió utilizar la Sección 11.4.6). La limitación de refuerzo se hará indirectamente, limitando el momento flector de diseño a no más que 1.25 veces el momento flector resultante del análisis.

11.6.4 — Espaciamiento máximo del refuerzo

- (a) La separación máxima del refuerzo vertical en los muros no excederá 30 cm.
- (b) La separación máxima de refuerzo horizontal en los muros no excederá 15 cm.

11.7 — Diseño por Corte**11.7.1 — Nomenclatura**

- $A_v = L_w * T_w$ — Área resistente a corte en el muro
- A_g — Área total de sección transversal de muro (incluye aletones)
- A_{sj} — Área de acero en zonas de junta fría
- k_a — factor de reducción de corte en zona post-elástica
- M_{am} — Momento del análisis, combinación mayorada
- M_y — Resistencia a momento del muro en función del armado instalado
Nota: $M_y = \Phi_c M_n$
- P_{am} — Carga axial mayorada que corresponde a la condición de fuerza cortante examinada — negativa en tracción
- V_{am} — Corte del análisis, combinación mayorada
- V_n — capacidad nominal cortante de la sección
- V_u — Corte de diseño
- v_s — esfuerzo resistente aportado por el refuerzo instalado
- v_c — esfuerzo resistente aportado por el concreto
- ρ_h — Cuantía de refuerzo horizontal a corte
- f_μ — Coeficiente de fricción, ver Tabla 11.7-1

11.7.2 Capacidad, resistencia y demanda — La resistencia cortante del muro será su capacidad nominal V_n reducida y será mayor que la demanda de diseño V_u :

$$[\Phi_v * V_n] \geq V_u \quad (11.7.2-1)$$

Donde:

- Los factores Φ_v de reducción de capacidad en corte para muros, según varios casos, están en la Sección 21.3.

11.7.3 — Capacidad nominal en corte

(a) La capacidad cortante de la sección se establecerá con la Ecuación 11.7.3-1.

$$V_n = A_{cv} [v_c + v_s] \quad (11.7.3-1)$$

Donde:

- $A_{cv} = L_w * T_w$

(b) La contribución del refuerzo por unidad de área será:

$$v_s = \rho_h f_y \quad (11.7.3-2)$$

Donde:

- ρ_h es la cuantía del acero horizontal en el muro.
- La cuantía ρ_h mínima será 0.0020

Comentario 11.7.3 b

En vista que las edificaciones consideradas en esta norma tienen mayor capacidad elástica ($R \leq 4$) y que las demandas están amplificadas (en la Sección 11.7.4) se han incorporado fórmulas del Capítulo 11 de ACI 318-14 a pesar de que los muros tipo BD no satisfacen todas las condiciones de esa referencia.

(c) **Refuerzo horizontal y vertical** — El refuerzo de corte se requiere horizontal y vertical simultáneamente. Para establecer la cuantía en cada dirección se calculará la cuantía de refuerzo horizontal como se indica en la Sección 11.7.3-1.

- Cuando $H_w/L_w \leq 2.0$, la cuantía vertical ρ_L será como mínimo igual a ρ_t o lo que se requiera por flexo-compresión.
- Cuando $H_w/L_w > 2.0$, la cuantía vertical será lo que se requiere por flexo-compresión o bien la cuantía mínima en la Sección 11.6.2, lo que sea mayor.

(d) La contribución del concreto por unidad de área será:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \text{ Kg/cm}^2 \quad (11.7.3-3)$$

(e) Cuando la sección esté en tracción

$$v_c = 0 \quad (11.7.3-4)$$

(f) Se permitirá una evaluación más detallada de la capacidad cortante del concreto tomando en cuenta la contribución del esfuerzo axial.

$$v_c = k_a \left(0.80\sqrt{f'_c} + 0.25 \frac{P_{am}}{A_g} \right) \text{ Kg/cm}^2 \quad (11.7.3-5)$$

Donde:

- $k_a = 2/3$
- Se permitirá usar $k_a = 1$ encima de la zona post-elástica crítica de un muro; la zona crítica abarca desde el cimiento hasta el punto con la menor relación $[M_y/M_{am}]$ más un entrepiso; los primeros dos pisos sobre el nivel de calle siempre se considerarán zona crítica (o un piso si solo hay uno).

Comentario 11.7.3 f

En el libro: "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings" de Paulay y Priestley Pag 655, se propone un factor para expresar la capacidad a corte de un muro en función de la ductilidad de desplazamiento;

$$k_a = \frac{4 - \mu}{3}$$

Nótese que μ es la ductilidad de desplazamiento, que en esta norma no excede de 2. Por tanto $k_a = 2/3$.

En los casos que se opte por $R=3$, como en el Capítulo 14, $k_a = 1$

Es importante notar que en la ecuación de v_c se está considerando la contribución positiva al corte de la carga a compresión. Sin embargo, si el muro está en tracción el aporte será con signo negativo.

11.7.4 — Demanda cortante para diseño

Comentario 11.7.4

En el diseño de muros de corte se busca evitar un desempeño frágil por cortante en las zonas donde por flexión puede haber excursión post-elástica, llamada por simplicidad “rótula plástica”. Este es un proceso de falla dúctil en muros tipo DA o en el caso de los muros DB, “cuasi-dúctil”. En todo caso, es necesario inducir que se genere primero una falla a flexión, tratando de evitar a toda costa una falla frágil a corte.

El criterio para promover que la falla a flexión se produzca primero es aumentar la carga de diseño a corte utilizando factores de mayoración superiores a los de flexión. Este es el objeto de la mayoración adicional estipulada en 11.7.4.

Los muros con una relación de $H_w/L_w < 2$ nunca van a fallar por flexión y es inevitable que su modo de falla sea a corte; no obstante, al aplicar el factor de amplificación indicado en la Sección 11.7.4; el comportamiento del muro tenderá a ser completamente elástico; aplicando las expresiones, el factor será inevitablemente 2.0. Por no es necesario considerar otras condiciones especiales de diseño para esta geometría de muro.

- (a) El cortante de diseño será

$$V_u = 2.0 V_{am} \quad (11.7.4-1)$$

- (b) Opcionalmente podrá aplicarse la Ecuación 11.7.4-2.

$$V_u = \left[1.25 + 0.0535 \left(16 - \frac{H_w}{L_w} \right) \right] V_{am} \quad (11.7.4-2)$$

Donde:

- $2 \leq H_w/L_w \leq 16$

- (c) Para evitar posibles sobre-diseños, podrá aplicarse la ecuación 11.7.4-3 que regirá sobre la 11.7.4-1 cuando se opte por utilizarla consistentemente en un proyecto.

$$V_u = 1.25 * V_{am} \left(\frac{M_y}{M_{am}} \right) \quad (11.7.4-3)$$

Donde:

- M_y/M_{am} será valor absoluto que no necesita ser mayor que 2.0. Esto se verificará para cada una de las combinaciones mayoradas, V_{am} , que incluyan carga sísmica.

11.7.5 — Límites máximos de capacidad cortante

(a) En ningún caso la capacidad cortante excederá los siguientes valores:

$$(i) V_n \leq 2.1 A_{cv} \sqrt{f'_c} \text{ para refuerzo en dos camadas} \quad (11.7.5-1)$$

$$(ii) V_n \leq 1.6 A_{cv} \sqrt{f'_c} \text{ para refuerzo en una camadas} \quad (11.7.5-2)$$

(b) Las dos limitaciones del Inciso (a) aplican al muro como un todo o a los segmentos de muro que se forman al haber una abertura (en los casos que éstas estén permitidas).

Comentario 11.7.5

Los muros con una sola cama de refuerzo se consideran más limitados al desempeñarse en altos esfuerzos y por ello se limita más el cortante máximo. Al haber dos camadas de refuerzo hay un mejor control de agrietamiento no solo en el propio plano donde ocurre el corte principal sino también por efectos perpendiculares al plano del muro.

11.7.6 Verificación de cortante por fricción — En las zonas de juntas de frías de construcción, donde existe la posibilidad de formación de una grieta entre un muro nuevo fundido sobre una losa previamente fundida se deberá revisar que la capacidad de transferencia a corte sea suficiente:

$$V_{am} \leq f_\mu (0.85 A_{sj} f_y + P_{am}) \quad (11.7.6-1)$$

Tabla 11.7-1 — Coeficiente de fricción

Tipo de superficie de concreto	Fricción f_μ
Superficie limpia agregado grueso expuesto y rugosidad mayor a 1 cm	1.40
Superficie limpia con rugosidad mayor a 0.5 cm	1.00
Concreto limpio sin rugosidad intencional	0.60

FIN DEL CAPÍTULO 11

CAPÍTULO 12 — DIAFRAGMAS HORIZONTALES

12.1 — General

12.1.1 El diseño de los diafragmas deberá cumplir con lo estipulado en este capítulo en particular y en general, con lo estipulado en NSE 7.1 que a su vez refiere al Capítulo 12 del ACI 318-14.

