



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

ESTUDIO ANALITICO DE SOLUCIONES ALTERNATIVAS A
LAS DISPOSICIONES DE ARMADURA DIAGONAL EN
DINTELES CORTOS

MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

JULIO RODRIGO ESCOBAR MORALES

PROFESOR GUIA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISION:
LEONARDO MASSONE SANCHEZ
FERNANDO YAÑEZ URIBE

SANTIAGO DE CHILE
DICIEMBRE de 2008

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a quienes me ayudaron y fueron mis amigos y compañeros durante mis años de estudio: Javier Carrasco, Daniel Lepe, Harry Marty y Sergio Rodriguez. A mis padres, Julio Escobar y Graciela Morales. También a María Teresa Díaz, Angélica Manso y Valeria Monsalves. Debo incluir también a Roxana, quien me apoyó y fue paciente durante esta etapa final de mi carrera. Por último, agradezco a los profesores Herrera y Massone por su comprensión y buena disposición para colaborar y resolver dudas del tema tratado. También al profesor Fernando Yañez, quien gentilmente accedió a participar de la comisión.

RESUMEN

Motivado por la entrada en vigencia de la nueva norma chilena de hormigón armado, NCh430.Of2008, que en el presente año incorporó nuevas exigencias sobre el diseño con barras diagonales en dinteles cortos, este trabajo tuvo como objetivo la búsqueda y evaluación de diseños alternativos a esta disposición.

Se realizó una revisión del estado del arte sobre trabajos relacionados con el tema desarrollados en los últimos años y se dan a conocer cuatro líneas de investigación a nivel internacional. El tipo de soluciones propuestas comprenden el uso de placas de acero, vigas doble T, uso de fibra de acero en vigas prefabricadas de hormigón armado y otras configuraciones de refuerzo en hormigón armado tradicional. Posteriormente, se hizo una evaluación y discusión acerca de cual de las alternativas es la más apropiada en reemplazo de la armadura diagonal. Se fundamentó y escogió la armadura romboidal como la alternativa más idónea.

Se hizo un estudio analítico para estimar y comparar el comportamiento no lineal de esta alternativa respecto de la solución con armadura diagonal. Esto comprendió la modelación de dos muros acoplados por dinteles en toda su altura, donde estos elementos quedaron representados a través de una curva elastoplástica, en el contexto de un análisis “pushover”.

Como resultado se obtuvo que la curva de capacidad de la estructura estudiada con la armadura romboidal mostró un buen desempeño de la alternativa tanto para desplazamientos laterales bajos a moderados, siendo deficiente su desempeño solo hacia el final del análisis “pushover”, cuando la estructura está sometida a desplazamientos laterales de gran magnitud. Esto se refleja también en el punto de desempeño de la estructura, donde ambas soluciones se comportan de manera similar para la demanda sísmica esperada.

INDICE

CAPITULO I

| | |
|--------------------|---|
| INTRODUCCION | 1 |
|--------------------|---|

CAPITULO II

| | |
|--|---|
| ANTECEDENTES TEORICOS Y REVISION DEL ESTADO DEL ARTE | 3 |
|--|---|

| | |
|--|----|
| 2.1.- Muros acoplados | 3 |
| 2.2.- Relación de aspecto | 7 |
| 2.3.- Origen de la armadura diagonal | 7 |
| 2.4.- Visión crítica de la armadura diagonal | 10 |
| 2.5.- Vigas de acople alternativas | 12 |
| 2.5.1.- Metodología de los ensayos | 13 |
| 2.5.2.- Armadura romboidal | 14 |
| 2.5.3.- Viga con placa de acero | 18 |
| 2.5.4.- Viga doble T | 21 |
| 2.5.5.- Otras tecnologías | 25 |

CAPITULO III

| | |
|-----------------------------------|----|
| ELECCION DE UNA ALTERNATIVA | 28 |
|-----------------------------------|----|

| | |
|--|----|
| 3.1.- Introducción | 28 |
| 3.2.- Propiedades derivadas de los ensayos | 29 |
| 3.3.- Aspectos constructivos | 31 |
| 3.4.- Modelo de Tegos y Peneli | 33 |
| 3.5.- La Torre Satrio | 35 |

CAPITULO IV

| | |
|-------------------------|----|
| ESTUDIO ANALITICO | 37 |
|-------------------------|----|

| | |
|---|----|
| 4.1.- Introducción | 37 |
| 4.2.- Análisis Pushover | 41 |
| 4.3.- Edificio Estilo Urbano | 41 |
| 4.4.- Curva elastoplástica | 42 |
| 4.5.- Modelación de los dinteles | 45 |
| 4.6.- Modelación de los muros acoplados | 50 |
| 4.7.- Rótulas plásticas | 51 |
| 4.8.- Curva de capacidad y punto de desempeño | 57 |

CAPITULO V

| | |
|--------------------|----|
| CONCLUSIONES | 60 |
|--------------------|----|

| | |
|--|--------------|
| VI BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS | 63 |
| ANEXOS | 66 |
| A. Elevaciones y cortes especimenes Galano y Vignoli | 66 |
| B. Modelo de Tegos y Peneli | 68 |
| C. Edificio Estilo Urbano | 69 |
| D. Diseño de los dinteles | 70 |
| E. Curva elastoplástica | 75 |
| F. Plano | (Contratapa) |

INDICE DE FIGURAS

| | | |
|------------|---|----|
| Fig. 2.1. | Muro Acoplado | 4 |
| Fig. 2.2. | Planta de estructura de la Torre Satrio | 5 |
| Fig. 2.3. | Planta de estructura de un edificio chileno | 6 |
| Fig. 2.4. | Refuerzo de losa sísmico | 6 |
| Fig. 2.5. | Viga de Acople | 7 |
| Fig. 2.6. | Edificio Mount McKinley | 8 |
| Fig. 2.7. | Edificio Mount McKinley, falla diagonal en dintel | 8 |
| Fig. 2.8. | Modelo de Paulay y Binney | 9 |
| Fig. 2.9. | Detalle de viga de acople armada según ACI 318-05 | 11 |
| Fig. 2.10. | Detalle de armaduras permitidos según ACI 318-05 y ACI 318-08 | 12 |
| Fig. 2.11. | Equipo de ensayos de Galano y Vignoli | 13 |
| Fig. 2.12. | Historia de carga | 14 |
| Fig. 2.13. | Dintel con armadura romboidal | 14 |
| Fig. 2.14. | Especímenes de ensayo Galano y Vignoli | 15 |
| Fig. 2.15. | Ensayo monotónico de Galano y Vignoli | 16 |
| Fig. 2.16. | Resultados de Galano y Vignoli | 18 |
| Fig. 2.17. | Viga con placa de acero y conectores | 18 |
| Fig. 2.18. | Detalle de especímenes de ensayos de Lam y otros | 19 |
| Fig. 2.19. | Curva carga-rotación (Lam y otros) -..... | 20 |
| Fig. 2.20. | Disipación y degradación de energía (Lam y otros) | 21 |
| Fig. 2.21. | Especímen SCF ensayos de Park y Yun | 22 |
| Fig. 2.22. | Curva carga-rotación (Park y Yun) | 23 |
| Fig. 2.23. | Disipación de energía (Park y Yun) | 24 |
| Fig. 2.24. | Tipos de fibra de acero | 25 |
| Fig. 2.25. | Curva carga-deformación (Cambolat y otros) | 26 |
| Fig.3.1. | Diseño alternativo armadura diagonal según ACI 318-2008 | 28 |
| Fig.3.2. | Comparación de capacidades | 29 |
| Fig.3.3. | Comparación de ductilidades | 31 |
| Fig.3.4. | Viga de acople con armadura romboidal | 33 |
| Fig.3.5. | Áreas de refuerzo para modelos diagonal y romboidal | 34 |
| Fig.3.6. | Viga de acople típica en la Torre Satrio | 35 |
| Fig.3.7. | Ejecución en obra viga de acople en la Torre Satrio | 36 |
| Fig.4.1. | Curva de capacidad | 38 |
| Fig.4.2. | Espectro de capacidad | 39 |
| Fig.4.3. | Espectro elástico reducido | 40 |
| Fig.4.4. | Punto de desempeño | 40 |
| Fig.4.5. | Gráfico capacidad – demanda | 41 |
| Fig.4.6. | Edificio Estilo Urbano | 42 |
| Fig.4.7. | Curva elastoplástica | 43 |
| Fig.4.8. | Curva elastoplástica idealizada para ensayos experimentales | 44 |
| Fig.4.9. | Curva elastoplástica de armadura romboidal espécimen P14 | 46 |
| Fig.4.10. | Curva elastoplástica de armadura diagonal espécimen 395 | 46 |
| Fig.4.11. | Curva elastoplástica de armadura romboidal y diagonal | 47 |

| | | |
|-----------|---|----|
| Fig.4.12. | Corrección curva elastoplástica modelo romboidal | 49 |
| Fig.4.13. | Modelo de barras y rótulas plásticas para diseño romboidal | 50 |
| Fig.4.14. | Formación de rótulas plásticas armadura diagonal, muros apoyados | 52 |
| Fig.4.15. | Formación de rótulas plásticas armadura romboidal, muros apoyados | 53 |
| Fig.4.16. | Formación de rótulas plásticas armadura diagonal, muros empotrados | 54 |
| Fig.4.17. | Formación de rótulas plásticas armadura romboidal, muros empotrados .. | 55 |
| Fig.4.18. | Curva de capacidad (caso apoyado) | 58 |
| Fig.4.19. | Punto de desempeño modelo diagonal | 58 |
| Fig.4.20. | Punto de desempeño modelo romboidal | 59 |

INDICE DE TABLAS

| | | |
|------------|--|----|
| Tabla 2.1. | Detalle de especímenes ensayo de Park y Yun | 22 |
| Tabla 4.1. | Propiedades de especímenes usados para la modelación | 49 |
| Tabla 4.2. | Áreas de refuerzo principal As, barras y capacidades de dinteles | 50 |

CAPÍTULO I – INTRODUCCION -

Con la entrada en vigencia de la nueva Norma Chilena de Hormigón Armado, NCh430.Of2008, se incorporaron requisitos contenidos en el Código ACI-318-2005 relativos a las disposiciones de armadura diagonal en vigas de acople o dinteles. Previamente regía el código en su versión del año 1995, donde estos elementos no contemplaban un diseño especial. En nuestro país el tipo de estructuración más utilizado es el de muros de corte de hormigón armado, sobre todo en edificios habitacionales, donde en forma frecuente se da la configuración de muros acoplados con vigas.

En la práctica chilena, las vigas de estas características han sido históricamente armadas con refuerzo colocado en forma ortogonal: barras horizontales a flexión y estribos verticales para tomar esfuerzos de corte. Esta ha sido también una práctica habitual a nivel internacional; solo desde el año 1999 el código ACI-318 incorporó la armadura diagonal, pese a que los trabajos que fundamentan este diseño se desarrollaron durante la década de los setenta. La armadura diagonal ha sido permanentemente reconocida como un diseño excelente en términos de resistencia, ductilidad y disipación de energía, sin embargo, existen dificultades asociadas a su construcción y materialización en terreno que desmejora la visión positiva acerca de su desempeño. La utilización de barras tradicionales a flexión, el paquete de barras diagonales, más la armadura longitudinal y transversal para confinar la sección y los estribos en las diagonales, producen una congestión de armaduras que condiciona el espesor de las vigas de acople e introduce costos y tiempos adicionales a la construcción. Por esta razón, en los últimos años varios investigadores han estudiado y propuesto vigas de acople alternativas a la armadura diagonal.

Estos trabajos abarcan varias líneas de investigación, que van desde el hormigón armado tradicional, hasta vigas de acople compuestas. Una buena parte de estas investigaciones han estudiado los diseños alternativos con la intención de utilizarlos en edificios altos y con la estructura resistente concentrada en un núcleo, ubicado generalmente en la zona de ascensores o escaleras, donde las vigas de acople cumplen el importante papel de hacer trabajar los muros

en conjunto, aportando una mayor rigidez lateral y produciendo un mejor control de las deformaciones.

Este trabajo tiene por objetivo recopilar parte de las diferentes soluciones alternativas a la armadura diagonal propuestas en los últimos años y estudiar su aplicabilidad en el país. El título del trabajo hace mención a los dinteles cortos: con esto se contextualiza el estudio analítico a las vigas de acople con una relación de aspecto menor a 2, que son las que el código ACI 318-2005 exige armar diagonalmente.

El trabajo está dividido en cuatro capítulos adicionales a éste. En el segundo capítulo se hace un preámbulo teórico y se habla del origen y fundamento de las diagonales. Posteriormente, se exponen cuatro alternativas representativas y recientes de cada línea de investigación. En el capítulo tercero se fundamenta la elección de la alternativa que se consideró más aplicable en reemplazo de la armadura diagonal introducida por la norma chilena de hormigón armado. En el capítulo cuarto, se hace un estudio analítico para comparar la alternativa elegida versus la armadura diagonal. El capítulo quinto es para concluir sobre el tema tratado. Por último, se proporciona la bibliografía para futuros estudios y algunos anexos para una mejor comprensión o examen más detallado de los temas del trabajo.

CAPÍTULO II – ANTECEDENTES TEORICOS Y REVISION DEL ESTADO DEL ARTE-

2.1.- MUROS ACOPLADOS

Debido a requisitos geométricos derivados de la arquitectura, tales como la ubicación de puertas y ventanas, es frecuente que en las edificaciones se de la configuración de muros acoplados, donde dos o más muros quedan unidos por vigas de acople o dinteles. La práctica profesional usa estos dos términos indistintamente, y en adelante en este trabajo se usaran ambos términos como sinónimos. El código ACI 318-2005 [1], por su parte, las denomina vigas de acople y las define como segmentos horizontales de muros que generan aberturas alineadas en toda la altura del edificio [1].

Los muros de hormigón armado en general han sido permanentemente reconocidos por su gran resistencia, rigidez lateral, un buen control de los desplazamientos horizontales y las deformaciones de entrepiso. En muros cantilever, cuando se tienen grandes rotaciones y la fluencia del acero de refuerzo, el comportamiento inelástico depende solamente de la zona de plastificación en la base del muro. Como resultado, la rigidez, resistencia, ductilidad y medios de disipación de energía, están completamente supeditados a la respuesta de esta región. En muros acoplados, los dinteles que unen dos o más muros, pueden ser empleados para una mejor distribución de la carga y de la demanda de deformación en todo el sistema acoplado, más que en una zona particular de plastificación. Las vigas de acople permiten una transferencia de fuerzas verticales entre los muros adyacentes, lo cual genera un par de fuerzas que resiste una parte del momento volcante (ver Fig. 2.1). Esta acción tiene dos beneficiosos efectos: En primer lugar, reduce el momento que debe ser resistido por los muros en forma individual, resultando en un mejor sistema estructural que el de un muro en cantilever; en segundo lugar, proporciona un medio por el cual la energía puede ser disipada en toda la altura del edificio en la medida que las vigas de acople experimentan deformaciones inelásticas.

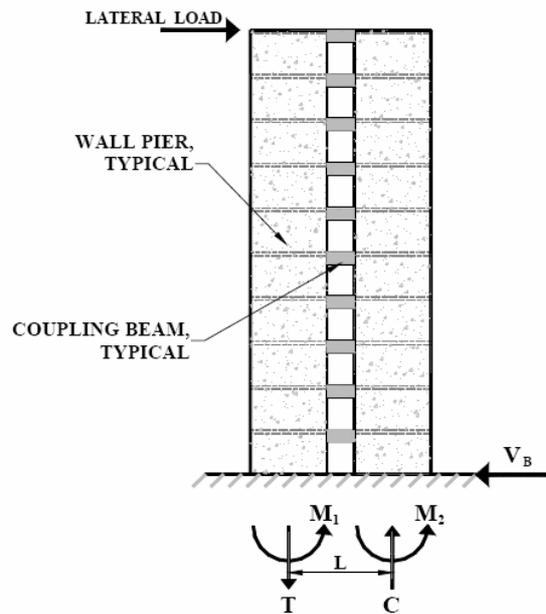


Fig. 2.1: Muro acoplado. La fuerza lateral es resistida por los momentos individuales de los muros y las reacciones T, C y V_B . [2].

En edificios altos, mayores a 30 pisos, el control de las deformaciones se hace más difícil, por lo que un sistema acoplado es más eficiente al proporcionar una mayor rigidez lateral que un sistema en cantilever. Esto también depende del tipo de estructuración. En Chile, la gran mayoría de los edificios habitacionales están estructurados en base a muros de corte. Las divisiones de departamentos o separaciones de recintos dentro de los mismos departamentos y pasillos quedan definidas por la arquitectura y en general pueden ser muros de hormigón armado, resultando de esto plantas con una significativa densidad de muros y un sistema naturalmente resistente a cargas laterales (ver Fig. 2.3). En otros países, se utiliza más comúnmente la estructuración de planta libre, como la que se muestra en la Fig. 2.2. En este sistema, la estructura resistente se concentra en un núcleo generalmente situado en la zona de escaleras o ascensores, donde se dispone de muros de hormigón tipo C o I, conectados con vigas de acople en el eje donde su inercia es más débil, logrando así una estructura con buena rigidez en las dos direcciones. El resto de la planta la componen columnas y vigas fuera de este núcleo, necesarias para llevar la carga vertical a fundación y con una participación menor en el sistema resistente a cargas laterales. Es lógico esperar que las vigas de acople trabajando de esta forma queden mucho más solicitadas y con un papel vital en el desempeño de la estructura. La

comunidad académica internacional ha puesto el énfasis en buscar soluciones alternativas al uso de armadura diagonal en las vigas de acople para este tipo de estructuras, las que son llamadas “Coupled core walls” [3].

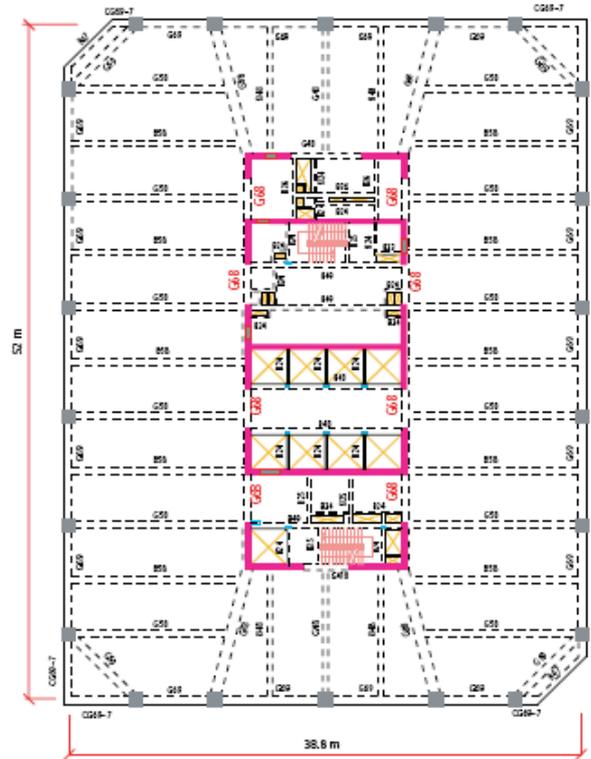


Fig. 2.2: Planta de estructura de la Torre Satrio, las vigas de acople están señaladas como “G68” [4].

En el caso chileno, las vigas de acople quedan definidas por la arquitectura y aparecen en las fachadas de edificios donde se tienen ventanas que generan vigas altas. Otra posibilidad es que un dintel conecte dos grandes muros interiores debido a la ubicación de una puerta que no tiene toda la altura del piso. En este caso, es una práctica frecuente evitar la estructuración del dintel cuando el elemento toma grandes esfuerzos, modelando en su lugar un refuerzo de losa sísmico, es decir una “viga” de hormigón que tiene la altura de la losa y un ancho colaborante, representando una sección de losa acoplado los muros. Esta sección después se diseña y se arma a flexión de la misma forma que una viga tradicional, sin considerar armadura al corte. Usualmente el ancho utilizado es de 60 cms, el que puede ser reducido si los refuerzos de losa toman demasiados esfuerzos. Los barras van en la zona inferior y superior de la losa como muestra la Fig. 2.4. Para resolver los requerimientos de arquitectura,

en obra se construye un “dintel falso” mediante tabiquería, que no forma parte del sistema estructural.



Fig. 2.3: Planta de estructura de un edificio chileno. Piso tipo del Edificio Icono (Antofagasta), 30 pisos de altura y dos subterráneos. Los muros separan departamentos y pasillos.

En ocasiones, vigas de acople que tienen esfuerzos elevados, que no pueden ser armadas ni redimensionadas, y que además, por requerimientos de arquitectura, se deben ejecutar en hormigón, se dilatan. Esto equivale a desacoplar los muros unidos por el dintel. La viga queda desconectada de los muros mediante una junta de dilatación materializada con otro material como poliestireno expandido y posteriormente se le da una terminación. No existen refuerzos que conecten la viga con los muros adyacentes y no forma parte del sistema estructural, solo se utiliza armadura local para darle forma. Este caso es realizado solo si es estrictamente necesario debido la posibilidad de filtraciones, sobre todo en las fachadas de los edificios.

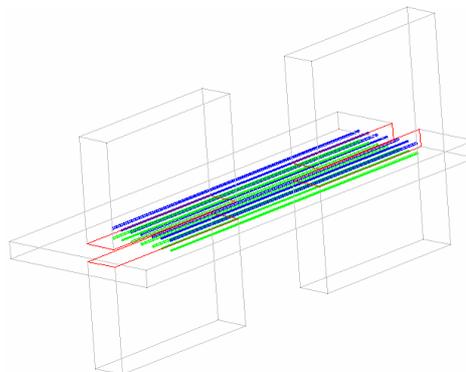


Fig. 2.4: Refuerzo de losa sísmico.

2.2.- RELACION DE ASPECTO

Se define la relación de aspecto, l/h , como la razón entre la luz libre de la viga de acople, l , y la altura h de la sección (ver Fig. 2.5). Este parámetro es importante para caracterizar el tipo de esfuerzo que controla al elemento. Una viga con una gran luz libre tiene una relación de aspecto grande y su comportamiento está predominantemente controlado por flexión. Con relaciones de aspecto más bajas, se ha observado que el esfuerzo que controla es el de corte. Según ATC-40 [5] en vigas de acople con relación de aspecto menores a 5, se debe considerar que este es el esfuerzo que controla. ACI 318-2005 [1] recomienda usar la armadura diagonal para dinteles con relación de aspecto menor a 4, y lo exige para valores menores que 2.

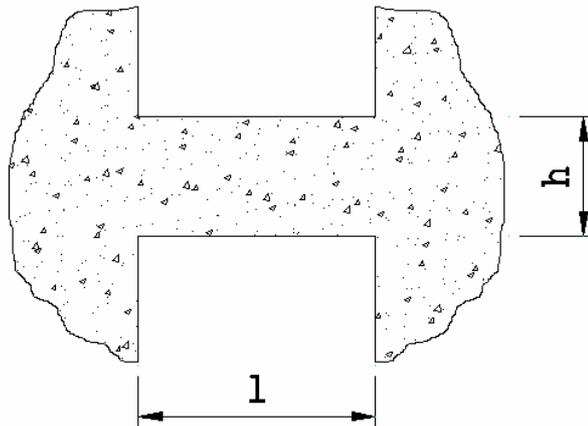


Fig. 2.5: Viga de acople o dintel.

2.3.- ORIGEN DE LA ARMADURA DIAGONAL

Hasta antes de los años 70 los dinteles que acoplaban muros se diseñaban de la misma forma que una viga tradicional, considerando solamente el uso de refuerzo longitudinal a flexión y estribos transversales a corte. La evidencia experimental mostró que este diseño era deficiente ante cargas cíclicas de gran intensidad, como las que pueden ocurrir durante sismos severos. Se observó que las vigas tenían un modo de falla frágil en la forma de deslizamiento por corte (*sliding shear*), produciéndose agrietamiento diagonal. Un caso frecuentemente citado en la literatura es el Edificio Mount McKinley durante el terremoto de Anchorage, Alaska en 1964 [3]. De una magnitud 8.4 en la escala de Richter y ocurrido el 27 de Marzo de 1964, produjo

una falla sistemática en los dinteles de las fachadas del edificio. Se considera a este terremoto el segundo de mayor magnitud que se haya registrado, después del terremoto de Valdivia de 1960, existiendo actualmente bastante información y registro fotográfico de los daños ocasionados [6].



Fig. 2.6:Edificio Mount McKinley, después del Terremoto de Anchorage [7].

La Fig. 2.6 muestra una fachada del edificio de 14 pisos de altura donde puede apreciarse que el tipo de estructuración correspondía a muros de corte acoplados con dinteles. La Fig. 2.7 muestra en detalle el tipo de falla y la disposición ortogonal del acero de refuerzo usado en la época, además de su deficiente espaciamiento.



Fig. 2.7: Edificio Mount McKinley, falla diagonal en dintel [7].

