

UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL EN OBRAS CIVILES

**“Modelo Puntal-Tensor
Aplicado al Diseño de Elementos de
Hormigón Armado”**

Tesis para optar al Título de
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Guía
Sr. Adolfo R. Castro Bustamante
Ingeniero Civil
M. Sc. Eng. Civil

Miguel Angel Azócar Aedo

2004

***“Considero más valiente
al que conquista sus deseos
que al que conquista sus enemigos,
ya que la victoria mas dura
es la victoria sobre uno mismo”***

Aristóteles

Dedicado a:

***Alicia y Samuel,
mis padres.***

Agradecimientos

Al culminar esta Tesis no puedo dejar de agradecer a las siguientes personas:

- Al Profesor Sr. Adolfo Castro B., Docente del Instituto de Obras Civiles y Profesor Colaborador de esta Tesis.
- Al Profesor Sr. Carlos Vergara, Director de la Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles.
- Al Profesor Sr. Hernán Arnés V., Ex Director de la Carrera de Ingeniería Civil en Obras Civiles y Docente del Instituto de Obras Civiles. Especial agradecimiento por el constante apoyo entregado a mi persona durante mi permanencia como estudiante de la Universidad Austral de Chile.
- A todos los Profesores que dictaron las cátedras que cursé durante mi etapa de estudiante universitario, en especial a los Docentes del Instituto de Obras Civiles.

Indice

Resumen	I
Prefacio	1
Aspectos Generales	2
Objetivos	5
Contenido	6
Capítulo 1: Nociones de Hormigón Armado	8
1.1 Introducción	9
1.2 El Hormigón Armado	10
1.3 Adherencia entre Hormigón y Acero	11
1.4 Esfuerzos de compresión en el Hormigón Armado	12
1.5 Esfuerzos de tracción en el Hormigón Armado	15
1.6 Relación de Poisson.	18
1.7 Esfuerzos combinados en el Hormigón	19
1.8 Teoría clásica del esfuerzo de corte en el Hormigón Armado	21
1.9 Analogía de la armadura o de Mörsh	27
1.10 Elementos de gran altura relativa	29
Capítulo 2: El Modelo Puntal-Tensor	32
2.1 Introducción	33
2.2 Zonas estructurales.	36
2.3 El principio de Saint-Venant.	39
2.4 División de la estructura en zonas	41
2.5 Comportamiento estructural global	44
2.6 Principios de diseño general de una estructura con el modelo puntal-tensor	46
2.7 Principios de diseño para regiones B	48
2.8 Principios de diseño para regiones D	50
2.9 Energía de deformación de una estructura	52
2.10 El método del camino de cargas	53
Capítulo 3: Características de los Elementos de Modelo	58
3.1 Introducción	59
3.2 Disposiciones generales de dimensionamiento y modelado	60
3.3 Resistencia de puntales, tensores y nodos	63
3.4 Criterio de falla para el hormigón	66
3.5 Flujo de esfuerzos de tracción: Tensores del modelo	68
3.6 Flujos de esfuerzos en compresión: Puntales del modelo	70
3.7. Convergencia de flujos de esfuerzos: Nodos del modelo	75
a. Nodos singulares o concentrados	77
b. Nodos espaciados o continuos	80

Capítulo 4: Aplicaciones del Modelo Puntal-tensor	82
4.1 <i>Introducción</i>	83
4.2 <i>Modelo puntal-tensor aplicado a uniones viga-columna</i>	84
4.3 <i>Modelos puntal-tensor para consolas</i>	88
4.4 <i>Modelos puntal-tensor para el diseño de pilas (dados) de hormigón</i>	92
4.5 <i>Modelos puntal-tensor para vigas altas</i>	96
Capítulo 5: Diseño de Muros con Modelos Puntal-tensor	105
5.1 <i>Introducción</i>	106
5.2 <i>Procedimiento de análisis de los modelos utilizados</i>	107
5.3 <i>Estudio de un muro de dos por seis metros</i>	110
5.4 <i>Estudio de un muro de cuatro por seis metros</i>	118
5.5 <i>Estudio de un muro de seis por seis metros</i>	125
5.6 <i>Estudio de un muro de ocho por seis metros</i>	132
5.7 <i>Estudio de un muro de diez por seis metros</i>	137
5.8 <i>Evaluación conjunta del diseño puntal-tensor para los muros analizados</i>	142
Comentarios y Conclusiones	144
Bibliografía	150
Anexo A: Derivación de Modelos Puntal-Tensor para el Código ACI 2002	
<i>Sinopsis</i>	1-A
1 <i>Introducción</i>	2-A
2 <i>Significado de la investigación</i>	2-A
3 <i>¿Qué son los modelos puntal-tensor?</i>	3-A
4 <i>Fuerzas en puntales y tensores, factores de reducción de la resistencia ϕ</i>	8-A
5 <i>Puntales</i>	9-A
6 <i>Nodos y Zonas Nodales</i>	20-A
7 <i>Tensores</i>	25-A

Resumen

El hormigón Armado ha estado presente desde hace mucho tiempo en el diseño de estructuras. La teoría clásica de diseño elástico ha quedado un poco atrás, dando paso en las últimas décadas al diseño plástico. Un método de diseño que mezcle la teoría elástica y plástica sería muy conveniente y reuniría los requisitos de seguridad y serviciabilidad en estructuras. El modelo puntal-tensor ha evolucionado en la actualidad como uno de los métodos con mayor auge entre los investigadores debido a la mezcla entre teoría elástica y plástica que lo sustenta. La división de un elemento en zonas estructurales es una de las innovaciones que posee el método puntal-tensor, tratando a la estructura como un todo sin separar los tipos de esfuerzos presentes en ella. Las zonas con mayor discontinuidad de esfuerzos son denominadas zonas D, y las zonas con esfuerzos uniformes se nombran como zonas B. La estructura internamente se diseña con un reticulado imaginario que posee puntales de hormigón, tensores de acero y uniones entre ellos que se denominan nodos. El diseño de modelos puntal-tensor debe hacerse con una disposición de puntales, tensores y nodos lo mas parecida posible a los caminos o flujos de esfuerzos que recorren internamente una estructura. El detallado de los elementos del modelo debe realizarse tomando en cuenta los esfuerzos y deformaciones a que son sometidos. Diversos autores han dado valores de resistencia máxima efectiva para puntales, tensores y nodos. Las aplicaciones del método puntal-tensor se dan en diferentes tipos de elementos estructurales, algunos de los cuales han sido estudiados con detención como el caso de vigas altas, consolas, uniones viga-columna y también elementos tridimensionales tales como pilas de hormigón. Otros elementos estructurales no han sido analizados por los investigadores con igual entusiasmo. Los muros de corte son elementos que perfectamente pueden permitir la inclusión de modelos puntal-tensor en su diseño, debido a que se analizan como zonas de discontinuidad de esfuerzos. La construcción de modelos puntal-tensor para muros sin aperturas es un aporte al estudio de estos elementos, que son ampliamente utilizados para soportar solicitaciones de corte dentro de una estructura. El código ACI 318-02 ha incluido un anexo que contiene disposiciones de diseño de elementos considerando modelos puntal-tensor dentro de ellos.

Summary

The reinforced concrete has been present for many years in the design of structures. The classic theory of elastic design has been a little behind, opening the way in the last decades to the plastic design. A design method that mixes the elastic and plastic theory would be very convenient and it would gather the requirements of security and serviciabilidad in structures. The strut-and-tie model has become at the present time one of the methods with more preference among the investigators due to the mixture between elastic and plastic theory that sustains it. The division of an element in structural zones is one of the innovations that possesses the strut-and-tie model, treating the structure globally without separating the stresses present in an element. The zones with more discontinuity of stress are denominated D-Areas, and the zones with uniform stress are named B-Areas. The structure internally it is designed with an imaginary truss made of concrete struts, ties and intersections between it named nodes. The strut-and-tie model should be made with a disposition of struts, ties and nodes following the possible flows of stress that travel internally in a structure. The detailed of the elements of the pattern should be carried out considering the stress and strain in the structure. Several reserchers have given values of effective maximum resistance for struts, ties and nodes. The applications of the strut-and-tie model are present in different types of structural elements, and some of this elements have been studied with detention like deep beams, corbels, beam-column joits and also three-dimensional elements like pile caps. Other structural elements have not been analyzed by the investigators with equal enthusiasm. The shear walls are elements that perfectly allow the inclusion of strut-and-tie model in their design, because they are analyzed as areas of discontinuity of stress. The construction of strut-and-tie model for shear walls without openings is a contribution to the study of these elements and they are usually used to support shear sollicitations inside a structure. The code ACI 318-02 has included an appendix that contains dispositions of design of elements considering strut-and-tie models inside them.

Aspectos generales.

El cálculo de obras civiles ha estado sujeto a cambios frecuentes en su recorrido a lo largo del historia. Si bien algunos conceptos básicos del análisis estructural se mantienen desde la antigüedad hasta nuestros días, la forma de abordar los problemas de ingeniería ha sufrido variaciones en el tiempo. Sumado a ello, las técnicas de diseño se han diferenciado de un lugar a otro del planeta mediante diversos códigos de práctica que pueden tener una eficiencia y utilidad variable según la manera como se plantee el tratamiento de las estructuras.

El establecimiento de técnicas normadas de diseño hace que los ingenieros utilicen herramientas cada vez mas eficaces para resolver sus proyectos, prosperando en aspectos importantes tales como la seguridad y la serviciabilidad. Sin embargo, el encasillamiento del cálculo estructural en un código específico no es beneficioso, por lo que se sugiere que el manejo dado a las estructuras sea efectuado desde distintos puntos de vista para verificar cual vía da mayores ventajas al abordar el diseño.

Lo expuesto da pié para que diariamente se sigan desarrollando investigaciones tendientes a refinar la manera en se evalúan las distintas sollicitaciones presentes en una estructura, facilitando con ello a que se manifiesten nuevas alternativas para resolver problemas estructurales. Por consiguiente, debe discutirse ampliamente la manera de abordar los proyectos de ingeniería con el fin de llegar a conclusiones sólidas y de paso ayudar con ello a que el avance de las técnicas de diseño constructivo sea cada vez mayor.

Para soportar los esfuerzos presentes dentro de los elementos estructurales tales como carga axial, torsión, corte y flexión se han expuesto diferentes métodos de control con rangos de resistencia variables de acuerdo al tipo de teoría usada en cada caso, sea esta elástica o plástica. La teoría elástica, preferida durante mucho tiempo en el cálculo estructural ha ido perdiendo terreno frente al avance de la teoría plástica que en la actualidad se impone en los códigos de diseño por llevar a rendimientos mas altos en la capacidad de soportar carga de los cuerpos y también por permitir con ello la reducción de dimensiones de los elementos que conlleva un ahorro de material y da mayor serviciabilidad al completar la ejecución de los proyectos.

El tratamiento que se hace a las obras civiles utilizando el diseño plástico tiene ventajas como las nombradas anteriormente. El principal inconveniente que puede observarse en la evolución de las reglas que rigen los códigos basados en la teoría de

la plasticidad es su alejamiento cada vez mayor de los criterios clásicos del cálculo estructural para adoptar modelos empíricos, que han probado su eficacia pero carecen en parte de la sustentación teórica necesaria para comprender el buen comportamiento de un cuerpo bajo condiciones límite. Un diseño que contenga elementos de la teoría elástica y cumpla la ley de Hooke a cabalidad podría ser siempre mas seguro que otro basado en experiencias prácticas, las que pueden funcionar bien en casos específicos pero no generalizan completamente su validez a la totalidad de los sucesos que pueda experimentar un cuerpo frente a eventuales sollicitaciones.

Los elementos presentes en una estructura son evaluados de manera distinta de acuerdo a los tipos de esfuerzos que se presenten en él. Las cargas axiales, el corte o la flexión, por ejemplo, tienen normas propias que se aplican a estos casos, y la verificación de todos los esfuerzos por separado dará la respuesta final para encontrar las tensiones que afectan a una estructura. Procedimientos de diseño que interactúen en la evaluación de los distintos tipos esfuerzos no son comunes y en general se prefiere un sistema de análisis por separado para apreciar el comportamiento de un elemento estructural.

Lo anterior nos hace pensar que sería interesante considerar un sistema de evaluación de tensiones que involucre distintos esfuerzos en un solo diseño para determinar las ventajas que pudiera acarrear la fusión de las tensiones internas en una respuesta estructural integral. Este desafío sería posible solo si se asentara en una sólida base analítica, que permita comprender el comportamiento global de las estructuras diseñadas y facilite la obtención del recorrido que siguen los esfuerzos dentro de un cuerpo, para así poder encausarlos de forma correcta y prevenir problemas de resistencia que podrían afectar a la estructura en algún punto específico o en su totalidad.

Un método de diseño que contenga elementos de la teoría elástica y plástica, que analice los cuerpos globalmente y que descubra los sitios de mayor sollicitación para así poder dar un tratamiento definido a cada punto de un estructura sería interesante de experimentar para comparar sus resultados con los obtenidos en los códigos de diseño actuales. Con esto comienza a introducirse el concepto puntal-tensor.

El modelo puntal-tensor es un método de diseño estructural para elementos de hormigón armado, derivado de la teoría de la armadura propuesta por Mörsh en la primera mitad del siglo veinte. Su base de sustentación está en la unión creada entre la

teoría elástica y el diseño plástico para tratar el comportamiento de estructuras que sufren algún tipo de sollicitación específica. La utilidad del modelo puntal-tensor consiste en encausar los esfuerzos internos de un elemento estructural en caminos o flujos de fuerzas intrínsecos que representan los puntos de magnitudes máximas de carga. Al ubicar esos caminos, el ingeniero podrá calcular la resistencia de cada zona de la estructura y reforzar su capacidad de soporte para así crear diseños que tengan una fortaleza mayor a la establecida en los diferentes códigos utilizados para este mismo fin.

Un concepto de diseño unificado como el que propone el modelo puntal-tensor facilita que el cálculo estructural sea consistente para todos tipo de elementos y para todas las partes presentes en éstos. El procedimiento de análisis tiene la particularidad de dividir a la estructura en zonas, diferenciando las áreas que presentan uniformidad de esfuerzos de los lugares en donde la concentración de tensiones no sea regular. Esto ayuda a entender mejor el comportamiento real de los cuerpos, ya que calcular con una exagerada rigurosidad algunos lugares y manejar partes complejas con reglas basadas en la experiencia pasada o empíricamente no permite un entendimiento total de todos los elementos presentes en el diseño.

Las piezas que conforman un modelo puntal-tensor son puntales de hormigón, tensores de acero y nodos de hormigón confinado, que dentro de la estructura forman un reticulado capaz de resistir los esfuerzos máximos a que se expone un cuerpo sometido a una sollicitación específica. De lo anterior se puede derivar la principal limitante del modelo puntal tensor: el tratamiento individual que se debe dar a cada caso de carga o geometría que presente alguna estructura. La generalización de modelos que sirvan para resolver distintos problemas es el desafío presente hoy para lograr aplicar de forma eficaz este método de cálculo.

La disposición de puntales, tensores y nodos dentro de los elementos estructurales ha sido probada por distintos investigadores dando buenos frutos y obteniendo resistencias mayores a las encontradas por métodos tradicionales. Algunos elementos de hormigón armado que se han diseñado experimentalmente con modelos puntal tensor son vigas altas, esquinas de marco, consolas, uniones viga-columna, pilas, vigas con aperturas, muros, etc, obteniendo resultados muy favorables en todos los casos.

Objetivos.

El objetivo principal que pretende cumplir esta tesis es la presentación de la teoría que sustenta el modelo puntal-tensor y así plantearlo como un método alternativo legítimo para el diseño de elementos de hormigón armado.

Lo anterior abarca diversos objetivos secundarios que se unen al objetivo principal con el fin de dar la mayor claridad al tema en cuestión. La discusión de la teoría clásica de esfuerzo de corte en elementos de hormigón armado se presenta también para consentir su comparación con el método expuesto en estas líneas. La verificación de aspectos como la interacción flexión-corte y el tratamiento que se da a zonas complejas con el método de armadura y puntal-tensor también se evaluará en los próximos capítulos.

Otro punto importante de cumplir es lograr una descripción detallada de las zonas estructurales dentro de un cuerpo para así permitir el análisis por separado de las áreas de esfuerzos continuo y discontinuo. El planteamiento de principios de diseño para ambas zonas, el tratamiento estructural global y los criterios de resistencia que presenta una estructura deberán quedar claros dentro de las líneas siguientes.

La representación de los modelos puntal-tensor mediante sus elementos centrales (puntales, tensores y nodos), debe quedar de manifiesto señalando la disposición de estas piezas dentro de la estructura, estudiando la correcta obtención de los caminos de tensiones mediante procesos que permitan el ordenamiento mas favorable de las partes del sistema de reticulado interno. Se pretende también detallar por separado a tensores, puntales y nodos con el fin de asegurar su buen funcionamiento dentro de la estructura y corroborar los criterios de diseño que se presenten para cada uno de ellos de acuerdo a las condiciones expuestas en cada modelo.

Otro de los objetivos presentes en este trabajo es avalar la eficacia de los modelos puntal tensor mediante ejemplos prácticos obtenidos de investigaciones anteriores. Dentro de estas aplicaciones, la búsqueda de trayectorias máximas y el estudio del comportamiento de muros sometidos a alguna sollicitación específica se discutirá con el fin de construir modelos puntal-tensor para estos casos, y si es posible, encontrar relaciones entre cada uno de ellos para aportar a la obtención de un tratamiento general de diseño de estructuras construidas con este método de cálculo.

Contenido.

El trabajo realizado se plasma en cinco capítulos. Se comienza con los aspectos mas generales del hormigón armado, pasando luego por la presentación y descripción del modelo puntal tensor y de sus partes, para culminar con la exposición de ejemplos de diseño y la construcción de algunos modelos diseñados para este caso en muros de distintas dimensiones.

El primer capítulo comprende algunas nociones básicas del hormigón armado, las que empiezan con una descripción de este material para derivar luego en aspectos de su conducta tales como funciones cumplidas por el hormigón y el acero. Se sigue luego con el detalle de su comportamiento, su resistencia frente a sollicitaciones tales como esfuerzos combinados internos, análisis de la teoría clásica del esfuerzo de corte e introducción de algunos conceptos básicos de los modelos de armadura y puntal-tensor en vigas.

El segundo capítulo consiste en la presentación del modelo, sus características y la forma de plantear el tratamiento de una estructura con este método. Se definen las zonas estructurales y se analiza el comportamiento de ellas en conjunto y por separado, se explica cómo definir las dentro de un cuerpo y los principios de diseño que rigen. La inclusión de temas como la energía de deformación y el camino de tensiones interno se tratan con el fin de obtener la base necesaria para ubicar correctamente el sistema de reticulado interno en que consisten los modelos puntal-tensor dentro de una estructura.

El tercer capítulo se aboca a la descripción de los elementos que integran un modelo puntal-tensor. Las disposiciones generales de dimensionamiento y modelado, la resistencia presente en puntales, tensores y nodos y el criterio de falla elegido para sustentar el modelo son tratados aquí. Además de describen por separado las piezas que lo conforman, dando sus características y mostrando por medio de imágenes sus posibilidades de disposición en obra.

El capítulo cuatro expone algunas aplicaciones prácticas del modelo puntal-tensor. Se observan y se plantean elementos estructurales tales como vigas altas, pilas o dados de hormigón, consolas y uniones viga-columna que son diseñadas con este método. Estos ejemplos se respaldan en investigaciones hechas por algunos autores y se exponen también algunos puntos de vista y conclusiones a los que se ha llegado en el tratamiento de piezas con este procedimiento de diseño.

El quinto y último capítulo se refiere al estudio de las fuerzas internas dentro de muros de corte para lograr definir las zonas más solicitadas y poder construir con ello los modelos puntal-tensor. Se describen detalladamente todas las partes de cada espécimen con datos obtenidos mediante un análisis computacional que permite estudiar muy prolijamente las trayectorias que recorren las tensiones dentro de muros solicitados de igual forma por una carga puntual. Los caminos de carga se utilizan posteriormente en el diseño de los modelos puntal-tensor para cada uno de los cuerpos y se comparan finalmente los resultados obtenidos entre ellos.

La base que sustenta la teoría presente entre el segundo y el quinto capítulo se ha obtenido de diversas publicaciones, de las cuales se destacan los trabajos realizados por Schlaich, Marti, Veccio, Ramirez, Hwang, Adebar, entre otros.

1.1 Introducción.

El hormigón armado, junto con el acero, es en la actualidad el material mas utilizado en Ingeniería Civil para diseñar y construir las estructuras que el hombre necesita con el fin de satisfacer sus necesidades de vivienda, transporte y así poder generar un aumento de su calidad de vida.

El uso masivo de hormigón armado que existe hoy deja en claro que es un material que satisface de manera muy eficiente los requerimientos que los ingenieros exigen para asegurar una optima calidad en la realización de los proyectos de construcción, así como también da garantías de duración y serviciabilidad a los usuarios que se verán beneficiados con las construcciones que lo utilizan.

Desde sus inicios como material de construcción, el hormigón armado ha sido objeto de muchas investigaciones que dan fe de su calidad y ratifican la confianza que los ingenieros han puesto en él. Esto ha permitido su utilización masiva en obras civiles incrementando así el perfeccionamiento de sus características, ya sea su composición química, su forma física, sus métodos de diseño, etc., para así asegurar una mayor optimización de su resistencia y serviciabilidad y lograr de esta manera un material aún más confiable.

Las pautas del diseño del hormigón armado se han encaminado a lo largo de su historia a asegurar que los elementos primeramente resistan todos los esfuerzos a que están sometidos para luego preocuparse del resto de los parámetros de diseño, con lo que muchas veces se ha sobredimensionado la cantidad de material que se debe utilizar. Además de ello, se ha tratado de buscar la mayor funcionalidad en la aplicación del hormigón en obra, distribuyendo el acero de manera tal que muchas veces se privilegia la facilidad de disposición de la armadura ante la dirección correcta de las tensiones, que en muchos casos no coincide con la dirección del refuerzo. Todo ello significa que la cantidad de hormigón y acero utilizado en las construcciones actuales pueden reducirse si depuramos aún mas el diseño del material en estudio.

El aspecto nombrado anteriormente sirve como base para plantear algunas inquietudes que se crean con el fin de mejorar y a su vez refinar los diseños que utilizan hormigón armado, permitiendo una evolución mayor del material, que considere aspectos como su comportamiento ante la falla, mejorar su resistencia última y adentrarse en una perspectiva de estudio distinta al análisis clásico que se tiene de él.

1.2 El Hormigón Armado.

Ya en el siglo pasado el hormigón armado comenzó a utilizarse como material de construcción. Sus investigaciones comenzaron en Europa para luego extenderse al resto del mundo. Fue en Francia donde los investigadores Monier y Coignet en 1867 dieron a conocer las bases para su aplicación en la construcción de vigas y otros elementos estructurales. Desde ese momento se ha experimentado un desarrollo muy amplio en el estudio y utilización del hormigón, siendo en la actualidad el material con mayores aplicaciones que se tiene en el área de la construcción.

Físicamente el hormigón es un conglomerado pétreo artificial, que se prepara mezclando una pasta de cemento y agua, con arena y piedra triturada, grava u otro material inerte. La sustancia que tiene mayor importancia en la mezcla descrita anteriormente es el cemento, el cual se une física y químicamente con el agua produciendo la ligazón de los agregados pétreos restantes, formando así una masa sólida semejante a una roca.

El hormigón presenta una gran resistencia a la compresión, de la misma manera que las rocas existentes en la naturaleza, pero ofrece una escasa resistencia a la tracción, por lo que su utilización se limita a elementos donde no existen esfuerzos de flexión o tracción. Esta falencia puede soslayarse si se refuerza el hormigón con barras de acero en las zonas en donde se producen dichas tensiones, logrando con esta unión entre acero y hormigón un material mucho más poderoso que el hormigón solo, capaz de resistir los distintos tipos esfuerzos que se presenten en algún elemento de construcción. A esto lo llamamos hormigón armado.

La ventaja más apreciable entre el hormigón armado y los demás materiales es la capacidad que posee de adaptarse a cualquier molde o encofrado que lo contenga. Esto proporciona al proyectista una amplia gama de posibilidades para crear estructuras de formas diversas, sin perjuicio de exigir las mismas cualidades de resistencia y duración independientemente del uso que se le esté dando en alguna obra.

Otra diferencia que tiene el hormigón armado respecto a otros materiales como el acero es su resistencia al fuego y a la exposición al medio ambiente, lo que significa una mayor durabilidad en las estructuras; pero su principal inconveniente es agregar dimensiones más amplias y aumentar el peso de las obras así como tener una menor rapidez de construcción.

1.3 Adherencia entre Hormigón y acero.

El funcionamiento del Hormigón armado como material estructural se basa en el principio básico de la adherencia entre el hormigón y el acero para formar un solo conglomerado que actúe como un todo. Si no existiese dicha adherencia, el acero se deslizaría entre el hormigón sin poder soportar los esfuerzos de tracción y no se tendrían iguales deformaciones para ambos materiales. De no tener iguales deformaciones, pequeños agrietamientos en el material desencadenarían un brusco colapso de la estructura hasta provocar una falla total. Al contrario, si existe plena adherencia entre el hormigón y el acero se provoca el trabajo en conjunto de ambos como un solo material, y con ello se pueden soportar todas las sollicitaciones que afecten al compuesto. De producirse grietas en el hormigón, esto se llevaría a cabo de forma mas o menos distribuida en la pieza permitiendo que el acero tome todos los esfuerzos de tracción para mantener la unión de ambos materiales entre las fisuras, produciendo así una falla anunciada.

La resistencia útil en compresión de los aceros, comúnmente utilizados como barras de refuerzo dentro del hormigón, es aproximadamente unas 15 veces la resistencia el hormigón solo, y su resistencia a la tracción es todavía mayor, unas 100 veces más que la del hormigón, pero debido a que el costo del acero es superior se privilegia la combinación de materiales utilizando el hormigón para resistir compresión, dejando los esfuerzos de tracción a las barras longitudinales. Otros esfuerzos como el de corte o torsión son soportados por barras colocadas adicionalmente según se convenga. A pesar de lo anterior en algunos casos se utiliza el acero como elemento en compresión, principalmente en el caso de reducción de áreas de elementos de hormigón armado que reciben demasiados esfuerzos, como por ejemplo en columnas de pisos inferiores de edificios de altura.

La adherencia necesaria que se trató anteriormente entre hormigón y acero es de carácter químico y es muy fuerte debido a la rugosidad natural de la superficie de las barras laminadas en caliente y por las estrías superficiales que posee el acero, con el fin de proveer un alto grado de entrelazamiento entre los materiales. Algunos aspectos importantes que llevan al comportamiento conjunto entre los dos materiales son la cercanía entre los coeficientes de expansión térmica de ambos, lo que impide el agrietamiento y otros efectos no deseables debido a diferencias de deformación por variaciones de temperatura. Además, como se nombró anteriormente, la resistencia al fuego del hormigón protege acero de sus efectos al envolverlo, como también minimiza los problemas de corrosión y a su vez los costos de mantenimiento.

1.4 Esfuerzos de compresión en el hormigón armado.

Las relaciones de esfuerzo y deformación del hormigón son en alto grado incidentes en el comportamiento que tendrá una estructura sometida a algún tipo de carga. Como el hormigón se utiliza principalmente en compresión, su curva esfuerzo-deformación unitaria resultará de interés fundamental en el análisis de su comportamiento.

La curva esfuerzo-deformación se obtiene mediante mediciones apropiadas de la deformación unitaria en ensayos con testigos cilíndricos o en la zona de compresión de las vigas. La figura 1.1 nos muestra gráficas de esfuerzo-deformación típicas para hormigones en ensayos lentos de control de deformación, lo que permite obtener una curva mas completa después de alcanzada la resistencia máxima.

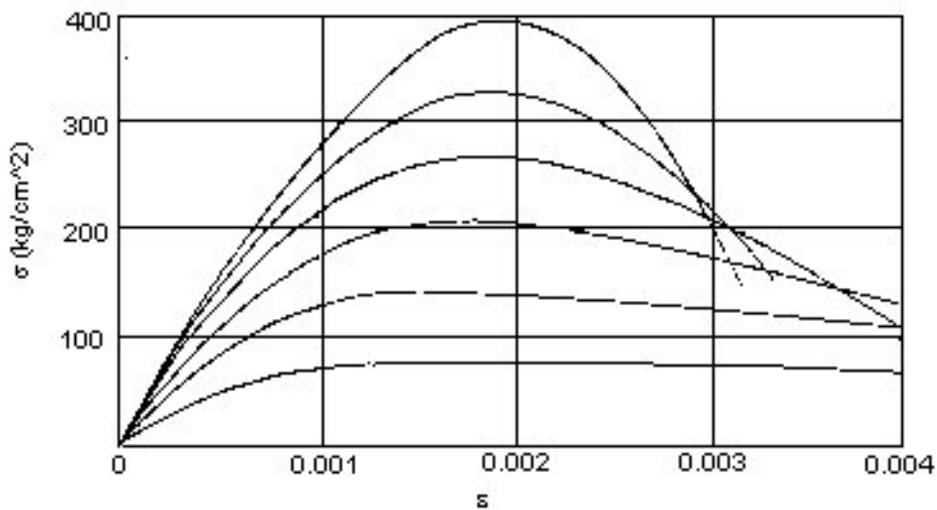


Fig. 1.1 Curva de ensayos de compresión uniaxial en probetas cilíndricas. [Hid.97]

Se pueden hacer varias observaciones de interés respecto de la figura anterior:

- a.- El hormigón es un material frágil, de muy poca capacidad de deformación, que no tiene punto de fluencia ni rango de deformación plástica.
- b.- Mientras más resistencia posee el hormigón, menor es su capacidad de deformación.
- c.- La resistencia máxima en el hormigón se produce cuando la deformación unitaria ϵ es menor o igual a 0.002.
- d.- Después de que alcanza su resistencia máxima, la capacidad del hormigón decae debido a su deterioro, el cual se manifiesta en la formación de grietas visibles paralelas a la dirección de la carga, las que producen una falla explosiva al alcanzar su resistencia última equivalente f_c' .

- e.- El colapso global ocurre finalmente para un valor de deformación unitaria ϵ mayor o igual a 0.003.
- f.- La parte inicial de la curva esfuerzo deformación es aproximadamente lineal hasta un esfuerzo $\sigma_c = 0.5 f_c'$. En general la forma total de la curva hasta la falla es parabólica.

Se debe observar que la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria presenta importantes variaciones dependiendo de las diferentes condiciones de carga, incluso para un hormigón de idénticas características. Un ejemplo de ello aparece en la figura 1.2, donde se presentan las curvas para diversos especímenes del mismo hormigón cargados a diferentes tasas de deformación unitaria, desde una que corresponde una carga relativamente rápida hasta otra que corresponde a una aplicación de carga extremadamente lenta. Se observa que el tramo descendente de la curva que indica la desintegración interna del material es mucho más pronunciado para velocidades rápidas de carga que para las lentas. También se puede observar que las resistencias máximas alcanzadas, o sea, las cimas e las curvas, son un poco menores para tasas más lentas de deformación.

