



Universidad Industrial De Santander

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

**ESTADO DEL CONOCIMIENTO EN COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE  
EDIFICACIONES EN SISTEMA TÚNEL EN ZONAS SÍSMICAS**

**SHEYLA SOFÍA TEHERÁN ESTRADA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO - MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2014**



Universidad Industrial De Santander

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

**ESTADO DEL CONOCIMIENTO EN COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE  
EDIFICACIONES EN SISTEMA TÚNEL EN ZONAS SÍSMICAS**

**SHEYLA SOFÍA TEHERÁN ESTRADA**

Trabajo de Grado para optar al título de  
Ingeniera Civil

Director:

**ALVARO VIVIESCAS JAIMES**

Ingeniero Civil, PhD.

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO - MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2014**

## CONTENIDO

.....	11
INTRODUCCIÓN.....	12
1. EDIFICACIONES TIPO TÚNEL .....	13
1.1 RESEÑA HISTORICA.....	14
1.1 SISTEMA CONSTRUCTIVO POR FORMALETAS .....	15
1.1.1 MANOPORTABLE.....	16
1.1.2 TIPO TÚNEL U OUTINORD.....	18
1.2 PARTES DE LAS ESTRUCTURAS TIPO TUNEL.....	21
1.2.1 MUROS DE CORTE.....	21
1.2.2 LOSAS DE PISO .....	22
1.2.3 MALLA DE REFUERZO .....	22
1.2.4 CONCRETO .....	24
2. PRINCIPALES FALLAS EN MUROS ESTRUCTURALES .....	24
2.1 FALLA POR FLEXIÓN.....	25
2.2 FALLA POR CORTE.....	28
2.3 FALLA POR DESLIZAMIENTO .....	29
2.4 FALLA HORIZONTAL.....	31
3. ESTUDIO DE COMPORTAMIENTOS DE EDIFICACIONES TIPO TUNEL .....	32
3.1 COMPORTAMIENTOS DE MUROS DE CORTE.....	32
3.2 COMPORTAMIENTO DE BORDES.....	36
3.3 COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTOS Y ABERTURAS .....	40
3.3.1 VIGAS DE ACOPLAMIENTO .....	41
3.3.2 COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO .....	43
3.4 EFECTOS DEL ACOPLAMIENTO TENSIÓN-COMPRESIÓN .....	46
3.5 FÓRMULAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	49

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

3.5.1	FÓRMULAS EMPÍRICAS DEL PERÍODO.....	49
4.	CASOS DE ESTUDIO.....	55
4.1	EL FARO, CHILE .....	55
4.2	CHILE, 27 DE FEBRERO DEL 2010 .....	60
4.3	RESUMEN DE EDIFICIOS AFECTADOS .....	67
4.3.1	Alto Río (Concepción.) .....	67
4.3.2	Torres Central Park .....	68
4.3.3	Edificio Emerald.....	69
4.3.4	El Parque (Socovesa).....	71
4.3.5	Hipódromo (Mujica y González) .....	72
4.3.6	Sol Oriente (Penta) .....	73
4.3.7	Don Luis .....	73
4.3.8	Regina Oriente (Penta).....	74
	CAUSAS MÁS PROBABLES QUE GENERAN LAS PATOLOGÍAS DE FALLA .....	77
5.	MODIFICACIONES NORMATIVAS .....	80
5.1	DE ACI 318:2008 ACI 318:2014.....	81
5.2	COMPARACION DE ACI 318:2014 CON D.60 .....	84
6.	POSIBLES MEJORAS EN LA NSR 10 COMO CONSECUENCIA DE LAS RECIENTES LECCIONES APRENDIDAS .....	88
7.	CONCLUSIONES.....	92
	BIBLIOGRAFÍA.....	94

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Edificio con sistema tipo túnel.....	13
Figura 2 Típica planta simétrico tipo túnel .....	14
Figura 3. Formaleta para sistema manoportable [FORSA, 2013] .....	16
Figura 4. Formaleta manoportale y sus partes .....	17
Figura 5. Formaletas armadas y fundidas .....	17
Figura 6. Armado de túnel en obra .....	19
Figura 7. Túnel modular TMPH .....	19
Figura 8. Mallas de refuerzo para muros .....	23
Figura 9. Mallas de refuerzo para losa.....	23
Figura 10. Fallas más comunes.....	25
Figura 11. Falla por flexión.....	26
Figura 12. Ausencia de confinamiento en los extremos del muro.....	26
Figura 13. La falla se concentra principalmente en el borde libre.....	27
Figura 14. Efecto de cambio de longitud en los muros.....	27
Figura 15. Falla por corte .....	28
Figura 16. Falla por corte en Viña del Mar, con trituración de los extremos y pandeo del refuerzo vertical no confinado .....	28
Figura 17. Falla por deslizamiento en la junta de construcción. Edificio Obispo Salas, Concepción.....	29
Figura 18. Algunas de las causas de la falla por deslizamiento.....	30
Figura 19. Consecuencias de la falla por deslizamiento .....	30
Figura 20. Falla horizontal con pandeo del refuerzo vertical interno.....	31
Figura 21. Edificio Esmerald, Santiago, Pandeo de uno de los muros (imagen izquierda y falla horizontal en el extremo superior (imagen derecha) .....	32
Figura 22. Modelos a escala. SP1, cargado por el eje débil y SP2, cargado por el eje fuerte.....	33
Figura 23. Elementos de borde en muros.....	36
Figura 24. Refuerzos de elementos de borde.....	37
Figura 25. Detalle de refuerzo de bordes recomendada por TSC, 1998 .....	38

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Figura 26. Comparación del detalle de refuerzo de vigas de acoplamiento usadas en la práctica con la recomendada por el código. ....	45
Figura 27. Detalle del refuerzo diagonal .....	46
Figura 28. Interacción tensión-compresión debido al mecanismo de acoplamiento.....	47
Figura 29. Formas deflectadas de los muros en modelos 2D y 3D para edificios de 2 pisos .....	48
Figura 30. Edificio El Faro. Típica planta de piso .....	57
Figura 31. Edificio El Faro después del sismo.....	59
Figura 32. Planta tipo de edificaciones de vivienda.....	61
Figura 33. Refuerzo de borde del muro: visa general, fractura y pandeo .....	63
Figura 34. Falla de los estribos .....	63
Figura 35. Refuerzo transversal. Comentario del NCh 433 2008 .....	64
Figura 36. Losa de acople .....	66
Figura 37. a) Fachada con aberturas, (b) Vigas de acople .....	67
Figura 38. Colapso del edificio Alto Río .....	68
Figura 39. Edificio Central Park, malla de armadura en 90° .....	69
Figura 40. Edificio Emerald. Armadura con cierres en 90° .....	70
Figura 41. Edificio El Parque. Falta de retorno en la malla horizontal .....	71
Figura 42. Edificio Hipódromo. Muro discontinuo de zócalo con enfierradura pandeada ...	72
Figura 43. Edificio Sol Oriente. Armaduras abiertas en muro discontinuo.....	73
Figura 44. Edificio Don Luis. Armadura con gancho sísmico que no resistió la presión. ....	74
Figura 45. Edificio Regina Oriente. Malla insuficiente y sin las trabas indicadas por el calculista.....	75
Figura 46. Longitud de transferencia del refuerzo horizontal del muro y ancla en los miembros de borde.....	87

\

**LISTA DE TABLAS**

Tabla 1. Comparaciones entre Manoportable y Tipo Túnel.....	20
Tabla 2. Especificaciones técnicas del Concreto Outinord [CEMEX] .....	24
Tabla 3. Tabla 12.8-2 Valores aproximados de los parámetros del período IBC 2012 .....	51
Tabla 4. Ecuación empírica para predecir el periodo fundamental de edificios tipo túnel.....	53
Tabla 5. Tabla A.4.2-1 para el cálculo de $C_t$ y $\alpha$ .....	54
Tabla 6. Modificaciones a la norma norteamericana ACI 318 del 2008 al 2014 .....	81
Tabla 7. Modificación de la normativa chilena luego del terremoto del 27 de Febrero, 2010 .....	84
Tabla 8. Comparación de normas internacionales con la NSR 10 .....	89

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

## RESUMEN

**TITULO:**

ESTADO DEL CONOCIMIENTO EN COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EN SISTEMA TÚNEL EN ZONAS SÍSMICAS\*

**AUTOR:**

Sheyla Sofía Teherán Estrada\*\*

**PALABRAS CLAVE:** Sistema tipo túnel, muros de corte, tipo de fallas, refuerzo de bordes, vigas de acoplamiento.

**DESCRIPCIÓN:**

La construcción de edificios por medio del sistema tipo túnel se basa en muros estructurales como elementos de carga y se diferencian de otro tipo de estructuras por sus bajos espesores tanto en muros como en losas.

Debido al amplio uso de este tipo de técnica por todo el mundo y en Bucaramanga se pretende recopilar el conocimiento sobre esta tipología estructural y su comportamiento en zonas de alto riesgo sísmico basándose en los estudios e investigaciones adelantados por expertos en el tema e igualmente por el registro del comportamiento de estas edificaciones en sismos de magnitud considerable.

En este trabajo de grado se presenta un estado actual sobre el estudio de las edificaciones construidas con el sistema tipo túnel, abarcando así sus componentes, clasificación según técnica constructiva, desarrollo bajo acciones sísmicas, tipos de fallas estructurales y diseño de muros enfocado en su comportamiento estructural en zonas sísmicas. Adicional a esto se reunió información de eventos donde se vieron comprometidas estructuras de este tipo, sucedidas en Latinoamérica.

Finalmente se realizó una comparación normativa entre códigos de diseño internacionales (norma Americana y norma Chilena) y la norma sismo resistente colombiana (NSR 10), evidenciando así posibles cambios en esta, que deben ser soportados por estudios y experimentos que pueden dar pasos a siguientes líneas de estudio.

---

\*Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: ALVARO VIVIESCAS JAIMES.

## ABSTRACT

### TITLE:

STATE OF KNOWLEDGE ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF TUNNEL FORM BUILDINGS IN SEISMIC ZONES \*

### AUTOR:

Sheyla Sofía Teherán Estrada\*\*

**KEY WORDS:** Tunnel form building, shear walls, type of failures, boundary reinforcement, coupling beams.

### DESCRIPTION:

Building construction through tunnel form systems is based in structural walls as load elements and these are different from other types of structures because of its small thickness **as for** walls and slabs.

Due to the widespread use of such technology around the world, Bucaramanga authorities pretend to collect the knowledge about this structural typology and its behaviour in high risk seismic zones basing on studies and advanced research made by experts in this **subject** and in the same way by the behaviour of seismic register of these buildings under earthquakes of high magnitude.

This undergraduate work shows a current update of the study of constructed buildings under tunnel form system typology, covering their components, classification about construction technic, development under seismic events, types of structural failure and cross section wall design focusing on its structural behaviour in seismic zones. Additionally data from events where the structures of this type were involved, were collected which took place in Latin America.

Finally, a comparison between international design codes (Chilean and American Code) and the Colombian earthquake resistant (NSR 10) code was made, showing any possible **changes on** it that should be supported by studies and experiments that can advance to next lines of study.

---

\* Work Degree

\*\* Faculty of Engineering Physics and Mechanics. School of Civil Engineering. Director: ALVARO VIVASCAS JAIMES

## INTRODUCCIÓN

La construcción de edificios altos para viviendas y hoteles se ha disparado en las ciudades principales, debido al crecimiento económico que presentan algunas ciudades ha venido dando y las limitaciones de área para el crecimiento, dejan así como única salida las propiedades horizontales para optimizar el uso de suelo.

En ciudades como Bucaramanga, Medellín y las principales de Latinoamérica se ha aumentado el uso del sistema constructivo tipo túnel debido a su gran facilidad constructiva, su rapidez y economía.

Este sistema se caracteriza por su configuración estructural de muros portantes y losas en concreto reforzado, fijados en ángulos rectos. Estas edificaciones contrastan de las convencionales, tipo pórtico, debido a la ausencia de vigas y columnas como elementos estructurales principales.

Esta práctica utiliza todos los muros como miembros de carga primaria. En cuanto a su proceso constructivo existen dos tipos, que se diferencian por la formaletería con que se arma y se funde: tipo manoportable y tipo túnel.

Pero ahora las edificaciones cada vez apuntan mas a mayores alturas, menor porcentaje de muros y espesores más delgados. Por eso las experiencias sísmicas que ha tenido esta técnica, como en Chile y Turquía, han dejado muchas enseñanzas y verdades acerca de este tipo de estructura ante solicitaciones telúricas.

En el siguiente trabajo se pretende recopilar información histórica acerca de este sistema constructivo, del sistema estructural y su respuesta ante sismos, por medio de estudios realizados en los últimos años y análisis de pruebas tanto teóricas como prácticas elaborados por diferentes universidades e institutos de investigación que nos ayudan a comprender y conocer más de este tema.

## 1. EDIFICACIONES TIPO TÚNEL

El sistema tipo túnel es una técnica de construcción industrializada en la que se funden muros estructurales y losas (in situ) de forma simultánea utilizando moldes de acero compuestos por paneles verticales y horizontales establecidas en ángulo recto. La formaleta se debe rotar diariamente para obtener una velocidad constante de construcción (se puede obtener un nivel de 1200 m<sup>2</sup> cada 3 días) con poca mano de obra. La figura 1 muestra la construcción del edificio tipo túnel típico.

Este sistema cuenta con ventajas económicas ya que permite la reutilización de formaletas, evita la construcción de muros divisorios de mampostería y por la gran productividad de la mano de obra. Es utilizado principalmente para construcción de viviendas multifamiliares u hoteles de gran altura, ya que gracias a su gran rigidez lateral puede alcanzar más de 30 pisos de altura.

**Figura 1.** Edificio con sistema tipo túnel



**Fuente:** Foto tomada por el autor.

Los edificios túnel generalmente tienen una configuración simétrica en plantas horizontales y verticales (véase la figura 2) que permite un flujo continuo de la construcción y la mejor garantía de calidad.

**Figura 2** Típica planta simétrico tipo túnel



**Fuente:** Kalkan E. y Bahadir Y. Pros and Cons of Multistory RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Junio de 2007,

## 1.1 RESEÑA HISTORICA

Debido a la necesidad de reconstruir las ciudades y países destruidos después de la devastadora segunda Guerra Mundial, de una manera rápida y económica, se hizo apremiante una técnica de fácil uso y rapidez. Fue así como nació en Francia esta propuesta en 1955 por medio de Charles Bauer, quien creó Outinord, que consistía en la industrialización de la construcción de edificaciones por medio de una técnica que desarrolla edificaciones compuestas por muros y placas empleando un encofrado especial que reduce las deformaciones durante el vaciado. Se utilizó primero en Evry Petit-Bourg, para la construcción de

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

viviendas. Y fue a partir de 1970 que inició su expansión por Europa, Medio Oriente y a los Estados Unidos.

En Colombia la empresa Flórez Carrero y Cia en el año 1967 fue la que asumió la representación del sistema en el país. Se firmaron una serie de contratos con el Inscredial (ITC: Instituto de Crédito Territorial) y el BCH (Banco Central Hipotecario), y se iniciaron obras en Ibagué, primera ciudad colombiana donde se aplicó el sistema, con el proyecto de Metayma. Esta se vio seguida obras en Cali y Bogotá con el conjunto experimental en Tunal y Kennedy, con bajos resultados por falta de mano de obra calificada, formaletas técnicas y baja calidad en el proceso constructivo, concluyendo la construcción debido a los intereses de las entidades. En el año 1999 se retomó el uso de este sistema para el proyecto de Metrovivienda en Bogotá y desde entonces ha ido tomando fuerza y estableciéndose en el sector inmobiliario.

El crecimiento del sector inmobiliario en Colombia, unido a las limitaciones en área para crecimiento que presentan ciudades como Bucaramanga y Medellín; ha generado que el desarrollo del sector inmobiliario se realice en edificaciones en altura donde el concreto y la mampostería son los materiales usados por excelencia.

### **1.1 SISTEMA CONSTRUCTIVO POR FORMALETAS**

Las edificaciones de este tipo son de rápida realización debido a que se basa en armar y desarmar formaletas para la hechura de muros y losas de piso. Dependiendo del tipo de formaleta, el nombre del sistema y el presupuesto del proyecto varían un poco.

### 1.1.1 MANOPORTABLE

Con el sistema manoportable de paneles modulares, la formaleta se puede acoplar fácilmente a cualquier tipo de proyecto o diseño arquitectónico, ya sea para edificios o casas. Dada su fabricación el sistema permite fundir monolíticamente muros y losas logrando un rendimiento de una vivienda diaria. El nivel de acabado sobre la superficie de concreto puede ser liso o con textura. El sistema de encofrado de la formaleta en aluminio está compuesto por paneles y accesorios.

Los paneles son conformados por la unión entre sí de perfiles extruidos con aleación estructural. El peso promedio de un panel de 90cm x 240cm es de aproximadamente 40 kg.

Este tipo de formaleta se identifica porque es de fácil uso y traslado por parte de los obreros, lo que hace que este sistema sea de uso eficaz.