12.2 — Manejo de Esfuerzos

(a) Las losas deberán mantener su capacidad de transmitir esfuerzos en su propio plano durante un evento sísmico.

(b) Para cualquier combinación de carga mayorada, el esfuerzo a compresión en la losa no deberá exceder (en Kgf/cm²):

$$\Phi_c * 0.20 * f'_c \quad (12.2-1)$$

(c) El esfuerzo cortante en el plano de la losa no excederá (en Kgf/cm²):

$$\Phi_v * 0.53 * \sqrt{f'_c} \quad (12.2-2)$$

(d) Cuando los esfuerzos exceden los límites anteriores, deberán rebajarse incrementando el espesor de losa o suministrando un elemento colector.

(e) Los esfuerzos de tracción serán resistidos con refuerzo de acero que será sumado al de las mallas de refuerzo de flexión o al refuerzo de las vigas de entrepiso, según el caso.

12.3 — Estimación de esfuerzos

(a) El análisis estructural de la edificación deberá ser tal que permita evaluar la intensidad de los esfuerzos en los diafragmas.

(b) Para mejorar la estimación de la distribución de los esfuerzos y de las deformaciones en el plano del diafragma, la rigidez de las losas en su plano podrá reducirse al 70%; la rigidez podrá reducirse más en las zonas más esforzadas como pisos de pasillos entre aberturas y otras gargantas; esto último quedará al criterio del analista.

12.4 — Elementos colectores

(a) Un “elemento colector” es un engrosamiento de losa junto a un muro o bien una viga tributaria capaz de re-direccionar y rebajar los esfuerzos de diafragma.

(b) Las losas colectoras tendrán doble cama de refuerzo y la parte de los esfuerzos debidos a la acción de diafragma no excederán lo indicado en los incisos (b) y (c) de la Sección 12.2.

(c) Las vigas capaces de funcionar como colectores cumplirán con los requisitos de la Sección 9.2 en cuanto a dimensiones y refuerzo. Además se deberá cumplir con los Incisos (d), (e) y (f) de la Sección 12.4.

(d) El esfuerzo medio a compresión en el colector no deberá exceder (en Kgf/cm²):

$$\Phi_c * 0.35 * f'_c \quad (12.4-1)$$

(e) El esfuerzo cortante horizontal en el colector no excederá (en Kgf/cm²):

$$\Phi_v * 0.53 * \sqrt{f'_c} \quad (12.4-2)$$

(f) Cuando el colector transfiera esfuerzos compresivos que involucren al factor Ω_r , el límite de esfuerzo medio en compresión (en Kgf/cm²) podrá incrementarse a:

$$\Phi_c * 0.50 * f'_c \quad (12.4-3)$$

(g) Los dinteles entre muros no podrán utilizarse como elementos colectores.

FIN DEL CAPÍTULO 12

CAPÍTULO 13 — CIMIENTOS

13.1 Se permitirán los tipos usuales de cimentación:

- (a) Placas superficiales con espesores incrementados donde sea requerido por flexión o cortante;
- (b) Cimentaciones corridas con sobre-anchos donde se requiera para distribuir cargas concentradas;
- (c) Pilotes con vigas de interconexión;
- (d) Combinación de las anteriores siguiendo lo que estipule el consultor geotécnico.

13.2 Donde se utilicen cimientos corridos, estos deberán estar completamente interconectados formando anillos; el cimiento corrido y una porción de muro bajo el nivel de piso formarán vigas T.

13.3 Todos los diseños de cimentación deberán contar con los informes geotécnicos estipulados en NSE 2.1. Los informes geotécnicos para placas y otros cimientos continuos deberán incluir una estimación, o cuando menos una aproximación, del módulo de reacción del suelo para una correcta distribución de esfuerzos en los muros de gran longitud y así prevenir agrietamientos inesperados en los muros de base.

13.4 Para el diseño de las cimentaciones se utilizarán los criterios estipulados en NSE 7.1 y la referencia ACI 318-14.

FIN DEL CAPÍTULO 13

CAPÍTULO 14 — OPCIÓN DE DUCTILIDAD REDUCIDA

14.1 — General

14.1.1 Alcance

- (a) En estructuras menores puede haber suficiente cantidad de paredes, necesarias por arquitectura, de manera que se podrá aprovechar la capacidad elástica disponible reduciendo aún más los requerimientos de ductilidad inherente.
- (b) La metodología de este capítulo es opcional. Aplicará a edificaciones Tipo E2 con muros DB de hasta 3 pisos de altura.

Comentario 14.1.1

Construcciones de 1 y 2 pisos, especialmente casas con ambientes relativamente pequeños pueden calificar para diseñarse conforme se estipula en este capítulo; la posibilidad de un tercer piso se ha dejado abierta. Es asunto de hacer el análisis requerido y comprobar que se satisfagan los esfuerzos y limitantes.

14.1.2 — Reducción de Ductilidad

- (a) Factores de modificación de respuesta post-elástica:
- $R = 3$
 - $C_d = 2.5$
 - $\Omega_r = 2$
 - $\Delta_u \leq 0.007$
- (b) La ductilidad de desplazamiento podrá ser 1.5 en lugar de 2.0. La máxima relación H_w/L_w será 8.

14.2 — Espesores de pared

14.2.1 Espesor mínimo — El espesor mínimo de pared será 8 cm siempre que se satisfagan las limitaciones por pandeo elástico y post-elástico.

14.2.2 Pandeo elástico — El espesor mínimo por pandeo elástico cumplirá lo especificado por la Sección 11.2.2, salvo que cuando:

$$\frac{P_u}{\Phi_c * f'_c * A_g} \leq 0.06 \quad (14.2.2-1)$$

- El espesor podrá ser:

$$T_w \geq T_{we} = \frac{h_p}{30} \quad (14.2.2-2)$$

14.2.3 Pandeo post-elástico — El espesor mínimo por pandeo post-elástico debe cumplir los requisitos de la Sección 11.2.3 pero el valor de θ podrá obtenerse de la Tabla 14.2-1.

Tabla 14.2-1 — Parámetro θ

H_w / L_w	θ	$\sqrt{\theta}$
1	1.50	1.22
2	1.90	1.38
3	2.20	1.48
4	2.40	1.55
5	2.55	1.60
6	2.68	1.64
7	2.79	1.67
8	2.88	1.70

14.3 — Dinteles y sillares

(a) Para las edificaciones cubiertas por este capítulo, el diseñador podrá optar por dejar acoplados todos o algunos de los dinteles que apoyen sobre muros en su mismo plano; también podrá dejar acoplados sillares que tengan continuidad con muros en el mismo plano.

(b) Los “muñecos” o “machones” que son segmentos de muro de altura parcial H_m que tengan $H_m/L_m \leq 1.0$ por haber quedado acoplados a dinteles y sillares, deberán diseñarse utilizando los valores del análisis multiplicados por el factor de incremento de capacidad elástica Ω_r de la Sección 14.1.2.a.

(c) Los dinteles y sillares en contacto con muros perpendiculares a su plano (sin contacto con otros muros en su propio plano) deberán quedar desacoplados. Si se opta por acoplarlos, el muro perpendicular tendrá un recodo capaz de resistir los esfuerzos estipulados en el Inciso (b).

14.4 — Verificación de Ductilidad

14.4.1 — Con secciones prismáticas

(a) La ductilidad se considerará satisfecha si se cumplen las condiciones de los Incisos (a), (b) y (c) simultáneamente (el criterio aplica a secciones asimétricas y simétricas):

$$\frac{H_w}{L_w} \leq 8 \quad (14.4.1-1)$$

(b) Ninguna de las dos combinaciones mayoradas de carga gravitacional requeridas en la Sección 5.4 excederá la relación de esfuerzos:

$$\frac{P_u}{A_g} \leq 0.16 f'_c \quad (14.4.1-2)$$

(c) Ninguna de las restantes combinaciones de carga excederá la relación de esfuerzos:

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{Mu_x}{S_x} + \frac{Mu_y}{S_y} \leq 0.25 f'_c \quad (14.4.1-3)$$

14.4.2 — Con esfuerzos por elementos finitos

(a) La ductilidad se considerará satisfecha si se cumplen las condiciones de los incisos (a), (b) y (c) de la Sección 14.4.2 simultáneamente:

$$\frac{H_w}{L_w} \leq 8 \quad (14.4.2-1)$$

(b) En cada una de las dos combinaciones de carga gravitacionales mayoradas de la Sección 5.4, el esfuerzo gravitacional promedio sobre cada segmento prismático de muro, no excederá:

$$\sigma_{mg[med]} \leq 0.16 f'_c \quad (14.4.2-2)$$

(c) El esfuerzo vertical máximo generado por cualquiera de las restantes combinaciones mayoradas de la Sección 5.4 en cualquier punto de cada muro no excederá:

$$\sigma_{mg[max]} \leq 0.25 f'_c \quad (14.4.2-3)$$

Comentario 14.4.2

Lo práctico al utilizar los programas de cálculo estructural que empleen el método de análisis por elementos finitos para analizar estructuras con muros será utilizar las herramientas para definir paños de pared (“piers” en inglés). Estos se pueden definir, aunque haya sillares y dinteles acoplados. Los programas de cálculo estructural integrarán los resultados del análisis sobre los paños definidos y darán resultados para la carga axial total en el paño (para verificar si se cumple la Ecuación 14.4.2-2), indicarán los esfuerzos verticales máximos (para verificar si se cumple Ecuación 14.4.2-3); también integrarán los cortantes sobre cada paño.