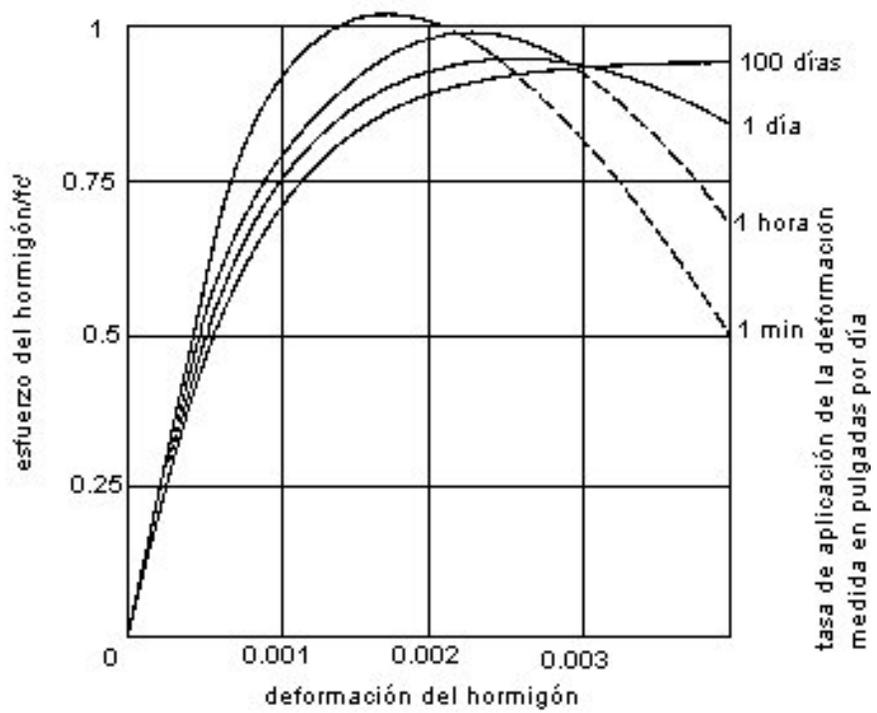


Fig. 1.2 Curvas esfuerzo-deformación para varias tasas de aplicación de la deformación en compresión en el hormigón armado. [Nil.94]

Para efectos de análisis se han propuesto varias idealizaciones de la relación de esfuerzo-deformación en el hormigón. La mas aceptada se muestra en la figura 1.3 y es la relación de Hognestad de 1951, que utiliza una deformación unitaria en forma parabólica entre $\epsilon = 0$ y $\epsilon_c = 0.002$, y una rama lineal entre $\epsilon_c = 0.002$ y $\epsilon_u = 0.003$, con

una tensión de rotura del hormigón de σ_u aproximadamente un 15% menor que su resistencia equivalente, pudiendo cambiarse estos valores si en análisis específicos fuera necesario. El módulo de elasticidad es válido solo en el rango inicial de la curva, y queda dado por valores del orden de 220.000 a 280.000 kg/cm², los que son típicos para el rango usual de resistencias, o sea, en una proporción de 0.1 a 0.125 del módulo de elasticidad del acero.

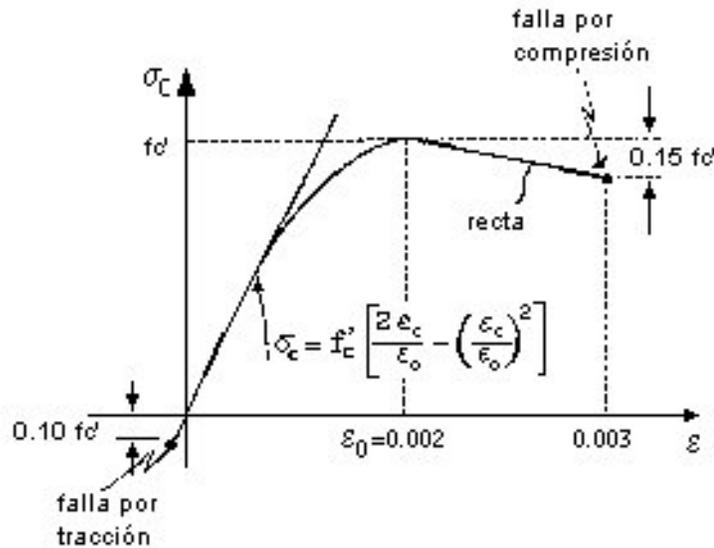


Fig. 1.3 Idealización de la relación de esfuerzo-deformación en el hormigón. [Hid.97]

Los valores de los esfuerzos de compresión en el hormigón están dados según la relación de Hognestad por una ecuación que involucra los valores de deformación unitaria existente ϵ_c y máxima en rango elástico ϵ_0 , además del valor de la resistencia equivalente máxima en compresión fc' , dados por:

$$\sigma_c = f_c' \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

En el rango no elástico, se desprende que la resistencia última del hormigón dada para una deformación unitaria $\epsilon_u = 0.003$ está dada de manera aproximada por un 85 % de la resistencia equivalente fc' del material. O sea, $\sigma_u = 0.85 \cdot fc'$.

En cuanto al módulo de elasticidad del hormigón, el cual está dado dentro en un rango de datos que se nombró en párrafos anteriores, es válido solo en el tramo lineal de la curva, y se correlaciona con el peso específico w del hormigón y su resistencia equivalente a la compresión, expresado como:

$$E_c = 0.1365 \cdot \sqrt[3]{w^2} \cdot \sqrt{f_c'}$$

1.5 Esfuerzos de Tracción en el hormigón armado.

La tracción el hormigón solo es mucho menor que la del acero, por lo que al hablar de tracción del hormigón armado se debe entender que es el acero de refuerzo el que tiene la principal capacidad de soportar las tensiones.

Una de las particularidades del acero es su similar capacidad de resistir en tracción y en compresión, y por tal razón en el análisis de compresión del hormigón no se nombró con el fin de analizarlo solo en tracción, que es la función que cumple dentro del hormigón armado.

Las relaciones tensión-deformación en el acero son hechas en un ensayo de tracción uniaxial, y su comportamiento dista bastante de parecerse al que vimos anteriormente con el hormigón. En la figura 1.4 se ilustra la gráfica tensión-deformación del acero.

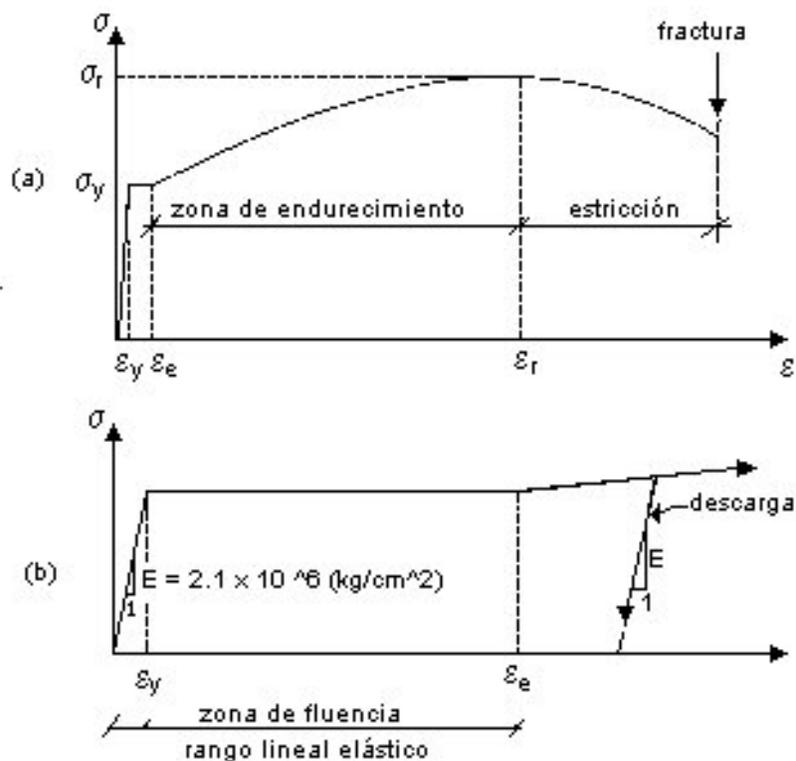


Fig. 1.4 Relaciones de esfuerzo-deformación en el acero. [Hid.97]

En el acero, la ley de Hooke se cumple muy eficientemente hasta llegar a su punto de fluencia, en un rango llamado elástico-lineal en el cual las tensiones y deformaciones unitarias son proporcionales, y las deformaciones producidas por algún tipo de carga desaparecen cuando esta deja de actuar. Después del límite de fluencia o límite elástico se produce una zona llamada zona de fluencia, la que se caracteriza por que el acero no tiene la capacidad de tomar mas carga, manteniéndose en la tensión de

fluencia σ_y deformándose plásticamente. Los valores de los esfuerzos de fluencia dependen de la calidad del acero, ya que el módulo de elasticidad de éste es prácticamente constante para todos sus tipos estructurales. Asimismo, el valor de la deformación unitaria en fluencia ε_y depende del esfuerzo de fluencia que alcance el tipo de acero estudiado. La deformación bajo la carga de fluencia σ_y llega hasta un valor ε_e , que está entre unas 10 a 20 veces el valor de ε_y . En este punto, se produce un fenómeno que se traduce en una necesidad de aumentar la carga para seguir deformando la pieza, lo que significa que el acero se vuelve más rígido luego de una etapa de fluencia plástica, produciéndose un intervalo en la curva que recibe el nombre de zona de endurecimiento. A pesar de que se utiliza un mayor esfuerzo para provocar un aumento de la deformación unitaria, en este caso las propiedades que se tenían en el rango elástico no son válidas y el módulo de elasticidad que se tiene no alcanza a tener un valor superior al 20% del valor original en estado elástico. Finalmente, al aumentar la carga se llega a un punto máximo de resistencia de tracción σ_r que se relaciona con su correspondiente deformación unitaria ε_r . El valor de la deformación unitaria en la máxima resistencia a la tracción puede ser hasta 200 veces mayor que la deformación en el punto de fluencia.

Una propiedad muy importante del acero es la ductilidad, la que se relaciona siempre como un factor a considerar en el modo de falla de elementos de hormigón armado. La ductilidad se puede definir como el cociente entre la deformación unitaria en el punto de máxima resistencia y la deformación unitaria que se tiene en el punto en que se alcanza la fluencia. Lo podemos expresar en ecuación como:

$$\mu = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_y}$$

Como se explicó y esquematizó anteriormente, el acero es un material dúctil y su falla ocurre luego de grandes deformaciones plásticas, lo cual es completamente distinto a lo que ocurre en el hormigón, que no presenta comportamiento plástico ni aviso de falla, lo que hace importantísimo al acero, ya que aparte de resistir los esfuerzos de tracción proporciona una alerta para poder predecir las deformaciones o el colapso de una estructura.

La ductilidad del acero es de mucha relevancia en áreas como el diseño sismorresistente, ya que al deformarse plásticamente manteniendo su resistencia permite al diseñador adentrarse en el rango inelástico sin peligro que la estructura colapse tempranamente, aumentando las posibilidades de control de aspectos siempre difíciles de analizar como el comportamiento de las estructuras frente a un sismo.

En cuanto a la resistencia en tracción del hormigón, se puede decir que depende un poco del tipo de ensayo que se utilice para medirla. En pruebas directas de tracción se encuentra que su resistencia está entre 15 y un 20% de la resistencia que posee el acero, y en ensayos indirectos como el ensayo brasileño se encuentra que puede llegar hasta un 20%. Se prefiere en la mayoría de los casos utilizar el ensayo de flexotracción, que proporciona la resistencia a tracción en flexión f_r . En general puede aceptarse como fórmula de cálculo de la resistencia a tracción en flexión a:

$$F_r = 2 \cdot \sqrt{f_c}$$

Lo cual nos deja en claro que es muy inferior a la resistencia de compresión con lo que se tiende en la mayoría de los casos a omitirla en el cálculo de resistencia. En todo caso la resistencia a tracción es digna el tomar en cuenta en modelos de diseño más alternativos que el actual por ser una propiedad fundamental en relación con la capacidad de soportar esfuerzos de corte y fenómenos de fisuración del hormigón.

1.6 Relación de Poisson.

Para el hormigón se estima que la relación entre la deformación transversal y la deformación en la dirección de la carga aplicada está entre 0.15 y 0.2, aunque se pueden llegar a determinar valores más bajos y más altos.

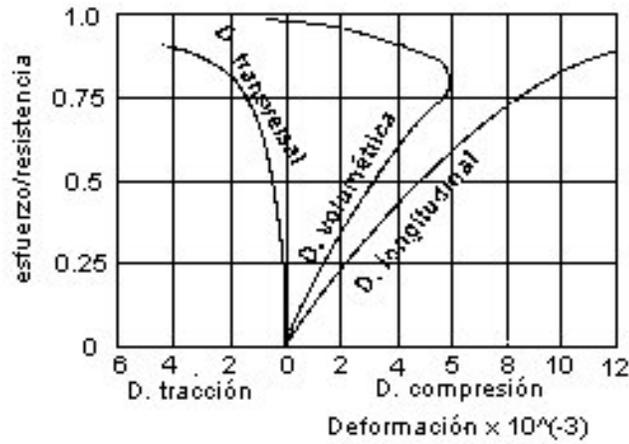


Fig. 1.5 Deformación transversal, volumétrica y longitudinal de un elemento de hormigón. [Par.96]

En cuanto a la Relación de Poisson, no se tiene información clara con respecto a la variación de ésta en el hormigón armado, pero se puede analizar las deformaciones medidas en un testigo ensayado hasta la falla en [Par.96], con resultados mostrados en figura 1.5. A medida que se alcanzan grandes esfuerzos de compresión, la deformación transversal crece muy rápido por acción de las grietas internas paralelas a la dirección de la carga. El volumen de la probeta va disminuyendo en gran parte de la curva de carga, pero llegado un punto cercano al valor de resistencia máxima en compresión su deformación transversal es tal alta que en vez de disminuir el volumen comienza a acrecentarse, indicando un debilitamiento de la resistencia.

1.7 Esfuerzos combinados en el hormigón.

Los esfuerzos axiales en conjunto con los esfuerzos de corte, actuando en varias direcciones son estados globales de tensiones que el hormigón armado debe soportar en muchos casos. De acuerdo con la mecánica de materiales, con ayuda de métodos como el círculo de Mohr se puede establecer los planos que sustentan las tensiones máximas, con el fin de presentar solo esfuerzo axiales y dejando en cero los valores de corte. A pesar de lo anterior, no se ha podido desarrollar una teoría que establezca de manera indiscutible la resistencia a la rotura del hormigón sometido a un estado general de esfuerzo.

Al actuar los esfuerzos principales en dos dimensiones, sin tomar en cuenta una tercera componente espacial que se establece sin magnitud, se produce una condición de tensión biaxial. Los investigadores han llegado a la conclusión que la resistencia del hormigón en compresión biaxial puede llegar a valores de hasta un 27% mayores que los valores de la tensión en una sola dirección. En cuanto a la tensión biaxial, es prácticamente la misma que en una dimensión. En el caso de cargas conjuntas de compresión y tracción se debe hacer notar que son menores que las mismas cargas cuando actúan de manera separada en esfuerzos uniaxiales. En la figura 1.6 se representan las combinaciones de esfuerzos axiales que inducen a la falla del material.

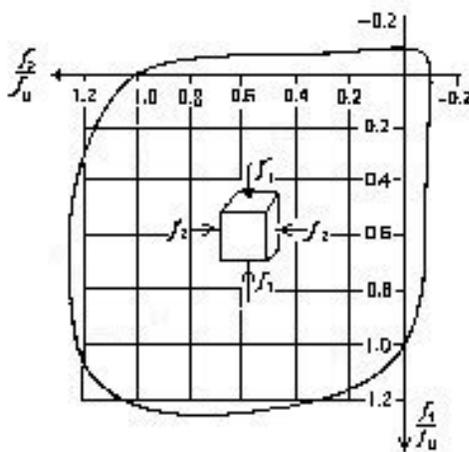


Fig. 1.6 Resistencia en estado biaxial asociada a la resistencia última f_u . [Par.96]

Al analizar tensiones en planos distintos a los principales, se encuentra una combinación de tensiones de corte y axiales, y para predecir la resistencia en este tipo de casos se recurre a la teoría de falla de Mohr.

Al tenerse esfuerzos axiales en una dirección en combinación con esfuerzos cortantes, se establece que en presencia de tensiones de corte se produce una disminución de la resistencia a compresión en el hormigón. Lo anterior puede incidir en

la zona comprimida de vigas o columnas cuando existen en ellos tensiones de corte. En la figura 1.7 se muestra lo explicado en este párrafo.

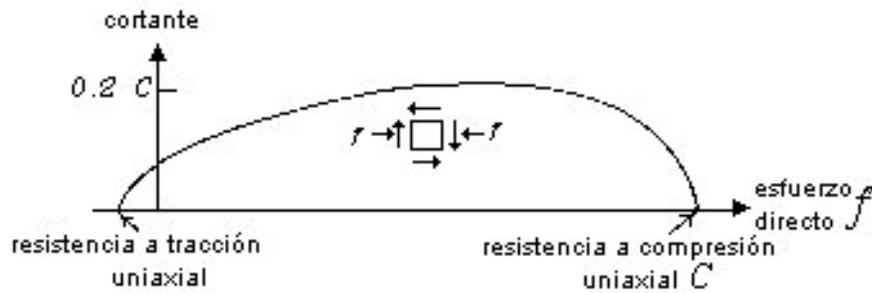


Fig. 1.7 Falla en el hormigón debido a combinación de esfuerzos de corte y compresión. [Par.96]

En el caso de comportamiento del hormigón bajo cargas en el espacio o triaxial, se puede decir se ha determinado que la ductilidad y la resistencia del material crecen de manera importante bajo estas condiciones. Esto se puede explicar teniendo en cuenta que un incremento en la presión lateral en un punto produce un incremento de estas dos propiedades ya que estos esfuerzos fuera del plano crean un efecto de confinamiento en el hormigón reduciendo así las posibilidades de sufrir grietas internas y aumento de volumen antes del punto de colapso.

1.8 Teoría clásica del esfuerzo de corte en el hormigón armado.

Las fallas debidas a la flexión en elementos estructurales como las vigas ocupan gran parte de los análisis de resistencia, pero se debe tener en cuenta que la ocurrencia de otro tipo de fallas puede ser más peligroso aún que lo anterior. El colapso de estructuras debido a esfuerzos de corte o falla por tensión diagonal es un ejemplo claro de lo que estamos planteando, ya que a pesar del avance tecnológico y de la extensa investigación que se ha hecho con respecto a este fenómeno, en la actualidad todavía no se puede dar una solución infalible y clara para este tema.

El problema del corte es complejo y una de las desventajas considerables que tiene es que si no se toman las precauciones necesarias para evitar una falla por este medio puede desencadenarse un colapso repentino de la estructura sin ningún aviso, lo que difiere significativamente con las fallas ocurridas por flexión, en las cuales se presentan grandes deflexiones y grietas antes de producir un colapso, dando el tiempo necesario para poder evitar algún daño mayor.

Se debe tener en cuenta que el problema de diseño a cortante no está relacionado en realidad el esfuerzo de corte puro, ya que en la mayoría de los casos la resistencia máxima del hormigón a corte es mayor que los esfuerzos se puedan presentar en él. Entonces, la verdadera preocupación que se tiene en el análisis de corte de una estructura es el esfuerzo de tracción diagonal que nace de la mezcla entre tensiones longitudinales en flexión y esfuerzos de corte. Por esta razón nos avocaremos a estudiar un poco el comportamiento de la tensión diagonal en vigas, para derivar luego en un análisis mas profundo de los mecanismos de resistencia que se tienen y se pueden plantear alternativamente para la solución de este problema.

De la mecánica de materiales sabemos que el esfuerzo de corte es máximo en la parte central de una viga o elemento estructural y su valor es nulo en el borde de la pieza. Si aislamos una partícula pequeña de una viga sometida a corte que se localice en el eje neutro, como en la figura 1.8a, se puede ver que los esfuerzos de corte en este punto actúan vertical y horizontalmente en direcciones iguales y opuestas tal como ocurre en la Fig. 1.8b; pero si realizamos la transformación de planos de tensiones utilizando el círculo de Mohr y giramos en un ángulo de 45 grados encontramos que ahora los esfuerzos de corte se presentan como tensiones de tracción y compresión (Fig. 1.8c). Lo anterior significa que los pares de tensiones de corte que se presentan en planos verticales y horizontales son equivalentes y con valores similares a las tensiones axiales en planos inclinados en 45 grados de la horizontal. Esto ocurre en el

eje neutro donde otro tipo de esfuerzos no se presentan, pero si trasladamos verticalmente el punto estudiado hacia alguno de los bordes debemos comenzar a considerar los efectos de la flexión en la partícula analizada, con lo que se producen combinaciones de esfuerzos axiales y de corte (Fig. 1.8d) que provocan una variación de los planos de esfuerzos principales los que van cambiando a medida que avanzamos en la vertical así como también si recorremos el elemento horizontalmente. La variación vertical es debida a que los esfuerzos principales ahora encuentran en planos distintos a los de inclinación de 45 grados que se tenía en el eje neutro (Fig. 1.8e) así como también las magnitudes de los esfuerzos cortantes y flectores cambian de valores de un lugar a otro de la estructura.

Si consideramos la variación de esfuerzos dentro del hormigón en los dos planos de estudio, podemos construir los llamados caminos o trayectorias de esfuerzos, que son líneas que unen los puntos que siguen la dirección de los esfuerzos principales en un elemento, ya sea de tracción o compresión. Estas líneas o trayectorias se muestran en la figura 1.8f para una viga simplemente apoyada sometida a flexión y corte, y en ella puede verse que los esfuerzos principales tienen un ángulo de 45 grados en el eje neutro y en los bordes de la viga tienden a ser más horizontales o más verticales dependiendo de la mayor presencia de corte o flexión en la combinación de tensiones. Al observar la figura podemos ver ahora claramente que tal como habíamos mencionado los esfuerzos de tracción en el hormigón no se limitan solamente a tensiones horizontales provocadas por flexión, sino que resultan también del cortante o de la combinación de corte y flexión, lo que debe tomarse muy en cuenta por la baja resistencia a tracción del hormigón pudiendo afectar el funcionamiento de la estructura. Por esto la tensión diagonal es un tema importante en el diseño y debe tratarse de manera adecuada.

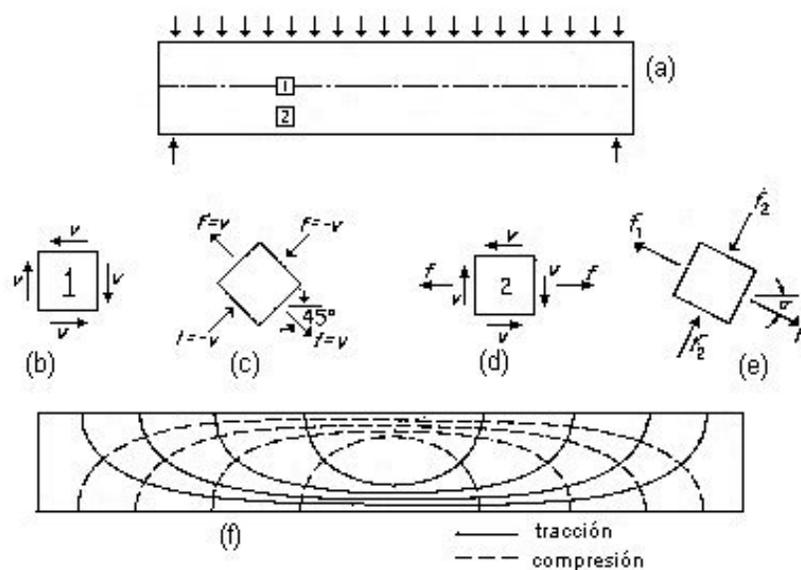


Fig. 1.8 Esfuerzos puntuales y caminos de tensiones en una viga. [Nil.94]

El agrietamiento que se forma en elementos sometidos a esfuerzo de corte ocurre generalmente cuando solo se tiene un refuerzo adecuado para soportar la flexión descuidando las tensiones diagonales que nombramos anteriormente. Las grietas diagonales debido al corte pueden localizarse en bordes sometidos a flexión y en el centro de los elementos. Cuando se produce agrietamiento en una viga cerca de su eje neutro para propagarse luego a las esquinas se dice que existen zonas de gran esfuerzo de corte y momentos pequeños, y son conocidas como cortantes del alma. Estas grietas son comunes en elementos como muros y se presentan también cerca de los apoyos de vigas altas o en puntos de inflexión de vigas continuas. A su vez, cuando se producen grietas diagonales en zonas de gran momento flector y fuerza de corte como ocurre en el borde de vigas se dice que se está en presencia de grietas de cortante y flexión. Las grietas se originan casi siempre de la flexión que están sometidos los elementos para luego mezclarse con los esfuerzos de tensión diagonal produciendo un cambio en la dirección de ellas abriéndolas y alargándolas diagonalmente.

En elementos como vigas de poca altura, la acción del cortante al producir agrietamiento, ya sea que se produzca de manera inmediata o por algún aumento ligero de carga luego de formarse la primera grieta, hace que esta atraviese el elemento hasta la cara en compresión dividiéndola en dos, con lo que se genera la falla, por lo que es imprescindible proveer del refuerzo necesario a los elementos sometidos a corte lo que restringe el crecimiento de las grietas diagonales aumentando la ductilidad de la viga para así esperar un colapso mas anunciado como ocurre con la flexión. En elementos de altura relativa mayor como vigas altas, al formarse la primera grieta esta se extiende hasta la zona de compresión pero no se llega a un colapso inmediato, ya que se frena al llegar al área comprimida poco antes o parcialmente dentro de ella. En este caso la carga de falla puede ser mucho más grande que en el caso anterior, lo que es digno de estudiar para dar una alternativa distinta de solución para prevenir el corte y se analizará mas adelante.

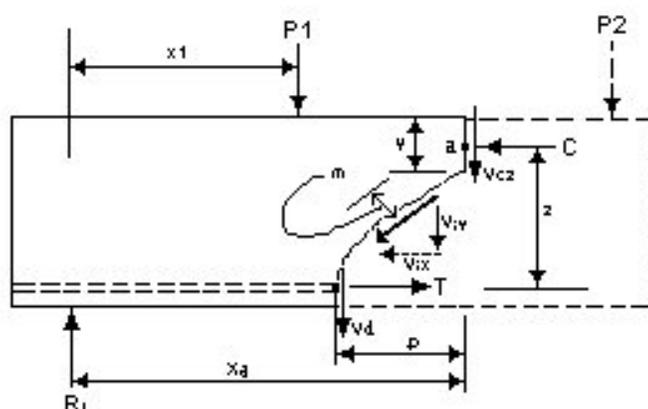


Fig. 1.9 Fuerzas que se generan debido a una grieta diagonal. [Nil.94]

Una vez ocurrido el agrietamiento, se pueden reconocer fuerzas externas e internas que mantienen el supuesto equilibrio de un elemento limitado por la grieta diagonal, como lo muestra la figura 1.9. La fuerza transversal total V que soporta la viga se desglosa en una fuerza cortante que recorre la zona en compresión V_c , una fuerza de dovela o bloque V_d que actúa en las barras de refuerzo a flexión y otra fuerza producida por componentes verticales de esfuerzos cortantes inclinados V_{iy} transmitida mediante el entrelazamiento de las superficies rugosas a lo largo de la grieta siempre que esta se mantenga delgada. Si el acero y el hormigón son capaces de resistir el incremento de esfuerzos que generan las fuerzas anteriores se restituirá el equilibrio después de una redistribución interna de tensiones y la estructura seguirá resistiendo un tiempo al aplicarle cargas adicionales, pero se debe hacer un alcance respecto a esto porque al realizarse ensayos para analizar la redistribución se encontraron respuestas muy distintas en casos similares, lo que ha llevado a que este aspecto no se considere actualmente en el diseño siendo un punto que discutiremos más adelante.

Las grietas que se producen van dividiendo a la viga en series de bloques, los que se pueden suponer como si actuaran en voladizo con base en la zona de compresión y el extremo libre en la zona de refuerzo de tracción. Dentro del esfuerzo biaxial oblicuo que genera la grieta, la compresión inclinada puede soportar el cortante como se muestra en la Fig. 1.10, lo que se conoce como acción de arco. En este fenómeno se requiere una apreciable reacción horizontal en la zona de apoyo del elemento que es generada por el refuerzo longitudinal, por lo que se debe cuidar mucho la calidad del anclaje del refuerzo para poder obtener el resultado esperado. Si suponemos un anclaje adecuado para nuestros requerimientos, se puede desarrollar una fuerza de tracción constante en la parte inferior de una viga como se muestra en la figura 1.11. En ella podemos suponer una zona comprimida ausente de grietas que es capaz de soportar los esfuerzos formando un mecanismo de tracción y compresión que se une en el borde correspondiente al apoyo generando un nodo de llegada de esfuerzos de tracción y compresión en el punto de anclaje, lo que demuestra su importancia. Se puede determinar así una posición única de la línea de empuje en compresión considerando la compatibilidad de deformación y suponiendo una distribución lineal de deformaciones en el hormigón a lo largo de su sección. Entonces se puede aceptar que los esfuerzos de tracción viajan a través de la zona de empuje produciéndose desplazamientos en el acero por la ocurrencia de las grietas en la zona de tracción y produciéndose una pérdida completa de transferencia de adherencia, que es vital para acción de arco, que puede ocurrir solo a costa del deslizamiento. Esto nos da una pauta de los caminos de tensión que pueden absorber solicitaciones para

producir mecanismos de soporte frente a las cargas que se aplican en los elementos estructurales.

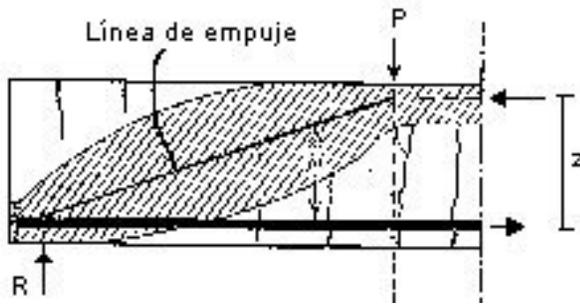


Fig. 1.10 Acción de arco en una viga. [Par.96]

El refuerzo que debe tener un elemento sometido a corte no cambia de manera importante los mecanismos de resistencia que posee el hormigón para tales fines. Los estribos solo ayudan al hormigón en su acción de voladizo con el fin de producir un mecanismo de viga y se puede agregar una fuerza a la ya existente en el refuerzo de acero longitudinal para producir lo que llamamos acción de armadura, en que el hormigón actúa como un miembro a compresión diagonal traspasando los esfuerzos luego a la armadura longitudinal generando una fuerza extra soportada por dicho refuerzo. Otros aspectos a considerar para la armadura al corte es que mejora la contribución de la acción de dovela, suprime los esfuerzos de tracción diagonal que generan las grietas, limita la abertura de estas dentro del rango elástico y proporciona confinamiento al hormigón. Se puede terminar con esto diciendo que el refuerzo a corte, si se plantea de manera adecuada, preserva la resistencia de un elemento permitiendo con esto que el mecanismo armadura de una estructura de hormigón resista las fuerzas cortantes adicionales.

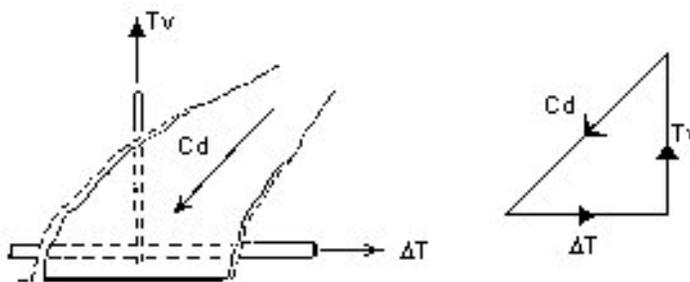


Fig. 1.11 Bloques de hormigón de una viga actuando como puntales. [Par.96]

De acuerdo con el código ACI, el diseño a corte en vigas se debe basar en que la fuerza cortante total aplicada V_u en una determinada sección de una viga debe ser menor o igual a la resistencia nominal a corte V_n que es igual a la suma de la contribución a corte del hormigón V_c y del acero de refuerzo V_s nombrado en el párrafo anterior por un coeficiente de reducción de resistencia al corte ϕ , que tiene un valor de

0.85, debido a la incertidumbre que se tiene por la falla por tensión diagonal nombrada anteriormente. Por lo tanto:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

con $V_n = V_c + V_s$

Para estribos verticales se tiene la siguiente disposición:

$$V_u \leq \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Para barras inclinadas se dispone lo siguiente:

$$V_u \leq \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d \cdot (\operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha)}{s}$$

1.9 Analogía de la armadura o de Mörsh.

Tratar de asociar la resistencia al corte del acero y el hormigón mediante un mecanismo resistente básico que soporte dichas tensiones es lo que pretende la analogía de la armadura que presentaremos a continuación y que derivará en modelos mas refinados y útiles que se analizarán en esta memoria.