En el mercado se manejan diferentes tipos de paneles:

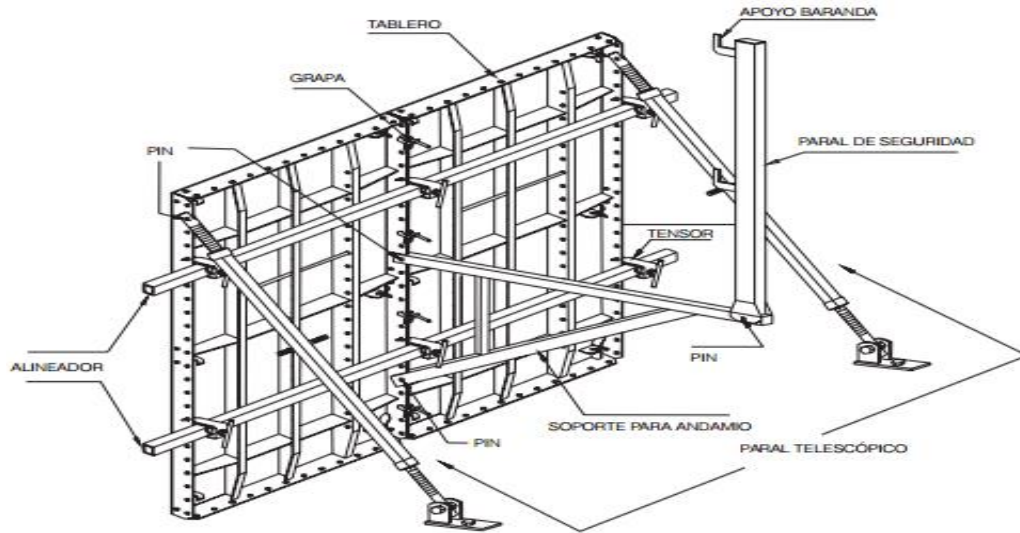
- Semipanel
- Panel completo
- Panel Semipesado

**Figura 3.** Formaleta para sistema manoportable [FORSA, 2013]



**Fuente:** Formaletas S.A.- FORSA. Imagen tomada de: <[http://issuu.com/forsacolombia/docs/catalogoforsaacero\\_2013-12-16](http://issuu.com/forsacolombia/docs/catalogoforsaacero_2013-12-16)>

**Figura 4.** Formaleta manoportale y sus partes



**Fuente:** Metalex. Imagen tomada de: <http://www.metalex.com.co/home/images/catalogometalex.pdf>

**Figura 5.** Formaletas armadas y fundidas



**Fuente:** Foto tomada por el autor

### 1.1.2 TIPO TÚNEL U OUTINORD

El sistema estructural está conformado por muros y placas macizas en concreto reforzado mediante mallas electro soldadas de alta resistencia, fundidos monolíticamente en sitio mediante el uso de formaletas de grandes dimensiones en láminas y perfilera de acero que forman semitúneles y se complementan entre sí para conformar la estructura de diseño. Dentro de las principales características del sistema está el uso necesario de una torre grúa para la movilización de la formaleta y en la mayoría de los casos del concreto. Asimismo, la utilización de los encofrados en el sistema tipo túnel permite la incorporación de cajas eléctricas y pasos de tubería perfectamente ubicados. Las instalaciones se amarran a la malla y las cajas que se incrustan en los muros. En la placa se colocan cruces prefabricadas para colocar la formaleta de inicio de muro así como las mallas de refuerzo.

El semi-túnel, elemento de base, puede recibir accesorios para responder a las necesidades particulares de cada estructura.

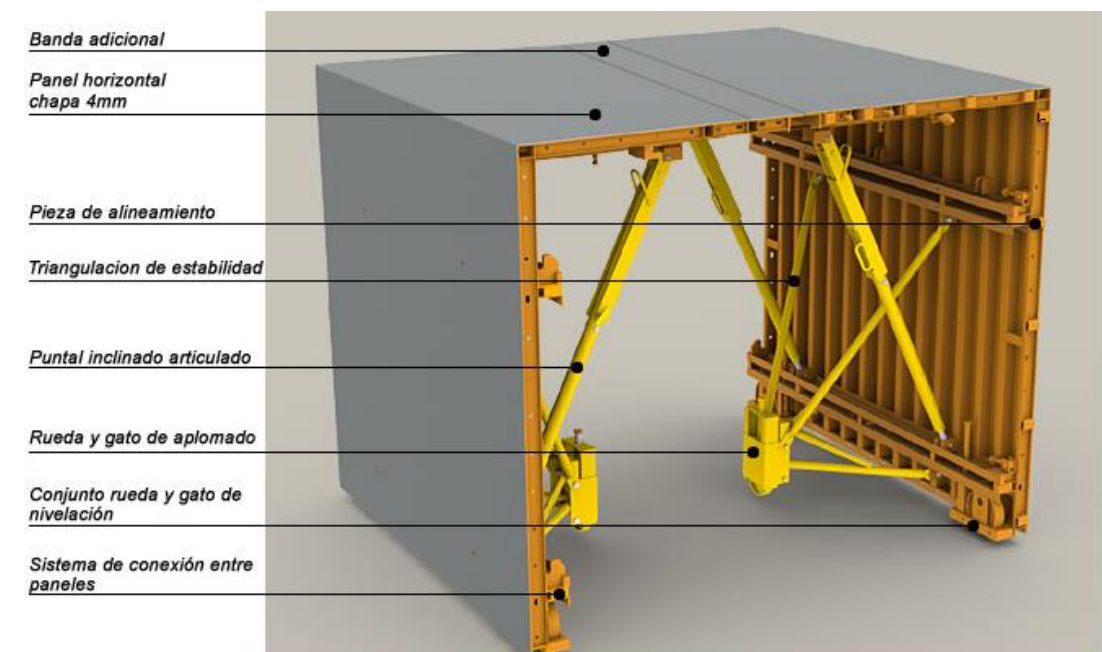
- Medio Túnel Estándar: Hormigonado de muros y lisas monolíticamente en un solo vaciado. Se obtiene diariamente un ciclo repetitivo de producción
- Túnel Modular: Permite agregar paneles adicionales para aumentar luces. Permite además la fácil adaptación y rehúso del sistema a otros proyectos
- Túnel Modular TMPH: Permite agregar paneles adicionales para aumentar luces. Ofrece mayor variedad para los ajustes horizontales y se caracteriza por ser más ergonómico.

**Figura 6.** Armado de túnel en obra



**Fuente:** Imagen tomada de: <http://www.outinord.fr/produits/tmph/tmph.html>>

**Figura 7.** Túnel modular TMPH



**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://www.outinord.fr/produits/tmph/tmph.html>>

**Tabla 1.** Comparaciones entre Manoportable y Tipo Túnel

FORMALETA MANO PORTABLE	FORMALETA TIPO TÚNEL
Paneles en aluminio o acero de 0.6 a 0.9m de ancho por 2.2 a 2.4 de altura y peso inferior a 18 Kg/m <sup>2</sup>	Paneles tipo túnel en acero de 3 mm de espesor, anchos entre 1.2 y 2.5m con altura usual de 2.2 m y peso promedio, incluyendo los accesorios, de 65 Kg/m <sup>2</sup>
El sistema cubre todos los requerimientos de una unidad de vivienda	El sistema no cubre los requerimientos de fachada y cimentación
Permite acabado liso o texturado	La textura más usual es lisa
Permite la modulación de diferentes ambientes pero está limitado por el sistema de losa empleado	Es un sistema rígido por que no permite utilizar diversas alturas
Los paneles pueden ser fácilmente transportables por trabajadores de la obra	Las formaletas deben ser manejadas con grúas
Monocidad total o parcial (depende de la marca de formaleta empleada) de todos los muros y losa	Los muros laterales y las losas se funden monolíticamente
La fachada pertenece al sistema	La fachada no pertenece al sistema
Puede alcanzar hasta 1500 reutilizaciones	Puede alcanzar hasta 1500 reutilizaciones
Requiere de 12 a 14 operarios por unidad habitacional	Requiere de 14 a 16 operarios por unidad habitacional

**Fuente:** Tabla tomada de: <<http://image.slidesharecdn.com/exposicionsenaoutinord-100617113553-phpapp01/95/exposicion-sena-outinord-9-728.jpg?cb=1276792762>>

## 1.2 PARTES DE LAS ESTRUCTURAS TIPO TUNEL

El sistema tipo túnel está conformado por muros de corte y placas maciza, ambos de pequeños espesores que no superan los 15 centímetros, reforzados con mallas electrosoldadas de alta resistencia, estos pueden ser fundidos simultáneamente o por parte.

### 1.2.1 MUROS DE CORTE

Los muros de corte se comportan como vigas en voladizo vertical que proporcionan estabilidad lateral a las estructuras al resistir las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus planos causados por las fuerzas laterales, la resistencia de los muros cortantes es casi siempre controlada por sus resistencias a flexión, sin embargo en algunas ocasiones pueden requerir algún refuerzo cortante para prevenir las fallas por tensión diagonal.

Su función es rigidizar la estructura para así limitar las deflexiones a valores razonables y diseñarse de manera que los esfuerzos de tensión causadas por las fuerzas laterales no excedan los esfuerzos de compresión causados por el peso del edificio.

En la mayoría de los casos no es posible utilizar muros de cortante sin aberturas para puertas, ventanas y penetraciones para servicios mecánicos, pero con una planeación cuidadosa es posible situar estas aberturas de manera que no afecten seriamente las rigideces o esfuerzos en los muros.

Cuando las aberturas son pequeñas sus efectos son menores, pero este no es el caso cuando están presentes grandes aberturas. Usualmente las aberturas

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

(ventanas, puertas, etc.) se colocan en filas verticales y simétricas en las paredes sobre la altura de la estructura.

Una estructura con muros de corte de concreto reforzado será muy rígida y soportará grandes fuerzas sísmicas. Si estos son frágiles y fallan, el resto de la estructura no será capaz de tomar el impacto. Pero si son dúctiles serán muy efectivos en resistir las fuerzas sísmicas.

### 1.2.2 LOSAS DE PISO

Las placas o entrepisos transmiten las cargas verticales muertas y vivas hasta los muros portantes por medio de la flexión. Estas manejan espesores muy bajos, lo que hace que a veces se tenga problemas con el recubrimiento del refuerzo y al tiempo el paso de las tuberías por ella. Estas tuberías (sanitarias, eléctricas, hidráulicas) deben ir unidas a la malla de refuerzo de las losas y también se deben tener en cuenta las cajas de inspección al momento de armar la placa. Se debe dejar los espacios para los buitrones y los sifones, esto se hace por medio de formaletas y tubos de pvc de mayor diámetro del sifón a instalar. En la figura 9 se aprecia una losa antes de fundir, donde ya se han ubicado los tubos, cajas y mallas.

### 1.2.3 MALLA DE REFUERZO

Las mallas de refuerzo son generalmente tomadas de tres o cuatro tipos para cada obra, dos o tres para los muros dependiendo de la altura del edificio y una para la losa. Esto se puede hacer elaborando las mallas para muros con el acero mínimo, y así estas pueden ser usadas de forma simple o doble dependiendo del acero que se necesite para el muro, éstas presentan en la parte superior unas

### Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

prolongaciones dadas para realizar el amarre entre muros, como se ve en la Figura 8.

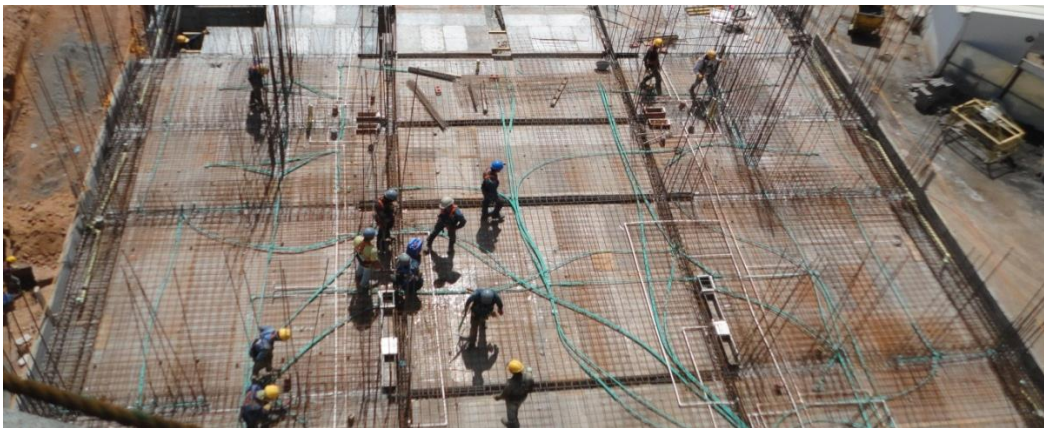
Por lo general, se usa un solo tipo de mallas para las losas las cuales se diferencian de las mallas de muros por no poseer los pelos característicos de éstas, y contienen aceros de diámetros más grandes que el acero de las mallas de los muros.

**Figura 8.** Mallas de refuerzo para muros



**Fuente:** Yáñez D. “Análisis de Respuesta Sísmica en Edificios Tipo Túnel, Bajo Régimen Elástico”. Universidad de Los Andes, Mérida, 2006, Pág. 3

**Figura 9.** Mallas de refuerzo para losa



**Fuente:** Yáñez D. “Análisis de Respuesta Sísmica en Edificios Tipo Túnel, Bajo Régimen Elástico”. Universidad de Los Andes, Mérida, 2006, Pág. 3.

### 1.2.4 CONCRETO

Es de aclarar que para este sistema constructivo se debe contar un concreto especial, el cual es conocido como concreto Outinord. Se caracteriza por ser fluido, de acelerada resistencia y fraguado, diseñado especialmente para ser empleado en esta técnica, permitiendo una rápida rotación de formaleta y velocidad en la construcción.

Se permite trabajar con concreto de 21 MPa con un agregados de ¾” y 1.5” máximo, dependiendo del elemento a fundir. El acabado final de este sistema es liso, ya que los paneles de acero son una plancha lisa.

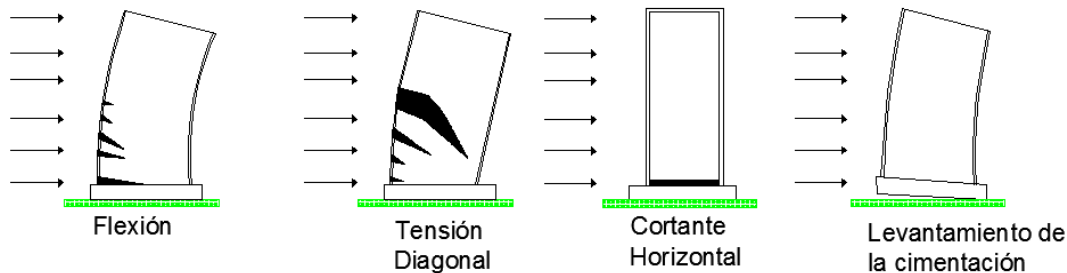
**Tabla 2.** Especificaciones técnicas del Concreto Outinord [CEMEX]

CARACTERISTICA	OUTINORD
Resistencia Inicial especificada	18% - 23% f'c (14 a 18 horas)
Resistencia Final especificada (28 días)	100% f'c
Tamaño máximo nominal de grava	1” (25 mm)
Asentamiento de diseño	4±1” (10±25 mm)
Densidad	2.200 a 2.400 Kg/m3
Contenido de aire	Máximo 3%

**Fuente:** Tabla tomada de <http://www.cemexcolombia.com/SolucionesConstructor/files/IndustrializadoMuro.pdf>

## 2. PRINCIPALES FALLAS EN MUROS ESTRUCTURALES

**Figura 10.** Fallas más comunes



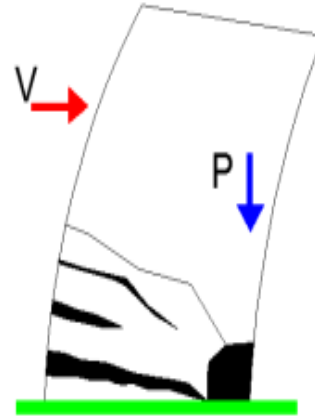
**Fuente:** Gráfica del autor

Las fallas que se han evidenciado en los muros a través de los movimientos telúricos mundiales son las de flexión, fuerza cortante y de deslizamiento en los muros. Es de aclarar que la fuerza cortante, la carga axial y el momento flector actúan al mismo tiempo durante el sismo y sus valores más altos se alcanzan en los primeros pisos de la edificación, por lo que es más probable que allí ocurran las fallas.

## 2.1 FALLA POR FLEXIÓN

Esta se presenta cuando la capacidad de resistencia al cortante supera a la de flexión. Este modo de falla se puede presentar cuando se generan tracciones importantes en los extremos del muro, transmitiéndose gran parte de la carga vertical ( $P$ , en la Fig. 11) por el extremo comprimido produciéndose la fluencia de las armaduras longitudinales y un aplastamiento del concreto en el talón comprimido del muro. Esto se intensifica cuando no se confinan en los extremos (ver Fig. 12). Sumado a esto se ha observado que ya formada la grieta de tracción por flexión en el borde del muro, el refuerzo vertical que está trabajando en tracción o compresión, trata de expulsar al concreto.

**Figura 11.** Falla por flexión



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 4.

**Figura 12.** Ausencia de confinamiento en los extremos del muro



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 4.

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

La falla por flexión trata de concentrarse en la zona más débil del muro, por ejemplo, donde se encuentre el borde libre (Fig. 13) o donde se presente una reducción significativa de su longitud (Fig. 14), evidentemente por que la capacidad resistente a flexión en la zona más larga del muro es mayor que la existente en la zona de menor longitud.

**Figura 13.** La falla se concentra principalmente en el borde libre



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 5.