14.4.3 — Método alternativo del eje neutro

(a) El método del eje neutro también podrá aplicarse siguiendo la Sección 11.4.6 aunque incorporando algunas modificaciones.

(b) La Ecuación básica 11.4.6-1 se mantiene. Las variables A_r , δ , H_w , L_w mantienen su definición. D mantiene su formulación con los mismos límites. σ_a mantiene su formulación. Se modifica lo siguiente:

- $k = 0.2 + 0.055 * A_r$
- $C_d = 3$
- $D1 = (A1 - A2 * \sigma_a) * A_r + A3 + A4 * \sigma_a$
- Los valores de A1, A2, A3 y A4 serán los establecidos en la Tabla 11.4-1:

Tabla 14.4 -1 — Valores complemento para Sección 14.4.3 b

	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	$f_y=4900 \text{ kg/cm}^2$
A1	0.883	0.978
A2	0.836	1.115
A3	1.350	1.458
A4	0.728	5.895

(c) Para la comprobación de ductilidad se seleccionará el mayor c/L_w que generen las combinaciones de carga, el cual tendrá que ser menor o igual que:

$$C_{max} = K_u L_w \quad (\text{repite 11.4.6-2})$$

Simplificación: Alternativamente D puede sustituirse directamente por el valor mayor entre $D1$ y 0.0075. $D1$ está definido en el Inciso b.

14.5 — Diseño por Corte

14.5.1 El diseño por corte deberá cumplir con los criterios de la Sección 11.7 salvo que el valor de K_a en la Ecuación 11.7.3-5 podrá ser 0.80

FIN DEL CAPÍTULO 14

CAPÍTULO 15 — MUROS DE DUCTILIDAD DISEÑADA (DD)

15.1 — Alcance

15.1.1 En este sistema el diseñador podrá decidir el factor de reducción de respuesta “R” que considere apropiado, siempre y cuando garantice el nivel de ductilidad compatible con el factor seleccionado.

Comentario 15.1

La intención es permitir al diseñador escoger el nivel de ductilidad que considere más adecuado para su planeo estructural. Sin embargo, el precio de esta liberalización es tener que analizar el modelo estructural bajo lineamientos más rigurosos y formales. Se deberá utilizar la metodología completa contenida en el Manual Técnico NSE-7.9; no podrá utilizar los procedimientos simplificados contenidos en las Secciones 11.4.3 y 11.4.4.

15.2 — Valores de R y Ω_r

15.2.1 El valor R utilizado no excederá 6. No tendrá por qué ser menor que 3. El valor de Ω_r será R-1.

15.3 — Ductilidad de desplazamiento

(a) La ductilidad que controla el diseño será la ductilidad de desplazamiento. Se podrá tomar un factor máximo de sobre-resistencia de 2. La ductilidad de desplazamiento necesaria será:

$$R_d = \frac{R}{R_{sr}} \geq 1.5 \quad (15.3-1)$$

Comentario 15.3 a

La revisión de la ductilidad se podrá realizar por medio de la metodología planteada en el Manual Técnico DSE-7.9.

(b) Los dos tercios superiores de la edificación podrán diseñarse para una ductilidad mínima de 1.5 siempre y cuando la capacidad elástica de momento de esos muros sea superior a 2.0 veces el momento del análisis y que ese tramo superior esté fuera de la región de posible articulación plástica del muro.

Comentario 15.3 b

Se busca que las articulaciones plásticas se den en el tercio inferior del edificio, para asegurarse de esto se aumenta la capacidad de los pisos superiores para garantizar su comportamiento elástico. Un factor de ampliación de $R/2$ siendo 2 la sobre-resistencia nos daría un comportamiento totalmente elástico sin embargo, como la ductilidad mínima es 1.5 dicho factor se convierte en $R/3$. El factor w es factor sugerido por Priestley para considerar los efectos en los momentos por los otros modos de vibrar de la estructura diferente al primero. Al multiplicar por 1.25 consideramos el efecto del endurecimiento del acero después de fluir.

15.4 — Espesor de muros

15.4.1 El espesor de los muros deberá cumplir con lo especificado en las Secciones 11.2.2 y 11.2.3 salvo que el parámetro θ de rotación plástica deberá calcularse para la ductilidad de desplazamiento requerida. El parámetro se puede calcular según la Ecuación 15.4-1.

$$\theta = 1 + \left[\frac{\mu\Delta - 1}{\beta * (k/A_r)} \right] * \left[1 - \frac{K}{2 * A_r} \right] \quad (15.4-1)$$

Donde:

- $\mu\Delta$ = Ductilidad de desplazamiento (R/R_d)
- $A_r = H_w/L_w$
- $K = 0.2 + 0.044 * A_r$ (Factor de longitud de articulación no mayor a 0.90)
- β = Factor de forma en la carga; el valor básico será 4, sin embargo podrán usarse valores de 3 o 3.6 (Ver Manual Técnico DSE-7.9 Ecuación 10)

Comentario 15.4

Un elemento sin ninguna ductilidad se considera muy riesgoso y a cualquier incremento en la carga produce una falla frágil y debemos recordar que la sobre-resistencia es una estimación por lo que, una ductilidad mínima de 1.5 deberá proveerse como factor de seguridad.

15.5 — Diseño por Corte

15.5.1 El diseño por corte deberá cumplir con lo especificado en la Sección 11.7.3, salvo que el valor K_a en la Ecuación 11.7.3-5 podrá ajustarse al valor de ductilidad de desplazamiento (R_d) requerido como:

$$k_a = \frac{4 - R_d}{3} \quad (15.5-1)$$

FIN DEL CAPÍTULO 15

CAPÍTULO 16 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

- (a) Los elementos no estructurales rígidos y comparativamente masivos deberán diseñarse para poder acomodarse a los desplazamientos de la estructura y para acomodar los efectos sísmicos inherentes a su rigidez y masa (como paredes de mampostería o de concreto insertas en la estructura principal). El acomodo de desplazamientos podrá hacerse por aislamiento de desplazamientos laterales o por calibración y reducción de la rigidez.
- (b) Elementos comparativamente livianos o flexibles (como cielos suspendidos y tabiques de tablayeso) se fijarán de manera adecuada para que no constituyan un riesgo a la integridad humana cuando queden sujetas a sismos significativos.
- (c) Vidrieras, ventanales y ventanas deberán ser evaluadas para prevenir astillas potencialmente peligrosas.
- (d) Escaleras, pasillos y otros elementos de la ruta de evacuación estarán sujetos o integrados a la estructura principal y no estarán apoyados o resguardados sobre elementos como los descritos en el Inciso (a).
- (e) Fachaletas, cerámicas u otros forros decorativos adheridos con pegamentos de superficie sin fijación positiva (pernos o anclajes) no se instalarán en pasillos públicos ni en rutas de evacuación. Tampoco se adherirán sin conexión positiva a las fachadas, a menos que se provean cornisas o guardas capaces de recoger escombros desprendidos antes de caer sobre a aceras y caminamientos.
- (f) Aunque el diseño sismo-resistente de los elementos en los Incisos (a) al (e) queda fuera del alcance de esta norma, el desarrollador podrá referirse a normas o recomendaciones de diseño reconocidas. Es importante recordar que el límite de deriva post-elástica contemplado en esta norma es 1% y que los aditamentos, decoraciones y accesorios deberán acomodarse idealmente a $0.01/C_d$.

Comentario 16

Para el diseño de elementos no estructurales referirse al Capítulo 13 de ASCE 7-16.

Acomodar los aditamentos a la deformación indicada en el Inciso f implica que se admite cierto grado de daño colateral pero no es realista pretender mejor desempeño.

FIN DEL CAPÍTULO 16

CAPÍTULO 17 — TECHOS FLEXIBLES

- (a) En donde no se utilice un diafragma rígido la distribución de carga lateral se debe hacer por área tributaria.
- (b) Ya que los muros que se especifican en esta norma son de ductilidad limitada y de poco espesor, los muros que soporten techos de lámina están sujetos a una mayor probabilidad de pandeo, sin embargo, también están sujetos a unas cargas de inercia más bajas. La aproximación recomendada en este caso es diseñar el muro total mente elástico, es decir, utilizar un $R = 2$ y no depender de la ductilidad del muro, es decir se pueden seguir los detalles de armado para muros ordinarios del ACI 318-14.
- (c) Aunque el muro en su sentido longitudinal se trate como ordinario, el muro deberá tener la suficiente capacidad de manejar el sismo trasversal a este, esto se lograra con el refuerzo horizontal del muro apoyándose este en los muros perpendiculares a este.
-

FIN DEL CAPÍTULO 17

CAPÍTULO 18 — MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

- (a) Los métodos de construcción y tipo de formaleta deberán respetar los lineamientos descritos en el ACI-347.
- (b) Las tolerancias en la construcción deberán regirse por lo especificado en el ACI-117.
- (c) Los procedimientos de vibrado de concreto deberán respetar lo especificado en el ACI-309.
- (d) El constructor deberá garantizar que se mantenga el correcto alineamiento de las mallas de refuerzo centrales, antes y durante la fundición de los muros.
- (e) El constructor deberá garantizar que se mantenga durante la fundición el correcto posicionamiento de mallas de refuerzo en muros angostos en los que el recubrimiento es un factor clave para promover durabilidad.