En 1974 Paulay y Binney [8], presentaron un nuevo diseño e introdujeron la idea del refuerzo diagonal para prevenir la falla frágil en vigas cortas de hormigón armado sujetas a solicitaciones sísmicas. Este trabajo consistió en el ensayo de vigas armadas tanto en forma tradicional como diagonal, donde se simularon condiciones de carga sísmica. Los investigadores concluyeron que las vigas de acople armadas solamente con refuerzo horizontal a flexión y estribos verticales, poseían una inadecuada ductilidad para satisfacer la demanda en muros acoplados, además de presentar una falla temprana por corte. Por su parte, las vigas armadas diagonalmente mostraron tener una excelente ductilidad y capacidad de absorción de energía, logrando ser capaces de sostener una carga mayor a su resistencia teórica durante los ciclos del ensayo.

El código de diseño ACI 318-05 [1] en su capítulo 21.7, fundamenta el uso de armadura diagonal, bajo ciertas condiciones, en los resultados del trabajo descrito en el párrafo precedente, entre otros. Proporciona además una fórmula de diseño para el cálculo del acero dispuesto en forma diagonal, propuesta también por Paulay y Binney, basada en un modelo sencillo del tipo puntal-tensor (ver Fig. 2.8), donde las capacidades a tracción y compresión son las mismas. Este diseño fue incorporado por el código ACI-318 a partir de su versión del año 1999.

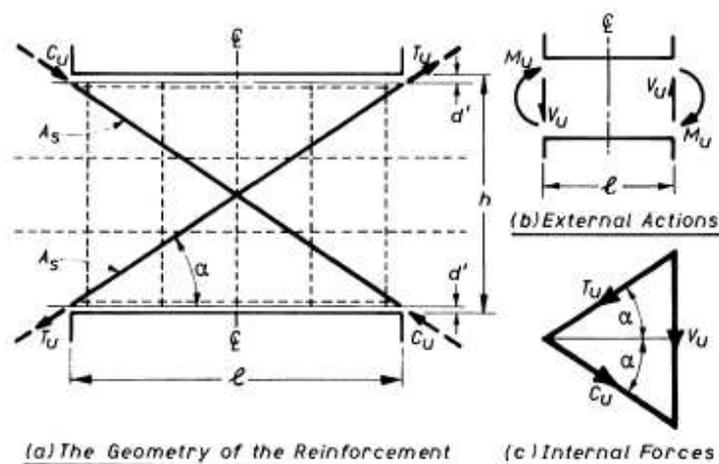


Fig. 2.8: Modelo de Paulay y Binney [8].

En la Fig. 2.8 C_u y T_u representan la fuerza del puntal y del tensor cuando el acero entra en fluencia. Puede demostrarse que el área del refuerzo diagonal A_s , cumple la relación

$$A_s = \frac{V_u}{2 \cdot f_y \cdot \text{sen}(\alpha)}$$

donde V_u es el corte mayorado, f_y la tensión de fluencia del acero y α el ángulo de inclinación de las diagonales. Las diagonales trabajan a tracción y compresión en forma alternada debido a que las cargas son reversibles.

El trabajo de Paulay y Binney [8] recomendó en forma imperativa un adecuado confinamiento de la viga para garantizar la integridad de la sección durante la solicitación sísmica y dar la debida estabilidad, a través de estribos y laterales en la sección de hormigón, como también de estribos confinando el grupo de barras diagonales, tratándolas como una columna sísmica. Ambos requisitos están contenidos en las disposiciones del capítulo 21 del código ACI 318-2005 [1].

Las vigas ensayadas tenían una relación de aspecto menor a 1.3. El código ACI 318-05, recomienda el uso de diagonales para vigas con una relación de aspecto menor que 4 y lo exige para valores menores que 2. Experimentalmente se ha comprobado que el refuerzo orientado diagonalmente es efectivo si las barras están colocadas con una gran inclinación, lo que se cumple con relaciones de aspecto bajas.

2.4.- VISION CRITICA DE LA ARMADURA DIAGONAL

Diversos investigadores han planteado soluciones alternativas a las disposiciones de armadura diagonal. Pese a que existe consenso en que se trata de un buen diseño desde el punto de vista de la capacidad, ductilidad y disipación de energía, las críticas apuntan a las dificultades constructivas relacionadas con esta solución. Debido al nivel de detallamiento (ver Fig. 2.9), que incluye además de las diagonales, armadura horizontal y vertical para confinar la sección y estribos para confinar las mismas diagonales, se produce una congestión de armaduras que condiciona el espesor de la viga, el cual no siempre está disponible para los requerimientos de ingeniería. Por otra parte, los refuerzos deben ir anclados en los muros

vecinos, donde además existen otras armaduras a flexo-compresión y corte, propias del muro, que también ocupan el espacio disponible y que se deben compatibilizar con las del dintel. Todo lo anterior redundaría en mayores costos y tiempos de construcción debido a la complejidad de su materialización en terreno.

Harries y otros [3] han publicado un documento donde expresan su visión crítica de los actuales requerimientos de armadura diagonal. Se señala que el valor usado por el código ACI 318-05 en la sección 21.7.7.4 (b) para limitar la capacidad de la viga y que está justificado por los ensayos de Barney y otros [9], no es una cota apropiada para efectos prácticos. Este valor limita la tensión de corte en vigas de acople a $0.83\sqrt{f'c}$ [MPa]. En un ejercicio de diseño para diferentes tensiones de corte muestran que para valores cercanos a este valor el diseño se vuelve impracticable si se cumplen todos los requisitos señalados en los puntos 21.7.7.4 (a) a (f). Además señalan que de los ensayos publicados en la literatura donde se usaron diagonales estribadas ninguno cumple en estricto rigor con todos los requerimientos del punto 21.7.7. Los autores recomiendan un límite práctico de $0.5\sqrt{f'c}$ [MPa], posible de construir. Argumentan que los requisitos de confinamiento pueden ser excesivos. El confinamiento de la sección entera de las vigas de acople resultaría en un diseño más versátil para proporcionar un soporte adecuado a los elementos diagonales cuando estos trabajan como un puntal a compresión.

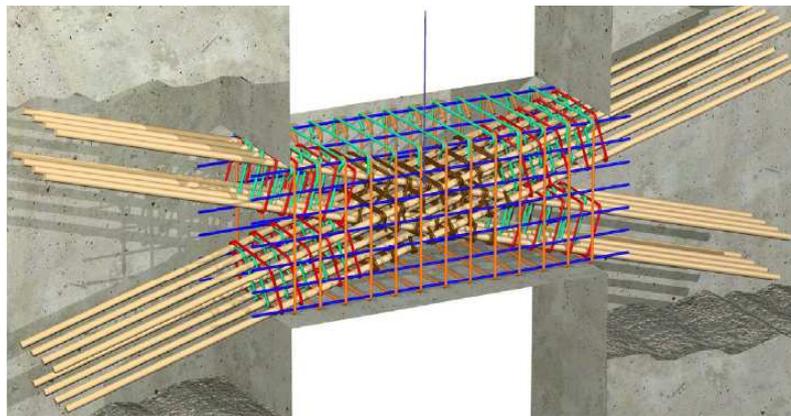


Fig. 2.9: Detalle de viga de acople armada según ACI-318-05.

El código ACI 318-08 [10] recogió en parte estas recomendaciones y relajó el detalle de confinamiento. Es posible usar la alternativa tradicional con las diagonales estribadas y un

diseño alternativo como el mostrado en la Fig. 2.10(b) [10]. En el segundo caso se confina la sección entera a través de refuerzo horizontal y vertical en el plano de la viga y perpendicular a su plano. Las diagonales no van estribadas como una columna. La cota límite para la tensión de corte se mantiene en $0.83\sqrt{f'c}$ [MPa]. De acuerdo a la NCh430.Of2008 [11], en Chile los elementos estructurales se deben diseñar y construir según ACI-318-05, por lo tanto actualmente nuestro país ha adoptado el más complejo de los dos diseños (Fig. Fig. 2.10 (a)).

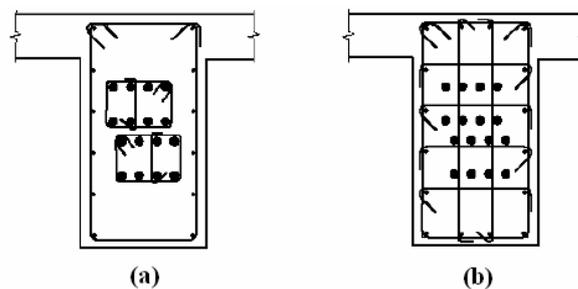


Fig. 2.10: Detalle de armaduras permitidos según ACI-318-05 (a) y ACI-318-08 (b).

2.5.- VIGAS DE ACOUPLE ALTERNATIVAS

En los últimos años se han propuesto diferentes soluciones alternativas al diseño de vigas de acople con armadura diagonal. En su mayoría se trata de investigaciones experimentales donde se ensayan vigas y se estudian sus propiedades. Entre otras opciones, se ha propuesto el uso de vigas híbridas de acero-hormigón, placas de acero, fibra de acero de alto desempeño para mejorar las propiedades al corte del hormigón y otros arreglos de refuerzo de acero distintos a las diagonales. En lo sucesivo se darán a conocer estas alternativas mostrando lo más representativo de cada área de investigación, para después evaluar su aplicabilidad a la práctica chilena. Se pondrá énfasis en los aspectos más importantes; detalles específicos acerca de las propiedades de los materiales y especímenes de los ensayos pueden ser consultados directamente en las referencias indicadas.

2.5.1.- METODOLOGIA DE LOS ENSAYOS

En los ensayos se busca representar las condiciones que experimentará el dintel en la estructura real cuando ocurran las solicitaciones sísmicas. La situación natural es una viga de acople corta empotrada en los dos extremos donde comienzan los muros. En condiciones ideales una viga de este tipo tiene un esfuerzo de corte constante y un momento lineal con el máximo en los apoyos y de valor cero en la mitad de la luz. Cuando actúa la carga sísmica, la viga experimenta rotaciones cíclicas respecto de algún eje definido.

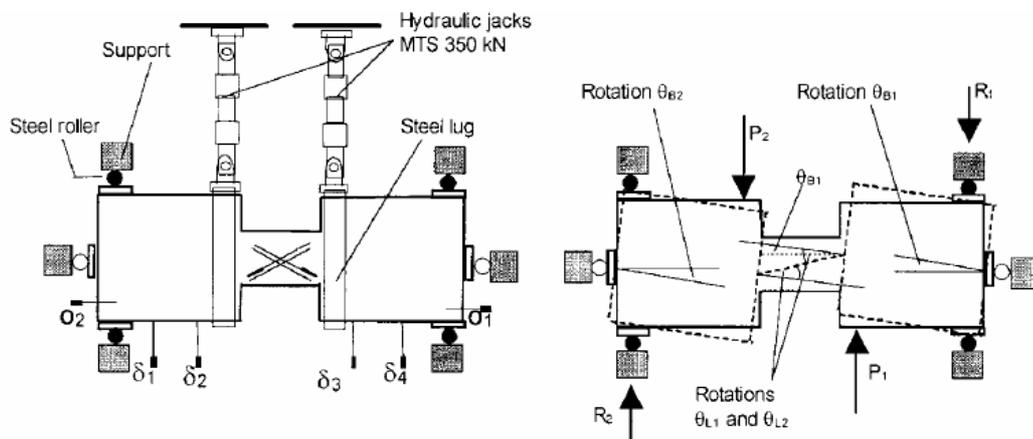


Fig. 2.11: Equipo de Ensayo de Galano y Vignoli [12].

Como muestra la Fig. 2.11, el espécimen se encuentra típicamente unido a dos grandes bloques de hormigón y se imponen rotaciones que son medidas con instrumentación apropiada. La historia de carga comienza con una carga de control hasta llegar a la rotación de fluencia. Posteriormente, las rotaciones se continúan incrementando hasta alcanzar la falla visible o criterios que el investigador consideró suficientes para la detención del ensayo. Un ejemplo de historia de carga se muestra en la Fig. 2.12. Entre las propiedades que se estudian, son comunes a todos los ensayos: comportamiento histerético, ductilidad, degradación de resistencia, rigidez y disipación de energía.

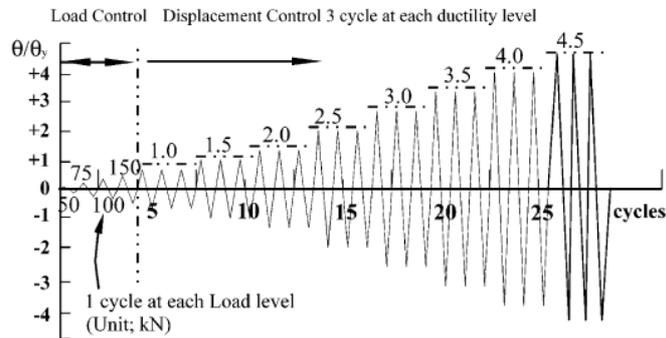


Fig. 2.12: Historia de carga. Rotaciones incrementales por sobre la fluencia [13].

2.5.2.- ARMADURA ROMBOIDAL

Galano y Vignoli [12], estudiaron vigas de acople cortas con diferentes configuraciones de refuerzo. En su investigación usaron un total de 16 especímenes, manteniendo constantes las propiedades de los materiales y la relación de aspecto ($l/h=1.5$), variando la geometría de los refuerzos y las historias de carga aplicadas. Este trabajo continúa el iniciado por Tegos y Peneli [14], quienes innovaron al proponer una armadura de geometría romboidal o de doble cruz. Con armaduras colocadas en la zona superior e inferior de la sección y dobladas en la mitad de la luz, se genera un mecanismo de doble puntal y se acorta la luz de la diagonal trabajando a compresión a la mitad de lo que sería con la solución de Paulay. Una vista en tres dimensiones de una viga armada de esta forma se muestra en la Fig. 2.13.

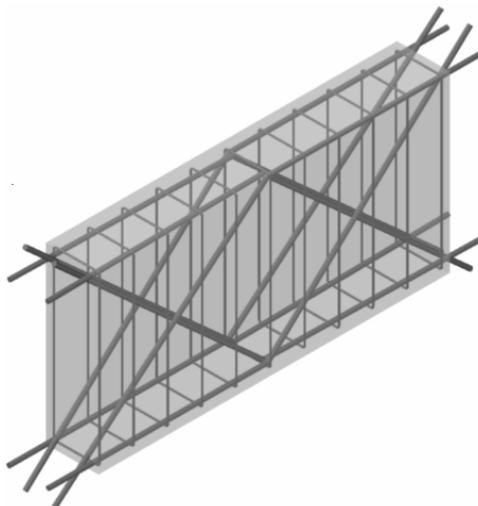


Fig. 2.13: Dintel con armadura romboidal.

En el trabajo de Galano y Vignoli la cuantía de la armadura principal se mantuvo constante e igual en todos los especímenes ($\rho=0.524$, equivalentes a 4 barras de 10mm de diámetro, en una sección de 15x40cm), trabajando con cuatro armados distintos:

- armadura longitudinal y transversal (a)
- armadura diagonal sin confinamiento (b₁)
- armadura diagonal con confinamiento (b₂)
- armadura romboidal (c)

En la Fig. 2.14 se muestran cortes de los cuatro especímenes, donde la armadura principal, 4φ10, ocupa diferentes posiciones de acuerdo al diseño utilizado. La armadura transversal de los especímenes cumplió criterios de cuantía mínima de acuerdo a códigos europeos.

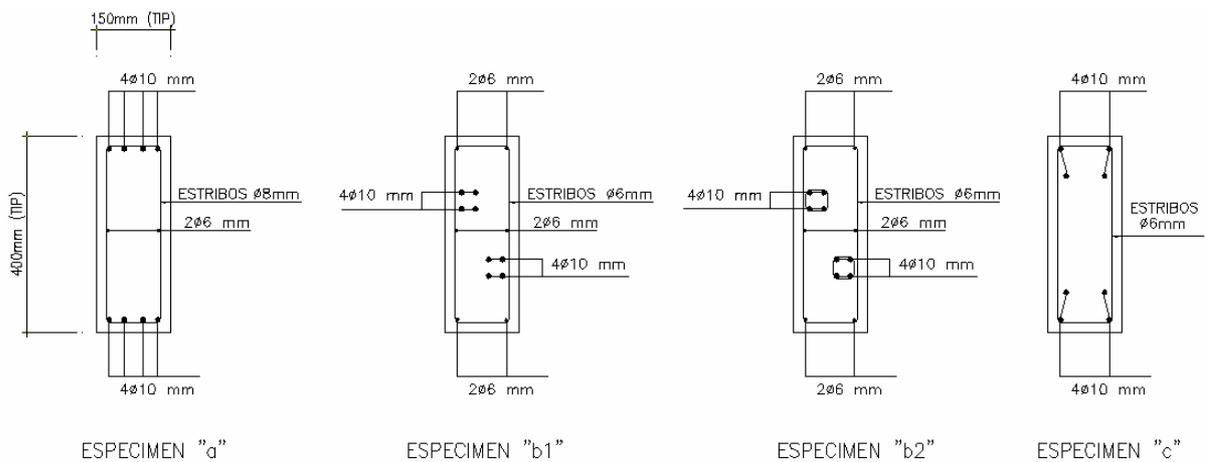


Fig. 2.14: Especímenes ensayo Galano y Vignoli [12].

Los armados representan el diseño ortogonal convencional (a), las diagonales estribadas de acuerdo los trabajos de Paulay y Binney (b₂), una variante de las diagonales sin confinar (b₁) y la armadura romboidal propuesta por Tegos y Peneli (c). A su vez, cada armado tuvo cuatro especímenes para ensayo, para trabajar con cuatro historias de carga diferentes: tres ensayos cíclicos a distintas velocidades y un ensayo monotónico. El objetivo de los investigadores es validar el diseño romboidal respecto de los otros diseños. Un detalle más completo de los

especímenes, que son llamados *a*, *b₁*, *b₂* y *c*, puede verse en el Anexo A, para una mayor comprensión.

Los resultados fueron satisfactorios para la armadura romboidal. En el ensayo monotónico, que consiste en someter a rotación la viga en una sola dirección hasta la falla total, la Fig. 2.15 muestra que el espécimen romboidal (*c*) tuvo la mejor ductilidad, alcanzando valores de rotación del orden de 9 rad y manteniendo la capacidad de tomar carga. Los especímenes con armadura diagonal (*b₁* y *b₂*) tuvieron valores rotación del orden de 8 rad, mientras que el arreglo ortogonal convencional alcanza valores del orden de 6 rad (*a*). La resistencia máxima en todos los especímenes fue superior a su resistencia analítica, que se encuentra indicada con la línea de puntos; porcentualmente, el arreglo romboidal tuvo un 29% de sobrerresistencia, las diagonales un 21% y el arreglo tradicional un 6%. Los valores de resistencia analítica para los especímenes tipo *a*, *b₁* y *b₂*, se basaron en cálculos realizados con el Eurocódigo 2 [26], donde para el arreglo diagonal se utiliza la fórmula de Paulay de la sección 2.3.-, en tanto que para el espécimen romboidal, *c*, se usó la fórmula propuesta por Tegos y Peneli [14], que se proporciona en la sección 3.4.- de este trabajo. Se observa en la Fig. 2.15 que la resistencia analítica de la armadura romboidal es menor que la de los otros especímenes, en particular del arreglo diagonal. Esto se debe a que la formulación de la resistencia analítica es distinta y depende del área del refuerzo principal (que es igual para todos los especímenes) y del ángulo de inclinación de las barras, que es diferente.

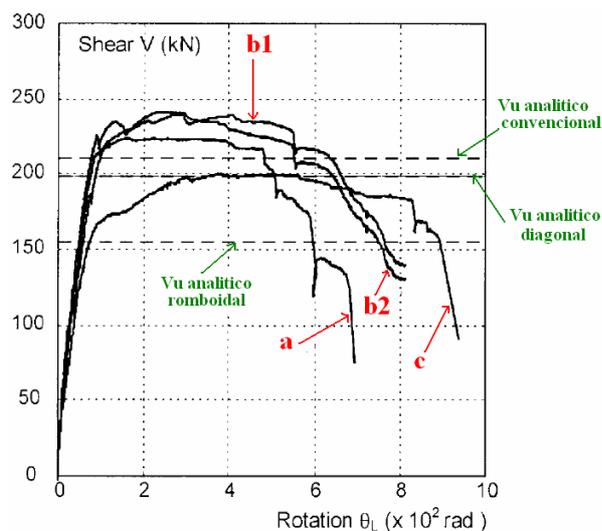


Fig. 2.15: Ensayo monotónico Galano y Vignoli [12].

En los ensayos cíclicos, el arreglo romboidal también tuvo un desempeño adecuado. La Fig. 2.16 (a) muestra la degradación de resistencia en función de la ductilidad acumulada. El parámetro V_i/V_u es la fracción entre la carga tomada por la viga durante la medición i del ensayo cíclico y la carga máxima del ensayo monotónico. Es decir, se trata de una medida que indica cuanto decae respecto a su carga máxima monotónica. La ductilidad acumulada es un parámetro que se definieron los investigadores para las observaciones particulares de este ensayo y que consideraron más apropiada para los ensayos cíclicos. Puede ser consultada en [12], pero en términos generales, se expresa como una sumatoria, donde cada término es la división entre nivel de ductilidad de cada medio ciclo y la rotación de fluencia. La Fig. 2.16 (a) indica que el arreglo romboidal (**c**) resultó ser la envolvente para los otros tres casos (**b₁**, **b₂**, **a**), esto significa que a medida que transcurrió el ensayo, su capacidad decayó menos que la de los otros especímenes. Algo similar ocurre con la degradación de rigidez (Fig. 2.16(b)). La fracción entre la rigidez secante para el ciclo i , y la registrada para el punto de fluencia, k_i/k_y , se grafica como una función de la ductilidad acumulada. A medida que el ensayo transcurrió, la rigidez del espécimen romboidal se degradó menos que las vigas armadas con diagonales y el arreglo ortogonal. Finalmente, en términos de disipación de energía, el resultado también es satisfactorio. La Fig. 2.16 (c), indica que la energía disipada es significativamente mayor que el arreglo ortogonal y se sitúa levemente por debajo del arreglo diagonal sin estribos.

De estos tres parámetros de medición, los autores destacan una notable superioridad del arreglo romboidal en la retención de capacidad para tomar carga. Esto se refleja también en el modo de falla: no se produjo la fractura diagonal por corte en forma explosiva, sino que la viga fue capaz de mantener altos niveles de rotaciones y ductilidad con agrietamiento razonable. Los otros parámetros son comparables al diseño con diagonales. También confirman que la formulación de Tegos y Peneli, para el cálculo de la capacidad de la viga (ver Anexo (B)) es segura para propósitos de diseño, pues está por debajo de la capacidad experimental. Recomiendan el uso de la armadura romboidal dada la sencillez de su diseño y el buen desempeño obtenido.

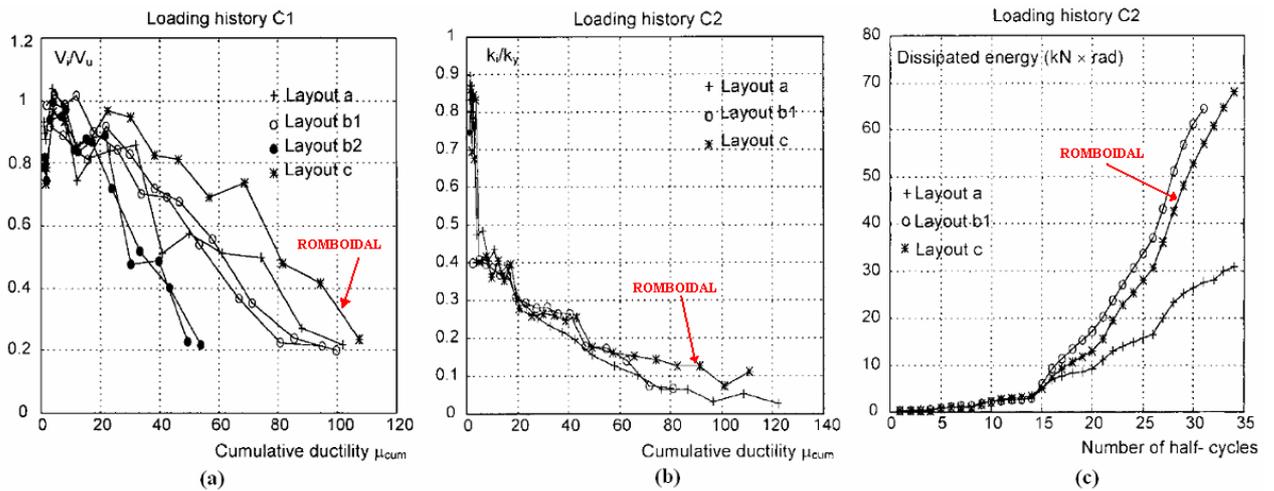


Fig. 2.16: Resultados de Galano y Vigoli, para historias de carga C1 y C2. Especímenes: a=ortogonal; b₁=diagonal sin estribos; b₂=diagonal con estribos; c=romboidal [12].