**Figura 14.** Efecto de cambio de longitud en los muros



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 5.

## 2.2 FALLA POR CORTE

Este tipo de falla se presenta cuando la capacidad resistente de flexión es mayor que a la de cortante. Se diferencia por la presencia de grietas diagonales (Fig. 15) y al igual que en una falla por flexión, los talones del muro pueden triturarse si es que el extremo no cuenta con estribos de confinamiento (Fig. 16).

**Figura 15.** Falla por corte



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 5.\

**Figura 16.** Falla por corte en Viña del Mar, con trituración de los extremos y pandeo del refuerzo vertical no confinado

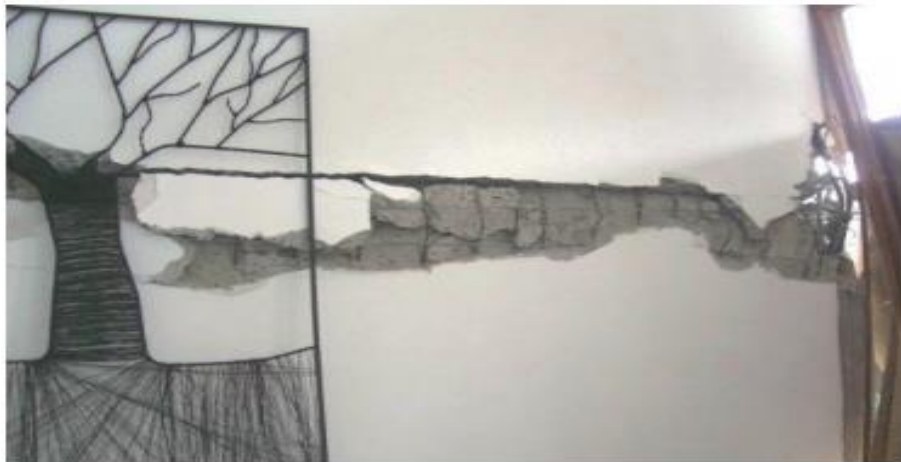


**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 6.

### 2.3 FALLA POR DESLIZAMIENTO

Esta surge de la falla por flexión, cuando se unen dos grietas formadas por flexión en ambos bordes del muro (Fig. 16, Edificio Central Park). Esta falla comúnmente se ocasiona en las juntas de construcción del muro (Fig. 17); debido a que las juntas son lisas, que existe segregación del concreto o cuando los empalmes del refuerzo vertical son realizados en la misma sección transversal (Fig. 18). Esto también ocurre, cuando se diseña al refuerzo vertical sólo por flexión, sin considerar que en simultáneo actúa la fuerza cortante, adoptando sus valores máximos al mismo instante durante el sismo.

**Figura 17.** Falla por deslizamiento en la junta de construcción. Edificio Obispo Salas, Concepción



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 6.

La falla por deslizamiento es muy riesgosa, debido a que cuando se origina, la losa del piso superior arrastra al muro consigo (ver Fig. 19) y al mismo tiempo la carga de gravedad ( $P$ ) se concentra en el borde triturándolo y creando una falla en

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

forma de reloj de arena (Fig. 19), induciendo así a un posible pandeo del refuerzo vertical interno por efectos de la carga de gravedad, o su posible falla por cizalle.

**Figura 18.** Algunas de las causas de la falla por deslizamiento



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 7.

**Figura 19.** Consecuencias de la falla por deslizamiento



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 7.

## 2.4 FALLA HORIZONTAL

Esta falla horizontal se localiza generalmente en la parte superior del muro, pandeándose el refuerzo vertical interno (Fig. 20). Se origina debido a una combinación simultánea de la flexión, la fuerza cortante y la carga de gravedad, a lo que se suma el desplazamiento lateral de la losa de techo (Fig.19), que al mismo tiempo origina el pandeo de todo el muro (Fig.21-izquierda) por efecto P- $\Delta$ .

**Figura 20.** Falla horizontal con pandeo del refuerzo vertical interno



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 7.

**Figura 21.** Edificio Esmerald, Santiago, Pandeo de uno de los muros (imagen izquierda) y falla horizontal en el extremo superior (imagen derecha)



**Fuente:** San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011, Pág. 8.

### 3. ESTUDIO DE COMPORTAMIENTOS DE EDIFICACIONES TIPO TUNEL

#### 3.1 COMPORTAMIENTOS DE MUROS DE CORTE

Algunos expertos han realizado estudios para determinar el comportamiento de los muros de corte delgados por ejemplo Kalkan E. y Yuksel B., 2007 donde se evalúa el comportamiento de este tipo de estructuras según la dirección por donde fuese a aplicar la carga. Se sometieron a cargas laterales cíclicas dos modelos, uno sometido por la dirección principal, que es el sentido donde tiene más muros, y el otro en dirección ortogonal o eje débil (SP2 y SP1, respectivamente).

**Figura 22.** Modelos a escala. SP1, cargado por el eje débil y SP2, cargado por el eje fuerte



**Fuente:** Kalkan E. y Bahadir Y. “Pros and Cons of Multistory RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings. The Structural Design of Tall and Special Buildings: 16, (2), June 2007, Pág. 3.

En este experimento, para el modelo SP1 al aumentarle la cuantía de refuerzo de 0.0015 a 0.01, aumentó la capacidad de carga 5 veces más en comparación con el de 0.0015 y el punto de fluencia del modelo se mantuvo igual para ambos refuerzos. Y para el modelo SP2 también se obtuvo un aumento la capacidad de carga pero no tanto como en el caso anterior, solo 3 veces más; y el punto de fluencia no se mantuvo, si no que aumentó, dando así más rendimiento al material ya que mantiene por más tiempo su comportamiento lineal.

Respecto a su ductilidad esta aumentó en una proporción de 1.5 veces más de lo inicial, por lo que permitió mayor agrietamiento del concreto y prevención de una ruptura repentina del refuerzo, alterando así el tipo de mecanismo de falla frágil a un modo dúctil, lo que permite que se presenten grietas en el concreto primero como signo de alarma y luego la ruptura del refuerzo.

Al momento de fallar los modelos, se presentó falla frágil para el modelo que no tenía los muros en la dirección principal, el modelo débil (SP1), lo que provocó que el refuerzo longitudinal se rompiera antes que se presentara el aplastamiento

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

del concreto. Lo que llevó a la conclusión que a mayor cantidad de refuerzo a tracción mínima representa un comportamiento más dúctil en las edificaciones tipo túnel, en los cuales no hay posibilidad de redistribución de momentos,

Se buscó solucionar este problema aumentando la cuantía de refuerzo con 0.003, 0.006, 0.01, obteniendo así un aumento de 1.8, 3.6 y 5.7 respectivamente de capacidad de momento en comparación con la capacidad de momento con la cuantía mínima de 0.0015. Al aumentar la relación de refuerzo longitudinal, el rendimiento y los momentos últimos aumentaron casi de forma lineal. Sin embargo, los momentos de agrietamiento no cambiaron considerablemente. Por lo tanto, se siguió presentando un tipo de falla frágil debido a tener momentos agrietamiento mayor que el rendimiento y los momentos últimos, esto se puede prevenir aumentando la relación de refuerzo longitudinal.

Para el modelo de dirección principal (SP2) al momento de ser fallado con cuantías de refuerzo de 0.0015 y 0.003 hubo ruptura del acero de refuerzo sin previo aviso. En cambio para los casos de cuantías de refuerzo de 0.006 y 0.01 cedió primero el concreto, con su aplastamiento sin llegar a la ruptura del acero de refuerzo. Como resultado del aumento de refuerzo de 0.003, 0.006 y 0.01 se obtuvieron un aumento de 1.8, 3.3 y 4.9 respectivamente de capacidad de momento, comparado con la de 0.0015.

Como resultado de esta investigación, se encontró que la contribución del concreto para soportar el esfuerzo de tracción es casi nula para los elementos convencionales que trabajan a flexión, ya que el esfuerzo de tensión existente en el concreto, justo por debajo del eje neutro es pequeño y tiene un brazo de palanca limitado. Sin embargo, cuando la sección transversal del muro de corte es grande, como en edificios tipo túnel, la resistencia a la tracción se hace más significativa. Por lo tanto, el momento de agrietamiento de la sección en algunos casos es incluso más grande que el momento último, lo que sugiere que la

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

resistencia a la tracción del concreto debe incluirse en el cálculo de la capacidad de momento de agrietamiento de muros de corte.

También si el muro de corte tiene una proporción de carga axial muy baja y este se refuerza ligeramente con un pequeño porcentaje de acero, el modo de falla se vuelve frágil. Cuando el esfuerzo de tracción en el concreto excede el módulo de rotura (resistencia a la tracción), el concreto se agrieta y libera inmediatamente la fuerza de tracción que lleva; el acero ligeramente estresado entonces debe absorber la carga adicional. Si el área del acero proporcionado es demasiado pequeña para llevar esta fuerza extra, el acero se rompe y se produce repentinamente la ruptura total de la sección. Si el momento de agrietamiento de un muro excede la capacidad de momento último del muro, se produce un fallo repentino con poco o ningún aviso. Por tanto, es esencial disponer de suficiente refuerzo de tracción de modo que la capacidad de momento después de agrietamiento supere el momento de agrietamiento.

Para el caso estudiado, la malla de refuerzo para los muros tiene una proporción de acero longitudinal y vertical de 0.0015, destinada a evitar el pandeo de las barras longitudinales y falla por cortante. Se encontró que esta no es suficiente para proporcionar la ductilidad adecuada en ambas direcciones. La relación del momento último al momento de agrietamiento es 1.25 más pequeña que la de una sección con una proporción de refuerzo tan pequeño como 0.003 cuando está cargado en la dirección débil, y la de una sección con una proporción de refuerzo de 0.0015 cuando está cargado en la dirección fuerte. Como la relación de refuerzo disminuye, la relación del momento último al momento agrietamiento aumenta. El fracaso ocurre debido al rompimiento del refuerzo de la malla en el borde de tensión. Este tipo de comportamiento frágil ocurre debido a bajo el refuerzo.

En ocasiones, la técnica de construcción de edificios tipo túnel y sus consideraciones funcionales pueden requerir de muros de dimensiones mucho mayores que las que se requieren para resistencia a la flexión o control de deflexión.

Si el momento de agrietamiento en una sección de muro de este tipo nunca se supera, por ejemplo, por sobrecarga de sísmica, el muro puede fallar inmediatamente con la ruptura del acero; un caso similar se observó durante el terremoto de Chile 1985 en el edificio de El Faro.

### 3.2 COMPORTAMIENTO DE BORDES

Los elementos de borde son zonas a lo largo de los extremos de los muros de corte, reforzados con acero transversal y longitudinal. Estos no requieren necesariamente el incremento del espesor del muro. Los bordes de las aberturas en los muros (puertas, ventanas) deben estar provistos de elementos de borde.

**Figura 23.** Elementos de borde en muros



**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://www.civil.cicloides.com/muros/4.4/>>

Cuando las cargas laterales por sismos o vientos actúan sobre los muros estructurales, estos van a tener un comportamiento similar a una viga en voladizo, por lo que en la base, en el lado donde fueron aplicadas las cargas existirán esfuerzos de tracción, y en el lado contrario existirán esfuerzos de compresión. Se

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

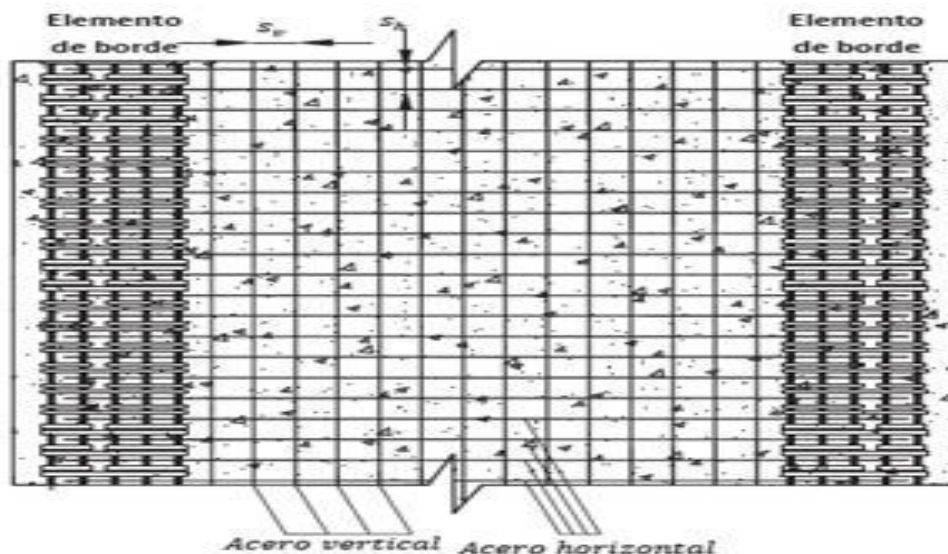
debe tener en cuenta que estas cargas pueden actuar con sentido contrario y su dirección es aleatoria, por lo que al diseñar estos elementos hay que considerar los esfuerzos de tracción y compresión en cualquier segmento del muro.

Además se debe considerar que los muros también están sometidos a cargas gravitacionales, lo que podría originar pandeo en el elemento debido a su poco espesor en la sección transversal de la pantalla.

Por estos motivos a veces es necesario incluir dentro de la pantalla elementos rigidizantes en sus esquinas, para así evitar el pandeo y darle un comportamiento mucho más dúctil al elemento ante cualquier sollicitación actuante, estos elementos son llamados miembros o elementos de borde.

En Bucaramanga, en las últimas construcciones no se ha mantenido el espesor del muro en los extremos, si no que se ha aumentado, generando así un tipo de columna. Esto se debe a la flexión causada a las cargas laterales o si la cuantía de acero es mayor que la permitida.

**Figura 24.** Refuerzos de elementos de borde



**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://www.civil.cicloides.com/muros/4.4/>>

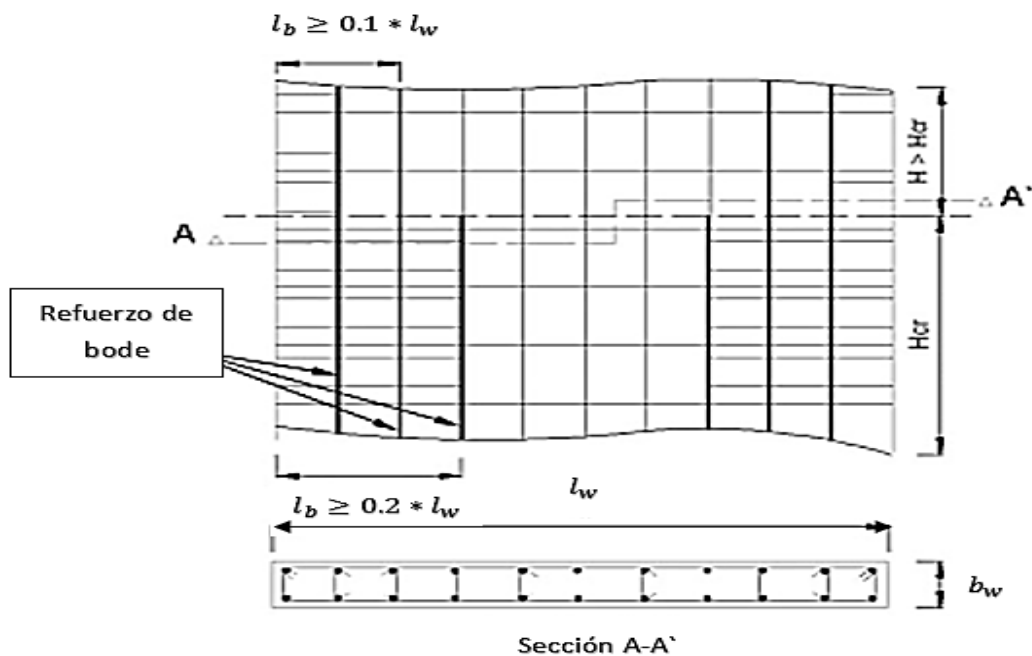
Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

En países como Turquía (TSC 1998) se recomienda reforzar los elementos de borde para tener una ductilidad adecuada (ver figura 25). De acuerdo con las disposiciones los refuerzos de borde deben ser proporcionados a una distancia de  $l_b \geq 0.2l_w$  desde cada extremo del muro de corte a lo largo de su altura crítica

$$(H_{cr} = \max \left[ l_w, \left( \frac{H_w}{6} \right) \right] \text{ y } H_{cr} \leq 2l_w).$$

En esta región de refuerzo adicional, la cuantía de refuerzo longitudinal de borde debe ser al menos 0.2% de la área de sección transversal ( $2 * b_w * l_w$ ). Por encima de la altura crítica, la distancia de borde debería ser mayor que el 10% de la longitud del muro ( $l_b \geq 0.1 * l_w$ ) y la cuantía de refuerzo longitudinal de borde debe ser al menos 0.1% del área de sección transversal.

Figura 25. Detalle de refuerzo de bordes recomendada por TSC, 1998



Fuente: Kalkan E. y Bahadir Y. Pros and Cons of Multistory RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings. The Structural Design of Tall and Special Buildings, Junio de 2007, Pág. 11.

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Se planteó un estudio (Kalkan E. y Yuksel B., 2007) con el fin de investigar la importancia del refuerzo de las zonas de borde y se propuso el estudio de los diagramas de curvaturas de momentos de dos modelos (eje débil y eje fuerte) ambos reforzados con una cuantía de refuerzo vertical de 0.0015 y dos casos de relaciones de refuerzo diferentes de  $0.001 * b_w * l_w$  y  $0.002 * b_w * l_w$ .

