



**CONFERENCIA INTERNACIONAL EN  
INGENIERIA SÍSMICA**  
Lima - Perú, 20, 21 y 22 de agosto del 2007

## **DISEÑO UNIFICADO DE MUROS POR EL CONCEPTO DE DESPLAZAMIENTOS**

Prof. Richard E. Klingner  
La Universidad de Texas en Austin

### **RESUMEN**

Las normas de diseño y detallado, y de factores de diseño sísmico para edificaciones, deben desarrollarse con base en un criterio consistente para todo material y sistema estructural, que se basa en limitar la probabilidad de colapso frente al sismo máximo considerado, a un nivel aceptable. Este trabajo se enfoca en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales consiste en muros cortantes (ya sean de concreto armado con confinamiento, de concreto armado sin confinamiento, o de mampostería). Para propósitos normativos, se muestra una manera de aplicar aquel criterio, comparando la demanda de desplazamiento y la capacidad disponible de lo mismo. Se deja al juicio del gremio peruano.

### **UN BOSQUEJO SOBRE EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

El diseño sísmico de edificios, y la norma vigente de diseño y construcciones que incorpora los criterios mínimos el diseño en un contexto legal, puede destilarse hacia una simple comparación entre la demanda al edificio, y su capacidad, donde tanto “demanda” como “capacidad” puede referirse a fuerzas, desplazamientos, deformaciones, u otros índices de respuesta estructural. La norma dice al calculista cómo calcular la demanda, cómo calcular la capacidad, y bajo cuáles criterios comparar las dos. Además, pueden imponer requisitos mínimos de detallado sísmico.

Bajo esta premisa, la lógica nos invita a repasar el estado actual del diseño sísmico de sistemas y materiales establecidos, para luego aplicar criterios consistentes a sistemas y materiales innovadores. Los

procedimientos establecidos del cálculo de demanda abarcan la clasificación de la estructura en cierta categoría de diseño (por su ubicación geográfica y uso), que conlleva un espectro de diseño, junto con un factor de reducción de fuerzas elásticas (por la ductilidad y otras características), y con un factor correspondiente de amplificación de desplazamientos elásticos. Los procedimientos establecidos del cálculo de resistencia abarcan la resistencia de los elementos que pertenezcan al sistema bajo consideración (vigas, columnas, muros, conexiones), en los modos de resistencia que sean aplicables a la respuesta estructural (momento, corte, torsión). Los requisitos mínimos de detallado dúctil pueden incluir, por ejemplo, razones de esbeltez locales para secciones de acero, o confinamiento mínimo para elementos de concreto armado, o detalles estándar para la mampostería confinada.

Hoy en día, el mercado constructivo peruano se ocupa de sistemas y materiales que en general cuentan con una historia conocida de comportamiento sísmico, y también con sus normas establecidas de diseño y construcción. Ejemplos incluyen los pórticos de concreto armado o de acero estructural, y los edificios tipo muro de concreto armado o de mampostería reforzada o confinada. Para tales sistemas, en lo general, los requisitos actuales sobre el cálculo de demanda se basan en una combinación de experiencia, tradición y comparación con otros sistemas conocidos, y los requisitos actuales sobre el cálculo de resistencias y sobre el detallado mínimo se basan en los resultados de ensayos casi-estáticos más la experiencia. Evidentemente, para los materiales conocidos, las normas de diseño son hasta cierto punto un raciocinio circular, cuyos detalles se actualizan por una combinación de ciencia y juicio.

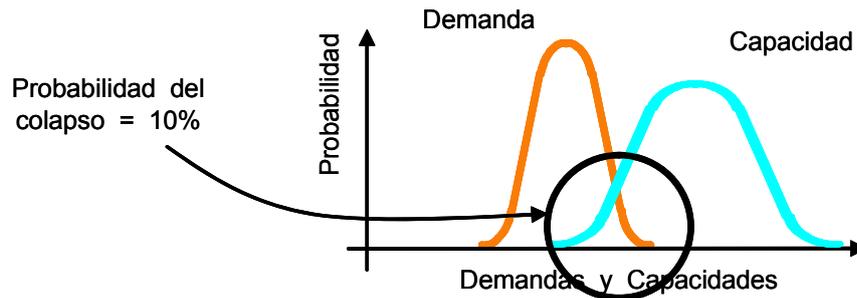
En visto de este trasfondo, uno bien puede preguntar, “¿Cuándo se debe considerar un sistema particular como un variante de un sistema históricamente conocido, y cuándo se debe considerar como un sistema nuevo?” Esta pregunta es legítima, pues debemos tener un campo de juego a nivel para todo sistema y material. Entonces, debemos explorar un poco más, el concepto de un “campo de juego a nivel.” Los resultados se pueden usar tanto para proponer normas de diseño para sistemas innovadores, como para variantes a sistemas actuales, y hasta para ver los cambios sobre el tiempo en los sistemas tradicionales.

## ENFOQUE PARA LOGRAR UN “CAMPO DE JUEGO A NIVEL”

En términos del diseño sísmico de estructuras, un campo de juego a nivel se logra con normas sísmicas que conducen a más o menos el mismo grado de seguridad contra pérdida de vida, con más o menos la misma confianza, frente a sismos determinados, para todo sistema y material. En los EEUU, en los últimos años, este requisito implícito se ha traducido en el siguiente requisito explícito:

*Las normas de diseño y construcción deben conducir a sistemas estructurales con una probabilidad del colapso, frente al sismo máximo considerado, de menos del 10% .*

En términos de la Figura 1, el colapso ocurre cuando la demanda excede a la capacidad. Cuando las curvas probabilísticas de demanda y de capacidad se normalizan para tener áreas unitarias, una probabilidad del colapso del 10% se indica por un área de la intersección de las dos curvas, con un área de 0.10.



*Figura 1 Definición del colapso*

Para estimar la probabilidad de colapso, hay que estimar las curvas probabilísticas de demanda y de capacidad. Esto implica la siguiente serie de pasos:

- 1) Establecer los sismos determinados de comparación, y desarrollar juegos idóneos de registros para aquellos sismos;
- 2) Identificar, para el sistema estructural bajo consideración, las posibles estructuras “arquetípicas,” y colocarlas en forma hipotética en diferentes zonas geográficas del país;
- 3) Evaluar, mediante ensayos de laboratorio, la respuesta de los elementos esenciales de las estructuras arquetípicas, y de las estructuras mismas;

- 4) Diseñar las estructuras arquetípicas usando diferentes valores de tanteo del factor de reducción de la respuesta elástica ( $R$ ), y evaluar sus respuestas;
- 5) Con base en las repuestas en función de  $R$ , proponer valores de diseño, incluyendo los efectos de la sobre-resistencia; de la confiabilidad del juego de sismos de entrada; de la confiabilidad de los resultados de laboratorio; de la confiabilidad de los resultados analíticos; de la confiabilidad constructiva; y de la confiabilidad histórica.

Este enfoque se ha usado en los EEUU para el concreto celular curado en autoclave (Tanner *et al.* 2005a,b; Varela *et al.* 2006). En forma más sofisticada, representa el consenso del Proyecto ATC-63 de los EEUU, cuyo informe final se piensa publicar este año (ATC 2007). A continuación, se elabora sobre cada paso. Luego, se presenta una manera simplificada de aplicar esos pasos en forma normativa.

#### **1) Establecer los sismos determinados de comparación:**

En los EEUU, el sismo máximo considerado tiene una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años (período de retorno de unos 2,500 años). El sismo de diseño tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (período de retorno de unos 500 años), y tiene ordenadas espectrales que son dos tercios de las ordenadas del sismo máximo considerado. Utilizando una base de datos de sismos mundiales, hay que escoger un juego amplio de registros que representen la gama de eventos, de mecanismos de falla, de distancias focales, y de suelos. Ejemplos de tal base de datos existen ya (PEER 2006), y pueden modificarse según la experiencia local. La selección del juego de registros no depende del sistema estructural bajo consideración. Dentro de cada juego, los registros deben normalizarse para coincidir con las ordenadas espectrales del sismo máximo considerado, en el rango probable de períodos fundamentales de las estructuras arquetípicas que se consideren. Un ejemplo de tal juego se muestra en la Figura 2.

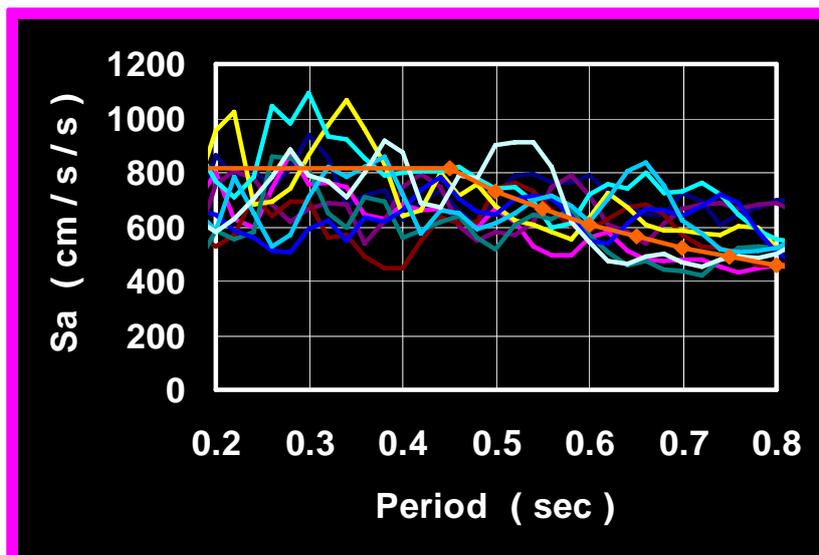


Figura 2 Ejemplo de juego de registros

- 2) **Identificar, para el sistema estructural bajo consideración, las posibles estructuras “arquetípicas:”**

Para un sistema estructural determinado, las posibles estructuras arquetípicas dependen de las características del sistema. Si el sistema es un pórtico, se puede pensar en edificios con diferentes números de pisos, con diferentes niveles de detallado dúctil, con diferentes niveles de carga por gravedad, con diferentes configuraciones en planta y elevación. Las configuraciones en planta y elevación pueden mostrar distribuciones no uniformes de rigidez y resistencia, pero siempre dentro de la gama aceptable, pues las estructuras con grandes disparidades en rigidez y resistencia se castigan en forma separada en las normas. Puesto que casi todo el análisis no lineal actualmente se hace con modelos en el plano, es difícil incluir la presencia de núcleos de ascensores en los pórticos. Generalmente los muros se desprecian en la identificación de estructuras arquetípicas, pero este tema no se ha resuelto todavía.

Para edificios de tipo muro, las estructuras arquetípicas deben simplificarse en líneas de resistencia transversales y longitudinales, de varios números de pisos. Cada línea de resistencia consiste en un muro con varios números de vanos y pisos, y varias configuraciones de perforaciones.