2.5.3.- VIGA CON PLACA DE ACERO

Otra línea de investigación ha estudiado vigas de acople de hormigón que incorporan una placa de acero para mejorar sus propiedades. Este trabajo ha sido publicado por Lam y otros [15]. Se trata de una viga armada con barras a flexión, estribos transversales, una placa de acero central dispuesta como una hoja, y conectores de corte como se muestra en la Fig. 2.17. El trabajo es parte de un proyecto experimental que tiene una aplicación a escala real en construcciones residenciales en Hong Kong.

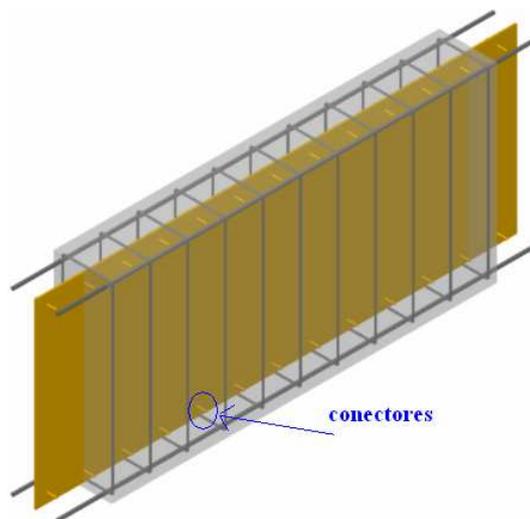


Fig. 2.17: Viga de acople con placa de acero y conectores.

Los investigadores ensayaron tres vigas de acople con relación de aspecto $l/h=2.5$, manteniendo constantes las propiedades de los materiales y la metodología del ensayo. La variable principal fue la sección transversal de la viga. Un primer espécimen consistía en una viga armada solo con barras ortogonales: 2 barras a flexión de diámetro 20mm en la zona superior e inferior, más estribos de 8mm de diámetro espaciados cada 10cm. El segundo espécimen repetía el armado con barras, pero introducía una placa de acero de espesor $e=10\text{mm}$ en toda la luz de la viga y anclada hacia los bloques de hormigón que producen el empotramiento. Un tercer espécimen repetía el caso anterior, pero agregando a la placa conectores de corte de diámetro 13mm también espaciados cada 10 cm. El objetivo de los investigadores consistió en estudiar la influencia de los conectores en la resistencia al corte de la viga y evaluar resultados respecto de la viga sin conectores y del prototipo armado solo con barras de acero.

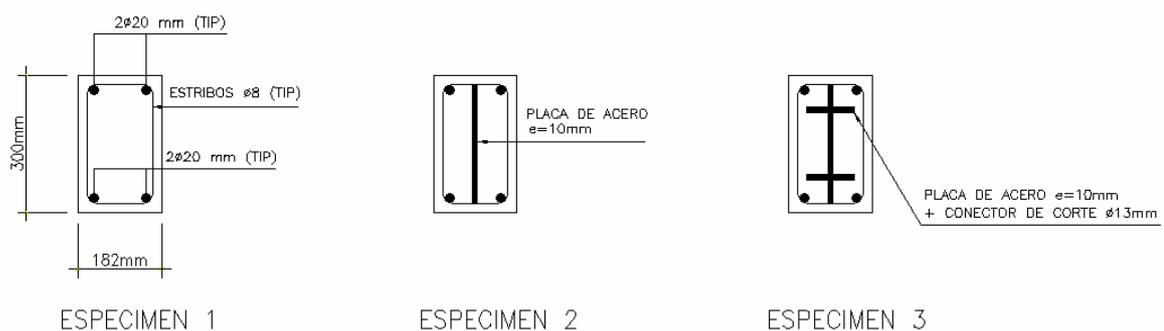


Fig. 2.18: Detalles de especímenes de ensayos de Lam y otros [15]. Las armaduras comunes a los tres especímenes se señalan como (TIP).

Los resultados experimentales mostraron un comportamiento superior del tercer espécimen diseñado con la placa y los conectores. Esto se puede apreciar en la Fig. Fig. 2.19 que muestra la curva carga-rotación. Se observa un ciclo ancho del espécimen 3 y una gran ductilidad que alcanzó valores del orden de 7. Los otros dos especímenes presentaron el fenómeno llamado “pinching”, que está caracterizado por un estrechamiento en torno al origen, y que se asocia a menor capacidad de disipar energía y a una mayor degradación de la resistencia y rigidez. Este comportamiento fue significativamente menor en la viga con placa y conectores. El espécimen 3 supera al espécimen 2 en términos de la máxima resistencia

obtenida por sobre la resistencia analítica (línea de puntos), porcentualmente esto equivale a un 41% y a un 18% respectivamente.

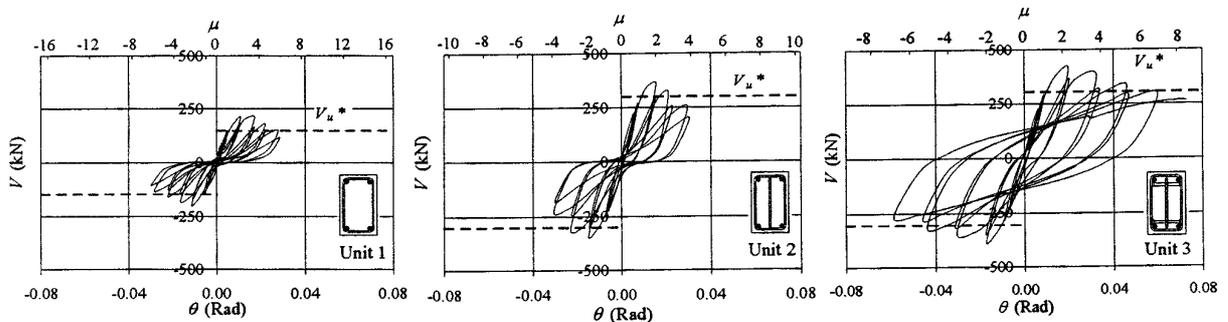


Fig. 2.19: Curva carga-rotación en ensayos de Lam y otros [15].

La Fig. 2.20 muestra el desempeño asociado a la disipación de energía y degradación de resistencia. En la Fig. 2.20 (a) se grafica la energía disipada durante el ensayo, normalizada por la energía disipada hasta la fluencia *v/s* la ductilidad acumulada. El comportamiento del espécimen con conectores es superior por mucho a los otros dos especímenes, se observa que la viga con placa y sin conectores (unidad 2) tuvo una falla temprana a un nivel de ductilidad acumulada de 40, asociada a un deslizamiento de la placa respecto de la superficie de hormigón, en tanto que la viga armada solo con barras (unidad 1), si bien alcanzó altos valores de ductilidad, la energía normalizada está muy por debajo de la viga con placa y conectores. La Fig. 2.20 (b) muestra la carga peak tomada por cada espécimen en el ciclo *i*, dividida por el ciclo *i-1*, para valores de ductilidad mayores a 2. Esta división refleja que porcentaje es la carga máxima de un ciclo cualquiera, respecto del anterior. Los valores del espécimen 3 se sitúan porcentualmente por sobre los otros dos, lo que significa que el espécimen se degrada menos a medida que se desarrolla el ensayo.

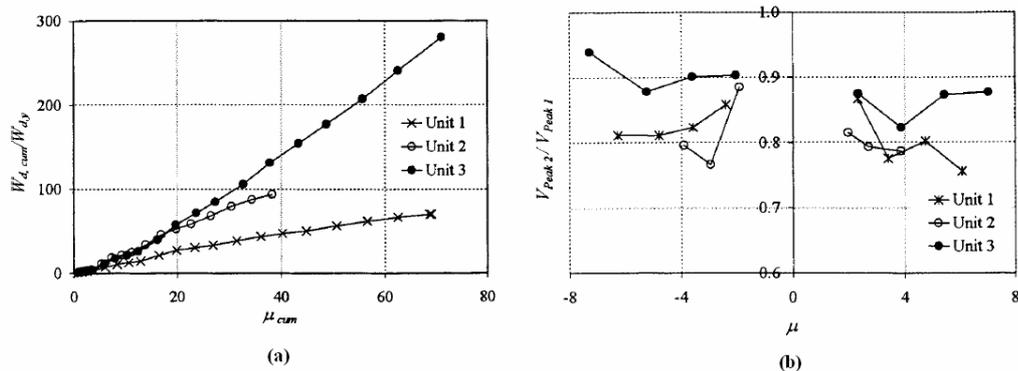


Fig. 2.20: Disipación de energía y degradación de resistencia en ensayos de Lam y otros [15].

Concluyendo, los autores consideran que incorporar una placa de acero en una sección de hormigón, es efectivo en sostener grandes fuerzas de corte y deformaciones inelásticas sin un deterioro notable de la resistencia. El diseño de conectores soldados mejora el trabajo conjunto acero-hormigón y permite una mejor transferencia de fuerzas desde la viga hacia los muros vecinos. Recomiendan este diseño y ofrecen un método de diseño tanto para el largo de anclaje como el número de conectores a utilizar.

2.5.4.- VIGA DOBLE T

Una tercera línea de investigación ha publicado un trabajo experimental reciente (Park y Yun [13]) sobre el uso de vigas doble T como elementos de acoplamiento. Este trabajo está circunscrito a edificios del tipo “coupled core wall”. Los autores trabajaron con un edificio prototipo de 50 pisos y con vigas de acople que tienen una relación de aspecto $l/h=3.43$. A partir de un análisis sísmico determinaron el dintel más solicitado del edificio e hicieron tres diseños con vigas doble T. Manteniendo constantes las propiedades de los materiales utilizados, la variable principal fue el modo de falla predicho de la viga de acople, que fue producto de la variación de la luz libre y de la geometría de la sección utilizada. La Fig. 2.21 muestra un corte y una elevación del espécimen denominado *SCF.*, mientras que la Tabla 2.1 entrega los detalles geométricos para de tres especímenes utilizados. En la zona de conexión con el muro, la doble T tuvo un total de ocho conectores soldados a las alas, más refuerzos especiales de confinamiento en toda la zona de anclaje del perfil. No se entregaron detalles de la sección de

hormigón en el trabajo, ni de armaduras a flexión y corte, esto significa que se consideró solamente el trabajo de la doble T para tomar todos los esfuerzos.

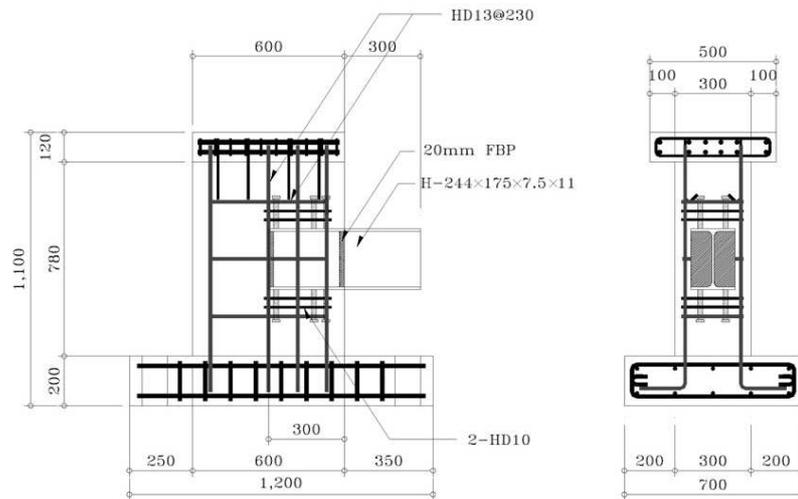


Fig. 2.21: Espécimen SCF ensayos de Park y Yun [13].

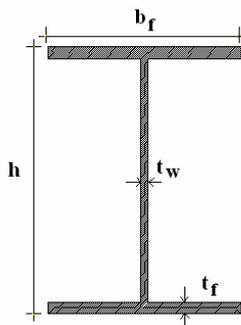


Tabla 2.1 : Detalles de especímenes ensayo de Park y Yun.

| Especimen | h [mm] | b_f [mm] | t_w [mm] | t_f [mm] | luz [mm] | modo de falla |
|-----------|--------|------------|------------|------------|----------|---------------|
| SBVRF | 350 | 175 | 7 | 11 | 800 | conexión |
| SCF | 244 | 175 | 7 | 11 | 600 | corte |
| FCF | 244 | 175 | 7 | 11 | 1200 | flexión |

Los especímenes con modo de falla predicho por corte (*SCF*) y flexión (*FCF*) tuvieron la misma sección transversal para diferente luz. El espécimen con modo de falla predicho en la conexión (*SBVRF*) tuvo una luz intermedia, sin embargo su sección transversal fue distinta en la altura del perfil doble T, que fue mayor, por lo que se esperaba que tuviera mayor capacidad de producir daño en la zona de conexión al someter a la viga a rotaciones cada vez grandes.

En los ensayos, la viga doble T se encontraba empotrada en un bloque de hormigón como en un sistema en cantilever, en el extremo de la viga se impusieron desplazamientos verticales cíclicos para producir un corte constante y un momento lineal con el máximo en el empotramiento. Los resultados fueron satisfactorios para el espécimen de falla por corte, *SCF*.

La curva carga-rotación de la Fig. 2.22 muestra claramente un mejor desempeño de este espécimen.

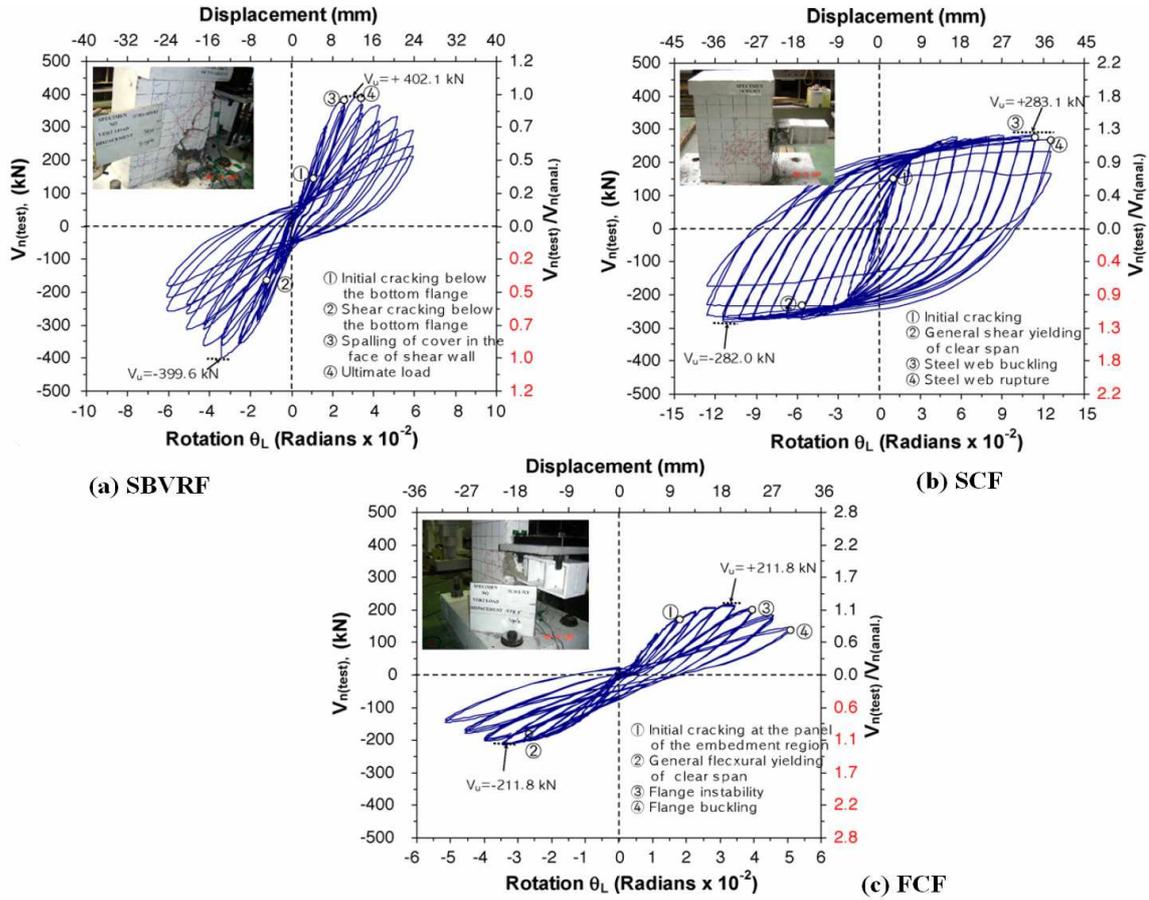


Fig. 2.22: Curva carga-rotación en ensayos de Park y Yun [13].

En la Fig. 2.22(b) se aprecia un ciclo histerético ancho y sin estrechamiento en el origen para el espécimen de falla por corte, al contrario de lo que ocurre con los otros dos. También se observa que los valores alcanzados para la resistencia máxima son del orden de un 30% por sobre la resistencia analítica, en tanto que el espécimen *SBVRF* alcanza solo su resistencia analítica y la viga *FCF* valores del 10% por sobre su resistencia analítica. En términos de ductilidades, las rotaciones impuestas a la viga *SCF* fueron muy superiores, llegando a valores del orden de 0.13 rad, mientras que los otros dos especímenes no superaron los 0.06 rad. Estos resultados se reflejan también en las cifras y en el modo de disipación de la energía. En la Fig. 2.23 se muestra la energía de entrada del ensayo y la energía disipada por la

viga y por la conexión para los especímenes *SBVRT* y *SCF*. Por una parte se observa que en términos cuantitativos el espécimen de falla por corte (*SCF*) es muy superior, sobrepasando por 7 veces la energía disipada por la viga *SBVRT*. Respecto al modo de disipar la energía de entrada, la Fig. Fig. 2.23 (b) muestra que para el espécimen *SCF* la mayor parte fue disipada por deformaciones inelásticas en la viga y solo una pequeña parte por la conexión. Este resultado es completamente inverso a lo que ocurre con el espécimen *SBVRT*, donde predominó la disipación de energía en la conexión. Este aspecto es importante debido a que un buen diseño debe favorecer el daño en la viga de acople más que en la zona de conexión con los muros vecinos.

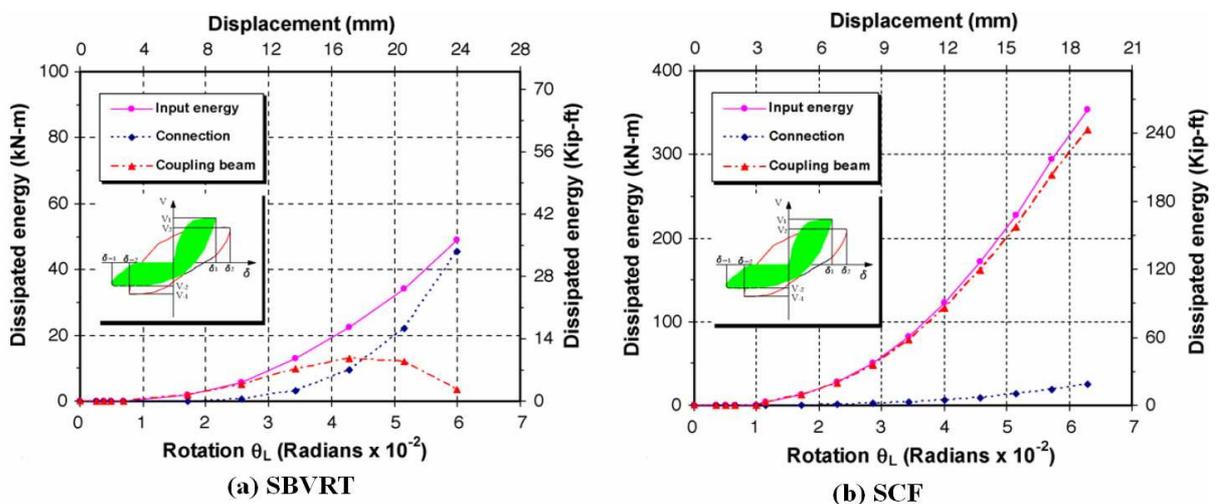


Fig. 2.23: Disipación de energía especímenes en ensayos de Park y Yun [13].

En general el desempeño del espécimen de falla por corte es superior a los otros dos, al exhibir una gran resistencia, sin un decaimiento notorio de la rigidez y ser capaz de mostrar grandes ductilidades para las rotaciones impuestas. El modo de falla se produjo por ruptura del alma de la doble T, posterior al pandeo del alma, según se indica en la Fig. 2.22. La viga tuvo un lapso anterior a esta falla, en que se produjo la fluencia en corte en el alma de la doble T. Este comportamiento es óptimo ya que privilegia el daño en la viga y no en la zona de conexión, siendo posible su rehabilitación o readaptación si fuera necesario. Los autores proponen un método de diseño que impone que la viga de acople tenga esta característica de falla por corte a través de condiciones sobre la geometría de la sección, que hacen que la plastificación ocurra en el alma mientras, las alas permanecen elásticas. Este método puede ser consultado en la ref. [13].

2.5.5.- OTRAS TECNOLOGIAS

En los últimos años un grupo de investigadores encabezados por Cambolat y otros [16] ha estudiado el uso de fibra de alto desempeño como parte del material cementante del hormigón. Esta tecnología es similar al hormigón armado tradicional al usar barras de acero como refuerzo, pero incorpora materiales de fibra en forma adicional a los componentes habituales del hormigón. La fibra de alto desempeño se fabrica en varios tipos. Uno de ellos es la llamada *PE fibers*, material de tipo sintético perteneciente a la familia de los polímeros. Otro tipo de material es la fibra de acero como la que se muestra en la Fig. 2.24 (a) y (b). Consiste en pequeños bastones de acero que se fabrican en largos de 30 a 50mm y en diámetros de 0.38 a 0.5mm, que pueden ser de forma de gancho o enroscada. La fibra se incorpora al material aglomerante en fracciones del 1.5 al 2% del volumen fabricado.

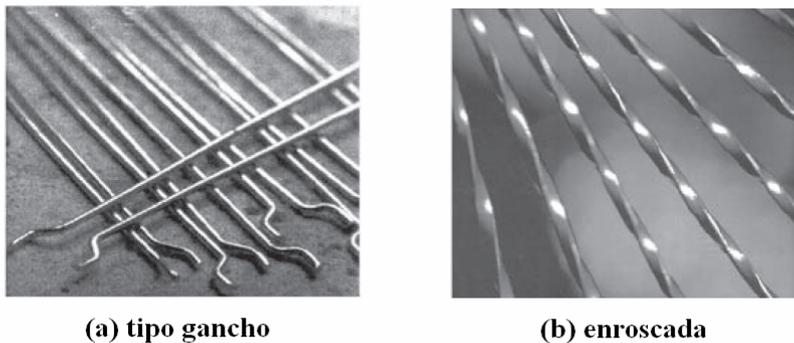


Fig. 2.24: Tipos de fibra de acero [17].

Añadir fibra al hormigón tradicional tiene dos importantes y beneficiosas consecuencias que los investigadores justifican en la evidencia experimental. Por una parte aumenta notablemente la resistencia al corte del hormigón respecto a su capacidad en la forma habitual. Por otro lado, proporciona grandes ductilidades acompañadas de un fenómeno llamado multi-agrietamiento, que consiste en la formación de un sinnúmero de finas grietas en reemplazo o retardo de una única grieta diagonal.

Cambolat y otros [16] propusieron usar vigas de acople con esta tecnología en reemplazo de las diagonales. La solución está planteada como elemento prefabricado: las vigas

se llevan ya fabricadas a obra y se hormigonan junto a los muros. Se hicieron ensayos con vigas de acople de relación de aspecto $l/h=1$, donde se estudió el desempeño de vigas de acople con diagonales y hormigón tradicional, y vigas de acople con una variante simplificada de las diagonales que incorporaba fibra del tipo *PE fiber* y fibra de acero. La Fig. 2.25 es ilustrativa en mostrar el desempeño.