Para SP1 la colocación de refuerzo del borde a lo largo de la altura total del muro y la altura crítica, cambió significativamente su comportamiento. Cuando las tensiones en la malla de refuerzo alcanzaron sus valores de ruptura a lo largo del borde traccionado, las capacidades de momento cayeron repentinamente. Para las secciones que tenían refuerzo de borde se observaron diferencias significativas en la relación de la capacidad de momento de agrietamiento y capacidad de momento último en comparación con las secciones sin refuerzo de borde.

La región de borde mayor con una cuantía de refuerzo, de  $0.002 * b_w * l_w$ , obtuvo por resultado una capacidad de momento último de 1.23 veces más que la capacidad del momento de agrietamiento. Esto indica claramente la alteración de modo de falla de frágil a dúctil. Para la región de confinamiento más pequeña con una relación de refuerzo de borde del  $0.001 * b_w * l_w$ , el momento último se calculó más cerca del momento de agrietamiento. En este caso, el mecanismo de falla seguía siendo frágil.

Para SP2, las zonas de refuerzo de borde fueron proporcionados a una distancia  $0.001 * b_w * l_w$  y  $0.002 * b_w * l_w$ , respectivamente, con relaciones de refuerzo de borde de 0.1% y 0.2% del área de sección transversal del muro en la dirección de la carga. Para el caso de  $0.002 * b_w * l_w$ , el momento último casi duplica el momento de agrietamiento, proporcionando de este modo una ductilidad significativa al sistema en comparación con las secciones sin refuerzo de borde.

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Al proporcionar una región de confinamiento más grande, cuando la deformación última de la malla de refuerzo alcanzó su valor de ruptura, la malla empezó a romperse. En este caso, se observó el aplastamiento del concreto, en contraste con las secciones sin refuerzo de borde.

Basados en los resultados se puede concluir que el refuerzo longitudinal adicional, usado para desarrollar el confinamiento tiene significativos efectos correctores en el comportamiento mediante el establecimiento de mayor capacidad de momento de carga y proporcionando límites de deformación más grandes, así como alterando el modo de falla de frágil a dúctil.

El uso de un refuerzo adicional de borde no confinado de 0.2% colocado a una distancia de  $l_b \geq 0.2 * l_w$  desde cada extremo del muro, puede mejorar significativamente la capacidad de momento de la sección. El momento último se hace mayor que el momento de agrietamiento, evitando así comportamiento frágil debido al bajo refuerzo, y la relación de momento último al momento de agrietamiento aumenta.

### 3.3 COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTOS Y ABERTURAS

En las edificaciones tipo túnel, su diseño se basa estructuralmente en muros de corte, lo que hace que sus muros divisorios y fachada estén compuestos de estos. Al momento de pensar en aberturas, ya sea para puertas, ventanas o demás, se debe tener en cuenta el diseño de la viga que unirá los muros, comúnmente conocida como viga de acoplamiento.

### 3.3.1 VIGAS DE ACOPLAMIENTO

Estas vigas se encargan de transmitir las fuerzas axiales y cortantes que son generados por las cargas laterales a los muros. Es muy posible que bajo un sismo de alta intensidad estas trabajen en un rango inelástico y se creen articulaciones plásticas, por lo que es de gran importancia el refuerzo de estos elementos para proporcionarle mayor ductilidad. Las vigas de acoplamiento pueden dividirse en tres categorías basadas en la configuración del reforzamiento: Convencional, Doble Diagonal o Rómbica y Diagonal. Estas diferentes configuraciones son descritas a continuación.

#### 3.3.1.1 *Reforzamiento Convencional*

El acoplamiento de vigas convencional, típicamente tiene un patrón de refuerzo que incluye concentraciones superiores e inferiores de barras longitudinales con demandas de resistencia a flexión y lazos verticales cerrados o estribos distribuidos a lo largo de la longitud de la viga para proporcionar resistencia al cortante y confinamiento a la sección transversal de la sección.

El acoplamiento convencional de vigas puede tener un refuerzo adicional distribuido a lo más profundo de la sección para proporcionar una resistencia adicional al deslizamiento por cortante. Las vigas de acoplamiento con refuerzo convencional son permitidas por el código ACI 318, si la demanda de esfuerzo de cortante es menor que  $4 \sqrt{f_c} b_w d$  y  $l_n / d > 2$ , donde

$f_c$ : Resistencia especificada de compresión del concreto

$b_w$ : Ancho de la viga de acoplamiento o espesor del muro

$d$ : Profundidad total de la viga de acoplamiento, mm

$l_n$ : Luz libre de la viga de acoplamiento

### **3.3.1.2      *Reforzamiento Diagonal Doble***

El refuerzo diagonal doble o rómbico de las vigas de acoplamiento consiste en dos conjuntos de barras diagonales que cruzan ambas cercas cada una del final de la viga de acoplamiento.

Estas barras diagonales son una adición de las barras longitudinales y verticales encontradas en las vigas de acoplamiento convencional. Se adicionan las barras diagonales con la intención de mejorar la resistencia sísmica y prevenir una falla frágil. Las vigas de acoplamiento de doble diagonal son incluidas en muchos de las pruebas de programas experimentales, sin embargo, ellos no están presentes en el inventario de la construcción y no están referenciados en el código ACI 318.

### **3.3.1.3      *Reforzamiento Diagonal***

Las vigas de acoplamiento reforzadas diagonalmente tienen dos conjuntos de barras diagonales extendidas a través de toda la viga de acoplamiento. Las barras diagonales son el principal reforzamiento de las vigas de acoplamiento y provee la resistencia a flexión y cortante. La ACI 318-05 exige que el reforzamiento nominal horizontal y vertical deba ser incluido para restringir el ancho de las grietas en la viga de acoplamiento. El refuerzo horizontal es típicamente añadido como refuerzo en la parte superior e inferior y posiblemente barras longitudinales adicionales distribuidas a través de la altura de la viga. El refuerzo vertical es típicamente adicionado como lazos verticales cerrados distribuidos sobre la longitud de la viga, similar al refuerzo convencional de vigas de acoplamiento. El ACI 318-05 exige que las barras diagonales deban ser confinadas por los lazos cerrados alrededor de los grupos de barras diagonales. Sin embargo, en los estudios experimentales, estos lazos no son siempre incluidos, como se muestra en el patrón de refuerzo b1 of Figure 2.1. Las vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal son permitidas en

el código ACI 318 si  $l_n/d < 4$  y se requieren para  $l_n/d < 2$  y una demanda de esfuerzo cortante mayor que  $4\sqrt{f_c}b_wd$ .

### 3.3.2 COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO

Las secciones de muro por encima de las aberturas de muros de corte son conocidas como vigas de acoplamiento. Tales vigas de acoplamiento son susceptibles a altas fuerzas de cortante debido a las limitaciones dimensionales. El espesor de estas vigas es generalmente inferior a 25 cm para los edificios tipo túnel, y es un espesor mucho menor que sus homólogos en las estructuras convencionales de concreto reforzado. La ubicación de aberturas de los muros de corte define las dimensiones de las vigas de acoplamiento y su rigidez con respecto a los muros de corte, que eventualmente determina la porción de momentos de volcamiento realizado a través de cargas axiales en los muros de corte inducidas por cortantes verticales. Por lo tanto, las dimensiones de las aberturas tienen un impacto significativo en la capacidad de carga lateral y la rigidez global del sistema.

Aparentemente, la reducción de la sección de la viga de acoplamiento disminuiría su rigidez y el resultado en un efecto de disminución sobre las fuerzas cortantes internos a través de la viga, sin embargo, hay generalmente limitaciones de altura para las vigas de acoplamiento debido a las restricciones arquitectónicas y uso funcional. Por lo tanto, la eliminación de la concentración de alto cortante en estas vigas de acoplamiento se convierte en un problema de diseño difícil. De hecho, las vigas de acoplamiento altas con refuerzo convencional o refuerzo diagonal sin lazos de confinamiento están controladas por cortante y no tienen las propiedades estructurales deseadas bajo acción sísmica. El detallamiento convencional en este

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

caso consiste en una cantidad igual de refuerzo en la parte superior e inferior y el refuerzo vertical consiste en estribos con espacios iguales a lo largo de la viga.

En un principio las primeras vigas de acoplamiento se reforzaron por corte de manera convencional, es decir, aplicando conceptos para vigas esbeltas y colocando estribos ortogonales al eje a baja separación, Sin embargo, su respuesta ante sismos ha sido deficiente. Las vigas reforzadas de esa forma fallan por tensión diagonal con degradación muy severa o por deslizamiento cerca del muro (Alcocer S. 2005). Las razones de este comportamiento son los altos esfuerzos cortantes nominales que aceleran la degradación por corte y la distribución no lineal de esfuerzos, la cual es diferente de la supuesta por la teoría convencional de vigas.

Por el contrario, al confinarlos en diagonal, los refuerzos especiales en vigas de acoplamiento han proporcionado resistencia adecuada al cortante (por ejemplo, Paulay y Binney, 1974; Park y Paulay, 1975; Paulay, 1986) y conduce a una contribución significativa para retrasar y frenar la propagación de grietas que genera la compresión.

En reconocimiento a la conducta satisfactoria de confinamiento diagonal, sus detalles están compilados en los códigos de diseño sísmico (por ejemplo, TSC, 1998; ACI 318-02, 2002; CEN, 2005).

La figura 26 ilustra el detalle típico dado por estas disposiciones, por lo que cada elemento de la diagonal, tanto en vigas de acoplamiento y a lo largo de su empotramiento en el muro debe incluir una jaula de refuerzo longitudinal y transversal y estribos muy juntos o refuerzo espiral para confinar las barras diagonales. Este refuerzo detallado tiene algunos inconvenientes cuando se aplica en la práctica a los edificios tipo túnel debido al espacio limitado permitido por muros de corte delgados. Por esta razón, se evita generalmente en las

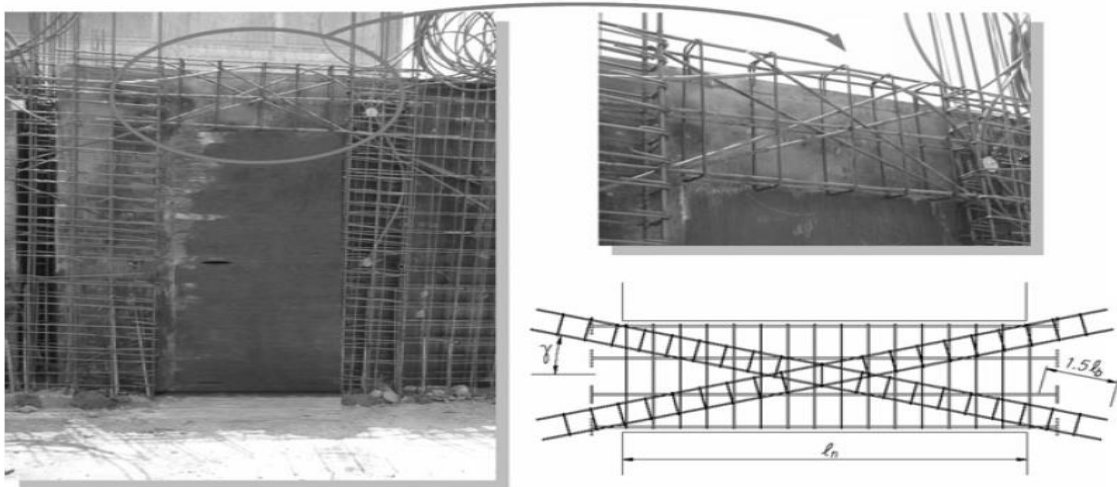
Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

aplicaciones (un ejemplo se representa en la Figura 26). Por lo tanto, todavía hay una necesidad de una solución práctica innovadora para evitar la concentración de alto cortante en las vigas de acoplamiento de edificios tipo túnel.

La cantidad mínima de refuerzo y sus detalles se muestra en la figura. 27. La sección (a) puede ser recomendado para los muros de corte perforados en el caso de la existencia de secciones poco profundas por encima de las aberturas (usando dos # 4 como barras superior e inferior, y dos # 4 en cada borde vertical). Si el caso es para cuando la parte del muro por encima de las aberturas es más profunda, los detalles del refuerzo se pueden ver en la figura 27 (b) y (c).

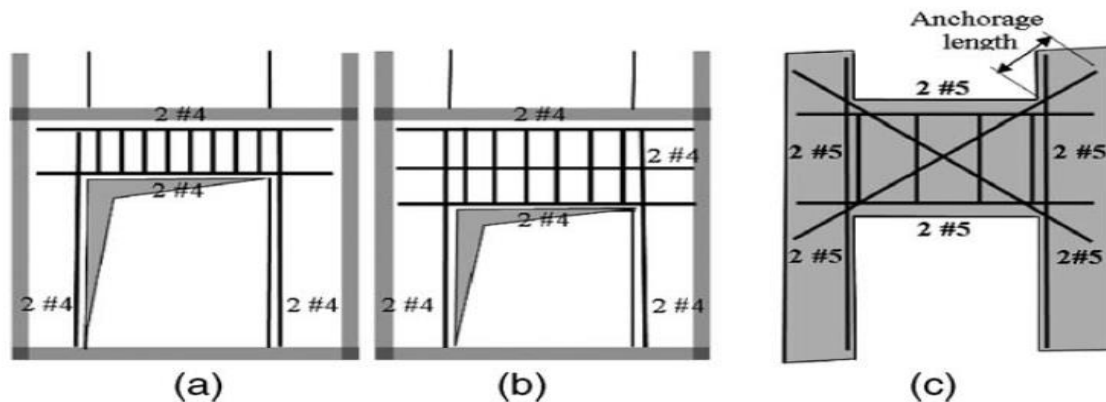
Asimismo, debe señalarse que las vigas de acoplamiento no deben ser más fuerte que sus segmentos verticales adyacentes (Wall piers), porque esto puede causar un temprano rendimiento de los segmentos antes de que las vigas de gran altura se convierta en inelástica. Esto además facilita ductilidad limitada y la baja disipación de energía bajo excitación sísmica, y por lo tanto puede resultar mecanismo de piso blando.

**Figura 26.** Comparación del detalle de refuerzo de vigas de acoplamiento usadas en la práctica con la recomendada por el código.



**Fuente:** Kalkan E. y Bahadir Y. Pros and Cons of Multistory RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings. The Structural Design of Tall and Special Buildings, Junio de 2007, Pág. 14.

**Figura 27.** Detalle del refuerzo diagonal



**Fuente:** Balkaya C. y Kalkan E. “Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures”. Engineering Structures, Vol 26, 2004, Pág. 16.

### 3.4 EFECTOS DEL ACOPLAMIENTO TENSIÓN-COMPRESIÓN

Los muros transversales que son perpendiculares a los muros principales y a la dirección de carga, proporcionan una resistencia adicional y un incremento significativo de la capacidad de carga prevista como resultado del efecto de acoplamiento de tensión=compresión (T / C) producido por fuerzas en la planta o membrana en los muros, a pesar de que su conexión con los muros principales es más bien suelto. Además de la interacción de muro a muro (incluyendo aberturas), la interacción de muro a losa es otro tema que se desarrolla debido a las fuerzas de membrana en las losas.

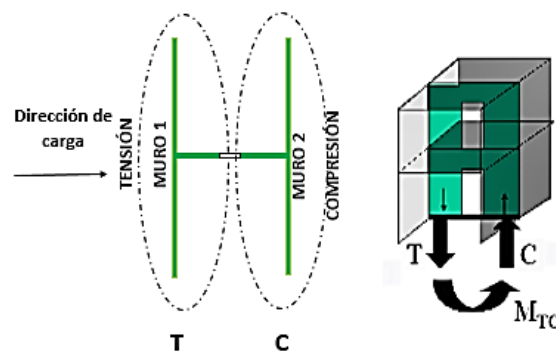
Los muros laterales forman un sistema con muros en el planta similar a una típica sección en T, cuyo comportamiento a través de modelos 3D es similar a la sección por encima de las aberturas en los muros en la dirección de carga que tiene una sección T que contribuye a las losas de piso como se muestra en la Figura 28. Este enganche fuerte ocurre a pesar de los vanos de las puertas que

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

introducen una interrupción fuerte del flujo de cortante entre muros. Los sistemas estructurales con las interacciones de muro a muro y de muro a losa aumentan su capacidad de carga lateral, así como su rendimiento en las fuerzas sísmicas (Balkaya y Kalkan, 2004a).

Investigaciones han demostrado, con el fin de reflejar el rendimiento realista de los edificios tipo túnel, que los análisis 3D deben ser preferidos por encima de los análisis 2D, aunque este último lo utilizan comúnmente en la práctica (Balkaya y Kalkan, 2003b). Debido a que el acoplamiento T / C es pobremente logrado durante las simulaciones 2D con el cortante transversal a través de las vigas de acoplamiento, en contraste del caso 3D que los muros transversales rigidizan las secciones proporcionando caminos adicionales para la transferencia de cortante.

**Figura 28.** Interacción tensión-compresión debido al mecanismo de acoplamiento



**Fuente:** Balkaya C.y Kalkan E. “Seismic Design Parameters For Shear-Wall Dominant Building Structures”. 14<sup>th</sup> Mexican National Conference on Earthquake Engineering, 2003, Pág.10.