- 3) **Evaluar, mediante ensayos de laboratorio, la respuesta de los elementos esenciales de las estructuras arquetípicas, y de las estructuras mismas**

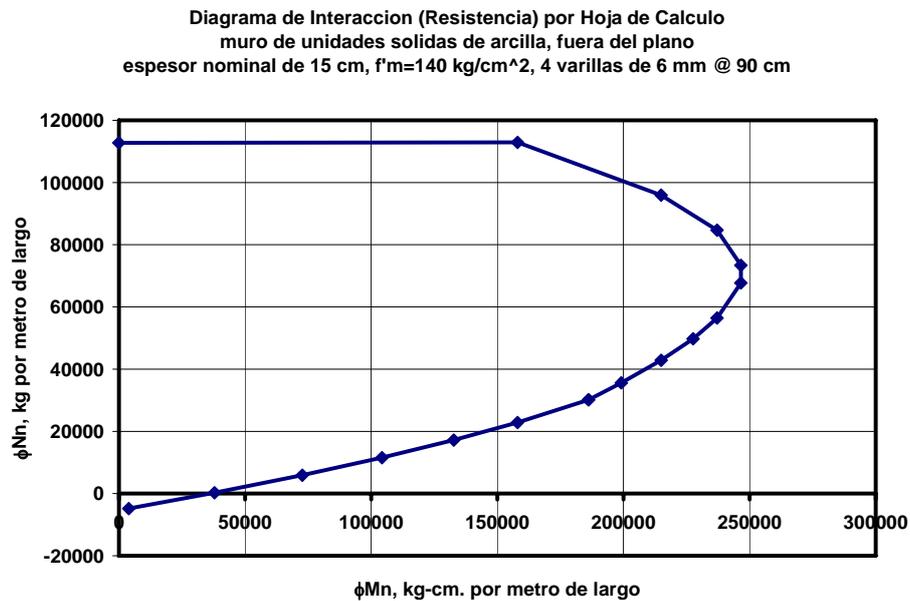
Para cada estructura arquetípica, es necesario identificar los elementos esenciales. Para estructuras tipo pórtico, los elementos esenciales son vigas, columnas y nudos viga-columna. Para estructuras tipo muro (incluyendo los llamados “edificios de ductilidad limitada”), los elementos esenciales son muros, de varios aspectos (razones de altura sobre largo en planta), y posiblemente de varias configuraciones de perforaciones en elevación. Hay que ensayar los elementos en laboratorio, bajo combinaciones de carga y protocolos de aplicación de cargas laterales cíclicas alternantes representativas a los vigentes en el mundo real.

Por ejemplo, para un sistema estructural tipo pórtico, hay que ensayar vigas, columnas, conexiones viga-columna, y pórticos completos. Hay que conocer el comportamiento y la capacidad de deformación inelástica de las rótulas plásticas bajo combinaciones de momento, carga axial y corte. Con base en los resultados, hay que tantear reglas de diseño y detallado para elementos y para sistemas (incluyendo los diafragmas de entrepiso), y reglas de construcción de los mismos.

Por otro ejemplo, para un sistema estructural tipo muro, hay que ensayar muros bajo combinaciones de carga por gravedad y corte cíclico alternante en el plano del muro. Hay que conocer el comportamiento de muros gobernados por flexión verso muros gobernados por corte. Para aquellos, hay que conocer la capacidad de deformación inelástica de sus rótulas plásticas. Con base en los resultados, hay que tantear reglas de diseño y detallado para elementos y para sistemas (incluyendo los diafragmas de entrepiso), y reglas de construcción de los mismos.

En cada caso, la identificación de las probetas de interés tiene que informarse por el conocimiento previo sobre elementos y sistemas semejantes. Por ejemplo, para estructuras tipo muro de concreto armado o mampostería, son de suponerse los siguientes:

- o Las cuantías de refuerzo vertical en los elementos se gobiernan por solicitaciones fuera de plano. En este aspecto, los muros trabajan como losas de dos direcciones, y se pueden simplificar para propósitos de diseño como muros de una dirección, simplemente apoyadas en niveles de entrepiso. La capacidad fuera de plano, bajo combinaciones de momento y carga axial, puede expresarse en términos de un diagrama de interacción, desarrollado con base en la resistencia (Figura 3). Hay que verificar la validez de modelos actuales para este comportamiento.



*Figura 3 Ejemplo de diagrama de interacción fuera de plano para un muro de mampostería*

- o La capacidad en el plano de los segmentos y de los muros puede gobernarse o por flexión o por corte. Si es por flexión, se describe mediante el mismo tipo de diagrama de interacción. Si es por corte, se describe mediante ecuaciones que reconocen las contribuciones tanto del concreto como del refuerzo cortante. Aspectos de interés son la deformación disponible del acero cortante (ver abajo).

Diagrama de Interacción (Resistencia) en el Plano  
 $f'm=105 \text{ kg/cm}^2$ , 8 m de largo, 19 cm de espesor, varillas de 12 mm cada 1.2 m

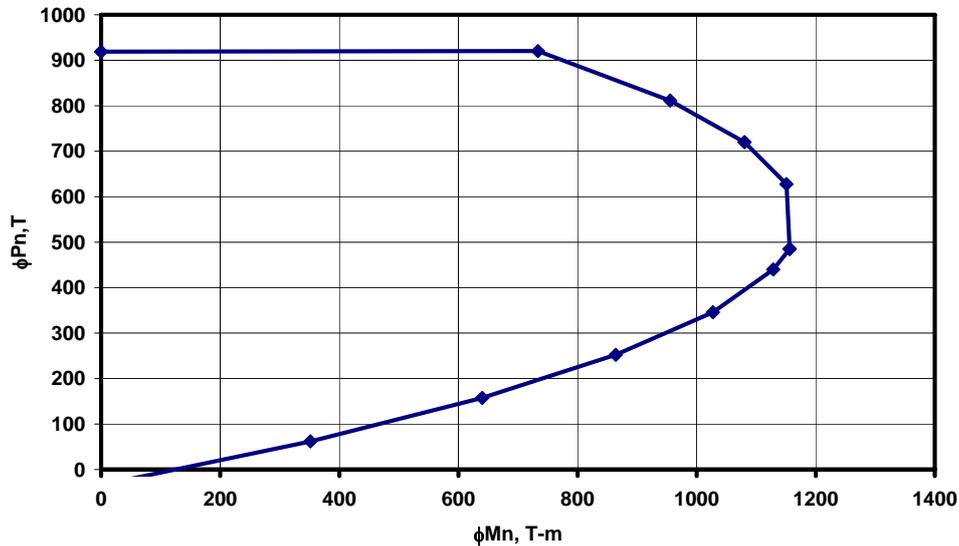


Figura 4 Ejemplo de diagrama de interacción en el plano para un muro de mampostería

- La capacidad de deformación inelástica en el plano de los segmentos y de los muros enteros depende principalmente de la capacidad de deformación de las rótulas plásticas. Tal capacidad tiene que expresarse analíticamente y comprobarse experimentalmente. Primero, hay que desarrollar enfoques de diseño que aseguran que la sección se domine por tracción, evitando fallas por aplastamiento del talón compresivo. Esto puede hacerse o confinando el talón compresivo para aumentar su máxima deformación unitaria útil en compresión (Figura 5), o limitando la cuantía de acero en tracción en función de la fuerza compresiva axial en el muro (Figura 6).

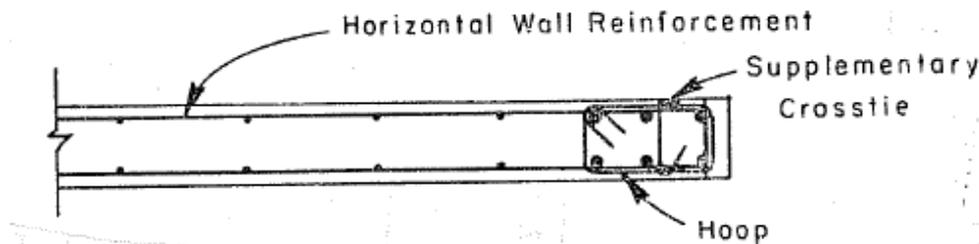


Figura 5 Confinamiento del talón compresivo

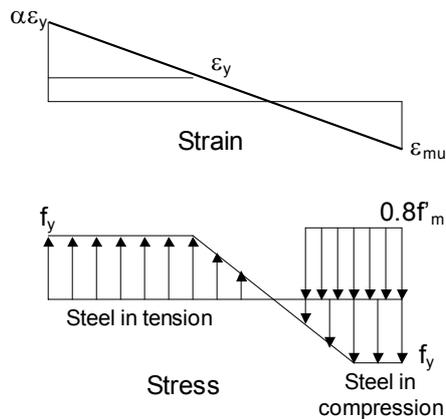


Figura 6 Protección del talón compresivo limitando la cuantía de refuerzo en tracción

- o La capacidad del sistema completo (conjunto de elementos tipo muro) depende de la habilidad de los diafragmas de entrepiso de transferir sus cargas a los muros. Esto depende del espesor y calidad de la interfase entre diafragma y muro. Aspectos de interés son la limpieza de la interfase, la rugosidad (asperidad) de ella, y su capacidad en cizalle.

Para cada uno de estos aspectos de interés, hay que o desarrollar y verificar modelos de diseño, o adaptar y verificar modelos de diseño actual. Se averigua el comportamiento histerético de elementos y ensamblajes estructurales, como se muestra en la Figura 7.

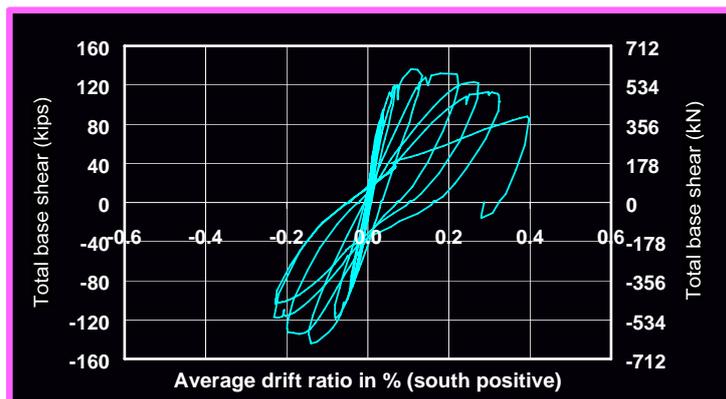


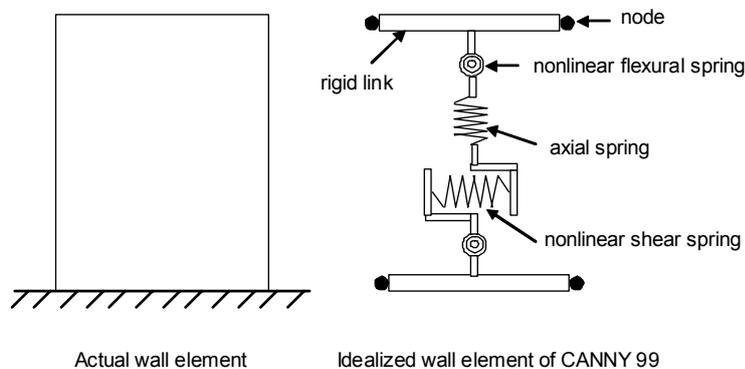
Figura 7 Ejemplo de averiguación experimental de capacidad de deriva y ductilidad disponible para elementos y sistemas estructurales

**4) Diseñar las estructuras arquetípicas usando diferentes valores de tanteo del factor de reducción de la respuesta elástica ( $R$ ), y evaluar sus respuestas:**

Luego de averiguar la capacidad de los elementos y del sistema que integran, hay que diseñar, en forma hipotética, estructuras que representan las estructuras arquetípicas de arriba. Hay que desarrollar modelos analíticos capaces de reproducir la gama de comportamientos observados experimentalmente.

Por ejemplo, para un sistema estructural tipo pórtico, hay que tener modelos inelásticos de vigas, columnas, conexiones viga-columna, y pórticos completos. Los modelos tienen que ser capaces de reproducir el comportamiento histerético de cada elemento, con rigidez inicial, envolvente, rama descendiente, y estrangulamiento de lazos. Los modelos tienen que ser capaces de reproducir la degradación por corte.

Por otro ejemplo, para un sistema estructural tipo muro, hay que tener modelos inelásticos de muros en el plano, capaces de reproducir el comportamiento histerético de cada muro, con rigidez inicial, envolvente, rama descendiente, y estrangulamiento de lazos. Los modelos tienen que ser capaces de reproducir la degradación por corte. Un ejemplo del modelo se muestra en la Figura 8, y los lazos histeréticos en flexión y corte se muestran en la Figura 9 y la Figura 10 respectivamente.