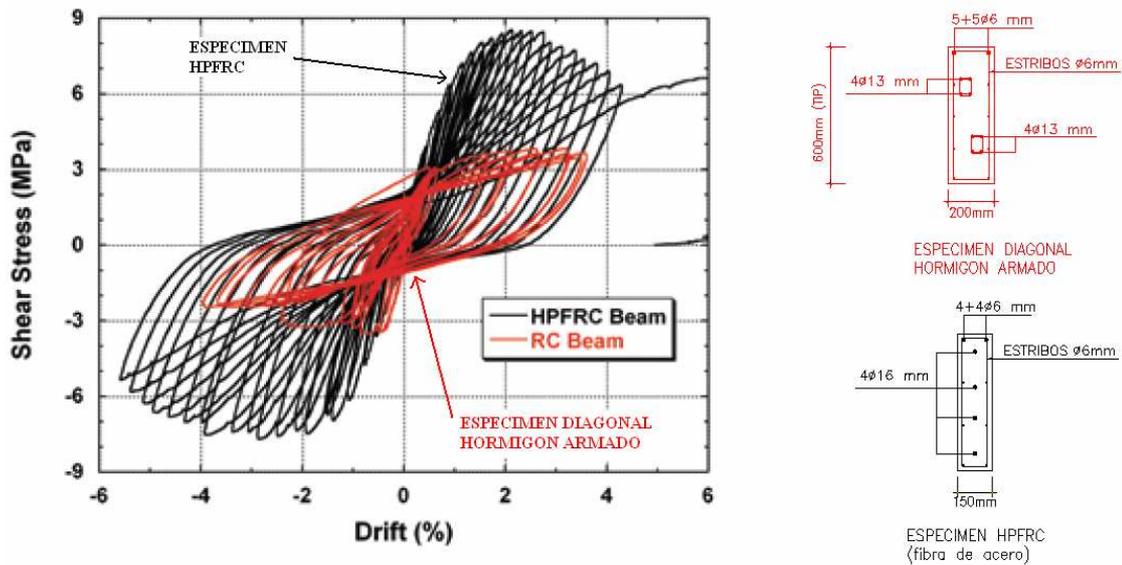


Fig. 2.25: Curva carga-deformación por corte para viga diagonal tradicional (RC) y viga diagonal con fibra de acero (HPFRC) [17].

La figura precedente muestra el resultado de un ensayo de vigas con relación de aspecto $l/h=1$. La línea llamada *RC-Beam* corresponde a un espécimen que fue armado diagonalmente con un total de 8 barras de diámetro $\phi=13\text{mm}$, debidamente estribadas. La línea denominada *HPFRC-Beam* representa a un espécimen que se armó solo con 4 barras diagonales de diámetro $\phi=16\text{mm}$ y que tuvo el confinamiento proporcionado únicamente por la sección. Este último espécimen incorporó fibra de acero en su composición. La cuantía de armadura diagonal en ambos casos fue del orden 0.88%. La cuantía de estribos y barras horizontales se mantuvo constante igual a un 0.25%, mientras que la sección tuvo igual altura y diferente espesor (ver Fig. 2.25). Pese a la igualdad de condiciones, la incorporación de fibra de acero en el espécimen *HPFRC* mejoró notablemente la capacidad respecto de la viga diagonal tradicional, superándolo por valores del orden de un 200% de la carga tomada. En términos de ductilidades,

el resultado también es positivo al alcanzar deformaciones por corte más allá de lo mostrado por el espécimen tradicional.

Esta tecnología es de investigación reciente, mayores detalles pueden ser encontrados en las referencias ([16], [17] y [18]).

CAPÍTULO III – ELECCION DE UNA ALTERNATIVA-

3.1.- INTRODUCCION

Mostradas en el capítulo anterior las alternativas representativas de cada línea de investigación, corresponde ahora hacer una evaluación y fundamentar la elección de una de ellas. Previo a este punto, es necesario mencionar que el Código ACI-318-08 relajó los requisitos de confinamiento que estaban dispuestos en la versión del año 2005, por lo tanto esta opción resulta ser por si sola la alternativa inmediata para las diagonales estribadas.

La Fig.3.1 muestra un corte y una elevación tomada de [10] donde se detalla el diseño alternativo a la opción tradicional. En lugar de estribar el grupo de barras definido por A_{vd} , se permite confinar mejor la sección de viga que contiene las diagonales. Se coloca una malla menos espaciada como armadura transversal y ganchos en el plano de la sección. El refuerzo utilizado como malla y que se dispone a lo largo de la viga no se ancla a tracción en los muros adyacentes, puesto que se considera que no desarrolla la fluencia, esto quiere decir que su papel es solo confinar y no requieren estar desarrolladas en los muros como el caso de las diagonales. Este diseño simplificadorio no necesita ser probado en este trabajo debido a que el código lo incorpora como una opción válida para el diseño.

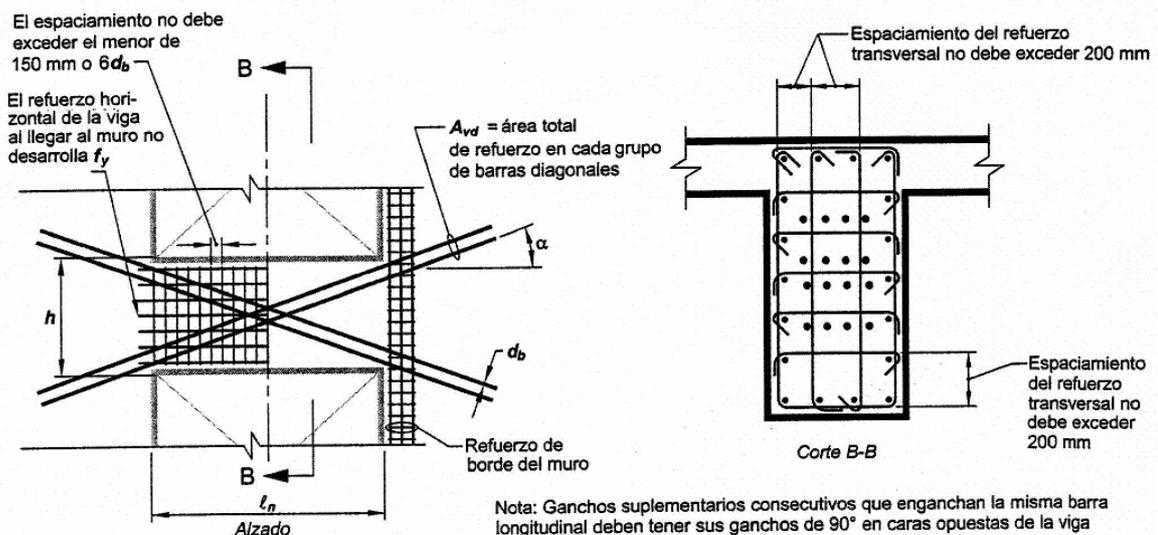


Fig.3.1: Diseño alternativo para vigas de acople según ACI 318-08 [10].

3.2.- PROPIEDADES DERIVADAS DE LOS ENSAYOS

Pese a que las opciones consideradas no pueden ser directamente comparadas en términos de su resistencia, ductilidad y disipación de energía, debido a que la geometría y propiedades de las secciones, el diseño y las metodologías de los ensayos son diferentes, se hará una comparación porcentual de los dos primeros aspectos para tener una visión cuantitativa general.

Las resistencias se muestran comparadas en la Fig.3.2. Se indican la carga máxima alcanzada en el ensayo ($V_{m\acute{a}x}$) y la carga correspondiente a la deformación última al final del ensayo (V_{final}), ambas normalizadas por la resistencia analítica (V_{anal}). La resistencia analítica es aquella correspondiente a cuando el material entra en fluencia y se calcula con la fórmula de la capacidad que cada línea investigativa proporciona en su trabajo. Este valor fue explícitamente informado por los investigadores o bien registrado en gráficos y tablas, de modo que se usaron directamente para hacer las comparaciones.

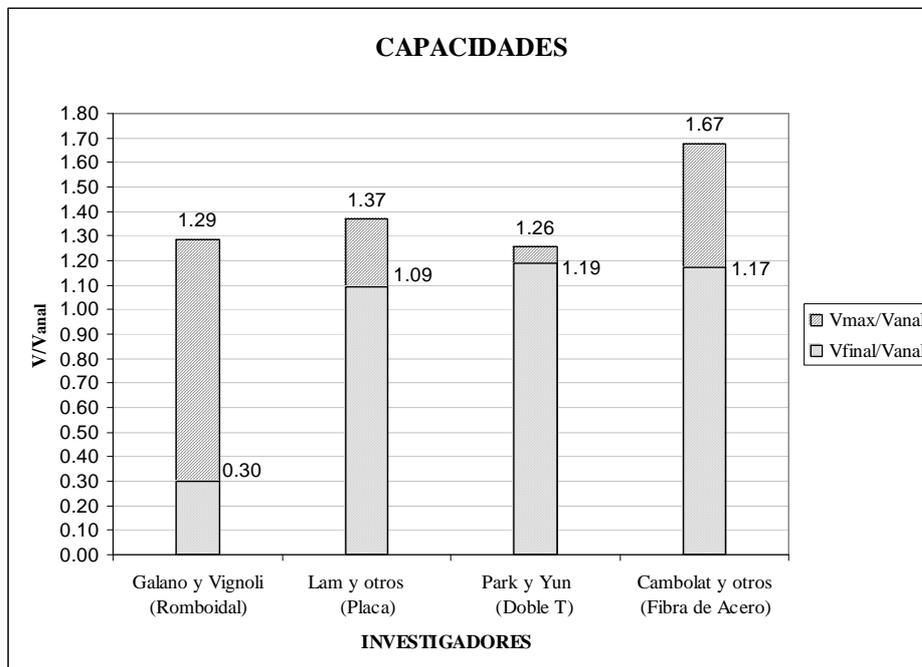


Fig.3.2: Comparación de capacidades.

Se aprecia que los valores de sobrerresistencia son del orden del 30%, salvo en el caso de *Cambolat y otros* que alcanza un 67%. En este espécimen se consideró como resistencia analítica la capacidad máxima de la sección de hormigón según ACI 318-05, a falta de mayor información en la referencia [16] sobre un cálculo particular para esta tecnología. El elevado porcentaje se explica por esta razón, el uso de fibra de acero como parte del material cementante mejora enormemente las propiedades del hormigón comparadas con la fabricación tradicional.

Por otra parte, se muestran las resistencias correspondientes a la deformación última alcanzadas en el ensayo. Se observa que la viga con refuerzo romboidal degrada su resistencia hasta valores de un 30%. Los otros tres casos tienen valores de resistencia final superiores a la resistencia analítica. Esto es así debido a criterios considerados para la detención del ensayo. Por ejemplo, *Lam y otros* consideran que la viga de acople con placa falló si la resistencia se degrada hasta un valor del 80% de la carga máxima tomada, la que es mayor que la resistencia analítica. Para *Cambolat y otros* este valor es del 70%. En el caso de *Park y Yun*, corresponde a un falla concreta de la doble T tanto en el alma como en las alas, de lo que se deduce que el material falló sin un decaimiento acentuado de su capacidad máxima.

Otro parámetro a considerar es la ductilidad. En su forma más sencilla está dada por la relación

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

donde para este caso en particular, θ_y y θ_u son las rotación de fluencia y la rotación última de las vigas. La ductilidad es una medida de la capacidad de deformación inelástica de un elemento o sistema estructural. Para materiales dúctiles, este valor es varias veces la unidad, cuando se trata de un material frágil es un valor cercano a 1. Como se ha visto anteriormente, los dinteles con una baja relación de aspecto pueden estar controlados por la falla frágil de corte, por lo que cualquier diseño eficiente de viga de acople debe tener un buen valor de ductilidad para evitar la falla en etapas tempranas de aplicación de la carga. En la Fig.3.3 se muestran las ductilidades de tres de los cuatro casos considerados. No existe información precisa de los

ensayos de *Cambolat y otros*, sin embargo, se puede extrapolar un valor aproximado de la Fig. 2.25, considerando θ_y y θ_u a un 0.75 y 4% de deformación respectivamente. Se observa que el valor más alto lo tiene la placa de acero donde se superó por 9 veces la rotación de fluencia. La armadura romboidal por su parte lo hizo casi 7 veces, en tanto que la viga doble T tuvo un valor más pequeño de 4.5. El valor estimado para la viga con fibra de acero es de 5.33. Considerando lo anterior, las dos primeras opciones arrojan mejores resultados.

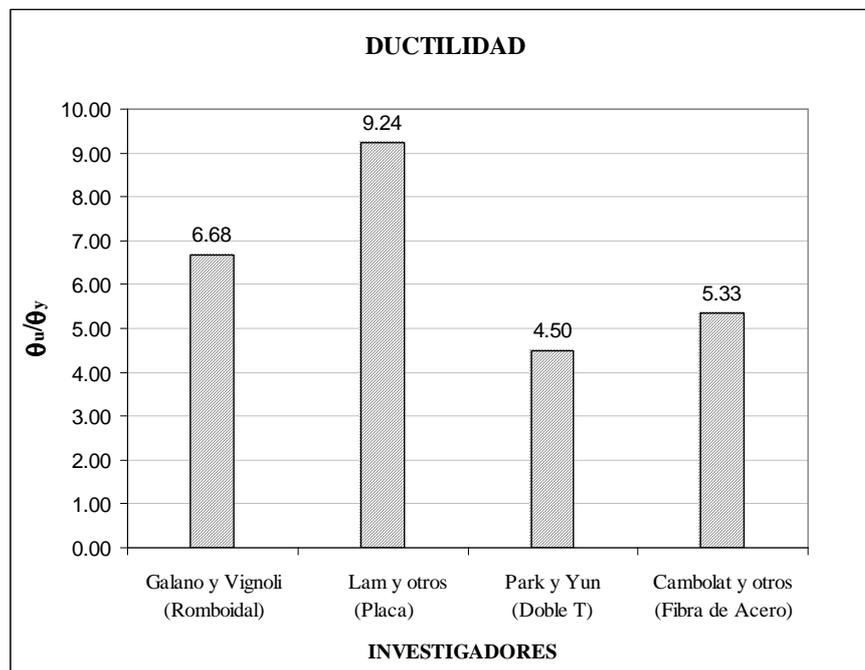


Fig.3.3: Comparación de ductilidades.

3.3.- ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Debido a las dificultades constructivas asociadas al uso de las diagonales es importante considerar este aspecto en la elección de una alternativa. Hay que tomar en cuenta que con la aplicación de la nueva norma de hormigón armado Nch430.Of2008 [11], los diseñadores chilenos se encontrarán frecuentemente con el problema de cumplir con lo exigido en el capítulo 21.7.7 en casos que hasta ahora eran solucionados de la manera tradicional. En la solución propuesta por Cambolat y otros, si bien continúa con la línea de fabricar la viga con

hormigón armado, la tecnología de la fibra de acero se muestra como una alternativa de aplicación lejana, dado que actualmente no se conoce o no existe una gran aplicación en estructuras reales y más bien se haya en una etapa investigativa. Usar una doble T, por otra parte, tiene dos desventajas importantes. Puede condicionar el espesor de la viga debido a las alas del perfil., y, lo que es más importante, al ser necesario que la doble T tenga el anclaje necesario en los muros vecinos, las mismas alas ocupan parte del espacio que requieren las armaduras a flexión en las cabezas de muros, las que a menudo deben ir en más de dos capas cuando el área requerida no es pequeña. Con la placa no ocurre este problema, al estar colocada como una hoja, se trata en el fondo de una T sin alas. Los conectores van espaciados y cualquier armadura en los muros puede ser acomodada entre los espacios. El momento de la viga de acople tiene que ser tomado con armaduras tradicionales a flexión en este caso. Tanto la doble T como la placa deben tener un largo de anclaje, el que no siempre está disponible debido a que es frecuente tener vigas de acople conectando muros con forma de C o L y no se cuenta con el espacio suficiente para desarrollar el anclaje requerido. Otro aspecto importante es el económico, una placa y una doble T podrían eventualmente encarecer los costos de obra que diseñar con una cantidad reducida de barras, sin embargo, se hace notar que este aspecto requiere un estudio más detallado particularmente en el caso de la placa. Por último, hay que considerar que estas soluciones están planteadas para estructuras del tipo “Coupled Core Walls”, que como se explicó en el punto 2.1, no es el tipo de estructuración más utilizado en Chile, por lo que estas alternativas pueden parecer algo exageradas para un edificio con una buena densidad de muros de corte. En los ensayos de las Ref. [13] y [15] se usaron vigas con relaciones de aspecto mayores a 2, lo que las aleja de los objetivos de esta memoria.

Considerando lo anterior y tomando en cuenta que lo óptimo desde el punto de vista constructivo sería que las vigas de acople alternativas fuesen de hormigón armado tradicional como el resto de la estructura, la armadura romboidal aparece como la alternativa natural. De acuerdo a lo planteado por Tegos y Peneli [14], Galano y Vignoli [12] y lo que ha sido expuesto durante el desarrollo de este trabajo, esta solución mostró tener un buen desempeño en términos de ductilidad, capacidad y disipación de energía. Como se trata además de un diseño más sencillo, el armado también se simplifica. En las dos referencias mencionadas

se ensayaron vigas con baja relación de aspecto ($l/h= 1.5$ a 2) aplicables en el contexto de este trabajo.

3.4.- MODELO DE TEGOS Y PENELI

Tegos y Peneli introdujeron la idea del refuerzo romboidal en 1988. En su modelo (ver anexo (B)), la capacidad de corte de la viga queda dada por:

$$V_n = A_s \cdot f_y \cdot (\tan(\theta) + \sin(\theta))$$

donde A_s es el área del refuerzo principal, equivalente al área de las diagonales en el modelo de Paulay y Binney, f_y es la fluencia del acero y θ es el ángulo indicado en la Fig.3.4.

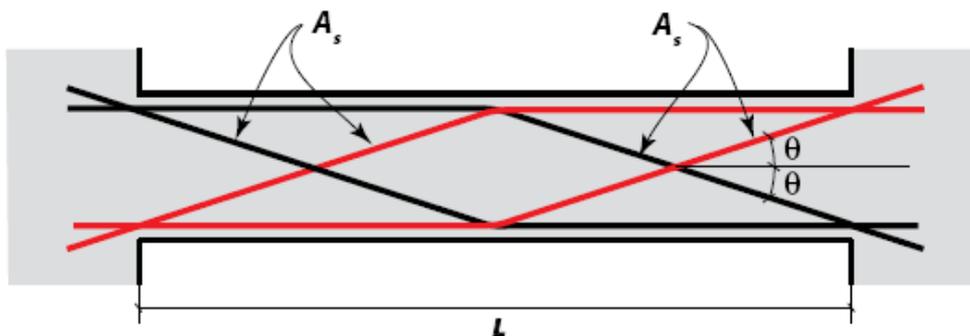


Fig.3.4: Viga de acople con armadura romboidal.

La geometría del refuerzo romboidal permite que el ángulo θ sea mayor al ángulo del modelo de Paulay y Binney; además el largo de pandeo de las diagonales a compresión se acorta en un 50% respecto al modelo tradicional. La diferencia en el ángulo y la formulación distinta de las capacidades hace que el área del refuerzo principal, A_s , sea distinta para un esfuerzo de corte dado.

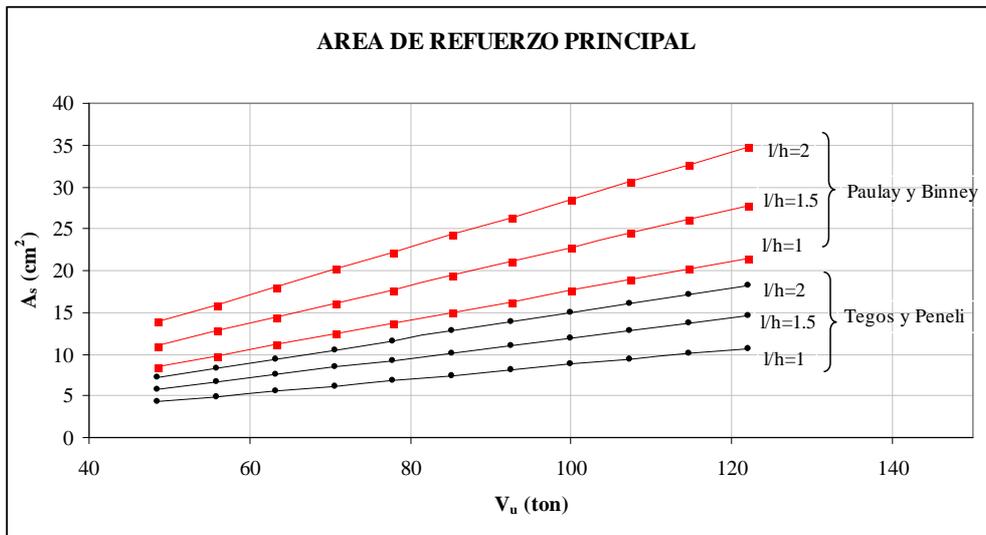


Fig.3.5: Áreas de refuerzo para modelos diagonal y romboidal.

En la Fig.3.5 se muestra un ejercicio donde se calcularon las áreas de refuerzo con los dos modelos, para valores de V_u que van desde $0.33\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$ ton a $0.83\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$ ton, los límites impuestos por ACI 318-05 para armar dinteles con diagonales. A_{cw} es el área de una sección de ancho 30cm y altura 100cm y f'_c es la resistencia especificada, que se consideró igual a 25MPa. Se hicieron cálculos para tres relaciones de aspecto menores a 2 y el resultado indica que a igualdad de esfuerzo, la armadura romboidal requiere del orden de un 50% de área de la armadura diagonal. Esta reducción es importante ya que evita la congestión de armaduras.

Hay otro aspecto positivo en esta solución derivado de su geometría. El momento de una viga bi-empotrada, sometida a cargas sísmicas, es lineal, con el máximo en los apoyos y de valor cero en la mitad de la luz. Las barras calculadas para trabajar al corte en el elemento, sirven también para tomar parte o todo el momento en los apoyos y cualquier diferencia puede ser suplida con barras adicionales. En el caso de la armadura diagonal, las barras a flexión son diferentes al paquete de diagonales, aunque el código establece que se puede considerar que contribuyen a tomar el momento.

3.5.- LA TORRE SATRIO

Una aplicación a escala real de la armadura romboidal se puede encontrar en la referencia [4]. La Torre Satrio en Yakarta, capital de Indonesia, es un edificio de 4 subterráneos y 32 pisos sobre nivel de suelo, estructurado con muros de corte y vigas de acople en la zona de escaleras y ascensores, con espesores de 40 a 50 cm. El resto de la estructura se compone de columnas y vigas para llevar la carga gravitacional. La altura total es de alrededor de 170m. Una planta típica de la torre puede ser vista en la Fig. 2.2. La relación de aspecto de las vigas es del orden de $l/h= 4$ a 5 , superior a lo estudiado en este trabajo. En general, en edificios de planta libre o del tipo “coupled core walls” es difícil encontrar relaciones de aspecto bajas debido a que las vigas están ubicadas en accesos públicos, donde las aberturas para las puertas o ascensores no son pequeños. El diseño consideró la envolvente de momentos y cortes de las vigas y armó vigas típicas en altura, como la que se muestra en la Fig.3.6.

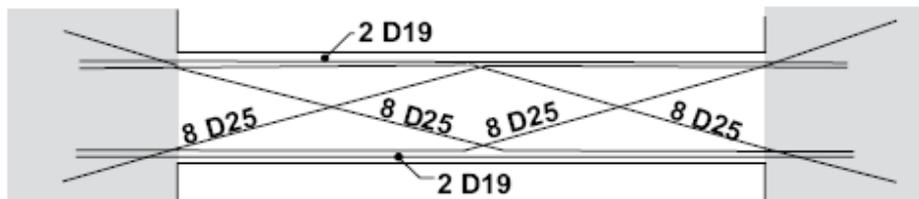


Fig.3.6: Viga de acople típica en la Torre Satrio [4].

La Fig.3.6 muestra el refuerzo principal, A_s , de una sección de ancho 40cm, altura 80 cm y largo 385 cm, consistente en 8 barras de diámetro $\phi=25$ mm. En forma adicional, se colocaron 2 barras de diámetro $\phi=19$ mm para suplir el área requerida por el esfuerzo de flexión en los apoyos. La viga también fue armada con estribos transversales (no mostrados), de diámetro $\phi=10$ mm a un espaciamiento de 20 cm. Una fotografía del trabajo en terreno se muestra en la Fig.3.7.



Fig.3.7: Ejecución en obra de viga de acople típica en la Torre Satrio [4].

CAPÍTULO IV – ESTUDIO ANALITICO

4.1.- INTRODUCCION

Elegida la propuesta de Tegos y Peneli, corresponde ahora hacer un estudio analítico para validar el diseño romboidal como una alternativa a las diagonales del código ACI 318-05. De los ensayos se ha visto que tanto las diagonales como la armadura romboidal trabajan eficientemente en el rango no lineal de su capacidad, más allá de la fluencia. El análisis pushover es un método estático sencillo, no lineal, que permite evaluar los elementos estructurales y la estructura en general en ese rango. Se estudiará un caso de un edificio chileno donde, de acuerdo a la nueva normativa, los dinteles deben ser armados con las disposiciones de armadura diagonal. Se hará el diseño tanto con armadura diagonal como romboidal y luego un análisis pushover para hacer comparaciones sobre el desempeño.

En el anexo D se encuentra un ejemplo de diseño con la armadura romboidal, siguiendo la metodología explicada en las referencias [4], [12] y [14].