En una viga de sección constante podemos observar que la forma en que el elemento soporta el esfuerzo de corte se condiciona por el modo en que se tome el refuerzo de acero transversal. Primeramente, se puede tener en cuenta que la manera ideal de sostener los esfuerzos a que es sometida una pieza consiste en seguir los caminos de tensiones máximas en tracción, lo que corresponde a la solución más exacta, pero se ha supuesto como una alternativa poco viable por muchos años debido a la supuesta complicación que significaría encontrar los caminos correctos de esfuerzos y también porque las deformaciones asociadas a la acción de viga o de arco y el mecanismo de la armadura no son compatibles, lo que garantizaría el equilibrio solo para una posición de cargas limitando el modelo solo para un caso específico sin ser una solución general, que es lo que se busca generalmente, aunque ningún modelo es infalible. Al producirse la incompatibilidad de deformaciones nombrada la viga corre peligro de fisurarse y producir una redistribución de tensiones, aspecto que se hace cada vez menos significativo a medida que se aproxima a condiciones ultimas, es decir, a un comportamiento plástico.

La disposición de las armaduras que soportan los esfuerzos de tracción diagonal puede ser de estribos verticales o inclinados, que son independientes de la armadura longitudinal a flexión. Tanto los estribos verticales como los inclinados tienen la función de servir de montantes o diagonales que se traccionan dentro de una celosía o triangulación interna, que en su parte superior está formada por la zona de compresión del hormigón y en su parte inferior se une a la armadura longitudinal en tracción, teniendo contacto también con zonas diagonales de compresión que hacen el papel puntales inclinados. Tradicionalmente se ha supuesto que la pendiente de los diagonales en compresión es de 45 grados al eje de la viga, pero se ha observado que la pendiente de las grietas diagonales varía a lo largo de una pieza. Se supone que las ecuaciones de diseño basadas en puntales de compresión de 45 grados son conservadoras, debido a que la demanda de acero transversal se reduce conforme el ángulo de los puntales se hace menor que 45 grados, debido a que se encuentran mas estribos a través de una grieta plana y por otra parte los puntales son mas empinados en las cercanías de cargas concentradas.

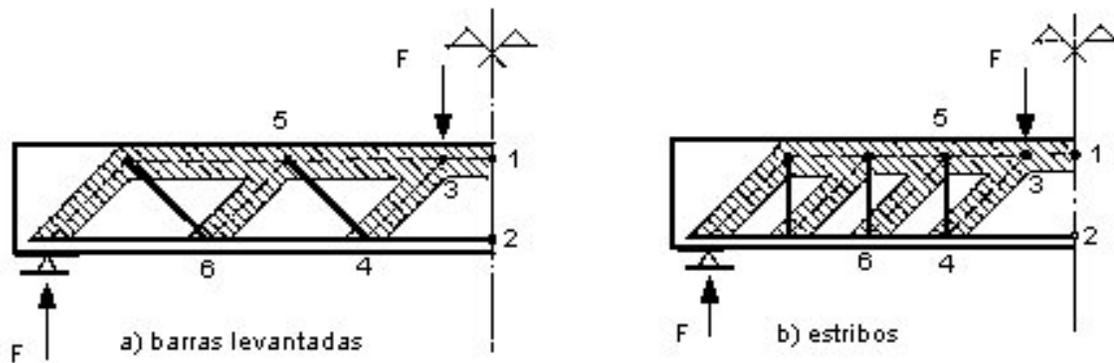


Fig. 1.12 Modelos de armadura de Mörsh. [Mon.87]

En la figura 1.12 se muestran dos mecanismos de celosía que incluyen estribos inclinados y verticales. El mecanismo mencionado tiene un funcionamiento fácilmente explicable. Las cargas aplicadas a la pieza en estudio se descomponen en caminos de compresión que van hacia el puntal 3-4 y el cordón superior en 3-1, lo que genera fuerzas de tracción en el refuerzo 4-2 y en el diagonal o montante 4-5, el que recibe la componente vertical de la barra y la transmite a la parte superior hasta el nodo 5 y produciendo que en éste la fuerza se descomponga de manera similar traspasándose al cordón superior y al puntal 5-6. Así sucesivamente se van descomponiendo las fuerzas hasta llegar subiendo y bajando al punto de apoyo.

Al evaluar la resistencia al corte en un mecanismo de celosía como el nombrado, se deben tener en cuenta algunos factores adicionales como por ejemplo que los puntales también están sujetos a momentos flectores cuando contribuyen a en flexión, por lo que se introducen momentos secundarios debido a la ausencia de nodos verdaderos que los unan a la armadura. Además los estribos transmiten esfuerzos de tracción a los puntales mediante adherencia, de manera que generalmente se tiene un estado biaxial de deformaciones por lo que se debe tener en cuenta la reducción de la resistencia que pueden sufrir los puntales si se les aplican esfuerzos significativos de este tipo. Las fuerzas de compresión se introducen en las uniones de la armadura pero difieren mucho de distribuirse de manera uniforme a través de la sección, por lo que pueden haber excentricidades y esfuerzos transversales de tracción debido a que la suposición que se hace de los caminos de tensiones que no es del todo correcta.

Si en un elemento se dispone de estribos diagonales verticales, se puede suponer que el mecanismo real de transferencia de carga se forma por la superposición de varias celosías. Se supone que los puntales de hormigón están articulados, aunque es más realista suponerlos como empotrados lo que ha originado una derivación de estudios originados por la teoría de Mörsh, lo que veremos en el próximo capítulo.

1.10 Elementos de gran altura relativa.

Las piezas de hormigón armado con gran altura relativa con respecto a su luz y con una sección muy delgada llegan a tener un comportamiento muy distinto frente a las sollicitaciones a que pueden exponerse, con cargas que actúan en plano y provocando estados de esfuerzos que se pueden suponer como bidimensionales. Dentro de estos elementos controlados por esfuerzos planos que se pueden nombrar como elementos de gran altura relativa podemos nombrar a muros de cimentación, muros de corte o estructuras de placa delgada, cuyo comportamiento es muy distinto al de elementos como vigas de dimensiones comunes por lo cual haremos un pequeño análisis para luego estudiar un poco su diseño.

El comportamiento de estos elementos está controlado por el esfuerzo de corte, por lo que su resistencia al cortante es significativamente mayor que la obtenida para elementos de altura menor. Estos esfuerzos antes del agrietamiento pueden ser analizados mediante métodos de elasticidad bidimensional, análisis de elementos finitos o de otro tipo y los estudios concluyen que la presunción de secciones planas que se mantienen planas no es válida para piezas de este tipo debido a que los esfuerzos en flexión no se distribuyen linealmente. Por lo anterior no puede aplicarse la teoría tradicional para calcular los esfuerzos y deformaciones que puedan producirse. Los esfuerzos en el rango elástico no son primordiales ya que las deformaciones que puedan causarse en este rango no son importantes aunque mediante análisis elástico se pueden predecir la localización y el camino que tendrá los mayores esfuerzos de corte y flexión.

El análisis de comportamiento último tiene un valor muy considerable y se puede utilizar la misma teoría expuesta para calcular la flexión en vigas normales. El análisis difiere en la resistencia al corte, la que puede alcanzar valores mucho mayores que los calculados mediante las fórmulas que sugiere el código ACI. En elementos de gran altura, la transferencia de esfuerzos se realiza en forma muy directa desde el punto de aplicación de una carga a los apoyos mediante la acción de puntales diagonales como los nombrados anteriormente en la teoría de Morsch, formándose grietas inclinadas en forma mas o menos paralela a los puntos que unen la carga aplicada y los apoyos, con lo que el puntal queda aislado para transmitir los esfuerzos de compresión y conectarse al acero de refuerzo que soporta las tensiones de tracción estableciendo el equilibrio de cargas. La disposición de los puntales y tensores dentro de la pieza dependen tanto de la ubicación de las cargas como también de la geometría del elemento. En la figura

1.13 se muestra una viga alta con las características que fueron descritas y la disposición típica de sus refuerzos de acero.

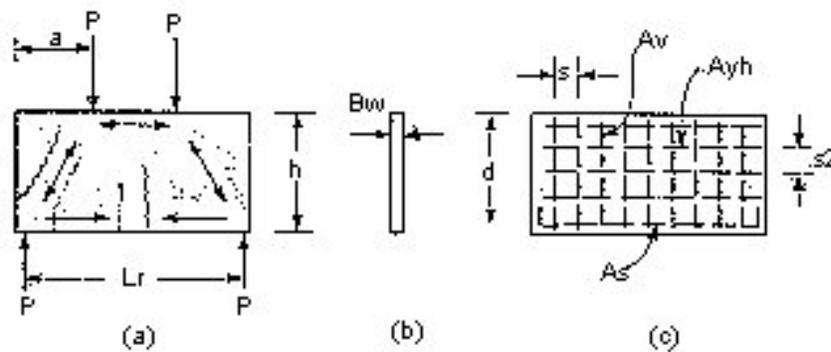


Fig. 1.13 Viga alta con distribución de puntales y refuerzo transversal. [Nil.94]

En cuanto al comportamiento de la estructura general, el código ACI puede dar soluciones bastante aceptables, pero difiere del trato de la acción del corte, donde la relación V_c+V_s no se adapta de manera adecuada a mecanismos de resistencia basados en la transferencia de fuerza cortante a través de puntales y tensores. Por esto se intenta refinar la teoría de la armadura de Morsh hacia casos más generales llegando a lo que llamamos “modelo de la armadura”, que nace de la analogía hecha para vigas de altura normal mediante la utilización de puntales hormigón y tensores de acero generando una celosía interna dentro de una pieza. En elementos de gran altura como muros o vigas altas éste modelo de la armadura se acomoda de muy buena manera, y puede extenderse a cualquier tipo de pieza que esté solicitada con cualquier tipo de carga.

En la figura 1.14a se muestra la acción de una carga puntual central que afecta a una viga alta simplemente apoyada en sus bordes, lo que nos servirá de ejemplo para explicar de manera general lo que planteamos anteriormente. Las líneas de trayectorias máximas de tensiones mostradas ahí se pueden obtener mediante el análisis elástico de la pieza, lo que nos permite vislumbrar los caminos que seguirán las tensiones de compresión que soportarán de buena manera el hormigón y las grietas que se formarán producto de la tracción a que es sometido el elemento. Las líneas punteadas muestran los caminos de compresión y las líneas sólidas los de tracción, donde se formarán las grietas paralelas a los caminos de compresión que se extienden desde la carga hasta los apoyos. Luego en la figura 1.14b y 1.14c se muestran las trayectorias simplificadas del flujo interno de tensiones donde se caracterizan los supuestos puntales y tensores que soportarán los esfuerzos, los que se pueden representar mediante esquemas ya sea simplificados como el caso de la figura 1.14c o más parecidos a una celosía como en la Fig. 1.14b, lo que depende principalmente del criterio que se quiera tomar pudiendo ser una solución adecuada cualquiera de los dos diseños planteados.

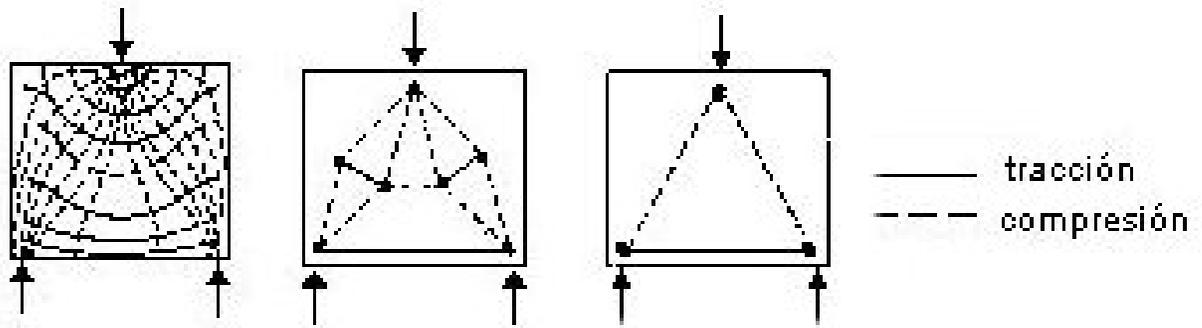


Fig. 1.14 Caminos de tensiones, modelos de puntales y tensores propuestos. [Nil.94]

Las partes que se tienen en la construcción del modelo en base a puntales y tensores comprenden básicamente a los puntales en compresión, los tensores en tracción, y las uniones entre ellos o nodos. Los nodos son los puntos en que se unen a los tensores y puntales y a las cargas aplicadas lo que puede esquematizarse en la figura 1.15, en donde se muestra la acción de los nodos, los cuales pueden tener distintas combinaciones de esfuerzos de tracción y compresión, por lo que se debe crear una disposición de la armadura en que los nodos se encuentren en puntos que contengan las cargas aplicadas y los apoyos además de los caminos principales que recorren los flujos de tensiones.

Esta generalización del modelo de Mörsh para esfuerzo de corte puede extenderse muchísimo pudiendo ser utilizada en muchos otros casos, lo que veremos en el siguiente capítulo de este trabajo.

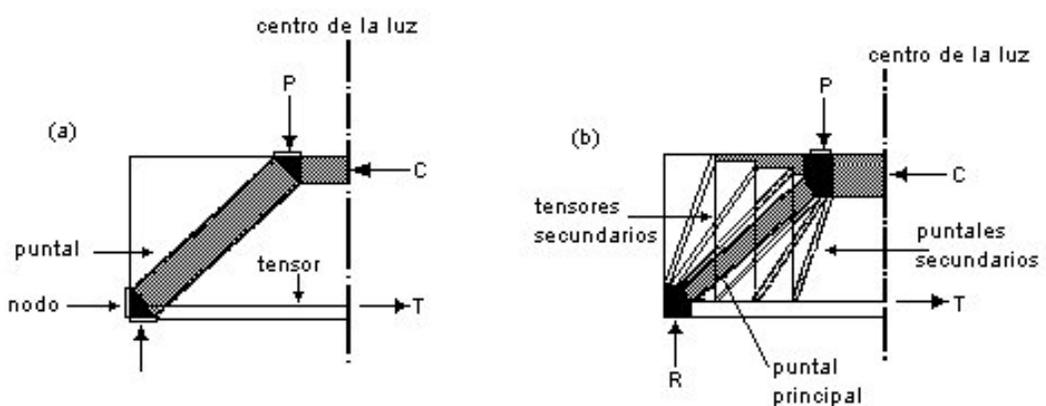


Fig. 1.15 Modelos de puntales y tensores para vigas con estribos y sin estribos. [Nil.94]

2.1 Introducción.

El modelo de la armadura, como se nombró en el capítulo anterior, es considerado en la actualidad como un método legítimo y adecuado para diseñar elementos de hormigón armado sometidos a esfuerzos de corte, y también puede tenerse en cuenta para soportar tensiones de flexión y torsión.

El modelo de la armadura propuesto por Mörsch en 1920 ha llegado a ser clásico y ha sido adoptado, con modificaciones menores, por la mayoría de los códigos de práctica como el método normal de diseño de corte. Cabe destacar que el modelo de la armadura con resistencia a corte para vigas de hormigón armado fue introducido primeramente por Ritter y luego fue generalizado por Mörsch. Este último investigador, basado en extensas observaciones experimentales, propuso también modelos de armadura para las vigas en torsión y para las alas de vigas T.

Para interpretar sus experimentos, Mörsch visualizó campos de compresión inclinados, y los tradujo como acciones de puntales, de abanicos, y combinaciones de éstas. Él reconoció claramente la influencia de la organización del refuerzo en el flujo de fuerzas en el hormigón y era consciente de la posible reorientación de la dirección de esfuerzos principales de compresión en el hormigón agrietado de vigas con estribos relativamente débiles pero con refuerzo longitudinal suficientemente fuerte. A pesar de lo anterior Mörsch no usó esta observación para sus aplicaciones prácticas, mas bien él recomendó de manera conservadora utilizar modelos de armadura de 45 grados, clasificándolos de acuerdo al tamaño del refuerzo, según la sollicitación que se tuviera.

Según [Mar.85-2], las ventajas principales de los modelos de la armadura son su transparencia y adaptabilidad a configuraciones arbitrarias de carga y geométricas. Desgraciadamente, estas ventajas han prosperado debido al desarrollo reciente de ecuaciones de diseño basadas en los mismos modelos de la armadura, por lo que tales fórmulas pueden simplificar el tratamiento de problemas comunes bien definidos pero su aplicabilidad se restringe necesariamente al tipo de investigaciones realizadas. Según [Sch.87] esto hace que la analogía de la armadura no pueda ser aplicada en todos los casos, cubriendo solo partes de una estructura y dificultando su empleo en regiones de gran discontinuidad geométrica o estática tales como pequeñas zonas con cargas concentradas, vigas con aperturas, etc, por lo que en estos casos se suele seguir algún otro procedimiento tradicional de cálculo y diseño además de aplicar soluciones ya probadas. Esta deficiencia en el modelo de la armadura nos hace dudar de la legitimidad de su aplicación debido a que todas las partes de una estructura

debieran tener igual importancia al estudiar su comportamiento. Por esto para que un modelo de diseño se considere como apto y adecuado debe incluir el estudio total todas las porciones del cuerpo que se pretende estudiar.

Si tomamos en cuenta el hecho que las estructuras de hormigón armado van transmitiendo las cargas internamente a través de un conjunto de campos de esfuerzos, estos flujos pueden de alguna manera orientarse mediante puntales de compresión y lazos tensores, los que se unen por medio de nodos pudiendo tomarse como una generalización de la analogía de la armadura para aplicarla en cada parte de la estructura. De esta manera estamos bosquejando lo que llamamos modelo puntal-tensor.

Recientemente, el desarrollo del diseño propuesto en [Sch.87] permite que cualquier parte de una estructura sea diseñada usando el modelo puntal-tensor. El modelo de la armadura es también recomendado por el comité ASCE-ACI en corte y torsión para el diseño estructural del hormigón y basándose en este acercamiento se puede decir que desarrollar un modelo puntal-tensor apropiado en alguna pieza es una tarea importante para un diseñador estructural.

Podemos considerar entonces al modelo puntal-tensor como una herramienta básica en el diseño de miembros de hormigón armado en flexión, corte y torsión. La idealización estructural de un miembro de hormigón armado radica en desarrollar un modelo análogo al de la armadura consistente en puntales y tensores que representan el mecanismo de transferencia de carga en una pieza de hormigón armado sometida a fuerzas aplicadas y reacciones en los apoyos. Así, el modelo puntal-tensor desarrollado se emplea para crear el equilibrio entre cargas, reacciones y fuerzas internas presentes en los puntales y los tensores. Las cargas reales transmitidas por el modelo puntal-tensor son tratadas como cargas últimas de bajo límite para los miembros de hormigón armado basándose en el teorema de más bajo límite de plasticidad. Este acercamiento facilita un entendimiento claro del comportamiento de miembros hormigón armado, es mas, ofrece un diseño seguro, racional y unificado para el hormigón estructural bajo efectos de combinación de cargas.

Los métodos de distribución elástica de esfuerzos y caminos de tensiones son usados en la construcción de modelos puntal-tensor. En ésta distribución elástica de tensiones el modelo puntal-tensor se forma por la orientación de los puntales y tensores mediante el principio de flujo de tensiones, el cual se puede obtener, por ejemplo, mediante análisis computacionales de miembros no agrietados. Debe tenerse en cuenta

que es difícil encontrar el modelo correcto en miembros con condiciones de geometría o cargas complejas usando métodos convencionales, por lo que en estos casos usualmente se involucran procesos de ajustes y ensayos.

Los modelos puntal-tensor pueden ser construidos siguiendo el camino de las fuerzas a lo largo la estructura. Se logra una sólida aproximación de este flujo para un cuerpo cuando sus miembros en tracción y compresión, incluyendo los nodos, se diseñan utilizando un criterio uniforme que incluya la seguridad y serviciabilidad del elemento, incorporando conceptos más amplios como el “detallado” de elementos, reemplazando a los procedimientos empíricos y suponiendo un trabajo por un método de diseño mas analítico. Dentro de este contexto, el modelo puntal-tensor podría llevar a entender con mayor claridad el comportamiento del hormigón estructural y los códigos basados en estos estudios llevarían a construir estructuras más eficaces.

Dentro de los investigadores que han trabajado en el estudio de los modelos de la armadura y puntal-tensor se aprecian diferencias en el tratamiento que se da a la predicción de la carga última y el cumplimiento de los requisitos de serviciabilidad. Desde un punto de vista práctico, solo puede lograrse verdadera simplicidad en los diseños si las soluciones son aceptadas con una exactitud conveniente pero no total dejando de lado los análisis muy rigurosos, y se sugiere tratar la serviciabilidad y estado de límite último en la etapa de agrietamiento usando un mismo modelo que satisfaga ambos requerimientos. Luego se analizará también que esto es viable orientando la geometría del modelo puntal-tensor a los campos esfuerzo elástico y diseñando el modelo dentro de la estructura siguiendo la teoría de la plasticidad.

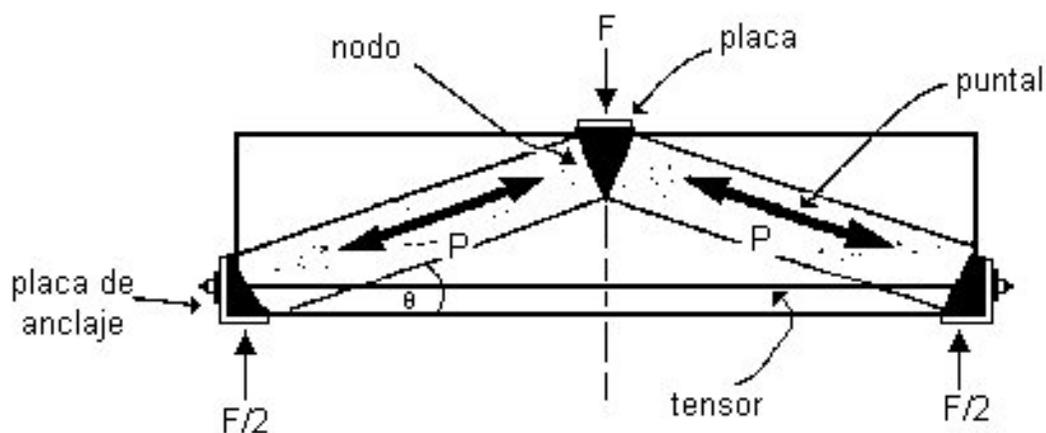


Fig. 2.1 Modelo puntal-tensor en una viga alta solicitada por una carga puntual. [Yañ.89]

2.2 Zonas estructurales.

Dentro del modelado de una estructura se debe tener en cuenta que existen zonas de discontinuidad interna o externa que son causadas por cambios abruptos de dimensiones o por la acción de cargas concentradas en las llamadas “regiones perturbadas”, nombrándose así por alteración en el flujo normal de esfuerzos. Como contraparte, existen otras zonas en las cuales existe una distribución plana de tensiones por lo que pueden ser tratadas con mayor facilidad y que comúnmente son diseñadas con una exactitud que en algunos casos llega a ser excesiva.

Las trayectorias de los esfuerzos difieren bastante respecto de las dos regiones acotadas anteriormente, siendo considerablemente lisas en las zonas no perturbadas y muy turbulentas cerca de las zonas menos continuas. La intensidad de esfuerzos es muy grande en la vecindad de las discontinuidades pero disminuye rápidamente con la distancia al origen de concentración de tensiones, lo que nos da una base para permitir la identificación de los tipos de zonas dentro de un elemento. En el tratamiento que se da a las estructuras utilizando el modelo puntal-tensor es clave la división de regiones respecto al estado que tenga el flujo interno de esfuerzos.

Las zonas donde es válida la suposición de que las secciones planas permanecen planas, es decir, en zonas de continuidad, son comúnmente llamadas regiones B, por la similitud que existe en estas zonas con el comportamiento de viga y por cumplir la hipótesis de Bernoulli. En estas regiones, los esfuerzos internos son muy lisos y puede ser previstos de manera simple por medio de los momentos o fuerzas que ellas soportan, calculándose dichas solicitaciones con ayuda de la mecánica de materiales. En cuanto al diseño aplicable en estas zonas, éste se realiza generalmente utilizando el modelo de la armadura, el cual hemos nombrado anteriormente.

En cuanto a las zonas en las que la hipótesis de Bernoulli no es aplicable, el modelo de la armadura pierde validez debido a que la distribución de deformaciones deja de ser lineal por causa de las perturbaciones en el flujo de fuerzas internas llamándose a estas zonas Regiones D, a causa de la discontinuidad de tensiones internas que sufre la estructura. Las partes afectadas por esta discontinuidad de esfuerzos pueden analizarse con métodos de tensión elástico-lineales mediante la aplicación de la ley de Hooke, pero teniendo una gran limitante en la posibilidad de falla de la estructura presente en esos puntos, por lo que los diseños clásicos o normales basados en esta premisa no involucran una clara atención al tema de la distribución de

esfuerzos, privilegiando solo el análisis de la cantidad de refuerzo requerida para soportar las solicitaciones, el cual se obtiene por métodos empíricos.

Debido al tratamiento un poco ambiguo que se ha dado a las regiones D durante muchas décadas se ha obviado su estudio específico, privilegiando modelos que abarquen a la estructura en su totalidad y utilizando la experiencia pasada o la práctica que se tenga en el tratamiento de discontinuidades, sin llegar a detallar de manera sólida el comportamiento de las piezas de hormigón, lo que a juicio de muchos investigadores debe hacerse siempre mediante la separación del análisis en regiones B y D, construyendo una filosofía de diseño que comprenda el tratamiento de la estructura global con todas sus características pero sin contradicciones en su comportamiento ni funcionamiento.

La subdivisión en dos tipos de regiones estructurales es de valor muy considerable para la comprensión del comportamiento de las fuerzas internas de una estructura, ya que la teoría clásica solo consideraba la geometría de los elementos para evaluar los estados de tensiones, desconsiderando una clasificación apropiada que incluye en conjunto a la geometría y las cargas aplicadas. Sin embargo, la alternativa de dividir una estructura en dos tipos de regiones crea una dificultad respecto de otras teorías de diseño dentro del hormigón armado. La tendencia que se tiene al manejar un elemento como un todo hace que el tratamiento de zonas como las regiones D sea aún más dificultoso, por lo que es primordial asumir que se debe privilegiar la eficiencia del diseño por sobre la precisión que se tenga de éste, lo que en el modelo puntal-tensor puede sustentarse de buena forma por tener como base antecedentes analíticos y no empíricos, que dan la seguridad de poder descansar en la teoría al aplicar un criterio de diseño.

El tratamiento de una estructura nace teniendo en cuenta que las regiones D pueden tratarse utilizando el modelo puntal-tensor y realizando una generalización para aplicarlo en las regiones B con el uso del modelo de la armadura. Los casos de elementos que tengan esfuerzos tridimensionales, como por ejemplo estructuras que no poseen sección o profundidad constante o no tienen una geometría plana, pueden tratarse subdividiendo la pieza en planos individuales, los que pueden analizarse en forma separada aplicando luego una interacción de modelos en planos diferentes para obtener las condiciones de borde correctas en el caso realizarse un estudio más acabado. En todo caso, el tratamiento común que se da a estructuras con puntal-tensor es solo de modelos bidimensionales, salvo casos especiales como por ejemplo el

comportamiento de losas sometidas a cargas de martinete o cargas concentradas en donde deben desarrollarse modelos tridimensionales.

En la figura 2.2 observamos un marco sometido a cargas puntuales y con discontinuidades geométricas en algunos puntos, en donde se aprecia la división de la estructura en regiones B y D pero sin observarse una gran exactitud en el establecimiento de los límites que separan a dichas zonas, lo que se tratará en los puntos siguientes. En la figura 2.3 observamos una viga que ha sido diseñada con el modelo de la armadura, el cual en elementos con geometría comparable al dibujo puede dar soluciones eficientes a las regiones perturbadas siguiendo su método de diseño.

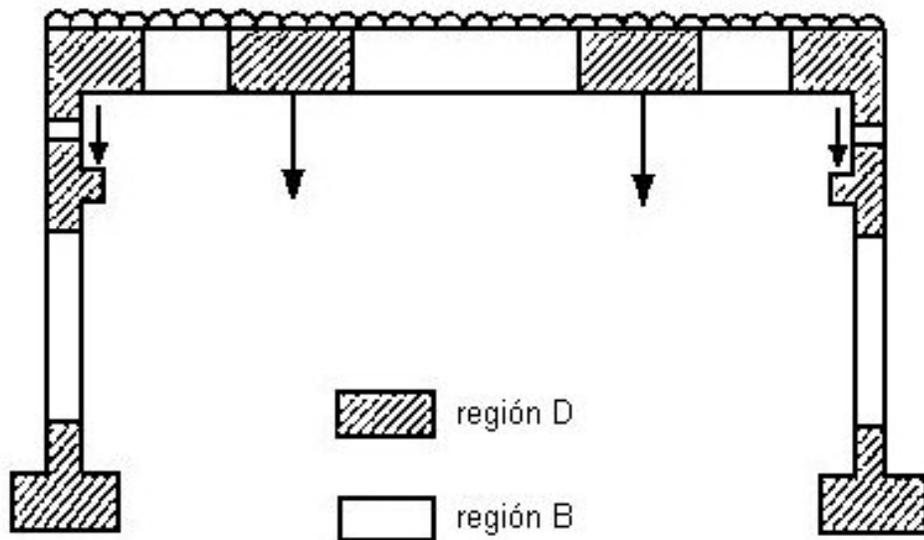


Fig. 2.2 Marco subdividido en subdividido en sus regiones B y D. [Yañ.89]

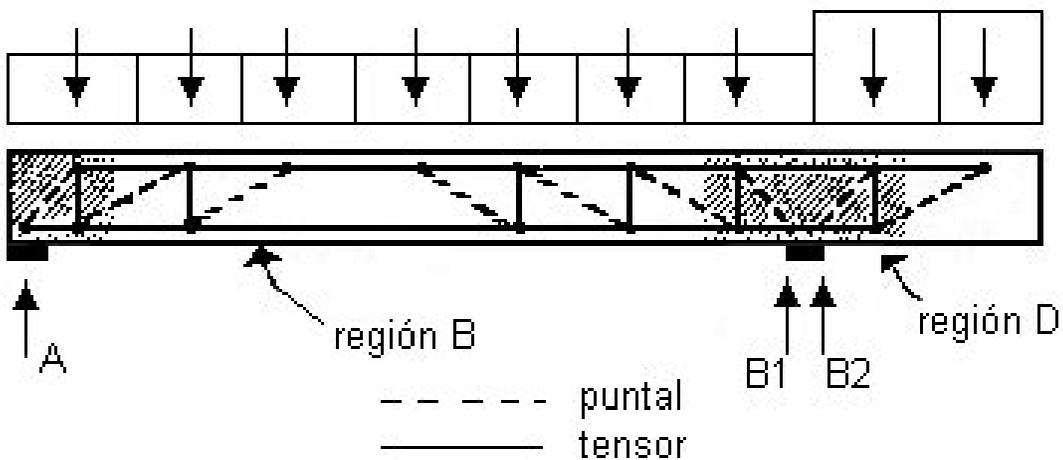


Fig. 2.3 Viga subdividida en regiones B y D y modelada con modelos de armadura y puntal-tensor. [Yañ.89]

2.3 El principio de Saint-Venant.

Los problemas de elementos estáticamente indeterminados cargados axialmente que incluyen la determinación de fuerzas se pueden resolver teniendo en cuenta las deformaciones causadas por estas fuerzas. De la mecánica de materiales se sabe que para calcular los esfuerzos de un elemento es necesario analizar las deformaciones causadas por ellos, y para esto la teoría de la elasticidad es útil en la determinación de la distribución de tensiones correspondientes a varios modos de aplicación de las cargas en los extremos de un elemento. Si se tiene un caso en que una carga concentrada se distribuye de manera homogénea en un cuerpo como es el caso de la figura 2.4a es razonable suponer que el elemento permanecerá recto, y las secciones planas lo seguirán siendo, y que todos los elementos que componen el cuerpo se deformarán igual manera puesto que la hipótesis de Bernoulli es compatible con las condiciones de borde dadas. En estos casos la ley de Hooke es aplicable, y así la distribución de tensiones es uniforme a través del cuerpo y en cualquier punto.