*Figura 8 Ejemplo de modelo analítico para muros*

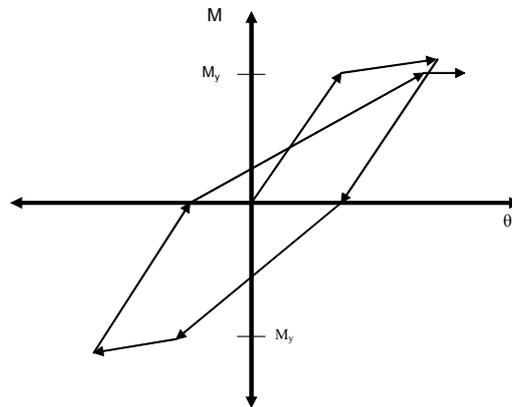


Figura 9 Lazos histéricos en flexión

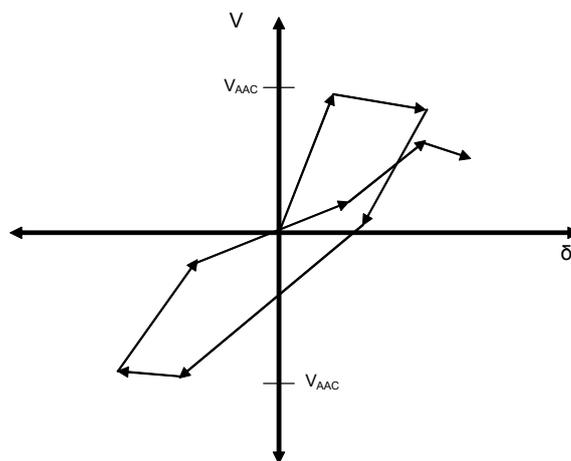


Figura 10 Lazos histéricos en corte

Una vez desarrollados los modelos, hay que usarlos para modelar cada estructura arquetípica. Al principio, las estructuras arquetípicas se diseñan elásticamente, con un factor  $R$  igual a la unidad (despreciando la sobre-resistencia). Se diseñan contra el sismo de diseño (período de retorno de 500 años), usando los factores de mayoración de carga y reducción de capacidad. Los modelos analíticos se someten a los juegos de registros previamente seleccionados, y sus respuestas se sintetizan en términos de derivas máximas y deformaciones máximas locales. Para cada corrida analítica, cuando la deformación o la ductilidad calculada sobrepasa la capacidad previamente establecida, esto significa “colapso.” La cuotiente del número de corridas con estructuras colapsadas, entre el número total de corridas, es la probabilidad (o porcentaje) del colapso. Este porcentaje es la probabilidad de colapso del sistema,

correspondiente a  $R$  igual al 1.0. Es de suponerse que los diseños elásticos ( $R = 1.0$ ) van a tener muy poca probabilidad de colapso.

Luego se procede, aumentando el valor supuesto de  $R$ . Entre mayor sea  $R$ , mayor será el porcentaje de estructuras colapsadas, y también la probabilidad del colapso. Eventualmente, se llega al valor de  $R$  que resulta en probabilidades del colapso de unos 10%, frente al sismo máximo considerado. Esto es el valor inicial de  $R$ . El valor inicial de  $R$  es esencialmente la ductilidad requerida (y disponible) del sistema. El concepto se muestra en la Figura 11, donde una probabilidad de colapso del 10% corresponde a un valor supuesto de  $R$  igual a 3, para un sistema estructural hipotético.

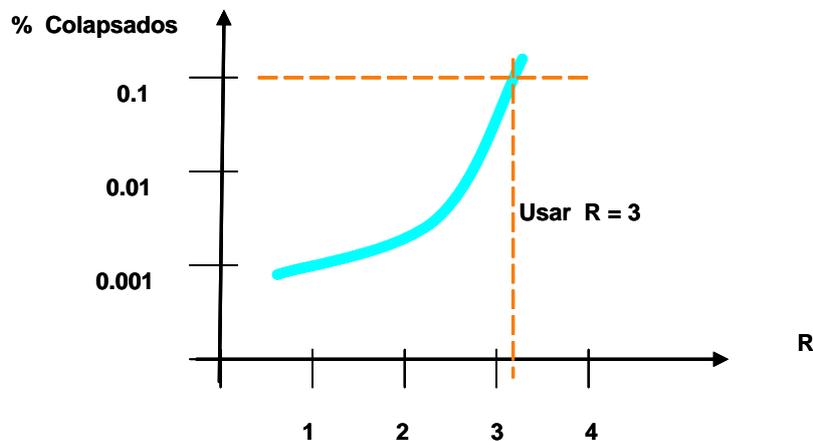


Figura 11 Relación entre probabilidad de colapso y valor supuesto de  $R$

- 5) **Con base en las repuestas en función de  $R$ , proponer valores de diseño, incluyendo los efectos de la sobre-resistencia; de la confiabilidad del juego de sismos de entrada; de la confiabilidad de los resultados de laboratorio; de la confiabilidad de los resultados analíticos; de la confiabilidad constructiva; y de la confiabilidad histórica:**

Finalmente, el valor inicial de  $R$  tiene que modificarse por la sobre-resistencia y la incertidumbre. La modificación por sobre-resistencia es más fácil. La sobre-resistencia de elementos viene de una combinación de sobre-resistencia a nivel de los materiales; de endurecimiento por deformación del acero; de aproximaciones en las ecuaciones de diseño; y de los factores de reducción de capacidad. Normalmente, estos factores, multiplicándose en cadena, igualan a unos 1.5. El valor inicial de  $R$  se debe

multiplicar por este factor. Por ejemplo, con un valor inicial de  $R$  igual a 2.0, el valor modificado sería  $R$  igual a 3.0.

Las modificaciones por incertidumbre son más cualitativas.

- o Si el proceso anterior se ha llevado a cabo con una base de datos sísmicos muy confiables, no habrá modificación. Si la base es menos confiable, se reduce el valor de  $R$ , tal vez dividiéndole por 1.3.
- o Si los resultados de laboratorio vienen de una amplia historia de ensayos, no habrá modificación. Si los resultados de laboratorio son más estrechas, o no llegan al mero estado de colapso, se reduce nuevamente el valor de  $R$ , tal vez dividiéndole por 1.3.
- o Si los modelos analíticos son muy robustos, no habrá modificación. Si son menos robustos, se reduce nuevamente el valor de  $R$ , tal vez dividiéndole por 1.3.
- o Si la calidad constructiva se asegura mediante normas de construcción y aseguramiento de calidad, no habrá modificación. Si la calidad constructiva es menos segura, se reduce nuevamente el valor de  $R$ , tal vez dividiéndole por 1.3.
- o Si el record histórico de comportamiento es largo, no habrá modificación. Si el record histórico es corto, se reduce nuevamente el valor de  $R$ , tal vez dividiéndole por 1.3.

Así finalmente se llega al valor de  $R$ . Se actualiza según la experiencia.

Este enfoque se puede implementar al nivel conceptual para comparar varios sistemas. También se puede simplificar, usando el método directo de diseño por desplazamiento. Básicamente, se estima el desplazamiento (deriva) de una estructura frente al sismo de diseño, se calcula la resistencia lateral necesaria del sistema frente al sismo, y finalmente se averigua que el sistema tenga, en su configuración desplazada, suficiente resistencia disponible para resistir las fuerzas laterales. En el resto del trabajo, se explica la aplicación, y se muestra un ejemplo específico.

## APLICACIÓN SIMPLIFICADO DEL ENFOQUE PROPUESTO

La práctica actual EEUU para el diseño de estructuras de mampostería, con base en las provisiones del 2005 MSJC *Code* y el ASCE 7-05 (Supplement), involucra los pasos siguientes:

- 1) La estructura se asigna a una Categoría de Diseño Sísmico (CDS) de acuerdo con el ASCE7-05 (Supplement).
- 2) Con base en aquella CDS, el sistema tiene que ser un tipo particular designado de muro cortante de mampostería, con los coeficientes asociados  $R$ ,  $C_d$  and  $\Omega$ , de acuerdo con el ASCE7-05 (Supplement).
- 3) Se calculan las fuerzas de diseño sísmico para el muro cortante, con base en análisis por secciones gruesas, e incluyendo los efectos de  $R$ , de la redundancia, y de la irregularidad de acuerdo con el ASCE7-05 (Supplement).
- 4) Se detallan los segmentos de muro según se requiere para el tipo designado de muro, y se diseñan para aquellas fuerzas sísmicas de diseño. Se se usa el diseño por resistencia, la norma MSJC invoca razones máximas de refuerzo que dependen del tipo designado de muro, y de la razón ( $M_u / V_u d$ ) del muro. Si se usa el diseño por resistencia, la norma MSJC requiere el diseño por capacidad contra corte.
- 5) Se calculan las derivas sísmicas de diseño como la respuesta elástica (secciones agrietadas y fuerzas reducidas), multiplicada por  $C_d$ . Aquellas derivas se comparan con los límites máximos.

Este procedimiento tiene fundamento racional, pues muros con niveles de detallado más severos generalmente son capaces de niveles mayores de ductilidad de desplazamiento, y niveles mayores de demanda de ductilidad de desplazamientos se asocian a reducciones mayores desde niveles elásticos de fuerzas para muchas configuraciones estructurales. Sin embargo, el procedimiento actual está lejos de lo ideal, y tiene las siguientes deficiencias potenciales:

- o Mientras que niveles más severos de detallado se han requerido tradicionalmente en los CDS más altos, y el nivel más alto (“especial”) ha dado un desempeño generalmente satisfactorio, hay poca evidencia experimental directa de una relación consistente entre el nivel de detallado sísmico y la

- ductilidad disponible, o la ductilidad implicada por el valor asociado de  $R$ , pues la ductilidad del sistema depende tanto de la configuración de la envoltura de mampostería como de los niveles del refuerzo o su detallado dentro de aquella configuración.
- o Por cuanto no se controlan las razones de aspecto de los segmentos de muro que constituyen el muro cortante de tipo designado, y por cuanto no se controlan directamente su capacidad de deformación, es bien posible para un calculista, sin intención, diseñar un muro que puede fallar en una manera frágil y dominada por corte, aunque se conforma a un tipo designado de muro con un valor alto de  $R$ .
  - o Requisitos de refuerzo por sollicitación fuera del plan pueden conducir a refuerzo vertical que excede la máxima razón permitida para la designación exigida de muro, aunque la demanda de ductilidad sea menor que la implicada por aquel cálculo. No se permite al diseñador cambiar resistencia aumentada por ductilidad reducida. Este problema es especialmente difícil en muros con aperturas coladazas en forma arbitraria, pues los segmentos de muro que definen las aperturas de ventanas y puertas fácilmente pueden experimentar los valores máximos de momento fuera del plano y en el plano, en aproximadamente los mismos puntos.
  - o El requerir que el diseñador provea ductilidad flectora por receta sobre todo un muro de mampostería es derrochador y técnicamente incorrecto. La demanda de ductilidad flectora no es uniforme sobre un muro típico, por tres razones: Primero, muchas configuraciones de mampostería son tan rígidas que ningún elemento en la configuración tiene demanda alta de desplazamientos (si bien por rótulas plásticas o por deformaciones cortantes). Segundo, muchas configuraciones se dominan por corte, lo que no se encara por los requisitos actuales de detallado. Tercero, configuraciones que se esperan gobernarse por la formación de rótulas plásticas requieren detallado dúctil sólo en los sitios de aquellas rótulas.
  - o Por cuanto el diseñador no se requiere ni se alienta a revisar directamente la respuesta carga-deformación de los segmentos de muro que constituyen el muro de mampostería de tipo designado, los requisitos de norma no se ligan tan directamente como fuera posible, a modos particulares de comportamiento. Por cuanto los requisitos de receta se invocan por la designación del muro cortante en lugar del comportamiento esperado de cada segmento de muro, unos segmentos pueden ser detallados insuficientemente, y otros, sobre-detalados. Aunque una norma de diseño no se redacta primeramente como una herramienta de enseñanza, las provisiones

actuales no comunican sus objetivos a diseñadores tan claramente como posible, y como resultado muchas veces obligan al diseñador a enfocarse en problemas ficticios en lugar de problemas reales.