4.2.- ANALISIS PUSHOVER

Un análisis pushover es un método estático no lineal que consiste en someter a una estructura a un incremento monótonico de un patrón de cargas laterales que representan las fuerzas que podría experimentar durante un evento sísmico. Bajo estas cargas incrementales, varios de sus elementos pueden alcanzar la fluencia y trabajar en el rango no lineal. Consecuentemente, la estructura sufrirá una pérdida en su rigidez y en su capacidad de absorber una carga lateral. Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar estructuras que permiten comparar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica a la que será expuesta. Uno de los métodos más utilizado es el llamado *método del espectro capacidad-demanda*, que tiene la ventaja adicional de estar implementado en una herramienta de uso común para análisis estructural como SAP2000, utilizada en este trabajo. La descripción detallada del método es algo extensa, por lo que en este trabajo se hará solo una descripción general. Mayores detalles pueden ser consultados como fuente principal en [28] y también en [19] y [20].

El método trabaja con dos curvas, la primera de ellas es llamada *curva de capacidad* y se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. Generalmente se representa en términos del corte basal experimentado por la estructura durante varios estados de carga incrementales y el desplazamiento lateral de la última planta o nivel. Esta curva se obtiene a través del análisis pushover y su gráfica está asociada a la progresiva degradación de rigidez y cedencia de los elementos de la estructura. La Fig.4.1 muestra una típica representación de una curva de capacidad, con el cortante en la base en el eje de las ordenadas y el desplazamiento lateral en el último piso en el eje de las abscisas.



Fig.4.1: Curva de capacidad.

La curva de capacidad se compara con una segunda curva llamada *espectro de demanda*. Para esto es necesario previamente transformar la curva de capacidad a otra curva llamada *espectro de capacidad*. Mediante un cambio de variables, cada punto de la curva de capacidad es llevado a un espacio de coordenadas espectrales conocido como ADRS (*ADRS: Acceleration-Displacement-Response-Spectra*). El cortante en la base se transforma a aceleración espectral y el desplazamiento en el último piso a desplazamiento espectral. Para hacer esta transformación es necesario conocer las propiedades dinámicas de la estructura a través de un análisis modal. Se requiere conocer los modos de vibración y el factor de participación modal. La transformación se realiza mediante las dos siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \qquad S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{1,techo}}$$

donde S_a y S_d son la aceleración y el desplazamiento espectral, respectivamente, V es el cortante en la base, W es la masa total, α_l es la masa efectiva del primer modo de vibración, Δ_{techo} es el desplazamiento en el último piso, PF_l es el factor de participación modal y $\phi_{1,\text{techo}}$ es el desplazamiento modal en la última planta del edificio. En estas ecuaciones, S_a representa la aceleración que sufre la masa desplazada según el modo fundamental, de igual forma, S_d es el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento del techo es Δ_{techo} . De esta forma, la curva de capacidad queda transformada a un espectro de capacidad como el mostrado en la Fig.4.2.

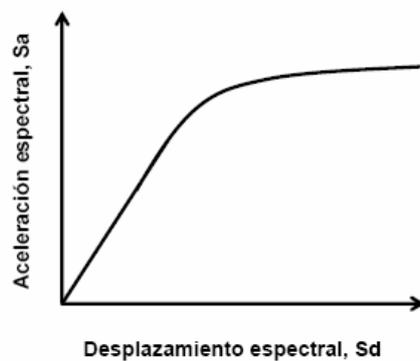


Fig.4.2: Espectro de capacidad.

Como se dijo anteriormente, el objetivo de transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad, es compararla con el *espectro de demanda*. El espectro de demanda es la representación de la acción sísmica y se basa en el espectro de respuesta de diseño, de la zona de estudio, con un 5% de amortiguamiento, reducido para mayores niveles de amortiguamiento efectivo. Esta reducción se realiza con factores de ajuste que son función del tipo de estructuración y factores de modificación de la respuesta elástica que dependen del amortiguamiento inicial. La reducción busca simular la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo adicional. Gráficamente se tiene lo mostrado en la Fig.4.3.

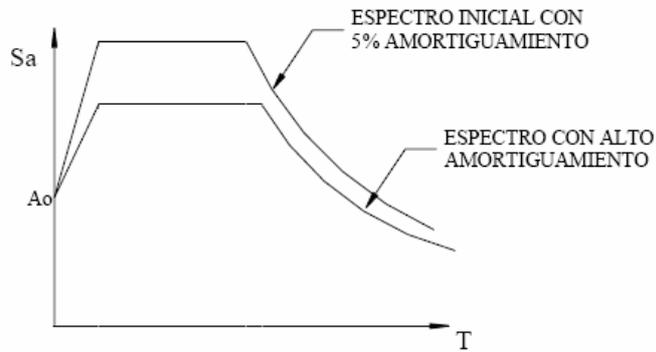


Fig.4.3: Espectro elástico inicial y espectro elástico reducido.

Posteriormente, este espectro elástico reducido es transformado a un espectro de demanda, donde cada punto (S_a, T_i) es llevado a un formato *ADRS* (*Acceleration-Displacement-Response-Spectra*), donde el desplazamiento espectral, S_d , se representa como una función del período T y la aceleración espectral S_a , a través de la siguiente relación:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot g$$

Como resultado se tiene el espectro de demanda. Ambas curvas, el espectro de demanda y el espectro de capacidad definen un punto que está dado por su intersección. Este punto es conocido como el *punto de desempeño* de la estructura, donde la demanda y la capacidad se igualan. Este punto representa el máximo desplazamiento estructural para el terremoto de demanda.

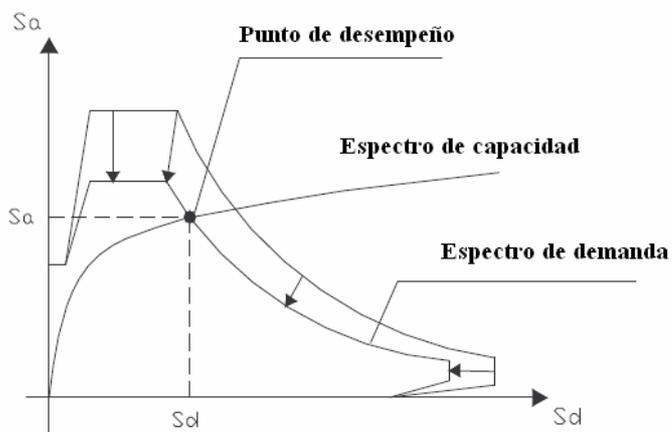


Fig.4.4: Punto de desempeño.

La Fig.4.5 es didáctica en evaluar el resultado. Si la curva de demanda intercepta a la curva de capacidad cerca del rango elástico, entonces la estructura tiene una buena resistencia y es segura en términos de diseño (Fig.4.5 (a)). Si la curva de demanda intercepta a la curva de capacidad con tan solo una pequeña reserva de resistencia y deformación (Fig.4.5 (b)), entonces el diseño es inseguro y se requiere de un mejoramiento para evitar daños severos o colapso.

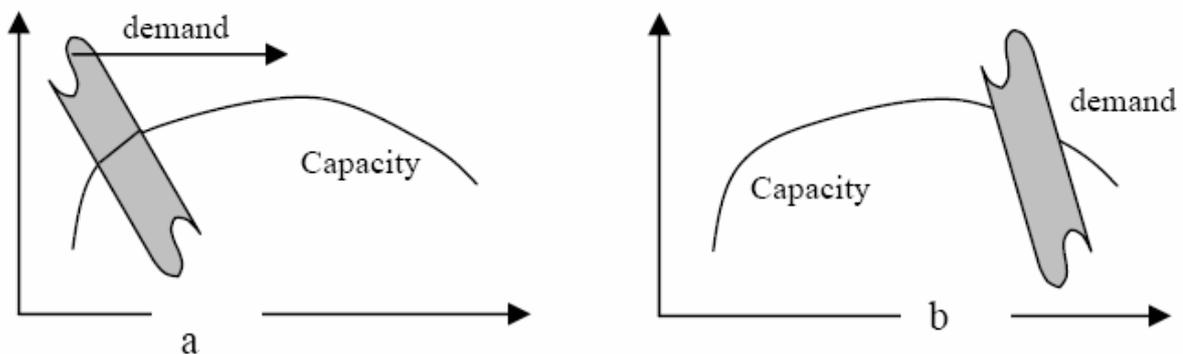


Fig.4.5: Gráfico Capacidad - Demanda [20].

4.3.- EDIFICIO ESTILO URBANO

Para el estudio analítico se consideró el Edificio Estilo Urbano [21]. Se trata de un edificio de departamentos, de 26 pisos de altura, más dos subterráneos, ubicado en Santiago Centro. El Anexo (C), muestra algunos parámetros característicos de la estructura. Una de las fachadas la forman dos muros acoplados por un viga corta. Un análisis sísmico de acuerdo a la Nch433-1996 [25] arrojó grandes esfuerzos de corte para los dinteles de esta fachada, por lo que el diseñador optó por no considerarlos como parte de la estructura, modelando en su lugar un refuerzo de losa sísmico y dejando la viga dilatada de los muros. Este elemento se encontraba completamente sobrepasado en su capacidad, siendo necesario, en caso de considerarlo elemento estructural, aumentar su espesor y el de los muros de 20 a 30 cm para cumplir con la capacidad límite de $0.83\sqrt{f'c} \cdot A_{cv}$ del capítulo 21.7.7. Este paso fue evitado por el diseñador al hacer la dilatación de la viga; los muros quedaron trabajando en cantilever, con un espesor de 20cm y un ahorro 10 cm de espacio libre en los departamentos adyacentes. En este trabajo, con el objetivo de hacer la comparación entre la solución diagonal y romboidal,

se reprocesó el edificio con un espesor de 30cm en la fachada mencionada (Eje A_i) y con los muros perfectamente acoplados con el dintel en toda la altura.

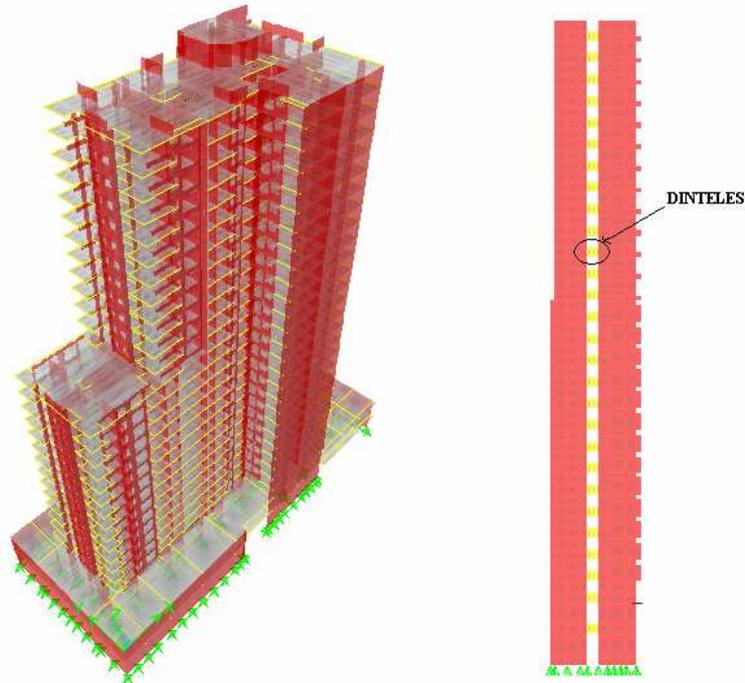


Fig.4.6: Edificio Estilo Urbano. Vista 3D y elevación eje A_i [21].

El edificio fue modelado y procesado según la norma sísmica Nch433-1996 en ETABS 8 [22]. A partir de los resultados del análisis se hizo un diseño de los dinteles tanto con la armadura diagonal del capítulo 21 como con la armadura romboidal de Tegos y Peneli. Detalles de este diseño pueden encontrarse en el Anexo (D) y (E), además de un plano de armaduras de ambas soluciones (F). Como segundo paso, se modeló solamente la fachada de interés (eje A_i) en SAP 2000, versión 11 [23], con el propósito de hacer un análisis pushover y centrar el interés en la comparación de ambas alternativas.

4.4.- CURVA ELASTOPLASTICA

La modelación de los dinteles está basada en los códigos ATC-40 [5] y FEMA-356 [24]. Estos códigos establecen criterios y parámetros para representar los elementos de una estructura que trabajan en el rango no lineal través de una curva elastoplástica idealizada, como la que se muestra en la Fig.4.7.

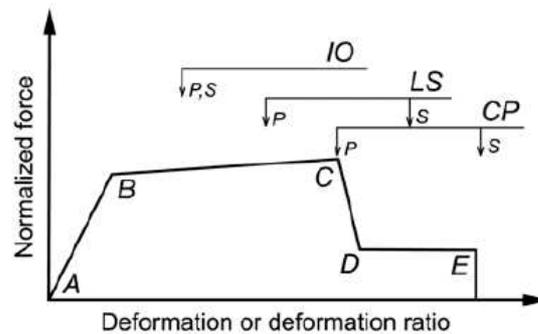


Fig.4.7: Curva elastoplástica [24].

En esta curva el eje de las abscisas representa la deformación del elemento, mientras que en el de las ordenadas, la fuerza que produce la deformación. La curva tiene cuatro tramos claramente definidos:

- *Tramo A-B:* Va desde el punto *A* que es siempre el origen, hasta el punto *B* que representa la fluencia, por lo tanto este tramo comprende el rango de trabajo lineal del elemento.
- *Tramo B-C:* Va desde la fluencia en el punto *B* hasta el punto *C* que representa la máxima capacidad. Habitualmente este valor es mayor que el punto *B* en términos de capacidad. En el tramo *B-C* y los siguientes, el rango de trabajo es no lineal.
- *Tramo C-D:* De *C* a *D* el elemento experimenta una rápida caída en su resistencia. El punto *D* corresponde a la resistencia residual.
- *Tramo D-E :* El punto *E* representa la falla total. De *D* a *E* el elemento experimenta todavía deformaciones antes de la falla.

En el tramo *B-C* se sitúan tres puntos llamados *Ocupación Inmediata (IO)*, *Seguridad a la Vida (LS)* y *Prevención de Colapso (CP)*. Estos puntos guardan relación con niveles de desempeño del edificio y el grado de los daños post-evento sísmico [5] y [24].

- *Ocupación Inmediata (IO)*: El edificio permanece seguro para la ocupación. Se requieren algunas reparaciones, pero menores.
- *Seguridad a la Vida (LS)*: La estructura permanece estable y tiene una significativa reserva de capacidad. El peligro y daño estructural es controlado.
- *Prevención de Colapso (CP)*: El edificio permanece en pie, pero por poco, cualquier daño o pérdida es aceptable.

Para evaluar estructuras existentes, FEMA-356 y ATC-40 definen una serie de parámetros y criterios para construir esta curva y situar los tres últimos puntos de acuerdo al tipo de estructuración, materiales y condiciones in-situ de la estructura. En particular, en las vigas de acople, los códigos señalan criterios de acuerdo a su conformidad o no conformidad con la armadura diagonal. Cuando no se tiene suficiente información en los códigos acerca de los elementos que se quiere evaluar, se permite construir la curva a partir de ensayos experimentales, que es el caso que se aplicará en este trabajo. Esto se justifica por el hecho que la armadura romboidal, al ser de aplicación reciente, no está contenida en los códigos. Si lo está la armadura diagonal, sin embargo, la comparación se hará con los resultados experimentales de ambas alternativas, para tener una mayor igualdad de condiciones.

Cuando se trabaja con resultados experimentales, en particular en ciclos de tipo histerético, el resultado es una curva idealizada de tipo envolvente como la mostrada con línea segmentada en la Fig.4.8.

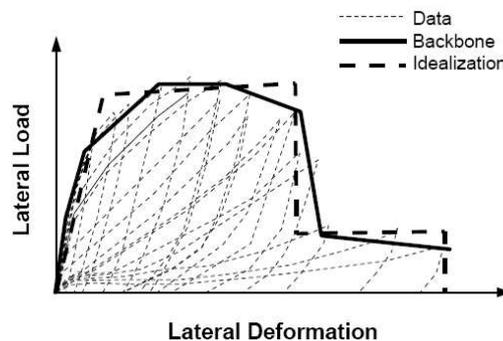


Fig.4.8: Curva elasto-plástica idealizada para ensayos experimentales [5].

4.5.- MODELACION DE LOS DINTELES

Para construir la curva elastoplástica del punto anterior se tomaron los resultados publicados por Paulay y Binney [8] para el modelo diagonal, y Galano y Vignoli [12] para el modelo romboidal. En el caso de Galano y Vignoli, se trata de trabajos más recientes que los de Tegos y Peneli [14] y con mayor información experimental. Sin embargo, el modelo romboidal es una ideal original de estos últimos investigadores. En estos trabajos se ensayaron diferentes vigas de acople con relación de aspecto $l/h=0.9$ a 1.5 y se usó una metodología similar para los ensayos cíclicos (ver punto 2.5.1.-). En particular se usaron los resultados de dos especímenes llamados “395” para el caso diagonal y “P14” para el caso romboidal, con una relación de aspecto de $l/h=1.03$ y 1.5 respectivamente. Entre otros resultados, los investigadores entregan una curva histerética del tipo fuerza-rotación como la que se muestra en la Fig.4.9 y Fig.4.10. Según el anexo (D), el dintel en estudio tiene una altura de 120cm, un largo de 140cm y un espesor de 30cm, por lo tanto su relación de aspecto es de $l/h=1.17$, cercana a los especímenes antes mencionados. Se aplicó un factor de ajuste a la rotación de los ensayos experimentales, ya sea de minoración o mayoración, para coincidir con la relación de aspecto del dintel. El supuesto implícito en este paso es que una viga más esbelta experimentará mayores rotaciones que una viga de menor esbeltez.

Otro factor a considerar es la resistencia. Los ensayos dan a conocer la resistencia analítica. Este valor corresponde a aquel donde el refuerzo de acero alcanza la fluencia. La viga de acople siempre tiene una resistencia máxima por sobre su valor analítico, del orden de un 20 a 30%. En el caso del dintel en estudio, se conoce su resistencia analítica, que está dado por la capacidad de acuerdo al modelo de Paulay y Binney (armadura diagonal) o Tegos y Peneli (armadura romboidal). Por lo tanto, el procedimiento utilizado para construir la curva elastoplástica del dintel, es trazar la envolvente sobre el gráfico fuerza-rotación del ensayo, establecer el punto de mayor resistencia, que corresponde al punto *C* y asignarle el valor de sobrerresistencia por sobre su valor analítico. El punto *B* y *D*, se obtuvieron interceptando la línea de fluencia con la envolvente y por inspección, donde la resistencia decae a un mínimo, respectivamente. En la Fig.4.9 y Fig.4.10, se muestra el procedimiento utilizado en el caso de la

armadura romboidal y diagonal, lo que se hizo con el gráfico del espécimen *P14* del ensayo de Galano y Vignoli y 395 del ensayo de Paulay y Binney.

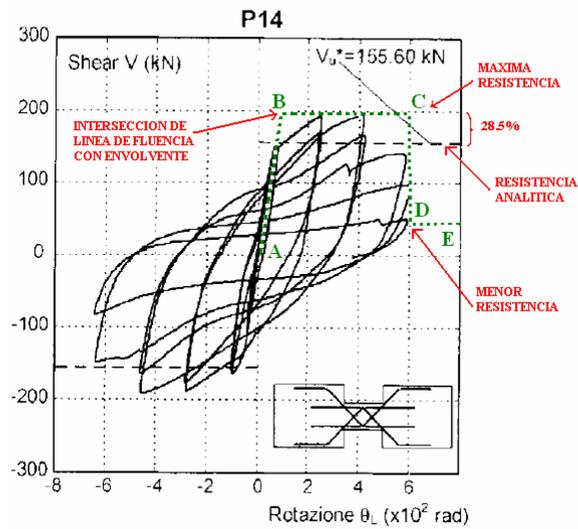


Fig.4.9: Curva elastoplástica de armadura romboidal a partir del espécimen *P14* de Galano y Vignoli [12].

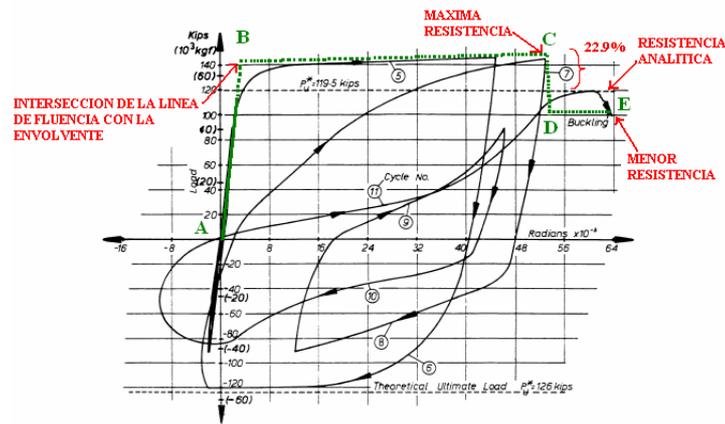


Fig. 8 - Load-rotation relationship for Beam 395

Fig.4.10: Curva elastoplástica de armadura diagonal a partir del espécimen 395 de Paulay y Binney [8].

El diseño de los dinteles se parcializó en tres grupos de acuerdo al nivel de esfuerzos en altura para ambas soluciones (ver Anexos (D) y (E)). En la Fig.4.11 se muestra la curva elastoplástica del dintel con armadura romboidal y diagonal para un refuerzo principal $A_s=9.8 \text{ cm}^2$ y $A_s=19.6 \text{ cm}^2$, equivalentes a 2 y 4 barras de diámetro 25mm, respectivamente.

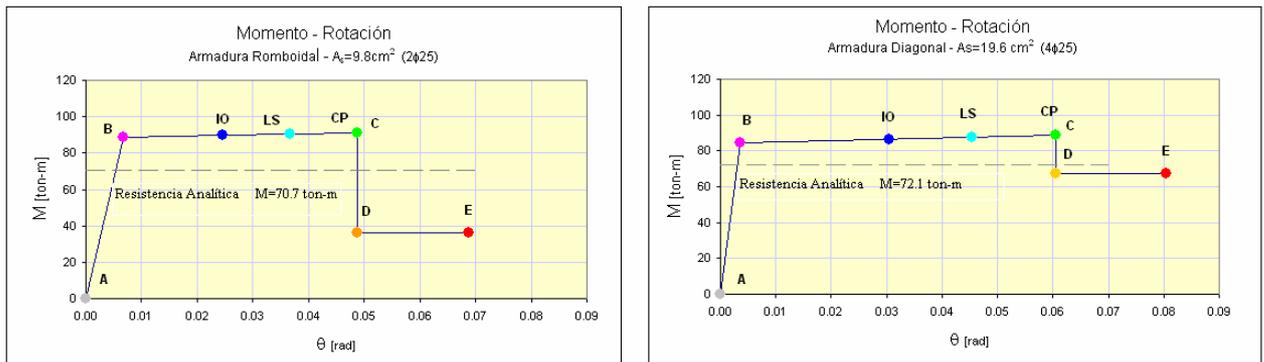


Fig.4.11: Curva elastoplástica de armadura romboidal y diagonal para $A_s=9.8 \text{ cm}^2$ y $A_s=19.6 \text{ cm}^2$ ($2\phi25$ y $4\phi25$).

La curva elastoplástica de la Fig.4.11 muestra los valores de rotación ya ajustados por un factor de minoración $f_{romboidal} = 1.17/1.5 = 0.78$ y de mayoración $f_{diagonal} = 1.17/1.03 = 1.14$. El gráfico es del tipo momento-rotación, en los ensayos lo que se grafica generalmente es el corte de la viga v/s la rotación, debido a que los investigadores aplican y miden esfuerzos de cortes incrementales durante el ensayo. Se hizo el cambio a coordenadas de momento después de construir la curva elastoplástica corte-rotación, a través de la relación:

$$M = \frac{V \cdot l}{2}$$

donde V es el corte obtenido con el procedimiento descrito anteriormente, l es la luz del dintel y M es el momento en los apoyos. Esta relación es válida para una viga bi-empotrada, como en este caso, donde el esfuerzo de corte es constante y el momento es lineal, con el máximo en los apoyos y de valor cero en la mitad de la luz. Este cambio se realizó debido a que SAP2000 tiene limitaciones para trabajar con curvas del tipo corte-rotación. Por otra parte, para vigas de acople armadas diagonalmente, ATC-40 [5] recomienda considerar el ángulo de

rotación como la medida de deformación relevante, ya que se espera que posean la suficiente resistencia y ductilidad para experimentar grandes rotaciones cuando trabajen en el rango no lineal.

En el tramo *B-C* de la Fig.4.11 se ubicaron los puntos *IO*, *LS* y *CP* descritos precedentemente. El criterio utilizado se basa en FEMA-356 [24], que limita su ubicación a una cierta cantidad de deformación y fue aplicado igual para el caso romboidal y diagonal. Se explica este punto a continuación:

- *IO (Ocupación Inmediata)* : La deformación a la cual hay daño visible en el elemento, pero no mayor a 0.67 veces la deformación límite para el punto de *Seguridad a la Vida (LS)*.
- *LS (Seguridad a la Vida)* : 0.75 veces la deformación del punto *C*.
- *CP (Prevención de Colapso)* : La deformación en el punto *C* de la curva.