Los análisis mostraron (Balkaya y Kalkan, 2004c) que la parte de los muros por encima de las aberturas se desvía más en los modelos 2D que los modelos 3D (Fig. 29). Durante las simulaciones 2D, el acoplamiento de T / C fue llevado a cabo débilmente con el esfuerzo cortante transversal a través de las vigas de

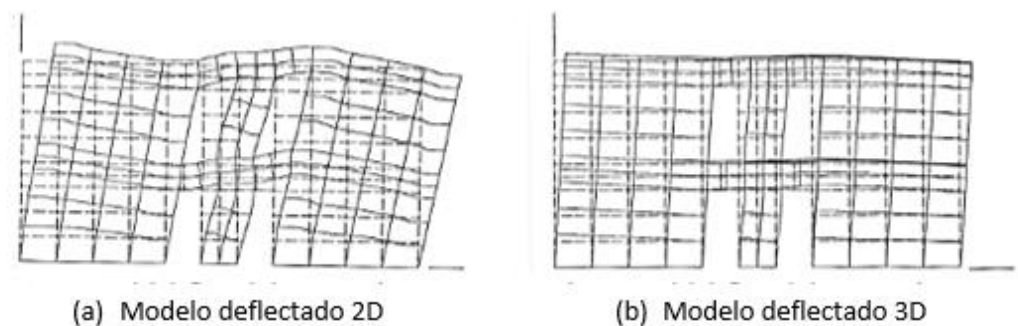
Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

acoplamiento, mientras que los muros transversales en los casos 3D endurecieron las secciones proporcionando rutas adicionales para la transferencia de cizallamiento.

La contribución de los momentos locales procedentes de los muros principales no se altera de forma significativa entre los casos en 2D y 3D. Esto se puede atribuir a la limitación en la contribución de acero que se establece por el área de acero y su tensión de fluencia. Cuando el análisis se cambia del modelo 2D al 3D, los muros transversales presentan una resistencia adicional al incrementar sustancialmente

la capacidad de carga lateral calculada. Este paso se debe al aumento de las fuerzas de tensión y compresión que están presentes en los muros longitudinales y sus efectos de acoplamiento con los muros transversales.

**Figura 29.** Formas deflectadas de los muros en modelos 2D y 3D para edificios de 2 pisos



**Fuente:** Balkaya C. y Kalkan E. “Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures”. Engineering Structures, Vol 26, 2004, Pág. 14.

### 3.5 FÓRMULAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Los diseñadores han tenido que adoptar a la fuerza la metodología basada en el diseño de estructuras tradicionales y amoldar en las estructuras tipo túnel. En esta metodología, los códigos de diseño<sup>1</sup> especifican fórmulas para el cálculo del período fundamental de procedencia empírica, que se utilizan para calcular el cortante basal de diseño de una estructura, Estudios anteriores (Balkaya y Kalkan (2003b, 2003c, 2004a), Kalkan y Bahadır (2007), Goel y Chopra (1998), Wang y Wang (2005)) han demostrado que estas ecuaciones pueden producir resultados inexactos para este tipo de construcción. Se pretende recopilar las ecuaciones experimentales creadas a través de estudios, del período fundamental y el factor de reducción de los edificios tipo túnel.

#### 3.5.1 FÓRMULAS EMPÍRICAS DEL PERÍODO

Una característica deseable en una estructura resistente a los terremotos es la capacidad de responder al fuerte movimiento progresivamente mediante la disipación de energía. En este sentido, los muros de corte, cuando están diseñados correctamente, representan elementos de refuerzos laterales, económicos y eficaces, que se pueden utilizar para reducir derivas entre plantas potencialmente perjudiciales en estructuras de varios pisos bajo excitaciones sísmicas.

Los estudios e investigaciones siempre han apuntado a encontrar fórmulas que proporcionen capacidades de disipación de energía y deformaciones tolerables, manteniendo así el dominio elástico cuando se someten a fuertes terremotos.

En general, el valor del período fundamental o natural es el tiempo que la estructura se toma en dar un ciclo completo, cuando experimenta una vibración no

---

<sup>1</sup> International Building Code 2012, Uniform Building Code 1997

forzada. Su importancia radica en que de él depende magnitud de la carga sísmica que experimentará la estructura. Por esa razón, la estimación exacta de  $T$  (s) es, inevitablemente, esencial para la seguridad del procedimiento aplicado en los próximos pasos de diseño y en consecuencia para el futuro desempeño de la estructura en el período posterior a la construcción. Con el fin de minimizar esta deficiencia en los códigos sísmicos actuales, se propusieron nuevas ecuaciones empíricas.

Esta propiedad depende de la masa y la rigidez de la estructura, y es afectada por muchos factores tales como la regularidad de la estructura, el número de pisos y claros, las dimensiones de las secciones, el nivel de carga axial, las cuantías de refuerzo y del nivel de agrietamiento del concreto.

Por medio de investigaciones a lo largo del tiempo se han obtenido diferentes expresiones para el cálculo del período, ya sean las usadas en los códigos de diseños sísmicos o encontradas por medios de estudios por autores de reconocimiento en el tema.

### **UBC 1997, IBC 2006**

$$T = C_t H^{\frac{3}{4}}$$

$H$ : Altura del edificio por encima de la base (m)

$C_t$ : Coeficiente numerico (0.049)

$$C_t = 0.0743/\sqrt{A_c}$$

$A_c$ : Area efectiva combinada (m)

$$A_c = \sum A_i \left( 0.2 + \left( \frac{D_i}{H_i} \right)^2 \right)$$

$A_i$ : Area de sección transversal horizontal (m<sup>2</sup>)

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

$D_i$ : Dimensión en la dirección considerada " i" del muro de corte en la primer piso de la estructura

**IBC 2012**

$$T = C_t h_n^x$$

Donde

$C_t$ : Coeficiente del período.

$x$ : Constante dada en la Tabla 3.

**Tabla 3.** Tabla 12.8-2 Valores aproximados de los parámetros del período IBC 2012

Tipo de Estructura	$C_t$
Los sistemas apoticados resistentes a momentos, en el que los pórticos resisten al 100% la fuerza sísmica requerida y no están encerrados o limitada por componentes que son más rígidas y puede prvenir que los marcos de deflexión, donde se somete a fuerzas sísmicas	
Pórticos resistentes a momentos de acero	0.028(0.0724) <sup>a</sup>
Pórticos resistentes a momentos de concreto	0.016(0.0466) <sup>a</sup>
Pórticos arriotrados de acero con excentricidad de acuerdo con la Tabla 12.2.1 líneas B1 o D1	0.03(0.0731) <sup>a</sup>
Pórticos arriotrados de acero, restringidos a pandeo	0.03(0.0731) <sup>a</sup>
Otro tipo de sistema estructural	0.02(0.0488) <sup>a</sup>

(a) equivalentes métricos se muestran entre paréntesis

**Fuente:** International Building Code 2012

**Korean Building Code (KBC)**

$$T = 0.09H/\sqrt{B}$$

$H$ : Altura del edificio (m)

*B: dimensión de la planta completa del edificio en dirección paralela a las fuerzas aplicadas (m)*

**Canadian Building Code (NBCC 95)**

$$T = 0.09H/\sqrt{D_s}$$

*D<sub>s</sub>: Longitud del muro o brazo de fuerza (m)*

**Goel y Chopra 1998**

$$T = C(0.0019 \sim 0.0026)H/\sqrt{A_c}$$

$$A_e = \sum \left(\frac{H}{H_i}\right)^2 A_i / 1 + 0.83 \left(\frac{H_i}{D_i}\right)^2$$

**Goel y Chopra 2000**

$$T = CH^t/\sqrt{L_w} - 0.5$$

*L<sub>w</sub>: Longitud del muro por unidad de area*

*H: Altura del edificio (m)*

*C: Coeficiente (0.27~0.4)*

*t: Parámetro (0.2~0.3)*

**Balkaya y Kalkan 2002**

Según sus investigaciones determinaron que esta ecuación es viable para edificaciones de 2 a 15 pisos, pueden ser de diversas configuraciones arquitectónicas.

**Tabla 4.** Ecuación empírica para predecir el periodo fundamental de edificios tipo túnel

$$T = Ch^{b1} \beta^{b2} \rho_{as}^{b3} \rho_{al}^{b4} \rho_{min}^{b5} j^{b6}$$

Plan type	C	b1	b2	b3	b4	b5	b6	$\sigma_T$	$R^2$
Square	0.158	1.400	0.972	0.812	1.165	-0.719	0.130	0.025	0.982
Rectangular	0.001	1.455	0.170	-0.485	-0.195	0.170	-0.094	0.025	0.989

*T*: Period (s)  
*h*: Total building height (m)  
 $\beta$ : Ratio of long side to short side dimension  
 $\rho_{as}$ : Ratio of short-side shear-wall area to total floor area  
 $\rho_{al}$ : Ratio of long-side shear-wall area to total floor area  
 $\rho_{min}$ : Ratio of minimum shear-wall area to total floor area  
*J*: Plan polar moment of inertia

**Fuente:** Balkaya, C. and Kalkan, E. “Estimation of Fundamental Periods of Shear-Wall Dominant Building Structures“, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*: 32, (7), 985-998, June 2003, Pág. 11.

**Balkaya y Kalkan 2004**

$$T = Ch * \frac{\sqrt{R}}{R_{length}^a + R_{width}^a}$$

*h*: Altura del edificio (m)

*R*: Relación de la dimensión de lado largo al lado corto del edificio

$R_{length}^a$ : Relación de área de los muros orientados a lo largo de la longitud del área típica de planta

$R_{width}^a$ : Relación de área de muros de corte orientado a lo largo de la anchura del área típica de planta

C y a son los parámetros obtenidos a partir del análisis de regresión, y son iguales a 0.138 y -0.4, respectivamente.

**Norma Sismo Resistente 2010**

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Donde  $C_t$  y  $\alpha$  tienen los valores determinados en la tabla A.4.2-1 de la norma sismoresistente colombiana (NSR-10)

**Tabla 5.** Tabla A.4.2-1 para el cálculo de  $C_t$  y  $\alpha$

Sistema estructural de resistencia sísmica	$C_t$	$\alpha$
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros $C_t$ y $\alpha$ , donde $C_w$ se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

**Fuente:** Norma Sismo Resistente Colombiana, actualización 2010 (NSR-10), Capítulo A, Pág. A-64.

Donde  $C_w$  se calcula de la siguiente forma

$$C_w = \frac{100}{A_B} * \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 * \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left( \frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

$A_B$ : Área de la edificación en su base ( $m^2$ )

$A_{wi}$ : Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural  $i$ , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio

$h_n$ : Altura del edificio medida desde la base (m)

$h_{wi}$ : Altura del muro  $i$  medida desde la base (m)

$l_{wi}$ : Long. Medida horizontalmente de un muro estructural  $i$  en el primer nivel de la estructura y en dirección en estudio (mts)

Lo cual demuestra la variedad de formas del cálculo de esta expresión y una falta de uniformidad en el diseño de este tipo de estructuras.

Según (Tavafoghi A. y Eshghi S., 2008) la altura del edificio es un parámetro primordial para el cálculo del período fundamental de edificios tipo túnel. Los órdenes de los tres primeros modos de estructuras no cambian para las construcciones con diferentes alturas, lo que revela que no existe una estrecha correlación entre la dimensiones en planta y / o área de muros de corte, y el período y el tipo de formas de los modos (rotación y de traslación). Pero la suma de tercera potencia de las longitudes de los muros de corte en cada dirección se puede utilizar para determinar la prioridad del modo traslacional en cada dirección. Las fórmulas con base de la altura del edificio son más sencillas que las fórmulas basadas en otros parámetros. También algunas de las fórmulas son complicadas de usar. Debe hacerse un esfuerzo por desarrollar fórmulas racionales de predicado de este tipo de edificio.

## 4. CASOS DE ESTUDIO

### 4.1 EL FARO, CHILE

El 3 de marzo de 1985, un gran terremoto arremetió contra el centro de Chile demostrando así el desempeño sísmico de las edificaciones de concreto reforzado de altura moderada en la ciudad costera de Viña del Mar. La mayoría de estas estructuras fueron diseñadas con muros estructurales para soportar el peso propio y los eventos sísmicos evaluados por la norma chilena. En este caso se presentó

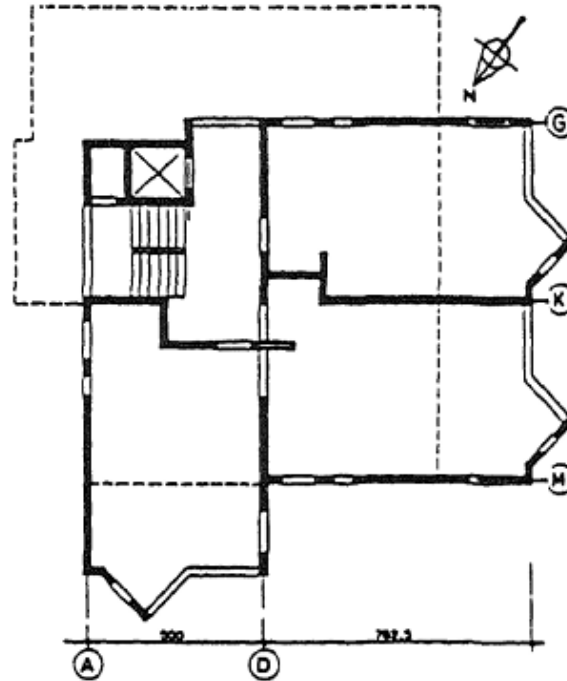
## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

un fuerte movimiento de tierra donde solo unos pocos edificios se vieron afectados de gravedad estructuralmente, entre esos El Faro.

El Faro era un edificio de concreto reforzado construido en 1981, que contaba con 8 pisos de altura y un sótano. Los materiales con los cual fue construido contaban con especificaciones de resistencia cubica del concreto de  $225 \text{ Kg/cm}^2$  y el limite elástico del acero de  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

La disposición asimétrica de los muros resultó en una gran excentricidad y en una respuesta significativa de torsión. La planta tipo se muestra en la figura 33, donde las líneas discontinuas delimitan el plano del sótano. No fue falla del suelo o de las fundaciones. El daño se concentró en el primer piso: el muro a lo largo del eje M y su muro adyacente en el eje D se desplomó y el edificio se inclinó bruscamente aproximadamente  $15^\circ$  desde el eje vertical de como se ve en la figura 31. Desde el colapso era inminente, el edificio fue dinamitado unos días después del terremoto

**Figura 30.** Edificio El Faro. Típica planta de piso



**Fuente:** Ridell R. "Performance of R/C buildings in the 1985 Chile earthquake", Tenth World Conference on Earthquake Engineering: Rotterdam, USA, 1992, Pág. 3.

Una grieta se abrió a media altura en el muro del primer piso, y corrió hasta la parte superior de la ventana. La parte del muro por encima de la grieta se deslizó hacia delante por fuera del plano y cayó al suelo. No se observaron daños en los pisos superiores.

De acuerdo a algunos autores (Stark, 1988; Wood, 1989), una de las posibles causas del colapso fue la fractura del refuerzo de flexión cerca de la base de los muros, debido a la poca relación de refuerzo, que causa falla frágil. Otro estudio (De la Llera, 1989), concluyó que un fuerte efecto de acoplamiento dinámico entre los desplazamientos laterales y rotacionales, llevó a la insuficiencia de refuerzo a

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

flexión a un punto crítico, sobre todo teniendo en cuenta el efecto simultáneo de los componentes ortogonales de la acción sísmica.

Resultados de forma lineal muestran el análisis dinámico que el desplazamiento lateral en los extremos de la losa historia puede haber sido tan grande como el doble del desplazamiento en el centro de la masa. Esos desplazamientos eran lo suficientemente grandes como para causar una falla de flexión en algunas secciones de pared en una de los pisos más bajos.

Riveros (1987) demostró que el fracaso puede haber comenzado en un modo de flexión en una junta de construcción cerca de la base de los muros, lo que apunta a las deficiencias durante la construcción. Mientras observaba las fotografías y la inspección del sitio, concluyó el edificio se habría movido principalmente a lo largo de una de sus diagonales.

**Figura 31.** Edificio El Faro después del sismo



**Fuente:** Tobar R. y Bonelli P. “Test a Micro-concrete Model of a Building Damage During the 1985 Chile Earthquake”, Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, Universidad Tecnica Federico Santa Maria, Valparaiso, Chile, 1996, Pág. 3.

En conclusión se puede revelar que la mayoría de edificios en Viña del Mar presentaron un buen comportamiento sismoresistente debido a su diseño estructural de muros portantes, sin embargo la abundancia de muros no garantiza el buen desempeño sísmico y la irregularidad en planta como la el edificio El Faro no favorece.

Y el hecho de que dos componentes ortogonales actuaran simultáneamente durante el terremoto, añadiendo que contaba con un ángulo crítico de incidencia fueron factores relevantes para esta respuesta del edificio.

#### **4.2 CHILE, 27 DE FEBRERO DEL 2010**

El sábado 27 de febrero de 2010, Chile fue devastado por un terremoto que alcanzó una magnitud de 8,8 Mw, seguido por un tsunami. Siendo las zonas más afectadas ciudades como Concepción y Valparaíso, donde no ayudó que el suelo blando haya amplificado el movimiento del sismo.