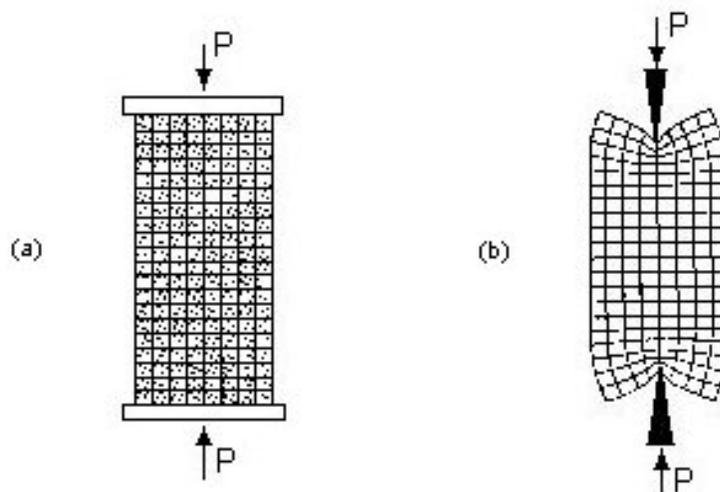


Fig. 2.4 Deformación de un cuerpo sometido a carga axial. [Bee.93]

En casos de cargas que se concentran en un punto, como en la figura 2.4(b), los elementos que se encuentran en la vecindad inmediata de los puntos de aplicación de las cargas están sometidas a esfuerzos muy grandes, mientras que las partículas que se encuentran cerca de los extremos del cuerpo no están afectados por la carga. Esto puede verificarse comprobando que ocurren grandes deformaciones y tensiones cerca de los puntos de aplicación de fuerzas y no se visualizan deformaciones en los bordes de la sección. Sin embargo, al analizar partículas longitudinalmente, los puntos que están mas alejados de los extremos presentan un progresivo ajuste de las deformaciones involucradas y por tanto una distribución más clara y uniforme de los esfuerzos a través de la sección del elemento. Esto se ilustra también en la figura 2.5 en donde se ve el resultado del cálculo de distribución de esfuerzos en varias secciones

de una placa delgada rectangular sometida a cargas concentradas. Se observa que a una distancia b de extremo de la sección, siendo b el ancho de la placa, la distribución de tensiones es casi uniforme y que el valor de del esfuerzo axial σ puede tomarse como el valor promedio P/A . Así, a una distancia igual o mayor que el ancho del elemento, la distribución de esfuerzos a través de una sección es la misma, ya sea que el elemento esté cargado como en la figura 2.4a o 2.4b. En otras palabras, excepto en la vecindad inmediata de los puntos de aplicación de las cargas puede suponerse que la distribución de esfuerzos es independiente del modo real de aplicación de dichas fuerzas. Esta afirmación se aplica no solo a cargas axiales sino que puede extrapolarse a cualquier tipo de sollicitación.

Lo que hemos expuesto constituye el “Principio de Saint-Venant”, denominado así en honor al ingeniero francés Adhémar Barré Saint-Venant. El principio de Saint-Venant permite reemplazar un modo de carga por otro más simple, teniendo en cuenta que el modelo de reemplazo debe ser capaz de asimilar tal distribución de tensiones de manera que luego pueda compararse con las condiciones reales de carga encontradas en el problema original. Debido a esto, con el propósito de calcular los esfuerzos en un elemento estructural, deben recordarse dos cosas al aplicar el principio:

- 1.- Las cargas reales y las usadas como reemplazo para calcular esfuerzos deben ser estáticas y equivalentes.
- 2.- Los esfuerzos en la vecindad inmediata de los puntos de aplicación de las cargas no pueden calcularse de esta manera. Deben usarse métodos teóricos avanzados o métodos experimentales para determinar las tensiones en estas áreas.

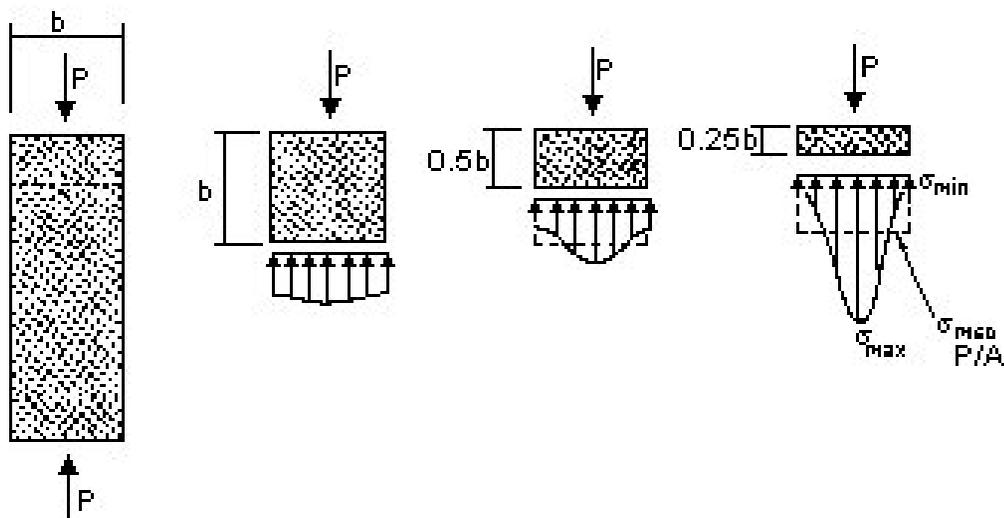


Fig. 2.5 Distribución de esfuerzos a lo largo de una sección bajo la acción de una carga P . [Bee.93]

2.4 División de una estructura en zonas.

En el tratamiento de una estructura que se pretende analizar y luego diseñar mediante el modelo puntal-tensor resulta inconveniente y a la vez engorroso comenzar a modelar de inmediato la estructura completa con puntales y tensores. Por consiguiente, la práctica común en todos los casos implica que se realice primero un análisis estructural general. Sin embargo, antes de empezar este análisis, es ventajoso subdividir la estructura dada en sus zonas estructurales B y D y de esta manera el análisis global incluirá las regiones B y D, pero ya conociéndolas.

El estudio general de la estructura luego de la subdivisión permitirá que se puedan construir de buena forma los modelos de la armadura para el tratamiento de las regiones B y los modelos puntal-tensor que se aplicarán a las regiones D, con lo que se facilita bastante el análisis y el diseño procurando que estos y la geometría de los modelos se compatibilicen produciendo un solo mecanismo global interno.

Los límites entre regiones B y D se suponen lineales en el plano transversal de las piezas que conforman la estructura, y para poder determinarlas se plantea el procedimiento siguiente basado en el principio de Saint-Venant y propuesto por Schlaich [Sch.87], que se explica gráficamente a través algunos ejemplos mostrados en la figura 2.5 y 2.6. En todo caso debe mencionarse que los miembros de hormigón agrietados tienen una rigidez diferente en direcciones diferentes, lo que puede influenciar la magnitud de las regiones D, aunque esto no necesita discutirse fuera del alcance del mismo principio de Saint-Venant, que no es preciso pero da una aproximación aceptable para la división de las zonas. Tomando en cuenta la imprecisión acotada, las líneas de división entre las regiones B y D propuestas aquí sólo sirven como una ayuda cualitativa para el desarrollo de los Modelos puntal-tensor con el fin de facilitar el tratamiento de la estructura. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Se reemplaza la estructura real (figura 2.6a y 2.7a) por una estructura similar e imaginaria (figura 2.6b y 2.7b) a la cual se le somete a un estado de carga equivalente de tal manera que cumpla la hipótesis de Bernoulli y satisfaga el equilibrio existente entre las fuerzas que se aplican a la sección transversal de la estructura real. De esta manera, la estructura imaginaria se convierte en una o varias regiones B. Esto normalmente no cumple las condiciones de borde requeridas, es solo una idealización.

2. Se crea un estado de equilibrio propio de esfuerzos (figura 2.6c y 2.7c), el que al ser superpuesto sobre la estructura imaginaria satisface las condiciones límite reales. Es decir, la suma de los estados de esfuerzo en la estructura imaginaria y el estado de equilibrio creado deben dar como resultado el estado real de cargas.
3. Finalmente, se aplica al estado de esfuerzos en equilibrio el principio de Saint-Venant, encontrando que las tensiones pueden despreciarse a una distancia "a" de las fuerzas del equilibrio, distancia que es aproximadamente igual a la máxima distancia existente entre las mismas fuerzas de equilibrio. Esta distancia define el rango de las regiones D (figura 2.6d y 2.7d).

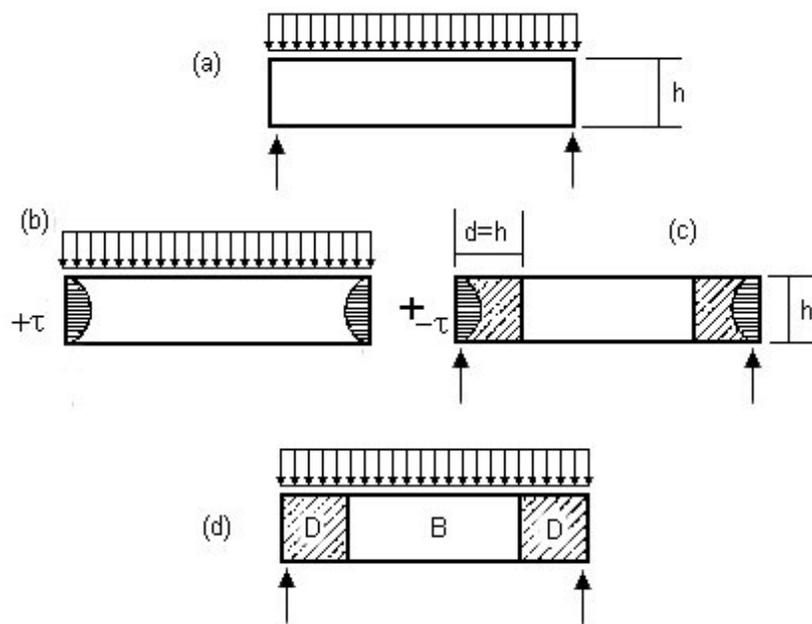


Fig. 2.6 Subdivisión de una viga simplemente apoyada en sus regiones B y D utilizando el principio de Saint-Venant. [Sch.87]

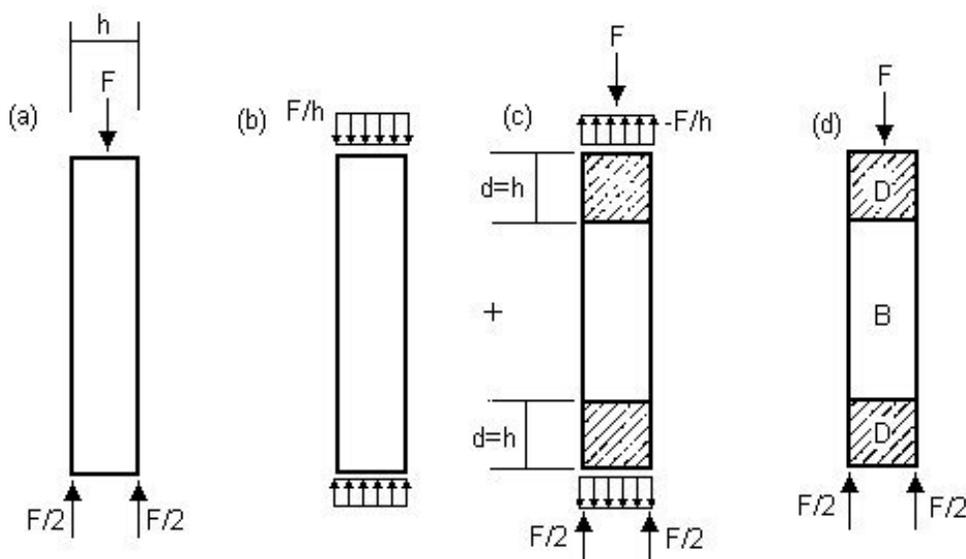


Fig. 2.7 Subdivisión de una columna en sus regiones B y D utilizando el principio de Saint-Venant. [Sch.87]

En la figura 2.8 también se pueden observar algunos elementos estructurales que se han dividido en zonas normales y de discontinuidad aplicando el principio de Saint-Venant. Entre ellos podemos nombrar vigas escalonadas, con aperturas, esquinas de marco, fundaciones, consolas, etc, los cuales pueden ser diseñados útilmente con modelos puntal-tensor.

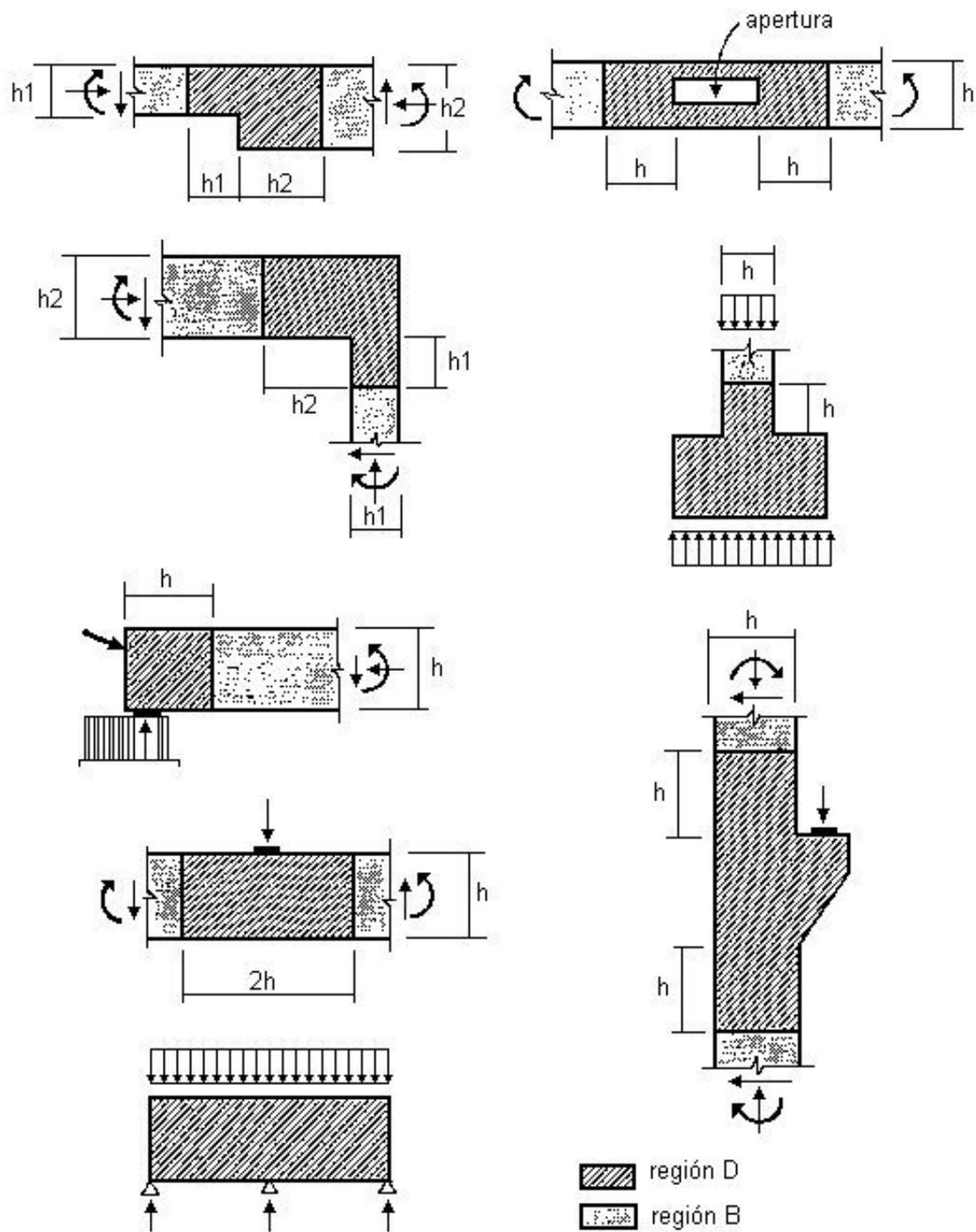


Fig. 2.8 Zonas estructurales D obtenidas de acuerdo al principio de Saint-Venant. [Yañ.89]

2.5 Comportamiento estructural global.

Al analizar globalmente las estructuras que se pretende modelar con puntales y tensores debe tenerse en cuenta que corresponde incluir los dos tipos de zonas o regiones B y D que la componen sin suponer a priori que toda la estructura se encuentra constituida por regiones B, como es el caso de los métodos tradicionales. Para poder ser coherente, el análisis global de estructuras indeterminadas debe reflejar cabalmente la conducta real de esta, y con este fin se resumen en la tabla 2.1 algunos conceptos obtenidos de [Sch.87] que pueden servir como guía para el diseño de casos estáticamente indeterminados, y que también pueden extenderse al estudio de estructuras determinadas con el fin de precisar deformaciones.

Tabla 2.1 Análisis liderado por esfuerzos o fuerzas de puntal y tensor. [Sch.87]

Estructura		Estructuras consistentes en:		
		Regiones B y D, ej: estructuras lineales, losas vigas, placas		Solo regiones D, ej: muros de corte
		Regiones B	Regiones D	Regiones D
Análisis	Análisis estructural global	Solicitaciones en la sección analizada M, N, V, Mt	Condiciones de borde	
			Solicitaciones en la sección	Reacciones de apoyo
Análisis de fuerzas de inercia o esfuerzos en regiones individuales	Estado no agrietado	Propiedades de la sección: A, J _b , J _t	Análisis elástico lineal, con esfuerzos máximos redistribuidos	
	Estado agrietado	Modelo de la armadura o modelo puntal-tensor	Modelo puntal-tensor	

Como ya hemos mencionado, los modelos de la armadura y puntal-tensor son imágenes discretas de flujos de tensiones estáticamente equivalentes. En el caso de modelos de armadura normalmente no es necesario desarrollar campos de esfuerzos completos debido a que el modelado individual de cada pieza proporcionan la mayoría de la información requerida para el diseño. Sin embargo, para verificaciones locales de los estados de esfuerzos como el caso de flujos no lineales y para la interpretación de experimentos es necesario el estudio de campos de esfuerzos completos y es ahí donde comienza a operar el principio que sustenta al modelo puntal-tensor. Podemos concluir entonces que el desarrollo de estos modelos se facilita en gran forma visualizando los flujos de tensiones correspondientes.

En cuanto los métodos de análisis, los de tipo plástico son convenientes en la determinación de la capacidad última de carga. En el caso de modelos de armadura, el método de análisis requiere de los siguientes supuestos que se proponen en [Rog.86] y ellos pueden extrapolarse con bastante similitud a los modelos puntal-tensor:

1. Debe satisfacerse el equilibrio de fuerzas en la estructura.
2. El hormigón solo resiste esfuerzos en compresión y tiene una resistencia efectiva igual a vfc' , en donde el factor de eficiencia v normalmente es menor que 1.
3. El acero se requiere para resistir todas las fuerzas de tracción.
4. Deben coincidir los centroides de cada miembro de los puntales y las líneas de acción de todas las cargas aplicadas externamente en una unión.
5. La falla del modelo de armadura en equilibrio ocurre cuando los miembros de hormigón en compresión se destrozan, o cuando un número suficiente de miembros de acero en tracción alcanzan la fluencia para producir un mecanismo.

Estas suposiciones satisfacen el teorema de mas bajo límite de plasticidad que establece lo siguiente:

“Una estructura no colapsará o solo estará en el punto de colapso si puede encontrarse una distribución equilibrada de esfuerzos que balancee las cargas aplicadas y si todas partes de ella están bajo la fluencia o en fluencia. Puesto que la estructura puede soportar al menos esta carga aplicada, éste es un límite mas bajo de la capacidad de llevar carga de la estructura”.

Como el teorema tiene una base matemática rigurosa, es válido que si se puede encontrar un camino de carga seguro a través de la estructura, éste será un límite conservador más bajo de la verdadera capacidad de una estructura, puesto que pueden ser otros caminos de carga los que podrían llevar una carga mayor. Procedimientos de diseño basados en el teorema de mas bajo límite le exigen al diseñador identificar al menos una trayectoria de carga creíble y asegurar que ninguna porción del camino de carga esté sobre esforzada. Si la ruta de carga supuesta difiere mucho del camino de carga original en una pieza agrietada, la estructura puede ser incapaz de sufrir la redistribución de fuerza necesaria para alcanzar el camino de carga supuesto. En todo caso debemos decir que la opción de caminos de carga está limitada por la capacidad de deformación del elemento.

2.6 Principios de diseño general de una estructura con el modelo puntal-tensor.

Luego de realizar un análisis estructural global, podemos decir que para las regiones B y D no agrietadas existen variados métodos de análisis de tensiones en el hormigón tal como se nombra en el punto anterior en la tabla 2.1. En el caso de zonas de una estructura con altos esfuerzos de compresión, la distribución lineal de esfuerzos podría tener que modificarse reemplazando la ley de Hooke por una ley de materiales no lineales.

El procedimiento básico para desarrollar un modelo puntal-tensor en miembros de hormigón estructural ha sido expuesto por muchos autores como Marti, Schlaich, MacGregor y otros. Este proceso de análisis y diseño estructural consiste en cinco pasos, los que se nombran en [Kes.00]:

1. Determinación de los límites de las regiones D en una estructura; análisis de los esfuerzos en los límites de esas regiones.
2. Idealización de la estructura dentro de las regiones D como un enrejado articulado; la idealización de la estructura debe incorporar las dimensiones necesarias de los puntales y proporcionar el detallado y emplazamiento del refuerzo.
3. Determinación de las fuerzas en los miembros del modelo puntal-tensor.
4. Verificación de la capacidad resistente de los miembros del modelo basándose en los resultados de análisis.
5. Detallado de las zonas nodales y el refuerzo para asegurar una adecuada disposición de este último y examinar el refuerzo necesario para evitar grietas.

Este método implica que la estructura se diseña según el teorema de más bajo límite de plasticidad, ya explicado en el punto anterior. Como el hormigón permite solo deformaciones plásticas limitadas, el sistema estructural interno provisto por el modelo puntal-tensor tiene que ser escogido de tal modo que la deformación límite no se exceda en cualquier punto antes que se alcance el estado supuesto de esfuerzos en el resto de la estructura. En regiones de esfuerzos muy altos este requisito de ductilidad se cumple adaptando los puntales y tensores del modelo a la dirección y tamaño de las fuerzas internas cuando ellas aparezcan desde la teoría de elasticidad. En regiones con un nivel normal o leve de esfuerzos la dirección de los puntales y tensores del modelo puede desviarse considerablemente del modelo elástico sin exceder la ductilidad de la estructura. Los tensores y también el refuerzo pueden colocarse según consideraciones prácticas y la estructura se adapta por sí misma al sistema estructural interior supuesto.

En todo caso es importante que en todos los casos se realice un análisis y chequeo de seguridad usando el modelo finalmente escogido.

Se puede discutir que la forma de orientación del modelo puntal-tensor a lo largo de los caminos de fuerzas indicados por la teoría de elasticidad descuida un poco la capacidad última de carga que podría ser utilizada mediante una aplicación pura de la teoría de plasticidad, pero por otro lado tiene la ventaja de que el mismo modelo puede usarse en conjunto para la carga última y el control de serviciabilidad, lo cual da una validez al modelo que muchos investigadores han buscado durante mucho tiempo.

También es muy importante decir que si por alguna razón el propósito del análisis fuera encontrar la carga última real, el modelo puede adaptarse fácilmente a esta fase de carga cambiando sus puntales y tensores para aumentar la resistencia de la estructura. En el caso de querer utilizar algún método de análisis plástico, éste puede usarse sin la necesidad de que los puntales y tensores se asocien a él con el fin de predecir de mejor manera la carga última de la estructura.

A pesar de la posible utilización del modelo puntal-tensor para encontrar la carga última de una estructura, otro requerimiento de seguridad tendiente a orientar la geometría del modelo a la distribución elástica de esfuerzos consiste en tomar muy en cuenta que la fuerza de tracción del hormigón es sólo un fragmento pequeño de la fuerza de compresión. Casos de elementos muy delgados, como por ejemplo el de la Figura 2.9, serían inseguros aún cuando se cumple requisitos del teorema del más bajo límite de la teoría de plasticidad en el equilibrio de fuerzas y si la resistencia del hormigón fuera mayor que el esfuerzo aplicado. Por lo tanto un punto muy importante de atender es el que advierte que la compatibilidad que sugieren las fuerzas de tracción en el hormigón, usualmente transversales a la dirección de las cargas aplicadas, pueden causar agrietamiento prematuro y falla.

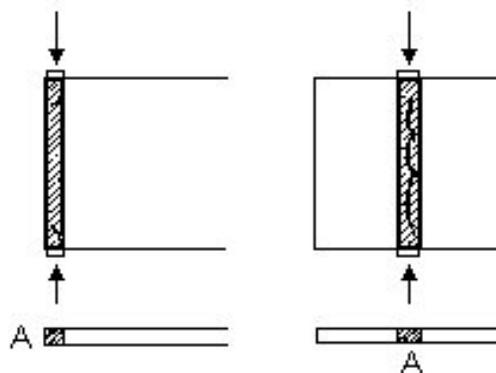


Fig. 2.9 Falla en hormigón plano debido a la acción de tensiones transversales. [Sch.87]

2.7 Principios de diseño para regiones B.

Si una estructura contiene una parte sustancial de regiones B será representada por un sistema estático. El análisis general de estructuras lineales como vigas, marcos y arcos se sitúa principalmente en las reacciones de apoyo y los efectos particulares, además de los momentos flectores (M), las fuerzas normales (N), fuerzas del corte (V) y momentos torsionales (M_t), tal como se nombró en la tabla 2.1.

Las regiones B que se encuentran dentro de las estructuras pueden ser fácilmente dimensionadas aplicando modelos ya probados como el modelo de la armadura o métodos normales que usan manuales o los códigos avanzados de práctica. Debe notarse que el análisis estructural global y el diseño de una región B también debe proporcionar la fuerza límite para las regiones D de la misma estructura.

El procedimiento de diseño para las regiones B se enmarca dentro del diseño total que se hace a la estructura completa y puede subdividirse a menudo en tres pasos. Primero, se seleccionan las dimensiones libres del hormigón. Segundo, se determina el tamaño, el emplazamiento, y el anclaje del refuerzo, se chequean las dimensiones del hormigón escogidas usando el equilibrio y consideraciones de resistencia última. Tercero, se estiman las deformaciones bajo las condiciones de servicio. En el segundo paso se utilizan los modelos de armadura para investigar el equilibrio de las cargas, las reacciones, y las fuerzas internas en el hormigón y en el refuerzo. Deben observarse tres reglas al usar esto: dibujar el modelo de la armadura a escala, visualizar el flujo de fuerzas usando consideraciones de equilibrio consistentes, y asegurar con mucha prolijidad que las fuerzas pertenecientes a la armadura puedan desarrollarse y puedan transferirse a las locaciones requeridas.

En el caso de regiones B agrietadas el procedimiento propuesto lleva a aplicar un modelo de armadura con una inclinación de los puntales orientada a la inclinación de grietas diagonales provocadas por esfuerzos de tracción ubicados en el eje neutro, como se muestra en la Figura 2.10. Una reducción del ángulo de algún puntal de 10 a 15 grados y la opción de agregar estribos verticales, es decir, una desviación de los esfuerzos de tracción principales de 45 grados, normalmente no causa un desvío o pérdida de esfuerzos. La distancia z entre los cordones superior e inferior de la viga debe determinarse normalmente mediante una distribución uniforme de deformaciones en los puntos de momentos máximos y corte cero, y por simplicidad se mantiene constante entre dos puntos adyacentes de momento cero.

Modelo de armadura para una viga simplemente apoyada con voladizo

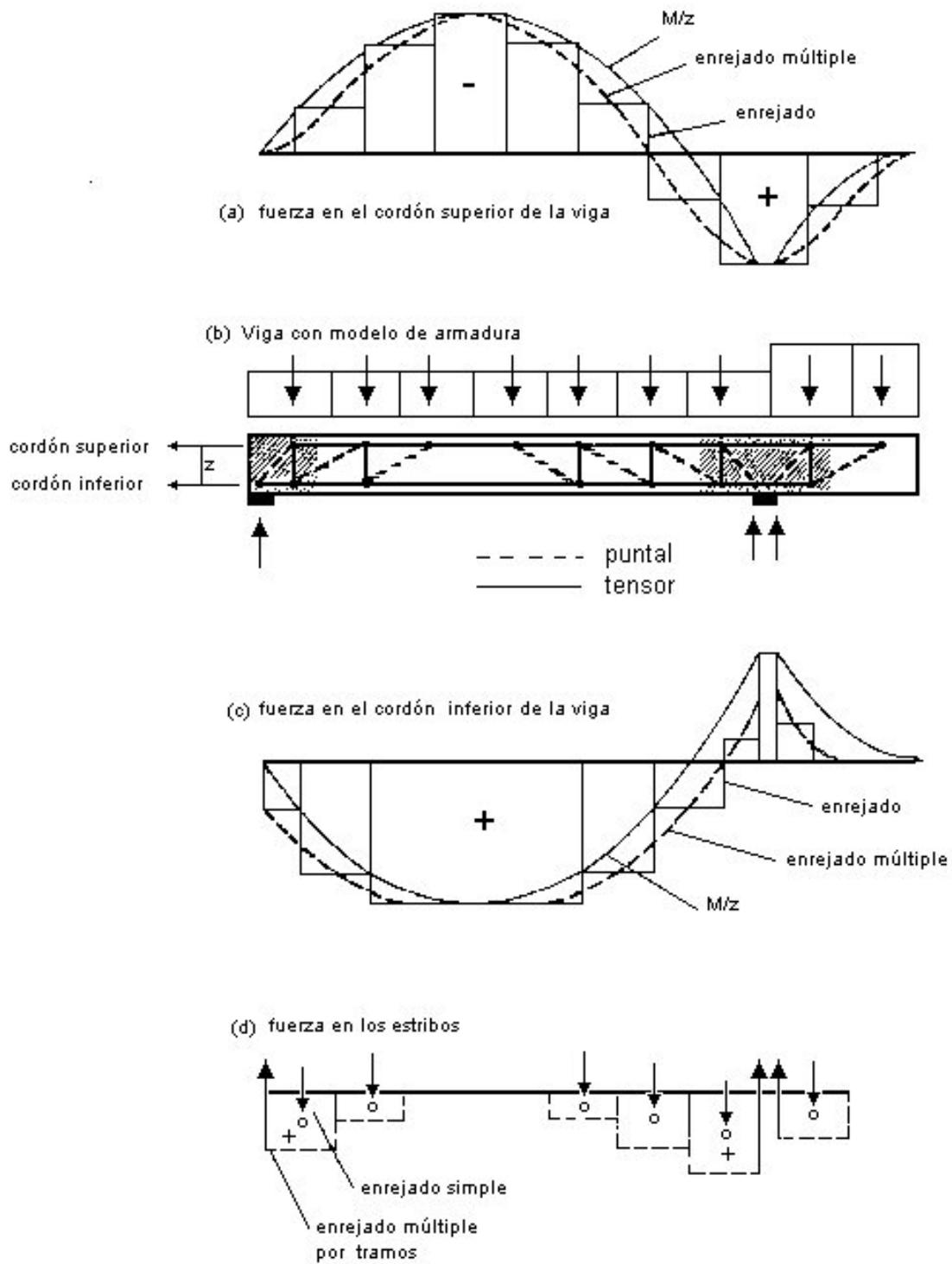


Fig. 2.10 Modelo de armadura para una viga con su distribución de fuerzas internas y la magnitud de dichas fuerzas derivadas del equilibrio. [Sch.87]

2.8 Principios de diseño para regiones D.

El análisis y diseño de las regiones D es la etapa más importante y la principal aplicación dentro del proceso que se genera para modelar y luego construir una estructura utilizando el sistema de puntales y tensores. Esta importancia radica en que es necesario desarrollar un modelo puntal-tensor diferente e individual para cada una de ellas, ya que las diferencias de comportamiento de los esfuerzos internos llegan ser muy grandes en cada problema estudiado. Esto puede considerarse como una desventaja y una dificultad extra, pero luego de un poco de entrenamiento puede hacerse de manera bastante simple. Se puede establecer que desarrollar un modelo puntal-tensor es comparable a escoger un sistema estático global. Ambos procedimientos requieren un poco de experiencia de diseño y son de relevancia similar para la estructura.