A falta de información precisa sobre el daño en los reportes experimentales, se tomaron los valores numéricos, de esta manera el punto *CP* es igual al punto *C* de la curva y los otros dos son una ponderación de este punto.

El último punto de la curva es el punto *E*, para el cual se consideró el criterio de FEMA-356 y ATC-40 de ubicarlo a 0.02 radianes más allá del punto *D*. En los ensayos este punto no existe, por lo que fue necesario darle un valor para modelar la curva completa en SAP2000. Este criterio fue aplicado por igual para ambos casos.

Un aspecto importante dice relación con la rigidez. Los ensayos de Paulay y Binney [8] y de Galano y Vignoli [12] no usaron la misma relación de aspecto ni la misma sección de viga. La relación de aspecto se ajustó con el factor mencionado anteriormente. Al no usar la misma sección, ni tener el hormigón utilizado en los ensayos propiedades iguales, la rigidez obtenida no es la misma. Por lo tanto, el tramo que va desde el punto *A* al punto *B* de las curvas mostradas

en la Fig.4.11 no tiene la misma pendiente. Sin embargo, para el dintel estudiado en este capítulo, la rigidez debe ser la misma ya que depende solamente del módulo de elasticidad del hormigón y de la inercia de la sección y no del acero de refuerzo que contenga en su interior. En la Tabla 4.1 se muestran las propiedades de los especímenes usados para construir la curva elastoplástica y el valor del módulo de elasticidad del hormigón E_c , calculado de acuerdo a ACI 318-2005 [1], que considera un valor de $E_c = 15100\sqrt{f'c}$, donde $f'c$ es la resistencia a la compresión informada en los ensayos y la que se utilizó en el diseño del Edificio Estilo Urbano.

Tabla 4.1: Propiedades de especímenes usados para la modelación.

| Investigadores | Nombre Especimen | b [cm] | h [cm] | l [cm] | l/h | I [m ⁴] | f'c [MPa] | E _c [ton/m ²] | E _c *I [ton*cm ²] |
|----------------------|------------------|--------|--------|--------|------|---------------------|-----------|--------------------------------------|--|
| Paulay y Binney | 395 | 15.2 | 99.1 | 101.6 | 1.03 | 0.01233 | 36.2 | 2872971 | 35417 |
| Galano y Vignoli | P14 | 15.0 | 40 | 60 | 1.50 | 0.00080 | 45.0 | 3203194 | 2563 |
| Dintel Estilo Urbano | - | 30 | 120 | 140 | 1.17 | 0.04320 | 25.0 | 2387520 | 103141 |

Como se observa, los valores fueron de distinto orden, en particular se tiene que la rigidez $E_c \cdot I$ del dintel en estudio es 40 veces más grande que el espécimen *P14* de Galano y Vignoli y 3 veces más grande que el espécimen *395* de Paulay y Binney. En condiciones ideales lo óptimo habría sido tener resultados experimentales más cercanos a lo requerido, sobre todo para la solución romboidal, datos con los que no se cuentan. Debido a esta limitación, se optó por considerar la pendiente del modelo diagonal válida para las dos curvas elastoplásticas, por ser su rigidez más cercana al dintel en estudio. Esto implicó corregir la curva romboidal de la forma que se muestra en la Fig.4.12, donde el punto *B* se desplazó al punto *B'* para tener la misma pendiente que la curva del modelo diagonal.

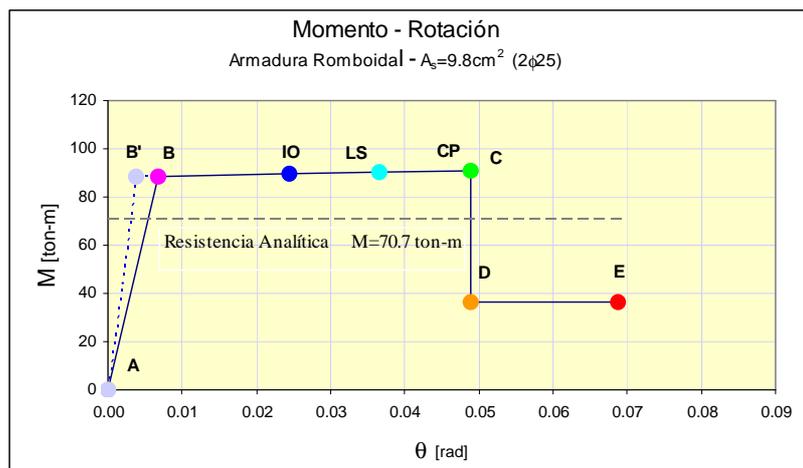


Fig.4.12: Curva elastoplástica de armadura romboidal corregida.

4.6.- MODELACION DE LOS MUROS ACOPLADOS

La modelación de los muros acoplados se hizo con un modelo de barras en SAP2000. Los muros están representados como barras verticales con sus propiedades y ubicados en su centro de gravedad, en tanto que los dinteles fueron representados como barras horizontales y una zona rígida en su conexión con los muros. SAP2000 modela la no linealidad de los dinteles como una plasticidad concentrada a través de la herramienta “frame hinge”. Esto es una “rótula”, donde ocurre toda la deformación plástica por rotación de la viga de acople. Puede ser colocada en cualquier lugar del elemento y se le asocia una curva elastoplástica como la que se describió en detalle en los dos puntos anteriores. En toda la fachada, existen tres diferentes diseños en altura para cada alternativa, según muestra la Tabla 4.2, por lo tanto a cada diseño le corresponde una curva elastoplástica y son un total de tres para cada alternativa. (ver Anexo (E)).

Tabla 4.2: Areas de refuerzo principal A_s , barras y capacidades de dinteles.

| Nivel | Diagonal | | | | Romboidal | | | |
|-------------|-------------------------|-------------|-------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------|-------------------------|---------------------------|
| | A_s [cm^2] | Barras | V_{anal} [ton] | M_{anal} [ton-m] | A_s [cm^2] | Barras | V_{anal} [ton] | M_{anal} [ton-m] |
| s2 a cp19 | 19.6 | 4 ϕ 25 | 103.0 | 72.1 | 9.8 | 2 ϕ 25 | 100.9 | 70.7 |
| cp20 a cp23 | 15.2 | 4 ϕ 22 | 79.8 | 55.9 | 7.6 | 2 ϕ 22 | 78.2 | 54.7 |
| cp24 a cp26 | 10.2 | 4 ϕ 18 | 53.4 | 37.4 | 5.1 | 2 ϕ 18 | 52.3 | 36.6 |

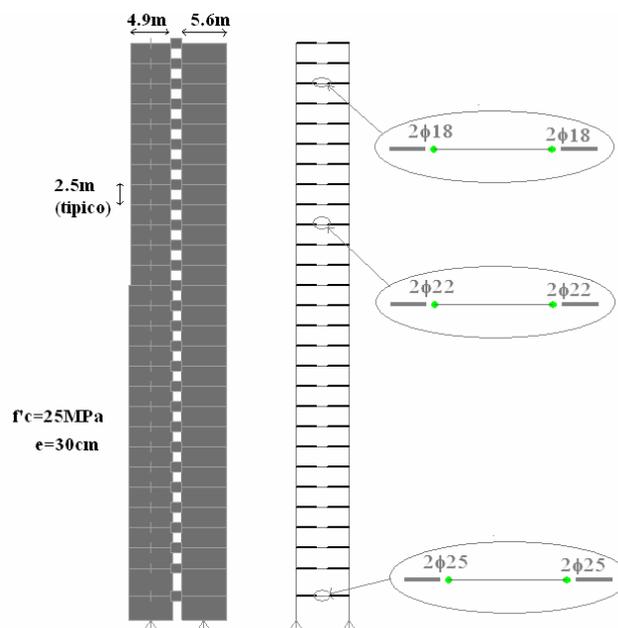
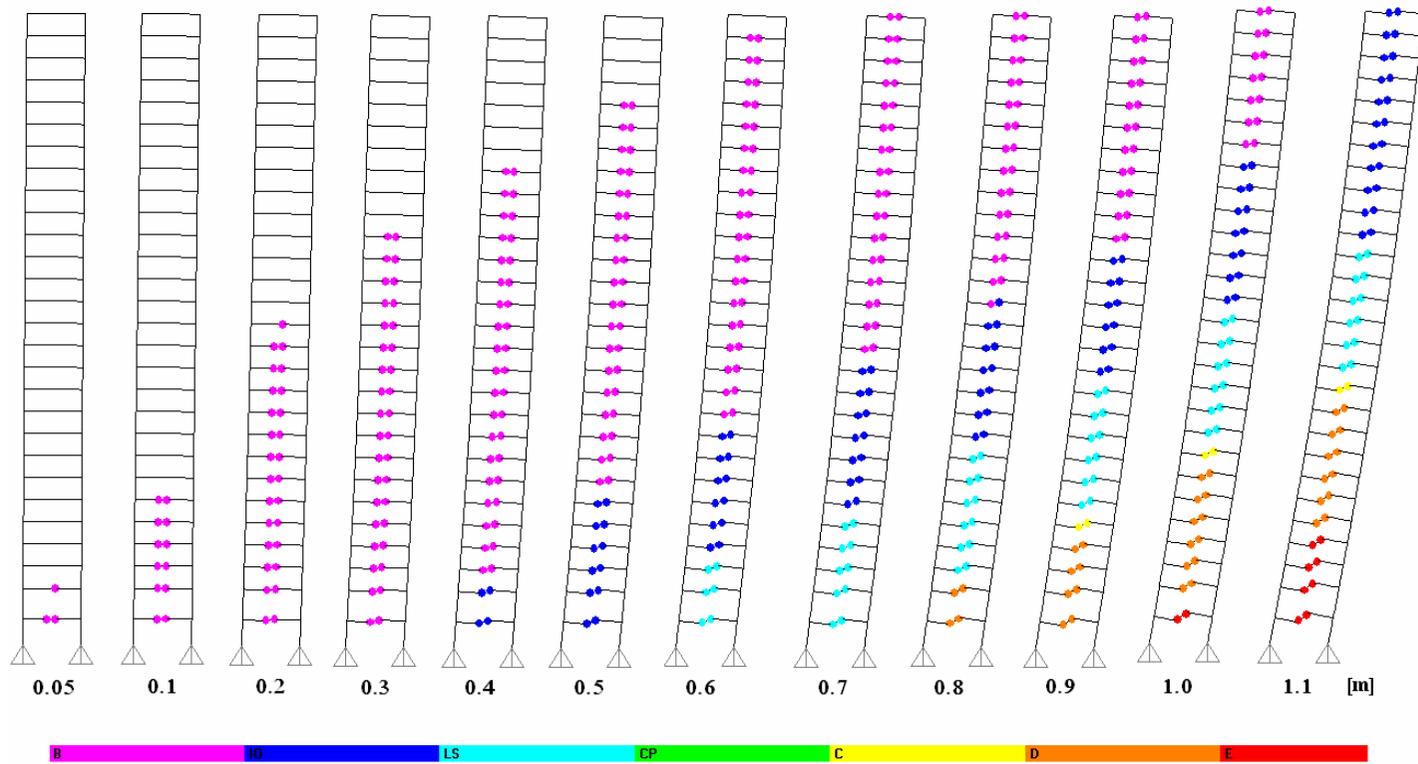


Fig.4.13: Modelo de barras y rótulas plásticas para diseño romboidal.

En la Tabla 4.2 se muestran las áreas del refuerzo principal, A_s , y la resistencia analítica para cada diseño. El diseño está parcializado por tramos y se hace notar que las resistencias son similares entre el modelo diagonal y el romboidal. Las rótulas plásticas fueron colocadas en los extremos del dintel, donde se tiene el mayor esfuerzo de momento. En el análisis pushover, a medida que se imponen desplazamientos laterales incrementales a la estructura, los dinteles toman esfuerzos de corte y de momento. Cuando la rotación en la viga de acople sobrepasa el punto B de la curva elastoplástica, SAP2000 entrega resultados gráficos sobre el nivel de rotulamiento de la estructura e indica que punto de la curva se ha alcanzado para un determinado nivel de desplazamiento. Esto se mostrará en el punto siguiente. El hecho que las resistencias analíticas sean casi iguales, se debe a que se impuso que las capacidades fueran lo más parecidas posible, al diseñar con los esfuerzos mayorados del análisis sísmico del edificio. Esto no significa que el análisis pushover entregue también resultados similares, la diferencia va a estar dada por la curva elastoplástica, donde la sobrerresistencia y la rotación no son iguales. En el caso de los muros, se optó por dejarlos trabajar linealmente, para centrar la atención en los dinteles. Los muros fueron considerados apoyados y empotrados a nivel de fundación, en dos análisis distintos. La situación real es una condición de empotramiento parcial, que depende de las características del suelo. Las cargas muertas y de servicio fueron tomadas del modelo original en ETABS y colocadas en los nodos, piso a piso, en el modelo de barras.

4.7.- ROTULAS PLASTICAS

En las Fig. Fig.4.14 a Fig.4.17 se muestran la formación de rótulas plásticas para la armadura diagonal y romboidal, con los muros apoyados y empotrados en la base. En el análisis pushover se impusieron desplazamientos graduales desde 0.05 a 1.1m, de izquierda a derecha y en el último nodo. Los colores de las rótulas indican que punto de la curva elastoplástica se ha alcanzado, que van desde el punto B correspondiente a la fluencia, hasta el punto E que representa la falla total. Se muestra también la curva elastoplástica para una mayor comprensión.



IO= Ocupación inmediata
 LS= Seguridad a la Vida
 CP=C= Prevención de Colapso

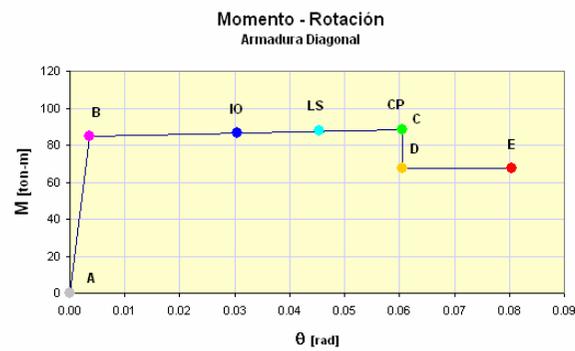
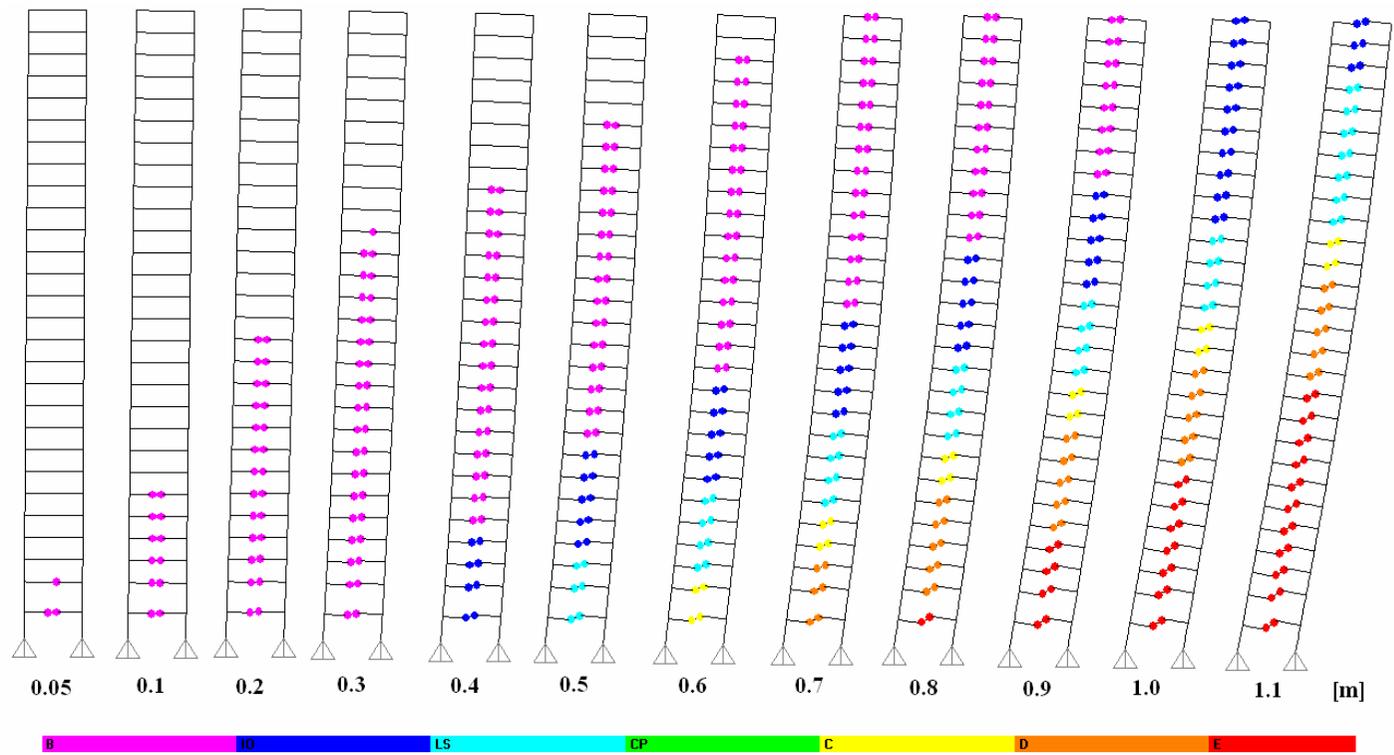


Fig.4.14: Formación de rótulas plásticas. Armadura diagonal, muros apoyados en la base.



IO= Ocupación inmediata
 LS= Seguridad a la Vida
 CP=C= Prevención de Colapso

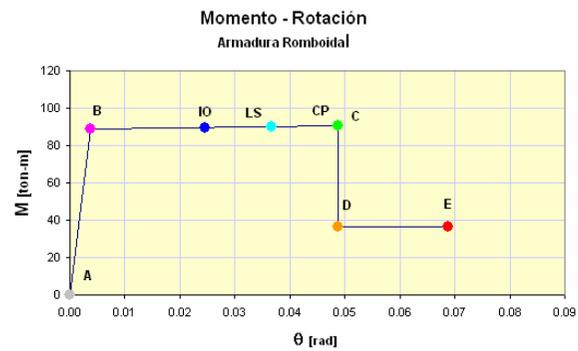
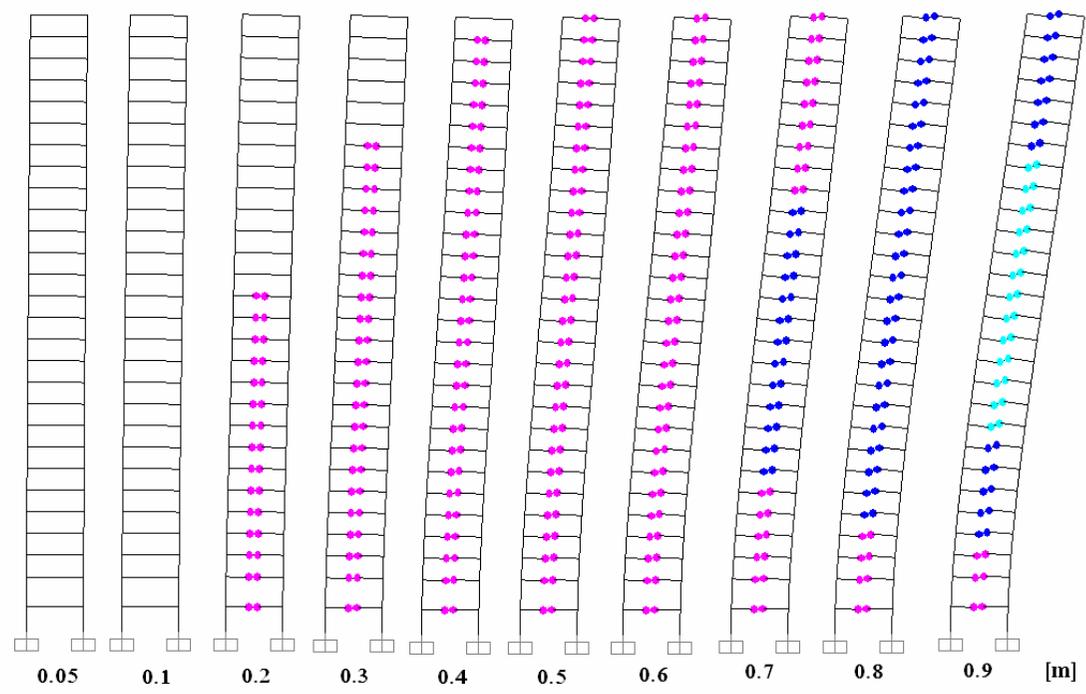


Fig.4.15: Formación de rótulas plásticas armadura romboidal, muros apoyados en la base.



IO= Ocupación inmediata
 LS= Seguridad a la Vida
 CP=C= Prevención de Colapso

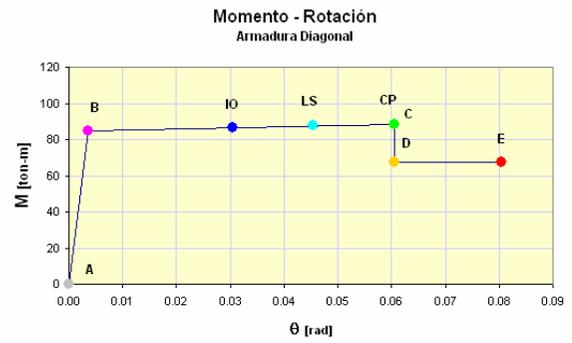
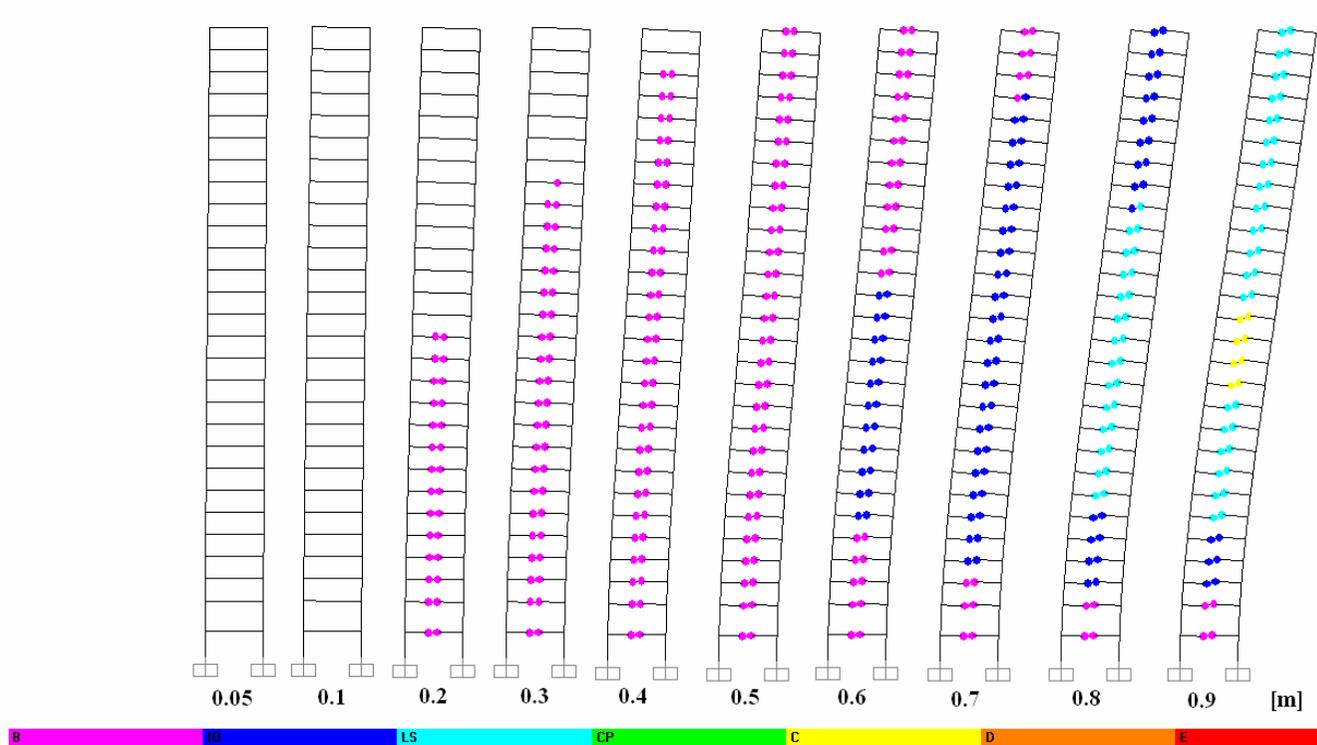


Fig.4.16: Formación de rótulas plásticas armadura diagonal, muros empotrados en la base.