Comentario 18

Las mallas centrales desalineadas reducen la ductilidad y el desempeño post-elástico de muros de poco espesor; es una causa primaria de falla. Mallas que en diseño se colocan al mínimo posible de la superficie de un muro de poco espesor no tienen tolerancia a desalineaciones; las desalineaciones hacia afuera comprometen la durabilidad de los muros angostos, especialmente los que están expuestos a la intemperie; las desalineaciones o corrimientos hacia adentro comprometen el desempeño sísmico.

FIN DEL CAPÍTULO 18

CAPÍTULO 19 — REQUERIMIENTOS PARA EL CONCRETO

19.1 — Requisitos generales

19.1.1 Material — El concreto deberá cumplir lo prescrito en los Capítulos 19 y 26 del ACI-318-2014.

19.1.2 Vibrado del concreto — El vibrado del concreto deberá realizarse considerando en especial que los muros DB son usualmente de poco espesor. Como referencia de un vibrado adecuado se puede utilizar el ACI-309 y se deberá considerar el diámetro adecuado de agregado, la fluidez, el diámetro de punta de vibrador y las opciones de vibrado externo.

19.2 — Concreto

19.2.1 — Resistencias de diseño

- (a) Para muros de Ductilidad Baja la resistencia f'_c utilizada en el cálculo numérico no excederá 350 Kg/cm².
- (b) Para muros de Ductilidad Alta la resistencia f'_c utilizada en el cálculo numérico no excederá 420 Kg/cm².
- (c) Para muros en general la resistencia f'_c mínima a emplear no será menor a 200 Kg/cm².

Comentario 19.2.1

Se estipulan limitaciones en la resistencia de diseño porque los concretos de mayor resistencia tienen menor ductilidad inherente. La muy limitada ductilidad que se alcanza en muros Tipo BD depende de la ductilidad inherente del concreto.

19.2.2 Concretos de alta fluidez — Dado que los muros DB se asocian con espesores pequeños será extremadamente importante especificar una mezcla fluida que permita un adecuado proceso de fundición, sin menoscabo de la resistencia del concreto. Los aditivos utilizados para lograr la fluidez adecuada deberán cumplir con lo especificado en ACI 212.

FIN DEL CAPÍTULO 19

CAPÍTULO 20 — REQUERIMIENTOS PARA EL REFUERZO

20.1 — Tipo de refuerzo

20.1.1 General — El acero de refuerzo deberá cumplir lo prescrito en NSE 7.1 o el Capítulo 20 del ACI-318-2014 referente a lo que esté específicamente permitido para aplicaciones sismo-resistentes.

20.1.2 — Uso de refuerzo A706 y opción A615

(a) El refuerzo del concreto estará conforme a especificaciones ASTM A706, únicamente Grado 60 ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$) o su equivalente COGUANOR NTG.

(b) Se permitirá el uso de refuerzo ASTM A615, siempre que el f_y real no exceda en ningún caso 5500 kg/cm^2 . Adicionalmente la relación de esfuerzo máximo [f_t real] a [f_y real] será mayor o igual a 1.25; la elongación en probeta de 20 cm excederá el 10 por ciento para barras calibre #7 en adelante y excederá el 12 por ciento para barras calibre #6 a #3. En todo caso el f_y de diseño será 4200 Kg/cm^2 .

Comentario 20.1.2 b

El refuerzo ASTM A706 es el más indicado en la actualidad para lograr desempeños más dúctiles. El ACI 318 ha añadido restricciones a las especificaciones A615 desde 2002 para asemejarlas lo más posible a las A706. En ACI 318-14 (Sección 20.2.2.5 b) se añadieron restricciones adicionales de elongación mínima iguales a las del acero A706. En esta norma se relaja esa nueva especificación de elongación para el refuerzo A615 únicamente en atención a que está teniendo lugar la transición de A706 a A615 a la fecha de esta edición. No obstante, el acero A706 está ya disponible en el mercado local.

(c) No se permitirá el uso de empalmes soldados en refuerzo A615. Tampoco en refuerzo A706.

Comentario 20.1.2 c

No se permiten empalmes soldados, ni aún con acero A706 debido a la dificultad práctica de implementar una apropiada supervisión específica de soldaduras de campo para empalmes. El riesgo de vicios ocultos en los empalmes soldados es demasiado alto. El uso de conectores mecánicos es la opción indicada para evitar empalmes por traslape.

20.1.3 — Uso de refuerzo A1064

(a) Para refuerzo de confinamiento, cortante y torsión se podrán utilizar varillas corrugadas de acero estirado en frío grado 75 ($f_y=5300 \text{ kg/cm}^2$) siempre que sean fabricadas bajo especificación ASTM A1064 (y únicamente A1064) o su equivalente COGUANOR NGT.

Comentario 20.1.3 a

Las varillas corrugadas estiradas en frío fabricadas conforme a A1064 alcanzan el grado 75; en el mercado guatemalteco, por costumbre, suelen designarse como grado 70.

(b) Específicamente en las estructuras cubiertas por NSE 7.9, cuando sean diseñadas conforme al Capítulo 11, se permitirá para refuerzo en flexión, actuando en tracción, el uso de varillas corrugadas de acero estirado en frío grado 70 ($f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$) fabricadas conforme a especificaciones NTG 36017. La resistencia a la fluencia deberá tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento y la deformación a la fractura deberá ser como mínimo de un 3.5 por ciento total (3 por ciento plástico y 0.5 elástico).

Comentario 20.1.3 b

La NSE 7.1 conforme a ACI 318-14 no permite el uso de refuerzo A1064 (Equivalente al NTG 36017) para refuerzo de flexión. El uso de malla electro-soldada no se permite en estructuras diseñadas como especiales.

(c) El diámetro nominal de las varillas corrugadas de acero estirado en frío para los usos en los Incisos (a) y (b) de la Sección 20.1.3 estará entre 5.6 mm y 16 mm.

Comentario 20.1.3 c

Los calibres de varillas que corresponden a los diámetros indicados son D4 a D31 o MD25 a MD200.

(d) No se permitirá el uso de empalmes soldados en el refuerzo especificado en la Sección 20.1.3.

20.1.4 — Uso de mallas electro-soldadas

(a) Se permitirá el uso de mallas electro-soldadas como refuerzo para muros de concreto diseñados conforme a la NSE 7.9.

(b) Las varillas de acero cumplirán especificaciones A1064; el diámetro de las varillas no será inferior a 5.5 mm ni excederá 160 mm. No se permitirá el uso de varillas estiradas en frío lisas a menos que el diseñador lo autorice expresamente. La resistencia nominal para diseño no excederá el grado 65 ($f_y = 4550 \text{ kg/cm}^2$) si se permite el uso de varillas lisas; de lo contrario podrá utilizarse grado 70 ($f_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$).

Comentario 20.1.4 b

Nótese que la Tabla 6 de la especificación ASTM A1064 indica que las varillas lisas para mallas soldadas son grado 65. Esa resistencia controla (sobre el grado 70 para mallas corrugadas) ya que los proveedores locales de malla alternan calibres lisos y corrugados para simplificar identificación visual de las mallas en campo. El uso de varillas lisas en mallas es permitido porque buena parte de la adherencia acero-concreto se produce por anclaje mecánico en las intersecciones de la malla pero queda a criterio del diseñador autorizar su uso.

(c) Se podrán utilizar mallas electro-soldadas como refuerzo de muros en toda la altura de la estructura, siempre y cuando la malla tenga una deformación plástica igual o superior a un 3%. En el caso que la malla tenga una capacidad de deformación inferior al 3% solo podrá utilizarse en edificaciones de menos de 3 pisos o en los tres niveles superiores de edificios de más de 3 pisos.

Comentario 20.1.4 c

El límite mínimo de 3% en la electro-malla garantiza que se alcance la ductilidad requerida en el sistema sin importar que primero se alcance la falla del concreto a una deformación unitaria de 0.004. Debajo del 2.5% de deformación en la electro-malla ya es factible que la falla prematura de la electro-malla no permita que se alcance la ductilidad adecuada. El análisis del uso de la electro-malla se realizó para la condición de muros de baja ductilidad, para los muros donde se requiera de una ductilidad mayor, el uso de este tipo de material no es apropiado.