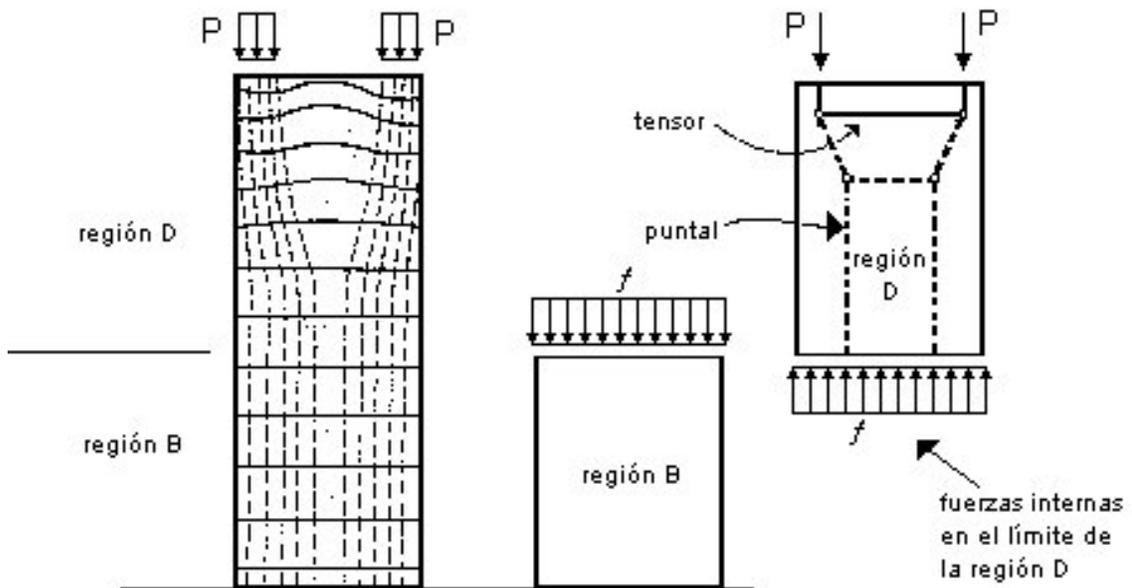


Fig. 2.11 Diagrama de cuerpo libre para regiones B y D de un miembro cargado en su cúspide. [Yañ.89]

Luego de la determinación de las zonas estructurales, las regiones D se visualizan en forma individual para el proceso de diseño. Para esto se deben seguir algunos pasos tal como en el diseño de las regiones B. Primero se dibuja el diagrama de cuerpo libre de las regiones D, lo que se consigue mediante el aislamiento de cada una de ellas y asegurándose de que el equilibrio de las fuerzas externas se satisfaga en cada caso. En los límites adyacentes entre los dos tipos de regiones, las cargas que actúan en la región D se toman del análisis de la región B, tal como se muestra en la figura 2.11. Luego se desarrolla el modelo puntal-tensor, notando que pueden existir muchas posibilidades diversas de modelos para una región D particular, por lo que se debe elegir el mas adecuado. Después se calculan las fuerzas en los puntales y

tensores, las que son fuerzas internas del modelo y se determinan usando métodos estáticos que satisfacen el equilibrio interno. Finalmente se diseñan los puntales, tensores y nodos para que soporten las cargas aplicadas en cada uno.

Mediante un ejemplo se puede decir que el desarrollo de un modelo para una región D puede simplificarse mucho si las tensiones elásticas y las direcciones de tensión principales están disponibles como se muestra en Fig. 2.12. La dirección de los puntales puede tomarse de acuerdo con la dirección principal de esfuerzos de compresión o pueden localizarse los puntales y tensores más importantes en el centro de gravedad de los diagramas de esfuerzo correspondientes de tracción "T" y compresión "C" en la Figura 2.12 usando el diagrama σ_x dado allí.

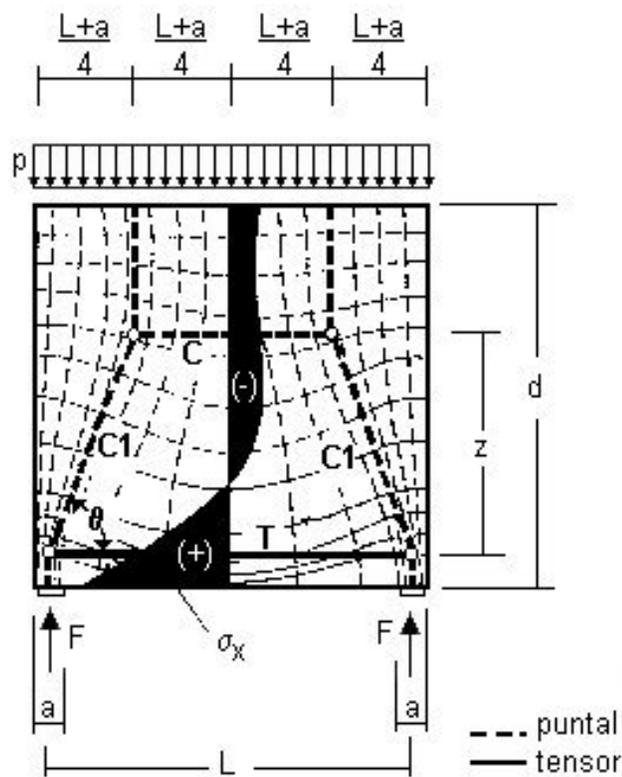


Fig. 2.12 Región D con sus trayectorias elásticas de esfuerzos, diagrama de esfuerzos elásticos y modelo puntal-tensor. [Sch.87].

Si una estructura sólo consiste en una región D como por ejemplo una viga alta o un muro de corte, el análisis de efectos particulares para un sistema estático puede omitirse y las fuerzas internas o esfuerzos pueden determinarse directamente de las cargas aplicadas que siguen los principios perfilados para las regiones D propuestos en la sección 2.6. Sin embargo, para estructuras que poseen una disposición de fuerzas tal que provoca la existencia de apoyos innecesarios para soportar las cargas, las reacciones de apoyo deben determinarse por un análisis global antes que los Modelos puntal-tensor puedan desarrollarse propiamente.

2.9 Energía de deformación de una estructura.

Se puede definir la energía de deformación de un elemento como el aumento de energía asociada con la deformación de dicho cuerpo. Podemos observar que la energía de deformación es igual al trabajo realizado por una carga aplicada al elemento, la que se incrementa lentamente.

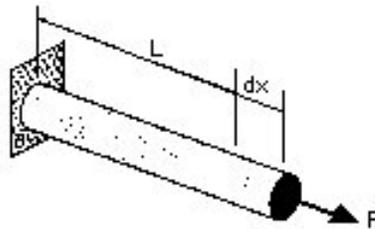


Fig. 2.13 Deformación axial de una barra debida a una carga P. [Bee.93]

Si consideramos una barra BC de longitud L y sección transversal A, empotrada en B y sometida en C a una carga axial P que se incrementa lentamente como en la figura 2.13, se puede obtener el diagrama esfuerzo-deformación característico para éste elemento, el que se muestra en la figura 2.14.

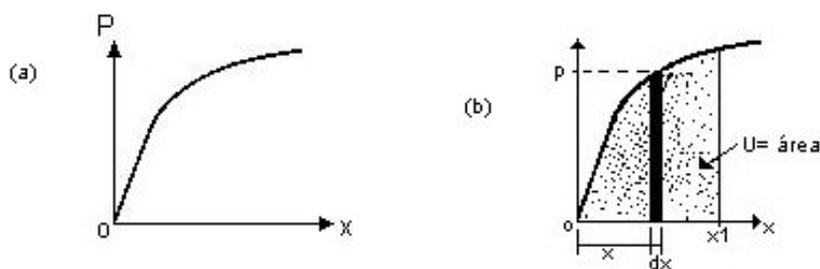


Fig. 2.14 Diagramas esfuerzo-deformación de un elemento cargado con una fuerza P. [Bee.93]

Podemos considerar ahora el trabajo dU realizado por la carga P cuando la barra se alarga una pequeña cantidad dx. Este trabajo elemental es igual al producto de la magnitud P de la carga y el pequeño alargamiento dx, como se esquematiza en la figura 2.14b, entonces el trabajo total U efectuado por la carga cuando la barra experimenta una deformación x1 es igual área bajo el diagrama carga-deformación entre x = 0 y x = x1. El trabajo realizado por la carga P cuando se le aplica lentamente a la barra, debe producir el incremento de alguna energía asociada con la deformación de la barra. Esta energía es la Energía de Deformación de la barra y se define como:

$$U = \int_0^{x1} P \cdot dx \quad ,y \text{ con } \epsilon_x = \frac{dx}{L} : \quad U = \int_0^{x1} P \cdot L \cdot d\epsilon_x$$

2.10 El método del camino de cargas.

Una de las maneras óptimas y fáciles de aprender a desarrollar modelo puntal-tensor es usar el llamado "camino de cargas". Este consiste, tal como ya hemos esbozado anteriormente, en seguir los caminos que recorren los esfuerzos internos, pero analizándolos con las condiciones que se encuentren al tratar las regiones D, que son las que nos interesa estudiar. Este método nos da una idea clara de cómo poder dimensionar los puntales y tensores y la ubicación mas adecuada que se pueda tener de ellos. Esta disposición puede asegurarse aún mas refinando el modelo con otras herramientas teóricas que también trataremos mas adelante con el fin de encontrar la disposición de diseño más eficiente según las opciones que se plantee el proyectista.

El esquema de análisis consiste primero en asegurar que se satisfaga el equilibrio externo de una región D, determinando todas las cargas y reacciones de apoyo actuando en la zona. Tal como se dijo en la sección 2.9, las cargas externas de diseño que se utilizan en una región D se obtienen derivándolas desde los límites adyacentes a las regiones B, asumiendo que existe una de la distribución lineal de esfuerzos.

El diagrama de tensiones de la región D se subdivide de manera tal que las cargas que se tienen en un lado de la estructura encuentran su contraparte en el otro lado, teniendo en consideración que los caminos de cargas que conectan los lados opuestos no se cruzarán unos con otros. El camino de carga empieza y termina en el centro de gravedad de los diagramas de esfuerzo correspondientes a los límites de la región, y obtienen también de esos puntos la dirección de las cargas aplicadas o reacciones, tal como lo representa la figura 2.15. Estas cargas tienden a tomar el camino mas corto posible entre ellas y dejan que las curvaturas se concentren cerca de las grandes agrupaciones de esfuerzos como reacciones de apoyo o cargas puntuales.

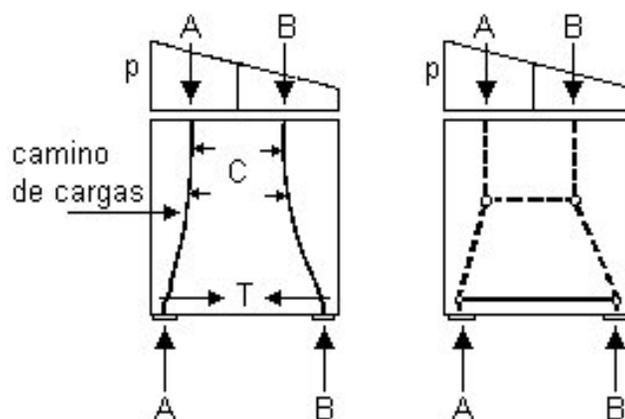


Fig. 2.15 Caminos de cargas y su correspondiente modelo puntal-tensor.[Sch.87]

Cabe mencionar que en algunos casos el diagrama de tensiones no es interpretado completamente de acuerdo con los caminos de carga descritos. En estas situaciones las resultantes de las cargas transitan en un flujo interno, y permanecen iguales en magnitud pero con signo opuesto al que entran en la estructura, realizando una vuelta en U hacia el mismo lado por el cual ingresaron y efectuando un giro rápido al llegar generalmente cerca del borde opuesto a la zona como lo ilustrado por las fuerzas B en la figura 2.16. Con esto podemos ver que el flujo interno de fuerzas sigue trayectorias tendientes a trasladar las cargas aplicadas, pero a su vez también vela por mantener el equilibrio interno en la estructura generando caminos paralelos que tienen como fin asegurar el buen funcionamiento global de toda la estructura.

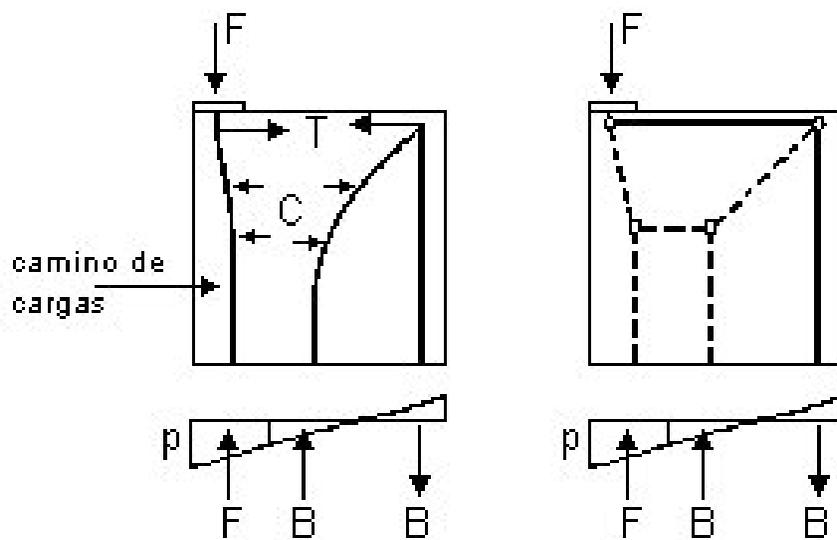


Fig. 2.16 Caminos de carga con el giro en U de las fuerzas B, y su correspondiente modelo puntal-tensor. [Sch.87]

Después de representar todos los caminos de cargas con curvas lisas y reemplazarlos por polígonos debe agregarse el sistema de puntales y tensores para asegurar el equilibrio transversal que actúa entre los puntos de unión o nodos, lo que complementa el equilibrio en la dirección de las cargas aplicadas, incluyendo en esto al giro en U. Paralelo a lo anterior, los tensores deben colocarse con consideraciones propias para conseguir una contribución mutua con el esquema de refuerzo, que generalmente tiene dirección horizontal y vertical, y se deben analizar los requerimientos adecuados de distribución de grietas.

Los diseños resultantes son a menudo bastante particulares, lo que implica que el equilibrio en un modelo dado sólo es posible para casos de carga específicos. Por consiguiente, la geometría del modelo más apropiado tiene que adaptarse al caso de carga estudiado y la mayoría de las veces está determinada por las condiciones de equilibrio obtenidas después que unos pocos puntales o tensores ha sido escogidos. En

la figura 2.17 los puntales y tensores verticales son encontrados por el método de camino de carga explicado en los ejemplos anteriores: La estructura se divide en una región B y otra región D. El límite inferior de la última es afectado por los esfuerzos “p” que nacen de la base del elemento y viajan en forma paralela por la región B. Entonces, estas tensiones “p” se desglosan en cuatro componentes: Las dos fuerzas de compresión $C3 + C4 = F$ que dejan dos fuerzas iguales y opuestas $T2$, y $C2$ que realizan un giro en U. Las fuerzas $C3$ y $C4$ son respectivamente las componentes del lado izquierdo y el lado derecho del plano vertical que es determinado por la carga F . Los correspondientes puntales y tensores horizontales se localizan en el centro de gravedad de diagramas de esfuerzo que se derivan de acuerdo a un análisis elástico. Sus nodos junto con los puntales verticales determinan la posición de los puntales diagonales.

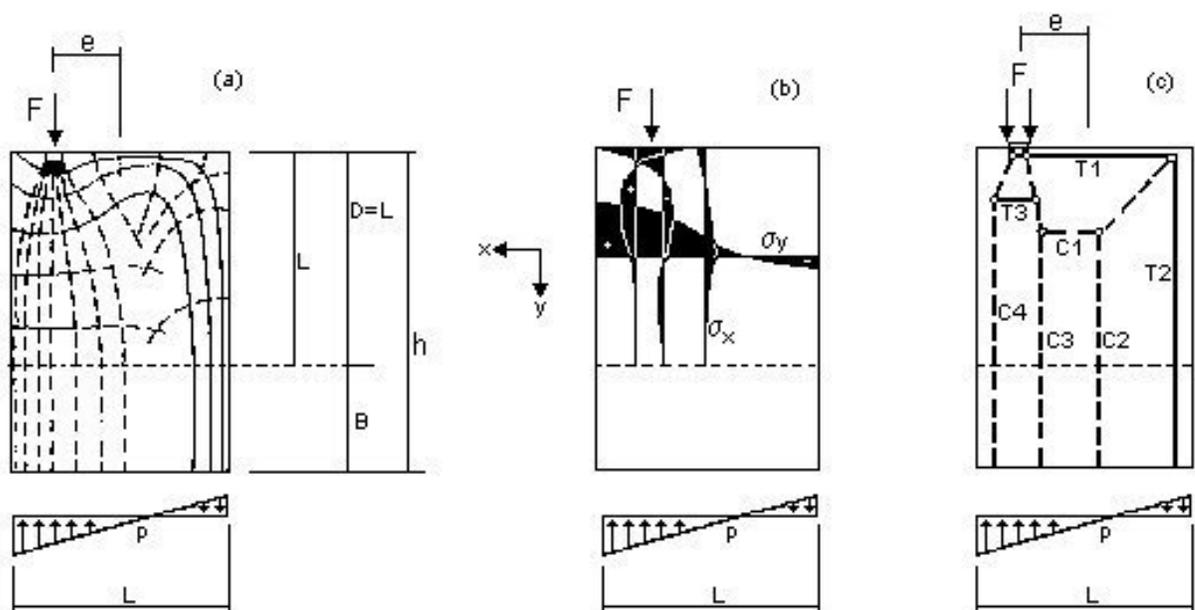


Fig. 2.17 Estructura con sus trayectorias de esfuerzo elásticas, diagramas de esfuerzos elásticos y el modelo puntal-tensor creado. [Sch.87]

En la utilización del método del camino de cargas se observa que la solución dada para alguna estructura en particular puede obtenerse mediante varios modelos diferentes. El problema de elegir el modelo adecuado tiene que ver, por ejemplo, con la simpleza y la facilidad que se tenga en su puesta en obra. Esto puede conseguirse ubicando lazos tensores solo en direcciones horizontales o verticales para poder tener un mejor tratamiento de ellos y dejando a los puntales la misión del traslado de esfuerzos en diagonal, lo que no afectaría la disposición de los estribos en una pieza, a diferencia de un modelo que contenga tensores diagonales. Debido a que el modelo puntal-tensor puede construirse simulando un enrejado dentro los elementos analizados, el conseguir una disposición como la dicha anteriormente no debería

presentar mayores problemas y se solucionaría optimizando el modelo con pequeños arreglos en su forma.

Se debe mencionar también que podrían levantarse dudas con respecto a que modelo escogido fuera realmente el mejor de todos los posibles. En la selección de dicho modelo es útil comprender que las cargas intentan usar el camino con las menores fuerzas y deformaciones al recorrer la estructura. Dentro de ello, debe tenerse en cuenta que los lazos tensores son mucho más deformables que los puntales de hormigón por lo que se puede plantear que el modelo con los menores y más cortos tensores será el mejor. Este criterio simple para perfeccionar un modelo puede ser formulado como sigue:

$$\sum F_i \cdot L_i \cdot \varepsilon_{mi} = \text{Mínima}$$

Donde: F_i = La fuerza axial en el puntal o tensor i
 L_i = El largo del miembro i
 ε_{mi} = La deformación unitaria del miembro i

Esta ecuación se deriva del principio de energía de deformación mínima para la conducta elástica lineal de los puntales y tensores después de falla. Este principio puede explicarse de mejor forma para nuestro caso si se toman en cuenta algunos conceptos teóricos. La energía de deformación de una estructura se utiliza en casos en los cuales se quiere conocer la deformación que se tiene algún punto de alguna estructura asociándola a la carga aplicada en ese punto. Si las cargas externas que afectan a alguna estructura tienen un valor constante se puede deducir que las menores deformaciones que se tengan en ella estarán asociadas a la menor energía de deformación que pueda alcanzar. Si a esto se le agrega que la conducta de la estructura está dentro el rango elástico lineal se tiene que los esfuerzos asociados a las deformaciones son directamente proporcionales, y por tanto el modelo que tenga la menor energía de deformación será el que genere los menores esfuerzos internos respecto de una misma sollicitación. Por lo tanto el modelo que tendrá la mayor capacidad de soportar carga estará asociado con una energía de deformación mínima.

Tomando en cuenta lo anterior, la contribución de los puntales de hormigón generalmente puede omitirse porque las deformaciones de los puntales normalmente son mucho más pequeñas que aquéllas de los tensores de acero. Este criterio también es útil eliminando los modelos menos deseables. Debe entenderse en todo caso, que no hay una solución óptima única o absoluta para reemplazar un grupo continuo de

curvas lisas por líneas poligonales individuales. Esto es solo una aproximación y deja un amplio espacio para decisiones subjetivas.

En la figura 2.18 se muestran dos modelos distintos creados para un mismo problema. En él se ve que la distinta distribución de los tensores gatilla la decisión mediante la cual el ingeniero elige al modelo más óptimo.

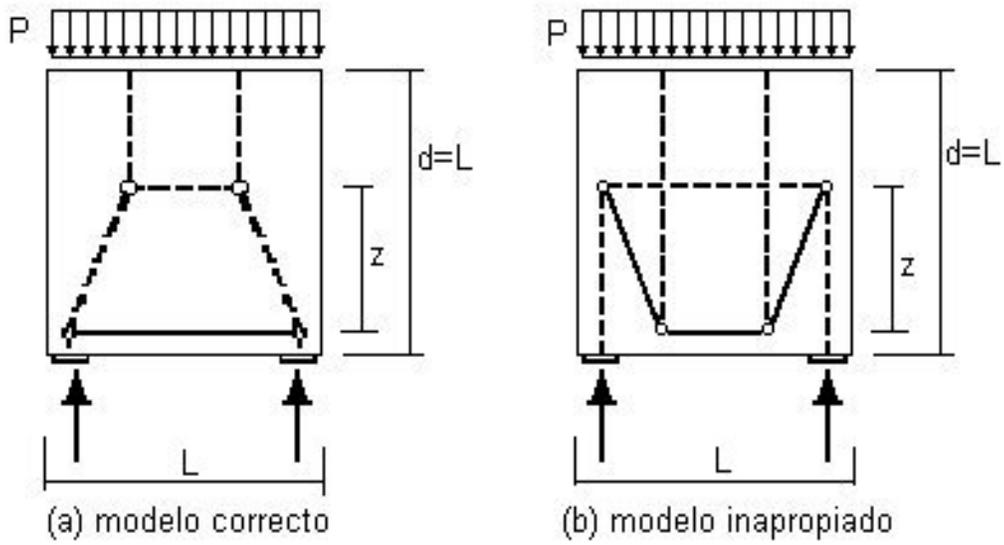


Fig. 2.18 Modelos puntal-tensor alternativos para un mismo problema. [Yañ.89]

3.1 Introducción.

Tal como se dijo en los capítulos anteriores, el modelo puntal-tensor se aplica como una herramienta conceptual en la fase de investigación del equilibrio entre las cargas, las reacciones y las fuerzas internas en el hormigón y su refuerzo. Estos modelos sirven para un doble propósito: Ellos permiten la descripción de aspectos esenciales del comportamiento estructural y al mismo tiempo proporcionan herramientas útiles para el detallado y dimensionamiento de la estructura. Los modelos puntal-tensor asisten al diseñador en la determinación del tamaño, localización, distribución e las zonas mas tensionadas y en el anclaje del refuerzo principal.

Una filosofía de diseño aceptada en el hormigón es crear piezas en las cuales las secciones críticas exhiban un comportamiento dúctil bajo sobrecargas extremas. Esto se hace asegurando que el refuerzo fluya antes que el hormigón falle, y que la flexión controle el modo de falla. Para asegurar un comportamiento dúctil, es necesario colocar un límite en los niveles de esfuerzo en el hormigón.

Puesto que la resistencia en compresión del hormigón se ve afectada por diversos factores tales como perturbaciones causadas por grietas, confinamiento, y estados de tensiones multiaxiales, no es posible que todos los elementos de hormigón del modelo puntal-tensor tengan simultáneamente un valor límite único de resistencia en compresión y es éste punto el que nos da la base para dimensionar y modelar los elementos tales como puntales, tensores y nodos. Los valores de los niveles de esfuerzo efectivos en los puntales de hormigón pueden sugerirse basándose en observaciones experimentales o en estudios analíticos.

Los puntales y tensores representan campos de esfuerzo unidimensional cuya intensidad no debe exceder la resistencia a compresión del hormigón y la tensión de fluencia del acero. La intersección de tres o mas puntales y tensores forman las zonas nodales. El dimensionamiento y detalle de todos los elementos que conforman el modelo debe realizarse con la mayor eficiencia para obtener una resistencia adecuada de cada uno de ellos por separado y también del conjunto de elementos que forman el sistema estructural. Esta eficiencia debe tomar consideraciones importantes en el comportamiento del hormigón, el cual a pesar de suponerse en un estado uniaxial de esfuerzos, tiene propiedades internas que lo obligan a someterse a tensiones en varias direcciones, lo que es un factor significativo a destacar para el ingeniero que crea el diseño.

3.2 Disposiciones generales de dimensionamiento y modelado.

La disposición de los elementos del modelo puntal-tensor se explicó en el capítulo anterior y ahora nos interesa realizar el análisis específico del modelo para poder conocer de mejor manera si el diseño creado es eficiente, si es el más representativo del flujo de esfuerzos interno y además poder conocer los criterios que se deben adoptar para asegurar la eficiencia que deben tener los distintos puntales, tensores y nodos en la estructura global con el fin de soportar de buena manera las solicitaciones a las que es sometida y asegurar la serviciabilidad.

El dimensionamiento de algún elemento dentro del modelo puntal-tensor no sólo tiene que ver con establecer el tamaño y las condiciones de refuerzo adecuadas para que los puntales y tensores soporten las fuerzas a las cuales son sometidos, también se debe asegurar que la transferencia de carga entre ellos sea óptima, verificando la disposición de las regiones nodales que unen a puntales y tensores. Esto crea una estrecha relación entre el detallado de los nodos escogidos por el diseñador, la resistencia de los puntales que lo afectan y los tensores anclados en él, puesto que los flujos de fuerzas que convergen en la zona nodal son afectados directamente por el detalle del nodo escogido por el ingeniero. Por consiguiente, es necesario verificar si el modelo puntal-tensor inicialmente escogido es todavía válido después del detallado de sus elementos o necesita corregirse. Así, el modelado y el dimensionamiento son en un comienzo procesos iterativos.

Mediante la exposición de algunos ejemplos de modelos puntal-tensor podemos entender el comportamiento básico de los puntales, tensores y nodos. En la figura 3.1 se muestran algunos casos típicos de diseño con sus trayectorias de esfuerzo correspondientes y el esquema de refuerzo. Si consideramos que los tensores de acero actúan en una dirección, esto los diferencia mucho de los puntales y tensores de hormigón, que tienen campos de esfuerzos en dos y a veces tres dimensiones lo que provoca que tiendan a extenderse entre dos nodos adyacentes, a diferencia de la trayectoria perfectamente recta que emplean los elementos de acero. A pesar de su propensión a expandirse, debido a que las curvaturas y desviaciones de las fuerzas se concentran en los nodos, los puntales son siempre rectos. Si se tienen dudas respecto a si algunas fuerzas de tracción no están bien consideradas en una estructura muy recargada o sobre-esforzada, las longitudes rectas de los puntales pueden ser reducidas refinando el modelo elegido, extendiendo el nodo sobre una longitud mayor dentro del puntal, lo que se muestra en las figuras 3.1a-2 y 3.1b-2.