- o Las provisiones actuales de diseño sísmico se basan primeramente en fuerzas, con niveles sobreyacentes de requisitos de receta (porcentajes y espacios de refuerzo), requisitos sobre refuerzo máximo, y requisitos por diseño por capacidad. No requieren revisión consistente por el comienzo de la deformación local inelástica que generalmente conduce a mayores deformaciones locales inelásticas, concentraciones de daño, y colapso posible.

### **Objetivos de este Enfoque con base en Desplazamientos para el Diseño Sísmico de Estructuras de Mampostería**

Este enfoque con base en desplazamientos para el diseño sísmico de estructuras de mampostería se presenta como una manera de hacerle frente a cada una de las deficiencias de arriba.

- o El diseñador tiene que revisar si cada segmento de muro a lo largo de una línea de resistencia se espera a participar en el mecanismo inelástico asociado a aquella línea de resistencia; en caso de que sí, si su comportamiento se dominará por flexión, por corte, o por una mezcla de los dos; a compare la capacidad de deformación de cada segmento con su demanda correspondiente; y a reforzar y detallar cada segmento consistentemente con su comportamiento esperado. Como resultado, el objetivo de las provisiones de diseño se comunica claramente a los diseñadores.
- o El diseñador tiene que revisar cada segmento de muro por el comienzo de deformación local inelástica, y diseñar cada segmento explícitamente contra el colapso bajo las deformaciones esperadas. Como resultado, se puede identificar en una forma relativamente clara, las regiones donde la demanda local de deformaciones puede aumentarse y exceder la capacidad local de deformación.

## Procedimiento de Diseño con base en Desplazamientos

- 1) Asignar a la estructura un valor de  $R$  entre 2 y 5, con base en la CDS como lo haya dictado el ASCE7-05 (Supplement). Usando una configuración preliminar de muros y segmentos de muros, calcular el corte basal de diseño, incluyendo efectos de la redundancia y la discontinuidad. Calcular el corte basal de diseño a lo largo de cada línea de resistencia. Usando momentos de inercia de secciones agrietadas transformadas igual a la mitad del momento de inercia de las secciones gruesas, calcular una deflexión inicial elástica  $\delta_e$  (designación del 1997 UBC  $A_S$ ) y una deflexión total de diseño  $\delta$  (designación del 1997 UBC  $A_M$ ), igual a  $C_d \delta_e$  para un factor de importancia  $I$  igual a la unidad. Estos cálculos proveen todo parámetro de entrada necesario para llevar a cabo un diseño preliminar a lo largo de la línea de resistencia.
- 2) Hacer un diseño inicial de los segmentos de muro en aquella línea de resistencia por cargas fuera de plano y por el refuerzo mínimo por receta asociado al tipo designado de muro que se requiera.
- 3) Proponer un mecanismo inelástico de resistencia. El propósito de este paso es simplemente llegar en una distribución inicial interna de resistencia correspondiente a un mecanismo inelástico, en lugar de una solución elástica. Los segmentos individuales pueden suponerse o limitados por flexión o por corte, dependiendo de su geometría.
  - a) Revisar si cada segmento de muro se limita por flexión o por corte, revisando la razón de capacidad cortante dividida por demanda cortante. La capacidad cortante se toma como la  $V_m$  de la 2005 MSJC Code, con base en la fuerza axial de carga muerta tributaria de diseño, sin consideración de las fuerzas axiales asociadas a momentos de acople. La demanda cortante se calcula por la estática, con base en las capacidades nominales de momento en rótulas flectoras. Las capacidades nominales flectoras se toman como las  $M_n$  de la 2005 MSJC Code, con base en cargas axiales de la carga tributaria de diseño de la carga muerta más el 50% de la carga viva. Los segmentos de muro con una razón de capacidad cortante entre demanda cortante en exceso de 1.20 se consideran como limitados por flexión; los con una razón menor que 0.90 se consideran como limitados por corte; y los con razones entre el 0.90 y el 1.20 se consideran como limitados tanto por flexión como por corte.
  - b) Suponer que los segmentos de muro limitados por flexión tienen una resistencia cortante inelástica en el plano igual a la sumatoria de sus momentos en los dos extremos, dividida

por la altura o largo del segmento, según apropiado para la orientación del segmento. Basar aquellas capacidades flectoras en cargas axiales de la carga tributaria de diseño de la carga muerta más el 50% de la carga viva, sin consideración por las fuerzas axiales asociadas a momentos de acople.

- c) Suponer que los segmentos de muro limitados por corte tienen una resistencia cortante inelástica en el plano igual a la  $V_m$  de la 2005 MSJC *Code*. Basar aquellas capacidades cortantes en cargas axiales de la carga tributaria de diseño de la carga muerta más el 50% de la carga viva, sin consideración por las fuerzas axiales asociadas a momentos de acople.
  - d) Calcular la resistencia basal correspondiente, usando la resistencia flectora o cortante según sea apropiada para cada segmento. Esta resistencia inicial calculada se denomina como la “resistencia de movilización completa.”
  - e) Si la resistencia inicial calculada es menor que el corte basal de diseño, regresar al Paso 1 con un mayor valor supuesto de  $R$  o un mayor largo total de segmentos de muro.
  - f) Si la resistencia inicial calculada es mayor que el corte basal de diseño, escalar las demandas en los segmentos hacia el nivel de diseño. Esto en efecto da una distribución plástica de resistencia requerida.
- 4) Usando aquella distribución plástica de resistencia requerida, llevar a cabo un diseño completo por resistencia de cada segmento de la supuesta configuración por toda requerida combinación de carga ( $D, L, E$ ), incluyendo factores de mayoración de carga, factores de reducción de capacidad, y las fuerzas axiales asociadas a momentos de acople. Como un diseño parcial por capacidad, multiplicar la demanda cortante de carga solamente por 1.5. Por cuanto este diseño incluye los efectos de factores de mayoración de carga y reducción de capacidad, es conservador con respecto a capacidad.
- 5) Para cada segmento de muro que participe en el mecanismo inelástico, confirmar que el segmento tiene la capacidad de deformación para acomodar la demanda inelástica esperada.

- a) Para segmentos limitados por flexión, confirmar que la capacidad inelástica de rotación en cada rótula plástica iguale o exceda la demanda inelástica de rotación en aquella rótula. La capacidad inelástica de rotación de cada rótula debe calcularse usando el gradiente de deformación unitaria (curvatura) correspondiente a la capacidad nominal flectora asociada a la carga axial de la carga muerta tributaria más el 50% de la carga muerta tributaria más la carga sísmica (en la “resistencia de movilización completa”). Para prevenir la rotura de refuerzo este gradiente de deformación unitaria debe limitarse a  $(5\varepsilon_y / d)$ . La capacidad inelástica de rotación de esta rótula es este gradiente definido de deformación unitaria, multiplicado por un largo supuesto de la rótula del 50% de la peralte del miembro. La demanda inelástica de rotación en cada rótula se define por la geometría del mecanismo inelástico en la deriva inelástica de diseño.
- b) Para los segmentos limitados por corte, calcular la deformación inelástica cortante asociada a la deflexión de diseño. Si aquella deformación inelástica cortante no excede el 0.0025, el refuerzo cortante tiene que satisfacer solamente los requisitos de resistencia del Paso 4 y los requisitos del Paso 2. Si aquella deformación inelástica cortante excede el 0.0025, agregar algún nivel más alto (hasta ahora no definido) de refuerzo cortante de receta. Si aquella deformación inelástica cortante excede el 0.005, agregar más segmentos de muro, o aumentar el peralte estructural de los segmentos existentes para reducir la deriva.
- c) Diseñar cada segmento de muro, ya sea limitado por flexión o por corte, de acuerdo con los Pasos 4a y 4b.

### **Comentarios sobre el Procedimiento de Diseño con base en Desplazamientos**

Aunque el procedimiento de diseño con base en desplazamientos que se resume arriba se semeja en unas maneras a procedimientos de diseño actuales, unas de sus implicaciones merece comentario.

- o Una premisa del procedimiento, consistente con la práctica actual de diseño, es que el desplazamiento total de diseño en el plano en cada línea de resistencia depende casi completamente de la rigidez elástica de aquella línea de resistencia, y es esencialmente independiente de la ductilidad supuesta de la estructura y del valor de  $R$  que se haya usado en su

diseño. Esto se debe a que los valores de  $R$  y  $C_d$  se aumentan juntos. A medida que se aumenta  $R$ , se disminuyen tanto los niveles elásticos de fuerzas, como la deriva elástica. Por cuanto la deriva total es la deriva elástica multiplicada por  $C_d$ , aquella deriva queda esencialmente constante.

- o Esta premisa, si se acepta, implica una inconsistencia en nuestro procedimientos actual de diseño con base en fuerzas, lo cuales favorecen a segmentos de muro limitados por flexión. Para tales segmentos, la curvatura de cadencia, y por consiguiente el desplazamiento de cadencia, dependen solamente de las dimensiones de los segmentos. Si el desplazamiento total es esencialmente independiente del valor de  $R$  que se haya usado en diseño, entonces la demanda de ductilidad (razón de desplazamiento total entre desplazamiento de cedencia) es también independiente de  $R$ . Siguiendo esta lógica, valores más altos de  $R$  no deben de requerir capacidad más alta de ductilidad (niveles más severos de detallado dúctil), ni tampoco límites más severos sobre el  $\rho_{máx}$ .
- o En realidad, las inconsistencias de arriba son a lo mejor no tan chocantes como podrían aparecer al principio. Mientras que la premisa de arriba de desplazamiento constante es generalmente válida para estructuras de períodos largos, no es válida para estructuras de períodos cortos, cuyos desplazamientos tienden a aumentarse a medida que se aumente la demanda de ductilidad. Sin embargo, la inconsistencia arriba notada sí sugiere que los procedimientos actuales de diseño para estructuras de período corto no deben de seguir basándose en los procedimientos para estructuras de período largo.

El procedimiento de arriba adquiere su fundamento técnico de muchas referencias. Para estructuras de mampostería, pueden citarse Leiva (1990, 1994) y Seible (1994a, b). Muchas otras referencias podrían incluirse. En el Apéndice a este trabajo, se proporciona un ejemplo específico de diseño con base en desplazamientos.

## COMENTARIOS DE CIERRE

En este trabajo, se ha procurado plantear un enfoque unificado para ver el comportamiento y diseño de cualquier estructura tipo muro, ya sea de concreto armado, de mampostería, o hasta los llamados “edificios de ductilidad limitada.” Las normas apropiadas y factores apropiados de diseño sísmico deben desarrollarse de una manera uniforme para todo sistema estructural, con el fin de tener probabilidades de colapso aceptables y más o menos uniformes frente al sismo máximo considerado. Estos Comentarios representan una síntesis del actual estado del arte en los EEUU, referente al tema. Se puede aplicar en forma simplificada mediante el diseño con base en desplazamientos, como se muestra en el ejemplo específico que se adjunta en el Apéndice a este trabajo. Se deja tanto el enfoque, como el ejemplo, a la consideración y juicio sano del mis colegas peruanos.

## REFERENCIAS

- ATC (2007): “Recommended Methodology for Quantification of Building System Performance and Response Parameters,” ATC-63 75% Draft Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, March 2007.
- Leiva, G., Merryman, M., Antrobus, N. and Klingner, R. E., “In-Plane Seismic Resistance of Two-Story Coupled Concrete Masonry Walls,” *MASONRY - Components to Assemblages*, ASTM STP 1063, John H. Matthys, Editor, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1990.
- Leiva, Gilberto and Klingner, R. E., “Behavior and Design of Multi-Story Masonry Walls under In-Plane Seismic Loading,” *The Masonry Society Journal*, vol 13, no 1, August 1994, pp. 15-24.
- MSJC (2005): MSJC Code and Specification: ACI 530-05 / ASCE 5-05 / TMS 402-05 (*Building Code Requirements for Masonry Structures*) and ACI 530.1-05 / ASCE 6-05 / TMS 602-05 (*Specifications for Masonry Structures*), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan; American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia; and The Masonry Society, Boulder, Colorado.
- PEER (2006): *PEER NGA Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
- Seible, F., Hegemier, A., Igarashi, A. and Kingsley, G. (1994a). “Simulated Seismic-Load Tests on Full-Scale Five-Story Masonry Building,” *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, 120(3), 903-924.
- Seible, F., Priestley, N., Kingsley, G. and Kurkchubashe, A. (1994b). “Seismic Response of Full-Scale Five-Story Reinforced-Masonry Building,” *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, 120(3), 925-947.