20.2 — Traslapes y anclajes

20.2.1 Los requisitos de longitudes de desarrollo de refuerzo, traslapes, anclajes mecánicos y químicos serán los estipulados en NSE 7.1 y ACI-318-2014 Capítulo 20.

20.3 — Recubrimientos

20.3.1 — Recubrimientos básicos

(a) Los recubrimientos básicos mínimos serán los indicados en la Tabla 20.3-1. (basados en la Tabla 20.6.1.3.1 de ACI 318-14).

Comentario 20.3.1 a

En muros de pared delgada los recubrimientos y la posición y rigidez del refuerzo dentro de la formaleta, previo a la fundición, cobran especial importancia; pequeñas desviaciones pueden estropear la intención de diseño y generar vicios de construcción ocultos. El precio de reducir el tamaño de las secciones es la necesidad de utilizar alzas y fijaciones que requieren mayor inversión y mayor atención de instalación.

Tabla 20.3-1 — Recubrimientos mínimos

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento básico mm	Recubrimiento reducido - mm Sec. 20.3.3
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con éste	Todos	Todos	75	N/A
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Muros	#6 y mayor	50	30
		#5 y menor y A1064	40	20
	Los demás	#6 y mayor	50	40
		#5 y menor y A1064	40	30
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	#11 y menor y A1064	20	15
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal	40	Mayor de d_b o 16
		Estribos y espirales	40	10

(b) Las alzas y fijadores no serán metálicas, ni de madera y no serán hechas de morteros o concretos permeables de segunda calidad. La precisión de espesores de alzas será de 2 mm.

Comentario 2.3.1 b

La implicación de lo estipulado es promover el uso de alzas plásticas u otros dispositivos de patente. El utilizar muros de poco espesor implica uso de recubrimientos mínimos posible; esto, a su vez, implica máxima exposición a la corrosión con el tiempo.

20.3.2 Recubrimientos alternos — Se podrán utilizar directamente los recubrimientos estipulados en la Tabla 20.6.1.3.1 del ACI-318-2014.

20.3.3 — Recubrimientos en condiciones especiales

(a) Se podrán utilizar los recubrimientos indicados en la columna “recubrimientos reducidos” de la Tabla 20.3-1 (basados en la Tabla 20.6.1.3.3 del ACI-318-2014) cuando la resistencia f'_c del concreto sea al menos 280 kg/cm², cuando las formaletas sean de baja deformación, los fijadores del acero sean de precisión, y el control de calidad del concreto y el procedimiento de curado sean superiores a los normalmente aceptables.

Anotación 20.3.3 a

Para poder considerar al muro con un control de calidad superior y poder permitir los recubrimientos reducidos en la Tabla 20.3-1 se sobre-entenderá lo siguiente:

- 1) *El recubrimiento real no podrá ser menor al especificado en más de 3 mm (Es decir que si el recubrimiento es de 20 mm, la tolerancia máxima sería 17 mm).*
- 2) *Las irregularidades en la superficie del muro no pueden exceder de 6 mm en una línea recta de 3 m.*
- 3) *La formaleta tendría que ser metálica o de sistema patentado de madera, ambas modalidades estrictamente apuntaladas.*
- 4) *Las alzas y fijadores de acero serán plásticos, de patente.*
- 5) *La permeabilidad del concreto será la mínima especificada en normas NTG o ASTM para la resistencia correspondiente del concreto.*
- 6) *El curado será con mantas que mantengan la humedad constante.*

(b) Adicionalmente, en paredes exteriores se aplicará un tratamiento impermeabilizante en la cara exterior.

(c) Los planos indicarán en detalle los requerimientos especiales que permitirán utilizar los recubrimientos reducidos e indicarán cuáles son los elementos con recubrimiento reducido.

FIN DEL CAPÍTULO 20

CAPÍTULO 21 — FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD

21.1 — Reducción para flexión

21.1.1 El factor de reducción de capacidad para flexión en vigas y losas será:

$$\Phi_b = 0.90 \quad (21.1.1-1)$$

21.2 — Reducción para flexo-compresión

21.2.1 El factor de reducción de capacidad para flexo-compresión será:

(a) En muros:

$$\Phi_c = 0.90 \quad (21.2.1-1)$$

(b) En columnas y puntales:

$$\Phi_c = \Phi_v + 0.05 \quad (21.2.1-2)$$

Comentario 21.2

La limitación de intensidad de carga axial estipulada para muros DB implica bajas presiones axiales por lo que el valor de $\Phi=0.90$ es aceptable y coincide con el especificado en la Sección 3.1.4.2 del ACI 530 para muros de mampostería.

El factor Φ_c para flexo-compresión se relacionó con el factor Φ_v de cortante para asegurar una diferencia consistente y además que este último reduzca más y así ayudar a promover que la fluencia ocurra antes que la falla de corte. Los valores son congruentes con la Sección 3.4.1 de Paulay and Priestley, (1992).

21.3 — Reducción para cortante

(a) Muros: El factor de reducción de capacidad para cortante en muros será:

$$\Phi_v = \frac{1}{[0.90 + N/10]} \quad (21.3-1)$$

$$0.60 \leq \Phi_v \leq 0.85 \quad (21.3-2)$$

Donde:

- **N** es el número de niveles de la edificación

(b) **Dinteles:** Los factores de reducción para muros aplican a dinteles que permanezcan como parte de la estructura cuando lo permiten las Secciones 8.1.3 o bien 8.1.4.

(c) **Losas y vigas:** El factor de reducción de capacidad para cortante en vigas y losas será:

$$\Phi_v = 0.80 \quad (21.3-3)$$

(d) **Puntales y columnas:** El factor de reducción de capacidad para cortante en puntales y columnas será:

$$\Phi_v = 0.65 \quad (21.3-4)$$

21.4 — Reducción por aplastamiento

21.4.1 El factor de reducción de capacidad para aplastamiento será:

$$\Phi_v = 0.65 \quad (21.4.1-1)$$

FIN DEL CAPÍTULO 21

CAPÍTULO 22 — INSTALACIONES

22.1 — Aspectos Generales

- (a) Los requerimientos en este capítulo son complementarios con los requerimientos para agujeros en muros portantes en la Sección 11.3.3.
- (b) Las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas deberán plantearse para conducirse en ductos específicamente provistos para no interferir con la integridad y el desempeño estructural de la edificación.
- (c) No se permitirán instalaciones hidrosanitarias en muros portantes; en baños se utilizarán contra-muros de la altura necesaria. Bajantes y montantes se instalarán fuera de los muros portantes.
- (d) Será inevitable tener que instalar en el cuerpo de un muro tomacorrientes, interruptores y portalámparas y por consiguiente los ductos eléctricos asociados. Estas instalaciones, aunque sea imprescindible permitir las, no deberán exceder los límites indicados en esta norma.

Comentario 22.1

El fundamento básico de del sistema E2-DB es evitar la falla a compresión del concreto; esto es fundamental por lo delgado de los muros y la dificultad o imposibilidad de confinarlos. Al pretender instalar tuberías dentro de los muros se menoscaba su resistencia a cortante y también en compresión en contra del objetivo principal de esta norma.

Como es inevitable tener que realizar alguna instalación de tuberías eléctricas y de comunicación dentro de los muros, la norma regula estos ductos a su mínima expresión.

Un objetivo es lograr que las instalaciones principales se manejen por medio de ductos específicamente provistos en el diseño arquitectónico fuera del plano de los muros estructurales.

22.2 — Tuberías dentro de muros y losas

- (a) Se permitirá instalar tuberías de pvc o policarbonato dentro de muros o losas cuando el diámetro nominal de las tuberías no exceda 1/7 del espesor de la losa o muro. Las tuberías podrán ser metálicas siempre que no generen pares galvánicos o corrosión al estar en contacto con el refuerzo o el concreto; vale para las cajas eléctricas.
- (b) Instalar tuberías horizontales en muros estructurales estará terminantemente prohibido, sea que los muros tengan una o dos mallas de refuerzo.

- (c) Los ductos verticales y cajas asociadas no se instalarán próximos a bordes de muros; la zona vedada será 30 cm desde el extremo del muro. Tampoco se instalarán en bordes confinados de menos de 50 cm de ancho.
- (d) Ductos eléctricos mayores y cajas de distribución se instalarán fuera de los muros portantes. Del instalar drenajes y tuberías para artefactos sanitarios dentro de muros, éstos no se considerarán estructurales.
- (e) Los ductos dentro de las losas se colocarán entre las dos mallas de refuerzo y no en la zona de recubrimiento. Los ductos en muros de dos mallas se colocarán entre las mallas y solamente en posición vertical.

Comentario 22.2

Es importante contar con un planteo de instalaciones sanitarias antes del diseño estructural para eliminar ciertos muros del esquema estructural o bien instalarlos por fuera. Lo recomendable es trabajar los baños con contramuros para las instalaciones hidráulicas.

Los bajantes y montantes hidrosanitarios tienen el agravante que conducen líquidos por lo que el mantenimiento a largo plazo indica que es más razonable colocarlos fuera de paredes de concreto fundidas.