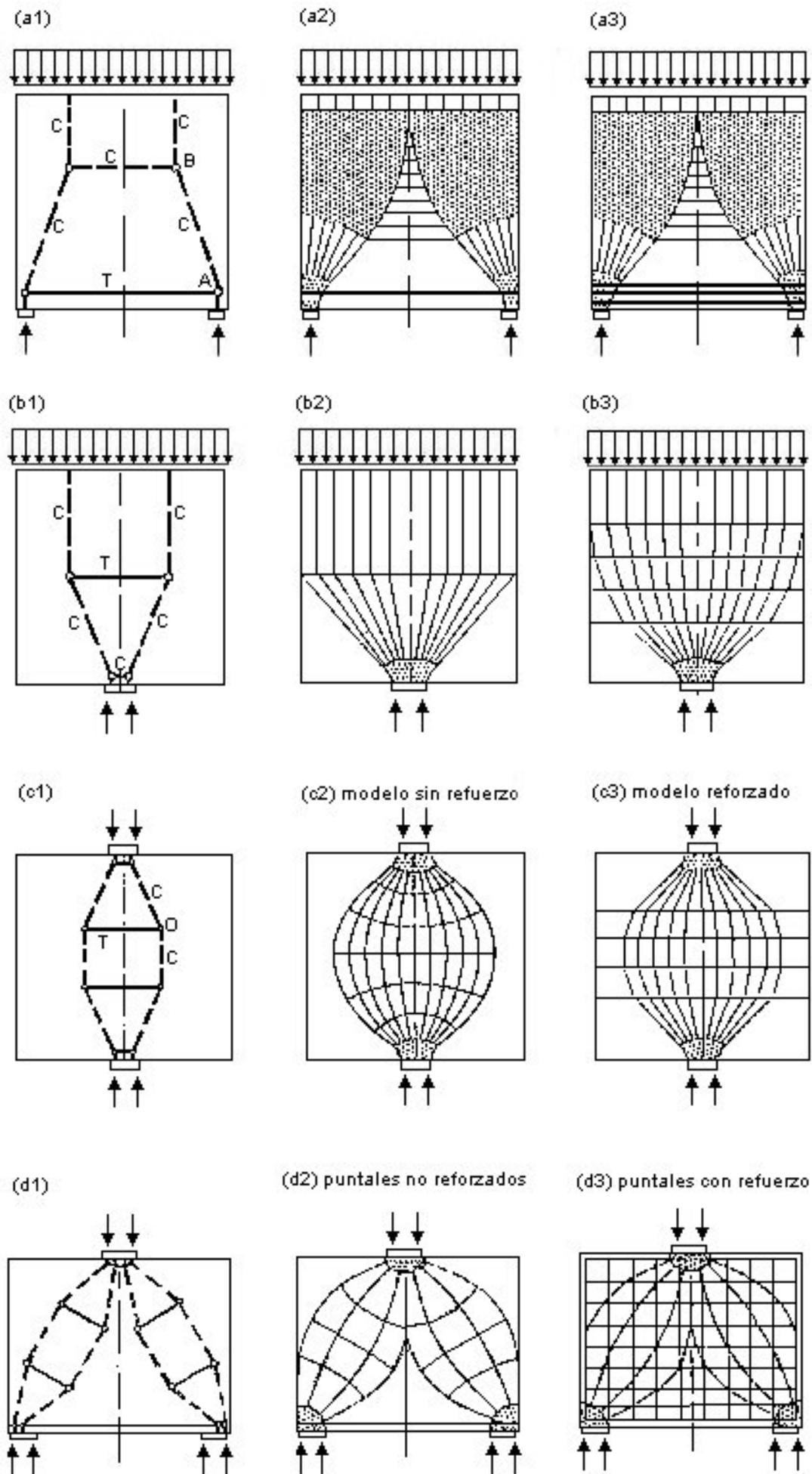


Fig. 3.1 Ejemplos típicos de modelos puntal-tensor, sus campos de esfuerzos, nodos y refuerzo correspondiente. [Sch.87].

Para representar todos los tipos de campos de compresión, incluyendo las regiones B y D, estos pueden clasificarse en tres configuraciones típicas:

- a. Campos de esfuerzos con forma de abanico.
- b. Campos de esfuerzos con forma de bulbo o botella.
- c. Campos esfuerzo con forma prismática o campos de esfuerzos paralelos.

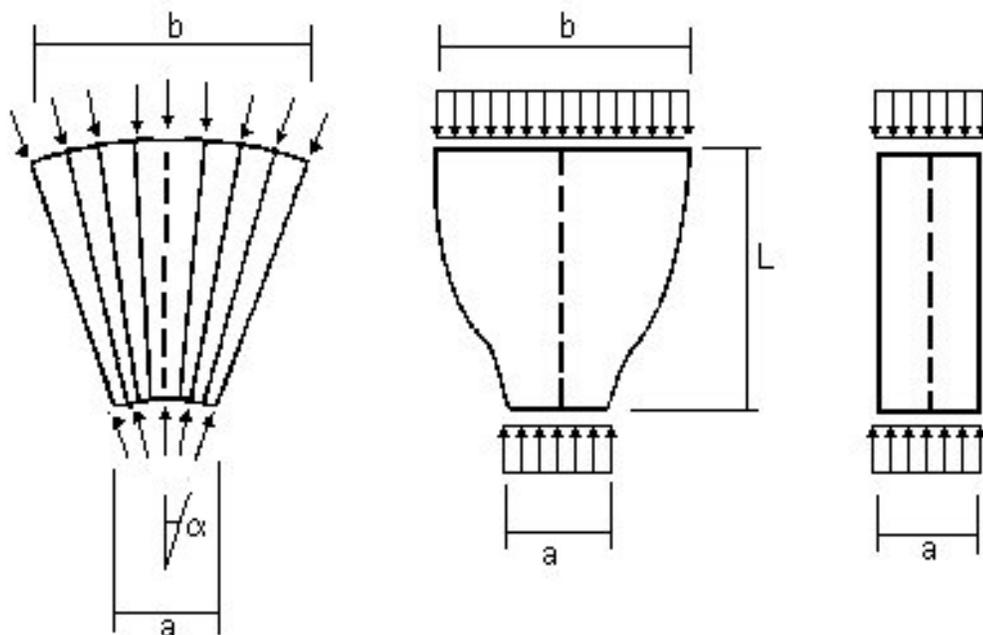


Fig. 3.2 Campos de compresión básicos. El abanico, la botella y el prisma. [Yañ.89].

Los primeros campos nombrados tienen la particularidad de expandirse desde el nodo de manera mas o menos homogénea en un área que aumenta a medida que el puntal crece en extensión, por lo cual se le da el nombre de abanico. En el segundo tipo de campo la trayectoria de esfuerzos también tiende a expandirse, pero en este caso se llega a un punto tal que los esfuerzos comienzan a distribuirse en forma paralela, con lo que se verifica un aumento en el área de influencia de las tensiones pero restituya la dirección inicial del flujo, tal como el cuello de una botella. En el campo de esfuerzos recto o prisma las tensiones viajan paralelas entre si, sin aumento en el área transversal por lo que este tipo de campo se convierte en el mas simple de todos.

3.3 Resistencia de puntales, tensores y nodos:

En el diseño de los modelos puntal-tensor un aspecto importantísimo es la resistencia que alcanzan los puntales y nodos, ya que dichos elementos soportan esfuerzos en más de una dimensión, y necesitan ser investigados con mayor detenimiento que los lazos tensores. La resistencia de estos elementos ha sido objeto de numerosos estudios y dependiendo del autor, se han formulado diversas ecuaciones que tratan de representarla. Dentro de lo anterior, la resistencia efectiva f_c de los puntales y nodos se ha escogido en general como una fracción de la resistencia cilíndrica uniaxial del hormigón en compresión f_c' dada por:

$$f_c = v \cdot f_c'$$

Donde v es un factor de efectividad con un valor menor a la unidad. Puesto que el modelo puntal-tensor se asocia con el estado de límite último, puede esperarse que el agrietamiento de las piezas reduzca la resistencia en compresión del hormigón. Así, el factor de efectividad es introducido para reflejar la reducción de la resistencia del hormigón utilizable debido al agrietamiento y las deformaciones transversales por tracción en los puntales. En [Mar.85-1] se sugiere un valor promedio del nivel de esfuerzo efectivo para todo tipo puntales y tensores igual a $0.6f_c'$. Este valor puede incrementarse o reducirse dependiendo de circunstancias específicas tales como una redistribución requerida de fuerzas internas por agrietamiento, presencia de refuerzo distribuido y presencia de confinamiento lateral, entre otros factores. Muchos otros autores han propuesto valores de niveles de esfuerzo efectivos dimensionando diferentes tipos de puntales. Algunos de esos valores se muestran en la tabla 3.1.

Dentro de los diseños de modelos puntal-tensor también se considera evaluar existencia de tensores de hormigón, aunque en la mayoría de los casos se prefiere proyectarlos en acero debido a que las propiedades de este material son mucho mejores para soportar la tracción. El nivel de esfuerzos de tracción efectiva de los tensores de hormigón se toma como el valor más pequeño entre el módulo de ruptura del hormigón o el esfuerzo de falla en tracción de éste en estado plano bajo cargas biaxiales de compresión y tracción. Esto algunas veces es la única alternativa para acarrear las cargas en casos donde el acero de refuerzo no puede utilizarse debido a consideraciones prácticas.

La resistencia a tracción efectiva en los tensores de acero corresponde a el estado de fluencia de este material, tal como se utiliza normalmente en el diseño de

elementos de hormigón armado, por lo que no se ahondará mayormente en el tema hasta explicar el comportamiento de los tensores mas adelante.

Tabla 3.1 Niveles de esfuerzo efectivo en puntales.

Nivel de esfuerzo efectivo	Puntales de hormigón	Autor
0.60fc'	Para todo tipo de puntales	Marti, 1985
0.85fc'	Estado de esfuerzos en compresión uniaxial y no perturbado que puede existir para puntales prismáticos	Schlaich, 1987
0.68fc'	Deformaciones por tracción y/o refuerzo perpendicular a los ejes de los puntales pueden causar agrietamiento paralelo a los puntales con ancho normal de grietas	Schlaich, 1987
0.51fc'	Deformación por tracción y/o refuerzo con ángulo inclinado respecto al eje del puntal pueden causan grietas inclinadas	Schlaich, 1987
0.34fc'	Para grietas diagonales con ancho de agrietamiento extraordinario. Grietas diagonales pueden esperarse si la modelación de los puntales se hace siguiendo los campos de fuerzas internas de la teoria de elasticidad	Schlaich, 1987
0.50fc'	Puntales aislados en vigas profundas o regiones D	MacGregor, 1988
0.25fc'	Entramados severamente agrietados de vigas delgadas con angulos de inclinación de puntales de 30 grados	MacGregor, 1988
0.45fc'	Entramados severamente agrietados de vigas delgadas con angulos de inclinación de puntales de 45 grados	MacGregor, 1988
0.85fc'	Puntales diagonales moderadamente inclinados viajando directamente desde cargas puntuales a los apoyos con empalmes de razones de profundidad menores de 2.0	Alshegeir, 1992
0.75fc'	Puntales formando mecanismos de arco	Alshegeir, 1992
0.50fc'	Miembros arqueados en vigas pretensadas y miembros en compresión con forma de abanico	Alshegeir, 1992
0.95fc'	Puntales altamente cargados y no perturbados	Alshegeir, 1992

En cuanto a los nodos, la resistencia del hormigón en estos puntos depende de muchos factores tales como el confinamiento de las zonas nodales por reacciones, puntales, placas de anclaje, y refuerzos que llegan desde puntales o tensores a la unión, etc. Además se tienen los efectos de las discontinuidades de deformación dentro de las zonas nodales donde los tensores deformados por tracción son anclados en las zonas nodales comprimidas o a lo lago de ellas. En la tabla 3.2 se muestran algunos valores de los niveles de esfuerzo efectivo en zonas nodales que proponen algunos

autores. En la mayoría de los casos que muestra la tabla 3.2 se asume que la geometría de los nodos está limitada únicamente por las características de los miembros convergentes y no por el área que forman la intersección de los campos de esfuerzos que alcanzan el nodo. Los campos de esfuerzos consisten en diversas áreas triangulares y rectangulares las cuales se separan mediante líneas de discontinuidad de esfuerzos. El estado de esfuerzos en cada una de esas áreas puede ser unidimensional o plano.

Tabla 3.2 niveles de esfuerzo efectivos en zonas nodales. [Moo.96]

Nivel de esfuerzo efectivo	Nodos de hormigón	Autor
$0.85f_c'$	Nodos donde convergen tres o mas puntales	Schaich, 1987
$0.68f_c'$	Nodos donde el refuerzo es anclado en/o cruzando el nodo	Schaich, 1987
$0.85f_c'$	Nodos limitados por puntales y áreas de soporte	Macgregor, 1988
$0.65f_c'$	Nodos anclando a un tensor	Macgregor, 1988
$0.50f_c'$	Nodos anclando tensores en mas de una dirección	Macgregor, 1988
$0.8f_c'$, $f_c' < 27.6 \text{ MPa}$	Nodos no confinados sin placas de soporte	Bergmeister, 1991
$(0.9 - 0.25f_c'/69) * f_c'$, $27.6 < f_c' < 69 \text{ MPa}$	Nodos no confinados sin placas de soporte	Bergmeister, 1991
$0.65f_c'$ $f_c' > 69 \text{ MPa}$	Nodos no confinados sin placas de soporte	Bergmeister, 1991
$2.5 f_c'$	Nodos confinados triaxialmente	Bergmeister, 1991

Algunos criterios de falla para los modelos puntal-tensor se basan en resultados de ensayos a los que se someten piezas de hormigón en planos bidimensionales, para lo cual es necesario realizar un análisis no lineal de elementos finitos a la estructura con el fin de establecer los diferentes estados de esfuerzos. Así, por interpolación de los valores tabulados de diferentes relaciones de esfuerzos se puede calcular los esfuerzos a los cuales fallará el hormigón. En el próximo punto se muestra un criterio de falla más simple y generalizado que puede utilizarse para desarrollar los modelos en forma segura.

3.4 Criterio de falla para el hormigón.

De acuerdo al tipo de elemento que estemos dimensionando y modelando dentro de la estructura debemos buscar los resguardos adecuados para resistir las cargas que se trasladan en el interior de ella. Tal como se dijo en el punto 3.3, la resistencia del hormigón en campos de compresión como puntales o dentro de los nodos depende en gran parte de su estado multiaxial de esfuerzos y de las perturbaciones que generan las grietas y el refuerzo. Respecto a eso se pueden establecer algunos comentarios:

- a. La compresión transversal que afecte a alguna pieza es favorable, especialmente si actúa en ambas direcciones perpendiculares como por ejemplo en regiones confinadas. El confinamiento puede ser proporcionado por refuerzo transversal o a través de volumen de hormigón que rodee un campo de compresión relativamente pequeño.
- b. Los esfuerzos de tracción transversales y las grietas causadas por ellos son perjudiciales. El hormigón puede fallar fácilmente con esfuerzos por debajo de su resistencia cilíndrica si la tracción transversal causa grietas localizadas separadas en poco espacio y aproximadamente paralelas a los esfuerzos de compresión principales, de tal manera que las regiones prismáticas entre esas grietas se vuelvan estrechas y se desgarran. La reducción de fuerza de compresión es pequeña o se encuentra en el rango nominal si las fuerzas de tracción son conducidas por el refuerzo y la separación entre cada grieta es suficientemente grande.
- c. En particular, cualquier tipo de grietas que no son paralelas a los esfuerzos de compresión son perjudiciales debido a que provocan una reducción de la resistencia y adicionan esfuerzos de tracción a las regiones afectadas.

Algunos autores se han preocupado de formular ecuaciones que den soluciones a estos temas, como las mostradas en las tablas 3.1 y 3.2. Tal como se ve en estas tablas, las fórmulas resumen la influencia de parámetros significativos como el ancho de las grietas, la distancia entre ellas, su inclinación y dirección, etc. Para los propósitos prácticos [Sch.87] propone valores simplificados para distintos casos respecto a un valor “fcd” de resistencia de diseño. Debe apreciarse que “fcd” denota la resistencia de diseño del hormigón en compresión que está relacionada con la resistencia en compresión especificada f_c' , que a su vez depende del factor de seguridad del código designado de diseño. Según el Código de CEB, el valor de fcd es determinado por:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_c'}{\gamma_c}$$

Donde el γ_c es el factor de seguridad parcial para el hormigón en compresión y tiene un valor de 1.5. El coeficiente 0.85 se utiliza como factor de reducción de la carga.

Podemos ahora señalar algunas expresiones dadas para la resistencia de diseño efectiva f^*_{cd} de puntales y nodos dependiendo del estado de esfuerzos y otros factores, lo que se muestra en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Valores de resistencia de diseño efectiva para puntales y nodos.
[Sch.87]

Resistencia de diseño efectiva f^*_{cd}	Estado de la estructura
1.0 f_{cd}	Para un estado uniaxial y no perturbado de esfuerzos de compresión, típico de regiones B en campos prismáticos.
0.8 f_{cd}	Si las deformaciones por tracción transversal o el refuerzo transversal pueden causar grietas paralelas al puntal con un ancho de agrietamiento normal. Esto también se aplica a las regiones nodales donde se anclan barras de acero en tracción o si ellas cruzan el nodo.
0.6 f_{cd}	Si las deformaciones por tracción transversal o el refuerzo inclinado pueden causar grietas inclinadas al puntal con un ancho de agrietamiento normal.
0.4 f_{cd}	Para elementos con grietas diagonales con un ancho de falla extraordinario. Se puede esperar la ocurrencia de tales grietas si el modelado de los puntales sigue el flujo de fuerzas internas de la teoría de elasticidad (ej., debido a la redistribución de fuerzas internas para aprovechar la máxima capacidad última).

Debido a que se supuso un estado de esfuerzos unidimensional, puede considerarse un incremento en la resistencia especificada si se tienen estados bidimensionales o tridimensionales, los que pueden tomarse en cuenta si la actuación simultánea de los esfuerzos de compresión transversales es confiable.

Dentro del diseño no se espera la aparición de grietas diagonales si se sigue fielmente la teoría de elasticidad durante la modelación. Esto significa que el ángulo entre los puntales y tensores que entran en un nodo no debe ser demasiado pequeño con el fin de simular una trayectoria continua de esfuerzos sin provocar grandes quiebres. Sin embargo, las grietas diagonales pueden existir respecto de algún caso previo de carga si este tiene una situación de esfuerzo diferente. Antes de decidir por algún valor de resistencia dado, siempre deben considerarse ambas direcciones transversales de esfuerzos.

3.5 Flujo de esfuerzos de tracción: Tensores del modelo.

Los tensores existentes en el modelo pueden diseñarse en hormigón y acero, tal como se adelantara en el punto 3.2. Por lo anterior los tensores se nombran generalmente de la siguiente manera:

a. Tensores de hormigón, T_c .

Si analizamos este tipo de tensores de hormigón, podemos decir que ellos se utilizan dentro de campos de esfuerzos de tracción, sin existencia de grietas, en donde puede considerarse la resistencia del hormigón en tensión al calcular la estructura. Aunque es difícil desarrollar un criterio del diseño para estos casos, sería aun más penoso mantener la visión clásica que establece que la resistencia a la tracción del hormigón no puede y no debe utilizarse.

Si seguimos los flujos de carga dentro del modelo puntal-tensor podemos mostrar que el equilibrio de fuerzas puede satisfacerse en muchos casos sólo si se acepta la presencia de tensores en lugares donde por razones prácticas no puede proporcionarse el refuerzo, es decir, si la única solución para soportar los esfuerzos es considerar resistencia a tracción del hormigón. Debe aclararse que ningún anclaje, ningún vértice, ninguna esquina del marco, ninguna viga sin los estribos y ningún puntal o miembro en compresión sin refuerzo puede trabajar sin usar la resistencia a la tracción del hormigón. Según [Sch.87], desgraciadamente la mayoría de los códigos de práctica no reconoce este hecho y se han introducido substitutos para suplir las deficiencias de diseño en estos casos, y como resultado de aquello los códigos se han vuelto imprecisos y más complicados

La resistencia a tracción de hormigón sólo debe utilizarse para proporcionar un equilibrio de fuerzas donde no se espera ninguna falla progresiva. La falla progresiva de una sección o miembro generalmente empieza en la periferia de las estructuras, como por ejemplo, en la zona de flexotracción de vigas. Los esfuerzos de tracción pueden analizarse con una ley de materiales elástica lineal y el ingeniero diseñador tendrá que decidir caso por caso que fracción de la resistencia a tracción puede usarse para llevar cargas.

Si un campo de esfuerzos de tracción se cruza con un campo de compresión, debe considerarse que el estado biaxial de tensiones provoca una reducción de la resistencia en tracción en el hormigón a medida que aumentan los esfuerzos en

compresión. En este caso se debe analizar la influencia que la compresión puede tener en el tensor para lo cual es útil observar la gráfica que relaciona ambo esfuerzos, que se esquematiza en la figura 3.3. Una simplificación de la relación entre los esfuerzos de tracción y compresión como la observada en 3.3c nos da la seguridad necesaria para calcular las tensiones antes mencionadas.

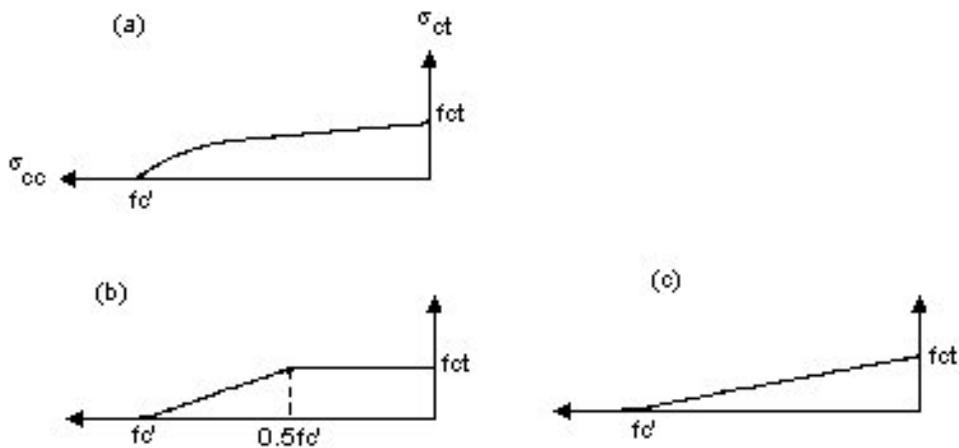


Fig. 3.3 Relación entre los esfuerzos de tracción y compresión para un estado biaxial de tensiones. Simplificaciones hechas para aplicaciones de modelación. [Sch.87]

b. Tensores de acero, Ts.

En el caso de tensores Ts, éstos son mas comúnmente utilizados debido a las propiedades que posee el acero para resistir fuerzas de tracción. El dimensionamiento de ellos es bastante común y para esto se considera el área de la sección transversal A_s y los esfuerzos de fluencia f_y relacionándose de la siguiente manera con el fin de obtener la resistencia de diseño T_i :

$$A_s \geq \frac{T_i}{f_i}$$

Cabe mencionar que aunque las fuerzas en los tensores modelados se visualizan como fuerzas concentradas, el refuerzo de tracción que proporcionan estos elementos debe ser distribuido comúnmente en un espacio apropiado. Es aconsejable proporcionar al menos una cantidad mínima de refuerzo distribuido sobre toda la pieza en orden a controlar el agrietamiento, puesto que el flujo de esfuerzos en el rango dado por la teoría de la elasticidad puede ser muy diferente al comportamiento de los esfuerzos bajo carga última usado en el diseño del modelo puntal-tensor. Entonces, el refuerzo debe ser completo para armonizar la cantidad y el esquema indicado por el modelo puntal-tensor en zonas críticas. Especial atención debe prestarse al anclaje de los tensores. Esto puede también ser necesario al confinar algún nodo.

3.6 Flujos de esfuerzos en compresión: Puntales del modelo.

La configuración básica de los puntales que representan los campos de compresión son el abanico, la botella y el prisma, tal como se nombro en la sección 3.2 y se representó en la figura 3.2. En la figura 3.4 se muestra un ejemplo de la acción de abanico visualizada en una viga profunda.

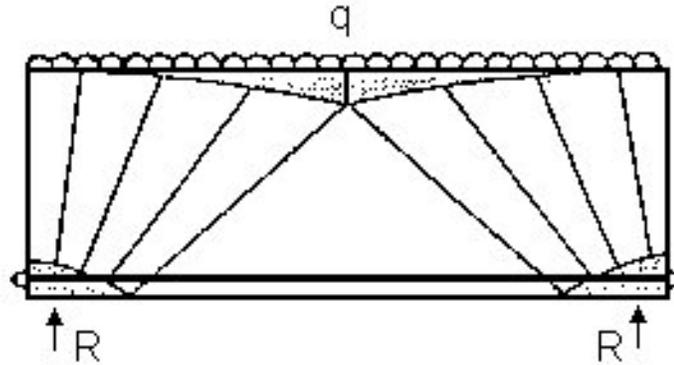


Fig. 3.4 Acción de abanico en una viga alta. [Yañ.89]

Debe notarse que ambos tipos de puntales, el abanico y la botella, pueden ser transformados o reducidos a una forma prismática, tal como se muestra en la figura 3.5, que muestra un puntal con forma de botella en una viga. En efecto, aquí no hay una ventaja especial en usar el abanico o la botella excepto para propósitos conceptuales. Los puntales prismáticos son más prácticos y adecuados para el diseño.

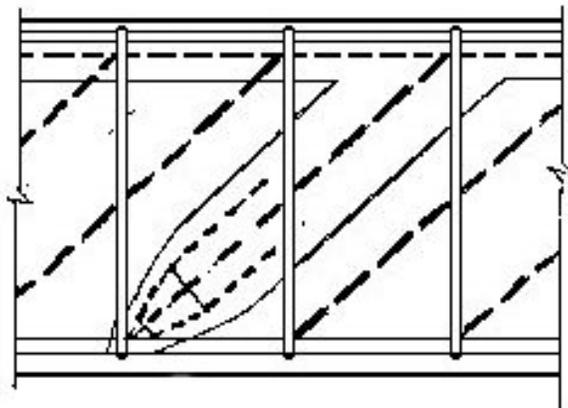


Fig. 3.5 Puntal con forma de botella en una viga. [Yañ.89]

La sección transversal de los puntales generalmente queda definida por las regiones nodales críticas. La figura 3.5 también ilustra que la dimensión de la sección crítica (el cuello) de los puntales depende del espacio disponible en la zona nodal.

El código canadiense de hormigón recomienda que la resistencia de compresión efectiva f_{ce} en un puntal de hormigón sea tomada como:

$$f_{ce} = \frac{\lambda \cdot \phi_c \cdot f'_c}{0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1}$$

Donde:

λ = Factor que depende de la densidad del hormigón, con valores de 1 para peso normal, 0.85 para pesos semi-livianos y 0.75 para pesos bajos hormigón.

ϕ_c = Factor de material con un valor de 0.6 para el hormigón.

ε_1 = Deformación principal por tracción en ángulo recto a la dirección de los puntales.

El parámetro ε_1 se establece debido a que la resistencia efectiva de un puntal decrece cuando existen deformaciones por tracción perpendiculares a la dirección de la fuerza de compresión, producidas por la acción del refuerzo transversal. En la figura 3.6a se muestra un campo de compresión con algún refuerzo en la dirección x. El puntal está inclinado en un ángulo θ respecto del refuerzo. La variable ε_1 es la deformación principal por tracción en ángulo recto con el puntal y ε_2 es la deformación principal por compresión en la dirección del puntal. La deformación ε_1 se determina mediante la compatibilidad de deformaciones en la región donde el refuerzo de acero actúa como un tensor cruzando el puntal. Utilizando el círculo de Mohr de deformaciones en la figura 3.6b se puede demostrar que:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_2}{\tan^2 \phi}$$

Si ε_x se reemplaza por la deformación ε_s en el tensor, y se asume que la deformación por compresión en el puntal, cuando se alcanza la resistencia máxima, es de 0.002, y asumiendo que $\varepsilon_s = f_y / E_s$ se tiene que:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + \frac{\varepsilon_s + 0.002}{\tan^2 \phi}$$

En el caso de un puntal que no es cruzado por un tensor de acero, la resistencia en compresión del puntal puede simplificarse como $\lambda \phi_c f'_c$, lo que nos deja en situación similar a lo expuesto en las secciones 3.3 y 3.4. Si consideramos siempre una densidad normal para el hormigón, las disposiciones establecidas en el criterio de falla pueden utilizarse sin problemas.

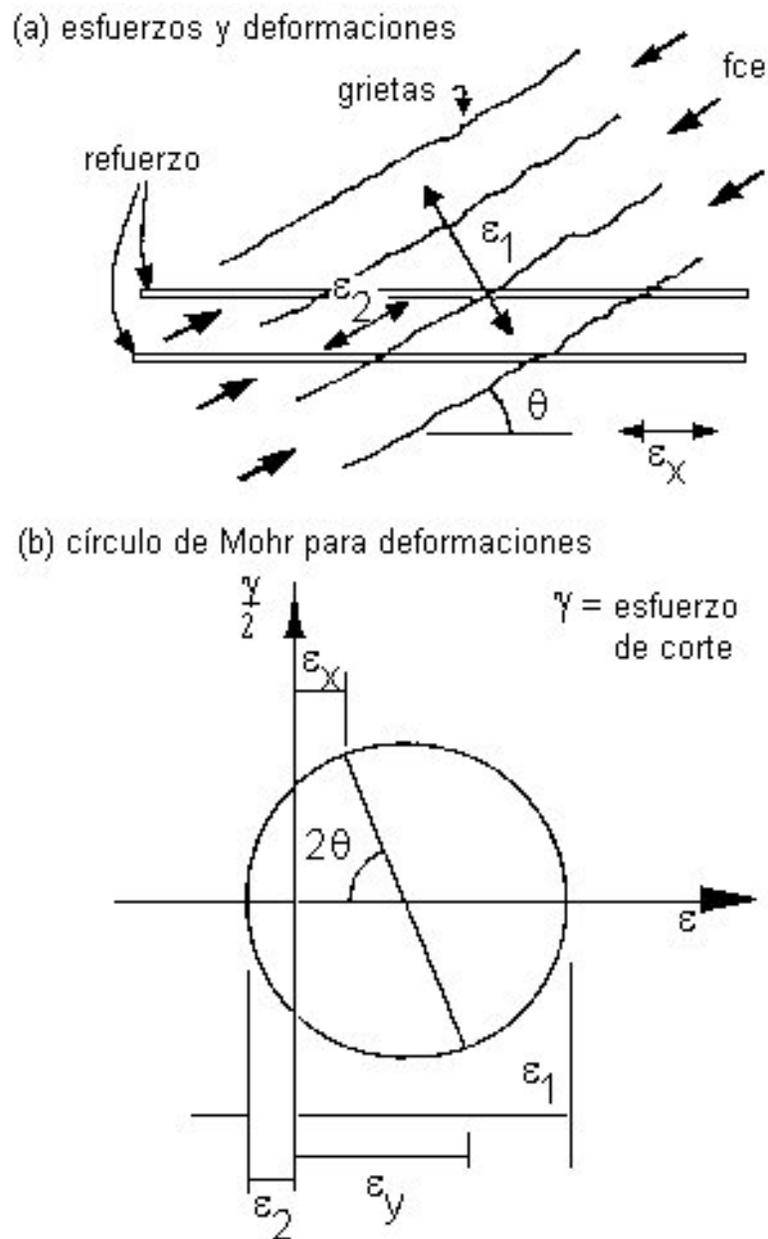


Fig. 3.6 Deformaciones en la vecindad de un puntal cuando existe agrietamiento paralelo a éste. [Mac.88].

Los campos de esfuerzos con forma de abanico y prisma no desarrollan tensiones transversales, y debido a esto se aplica un criterio de resistencia uniaxial al hormigón. La resistencia puede basarse en los valores dados en las secciones 3.3 y 3.4, las que van variando en caso de sufrir la acción de esfuerzos transversales debido a grietas o cruces con barras traccionadas.

Los campo de esfuerzos de compresión con forma de botella se aplican en casos muy frecuentes donde existen fuerzas de compresión en elementos como los puntales sin refuerzo en la dirección transversal. La expansión de fuerzas en el puntal causa compresión biaxial o triaxial en la zona cargada (o cuello de la botella) y esfuerzos de tracción transversales lejos del nodo. La tracción transversal, combinada con esfuerzos

de compresión longitudinales, puede producir fallas tempranas debiendo aplicarse, según [Sch.87], los criterios la sección 3.4.

Como un ejemplo, la figura 3.7a muestra algunos diagramas que sirven para verificar los campos de esfuerzos planos con forma de botella en regiones D. Estos campos de esfuerzos pueden caracterizarse por el ancho “a” de la placa de anclaje, la amplitud máxima “b” para el campo de esfuerzos formado y la distancia “L” medida desde la placa de anclaje hasta la sección donde las trayectorias de esfuerzos son de nuevo paralelas, como se muestra en la figura 3.7b. El diagrama para los campos de compresión sin refuerzo transversal (línea remarcada) se basa en un análisis elástico, un valor de resistencia a la tracción 15 veces menor que la resistencia f_c' y un criterio de falla tracción-compresión biaxial como el dado en la relación de la figura 3.3b.