- Tanner *et al.* (2005a): Tanner, J.E., Varela, J.L., Klingner, R.E., “Design and Seismic Testing of a Two-story Full-scale Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Assemblage Specimen,” *Structures Journal*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, vol. 102, no. 1, January - February 2005, pp. 114-119.
- Tanner *et al.* (2005b): Tanner, J.E., Varela, J.L., Klingner, R.E., Brightman M. J. and Cancino, U., “Seismic Testing of Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Shear Walls: A Comprehensive Review,” *Structures Journal*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, vol. 102, no. 3, May - June 2005, pp. 374-382.
- Varela *et al.* (2006): Varela, J. L., Tanner, J. E. and Klingner, R. E., “Development of Seismic Force-Reduction and Displacement Amplification Factors for AAC Structures,” *EERI Spectra*, vol. 22, no. 1, February 2006, pp. 267-286.

## APÉNDICE: APLICACIÓN NORMATIVA DEL ENFOQUE PROPUESTO

Este ejemplo de diseño con base en desplazamientos sigue los pasos del borrador distribuido por Richard Klingner el 17 de abril del 2007, basándose en material distribuido por Steve Dill en la reunión del 17 de enero 2007 del Subcomité BSSC TS-5 (Mampostería). Su valor del corte de diseño a lo largo de esta línea de resistencia fue 30 kips, lo cual sería consistente con un corte basal elástico de 135 kips usando su valor UBC de  $R$  de 4.5. Su valor para desplazamiento elástico (consistente con el corte de diseño de 30 kips) fue 0.076 pulg. Tal valor se conserva en este ejemplo.

El muro por diseñarse se muestra en la Figura 12. Las dimensiones son en pies. El corte basal elástico a lo largo de esta línea de resistencia se tomo como 150 kips. Este valor se calcula en retro usando el valor de Steve de corte basal de 30 kips y el valor del ASCE7-05 (Supplement) de  $R$  igual a 5.0. El desplazamiento elástico correspondiente a este corte basal de diseño es 0.076 pulg. Carga muerta tributaria se debe solamente a peso propio. La carga viva tributaria es cero.

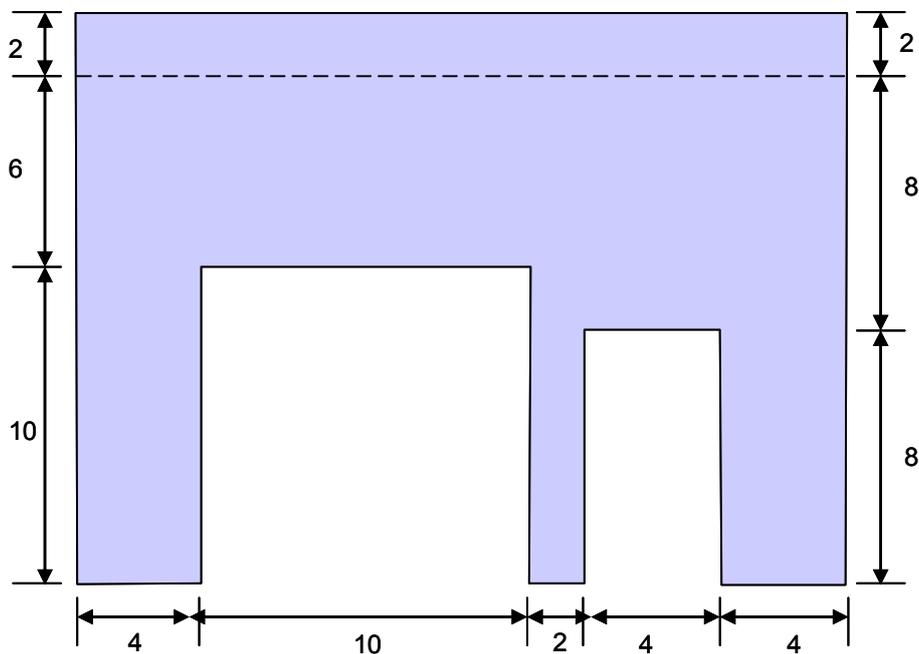


Figura 12 Ejemplo de diseño

## PASOS DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO

- 1) Asignar a la estructura un valor de  $R$  entre 2 y 5, con base en la CDS como lo haya dictado el ASCE7-05 (Supplement). Usando una configuración preliminar de muros y segmentos de muros, calcular el corte basal de diseño, incluyendo efectos de la redundancia y la discontinuidad. Calcular el corte basal de diseño a lo largo de cada línea de resistencia. Usando momentos de inercia de secciones agrietadas transformadas igual a la mitad del momento de inercia de las secciones gruesas, calcular una deflexión inicial elástica  $\delta_e$  (designación del 1997 UBC  $\Delta_S$ ) y una deflexión total de diseño  $\delta$  (designación del 1997 UBC  $\Delta_M$ ), igual a  $C_d \delta_e$  para un factor de importancia  $I$  igual a la unidad. Estos cálculos proveen todo parámetro de entrada necesario para llevar a cabo un diseño preliminar a lo largo de la línea de resistencia.

*Suponer un “muro especial reforzado de mampostería,” con un valor de  $R$  de 5.0. Usando el valor de corte basal elástico calculado en retro de 150 kips, el corte de diseño es  $150 \text{ kips} / 5 = 30 \text{ kips}$ . El desplazamiento elástico es 0.076 in., y el desplazamiento total es  $C_d \delta_e$ , o  $3.5 \delta_e$ , o 0.27 pulg.*

- 2) Hacer un diseño inicial de los segmentos de muro en aquella línea de resistencia por cargas fuera de plano y por el refuerzo mínimo por receta asociado al tipo designado de muro que se requiera.

*El diseño inicial resulta en el refuerzo que se muestra en la Figura 13.*

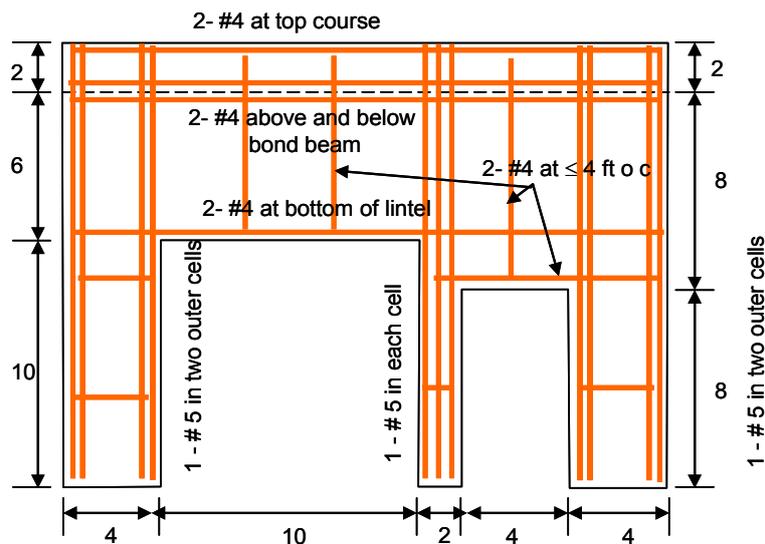


Figura 13 Diseño preliminar de refuerzo para cargas fuera de plano y requisitos de receta

3) Proponer un mecanismo inelástico de resistencia. El propósito de este paso es simplemente llegar en una distribución inicial interna de resistencia correspondiente a un mecanismo inelástico, en lugar de una solución elástica. Los segmentos individuales pueden suponerse o limitados por flexión o por corte, dependiendo de su geometría.

a) Revisar si cada segmento de muro se limita por flexión o por corte, revisando la razón de demanda cortante dividida por capacidad cortante. La demanda cortante se calcula por la estática, con base en las capacidades nominales de momento en rótulas flectoras. Las capacidades nominales flectoras se toman como las  $M_n$  de la 2005 MSJC Code, con base en cargas axiales de la carga tributaria de diseño de la carga muerta más el 50% de la carga viva. La capacidad cortante se toma como la  $V_m$  de la 2005 MSJC Code, con base en la fuerza axial de carga muerta tributaria de diseño, sin consideración de las fuerzas axiales asociadas a momentos de acople. Los segmentos de muro con una razón de demanda cortante entre capacidad en exceso de 0.80 se consideran como limitados por corte; los con una razón menor que 1.0 se consideran como limitados por flexión; y los con razones entre el 0.80 y el 1.0 se consideran como limitados tanto por corte como por flexión.

*Revisarlo para cada segmento verticalmente orientado del muro.*

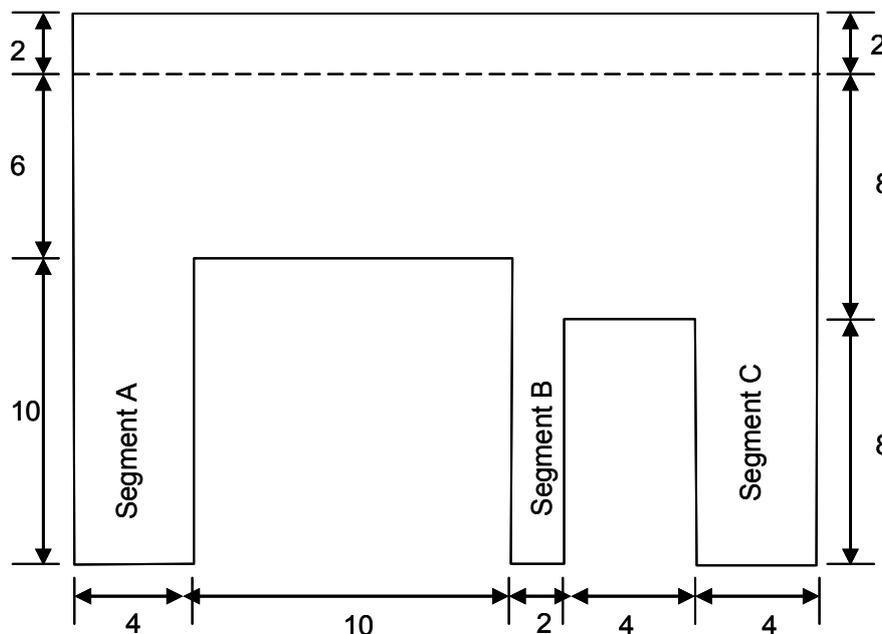


Figura 14 Segmentos del muro

### Segmento A

$$Peso\ propio = \left[ (4 \times 18\ ft^2) + \left( 8 \times \frac{10}{2} \right) ft^2 \right] (80\ lb / ft^2) = 8.96\ kips$$

En esta fuerza axial, usando el diagrama de interacción nominal momento - fuerza axial para un muro de largo en planta de 4 pies (Figura 15), capacidad nominal en flexión es 135 kips-pies.