22.3 — Tableros e insertos mayores

22.3.1 En el caso de insistirse en embeber en las paredes elementos mayores, como tableros eléctricos o de comunicaciones, que además se asocian con ductos de alimentación de diámetros superiores a 1 pulgada y también con numerosos ductos derivados (verticales únicamente) esa franja de pared será no estructural y de preferencia la franja quedará desacoplada de las paredes estructurales adyacentes.

Comentario 22.3

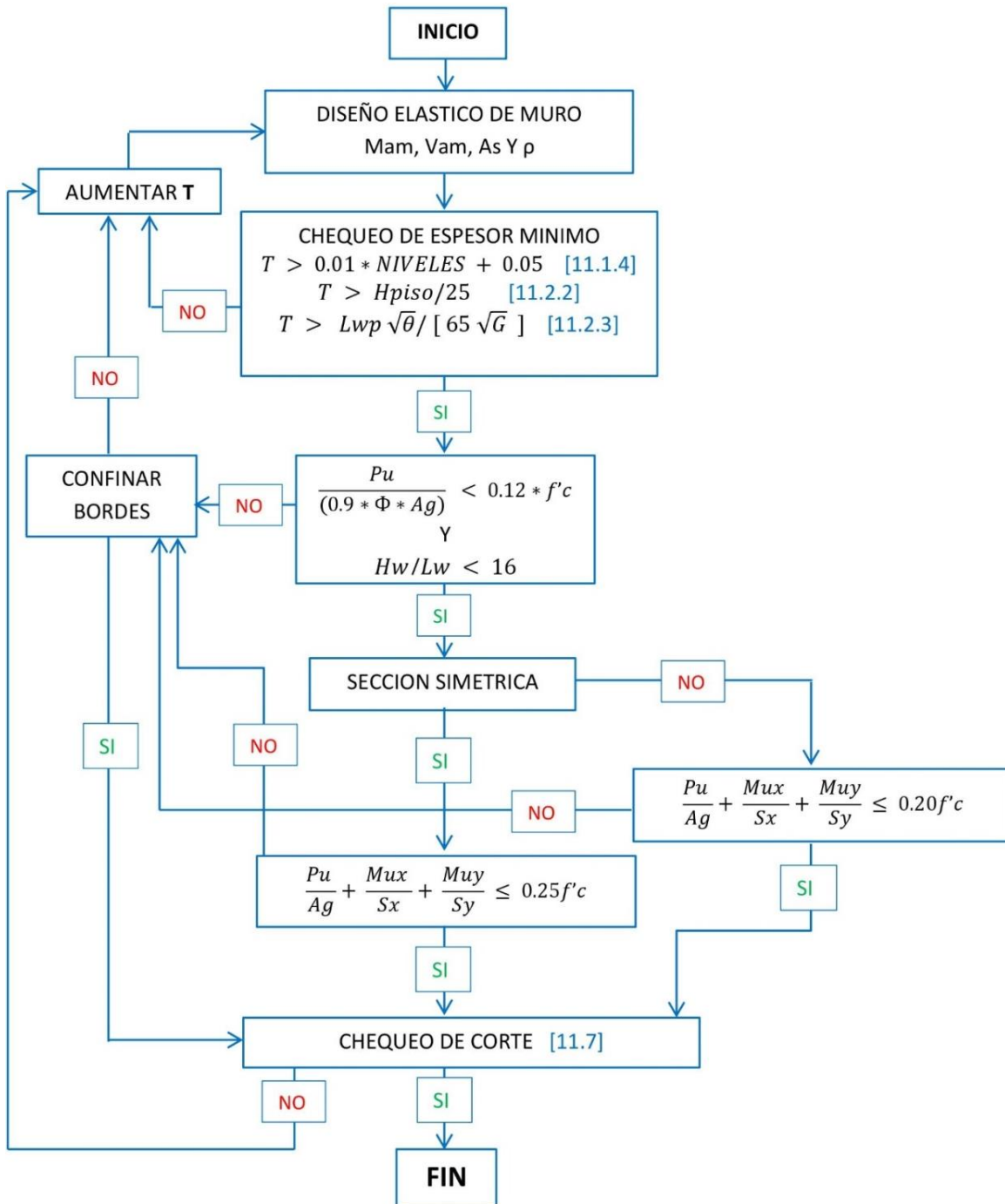
Lo más pertinente será destinar un espacio fuera del plano de la pared estructural para desarrollar las alimentaciones eléctricas y de comunicaciones. Igual criterio aplica a instalaciones hidrosanitarias

Es importante contar con un planteo básico de instalaciones eléctricas principales antes del diseño estructural para localizarlos adecuadamente o en última instancia eliminar ciertos muros del esquema estructural.

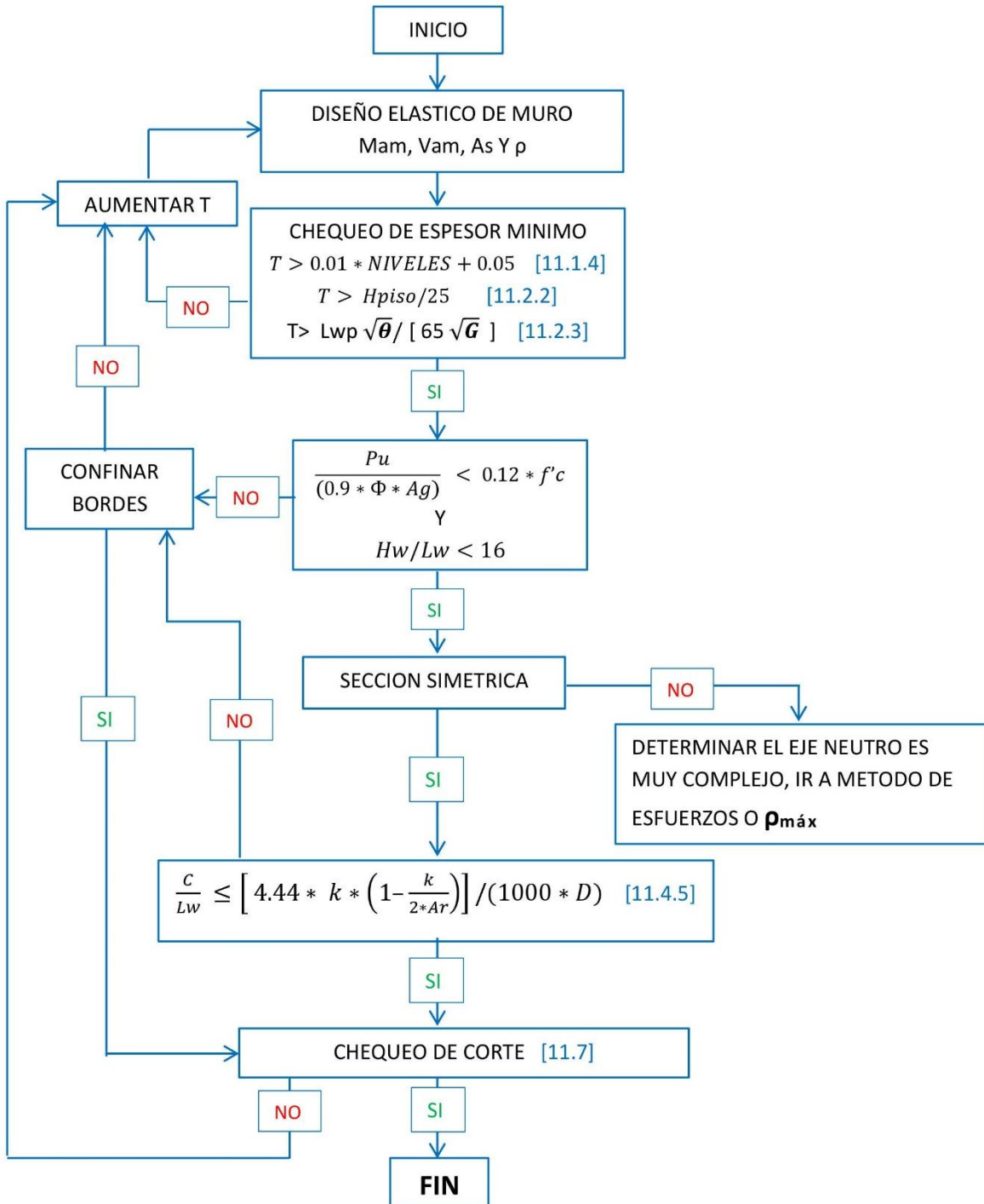
FIN DEL CAPÍTULO 22

ANEXO A — DIAGRAMAS DE FLUJO DISEÑO DE MUROS (BASADO EN EL CAPÍTULO 11)