Puede verse que para ciertas relaciones geométricas, una presión en la placa de anclaje tan baja como $0.6f_c'$ podría causar agrietamiento, pero debe tenerse en cuenta que a pesar de esto, la carga de falla del puntal normalmente es más alta que su carga de agrietamiento. Considerando estos factores, el campo de esfuerzos con forma de botella proporciona un bajo límite seguro para puntales de compresión sin refuerzo, considerando que una aplicación incierta de la teoría de plasticidad en casos de elementos muy delgados, como por ejemplo el de la Figura 2.9, sería insegura aún cuando se cumplen los requisitos del teorema del más bajo límite de plasticidad. Esto habría permitido campos de esfuerzos prismáticos entre dos placas anclaje opuestas con $1.0f_c'$ como esfuerzo de diseño y podría llevar a una falla prematura.

Para los puntales de este tipo con presencia de refuerzo transversal, las cargas de falla analizadas con el modelo son también dadas en la figura 3.7a y 3.7c. Puede verse que si consideramos el área transversal A_s del acero, el espesor t de la pieza analizada y las resistencias de diseño f_{cd} y de fluencia f_y , del hormigón y del acero respectivamente, el grado de reforzamiento que se tiene está dado por:

$$w = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot f_{cd}}$$

Y podemos concluir entre otras cosas que la proporción del refuerzo $w = 0.06$ aproximadamente compensa la resistencia a la tracción del hormigón. Si no se considera fiable la resistencia a tracción del hormigón, pueden usarse proporciones del refuerzo más bajas con valores reducidos de la relación entre la presión ejercida a la placa de anclaje y la resistencia de diseño P_a/f_{cd} como se muestra en la figura 3.7a.

La resistencia de los refuerzos, actuando en compresión, puede agregarse a la resistencia del hormigón si el refuerzo se dispone de buena manera para soportar estas tensiones.

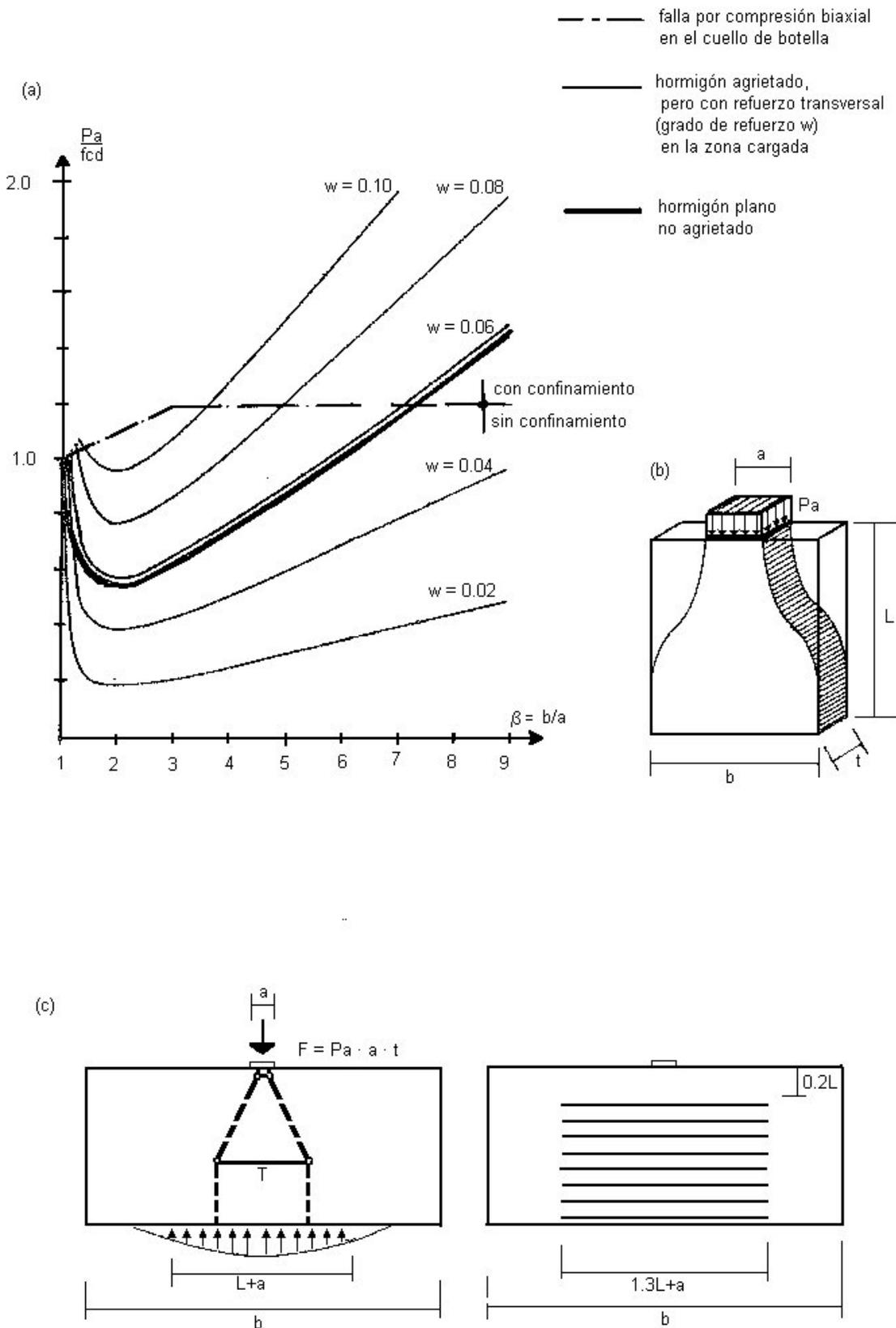


Fig. 3.7 Dimensionamiento de campos de esfuerzo en forma de botella. a.-Diagramas de relaciones de esfuerzos aplicados y de diseño v/s relaciones geométricas. b.- Geometría de los campos de esfuerzo. c.- Modelo puntal-tensor y esquema de refuerzo. [Sch.87]

3.7. Convergencia de flujos de esfuerzos: Nodos del modelo.

Los nodos que integran el modelo puntal-tensor se pueden definir formalmente como los puntos de intersección de tres o más puntales o tensores rectos, los que a su vez representan campos de esfuerzos lineales o curvos. Un nodo introducido en el modelo implica un cambio abrupto de dirección de fuerzas, algo un poco diferente a lo que ocurre en la estructura real, donde frecuentemente esta desviación ocurre dentro de una cierta longitud y amplitud lateral.

Existen básicamente cuatro tipos de nodos, los que se diferencian entre sí en los tipos de esfuerzos que convergen a ellos desde los puntales y tensores. Ellos se representan en figura 3.8 y su clasificación es la siguiente:

Nodos CCC: En donde se produce la intersección de tres o más puntales.

Nodos CCT: En la unión de dos puntales y un tensor.

Nodos CTT: Donde se juntan un puntal y dos tensores.

Nodos TTT: Convergen tres o más tensores.

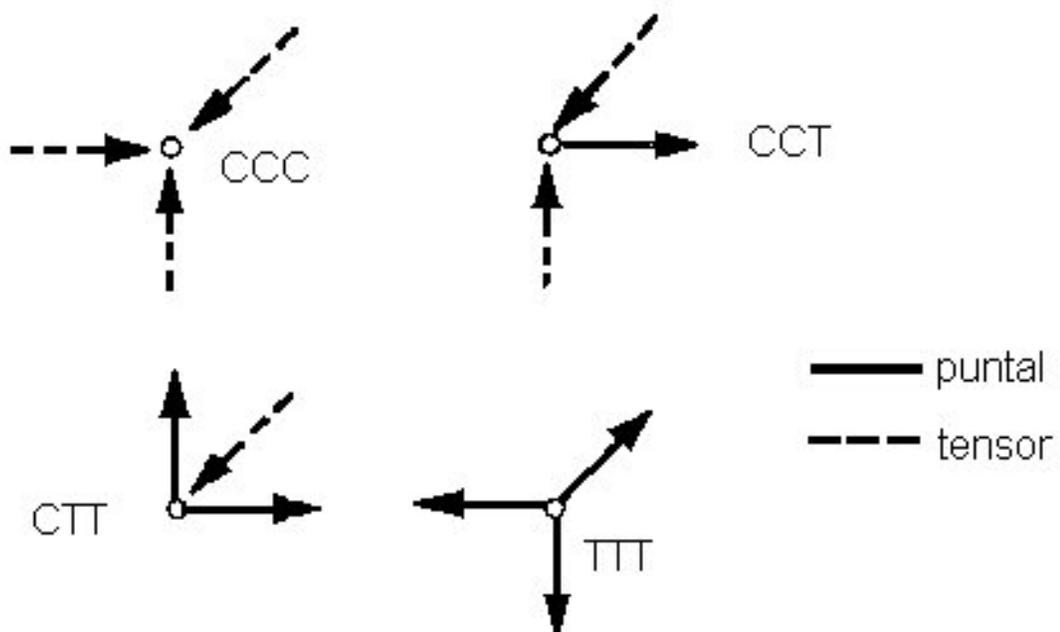


Fig. 3.8 Cuatro tipos de nodos básicos. [Yañ.89]

En el diseño de los nodos deben considerarse principalmente dos puntos los cuales son: primero asegurar un anclaje apropiado de los tensores en el nodo; y segundo, cerciorarse que los esfuerzos de compresión dentro del nodo sean menores que el límite permitido. Cuando no se tiene la seguridad de cumplir esos factores es mejor confinar el nodo completo.

El código canadiense recomienda los siguientes esfuerzos límites en zonas nodales para hormigón de densidad normal, los que pueden compararse a los valores obtenidos en las secciones 3.2 y 3.4.

Tabla 3.4 Esfuerzos de compresión límites para nodos según el código canadiense.

esfuerzo límite en compresión f_{cd}	Casos
$0.85\phi f_{c'}$	Para zonas nodales limitadas por puntales o placas de soporte
$0.75\phi f_{c'}$	Para zonas nodales cruzadas por tensores en una sola dirección
$0.60\phi f_{c'}$	Para zonas nodales cruzadas por tensores en dos direcciones

El diseño y nodos debe cumplir la siguiente regla, considerando el área de la sección transversal del elemento A_c , la fuerza de compresión del hormigón P_c , la resistencia efectiva de diseño del hormigón en compresión $f_{cd} = \phi f_{c'}$, y la resistencia cilíndrica de éste $f_{c'}$, para crear la siguiente relación:

$$A_c = \frac{P_c}{f_{cd}}$$

Algunos casos prácticos de los cuatro tipos de nodos se muestran a continuación en la figura 3.9.

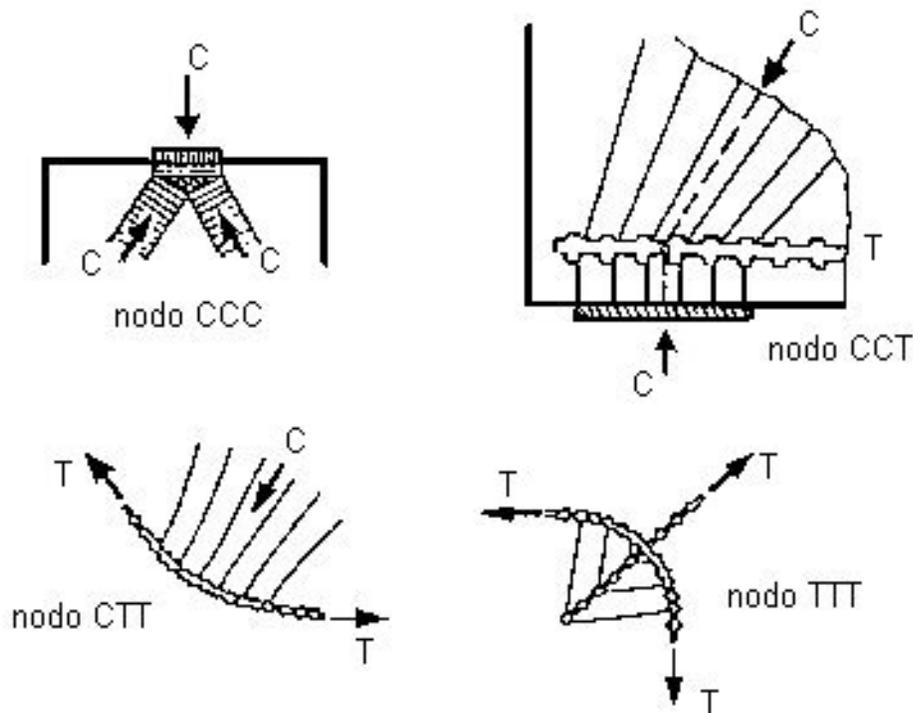


Fig. 3.9 Ejemplos prácticos de los cuatro tipos de nodos. [Yañ.89]

Existen dos tipos de nodos dentro del modelo puntal-tensor, ellos son los nodos singulares o concentrados y los nodos espaciados o continuos.

a. Nodos singulares o concentrados:

Si un puntal o un tensor representa un campo de esfuerzos muy concentrados, la desviación de fuerzas tiende a ser igual de concentrada en las zonas nodales. En estos casos se forma un tipo de nodo llamado nodo singular o concentrado.

Los nodos singulares equilibran las fuerzas de los puntales y tensores que se conectan de manera muy brusca en alguna zona. Dicha desviación de fuerzas ocurre en una pequeña extensión del área alrededor del punto nodal teórico. Este tipo de nodos se origina principalmente por la acción de cargas puntuales, reacciones de apoyo, fuerzas concentradas introducidas por el refuerzo a través de placas de anclaje, estribos, presión radial dentro de sistemas de zunchos y también por discontinuidades geométricas que pueden causar concentraciones de esfuerzos.

El dimensionamiento de los nodos es muy importante, ya que ellos son el eje y la base del desarrollo total de los modelos puntal-tensor. Para el dimensionamiento de los nodos singulares, independiente de los esfuerzos que lleguen a él, se deben cumplir tres reglas muy importantes si se quiere obtener un modelo apropiado. Estas reglas son:

- Optimizar la geometría del nodo con las fuerzas que lo afectan.

Esto implica que las dimensiones que se den al nodo deben estar en concordancia con la magnitud de las fuerzas que convergen en él. Para los nodos CCC se puede aplicar una regla bastante simple, aunque no del todo obligatoria, que consiste en asumir una línea fronteriza perpendicular a la dirección del campo de esfuerzos entrante. Se puede establecer una relación similar lo que ocurre en problemas hidrostáticos, resultando una relación geométrica inequívoca $a_1: a_2: a_3 = C_1: C_2: C_3$, que puede usarse para dimensionar la sección de soporte o el ancho de la placa de anclaje. En la figura 3.10 se muestra el esquema de la relación geométrica nombrada. Así, los arreglos de fuerzas que llevan a razones de esfuerzo por debajo de 0.5 son considerados satisfactorios. Valores sobre ese rango también pueden aceptarse en algunos casos particulares donde la distribución hidrostática de esfuerzos se considere segura.

Cuando se diseña un nodo CCT singular, debe considerarse que en el origen de las cargas concentradas hay que tener especial cuidado en la disposición de los puntales y las placas de soporte y anclaje debido a la curvatura y magnitud de los campos esfuerzos en esa zona.

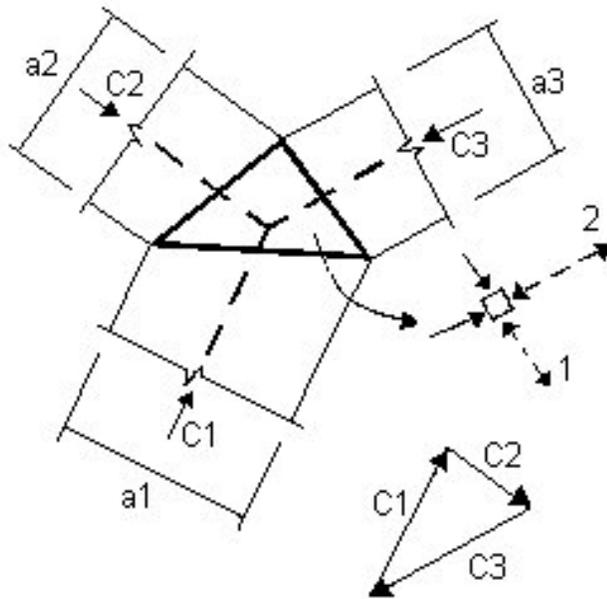


Fig. 3.10 Relación geométrica hidrostática de esfuerzos que se unen en un nodo. [Mar.85-1]

- Verificar si las tensiones en el interior del nodo están dentro de los niveles de esfuerzo efectivos y se cumple con el criterio de falla.

Esta condición está automáticamente satisfecha para toda la región del nodo si los esfuerzos a lo largo de sus fronteras no exceden tales límites y si el anclaje del refuerzo en el nodo es seguro. Si el refuerzo es anclado en la región del nodo, es posible la ocurrencia de grietas, y deben aplicarse los valores de resistencia del hormigón en agrietamiento.

Para los nodos CCT con refuerzo distribuido dispuesto según la figura 3.11, una revisión de los esfuerzos σ_1 y σ_2 en los puntales adyacentes al nodo es suficiente para verificar la resistencia de éste. Puesto que en la mayoría de los casos la geometría del nodo controla el esfuerzo que recibe de los puntales, solo uno de ellos necesita ser analizado. Si analizamos la figura 3.11 podemos concluir que la distribución del refuerzo en 3.11a es mucho más conveniente que la dispuesta en las figuras con menor espacio utilizado.

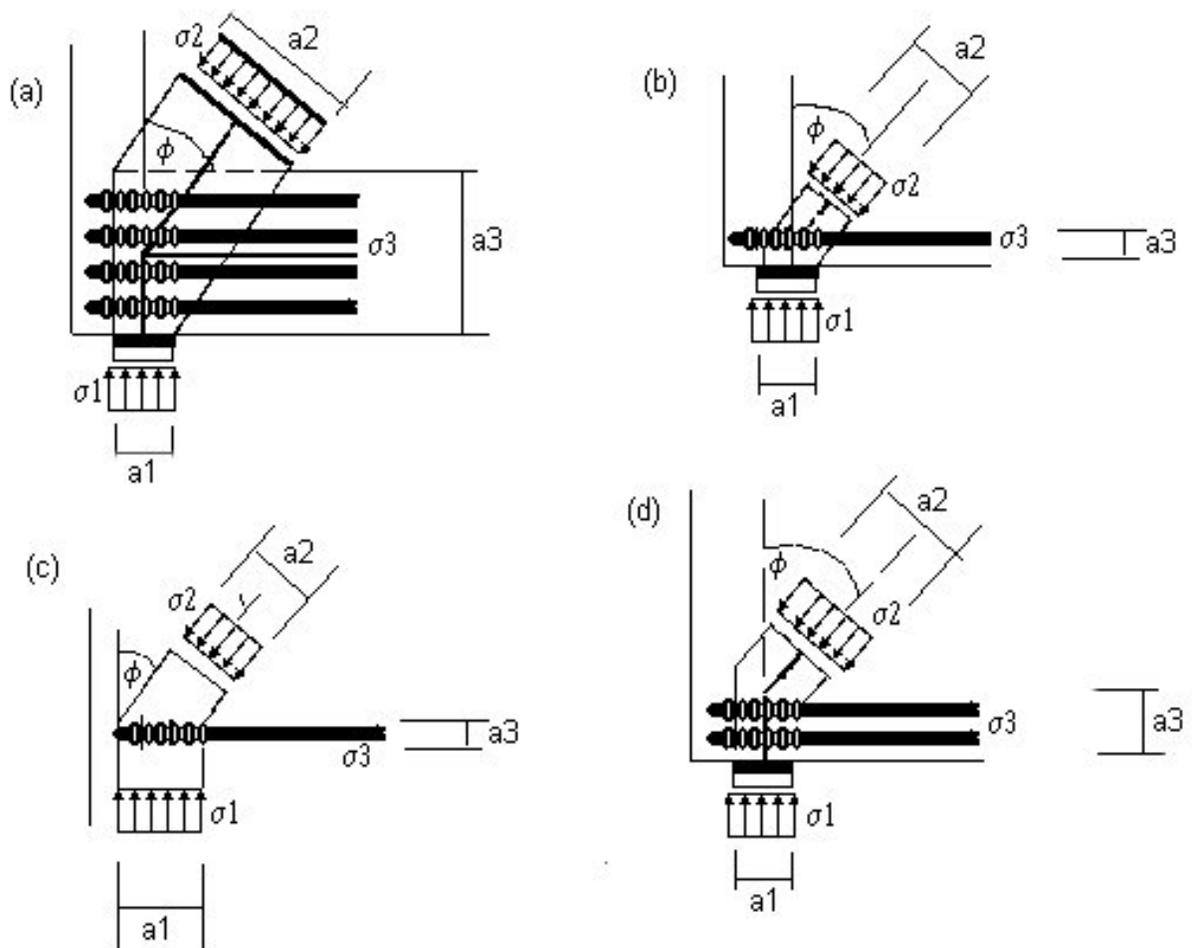


Fig. 3.11 Proposiciones para el dimensionamiento de nodos CCT singulares típicos. [Sch.87]

- Asegurar un anclaje seguro de los tensores en los nodos.

El anclaje de los tensores en los nodos genera mas de un problema, debido a la posibilidad de agrietamiento que puede darse en estos casos. Considerando lo anterior, se ordena una verificación de la resistencia a la flexión de la placa de anclaje y de la conexión soldada con el tensor. En este caso, es mas beneficioso si se tiene un tensor con una superficie lisa en el área que cruza al nodo, puesto que la tradicional buena adherencia extrema entre hormigón y acero que se asocia a la compatibilidad de deformación de la barra unida al nodo provocará el agrietamiento de este último.

En el caso barras de refuerzo ancladas directamente en el nodo, se prefiere la utilización de ganchos o anclajes curvos. Generalmente, se selecciona la proporción mínima permitida por el código.

Para los anclajes de barras rectas, se selecciona la longitud del anclaje siguiendo el código designado. El ingeniero del diseño debe asegurar que este anclaje se localice dentro del nodo y traspasándolo, tal como nos muestra la figura 3.12b2. El anclaje

comienza donde las trayectorias de esfuerzos de compresión transversales de los puntales se encuentran con la barra y se desvían; la barra debe extenderse al otro extremo de la región del nodo con el fin de capturar las fibras más extremas del campo de esfuerzos de compresión que se desvía.

b. Nodos espaciados.

La desviación de fuerzas en puntales que representan campos de esfuerzo más desplegados, unidos entre ellos o asociados con tensores dispuestos con muchas barras de refuerzo cuidadosamente distribuidas, también puede cubrirse en muy poca longitud. En este caso aparecen en escena los nodos espaciados o continuos.

Las regiones D normalmente contienen ambos tipos de nodos. Los nodos singulares tendrán un comportamiento más crítico que los espaciados, por lo que una verificación de esfuerzos en los estos últimos es innecesaria. Sin embargo, si se asume un estado no agrietado para un nodo CCT espaciado, los esfuerzos de tracción del campo de tensiones en el hormigón de dicho nodo deben verificarse. Un ejemplo de lo anterior es el Nodo 0 de la figura 3.1c1 y el campo de tensión de la figura 3.1c2. Debe asegurarse un anclaje seguro para las barras de refuerzo que llegan a los nodos espaciados siguiendo las reglas para los nodos singulares.

Existe una regla general para el diseño estructural utilizando el modelo puntal-tensor que dice lo siguiente:

“Puesto que los nodos singulares son cuellos de botella de las tensiones, puede asumirse que toda una región D es segura, si la presión ejercida sobre la placa de soporte o de anclaje más solicitada es menor de $0.6 \cdot f_{cd}$ y en algunos casos $0.4 \cdot f_{cd}$, y si todas las fuerzas de tracción existentes son resistidas por el refuerzo y más aún, si el refuerzo proporciona longitudes de desenvolvimiento suficientes”.

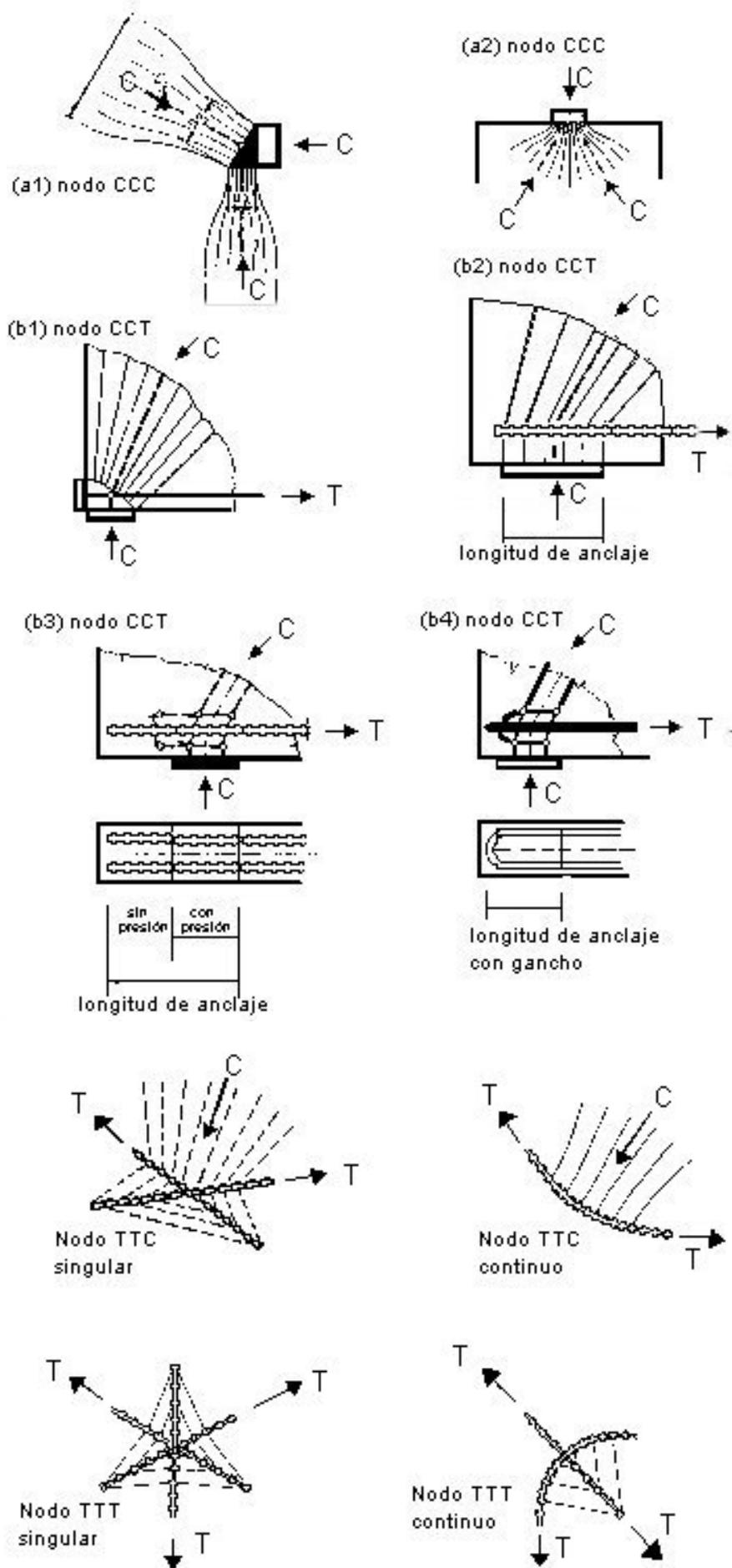


Fig. 3.12 Ejemplos de disposición de nodos básicos. [Sch.87].

4.1 Introducción.

Ya hemos explicado el modelo puntal-tensor de manera general, partiendo desde la teoría existente para hormigón armado, siguiendo con el esfuerzo de corte dentro de él, y luego con la descripción del modelo hasta llegar al estudio de sus componentes. Todo lo anterior nos permite desde ahora realizar un estudio específico de algunos casos, en donde distinguiremos los caminos que contienen las mayores tensiones en distintas estructuras, la mayoría de las cuales se obtuvieron de investigaciones anteriores con el fin de comprobar si los modelos propuestos interpretan los campos de tensiones de forma correcta.

Con un número ilimitado de ejemplos podría concluirse que rastrear los caminos de tensiones internas con el fin de diseñar modelos puntal-tensor proporciona soluciones simples para problemas que a menudo parecen ser mas complicados en el fortalecimiento de estructuras. Sin embargo, también debe admitirse que a veces toma algún trabajo encontrar el modelo apropiado. En cualquier caso siempre vale la pena desarrollar el modelo puntal-tensor, porque puede revelar puntos débiles en una estructura que de otro modo podrían permanecer ocultos al ingeniero diseñador si éste los busca por procedimientos normales.

Las investigaciones que actualmente se realizan con modelos puntal-tensor se enfocan principalmente a elementos estructurales que se caracterizan por discontinuidades en su estructura o no poseen un camino de cargas bien definido, por lo que el modelo puntal-tensor se convierte en la mejor alternativa para encausar los flujos de esfuerzos en zonas donde ya sea por su compleja forma o su importancia dentro del sistema de transferencia de esfuerzos se debe asegurar su estabilidad y protegerlas de la falla prematura, especialmente en casos donde es gobernada por esfuerzos de corte.

En éste capítulo se discutirán algunos elementos como uniones viga-columna, consolas, pilas o dados y vigas altas, las que se plantean con algunos modelos puntal-tensor con el fin de verificar su comportamiento y comparar su diseño con códigos actuales, como algunas ediciones del ACI-318, para evaluar cuan eficientes pueden ser las estructuras diseñadas con uno u otro método.

4.2 Modelo puntal-tensor aplicado a uniones viga-columna.

Las uniones viga-columna son zonas críticas debido a que aseguran la continuidad dentro de una estructura y transfieren las fuerzas desde un elemento a otro. El flujo de fuerzas dentro de las uniones viga-columna puede interrumpirse si no se proporciona adecuadamente la resistencia al corte en dichas zonas. En presencia de una sollicitación sísmica, estas zonas están bajo la acción de fuerzas de corte horizontales y verticales y las magnitudes de aquellas fuerzas son muchas veces más altas que las que puede soportar la unión. Al no detallar cuidadosamente la resistencia al corte en los sitios indicados se facilitaría que estos puedan convertirse en los puntos débiles de la estructura.

Las limitaciones de los esfuerzos de corte máximos en uniones viga-columna están enfocadas a asegurar que la falla por corte en la unión no reduzca la respuesta dúctil de la estructura bajo carga sísmica. Actualmente, existe un pequeño consenso entre los diseñadores e investigadores con respecto a la determinación de la resistencia al corte en uniones viga-columna de hormigón armado. La recomendación de diseño neocelandesa postula dos tipos de mecanismos resistentes para llevar el corte en estos puntos: el mecanismo de puntal diagonal; y el mecanismo de armadura, los que se ilustran en la figura 4.1. En Estados Unidos y Japón se establece implícitamente que solo es necesario considerar el mecanismo de puntal diagonal cuando se calcula la resistencia de corte en la unión. Si tomamos en cuenta lo expuesto en el código ACI-318-95, el diseño propuesto para uniones viga-columna en se basa empíricamente en resultados experimentales y como consecuencia de esto, el diseño debe restringirse a uniones cuyas propiedades están estrechamente relacionadas a los experimentos realizados. Esto lleva a muchas limitaciones de diseño y la idea de desarrollar modelos puntal-tensor refinados para este tipo de elementos sirve para evitar dichas limitaciones.