Tras una recopilación de información se encontró que en todas las comunas del Gran Santiago, CIPER (Centro de Investigación Periodística) confirmó que 23 edificios residenciales presentan daños severos y todos con menos de 15 años de haberse construido y con una altura entre 15 y 25 pisos. Para tener en cuenta es que de esos 23, 11 presentan el mismo daño estructural: armaduras de acero del concreto que no soportaron la presión.

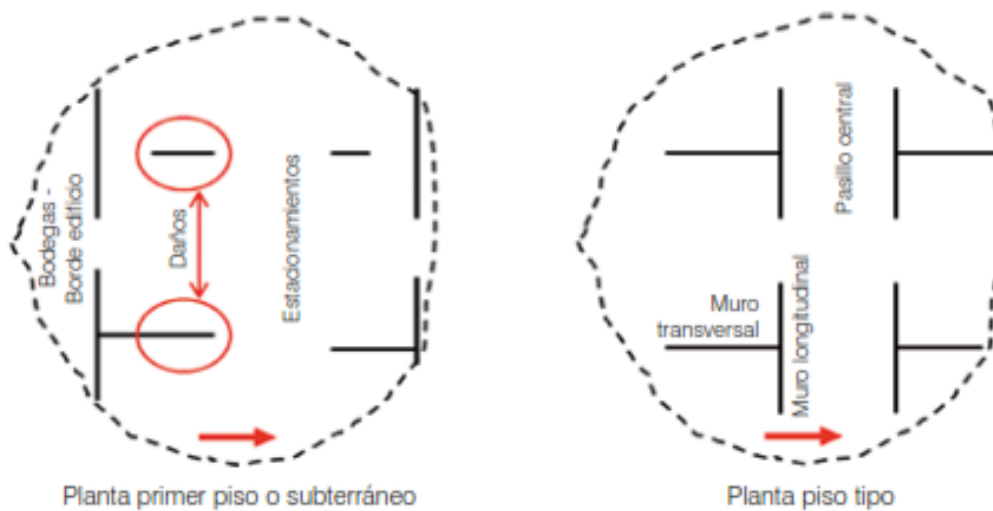
Los expertos indican que esto se debe a que en la última década se han multiplicado los edificios con menos muros estructurales en sus plantas bajas por que las inmobiliarias ubican estacionamientos con espacios abiertos en subterráneos, afectando así la continuidad de muros en sus pisos superiores y edificios más altos con muros más delgados.

Varios edificios presentaron daños en los muros de hormigón armado al nivel del primer piso o el primer subterráneo, donde habitualmente se ubican los estacionamientos de vehículos. En estos niveles la configuración estructural en muchos casos presenta un corredor central con muros longitudinales en los costados conectados a muros transversales los que forman un muro en T Figura 32. En otros casos, este muro transversal no está directamente conectado al muro

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

longitudinal formando un muro rectangular. La falla observada en estas estructuraciones consiste en una grieta horizontal propagada a lo largo del alma del muro que cubría una franja de aproximadamente 40 cm de alto. Esta falla se repitió en gran parte de los ejes resistentes de estos edificios en la dirección más corta. La falla se presenta en la Figura 33.

**Figura 32.** Planta tipo de edificaciones de vivienda



**Fuente:** Beltrán J, Massone L. y Herrera R. “Efectos y Enseñanzas del Terremoto del 27 de Febrero de 2010 en Chile”, Informe, Universidad de Chile, Chile. Pág. 4

Según en la Figura 33., el daño más severo se presenta en la cabeza del muro T (o en el extremo del muro rectangular), ya que en ese extremo se alcanzan las mayores deformaciones de compresión producto de las cargas de flexión y compresión. Estas deformaciones propiciaron la pérdida del recubrimiento dejando las barras longitudinales expuestas, las que ante ciclos de tracción y compresión, producto de la alternancia de la acción sísmica y la poca restricción que entregaba la armadura transversal, se pandearon y degradaron aún más la capacidad del

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

elemento. Hay una mayor probabilidad de que esto ocurra cuando la duración del ciclo de oscilación se acerca o supera un segundo, lo que obviamente se da con más frecuencia en los edificios altos.

La armadura transversal no presentaba anclaje dentro del núcleo del hormigón, sino que uno o dos dobleces en  $90^\circ$  en el extremo del muro, el que se abrió luego que el recubrimiento se había perdido. Ciclos de grandes deformaciones en estas barras pandeadas generaron un daño progresivo, fracturándose en algunos casos, sin presentar reducción de la sección transversal del refuerzo. Esta falla se presentó en bordes de muros sin detalle de confinamiento especial y de bajos espesores (alrededor de 20 cm). Detalle de la falla se puede observar en la figura 33 y 34.

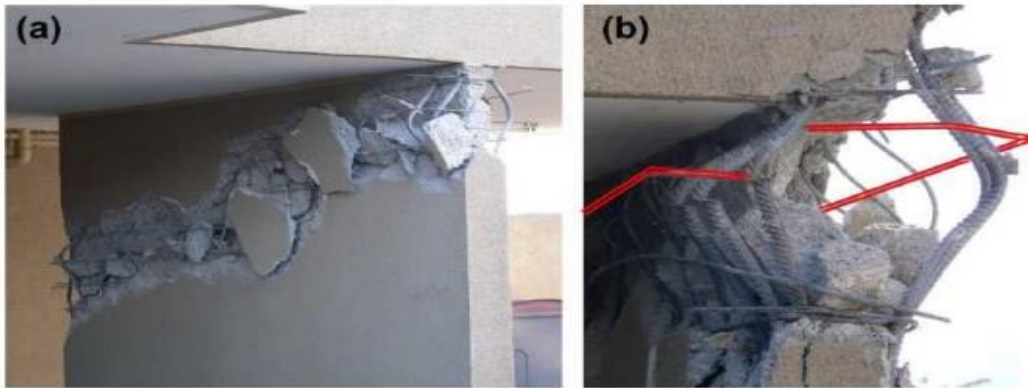
Esto en parte se debe que tras el buen comportamiento de las edificaciones de muros en el terremoto de 1985 en Chile se eliminaron las disposiciones que indicaban el uso del refuerzo transversal en los miembros de borde. Cabe destacar la importancia del mismo en restringir el pandeo de barras longitudinales y proveer el buen confinamiento del concreto.

Es evidente que la separación vertical del refuerzo está conectada directamente con el pandeo de las barras verticales. No obstante, también existe una relación entre dicha separación y el diámetro de las barras que resisten los esfuerzos de flexión.

Si bien la norma la norma chilena adoptó las especificaciones de la norma norteamericana (ACI 318), como en varios países Latinoamericanos, para el diseño de muros, incluyó una excepción que permitió que los estribos se hicieran de una manera diferente, lo que provoco las fallas.

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Figura 33. Refuerzo de borde del muro: visa general, fractura y pandeo



Fuente: Imagen tomada de: <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

Figura 34. Falla de los estribos

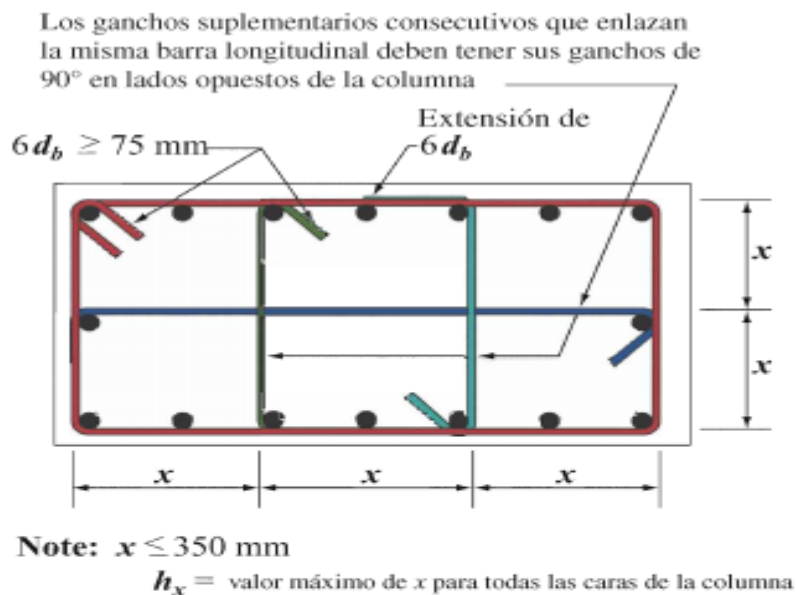


Fuente: Imagen tomada de: <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

“Cuando una estructura de concreto es sometida a compresión, el hormigón tiende a proyectarse, es decir a partirse en trozos y salir hacia los lados, dejando fierros a la vista. Esa es la típica foto que hemos visto del pilar o muro al que le falta un pedazo y se le ven los fierros doblados. Un temblor hace que el edificio oscile y durante esta oscilación la estructura primero se carga sobre un sector y luego sobre el otro. Entonces hay un momento en que un muro o un pilar reciben más carga de lo habitual, más compresión. El hormigón debería permanecer confinado, sin proyectarse” –explica Saragoni.

**Figura 35.** Refuerzo transversal. Comentario del NCh 433 2008



Esta es la figura R21.4.4 del código de la Norma ACI318. El comentario de los autores indica que “es un ejemplo de refuerzo transversal proporcionado por un estribo cerrado de confinamiento y tres ganchos suplementarios. Los ganchos suplementarios con gancho de 90 grados no son tan efectivos como los ganchos suplementarios con ganchos de 135 grados o los estribos cerrados de confinamiento para proporcionar confinamiento. Los ensayos han demostrado que si los ganchos suplementarios que terminan en ganchos de 90 grados son alternados, el confinamiento será suficiente”.

**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

“He visto en edificios con fallas estructurales que no se usó esa forma de estribo con gancho. Lo que hay son estribos que terminan en  $90^\circ$ , cuadrados, que quedan envolviendo el fierro, pero no enganchándolo. Quizás sea necesario revisar la norma (NCh 433) para agregar en ella, directamente, el detalle de este requerimiento de estribos terminados en  $135^\circ$ ”—opina el ingeniero Saragoni.

“La NCh 433 permitió la excepción de ganchos suplementarios que terminan en ganchos de  $90^\circ$  debido a que cuando se hizo la actualización de la norma (después del terremoto de 1985) se observó que este tipo de confinamiento de los muros tuvo un buen comportamiento; por ende se consideró excesivo la exigencia de la ACI 318, la cual estaba basada en estudios mas no en un terremoto real de las magnitudes que se dan en Chile. Incluso se pensó suavizar la norma americana hasta que el terremoto del 2010 de Chile demostró que estos ganchos de  $135^\circ$  son necesarios y más en edificios altos con menos muros estructurales en la base”— dice el ing. chileno René Lagos

También en los pasillos o corredores formados por muros longitudinales en T conectados por losa, solicitados por el sismo, generaron importantes demandas de deformaciones en el elemento de acople. La losa de acople, comúnmente con refuerzo adicional de armadura longitudinal, presento descascamiento en la zona de compresión (Fig. 36).

**Figura 36.** Losa de acople



**Fuente:** Beltrán J, Massone L. y Herrera R. “Efectos y Enseñanzas del Terremoto del 27 de Febrero de 2010 en Chile”, Informe, Universidad de Chile, Chile. Pág. 4.

Otro tipo de falla que se observó en los edificios de concreto reforzado, fue la generada por corte, que presentó tanto en fachadas, producto de aberturas en muros (Figura 37a), como en elementos de acoplamiento en muros (Figura 37b). Estos elementos presentaban relaciones de aspecto (entre ancho y largo) entre 1 y 2, lo que los hace más propensos a presentar fallas o daños asociados al corte. Estos elementos estaban comúnmente reforzados con armadura longitudinal y estribos transversales.

**Figura 37.** a) Fachada con aberturas, (b) Vigas de acople



**Fuente:** Beltrán J, Massone L. y Herrera R. “Efectos y Enseñanzas del Terremoto del 27 de Febrero de 2010 en Chile”, Informe, Universidad de Chile, Chile. Pág. 4.

### 4.3 RESUMEN DE EDIFICIOS AFECTADOS

#### 4.3.1 Alto Río (Concepción.)

Este edificio de 15 pisos y un sótano, lamentablemente que colapsó antes que dejara de temblar y aplastó a sus moradores, dejando un saldo de 8 muertos y 70 heridos.

En este edificio ocurrieron las siguientes irregularidades:

- Discontinuidad de muros en las líneas de fachada

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

- Condición de cambio notable en los tamaños de planta (set-back) entre la torre y el sótano, lo que produjo desgarramiento en ese nivel
- Condición de suelo blando no considerado
- Rotura de losas, pilares y muros
- Fisuras en frontis
- Errores de confinamiento y miembros de borde

**Figura 38.** Colapso del edificio Alto Río



**Fuente:** Ávila, J .Colapso de Edificio Alto Río, Chile, 2010.

### 4.3.2 Torres Central Park

El edificio Central Park era una torre de 19 pisos en la comuna de Santiago. Las fallas del edificio Central Park, a primera vista se aprecia que los estribos no terminaban en el “gancho sísmico”, sino en ángulos de 90°, los que se abrieron producto del esfuerzo a que fueron sometidos por el terremoto. Este debió ser demolido debido a la severidad de sus daños estructurales

**Figura 39.** Edificio Central Park, malla de armadura en 90°

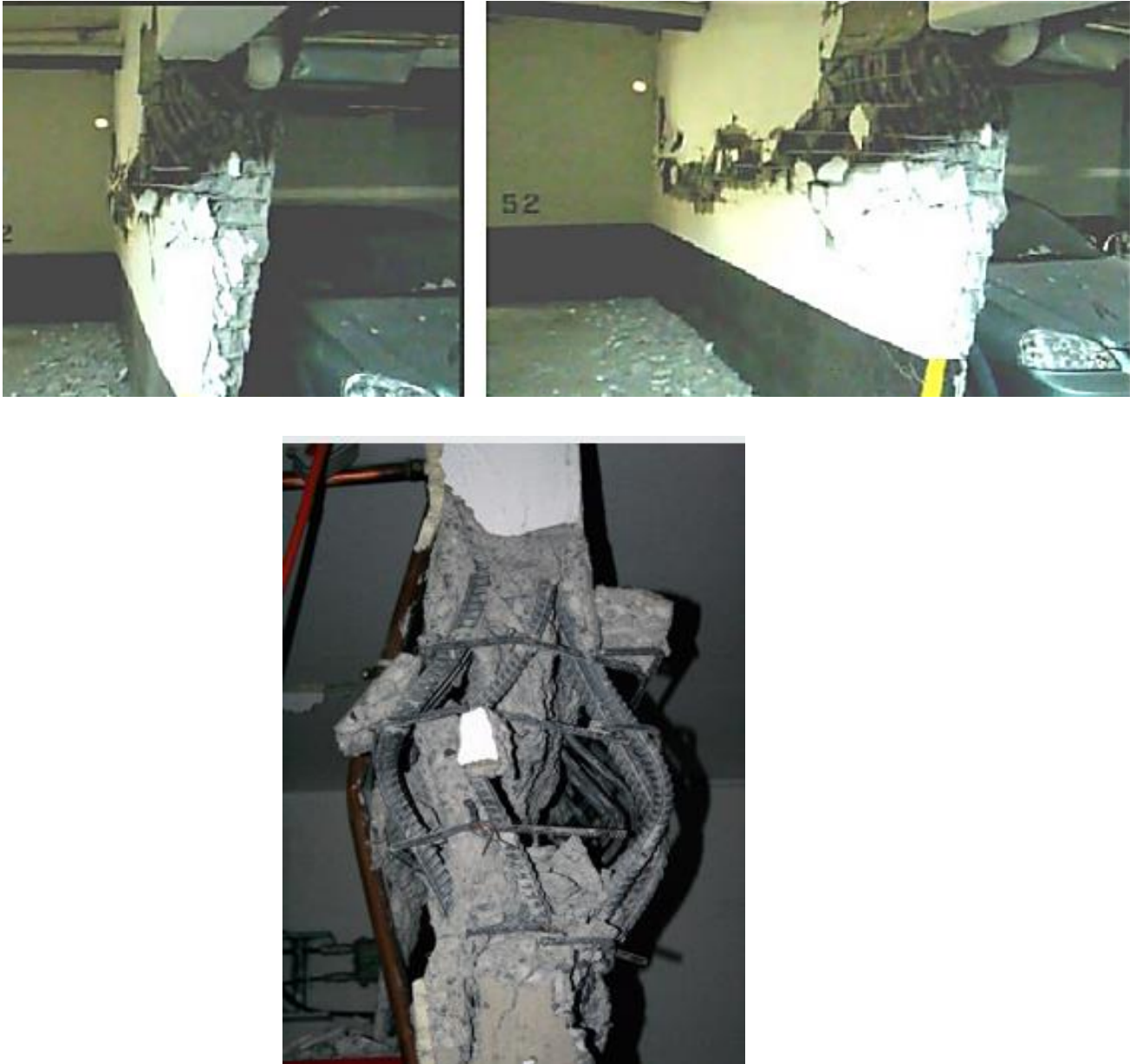


**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20100305-Chile-27-02-2010.pdf>>

#### 4.3.3 Edificio Emerald

Edificio ubicado en la comuna de Ñuñoa en Santiago. Este edificio presentó la misma falla de armaduras con cierres en 90°, Grandes grietas en tabiques y particiones; daños en paneles de particiones aisladas. Los expertos optaron que no era necesario demoler y solo repáralo.