IO= Ocupación inmediata
 LS= Seguridad a la Vida
 CP=C= Prevención de Colapso

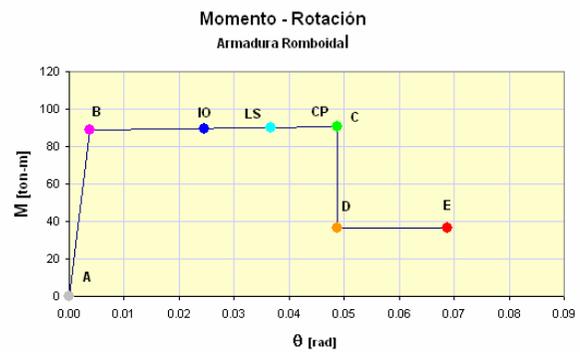


Fig.4.17: Formación de rótulas plásticas armadura romboidal, muros empotrados en la base.

De las Fig.4.14 y Fig.4.15 se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Las rótulas plásticas comienzan a formarse en los dinteles más cercanos a la base de la estructura y van aumentando gradualmente en altura a medida que el desplazamiento impuesto crece. También se tiene que estos dinteles rotulados tempranamente son los más solicitados en todo el análisis.
- Para valores de desplazamientos menores a 30cm ninguna rótula ha alcanzado el nivel de *Ocupación Inmediata (IO)*. Esto se debe a que el tramo comprendido entre el punto *B* e *IO* es largo para los dos modelos, y también el tramo *B-C*. La curva elastoplástica se construyó con gráficos experimentales, donde se tienen grandes rotaciones y ductilidad, si se hubiesen usado, por ejemplo, las sugerencias de FEMA-356 o ATC-40 para vigas con diagonales, el punto *CP* se situaría en torno a los 0.03 radianes, un valor más conservativo, pero que se aleja de los objetivos de usar toda la capacidad de deformación reportada en los ensayos
- A partir de un desplazamiento de 70cm para la armadura romboidal y 80cm para la armadura diagonal se empieza a alcanzar los puntos *C* y *D* de la curva, asociados con la degradación de resistencia. Debido a lo explicado en el punto anterior, es necesario empujar la estructura a grandes valores de desplazamiento para alcanzar estos valores.
- En valores de desplazamiento de 100 y 110cm ya prácticamente no queda ninguna rótula asociada al punto *B* y una buena parte de ellas ha alcanzado la falla total (punto *E*).
- Si se comparan el modelo diagonal con el romboidal se ve un desempeño casi parejo hasta valores de desplazamiento de 50cm.

Posterior a este punto se observa una superioridad del modelo diagonal en los dinteles más cercanos a la base, situándose un punto antes en la curva elastoplástica que el diseño romboidal.

En la Fig. Fig.4.16 y Fig.4.17 se muestra el mismo modelo con el cambio de las condiciones de apoyo a empotramiento. Este cambio retarda la aparición de rótulas plásticas hasta un desplazamiento de 20cm y en general en todo el proceso. En general el desempeño es parejo hasta valores de desplazamiento de 70cm. En los dos pasos siguientes se aprecia una superioridad del diseño diagonal. La condición de borde considerada en el edificio original es, apoyado. Al darle esta condición se está haciendo el supuesto que el suelo no tiene la capacidad de impedir el movimiento de la zapata del muro, en la práctica el suelo provee de algún grado de empotramiento que en un análisis más detallado debiera ser representado como un resorte al giro.

En todo lo analizado en el punto presente se debe tener en cuenta que en la modelación se consideró que los muros trabajan linealmente. Es por esta razón que la estructura es empujada a altos niveles de ductilidad sin la aparición de rótulas en la base de los muros. Se procedió de esta forma para centrar la atención en el desempeño de los dinteles más que en el de los muros.

4.8.- CURVA DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO

La Fig.4.18 muestra las curvas de capacidad del modelo diagonal y romboidal. En este gráfico se representa el desplazamiento en el nivel superior de la estructura y el cortante en la base. Se observa que para valores menores a 20cm de desplazamiento la curva es aproximadamente lineal. Posteriormente, se tiene un incremento sostenido en la capacidad de tomar carga que llega hasta los 60cm de desplazamiento, hasta donde el desempeño de ambas soluciones es prácticamente el mismo. A partir de este punto se produce un deterioro en la capacidad, que es más acentuado en el modelo romboidal. Este decaimiento está asociado a la pérdida de rigidez de la estructura, producida por la plastificación extrema de los dinteles más solicitados.

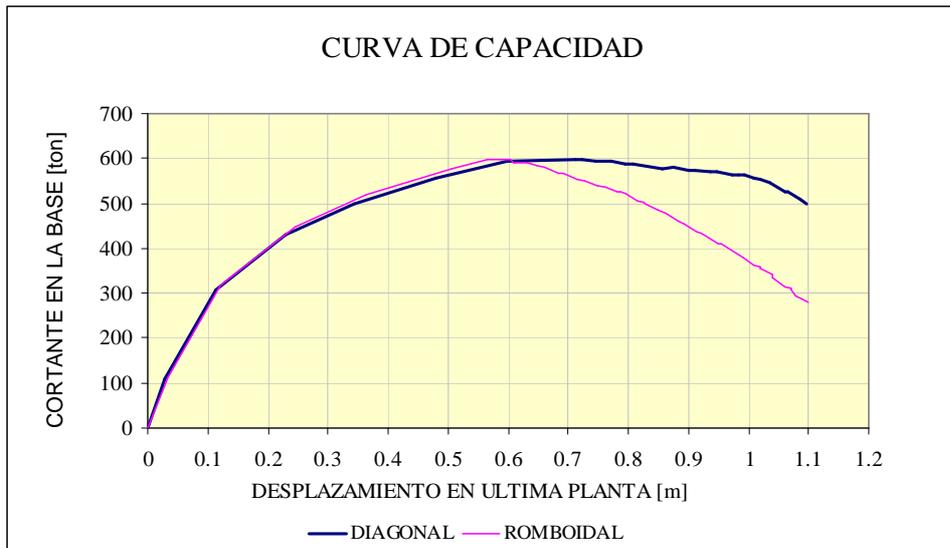


Fig.4.18: Curva de Capacidad (Caso Apoyado).

Lo anterior no significa que el diseño romboidal sea deficiente. Esto más bien depende del Punto de Desempeño de la Estructura. Este punto representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda y depende del llamado espectro de demanda, que a su vez es función del espectro elástico con un nivel de amortiguamiento y del periodo del modo fundamental de vibración. La intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad es llamada el Punto de Desempeño.

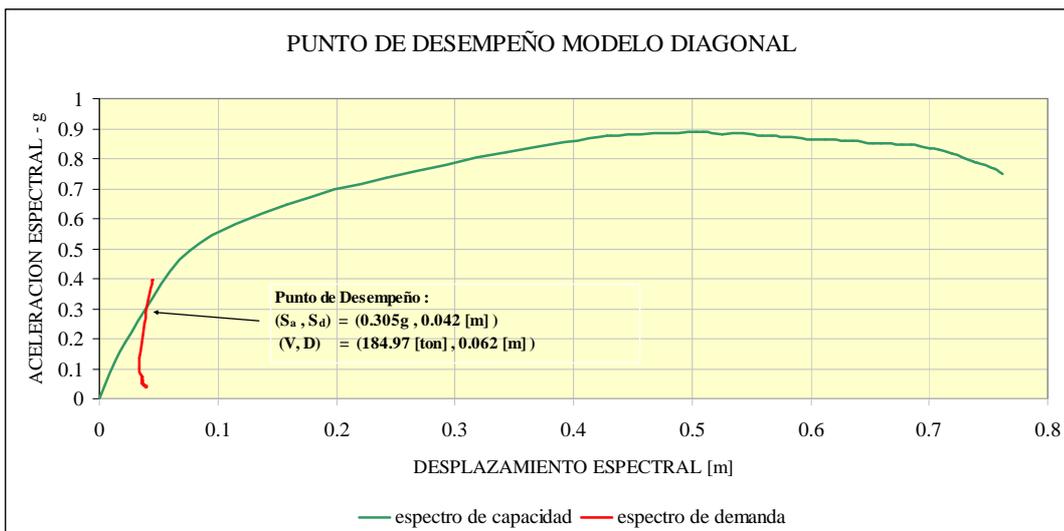


Fig.4.19: Punto de Desempeño Modelo Diagonal.

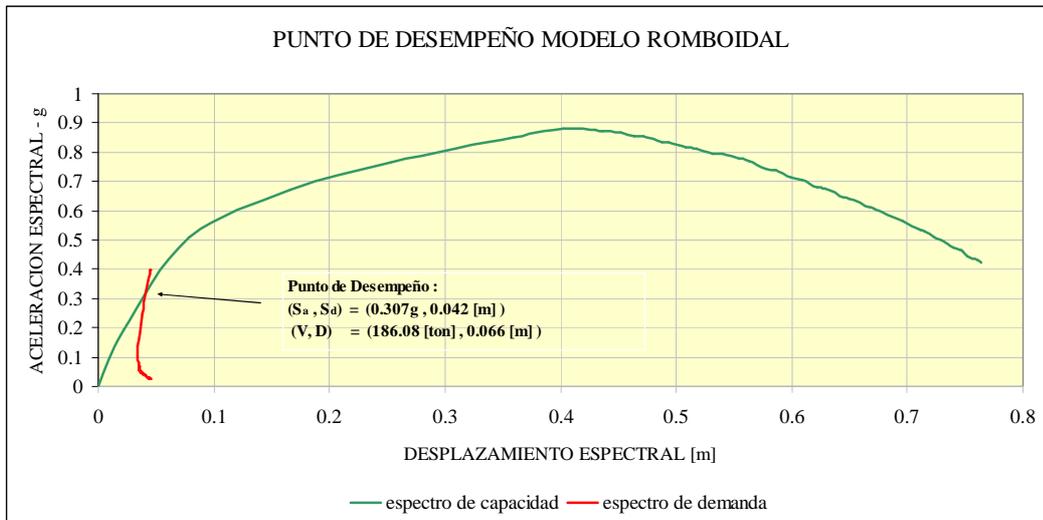


Fig.4.20: Punto de Desempeño Modelo Romboidal.

En las Fig. Fig.4.19 y Fig.4.20 está mostrado el punto de desempeño para los dos modelos. En coordenadas de cortante en la base (V) y desplazamiento (D), este punto se sitúa prácticamente en el mismo lugar (186 ton y 6.6 cm). La intersección ocurre en ambos casos dentro del rango lineal. Esto significa que la estructura en los dos modelos tiene un diseño seguro. Si la intersección se situara más alejada de esta zona, el diseño sería considerado inseguro y la estructura requeriría una readaptación para mejorar su desempeño. Hay que tener en cuenta que esta afirmación es válida dentro del contexto de la estructura que se modeló, que es una parte del edificio completo. Se concluye entonces que desde el punto de vista del desempeño, la solución romboidal es tan buena como la diagonal.

CAPÍTULO V – CONCLUSIONES -

Finalizado el trabajo pueden hacerse las siguientes conclusiones sobre los temas tratados en la memoria:

CONCLUSIONES:

- De la revisión del estado del arte se concluye que a nivel internacional existe una investigación activa en la búsqueda de diseños alternativos a la armadura diagonal de vigas de acople. En algunos de los trabajos consultados, los investigadores contextualizan su trabajo a edificios altos de planta libre del tipo “coupled core wall”. En este tipo de edificaciones las vigas de acople juegan un papel esencial en controlar las deformaciones y proporcionar rigidez lateral y por lo general su relación de aspecto es mayor a 2.
- Se encontró que de las alternativas estudiadas, el diseño romboidal se adapta mejor a la práctica ingenieril del país. El buen desempeño de este diseño en términos de capacidad, ductilidad, disipación de energía y en evitar la falla frágil de corte, está lo suficientemente avalado en las Ref. [12] y [14]. Su diseño es además simplificadorio y evita la congestión excesiva de armaduras.
- El código ACI 318-08 relajó los requisitos de confinamiento de las diagonales de la versión del año 2005, dando como alternativa un confinamiento de la sección completa y no del paquete de diagonales. Esta importante modificación toma en cuenta la visión crítica de algunos investigadores de la Ref. [3] y es un cambio importante a considerar por parte de los diseñadores en relación a lo establecido actualmente en la Norma Chilena de Hormigón Armado Nch430 of.2008 [11].

- Se hizo un diseño de dinteles con una relación de aspecto de $l/h=1.17$ en una fachada de muros acoplados de un edificio ubicado en Santiago. Este diseño consideró el uso de armadura diagonal y romboidal. Posteriormente, mediante un análisis estático no lineal, se obtuvo el patrón de rótulas plásticas de la estructura, la curva de capacidad y el punto de desempeño. Este análisis mostró que para etapas tempranas e intermedias de la carga el nivel de plastificación de los dinteles en ambas soluciones es similar, salvo en la plastificación más extrema, donde existe una superioridad del diseño diagonal. Este comportamiento queda bien representado por las curvas de capacidades de cada diseño.
- El punto de desempeño de la estructura es prácticamente el mismo para ambos diseños y se sitúa cerca del rango lineal de la curva de capacidad. Esto significa que para el máximo desplazamiento esperado de la estructura, la armadura romboidal es tan eficiente como la armadura diagonal y cumple con los objetivos de ser un diseño seguro.

LIMITACIONES:

- En condiciones ideales una modelación de este tipo requeriría contar con datos experimentales más idóneos para el elemento que se quiere representar. En el trabajo se extrapolaron valores y se hicieron supuestos con el fin de tener una estimación del comportamiento de las dos alternativas. Idealmente se debiera contar con ensayos de las dos alternativas donde los especímenes tengan las mismas propiedades geométricas y estén fabricadas con los mismos materiales, o en caso contrario, hacer un análisis más detallado que permita extrapolar los ensayos con que se cuenta.
- Se consideró que los muros trabajaban linealmente. Esto en la práctica no es correcto, para los niveles de ductilidad alcanzados los muros debieran presentar

daño. Este supuesto se hizo para centrar la atención en la comparación del desempeño de las dos alternativas a grandes niveles de ductilidad.

RECOMENDACIONES:

- Se recomienda en trabajos futuros estudiar el comportamiento de edificios que han sufrido terremotos en nuestro país y donde esté presente la configuración de dinteles cortos en muros acoplados. Históricamente este tipo de dinteles han sido diseñados con armadura convencional y sería interesante evaluar su desempeño en el pasado. De la revisión bibliográfica se concluyó que a nivel internacional la búsqueda de alternativas al uso de armadura diagonal se da en el contexto de edificios del tipo “coupled core wall”, donde estas vigas son fundamentales. Sin embargo, este tipo de estructuración no es lo más usado en el país, por lo que sería razonable preguntarse cuan aplicable es este diseño a la realidad nacional.

VI– BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS –

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario” (ACI318S-05), 2005.
- [2] FORTNEY P., “The Next Generation of Coupling Beams”, trabajo para optar al grado de Doctor en Filosofía, Universidad de Cincinnati, 2005.
- [3] HARRIES, FORTNEY, SHAHROOZ y BRIENEN, “Practical Design of Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams – Critical Review of ACI 318 Requirements”, ACI Structural Journal, Noviembre-Dicembre de 2005.
- [4] TANUWIDJAJA H., “Coupling beams in the Satrio Tower”, Concrete International, Mayo de 2007.
- [5] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40, 1996.
- [6] <http://www.valdezalaska.org/history/earthquake.html>. [consulta 25/11/2008].
- [7] UNIVERSITY OF CALIFORNIA BERKELEY, The Earthquake Engineering Online Archive, disponible en línea en :
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/list?e=4626&start=91> [consulta 29/9/2008]
- [8] PAULAY T, BINNEY J.R., “Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls”, Shear in Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974.
- [9] BARNEY G.B., SHIU K.N., RABBAT B.G., FIORATO A.E., RUSSELL H.G., CORLEY W.G., “Behavior of Coupling Beams Under Load Reversals”, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1980.
- [10] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario” (ACI318S-08), 2008.
- [11] INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION, “Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo”, NCh430.Of2008, 2008.
- [12] GALANO L., VIGNOLI A., “Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts”, ACI Structural Journal, Noviembre–Diciembre de 2000.

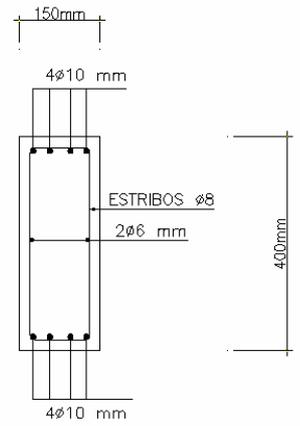
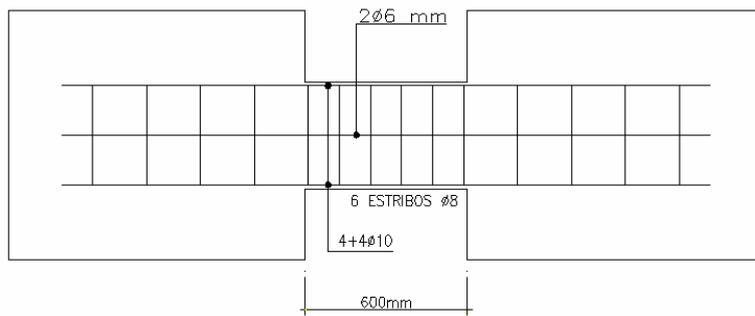
- [13] PARK W., YUN H., “Seismic Behavior and Design of Steel Coupling Beams in a Hybrid Coupled Shear Wall Systems”, Nuclear Engineering and Design, 236, 2006.
- [14] TEGOS I.A., PENELIS G., “Seismic Resistance of Short Columns and Coupling Beams Reinforced with Inclined Bars”, ACI structural Journal, Enero-Febrero de 1988.
- [15] LAM W., SU R., PAM H., “Experimental Study on Embedded Steel Plate Composite Coupling Beams”, Journal of Structural Engineering – ASCE, Agosto de 2005.
- [16] CAMBOLAT B., PARRA-MONTECINOS G., WIGHT J., “Experimental Study on Seismic Behaviour of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beams, ACI Structural Journal, Enero-Febrero de 2005.
- [17] PARRA-MONTECINOS G., “High-Performance Fiber Reinforced Concrete in Earthquake-Resistant Construction”, Structure Magazine, Enero de 2007.
- [18] KUANG J.S., BACZKOWSKI B., “Shear Capacity of Steel Fibre Reinforced Concrete Coupling Beams”, Joint International Conference on Computing and Decision Making in Civil and Building Engineering, 14-16 de Junio de 2006, Montreal, Canada.
- [19] MORENO R., “Evaluación del Riesgo Sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona”, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, 2006.
- [20] KADID A., BOUMRKIK A., “Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures”, Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), Vol.9, Nro.1, 2008.
- [21] EDIFICIO ESTILO URBANO TORRE B, modelo en ETABS 8 facilitado por la oficina de ingeniería de GONZALO SANTOLAYA Y CIA.
- [22] COMPUTERS AND STRUCTURES INC, Software para modelación de Edificios ETABS 8.
- [23] COMPUTERS AND STRUCTURES INC, Software para modelación de Estructuras SAP2000, versión 11.
- [24] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, “Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Noviembre de 2000.
- [25] INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION, “Diseño sísmico de Edificios”, NCh433-1996, 1996.

- [26] EUROCODE 2, “Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings”, ENV 1992-1-1, 1992.
- [27] EUROCODE 8, “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures”, ENV 1998-1-1, 1-2,1-3,1994.
- [28] FREEMAN, S.A. “Development and use of Capacity Spectrum Method”, Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering, EE-RI, Oakland. (Cited as [19]).

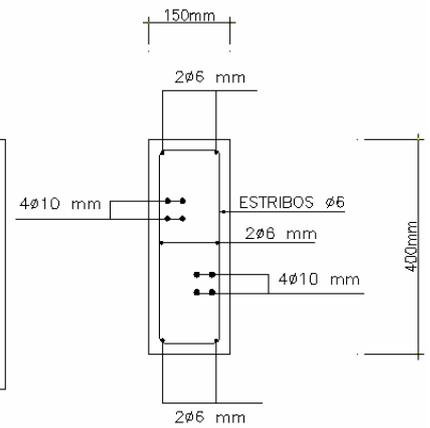
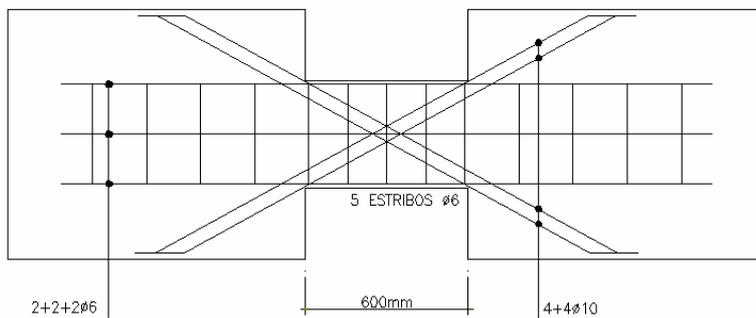
ANEXOS -

A.- Elevaciones y Cortes Especimenes de Galano y Vignoli.

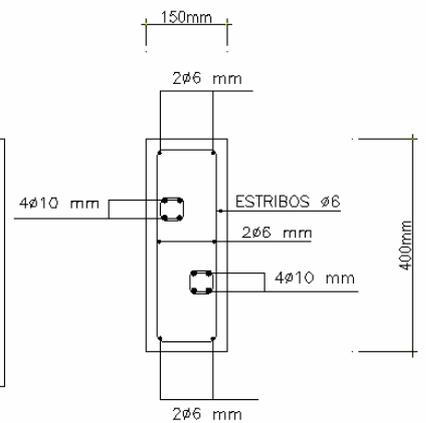
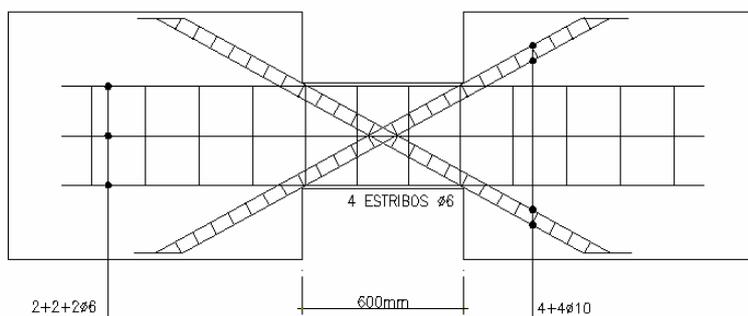
ESPECIMEN TIPO "a"



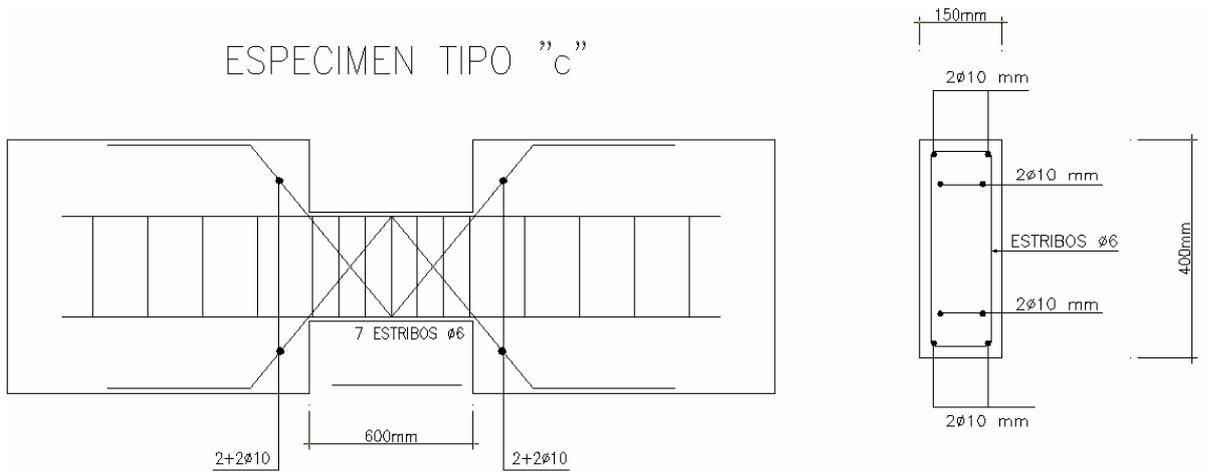
ESPECIMEN TIPO "b1"