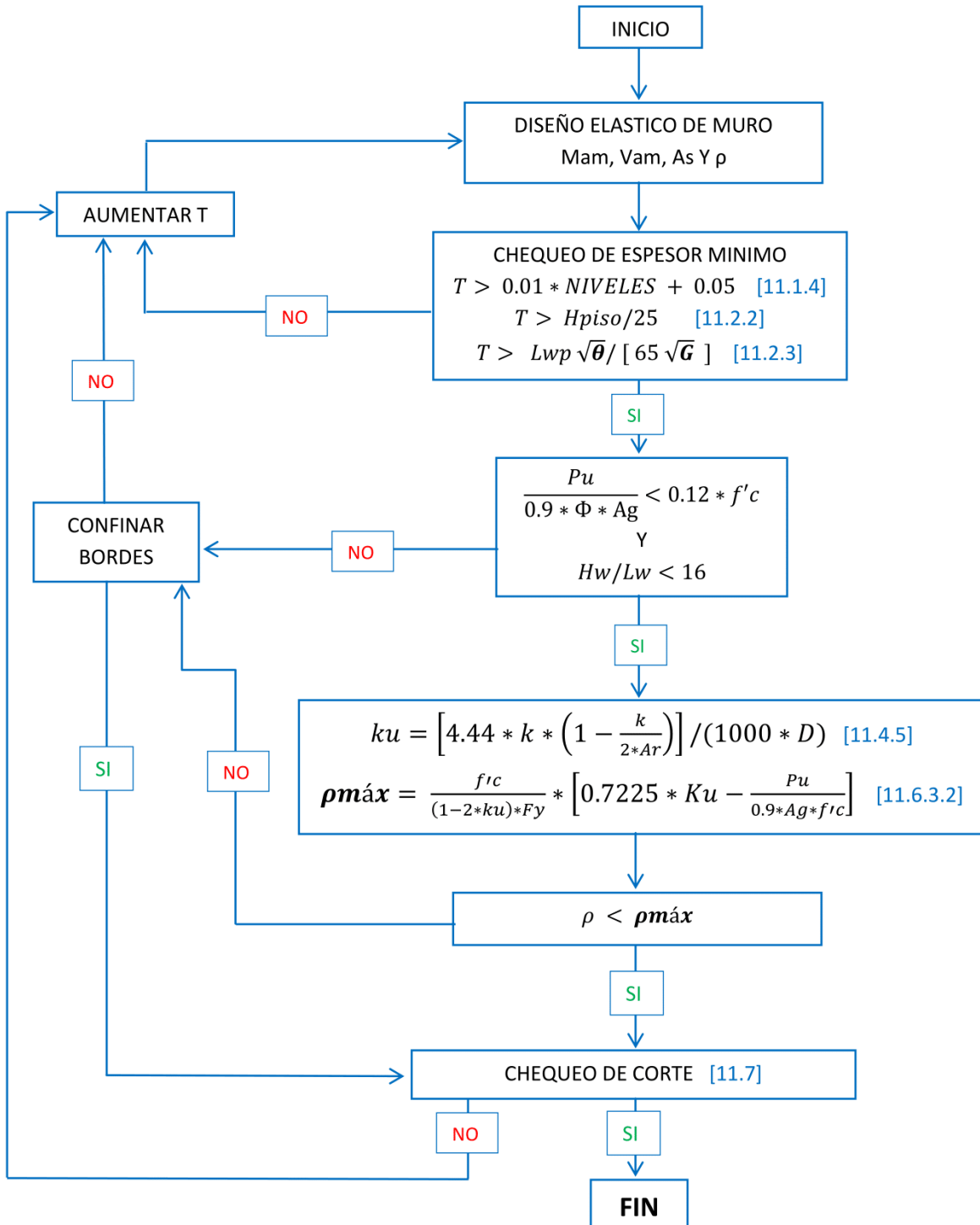
A-1 — Método de esfuerzos



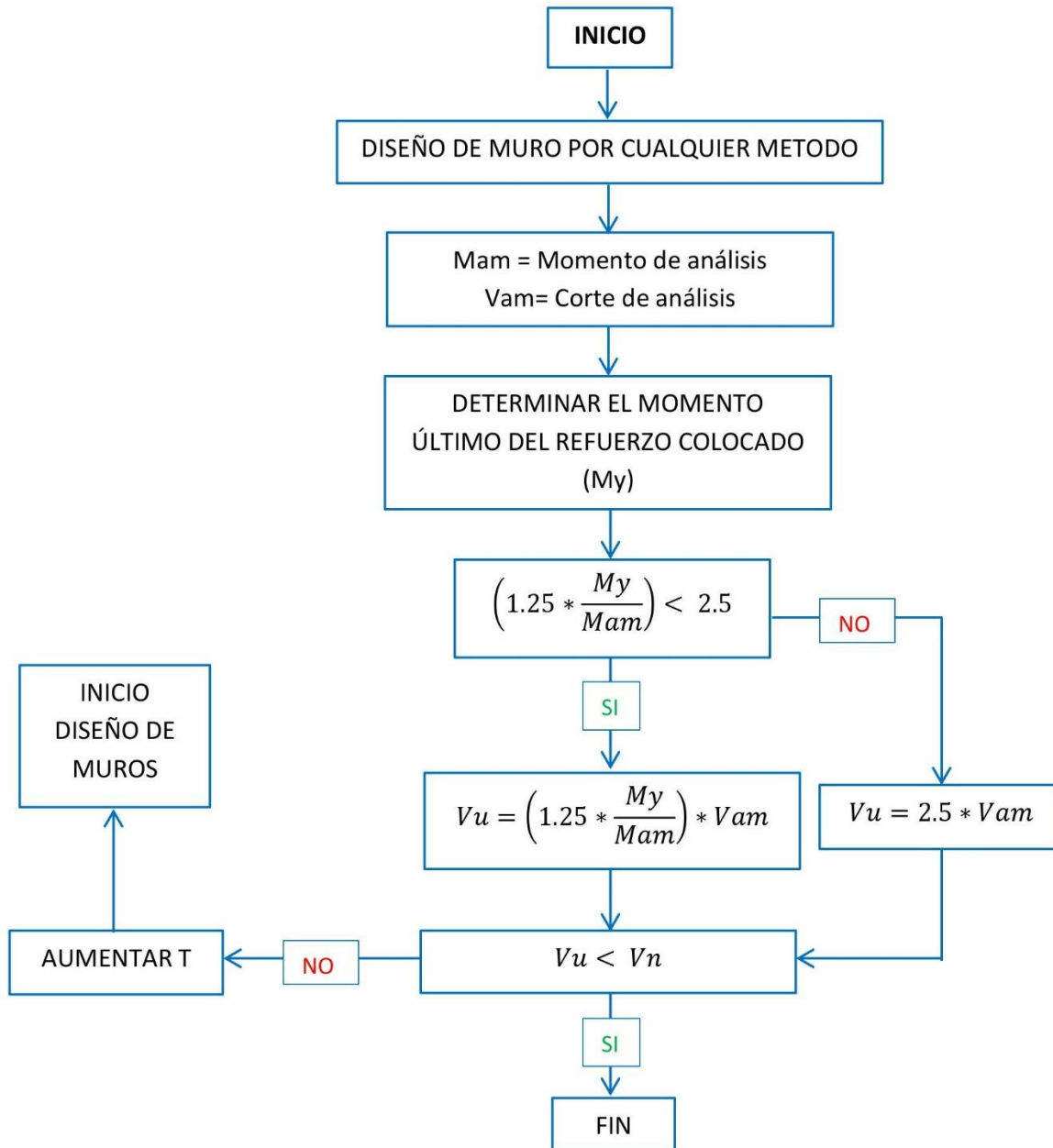
A-2 — Método del Eje Neutro



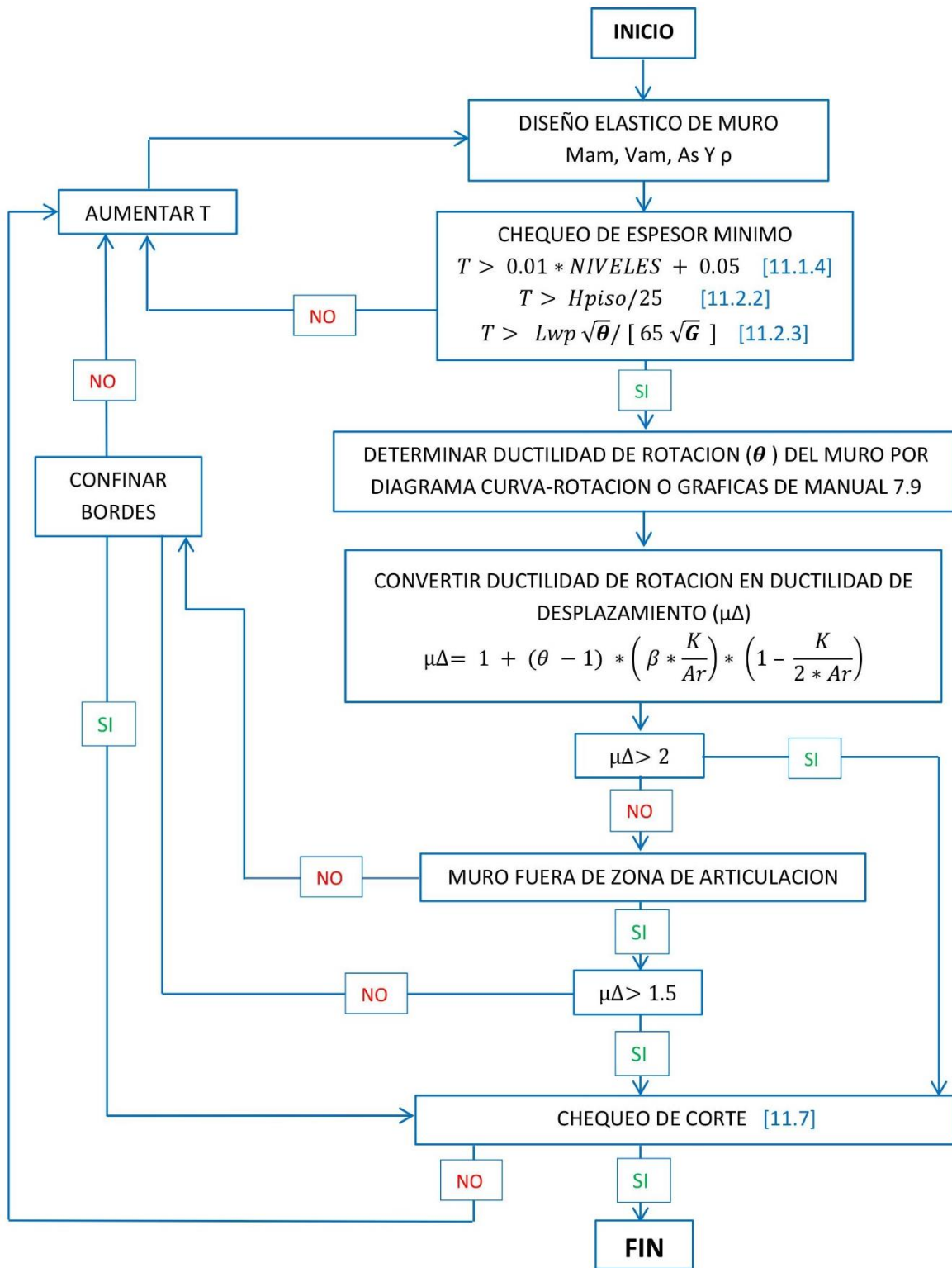
A-3 — Método de $\rho_{\text{máx}}$



A-4 — Revisión de cortante



A-5 — Método de Ductilidad



FIN DEL ANEXO A

ANEXO B — MANEJO DE RUTAS INDIRECTAS DE CARGA

Comentario B

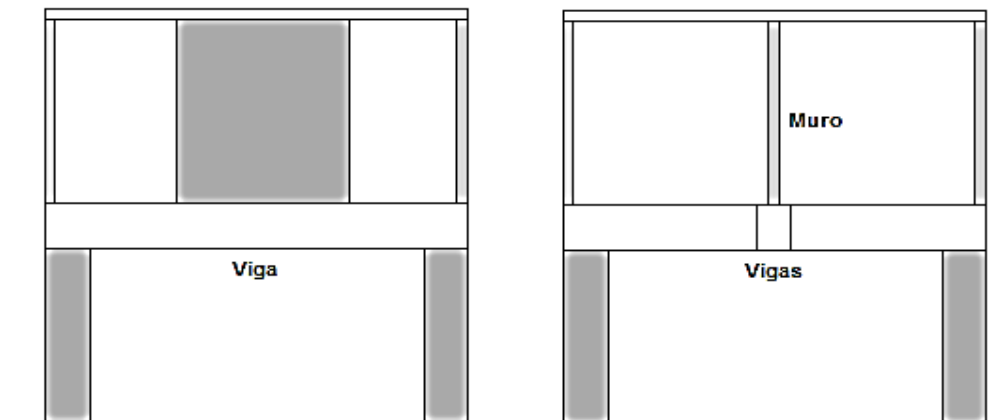
Este anexo no es parte de la norma propiamente dicha, pero contiene conceptos que se consideran recomendaciones importantes.

B.1 Cantidad de muros — En los casos en que se interrumpan muros utilizando sistemas de transferencia no se podrá transferir más del 33% del peso de la edificación integrado desde el piso transferido hasta la azotea. Tampoco se puede transferir más del 50% del cortante de piso. Asimismo, el área de los muros remanentes deberá cumplir con la Ecuación 4.5.1-1 y con los demás requisitos de la Sección 4.5.1.

Figura B-1 — Ejemplos de continuidad de muros



4.6.d Se puede transferir 50% del corte



4.6.e Se puede transferir 33% del peso

Este tipo de transferencias se permiten únicamente una vez en la altura del edificio

B.2 Corrimientos en plano del muro — Cuando se desfasen muros sobre su propio plano sobre varios niveles:

(a) Se acomodará la trasferencia de las reacciones de los extremos de los muros a lo alto de la edificación hasta la base proporcionando un traslape mínimo entre los muros desfasados no menor al mayor de:

$$C/2 \tag{B.2-1}$$

$$C - 0.1 * L_w \tag{B.2-2}$$

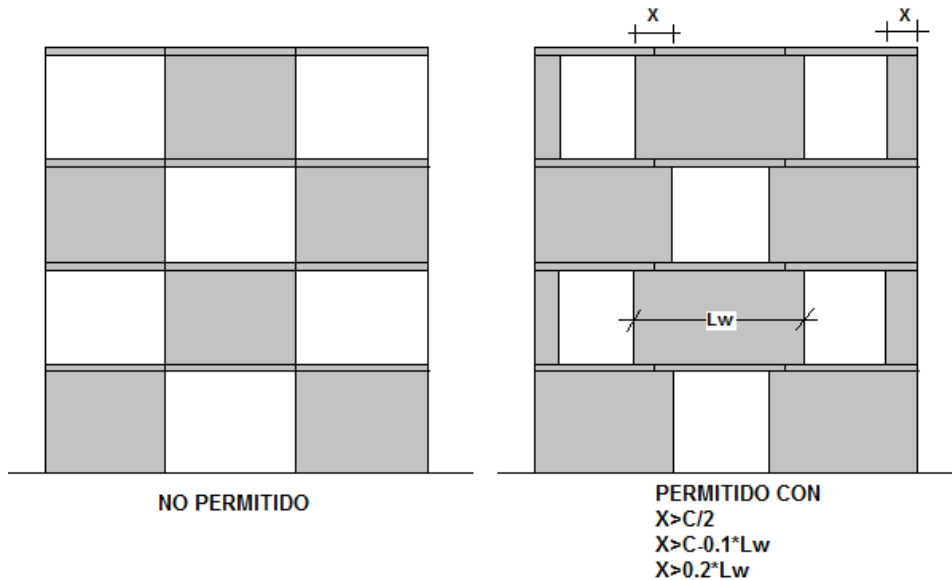
$$0.2 * L_w \tag{B.2-3}$$

Donde:

- **C** es la profundidad del eje neutro a la fibra extrema en compresión
- **L_w** es la longitud del muro de mayor longitud que se traslapa