**Figura 40.** Edificio Emerald. Armadura con cierres en 90°



**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

#### 4.3.4 El Parque (Socovesa)

**Figura 41.** Edificio El Parque. Falta de retorno en la malla horizontal



**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

La etapa 3 del Condominio Edificio El Parque ubicado en San Miguel, presentó fallas en las armaduras, lo que originó los daños en varios muros estructurales del primer subterráneo y así mismo provocando la inclinación de la torre de 10 cms.

Esto se debe a que no se confeccionaron bien los estribos de esos muros, garantizando el confinamiento del hormigón.

#### 4.3.5 Hipódromo (Mujica y González)

Dos torres que cuentan con 21 pisos y 257 departamentos. Dos subterráneos con estacionamientos y un piso de área común y con una antigüedad de 4 años. Su falla recae en que los muros fueron construidos de forma discontinua de zócalo, con herraduras torcidas. Actualmente se encuentra reparado y habitado normalmente.

**Figura 42.** Edificio Hipódromo. Muro discontinuo de zócalo con enfierradura pandeada



**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

#### 4.3.6 Sol Oriente (Penta)

El inmueble está constituido por dos torres con un total de 280 apartamentos ubicados en Macúl. El edificio se hundió 5 centímetros, los muros estructurales colapsaron y el octavo piso se desmoronó. La Dirección de Obras Municipales decretó inhabitable el edificio. Esto se debió a fallas concentradas en los muros discontinuos, armaduras rotas y abiertas y daños en el hormigón por compresión.

**Figura 43.** Edificio Sol Oriente. Armaduras abiertas en muro discontinuo



**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

#### 4.3.7 Don Luis

Dos edificios de 20 departamentos cada uno ubicados en Maipú, los cuales sufrieron fallas estructurales de base, deformidad en los muros de contención,

doblaje de estructuras ferrosas, mala colocación en vigas, ventanas y placas. Fue declarada como no recuperable y seguidamente demolida.

**Figura 44.** Edificio Don Luis. Armadura con gancho sísmico que no resistió la presión.



**Fuente:** Imagen tomada de <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

#### 4.3.8 Regina Oriente (Penta)

Edificio de una torre con 21 pisos, 178 departamentos y piscina, contaba con una antigüedad de un año y cinco meses al momento del sismo.

La falla, de una longitud de 70 centímetros con desprendimiento de hormigón, dejó a la vista enfierradura retorcida y se proyecta en una grieta de cuatro metros hacia el interior del muro. Según los cálculos del profesional René Lagos este daño le restó al edificio un 10% de su capacidad de resistencia a un sismo.

La falla local afecta al extremo del muro y se debe a la falta de confinamiento del hormigón en dicha zona. Al fisurarse, el hormigón se desprende dejando expuestas las armaduras que se pandean por efecto de la compresión. Al

### Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

observar la falla en terreno se constató que el muro se construyó sin las armaduras de confinamiento especificadas en los planos de cálculo.

**Figura 45.** Edificio Regina Oriente. Malla insuficiente y sin las trabas indicadas por el calculista



**Fuente:** Imagen tomada de: <<http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>>

En conclusión a pesar de que la mayoría de los edificios resistieron el movimiento telúrico, no puede ignorarse el edificio (Alto de Rio) que falló totalmente y colapsó y los más de 30 edificios que sufrieron daños severos; todos con muros. Lobo W. (2011) recoge las particularidades de la práctica constructiva chilena que, en general, han aumentado la vulnerabilidad de estos edificios:

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

- Menor cantidad de muros y mayor esbeltez. Para el diseño se han preferido espesores mínimos e incremento de luces en sótanos.
- Hay irregularidades verticales y horizontales, pisos blandos.
- Detalles deficientes de confinamientos, en traslapos, en los estribos, ganchos y miembros de borde.
- Los edificios nuevos son más flexibles que los antiguos, en espesores y longitud.

El terremoto dejó en evidencia la necesidad de confinar las cabezas de los muros, el pandeo de las barras longitudinales, la fragilidad de los muros de bajo espesor y hasta irregularidades arquitectónicas.

En una declaración del director de SIRVE S.A (empresa de desarrollo tecnológico que provee soluciones integrales de ingeniería y protección sísmica), Carl Lüders, se mencionan los errores cometidos:

“Tuvimos fallas frágiles por exceso de compresión, producto de las cargas verticales y de los giros, y no estábamos detallando de forma apropiada el confinamiento de las cabezas de los muros delgados, de menos de 20 cm de espesor, en la práctica no se pueden confinar para alcanzar deformaciones unitarias superiores al 0.4%” (BIT 84, mayo2012, pág. 70)

La mayoría de muros afectados eran regulares y continuos hasta sus cimentaciones. Esta tipología de daño se debe a la compresión en los miembros de borde principalmente.

## 5. CAUSAS MÁS PROBABLES QUE GENERAN LAS PATOLOGÍAS DE FALLA

Las fallas que se presentaron anteriormente en los muros de corte generalmente tienen causas en común. Estas se deben a las siguientes:

- Terremoto de demandas superiores a los niveles de código

Los códigos de diseño para construcciones están dispuestos para un sismo de diseño que se clasifica dependiendo del riesgo sísmico de la zona. Pero cuando ocurre un terremoto que no estaba predicho para una región, las estructuras se ven expuestas a fuerzas laterales muy altas y fallaran inevitablemente.

- Muros delgados con elevada tensión axial

La flexión de un muro provoca que una de las caras se acorte y que la otra se alargue, y esto puede dar paso a que se dé rotura por las altas fuerzas de tracción que se pueden generar en muros con tan poco espesor. El concreto se tracciona de un lado y se comprime del otro, lo que no presenta buen comportamiento cuando se presentan muros de muy bajo espesor.

- Falta de refuerzo de confinamiento

El confinamiento de los bordes de los muros, se ha comprobado que es de vital importancia. Debido a que este aumenta la capacidad de deformación útil del concreto y retrasa el pandeo del acero a flexión<sup>2</sup>. Se ha revelado por medio de eventos telúricos que al haber falta de confinamiento, debido a

---

<sup>2</sup> Alcocer S. Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado. Muros estructurales. Pág. 3.

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

las repeticiones cíclicas de carga, oscilando de un lado a otro. Llega un momento en que un muro recibe más carga de lo habitual y el concreto sale expulsado.

- Irregularidades verticales

Las irregularidades verticales indican cambios súbitos de resistencia, rigideces, geometría y masa, y conducen a una distribución irregular de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura del edificio. Debido a eso debe evitarse a toda costa, como sucedió en Chile, colocar menos muros en las zonas de parqueaderos para obtener más espacio libre.

- Empalmes traslapados no confinados en los muros

La eficiencia de un empalme por traslapo, radica básicamente de que se pueda desarrollar eficazmente la adherencia entre la barra y el concreto, sin que éste se desintegre o se induzcan excesivas deformaciones. En consecuencia, se debe confinar la zona de traslapos debido a que esta zona es donde ocurre la transferencia de esfuerzos y así evitar fallas debido a un confinamiento insuficiente para resistir la tensión lateral del concreto que resulta de la acción de cuña producida por las deformaciones del acero.

- Elementos de borde mal detallados para muros de corte

Es importante reforzar detalladamente los elementos de borde para evitar el pandeo y generar un comportamiento mucho más dúctil ante cualquier sollicitación.

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Cuando se utiliza refuerzo longitudinal adicional para los elementos de borde contribuye a corregir el comportamiento, alterando el modo de falla frágil a dúctil.

- Refuerzo de vigas de acoplamiento

Se evidenció por medio de sismos que al reforzar este tipo de vigas en forma convencional, que tienen un patrón de refuerzo que incluye concentraciones superiores e inferiores de barras longitudinales con demandas de resistencia a flexión y lazos verticales cerrados o estribos distribuidos a lo largo de la longitud de la viga. Estas vigas de acoplamiento fallan por tensión diagonal debido a los altos esfuerzos de cortantes que conducen a una degradación severa por corte y la distribución no lineal de esfuerzos.

Mediante algunas visitas realizadas a edificaciones tipo túnel en Bucaramanga, se evidenció que no se hace el detallamiento recomendado por los estudios de las vigas de acoplamiento, lo que puede generar fallas por la discontinuidad de rigidez, grietas en forma de X, que se genera entre los segmentos verticales y los dinteles de acoplamiento.

En lo referente al confinamiento de los bordes de los muros, se está incurriendo en el mismo error cometido en Chile, en donde utilizaron los ganchos sísmicos de  $90^\circ$  en vez de los de  $135^\circ$  que son los que recomienda la ACI 318. Generando daños por que se abren fácilmente y no siguen confinando el concreto para evitar que este salga proyectado.

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Tampoco se ha tenido en cuenta un buen refuerzo para los elementos de borde, el cual se ha encontrado que deben reforzarse a una distancia de  $0.2 l_w$  (longitud del muro) desde el borde del muro, a lo largo de la altura crítica ( $H_{cr}$ ) con una cuantía de 0.2% del área de sección transversal, y para un espacio de  $0.1 l_w$  desde el extremo del muro se debe adicionar un refuerzo de por lo menos 0.1% del área de la sección transversal a lo largo la altura total del muro.

### 6. MODIFICACIONES NORMATIVAS

Después de eventos sísmicos importantes, se debe evaluar si las normas y códigos que rigen siguen aplicando, dependiendo del comportamiento que hayan tenido las edificaciones.

Esto sucedió en Chile después del sismo del 27 de febrero del 2010. Pero no solo fue Chile, sino también las directrices internacionales dieron un vuelco para rectificar los errores.

La Norma NCh 430 del 2008, adoptaba las disposiciones del ACI 318:2005 para el diseño estructural de estructuras de concreto reforzado, adicionando unas excepciones y modificaciones establecidas por el comité chileno, Pero por medio del decreto DS. 118 se estableció el cambio a la ACI 318:2008 que acobijaba nuevas modificaciones. Sin embargo este decreto fue derogado, primando así el decreto DS. 60.

Los norteamericanos modificaron la ACI 318: 2008 abriéndole paso a la más reciente ACI 318: 2011, dentro de la cual se hicieron algunas modificaciones.

Hilson & Wallace, en el seminario Consecuencias del terremoto del 27F en el Diseño Sísmico de Edificios, organizado por la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Sísmica (ACHISINA), dieron a conocer algunas modificaciones que pudieran ser implementadas en el ACI 318:2014.

### 6.1 DE ACI 318:2008 ACI 318:2014

En esta norma se hicieron modificaciones en el diseño y cálculo de muros con el fin de mejorar el comportamiento de estos elementos. Esta fue avanzando desde la ACI 318:2008, 2011 y la última 2014.

En la siguiente tabla se resume el desarrollo y avance que ha tenido esta normativa que es una guía para varios países latinoamericanos como Colombia.

**Tabla 6.** Modificaciones a la norma norteamericana ACI 318 del 2008 al 2014

Criterios de diseño		*	ACI 318: 2008	ACI 318: 2011	ACI 318:2014
General	Espesor mínimo de muros	14.5.3.1	El menor entre: <ul style="list-style-type: none"> <li>• 1/25 de la altura o longitud del muro</li> <li>• 10 cm</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>b \geq h_u/16</math></li> </ul> También si <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>h_w/l_w \geq 2</math> y <math>c/l_w \geq 3/8</math>, espesor mínimo del miembro especial de borde será de 30 cm</li> </ul>
	Doble capa	21.9.2.2	Cuando $V_u$ exceda <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'c}</math></li> </ul>		Cuando $V_u$ exceda <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'c}</math></li> <li>• <math>h_w/l_w \geq 2</math></li> </ul>

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

			R21.9.1 y 21.9.8	No existía esta sección	Tabla donde se especifica el tratamiento según sus características geométricas como muro o columna. Ver Tabla 3-1	No hubo modificaciones en este aspecto
			21.9.6.2 a)	$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.007</math></li> </ul>		$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.005</math></li> </ul>
Miembros de borde	Especiales	Refuerzo transversal	21.6.4.4 b)	$A_{sh} \geq \quad [1]$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_{sh} = 0.09s_b f_c f_c / f_{yt}</math></li> </ul>		$A_{sh} \geq$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>0.09s_b f_c f_c / f_{yt}</math></li> <li><math>0.3s_b f_c f_c / f_{yt} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]</math></li> </ul>
			21.6.4.3 c)	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> <li>b/3</li> <li><math>6d_b</math></li> <li><math>s_o = 10 + \left( \frac{35-h_x}{3} \right) [2][3]</math></li> </ul>	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> <li>b/3</li> <li><math>6d_b</math></li> <li><math>s_o = 10 + \left( \frac{35.5-h_x}{75} \right) [2]</math></li> </ul>	
			21.6.4.2	$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> <li>35 cm</li> </ul>	$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> <li>36 cm</li> <li>2b/3</li> </ul>	
<p>[1] Las fórmulas corresponden a estribos rectangulares</p> <p>[2] No debe exceder 15 cm</p> <p>[3] No es necesario que sea menor que 10 cm</p> <p>*Las secciones hacen referencia a la normatividad del ACI 318: 2011</p> <p><b>Nota:</b> Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS</p>						

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Criterios de diseño			*	ACI 318: 2008	ACI 318:2011	ACI 318:2014
Muros de borde	Especiales	Refuerzo longitudinal del alma	Recubrimiento del refuerzo longitudinal del alma	21.9.6.4 e)	No se especificaba dicha condición	$l_{at}, l_{dh}$ y $l_d$ Deberán tener una separación $\leq 15$ cm del borde del muro
			Exigencia o no del gancho	21.9.6.4.e)	No se especificaba dicha condición	Cuando: [4] <ul style="list-style-type: none"> <li><math>l_{be} &gt; l_d</math> y, la distancia entre <math>l_d</math> y el borde del muro sea <math>\leq 15</math> cm y,</li> <li><math>\frac{A_v F_y}{s} \leq \frac{A_{sh} F_{yt}}{s}</math></li> </ul> Se podrá terminar la longitud del refuerzo horizontal del alma sin un gancho estándar
	Ordinarios	Separación de estribos cerrados en la dirección vertical	21.9.6.5 a)	Si: [5] <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\rho_{be} &gt; 28/f_y</math>;</li> </ul> El refuerzo transversal de borde debe cumplir: <ul style="list-style-type: none"> <li><math>s \leq 20</math> cm</li> </ul>	Se agrega: <ul style="list-style-type: none"> <li><math>s \leq 20</math> cm</li> <li><math>8d_b</math></li> </ul>	
[4] $l_{be}$ = Longitud del miembro de borde [5] $\rho_{be}$ Cuantía del refuerzo longitudinal en el borde del muro <ul style="list-style-type: none"> <li>Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318: 2011</li> </ul> <b>Nota:</b> Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS						

**Fuente:** Briceño A. y Carreras N. "Análisis y Diseño de Muros Estructurales de Concreto, Considerando las Experiencias de los Terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011", Trabajo de grado, Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela, 2013, Pág. 30-31.

## 6.2 COMPARACION DE ACI 318:2014 CON D.60

Después del terremoto del 27 de Febrero se hicieron modificaciones de la normativa chilena, haciéndose así una norma más estricta apuntando no solo a evitar el colapso de las edificaciones y salvar vidas, sino también de que las edificaciones sigan operando normalmente después del sismo. En la siguiente tabla se hace la comparación entre la ACI 318: 2008 y el DS.60 respecto al diseño de muros estructurales.