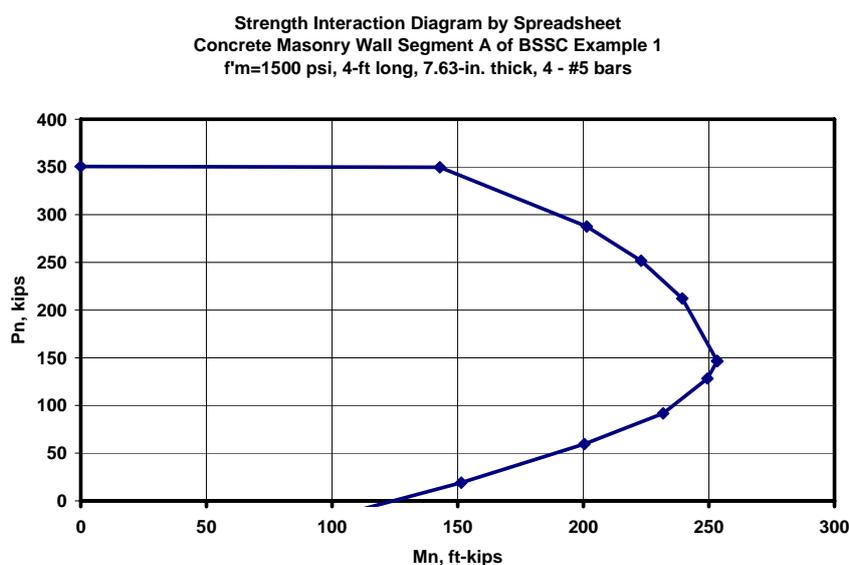


Figura 15 Diagrama de interacción nominal para un muro de 4 pies

Tomando en cuenta los momentos en los extremos superiores e inferiores de este segmento con altura de 10 pies, la demanda correspondiente de corte es

$$V_{demanda} = \frac{2 M_n}{h_{segmento}} = \frac{2 \times 135\ kip - ft}{10\ ft} = 27.0\ kips$$

En esta fuerza axial, capacidad nominal cortante es

$$V_m = \left[ 4.0 - 1.75 \left( \frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25P$$

$$V_m = [2.25] \times (44 \times 7.63\ in.^2) \sqrt{1500\ psi} + 0.25 \times 8.96 \times 1000\ lb$$

$$V_m = 29,255\ lb + 2,240\ lb = 31.5\ kips$$

La razón de demanda nominal cortante a capacidad cortante para el Segmento A es, por consiguiente,

$$\frac{\text{Demanda no minimal cortante}}{\text{Capacidad no minimal cortante}} = \frac{27.0 \text{ kips}}{31.5 \text{ kips}} = 0.86$$

Por cuanto esta razón queda entre 0.8 y 1.0, el comportamiento del Segmento A podría gobernarse o por corte o por flexión.

### Segmento B

$$\text{Peso propio} = \left[ \left( 2 \times 18 \text{ ft}^2 \right) + \left( 8 \times \frac{10}{2} \right) \text{ ft}^2 + \left( 10 \times \frac{4}{2} \right) \text{ ft}^2 \right] (80 \text{ lb / ft}^2) = 7.68 \text{ kips}$$

En esta fuerza axial, usando el diagrama nominal de interacción momento - fuerza axial para un muro de 2 pies de largo (Figura 16), capacidad nominal en flexión es 48 kips-pies.

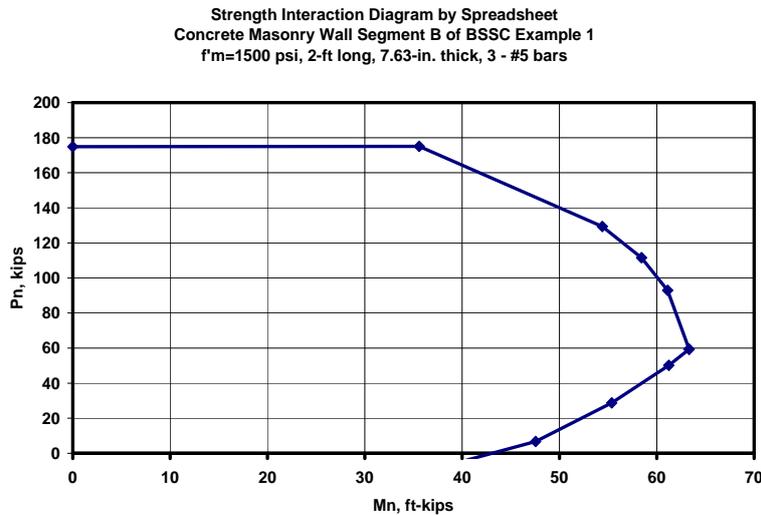


Figura 16 Diagrama nominal de interacción para un muro de 2 pies de largo

Con momentos en los extremos superiores e inferiores de este segmento de 8 pies de altura, la demanda nominal correspondiente de corte es:

$$V_{\text{demanda}} = \frac{2 M_n}{h_{\text{segmento}}} = \frac{2 \times 48 \text{ kip-ft}}{8 \text{ ft}} = 12.0 \text{ kips}$$

En esta fuerza axial, capacidad nominal cortante es

$$V_m = \left[ 4.0 - 1.75 \left( \frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25P$$

$$V_m = [2.25] \times (20 \times 7.63 \text{ in.}^2) \sqrt{1500 \text{ psi}} + 0.25 \times 7.68 \times 1000 \text{ lb}$$

$$V_m = 13,298 \text{ lb} + 1,920 \text{ lb} = 14.8 \text{ kips}$$

La razón de demanda nominal cortante a capacidad nominal cortante para el Segmento B es, por consiguiente

$$\frac{\text{Demanda nominal cortante}}{\text{Capacidad nominal cortante}} = \frac{12.0 \text{ kips}}{14.8 \text{ kips}} = 0.81$$

Por cuanto esta razón queda entre 0.8 y 1.0, el comportamiento del Segmento B podría gobernarse o por corte o por flexión.

### Segmento C

$$\text{Peso propio} = \left[ (4 \times 18 \text{ ft}^2) + \left( 10 \times \frac{4}{2} \right) \text{ ft}^2 \right] (80 \text{ lb / ft}^2) = 7.36 \text{ kips}$$

En esta fuerza axial, usando el diagrama nominal de interacción momento - fuerza axial para un muro con largo de 4 pies (Figura 15), capacidad nominal en flexión es 130 kips-pies. Con los momentos en los extremos superiores e inferiores de este segmento con altura de 10 pies, la demanda nominal correspondiente cortante es

$$V_{\text{demanda}} = \frac{2 M_n}{h_{\text{segmento}}} = \frac{2 \times 130 \text{ kip-ft}}{10 \text{ ft}} = 26.0 \text{ kips}$$

En esta fuerza axial, capacidad nominal cortante es

$$V_m = \left[ 4.0 - 1.75 \left( \frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25P$$
$$V_m = [2.25] \times (44 \times 7.63 \text{ in.}^2) \sqrt{1500 \text{ psi}} + 0.25 \times 7.36 \times 1000 \text{ lb}$$
$$V_m = 29,255 \text{ lb} + 1,840 \text{ lb} = 31.1 \text{ kips}$$

La razón de demanda nominal cortante a capacidad nominal cortante para Segmento C es, por consiguiente,

$$\frac{\text{Demanda nominal cortante}}{\text{Capacidad nominal cortante}} = \frac{26.0 \text{ kips}}{31.1 \text{ kips}} = 0.84$$

Por cuanto esta razón queda entre 0.8 y 1.0, el comportamiento del Segmento C podría gobernarse o por corte o por flexión.

- b) Suponer que los segmentos de muro limitados por flexión tienen una resistencia cortante inelástica en el plano igual a la sumatoria de sus momentos en los dos extremos, dividida por la altura o largo del segmento, según apropiado para la orientación del segmento. Basar aquellas capacidades flectoras en cargas axiales de la carga tributaria de diseño de la carga muerta más el 50% de la carga viva, sin consideración por las fuerzas axiales asociadas a momentos de acople.
- c) Suponer que los segmentos de muro limitados por corte tienen una resistencia cortante inelástica en el plano igual a la  $V_m$  de la 2005 MSJC Code. Basar aquellas capacidades cortantes en cargas axiales de la carga tributaria de diseño de la carga muerta más el 50% de la carga viva, sin consideración por las fuerzas axiales asociadas a momentos de acople.
- d) Calcular la resistencia basal correspondiente, usando la resistencia flectora o cortante según sea apropiada para cada segmento. Esta resistencia inicial calculada se denomina como la “resistencia de movilización completa.”

Calcular la resistencia de movilización completa por trabajo virtual. Por cuanto todos los segmentos o se gobiernan por flexión o están entre la flexión y el corte, el mecanismo se muestra en la Figura 17 como un mecanismo por flexión. Si algunos segmentos se gobernarán por corte, la contribución de trabajo virtual interno para aquellos segmentos se mostrarían como corte.

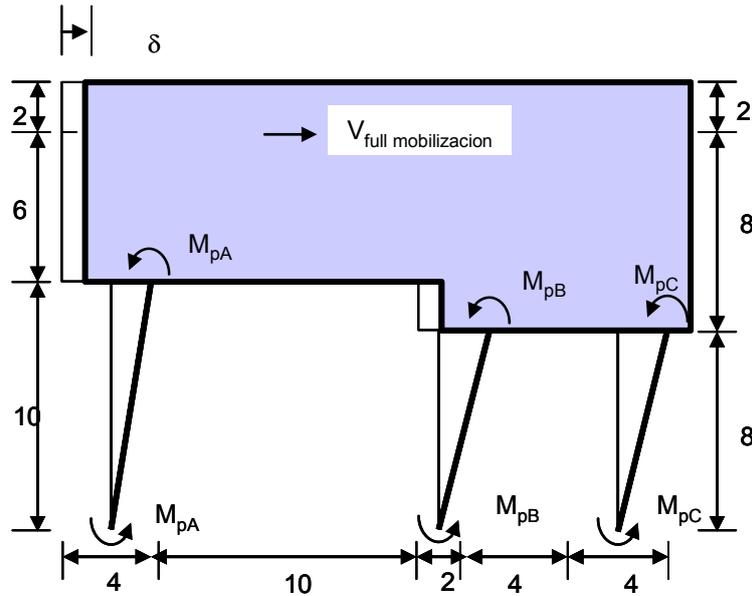


Figura 17 Mecanismo para el cálculo del corte de movilización completa

Usando este mecanismo, la resistencia de movilización completa se calcula como:

$$\delta W_{\text{externo}} = \delta W_{\text{interno}}$$

$$V_{\text{movilizacion completa}} \delta = 2M_{pA} \delta\theta_A + 2M_{pB} \delta\theta_B + 2M_{pC} \delta\theta_C$$

$$V_{\text{movilizacion completa}} \delta = 2M_{pA} \left( \frac{\delta}{10} \right) + 2M_{pB} \left( \frac{\delta}{8} \right) + 2M_{pC} \left( \frac{\delta}{8} \right)$$

$$V_{\text{movilizacion completa}} \delta = 2 \times 135 \text{ kip-ft} \left( \frac{\delta}{10 \text{ ft}} \right) + 2 \times 48 \text{ kip-ft} \left( \frac{\delta}{8 \text{ ft}} \right) + 2 \times 130 \text{ kip-ft} \left( \frac{\delta}{8 \text{ ft}} \right)$$

$$V_{\text{movilizacion completa}} = 2 \times 135 \text{ kip-ft} \left( \frac{1}{10 \text{ ft}} \right) + 2 \times 48 \text{ kip-ft} \left( \frac{1}{8 \text{ ft}} \right) + 2 \times 130 \text{ kip-ft} \left( \frac{1}{8 \text{ ft}} \right)$$

$$V_{\text{movilizacion completa}} = 27.0 \text{ kips} + 12 \text{ kips} + 32.5 \text{ kips} = 71.5 \text{ kips}$$

- e) Si la resistencia inicial calculada es menor que el corte basal de diseño, regresar al Paso 1 con un mayor valor supuesto de  $R$  o un mayor largo total de segmentos de muro.
- f) Si la resistencia inicial calculada es mayor que el corte basal de diseño, escalar las demandas en los segmentos hacia el nivel de diseño. Esto en efecto da una distribución plástica de resistencia requerida.

La resistencia calculada inicial de 71.5 kips es mayor que el corte basal de diseño de 30 kips. Las demandas sobre los segmentos entonces pueden escalar al nivel de diseño de 30 kips, multiplicándolas por  $(30/71.5)$ .