(b) La zona de traslape deberá tener la capacidad de trasferir el cortante completo del muro multiplicado por un factor de Ω_r , y tanto la zona en compresión como el acero a tensión en el traslape deberán resistir los efectos de flexión multiplicados por $0.75 * \Omega_r$. Para cumplir con este requerimiento se puede necesitar recurrir a confinar la zona de traslape, en cuyo caso el espesor mínimo en la zona de traslape será de 15 cm.

Figura B-2 — Ilustración de las indicaciones en Sección B.2



Comentario B.2

El recurso anterior se ha usado en fachadas donde las ventanas van cambiando de posición como un detalle arquitectónico. Normalmente, en estructuras E2-BD, los muros de fachada se necesitan como elementos estructurales; es decir, con esta práctica se menoscaba un recurso estructural al que normalmente es inevitable recurrir. La recomendación de traslapar alivia el problema de altas concentraciones de esfuerzos que originaría el esquema ilustrado a la izquierda de la Figura B-2.

B.3 Distribución en planta de muros continuos — Los muros que necesariamente deban permanecer continuos en toda la altura de la estructura deberán estar ubicados de la manera más simétrica posible respecto del centro de rigidez de los entrepisos; esto en ambas direcciones. Las asimetrías no deberían exceder el límite de irregularidades en planta H1-A (de la Tabla 1.8 del NSE 3-2018 “Características irregulares en planta”).

B.4 Irregularidades en elevación — Cuando en la edificación se utilicen transferencias se deberá cumplir con lo estipulado en la Sección 1.9 de la Norma NSE 3-2018 acerca de irregularidades verticales y no estaría permitido tener la irregularidad tipo V1 (Pisos flexibles) de la Tabla 1.9 de NSE 3-2018.

FIN DEL ANEXO B



Con el apoyo de



Financiado por
Unión Europea
Protección Civil y
Ayuda Humanitaria

Trócaire
Working for a just world.