**Tabla 7.** Modificación de la normativa chilena luego del terremoto del 27 de Febrero, 2010

Criterios de diseño		*	ACI 318: 2014	DS. 60
General	Espesor mínimo de muros	14.5.3.1	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>b \geq h_u/16</math></li> </ul> También si <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\frac{h_w}{l_w} \geq 2</math> y</li> <li><math>\frac{c}{l_w} \geq 3/8</math>, el espesor mínimo de muro será de 30 cm.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\geq l_u/16</math> [1]</li> </ul> Los muros de espesor inferior, deberán ser diseñados considerando los problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento
	Doble Capa	21.9.2.2	Cuando $V_u$ exceda <ul style="list-style-type: none"> <li><math>0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'c}</math></li> <li><math>\frac{h_w}{l_w} \geq 2</math></li> </ul>	Todos los muros resistentes a solicitaciones sísmicas se deben armar con al menos dos capas de refuerzo
	Segmentos	R21.9.1, 21.9.8	Se inserta sección para segmentos verticales definidos según R21.9.1	No existen estas disposiciones

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

	Carga axial		21.9.5.3	No existe restricción	No deberá ser menor a $0.35f_c A_g$	
	Refuerzo en la longitud de empalme		21.9.2.3 c)	No existe este requisito	Si: <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\rho_{be} &gt; \frac{28}{f_y}</math> ó</li> <li><math>rec &lt; 2d_b</math></li> </ul> En el plano vertical de las barras empalmadas se deberá cumplir $A_{tr} f_{yt} l_d / s \geq A_b f_y$	
Miembros de borde	General	Refuerzo Longitudinal	Diámetro mínimo	21.9.2.4 a)	No se especificaba dicha condición	$d_b \leq 1/9c$
	Especiales	Solo si:		21.9.6.2 a)	$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.005</math></li> </ul>	$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$
		Refuerzo transversal	Diámetro mínimo	21.9.2.4 b)	No existe este requerimiento	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\geq 1/3</math> del <math>d_b</math> longitudinal que sujeta</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318: 2011 ya sea que se agreguen o remplacen</li> </ul> <p><b>Nota:</b> Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS</p>						

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

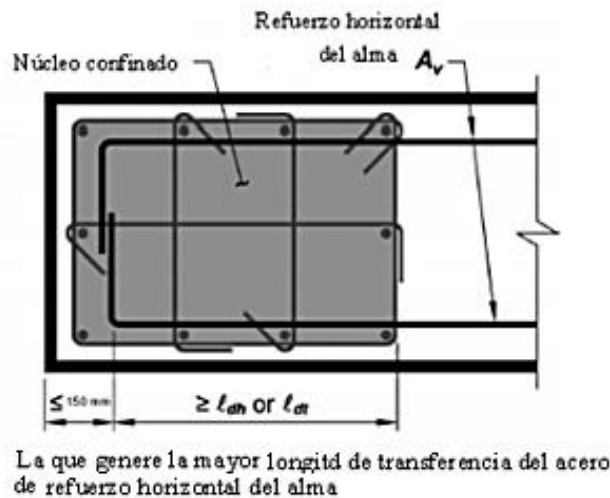
Criterios de diseño		*	ACI 318: 2014	DS. 60		
Miembros de borde	Especiales	Refuerzo transversal	Doblez de ganchos	21.9.6.3	Estribos de una rama que terminan con ganchos de 90° y 135°	Deben tener ambos extremos doblados en un ángulo $\geq 135^\circ$
			Área total estribos de confinamiento [1]	21.9.6.4 b)	$A_{sh} \geq$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>0.09s_b f_c / f_{yt}</math></li> <li><math>\frac{0.3s_b f_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]</math></li> </ul>	$A_{sh} \geq$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>0.09s_b f_c / f_{yt}</math></li> </ul>
			Separación en la dirección vertical	21.6.4.3 c)	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> <li><math>b/3</math></li> <li><math>6d_b</math></li> </ul> $s_o = 10 + \left( \frac{35.5 - h_x}{75} \right)$ [2]	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> <li><math>b/2</math></li> <li><math>6d_b</math></li> <li><math>s_o = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right)</math> [2]</li> </ul>
			Separación en la dirección transversal	21.6.4.2	$h_x$ , el menor entre: <ul style="list-style-type: none"> <li><math>36 \text{ cm}</math></li> <li><math>2b/3</math></li> </ul>	$h_x$ , el menor entre: <ul style="list-style-type: none"> <li><math>20 \text{ cm}</math></li> <li><math>b/2</math></li> </ul>
	Refuerzo longitudinal del alma en el miembro existente	Anclaje del refuerzo longitudinal del alma	21.9.6.4e)	$l_{dt}, l_{dh}$ y $l_d$ Deberán tener una separación $\leq 15 \text{ cm}$ del borde del muro [2]	No existe este requerimiento	
		Exigencia o no del gancho	R21.9.6.4	Ver Figura 46	No existe el requerimiento, ilustrado en la Figura 46	

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

	Ordinarios	Separación longitudinal	<p>Se agrega:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\leq 20</math> cm</li> <li>• <math>8d_b</math> y donde se espere la cedencia: <math>s \leq</math></li> <li>• 15 cm</li> <li>• <math>6d_b</math></li> </ul>	<p><math>\leq 20</math> cm y en las zonas donde el refuerzo vertical puede ceder:</p> <p><math>\leq</math> al menor valor entre:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 20 cm</li> <li>• <math>6d_b</math> de la menor barra</li> </ul>
<p>[1] Las formulas corresponden a estribos rectangulares</p> <p>[2] No deberá excederse 15 cm. No es necesario que sea menor a 10 cm.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Las secciones hacen referencia a la normativa del ACI 318: 2011 ya sea que se agreguen o replacen</li> </ul> <p><b>Nota:</b> Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS</p>				

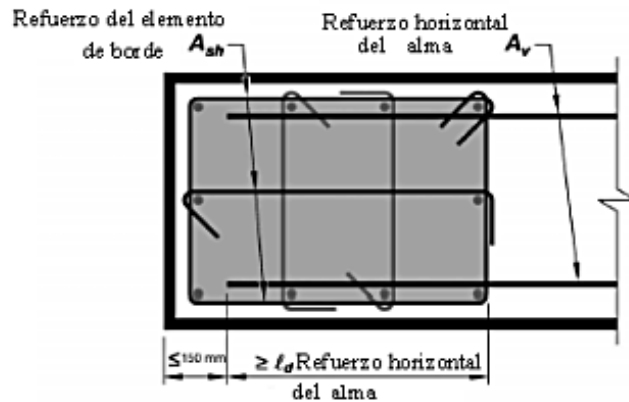
**Fuente:** Briceño A. y Carreras N. "Análisis y Diseño de Muros Estructurales de Concreto, Considerando las Experiencias de los Terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011", Trabajo de grado, Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela, 2013, Pág. 38-39.

**Figura 46.** Longitud de transferencia del refuerzo horizontal del muro y ancla en los miembros de borde.



Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

a. Cuando la longitud del miembro de borde no tiene suficiente longitud en la dirección de la barra



b. Cuando la longitud del miembro de borde tiene suficiente longitud en la dirección de la barra

Fuente: ACI 318:2011 R21.9.6.4

## 7. POSIBLES MEJORAS EN LA NSR 10 COMO CONSECUENCIA DE LAS RECIENTES LECCIONES APRENDIDAS

Con base en lo encontrado y evidenciado por medio de estudios, sismos actuantes y prácticas experimentales, se deduce que hay que modificar la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR10), para evitar las fallas ocurridas en este tipo de edificaciones en terremotos anteriores y prevenir las pérdidas de vidas.

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

**Tabla 8.** Comparación de normas internacionales con la NSR 10

Criterios de diseño		*	ACI 318: 2014	DS.60	NSR 10
General	Espesor mínimo de muros	14.5.3.1	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>b \geq h_u/16</math></li> </ul> También si <ul style="list-style-type: none"> <li><math>h_w/l_w \geq 2</math> y <math>c/l_w \geq 3/8</math>,                              espesor mínimo del miembro especial de borde será de 30 cm</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Espesor mínimo de 10 cm                              1/25 altura o longitud del muro ( la menor)</li> </ul>
	Doble capa	21.9.2.2	Cuando $V_u$ exceda <ul style="list-style-type: none"> <li><math>0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}</math></li> <li><math>h_w/l_w \geq 2</math></li> </ul>	Todos los muros resistentes a solicitaciones sísmicas se deben armar con al menos dos capas de refuerzo	Cuando $V_u$ exceda $0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$
	Segmentos	R21.9.1 y 21.9.8	Tabla donde se especifica el tratamiento según sus características geométricas como muro o columna.	No existen estas disposiciones	No existen estas disposiciones
	Se requieren si:	21.9.6.2 a)	$c \geq \frac{l_w}{600\left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)}$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.005</math></li> </ul>		$c \geq \frac{l_w}{600\left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)}$

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Muros de borde	Especiales	Refuerzo transversal	Área total estribos de confinamiento	21.6.4.4 b)	$A_{sh} \geq$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>0.09s_b f_c / f_{yt}</math></li> <li><math>0.3s_b f_c / f_{yt} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]</math></li> </ul>	$A_{sh} \geq$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>0.09s_b f_c / f_{yt}</math></li> <li><math>0.3s_b f_c / f_{yt} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]</math></li> </ul>
			Separación en la dirección longitudinal	21.6.4.3 c)	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> <li><math>b/3</math></li> <li><math>6d_b</math></li> <li><math>s_o = 10 + \left( \frac{35-h_x}{3} \right) [2][3]</math></li> </ul>	El menor valor entre <ul style="list-style-type: none"> <li><math>b/4</math></li> <li><math>6d_b</math></li> <li><math>s_o = 10 + \left( \frac{35-h_x}{3} \right) [2][3]</math></li> </ul>
			Separación en la dirección transversal	21.6.4.2	$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> <li>36 cm</li> <li><math>2b/3</math></li> </ul>	$h_x \leq$ <ul style="list-style-type: none"> <li>20 cm</li> <li><math>b/2</math></li> </ul>
<p>[1]Las fórmulas corresponden a estribos rectangulares</p> <p>[2]No debe exceder 15 cm</p> <p>[3]No es necesario que sea menor que 10 cm</p> <p>*Las secciones hacen referencia a la normatividad del ACI 318: 2011</p> <p><b>Nota:</b> Las unidades de las fórmulas se encuentran en el sistema MKS</p>						

**Fuente:** Tabla del autor

Se observa que la norma más estricta es el código chileno NCh 430, ya que Chile es un país ubicado a lo largo de una zona altamente sísmica debido a la subducción de las placas de Nazca y Antártica en la placa Sudamericana- y por ende ha tenido más experiencia con el comportamiento de las estructuras de muros esbeltos.

Las diferencias más notables, es el uso de doble capa de refuerzo par muros en todos los casos, la exigencia del gancho sísmico de 135° o estribos cerrados de

**Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas**

confinamiento. En la Tabla 3 se hace una comparación de las características de los muros.

Se recomienda hacer una actualización de la norma colombiana, ya que desde el año 2010, han sucedido muchos cambios en la normas internacionales que son de mucha importancia para la conducta de las edificios tipo túnel.

## 8. CONCLUSIONES

El gran interrogante es si el uso de este tipo de edificaciones es apto y viable para zonas de alto riesgo sísmico. Debido a la esbeltez de estos muros no permiten la colocación de miembros de bordes en sus extremos.

Según el ingeniero chileno Patricio Bonelli, quien es profesor de la Universidad Técnica Santa María, especialista en el cálculo estructural de hormigón armado y líder de la comisión impulsada por la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica que evaluó las consecuencias del terremoto de Chile en 2010, el hecho de que los muros sean tan delgados como los del sistema tipo túnel no es favorable para zonas sísmicas,

Afirma que estos sistemas son resistentes pero a la vez extremadamente frágiles por su poco espesor y solo es necesario un sismo que los someta a un desplazamiento mayor que el que produce la cedencia del refuerzo para que falle el borde a compresión y se desintegre o el alma se rompa por corte con agrietamiento diagonal; por ende solo recomienda su uso en zonas de baja demanda sísmica.

Este pensamiento difiere con los expuestos por el ingeniero venezolano José Manuel Velásquez, profesor de la Universidad Católica Andrés Bello y experto en el tema, quien piensa que los beneficios de los sistemas tipo túnel para resistir cargas sísmicas no solo se depende a su elevada área de muros en planta, sino a la contribución de la las losas. Las luces cortas y bajas alturas de piso, típicas del sistema túnel, les proporcionan mayor rigidez a la estructura, como bloques que trabajan conectados como un diafragma rígido. En contraste de lo que sucede con los que tienen grandes luces y elevadas alturas de entrepiso, que ocasionan que los muros trabajen independiente, con losas que se pueden llegar a flectar y a comportarse como diagramas flexibles.

## Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

Lo que si queda claro es que países como Chile no prefieren arriesgar más y prefieren modificar su normativa de diseño, con el fin de mejorar el rendimiento de los muros. Los cambios principales se resumen así:

1. Limitación de carga axial en muros para reducir la probabilidad de observar una falla por compresión.
2. Prevención de pandeo y fractura del refuerzo transversal poco y bien anclado
3. Prevención de falla por corte amplificando en 1.4 la sollicitación, considerada para el diseño.
4. Utilización de refuerzo transversal (estribos o ganchos) en traslapo de refuerzo longitudinal que presente cuantías importantes de armadura o recubrimiento de concreto sobre estas barras, inadecuado para una correcta transferencia de tensiones.
5. Limitación de los diámetros de armadura longitudinal y transversal para favorecer un buen hormigonado y confinamiento en los bordes de muros. También se ha especificado un espesor mínimo de muros como  $l_u/16$ , donde  $l_u$  es el largo de muro no apoyado, para poder prevenir o disminuir el pandeo global de estos elementos.

## BIBLIOGRAFÍA

1. RIVEROS, H.E. “Análisis de la Falla del Edificio El Faro”, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile, 1987.
2. STARK R. “Evaluation of Strength, Stiffness and Ductility Requirements of Reinforced concrete Structures using Data from Chile (1985) and Michoacan (1985)”, University of Illinois, Urbana, USA, 1988.
3. WOOD S.L. “A Rationalization of Collapse of the El Faro Building During the 1985 Chile Earthquake” 5 Jornada de Achisina, pp. 205-226, Santiago, Chile, 1989.
4. POLANCO S. “Estudio Experimental de Elementos de Borde de Muro”, Universidad de Chile, 2003.
5. GREESHMA S. y JAYA K.P. “Seismic Behavior of Shear Wall- Slab Connection”, Anna University, India.
6. LOIS J. “Resumen de Investigación sobre edificios de Hormigón Armado en Chile”, Universidad de Chile, 2006.
7. ALCOCER S. “Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado”, Centro de Información sobre Desastres de la Biblioteca Médica Nacional, México, 2005.

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

8. CARRILLO J. Y ALCOCER S. “Comportamiento a Cortante de Muros de Concreto para Vivienda”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 85 103-126, 2011.
9. CARRILLO J. y ALCOCER S. “Revisión de criterios de sostenibilidad en muros de concreto para viviendas sismorresistentes”, Ingeniería, Investigación y Tecnología, volumen XIII (número 4), 2012.
10. COTRINA A. “Elaboración de Diagramas de Interacción para el Diseño de Muros de Corte de Edificaciones de Mediana Altura”, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, 2010.
11. YÁNEZ D. “Análisis de Respuesta Sísmica en Edificios Tipo Túnel, Bajo Régimen Elástico”. Universidad de Los Andes, Mérida, 2006.
12. BALKAYA, C. and KALKAN, E. “Nonlinear Seismic Response Evaluation of Tunnel Form Building Structures”, Computers & Structures, 81,153-165, Feb. 2003a.
13. BALKAYA, C. and KALKAN, E. “Estimation of Fundamental Periods of Shear-Wall Dominant Building Structures”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics: 32, (7), 985-998, June 2003b.
14. BALKAYA C. y KALKAN E. “Seismic Design Parameters for Shear-Wall Dominant Building Structures”. 14<sup>th</sup> Mexican National Conference on Earthquake Engineering, 2003c.

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

15. Balkaya C. y Kalkan E. “Relevance of R-Factor and Fundamental Period for Seismic Design of Tunnel Form Buildings”, 13th World Conference on Earthquake Engineering: Vancouver, BC, Canada, Aug.1-6, 2004a.
16. Balkaya C. y Kalkan E. “Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures”. Engineering Structures, Vol 26, 2004b.
17. Balkaya C.y Kalkan E. “Three-Dimensional Effects on Openings of Laterally Loaded Pierced Shear Walls”. J. Struct. Eng., 130(10), 1506–1514., 2004c.
18. Kalkan E. y Bahadir Y. “Pros and Cons of Multistory RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings. The Structural Design of Tall and Special Buildings: 16, (2), June 2007.
19. Yuksel B. y Kalkan E. Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading”. Structural Engineering and Mechanics: 27, (1), 2007.
20. Tavafoghi A. y Eshghi “Seismic Behavior of Tunnel Form Concrete Building Structures”. 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
21. San Bartolomé A., Quiun D. y Silva W. “Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010”. Universidad Católica de Perú, Maestría en Ingeniería Civil, 2011

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

22. San Bartolomé A. y Ríos R. “Comportamiento a Fuerza Cortante de Muros Delgados de Concreto Reforzados en su Zona Central con Barras de Acero, Fibra de Polipropileno y con Fibra de Acero”, *Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo*, Vol. 5, Núm. 1, Pág. 12-16, Diciembre de 2013.
  
23. García, J. “Práctica empresarial, Calidad y eficiencia en construcción en sistema túnel”. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 2005.
  
24. Mohr D. “Nonlinear Analysis and Performance Based Design Methods for Reinforced Concrete Coupled Shear Walls”, University of Washington, USA, 2007.
  
25. Khatami S., Mortezaei A. y Barros R. “Comparing Effects of Openings in Concrete Shear Walls under Near-Fault Ground Motions”. 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Lisbon, Portugal. Sept. 24-28, 2012.
  
26. Saatcioglu M., Mitchell D., Tinawi R., Gardner J., Gillies A., Ghobarah A., Anderson D. y Lau D. “The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake-damage to structures”, NRC Research Press Web, 2001.
  
27. Goel R. y Chopra A. “Period Formulas for Concrete Shear Wall Buildings” *Journal of Structural Engineering*, .Vol. 124(4), 426-433, 1998.

Estado Del Conocimiento En Comportamiento Estructural  
De Edificaciones En Sistema Túnel En Zonas Sísmicas

28. Wang Q. y Wang L. Y. “Estimating Periods of Vibration of Buildings with Coupled Shear Walls”, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 12, December 2005
29. De La Llera J. y Ridell R. “El Terremoto de 1985 en Chile, Análisis del Edificio El Faro”, Departamento de Ing. Estructural, Universidad Católica de Chile, Chile, 1989.
30. Ridell R. “Performance of R/C buildings in the 1985 Chile earthquake”, Tenth World Conference on Earthquake Engineering: Rotterdam, USA, 1992.
31. Briceño A. y Carreras N. “Análisis y Diseño de Muros Estructurales de Concreto, Considerando las Experiencias de los Terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011”, Trabajo de grado, Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela, 2013.
32. Beltrán J, Massone L. y Herrera R. “Efectos y Enseñanzas del Terremoto del 27 de Febrero de 2010 en Chile”, Informe, Universidad de Chile, Chile.
33. Tobar R. y Bonelli P. “Test a Micro-concrete Model of a Building Damage During the 1985 Chile Earthquake”, Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, Universidad Tecnica Federico Santa Maria, Valparaiso, Chile, 1996.
34. Norma Sismo Resistente Colombiana, NSR 10.