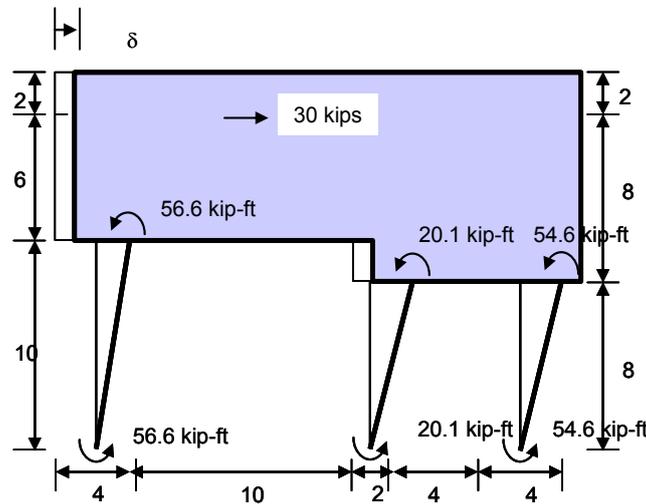


Figura 18 Demandas a los segmentos, escaladas al corte de diseño

Los Segmento A, B y C tienen demandas de momento de 56.6, 20.1 y 54.6 kips-pies respectivamente, demandas cortantes de 11.3 kips, 5.0 kips y 13.7 kips respectivamente, y fuerzas axiales de carga muerta tributaria solamente de 8.96 kips, 7.68 kips, y 7.36 kips respectivamente. A aquellas fuerzas axiales, tienen que sumarse las fuerzas axiales de volcamiento sísmico. Para calcular aquellas fuerzas axiales, sumar momentos sobre el centro de la planta, y suponer fuerzas axiales en los dos segmentos extremos solamente.

$$\sum M = 0$$

$$30 \text{ kips} \times 16 \text{ ft} - 56.6 \text{ kip} - \text{ft} - 20.1 \text{ kip} - \text{ft} - 54.6 \text{ kip} - \text{ft} - 2P \times 10 \text{ ft} = 0$$

$$P = 17.4 \text{ kips}$$

Las fuerzas finales de diseño se muestran individualmente en la Figura 19. Fuerzas axiales del volcamiento sísmico podrían actuar o en el sentido que se muestra en la figura, o en el sentido opuesto, dependiendo de la dirección de la fuerza lateral.

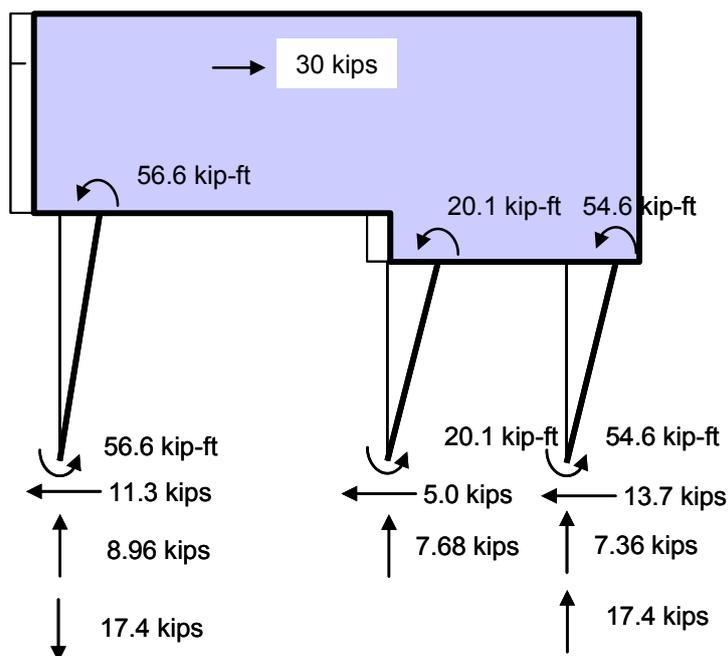


Figura 19 Fuerzas finales asociadas al corte de diseño

- 4) Usando aquella distribución plástica de resistencia requerida, llevar a cabo un diseño completo por resistencia de cada segmento de la supuesta configuración por toda requerida combinación de carga ( $D$ ,  $L$ ,  $E$ ), incluyendo factores de mayoración de carga, factores de reducción de capacidad, y las fuerzas axiales asociadas a momentos de acople. Como un diseño parcial por capacidad, multiplicar la demanda cortante de carga solamente por 1.5. Por cuanto este diseño incluye los efectos de factores de mayoración de carga y reducción de capacidad, es conservador con respecto a capacidad.

De la Sección 2.3.2 del ASCE 7-05 (Supplement), las combinaciones de carga rigentes son la Combinación de Carga 5 y la Combinación de Carga 7.

Para la Combinación de Carga 5 ( $1.2 D + 1.0 E$ ),  $E = E_h + E_v$ , donde  $E_h = \rho Q_E$  y  $E_v = 0.2 S_{DS} D$ . En nuestro caso, suponer  $\rho = 1.0$ ,  $Q_E = V$  y  $S_{DS} = 0.2$ .

Para la Combinación de Carga 7 ( $0.9 D + 1.0 E$ ),  $E = E_h - E_v$ , donde  $E_h = \rho Q_E$  y  $E_v = 0.2 S_{DS} D$ . En nuestro caso, suponer  $\rho = 1.0$ ,  $Q_E = V$  y  $S_{DS} = 0.2$ .

### Diseñar el Segmento A

Las acciones de diseño para el Segmento A se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1 Acciones de diseño para el Segmento A

	D	$E_h$	$E_v$	<b>1.2D+(<math>E_h+E_v</math>)</b>	<b>0.9D+(<math>E_h-E_v</math>)</b>	<b>0.9D+(-<math>E_h-E_v</math>)</b>
<b>P, kips</b>	8.96	17.44	1.792	29.98	14.08	<b>-11.17</b>
<b>M, kip-ft</b>	0	56.6	0	56.60	50.94	<b>-56.60</b>
<b>V, kips</b>	0	11.3	0	11.30	10.17	<b>-11.30</b>

La combinación crítica de carga para el Segmento A se muestra en fuente negrita. Del diagrama de interacción de diseño de la Figura 20, se ve que el refuerzo provisto es satisfactorio.

Strength Interaction Diagram by Spreadsheet  
 Concrete Masonry Wall Segment A of BSSC Example 1  
 f'm=1500 psi, 4-ft long, 7.63-in. thick, 4 - #5 bars

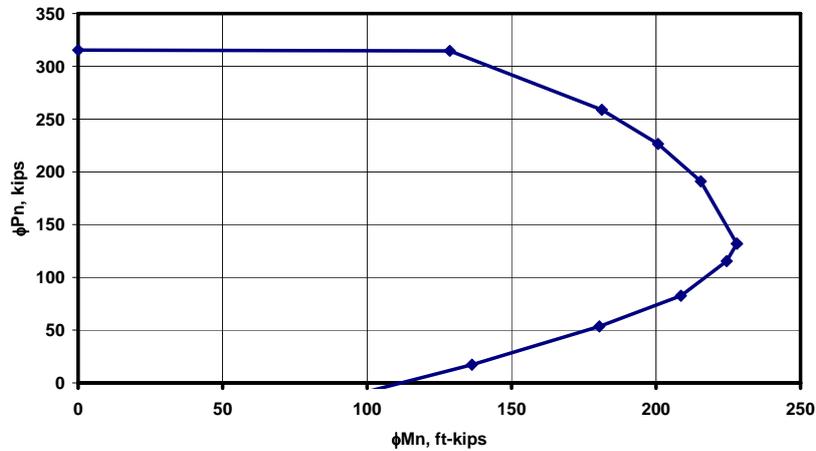


Figura 20 Diagrama de interacción de diseño para un muro de 4 pies

Ahora revisar la capacidad cortante:

$$V_m = \left[ 4.0 - 1.75 \left( \frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25P$$

$$V_m = [2.25] \times (44 \times 7.63 \text{ in.}^2) \sqrt{1500 \text{ psi}} - 0.25 \times 11.2 \times 1000 \text{ lb}$$

$$V_m = 29,255 \text{ lb} - 2,830 \text{ lb} = 26.46 \text{ kips}$$

$$\phi V_m = 0.8 V_m = 21.1 \text{ kips} \geq V_u \times 1.5 = 11.30 \text{ kips} \times 1.5 = 17.0 \text{ kips}$$

El diseño es satisfactorio para corte.

### Diseñar el Segmento B

Las acciones de diseño para el Segmento B se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2 Acciones de diseño para el Segmento B

	D	E <sub>h</sub>	E <sub>v</sub>	1.2D+(E <sub>h</sub> +E <sub>v</sub> )	0.9D+(E <sub>h</sub> -E <sub>v</sub> )	0.9D+(-E <sub>h</sub> -E <sub>v</sub> )
<b>P, kips</b>	7.68	0	0	9.22	<b>0.00</b>	6.91
<b>M, kip-ft</b>	0	20.1	0	20.10	<b>18.09</b>	-20.10
<b>V, kips</b>	0	5	0	5.00	<b>4.50</b>	-5.00

La combinación crítica de carga para el Segmento B se muestra en fuente negrita. Del diagrama de interacción de la Figura 21, se ve que el refuerzo provisto es satisfactorio.

Strength Interaction Diagram by Spreadsheet  
Concrete Masonry Wall Segment B of BSSC Example 1  
f'<sub>m</sub>=1500 psi, 2-ft long, 7.63-in. thick, 3 - #5 bars

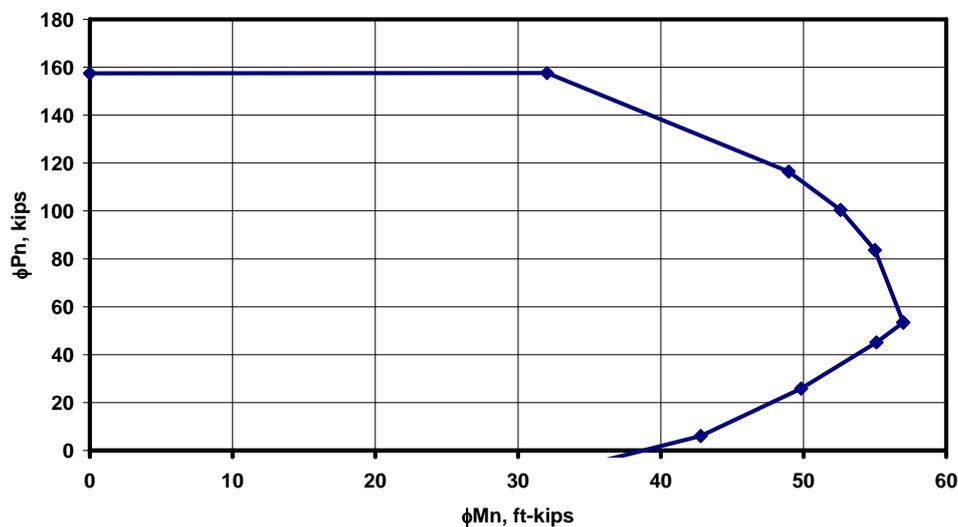


Figura 21 Diagrama de interacción de diseño para un muro de 2 pies

Ahora revisar la capacidad cortante:

$$V_m = \left[ 4.0 - 1.75 \left( \frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25P$$

$$V_m = [2.25] \times (20 \times 7.63 \text{ in.}^2) \sqrt{1500 \text{ psi}} + 0.25 \times 0 \times 1000 \text{ lb}$$

$$V_m = 13,298 \text{ lb} + 0 \text{ lb} = 13.3 \text{ kips}$$

$$\phi V_m = 0.8 V_m = 10.6 \text{ kips} \geq V_u \times 1.5 = 5.0 \text{ kips} \times 1.5 = 7.5 \text{ kips}$$

El diseño es satisfactoria para corte.