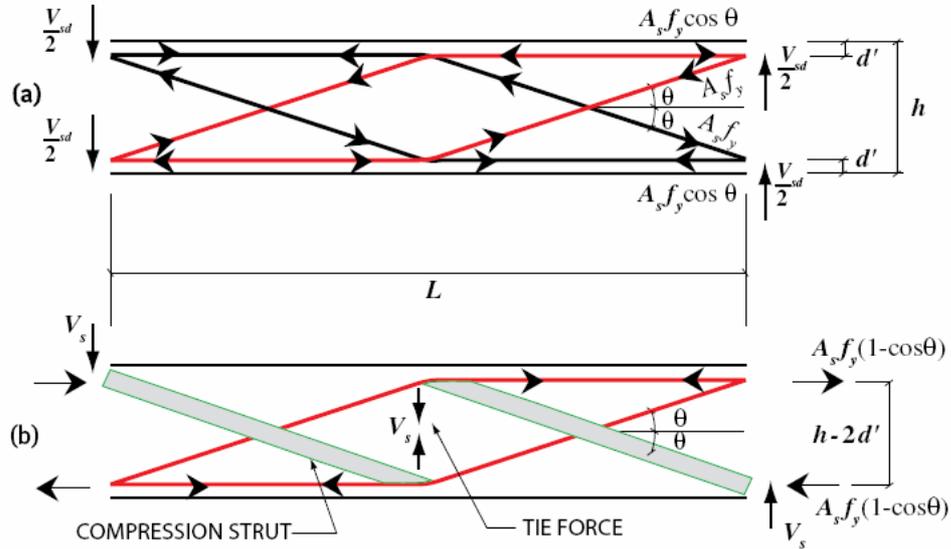
ESPECIMEN TIPO "b2"



ESPECIMEN TIPO "C"



B.- Modelo de Tegos y Peneli



La capacidad de corte de la viga de acople ϕV_n puede ser expresada como:

$$\phi V_n = \phi V_{sd} + \phi V_s \quad (1)$$

donde V_{sd} y V_s son las resistencias al corte que proporcionan el mecanismo de puntal de doble cruz (a) y el mecanismo de puntal de hormigón (b). ϕ es un factor de minoración de la resistencia. De la figura, se tiene:

$$V_{sd} = 2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \text{seno}(\theta) \quad (2)$$

$$V_s = A_s \cdot f_y \cdot (\tan(\theta) - \text{seno}(\theta)) \quad (3)$$

donde θ es el ángulo definido en la figura, f_y es la fluencia del acero y A_s es el área del refuerzo romboidal. Combinando (2) y (3) en (1), se tiene que

$$\phi V_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (\tan(\theta) + \text{seno}(\theta)) \quad (4)$$

e imponiendo que $\phi V_n \geq V_u$. Se llega a que el área del refuerzo romboidal debe ser:

$$A_s \geq \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot (\tan(\theta) + \text{seno}(\theta))} \quad (5) \quad \text{con } \tan(\theta) = \frac{h-2d'}{L/2}$$

C.- Edificio Estilo Urbano. Algunas características del Edificio.

| | | |
|----------------------|----------------------------------|------------|
| Nombre: | Edificio Estilo Urbano | |
| Nro. de pisos | 26 pisos y 2 subterráneos | |
| Altura total | 77.3 | [m] |

Datos Nch433.Of96

| | |
|--------------------|-----|
| Categoría Edificio | C |
| Importancia | 1 |
| Zona Sísmica | 2 |
| Tipo de Suelo | II |
| Ro | 11 |
| R | 7 |
| Ao [g] | 0.3 |

Datos del Análisis en Etabs 8

Según X:

| | | |
|--------------------------|----------|---------|
| Peso Sísmico | 19034 | [ton] |
| Corte Basal Mínimo | 951.72 | [ton] |
| Corta Basal Máximo | 1998.61 | [ton] |
| Periodo Predominante | 0.86 | [s] |
| Corte Elástico | 4038.12 | [ton] |
| R* | 8.94 | |
| Factor de Mayoración | 2.11 | |
| Factor de Minoración | 1 | |
| R** | 4.24 | |
| Corte Basal Efectivo | 951.72 | [ton] |
| Momento Volcante | 30726.75 | [ton-m] |
| Brazo de Palanca (Mb/Qb) | 32.02 | [m] |

Según Y:

| | | |
|--------------------------|----------|---------|
| Peso Sísmico | 19034 | [ton] |
| Corte Basal Mínimo | 951.72 | [ton] |
| Corta Basal Máximo | 1998.61 | [ton] |
| Periodo Predominante | 1.42 | [s] |
| Corte Elástico | 3339.72 | [ton] |
| R* | 9.93 | |
| Factor de Mayoración | 2.83 | |
| Factor de Minoración | 1 | |
| R** | 3.51 | |
| Corte Basal Efectivo | 951.72 | [ton] |
| Momento Volcante | 21755.61 | [ton-m] |
| Brazo de Palanca (Mb/Qb) | 22.84 | [m] |

D.- Diseño de los dinteles

El dintel diseñado corresponde a una viga invertida de 30cm de espesor, altura 120cm y largo 140cm. La tabla D.1 muestra el mayor esfuerzo de corte y de momento en cada piso del edificio ya mayorados, esta información se obtuvo con los datos de la Ref. [20]. Se parcializó el diseño en tres grupos y se detalla a modo de ejemplo el diseño con la fórmula de capacidad al corte del modelo diagonal y romboidal para el primer grupo de dinteles. Dado que el énfasis está puesto en la resistencia al corte, que en las vigas de acople tiene una fórmula especial, se indican, pero no se detalla el cálculo de áreas a flexión, que se calculan de la misma forma tradicional.

Tabla D.1- Esfuerzos mayorados en dinteles.

| | Nivel | Vu [ton] | Mu [ton] |
|----|--------------|-----------------|-----------------|
| 1 | cps2 | 43.8 | 70.1 |
| 2 | cps1 | 76.9 | 90.1 |
| 3 | cp1 | 61.7 | 81.5 |
| 4 | cp2 | 80.6 | 95.0 |
| 5 | cp3 | 84.7 | 95.9 |
| 6 | cp4 | 86.0 | 95.4 |
| 7 | cp5 | 85.3 | 93.3 |
| 8 | cp6 | 83.4 | 90.2 |
| 9 | cp7 | 80.5 | 86.3 |
| 10 | cp8 | 76.8 | 81.9 |
| 11 | cp9 | 72.6 | 77.2 |
| 12 | cp10 | 68.0 | 72.1 |
| 13 | cp11 | 63.0 | 66.8 |
| 14 | cp12 | 57.7 | 61.6 |
| 15 | cp13 | 50.7 | 54.9 |
| 16 | cp14 | 52.3 | 48.7 |
| 17 | cp15 | 58.6 | 54.4 |
| 18 | cp16 | 75.7 | 66.2 |
| 19 | cp17 | 77.1 | 66.6 |
| 20 | cp18 | 75.9 | 65.3 |
| 21 | cp19 | 73.2 | 62.8 |
| 22 | cp20 | 66.0 | 59.1 |
| 23 | cp21 | 63.4 | 54.3 |
| 24 | cp22 | 56.6 | 48.4 |
| 25 | cp23 | 48.7 | 41.5 |
| 26 | cp24 | 40.0 | 33.8 |
| 27 | cp25 | 31.6 | 26.3 |
| 28 | cp26 | 15.5 | 14.0 |

En el primer grupo de dinteles, que comprende desde el cielo del segundo subterráneo (cps2) al cielo del piso 19 (cp19) se tiene los siguientes datos:

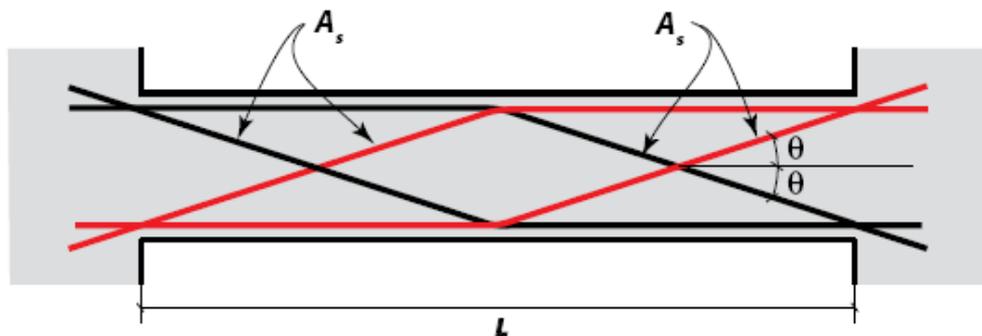
DISEÑO DE VI 30/120

| | | | |
|---------|------|-----------------------|--|
| $f_c=$ | 250 | [kg/cm ²] | hormigón H-30 |
| $f_y=$ | 4200 | [kg/cm ²] | acero A630-420H |
| $b=$ | 30 | [cm] | ancho de la sección |
| $h=$ | 120 | [cm] | altura de la sección |
| $l=$ | 140 | [cm] | largo de la viga |
| $l/h=$ | 1.17 | [] | relación de aspecto |
| $d'=$ | 4 | [cm] | recubrimiento |
| $\phi=$ | 0.85 | [] | factor de minoración de la resistencia |
| $V_u=$ | 86.0 | [ton] | máximo esfuerzo de corte mayorado |
| $M_u=$ | 95.9 | [ton-m] | máximo esfuerzo de momento mayorado |

Diseño romboidal:

En el diseño romboidal el ángulo de inclinación de las barras está dado por:

$$\tan(\theta) = \frac{h - 2d'}{l/2} = \frac{120\text{cm} - 2 \cdot 4\text{cm}}{140\text{cm}/2} = 1.6 \quad \therefore \theta = 1.01 \text{ [rad]}$$



En tanto que la capacidad al corte de la viga de acople, minorada por el factor de resistencia, ϕV_n , puede expresarse como:

$$\phi V_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (\tan(\theta) + \text{seno}(\theta))$$

donde A_s es el área de la armadura principal indicada en la figura y f_y es la fluencia del acero de refuerzo.

Se debe cumplir que $\phi V_n \geq V_u$ por lo que se tiene:

$$A_s \geq \frac{V_u}{\phi \cdot f_y (\tan(\theta) + \text{seno}(\theta))} = \frac{86 \text{ ton}}{0.85 \cdot 4.2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} (1.6 + 0.848)} = 9.84 \text{ cm}^2$$

en este caso con 2 barras de diámetro $\phi=25$ mm se tiene $A_s=9.81 \text{ cm}^2$, que cumple con el área requerida.

Según el modelo de Tegos y Peneli, los estribos transversales deben resistir un corte V_s dado por:

$$V_s = A_s \cdot f_y \cdot (\tan(\theta) - \text{seno}(\theta))$$

donde A_s es el área calculada anteriormente. Por lo tanto:

$$V_s = 9.81 \text{ cm}^2 \cdot 4.2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} (1.6 - 0.848) = 31 \text{ ton}$$

asumiendo un espaciamiento de estribos de $s = 20 \text{ cm}$ y considerando la ecuación 11-15 del código ACI-318-2005, se tiene:

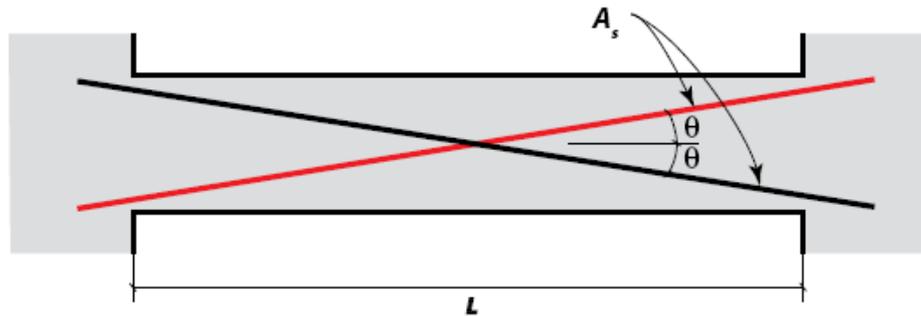
$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} = \frac{31 \text{ ton} \cdot 20 \text{ cm}}{4.2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \cdot (120 \text{ cm} - 4 \text{ cm})} = 1.27 \text{ cm}^2$$

A_v es el área de refuerzo de cortante dentro del espaciamiento s , mientras que $d = h - d'$, por lo tanto, con 2 barras de $\phi=10\text{mm}$ se tiene $A_v=2\cdot 0.79\text{cm}^2=1.58\text{cm}^2$, equivalente a colocar E $\phi 10$ a20 en dos ramas.

Diseño diagonal:

En el diseño diagonal se ocupa lo el capítulo 21.7.7 del código ACI-318. El ángulo de inclinación de las barras principales viene dado por:

$$\tan(\theta) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l} = \frac{120\text{cm} - 2 \cdot 4\text{cm}}{140\text{cm}} = 0.8 \quad \therefore \theta = 0.67 \text{ [rad]}$$



debe notarse que el ángulo θ no es el mismo para los dos modelos. En este caso la capacidad al corte de la viga de acople, minorada por la resistencia, ϕV_n , viene dada por:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot 2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \text{seno}(\theta)$$

Como se debe tener $\phi V_n \geq V_u$ el área de refuerzo principal A_s , debe cumplir con

$$A_s \geq \frac{V_u}{2 \cdot \phi \cdot f_y \cdot \text{seno}(\theta)} = \frac{86\text{ton}}{2 \cdot 0.85 \cdot 4.2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \cdot \text{seno}(0.67)} = 19.28\text{cm}^2$$

con 4 barras de diámetro $\phi=25\text{mm}$ se tiene $A_s=19.63 \text{ cm}^2$.

Para los estribos se debe cumplir que el espaciamiento no debe exceder del menor de 300mm o $d/5$. En este caso controla $d/5 = (120-4) / 5 = 23.2$ cm. Asumiendo un espaciamiento a 20cm se tiene:

$$A_v = 0.0025 \cdot b \cdot s = 0.0025 \cdot 30\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 1.5\text{cm}^2$$

En 20cm deben haber 1.5cm^2 de refuerzo transversal, lo que se cumple con dos barras de diámetro $\phi=10\text{mm}$, es decir $2 \cdot 0.79\text{cm}^2 = 1.58\text{cm}^2$, equivalentes a E ϕ 10a20 en dos ramas.

La tabla D.2 resume el diseño en altura, donde se indican también las áreas a flexión que se calculan de la forma habitual. En el modelo romboidal estas áreas se cubren con la totalidad de las barras que conforman A_s , y con barras adicionales para alcanzar el área requerida. En el modelo diagonal el código ACI 318-05 establece que se debe considerar que la armadura diagonal contribuye al área a flexión, por lo que queda a criterio de cada diseñador el porcentaje de aporte. Para una mayor simplicidad en el plano adjunto solo se muestran las barras de la armadura principal A_s .

Tabla D.2- Areas de cálculo en altura

| Nivel | Vu_{\max} [ton] | Romboidal | | Diagonal | | Ambos modelos | | Estribos |
|-----------|-------------------|-------------------------|-------------|-------------------------|-------------|---------------------|----------------------------|----------------|
| | | A_s [cm^2] | Barras | A_s [cm^2] | Barras | Mu_{\max} [ton-m] | Aflexión [cm^2] | |
| cps2-cp19 | 86.0 | 9.8 | 2 ϕ 25 | 19.3 | 4 ϕ 25 | 95.9 | 23.4 | E ϕ 10a20 |
| cp20-cp23 | 66.0 | 7.6 | 2 ϕ 22 | 15.5 | 4 ϕ 22 | 59.1 | 14.0 | E ϕ 10a20 |
| cp24-cp26 | 40.0 | 4.6 | 2 ϕ 18 | 9.0 | 4 ϕ 18 | 33.8 | 7.9 | E ϕ 10a20 |

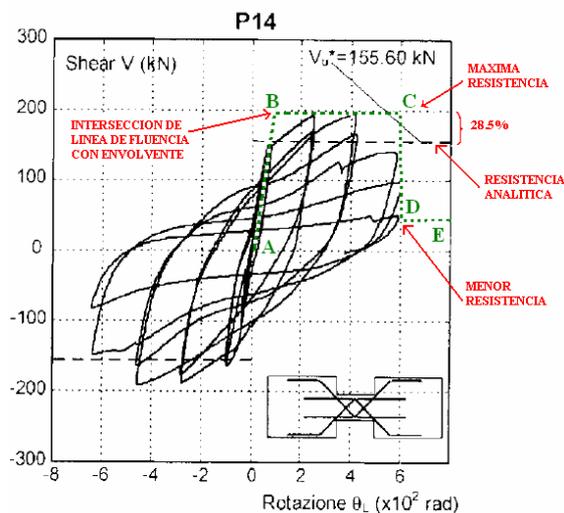
E.- Curva Elastoplástica:

Para modelar la curva elastoplástica se utilizaron los resultados de los ensayos contenidos en las referencias [11] para la armadura romboidal y [7] para la armadura diagonal. En estos ensayos la relación de aspecto de los especímenes romboidal "P14" fue de $l/h=1.5$, en tanto que el espécimen diagonal "395" tuvo una relación de aspecto de $l/h=1.02$. Se escogieron estos resultados experimentales debido a la similitud de este parámetro con el caso en estudio ($l/h=1.17$). La deformación, que corresponde a la rotación de la viga de acople, se ajustó por un factor simplificador para el caso romboidal y amplificador para el caso diagonal. En este factor de ajuste se hace el supuesto que una viga de mayor relación de aspecto se deformará más que una que tenga un menor valor de este parámetro.

Modelo Romboidal

Especimen "P14" Ensayo de Galano y Vignoli

| | | |
|------------------------------|-------|------------|
| $l=$ | 60 | [cm] |
| $h=$ | 40 | [cm] |
| $b=$ | 15 | [cm] |
| $l/h=$ | 1.5 | |
| $V_{analítica}$ | 15.56 | [ton] |
| $V_{máxima}$ | 20 | [ton] |
| % sobrerresistencia | 28.5% | |
| factor de ajuste deformacion | 0.78 | (1.17/1.5) |



Modelo Diagonal

Especimen "395" Ensayo de Paulay y Binney

| | | |
|------------------------------------|-------|-------------|
| l= | 101.6 | [cm] |
| h= | 99.1 | [cm] |
| b= | 15.2 | [cm] |
| l/h= | 1.03 | |
| V analítica = | 119.5 | [kips] |
| V máxima = | 146.9 | [kips] |
| %sobrerresistencia | 22.9% | |
| factor de ajuste de la deformación | 1.14 | (1.17/1.03) |

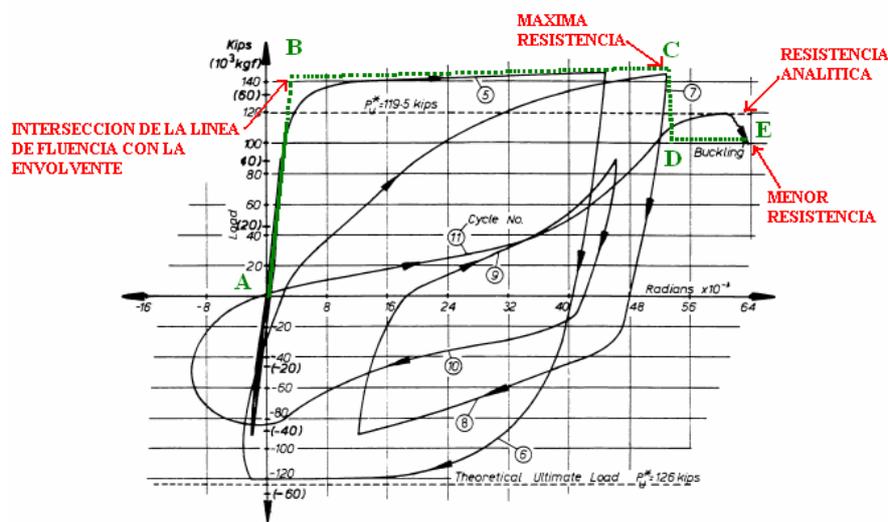


Fig. 8 - Load-rotation relationship for Beam 395

Para obtener los valores de resistencia en la curva elastoplástica, se escaló la envolvente en función de la resistencia analítica del ensayo. Los puntos A, B, C, D y E son un porcentaje de su resistencia analítica. El diseño de los dinteles en el modelo romboidal y diagonal tiene asociada una resistencia analítica que proviene de evaluar el área de refuerzo en la fórmula de la capacidad de V_n , sin aplicar el factor de minoración ϕ . Por lo tanto, los puntos A, B, C, D y E están expresados como un porcentaje de la resistencia analítica. Debido a limitaciones con SAP2000, que trabaja con curvas del tipo momento-rotación, la resistencia está transformada a coordenadas de momento a través de la relación:

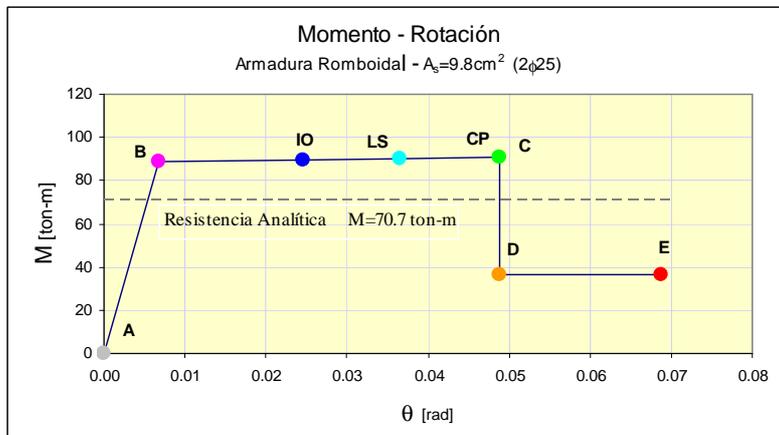
$$M = \frac{V \cdot l}{2}$$

Tabla E.1 - Resistencia al corte (V_n) analíticas.

| Nivel | Romboidal | | | Diagonal | | |
|-----------|-----------|--------------------------|-------------------------|----------|--------------------------|-------------------------|
| | Barras | Areal (cm ²) | $V_{n,analítico}$ (ton) | Barras | Areal (cm ²) | $V_{n,analítico}$ (ton) |
| cps2-cp19 | 2φ25 | 9.8 | 100.9 | 4φ25 | 19.6 | 103.0 |
| cp20-cp23 | 2φ22 | 7.6 | 78.2 | 4φ22 | 15.2 | 79.8 |
| cp24-cp26 | 2φ18 | 5.1 | 52.3 | 4φ18 | 10.2 | 53.4 |

Curva Elastoplástica Modelo Romboidal

| | A | | | B | | | IO | | LS | | CP | | C | | | D | | | E | | |
|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | θ (rad) | V (ton) | M (ton) | θ (rad) | V (ton) | M (ton) | θ (rad) | V (ton) | M (ton) | θ (rad) | V (ton) | M (ton) | θ (rad) | V (ton) | M (ton) |
| 2φ25 | 0 | 0 | 0 | 0.0067 | 126.8 | 88.8 | 0.0245 | 89.6 | 0.0366 | 90.2 | 0.0488 | 90.8 | 0.0488 | 129.7 | 90.8 | 0.0488 | 51.9 | 36.3 | 0.0688 | 51.9 | 36.3 |
| 2φ22 | 0 | 0 | 0 | 0.0067 | 98.2 | 68.7 | 0.0245 | 69.4 | 0.0366 | 69.9 | 0.0488 | 70.3 | 0.0488 | 100.5 | 70.3 | 0.0488 | 40.2 | 28.1 | 0.0688 | 40.2 | 28.1 |
| 2φ18 | 0 | 0 | 0 | 0.0067 | 65.7 | 46.0 | 0.0245 | 46.5 | 0.0366 | 46.8 | 0.0488 | 47.1 | 0.0488 | 67.3 | 47.1 | 0.0488 | 26.9 | 18.8 | 0.0688 | 26.9 | 18.8 |



Nota: Curva de modelo romboidal sin corrección de la rigidez. El procedimiento es análogo a lo explicado en el punto 4.3.-

Curva Elastoplástica Modelo Diagonal

| | A | | | B | | | IO | | LS | | CP | | C | | | D | | | E | | |
|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | θ (rad) | V (ton) | M (ton) | θ (rad) | V (ton) | M (ton) | θ (rad) | V (ton) | M (ton) | θ (rad) | V (ton) | M (ton) | θ (rad) | V (ton) | M (ton) |
| 4φ25 | 0 | 0 | 0 | 0.0036 | 121.1 | 84.8 | 0.0304 | 86.6 | 0.0453 | 87.6 | 0.0604 | 88.6 | 0.0604 | 126.6 | 88.6 | 0.0604 | 96.0 | 67.2 | 0.0804 | 96.0 | 67.2 |
| 4φ22 | 0 | 0 | 0 | 0.0036 | 93.8 | 65.7 | 0.0304 | 67.1 | 0.0453 | 67.8 | 0.0604 | 68.6 | 0.0604 | 98.1 | 68.6 | 0.0604 | 74.3 | 52.0 | 0.0804 | 74.3 | 52.0 |
| 4φ18 | 0 | 0 | 0 | 0.0036 | 62.8 | 44.0 | 0.0304 | 44.9 | 0.0453 | 45.4 | 0.0604 | 46.0 | 0.0604 | 65.6 | 46.0 | 0.0604 | 49.7 | 34.8 | 0.0804 | 49.7 | 34.8 |