### Diseñar el Segmento C

Las acciones de diseño para el Segmento C se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3 Acciones para el Segmento C

	D	E <sub>h</sub>	E <sub>v</sub>	1.2D+(E <sub>h</sub> +E <sub>v</sub> )	0.9D+(E <sub>h</sub> -E <sub>v</sub> )	0.9D+(-E <sub>h</sub> -E <sub>v</sub> )
<b>P, kips</b>	7.36	17.44	0	26.27	15.70	<b>-10.82</b>
<b>M, kip-ft</b>	0	54.6	0	54.60	49.14	<b>-54.60</b>
<b>V, kips</b>	0	13.7	0	13.70	12.33	<b>-13.70</b>

La combinación crítica de carga para el Segmento C se muestra en fuente negrita. Del diagrama de interacción de diseño de la Figura 20, se ve que el refuerzo provisto es satisfactorio.

Ahora revisar la capacidad cortante:

$$V_m = \left[ 4.0 - 1.75 \left( \frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25P$$
$$V_m = [2.25] \times (44 \times 7.63 \text{ in.}^2) \sqrt{1500 \text{ psi}} - 0.25 \times 10.8 \times 1000 \text{ lb}$$
$$V_m = 29,255 \text{ lb} - 2,700 \text{ lb} = 26.56 \text{ kips}$$
$$\phi V_m = 0.8 V_m = 21.2 \text{ kips} \geq V_u \times 1.5 = 13.7 \text{ kips} \times 1.5 = 20.6 \text{ kips}$$

El diseño es satisfactorio para corte.

- 5) Para cada segmento de muro que participe en el mecanismo inelástico, confirmar que el segmento tiene la capacidad de deformación para acomodar la demanda inelástica esperada.
  - a) Para segmentos limitados por flexión, confirmar que la capacidad inelástica de rotación en cada rótula plástica iguale o exceda la demanda inelástica de rotación en aquella rótula. La capacidad inelástica de rotación podría terminarse una revisión de aplastamiento del

talón compresivo, o de limitaciones por compresión. Bajo el momento y la carga axial compresiva asociados al corte de movilización completa, calcular la ubicación del eje neutro, y calcular la curvatura asociada al gradiente de deformación unitaria que va de la máxima deformación útil en la fibra extrema compresiva, a aquella ubicación del eje neutro. La capacidad inelástica de rotación de la rótula plástica es este gradiente calculado, multiplicado por un largo asumido de la rótula del 50% de la profundidad del miembro. Para minimizar la posibilidad de rotura del refuerzo extremo en tracción, la capacidad inelástica de rotación debe limitarse además a  $2.5\varepsilon_y$ , equivalente a un gradiente de deformación unitaria que va de cero en la fibra extrema compresiva, a  $5\varepsilon_y$  en la fibra extrema en tracción. La demanda inelástica en cada rótula se define por la geometría del mecanismo inelástico en la deriva inelástica de diseño.

- b) Para los segmentos limitados por corte, calcular la deformación inelástica cortante asociada a la deflexión de diseño. Si aquella deformación inelástica cortante no excede el 0.0025, el refuerzo cortante tiene que satisfacer solamente los requisitos de resistencia del Paso 4 y los requisitos del Paso 2. Si aquella deformación inelástica cortante excede el 0.0025, agregar algún nivel más alto (hasta ahora no definido) de refuerzo cortante de receta. Si aquella deformación inelástica cortante excede el 0.005, agregar más segmentos de muro, o aumentar el peralte estructural de los segmentos existentes para reducir la deriva.

*Las fuerzas asociadas al corte de movilización completa se muestran en la Figura 22.*

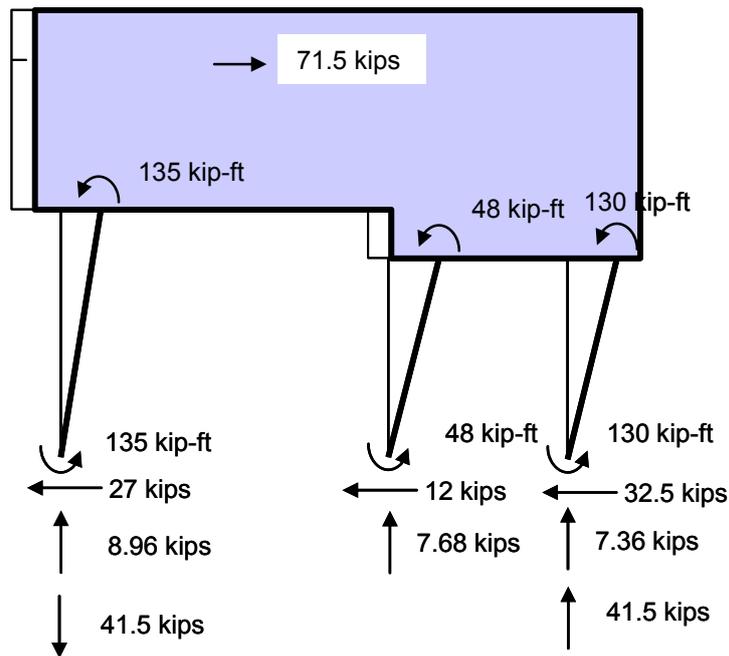


Figura 22 Fuerzas asociadas al corte de movilización completa

### Revisar el Segmento A

El Segmento A podría limitarse o por flexión o por corte, así que revisar los dos:

*Flexión:* De la Figura 22, la fuerza axial compresiva correspondiente al corte de movilización completa es  $(8.96 + 41.5)$  kips, o 50.5 kips. Bajo aquella fuerza axial compresiva, usando el diagrama de interacción nominal de la Figura 15 para el segmento de 4 pies de largo en planta, la capacidad nominal en flexión corresponde a una ubicación del eje neutro de 11.9 in. Revisar el máximo desplazamiento disponible usando el gradiente crítico limitado por compresión, y también el máximo gradiente limitado por tracción:

$$\theta_{\max} = \phi_{\max} \ell_{rotula} = \left( \frac{\varepsilon_{\max}}{c} \right) \left( \frac{d}{2} \right) \leq \left( \frac{5 \varepsilon_y}{d} \right) \left( \frac{d}{2} \right) = 2.5 \varepsilon_y$$

$$\theta_{\max} = \left( \frac{0.0025}{11.9 \text{ in.}} \right) \left( \frac{44 \text{ in.}}{2} \right) = 0.0046 \text{ rad} \leq 2.5 \times 0.00207 = 0.0052$$

$$\Delta_{\max} = 2 \theta_{\max} \frac{\ell_{\text{segmento}}}{2} = 0.0046 \text{ rad} \times 10 \text{ ft} \times 12 \text{ in./ft} = 0.55 \text{ in.}$$

*Corte: el máximo desplazamiento disponible es:*

$$\gamma_{\max} = 0.0025$$

$$\Delta_{\max} = \gamma_{\max} \ell_{\text{segmento}} = 0.0025 \times 10 \text{ ft} \times 12 \text{ in./ft} = 0.30 \text{ in.}$$

*La demanda inelástica de deformación en el Segmento A es:*

$$\delta_{\text{inelastica}} = \delta_{\text{total}} \left( \frac{C_d - 1}{C_d} \right) = 0.27 \text{ in.} \left( \frac{3.5 - 1}{3.5} \right) = 0.19 \text{ in.}$$

*Por cuanto la capacidad disponible de desplazamiento gobernada por flexión y por corte (refuerzo cortante normal) supera a este valor, la capacidad de desplazamiento del Segmento A es satisfactoria.*

### **Revisar el Segmento B**

*El Segmento B podría limitarse o por flexión o por corte, así que revisar los dos:*

*Flexión: De la Figura 22, la fuerza axial compresiva correspondiente al corte de movilización completa es 7.68 kips. Bajo aquella fuerza axial compresiva, usando el diagrama de interacción nominal de la Figura 16 para el segmento de 2 pies de largo en planta, la capacidad nominal en flexión corresponde a una ubicación del eje neutro de 6.13 in. Revisar el máximo desplazamiento disponible usando el gradiente crítico limitado por compresión, y también el máximo gradiente limitado por tracción:*

$$\theta_{\max} = \phi_{\max} \ell_{rotula} = \left( \frac{\varepsilon_{\max}}{c} \right) \left( \frac{d}{2} \right) \leq \left( \frac{5 \varepsilon_y}{d} \right) \left( \frac{d}{2} \right) = 2.5 \varepsilon_y$$

$$\theta_{\max} = \left( \frac{0.0025}{6.13 \text{ in.}} \right) \left( \frac{20 \text{ in.}}{2} \right) = 0.0041 \text{ rad} \leq 2.5 \times 0.00207 = 0.0052$$

$$\Delta_{\max} = 2 \theta_{\max} \frac{\ell_{\text{segmento}}}{2} = 0.0041 \text{ rad} \times 8 \text{ ft} \times 12 \text{ in./ft} = 0.39 \text{ in.}$$

*Corte: el máximo desplazamiento disponible es:*

$$\gamma_{\max} = 0.0025$$

$$\Delta_{\max} = \gamma_{\max} \ell_{\text{segmento}} = 0.0025 \times 8 \text{ ft} \times 12 \text{ in./ft} = 0.24 \text{ in.}$$

*La demanda inelástica en el Segmento B es:*

$$\delta_{inelastica} = \delta_{total} \left( \frac{C_d - 1}{C_d} \right) = 0.27 \text{ in.} \left( \frac{3.5 - 1}{3.5} \right) = 0.19 \text{ in.}$$

*Por cuanto la capacidad disponible de desplazamiento gobernada por flexión y por corte (refuerzo cortante normal) supera a este valor, la capacidad de desplazamiento del Segmento B es satisfactoria.*

### **Revisar el Segmento C**

*El Segmento C podría limitarse o por flexión o por corte, así que revisar los dos.*

*Flexión: De la Figura 22, la fuerza axial compresiva correspondiente al corte de movilización completa es (7.36 + 41.5) kips, o 48.9 kips. Bajo aquella fuerza axial compresiva, usando el diagrama de interacción nominal de la Figura 15 para el segmento de 4 pies de largo en planta, la capacidad nominal en flexión corresponde a una ubicación del eje neutro de 11.8 in. Revisar el máximo desplazamiento disponible usando el gradiente crítico limitado por compresión, y también el máximo gradiente limitado por tracción:*

$$\theta_{\max} = \phi_{\max} \ell_{rotula} = \left( \frac{\varepsilon_{\max}}{c} \right) \left( \frac{d}{2} \right) \leq \left( \frac{5 \varepsilon_y}{d} \right) \left( \frac{d}{2} \right) = 2.5 \varepsilon_y$$

$$\theta_{\max} = \left( \frac{0.0025}{11.8 \text{ in.}} \right) \left( \frac{44 \text{ in.}}{2} \right) = 0.0047 \text{ rad} \leq 2.5 \times 0.00207 = 0.0052$$

$$\Delta_{\max} = 2 \theta_{\max} \frac{\ell_{\text{segmento}}}{2} = 0.0047 \text{ rad} \times 8 \text{ ft} \times 12 \text{ in./ft} = 0.45 \text{ in.}$$

*Corte: el máximo desplazamiento disponible es:*

$$\gamma_{\max} = 0.0025$$

$$\Delta_{\max} = \gamma_{\max} \ell_{\text{segmento}} = 0.0025 \times 8 \text{ ft} \times 12 \text{ in./ft} = 0.24 \text{ in.}$$

*La demanda inelástica de deformación en el Segmento A es:*

$$\delta_{inelastica} = \delta_{total} \left( \frac{C_d - 1}{C_d} \right) = 0.27 \text{ in.} \left( \frac{3.5 - 1}{3.5} \right) = 0.19 \text{ in.}$$

*Por cuanto la capacidad disponible de desplazamiento gobernada por flexión y por corte (refuerzo cortante normal) supera a este valor, la capacidad de desplazamiento del Segmento C es satisfactoria.*

- c) Diseñar cada segmento de muro, ya sea limitado por flexión o por corte, de acuerdo con los Pasos 4a y 4b.

*Este diseño se ha completado ya, y es satisfactorio para todos los segmentos.*