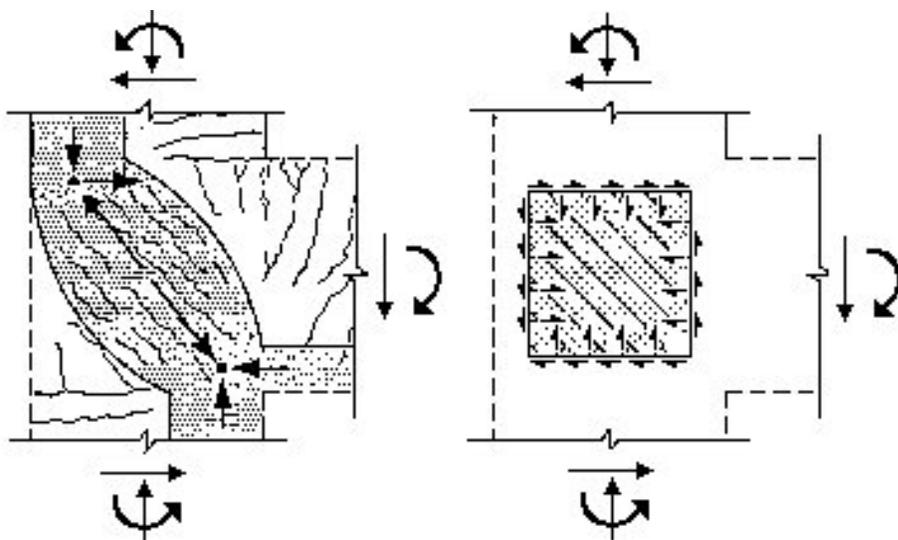


Fig. 4.1 Modelo puntal-tensor y de armadura para uniones viga-columna. [Hwa.99]

El modelo puntal-tensor simple, propuesto para el tipo de zona estructural en la figura 4.2, es comúnmente considerado debido a que satisface las condiciones de equilibrio externas. Sin embargo, se cree que un modelo puntal-tensor apropiado debe también satisfacer el equilibrio de esfuerzos, la compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas de materiales en la fase de carga última cuando las grietas en el hormigón son abundantes y se completa el desenvolvimiento de los puntales y tensores. Para mantener los tres principios fundamentales de la mecánica de materiales, los puntales y tensores deben estar apropiadamente orientados para mantener un camino de cargas natural sin permitir que ocurran deformaciones inelásticas excesivas.

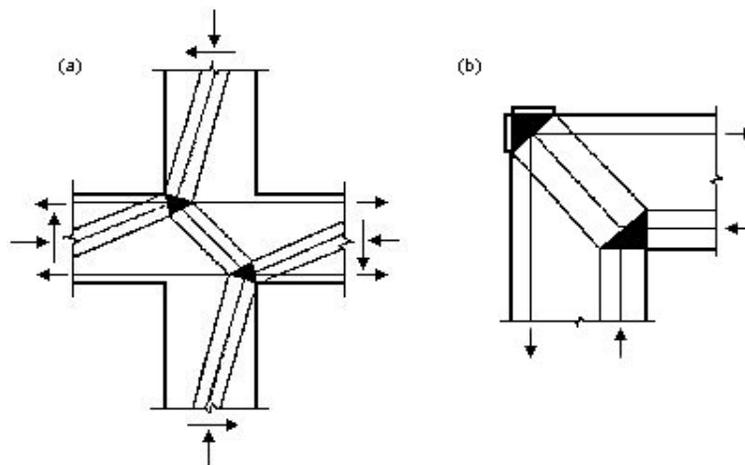


Fig. 4.2 Modelos puntal-tensor para uniones viga-columna. [Moo.96]

Inicialmente para construir el modelo apropiado para estos casos se debe identificar las fuerzas existentes alrededor y dentro de la zona a diseñar. La figura 4.3 nos muestra las cargas sísmicas inducidas actuando dentro y fuera de la unión viga-columna, pudiendo estimarse las fuerzas de corte interno horizontales V_{jh} y verticales V_{jv} , además de las fuerzas de tracción T_b y T_c , las fuerzas de compresión C_b y C_c y la fuerzas de corte V_c y V_b presentes en los bordes de la unión.

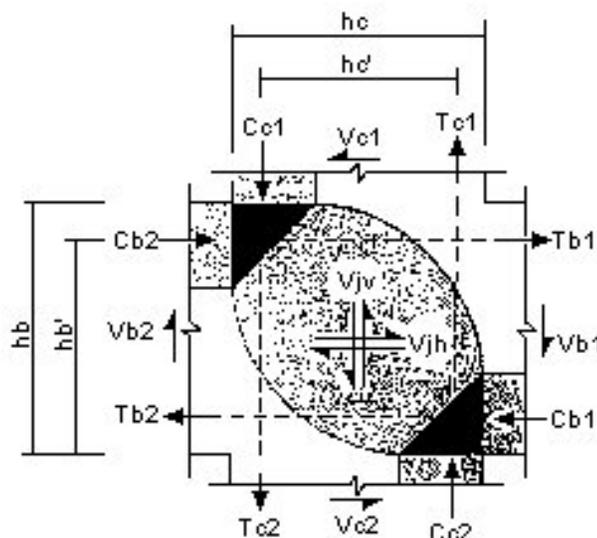


Fig. 4.3 Acciones externas e internas de corte en una unión viga-columna. [Hwa.00-1]

Para soportar el esfuerzo de corte dentro de la zona de estudio se pueden construir mecanismos de puntales y tensores diagonales, horizontales y verticales. El modelo puntal-tensor más sencillo propuesto para transferir el corte en la unión es expuesto en la figura 4.4. Este consiste en un puntal diagonal unitario cuyo ángulo de inclinación θ se define respecto a las distancias h_b'' y h_c'' , medidas respectivamente entre la columna y el refuerzo longitudinal externo de la viga, tal como se ve en la figura. Se asume también que la dirección del puntal diagonal de hormigón coincide con la dirección del esfuerzo de compresión principal, y es evidente que este mecanismo de armadura de hormigón es capaz de transmitir una fracción significativa de las fuerzas de corte verticales y horizontales a través del centro de ella. En comparación a esto, será pequeña la contribución a la resistencia al corte de mecanismos asociados como fuerzas de roce a lo largo de las grietas diagonales o por la acción de clavija del refuerzo que pasa a través de la unión, puesto que los desplazamientos por corte necesarios para movilizar estos mecanismos deben ser importantes y no pueden desarrollarse.

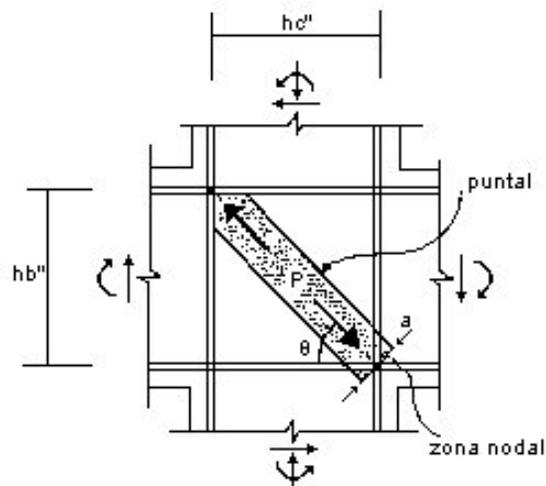


Fig. 4.4 Mecanismo puntal-tensor diagonal para una unión viga-columna. [Hwa.00-1]

El modelo que se muestra en la figura 4.5 corresponde a un mecanismo horizontal que consiste en un tensor horizontal y dos puntales achatados. El tensor horizontal lo constituyen los estribos de la unión. Se observa una desigual participación de dicho refuerzo al soportar la fuerza de corte. Perfiles de deformación para los estribos de la unión indican que aquellos ubicados en la mitad central son más efectivos que aquellos cerca de las barras longitudinales de los bordes de la viga. Así, se supone que el estribo de la unión ubicado en el centro es totalmente efectivo cuando se determina el área transversal del tensor horizontal, y que los otros los estribos más alejados están incluidos en una proporción de 50%.

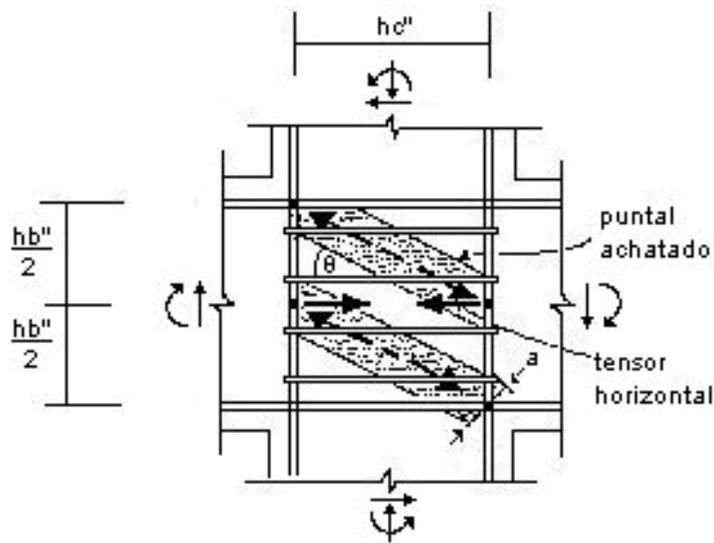


Fig. 4.5 Mecanismo puntal-tensor horizontal para una unión viga-columna. [Hwa.00-1]

En la figura 4.6 se esquematiza el modelo puntal-tensor propuesto como un mecanismo vertical, conteniendo un tensor vertical y dos puntales empinados. El tensor vertical está compuesto por las barras intermedias de la columna. El camino para estimar el área transversal del tensor vertical es similar al que se utiliza en el tensor horizontal.

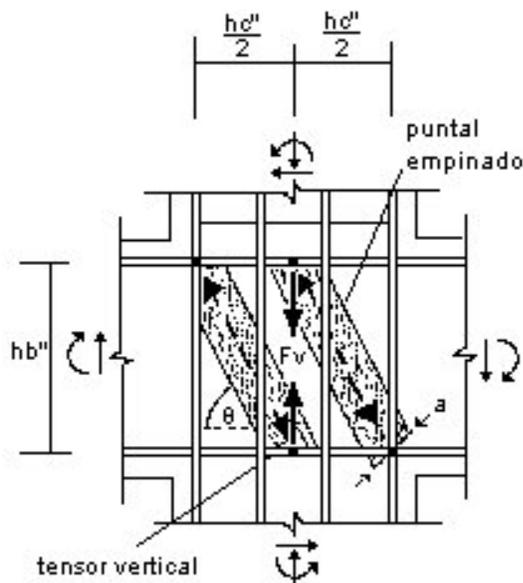


Fig. 4.5 Mecanismo puntal-tensor horizontal para una unión viga-columna. [Hwa.00-1]

La fluencia de los tensores no detiene el desarrollo de la resistencia al corte en la unión debido a que el puntal diagonal es capaz de transferir la fuerza cortante por si solo. En consecuencia, la resistencia al corte de la unión viga-columna se puede definir como el esfuerzo de compresión del hormigón en la zona nodal cuando se alcanza una cierta capacidad de resistir carga. El límite de esfuerzos en la zona nodal coincide con el límite del puntal diagonal, pero al examinar la fuerza efectiva del hormigón resulta ser la suma de la compresión de los tres mecanismos de puntales diagonal, achatado y empinado en conjunto.

4.3 Modelos puntal-tensor para consolas.

Las consolas son elementos que se proyectan desde las caras de una columna con el fin de soportar otros elementos, y son extensamente usadas en la construcción de hormigón pretensado para sostener vigas. Debido a la prevalencia actual del hormigón pretensado, el diseño de consolas tiene una importancia creciente. El término consola se restringe generalmente a voladizos que tienen proporciones de profundidad de empalme menores que una unidad, lo que se explica representativamente en la figura 4.7, en donde la longitud a y debe ser menor que la longitud d . Dicha proporción causa que la resistencia de la consola sea controlada por corte y no por flexión, de forma similar a una viga alta.

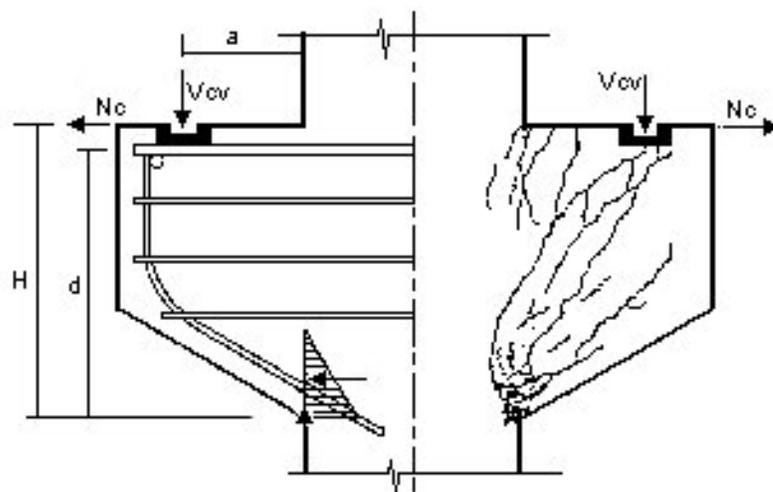


Fig. 4.7 Consola con sus fuerzas aplicadas y falla típica por corte. [Hwa.00-3]

Las consolas, de acuerdo a lo expuesto en la figura 4.7, se diseñan principalmente para recibir una reacción vertical V_{cv} , en el lugar donde se apoya otro elemento. En algunas oportunidades debe soportar también una fuerza horizontal N_c transmitida por vigas debido a efectos tales como retracción, creep o cambios de temperatura. Típicamente, el refuerzo para la consola consiste de acero en tracción, estribos horizontales y barras de soporte.

Según lo expuesto en [Hwa.00-3], el código ACI-318 usa el método de corte-fricción para chequear la resistencia al corte de las consolas, pero la hipótesis de corte-fricción tiene poca relación con el fenómeno de falla por aplastamiento del hormigón observado en el punzal diagonal de la figura 4.7. Para describir el mecanismo de la consola se necesita un modelo matemático en el cual los factores de influencia considerados la resistencia al corte sean claramente identificados y las reglas para detallar dichas consolas sean proporcionadas correctamente.

En ensayos realizados, las consolas despliegan diversos modos de falla, siendo los más comunes la fluencia del refuerzo de acero, aplastamiento o desmembramiento del puntal, y fallas localizadas por corte, debiendo salvaguardarse principalmente al puntal de compresión por ser la pieza clave del mecanismo. El esquema mostrado en la figura 4.8 plantea un modelo puntal-tensor típico usado para consolas, con un solo puntal diagonal y un tensor horizontal, unidos con respecto al punto de aplicación de la carga vertical externa V .

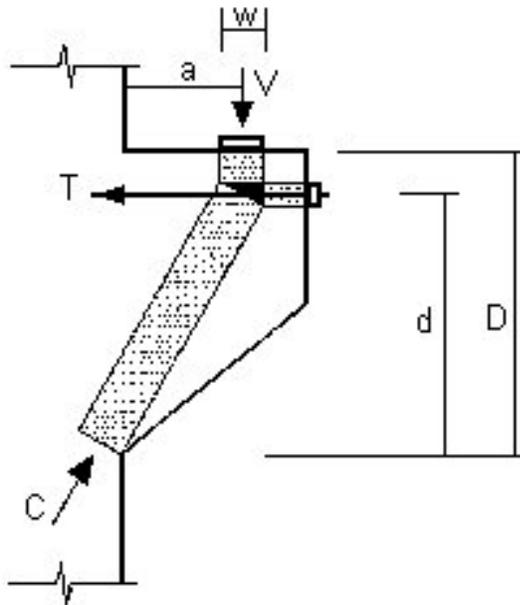


Fig. 4.8 Modelo puntal tensor simple para una consola. [Fos.96]

Un modelo puntal-tensor usado para soportar la resistencia al corte en consolas debe plantearse basándose en el equilibrio, la compatibilidad y las leyes constitutivas para hormigón armado agrietado. La idea fundamental al predecir la resistencia al corte de las consolas se asocia con la falla del puntal de compresión.

Según lo expuesto en [Hwa.00-1] y [Hwa.00-2], el modelo puntal-tensor planteado en la figura 4.9 contiene las posibles cargas que actúan sobre la consola y describe los caminos del mecanismo de transferencia propuesto para encausar las fuerzas. Dentro de esto podemos plantear que la fuerza externa N_c es equilibrada por la tensión del refuerzo de acero. La fuerza externa V_{cv} es desviada por los esfuerzos en el acero y se convierte en compresión diagonal con un ángulo de inclinación θ definido por la distancia "a" entre la carga aplicada y la cara de la columna, y también por la longitud "jd", que es la distancia del brazo palanca entre el punto de concentración del acero en tracción T y la fuerza de compresión horizontal resultante C .

[Hwa.00-3] plantea que usualmente existen tres caminos de carga para transferir la compresión en la consola, tal como ocurría en las uniones viga-columna. Estos son

un camino diagonal, otro horizontal y uno vertical. El mecanismo vertical no puede ser desarrollado en estos casos, debido a que los estribos verticales no están detallados en la consola. Un modelo puntal-tensor incompleto, compuesto solamente por mecanismos horizontales y diagonales es propuesto para la consola de la figura 4.9.

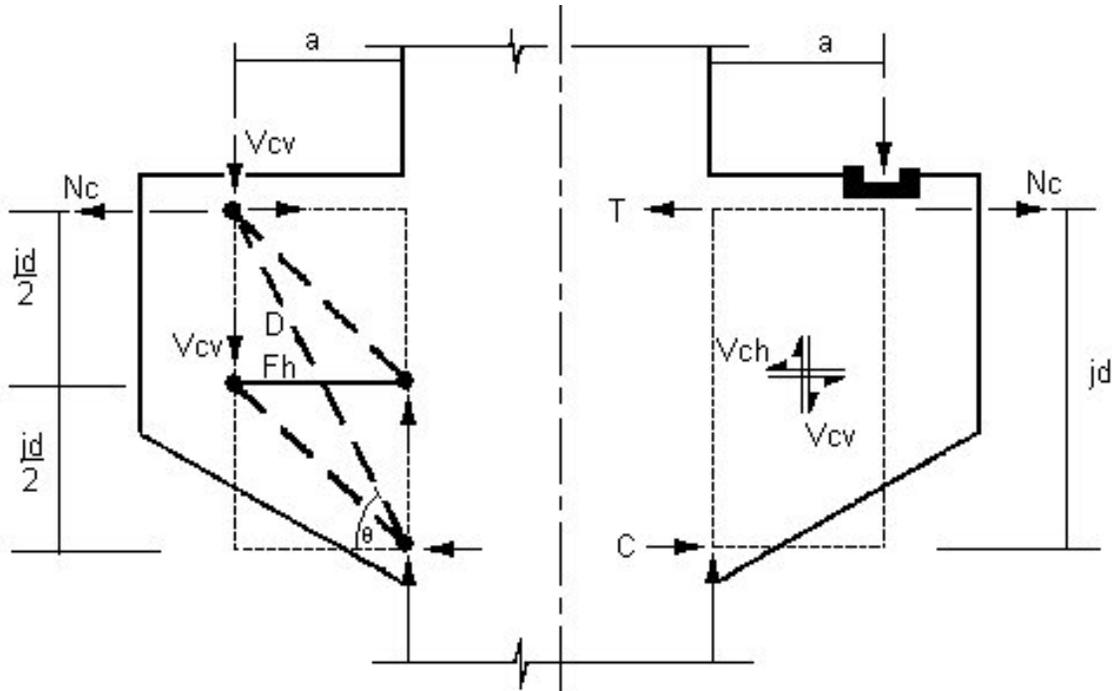


Fig. 4.9 Modelo puntal-tensor con mecanismo interno dentro de una consola. [Hwa.00-3]

El mecanismo diagonal de transferencia en la consola corresponde a un puntal diagonal de compresión con un ángulo de inclinación θ , definido anteriormente. La dirección del esfuerzo de compresión principal en el hormigón se asume como coincidente con la dirección del puntal diagonal, el cual se supone lleva casi la totalidad de la compresión del modelo.

El mecanismo horizontal consiste en un tensor horizontal y dos puntales achatados, lo que se muestra también en la figura 4.9. El tensor horizontal, al igual que en la unión viga-columna se construye con los estribos horizontales. Cuando se procesa el área transversal del tensor horizontal se asume que el estribo horizontal ubicado en la mitad central de la consola es completamente efectivo, y el aquellos fuera de esa zona están incluidos en una proporción de 50%.

Después del desarrollo de las grietas en la consola, las barras de acero deben estar sometidas a fuerte tracción y el hormigón toma su papel como puntal de compresión formando así la acción de puntal-tensor. Los caminos se cargan

estáticamente indeterminados de la figura 4.9 son propuestos para transmitir la fuerza dentro de la consola. La falla por compresión del puntal se produce por aplastamiento del hormigón dentro del puntal inclinado que se forma entre punto de la carga y el soporte.

En trabajos como [Hwa.00-3], [Fos.96] y [Sol.87] para consolas con características similares a las vistas en este punto se concluye que el modelo puntal-tensor desarrollado, ya sea como el puntal unitario de la figura 4.8 o el mecanismo de la figura 4.9 verifica que las predicciones empíricas del código ACI-318 son conservadoras para los casos que se han comparado, y existe un tratamiento demasiado medurado para consolas con proporciones de a/d bajas o aquellas que usan hormigones de alta resistencia. Las fallas por desmembramiento o aplastamiento del hormigón de los puntales diagonales fueron idénticas en todos los casos estudiados en [Hwa.00-3], y puede ser fiable predecirlas utilizando el modelo que se plantea. Por último, con relación a lo que concierne a la durabilidad asociado al control de grietas, se recomienda que los estribos verticales dentro de las consolas se detallen en casos de $a/d > 0.5$.

Cabe mencionar también que [Sch.87] plantea que los problemas diseño de consolas se producen debido a que las condiciones de borde diferentes de cada elemento de este tipo no se consideran de manera adecuada. Según [Sch.87], cada caso lleva a un modelo puntal-tensor diferente. Dos modelos planteados en este último artículo se ven en la figura 4.10 para un mismo caso de carga.

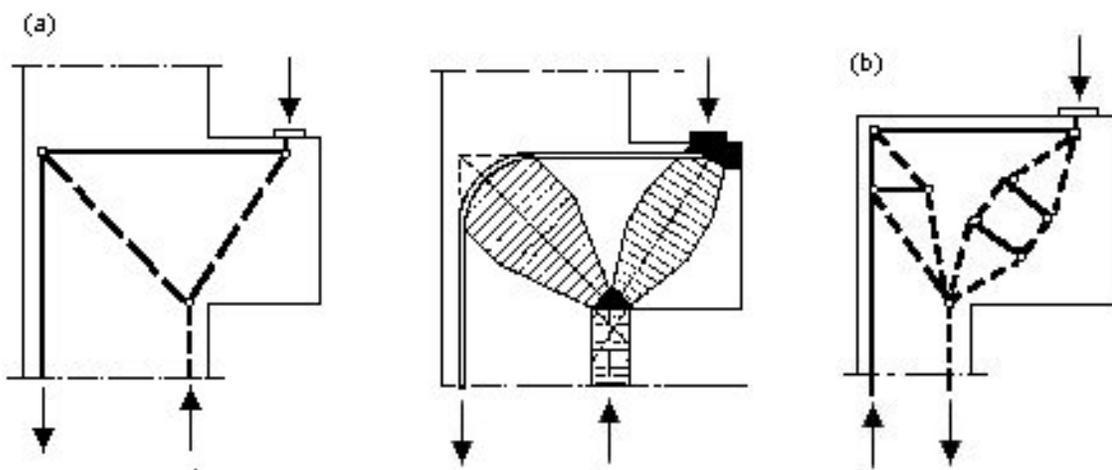


Fig. 4.10 Modelos puntal-tensor diferentes para un mismo caso de carga. [Sch.87]

4.4 Modelos Puntal-tensor para el diseño de Pilas (dados) de hormigón.

Una pila de hormigón es un miembro estructural cuya función es transferir carga desde una columna a un grupo de pilotes, tal como se muestra en la figura 4.11. Los procedimientos de diseño actuales para pilas de hormigón no proveen a los ingenieros un entendimiento claro del comportamiento físico de estos elementos. Los modelos puntal-tensor, por otro lado, pueden proporcionar este alcance y ofrecen la posibilidad de aplicar prácticas de diseño actuales. Aparte de ser una buena alternativa para su diseño, los modelos puntal-tensor para pilas de hormigón tienen la particularidad de estar en campos tridimensionales, por lo que se deben separar en varios planos perpendiculares para facilitar el diseño, al contrario de mayoría de los casos estudiados con este método.

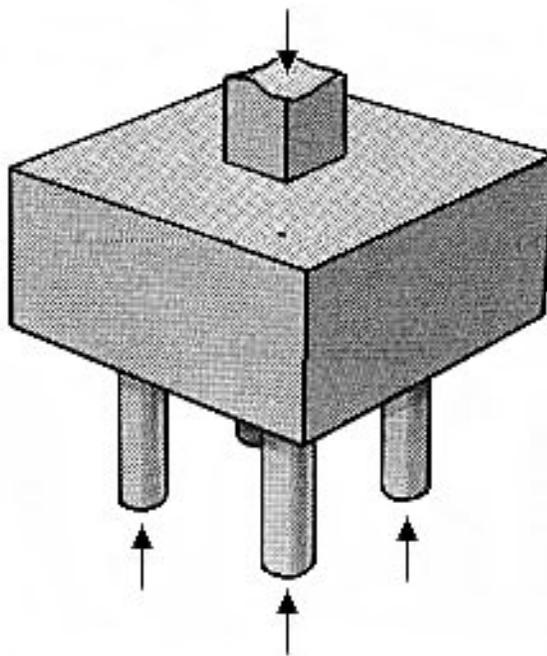


Fig. 4.11 Pila de hormigón soportada por cuatro pilotes. [Ade.90]

El procedimiento de diseño para pilas de hormigón expuesto en el código ACI-318 se basa en un desarrollo de fuerzas transversales similar al usado para losas armadas en dos direcciones. El proceso se divide en dos pasos: el diseño al corte, que involucra el cálculo de la profundidad mínima de la pila de tal manera que la contribución del hormigón al corte sea tan grande como la fuerza aplicada en la sección crítica definida. Lo segundo tiene que ver con el diseño a flexión, en el cual se usan las suposiciones usuales para vigas de hormigón armado en la determinación de la cantidad requerida de refuerzo longitudinal. Esto es aceptable de para losas delgadas soportadas por muchos pilares, pero no es apropiado para pilas de hormigón profundas.

Los modelos puntal-tensor consideran el flujo de fuerzas completo dentro de la estructura en lugar de tomar solo las fuerzas en una sección en particular. Los caminos de carga internos en el hormigón armado corresponden aproximadamente a una armadura piramidal idealizada, tal como se ve en la figura 4.12. En estados de falla éstos caminos de cargas internos forman aproximadamente una armadura ideal, donde las zonas del hormigón con esfuerzos de compresión, primariamente unidireccionales, son modeladas con puntales que cubren dos planos, mientras se usan lazos tensores para modelar el refuerzo principal. Los puntos de unión de puntales y tensores (los nodos) son análogos a las uniones de una armadura, tal como lo planteado en todos los modelos puntal-tensor. El esquema en plano del diseño se observa en figura 4.13 con todos los elementos correspondientes. Se usa indistintamente la analogía de la armadura para el diseño en flexión de las pilas de hormigón, a lo que se une también un tratamiento de esfuerzo en plano para el diseño al corte de estas estructuras.

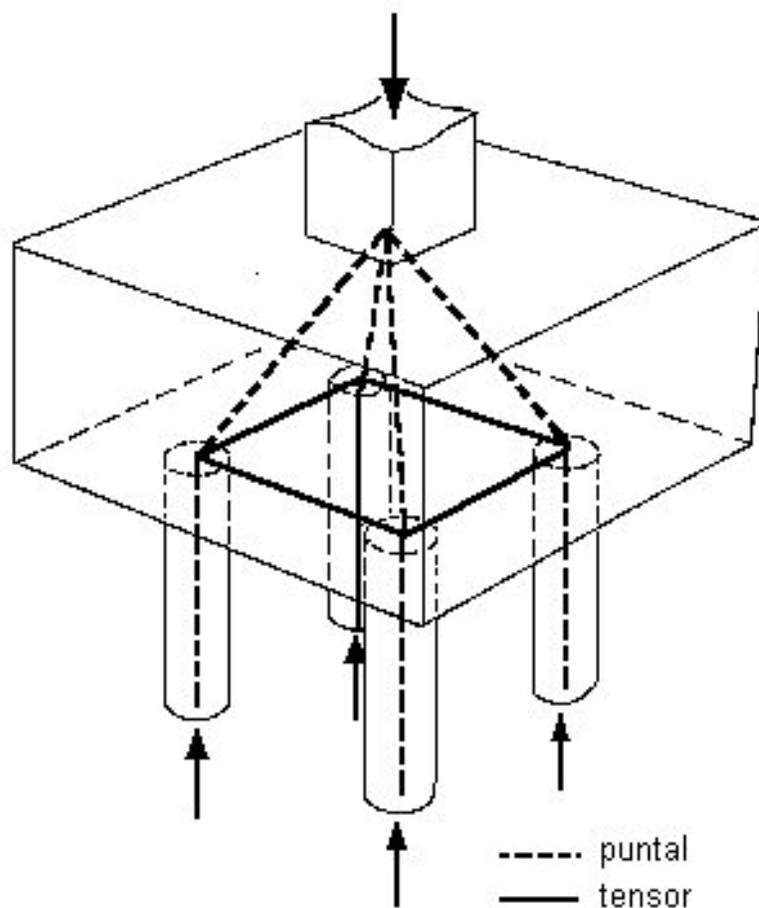


Fig. 4.12 Modelo puntal-tensor tridimensional para una pila de 4 pilotes. [Ade.90].

Un procedimiento de diseño simple que usa modelos puntal-tensor forma parte del nuevo diseño al corte incluido en el código canadiense de hormigón, el cual, según lo expuesto en [Ade.96] se acomoda correctamente al tratamiento que se debe dar a las pilas de hormigón. El procedimiento se usa cerca de discontinuidades geométricas o estáticas donde es inapropiado asumir que el esfuerzo de corte se distribuye uniformemente sobre la profundidad de algún miembro.

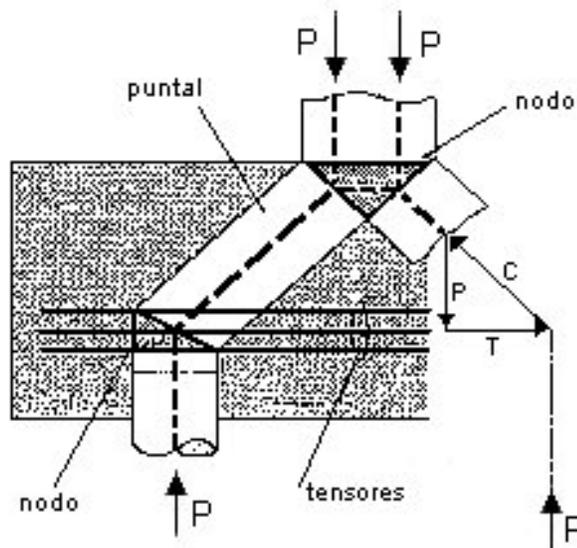


Fig. 4.13 Modelo puntal-tensor en el plano de una pila de hormigón. [Ade.90]

Al contrario de los procedimientos de diseño tradicionales, el modelo puntal-tensor no separa el diseño a flexión del diseño de corte. Sin embargo, es bien sabido que el diseño de corte de elementos de gran profundidad (que usan el modelo puntal-tensor) implica limitantes a los esfuerzos en el hormigón para asegurar que los lazos tensores del refuerzo fluyan antes de que se produzca la falla frágil. Si se proporciona suficiente refuerzo distribuido para asegurar el control de fisuras, permitiendo con ello una redistribución de esfuerzos después del agrietamiento, las tensiones de compresión en los puntales deben limitarse con respecto a sus deformaciones biaxiales. Por otro lado, si se proporciona o no un pequeño refuerzo para el control de grietas, deben limitarse los esfuerzos de tracción en el hormigón para evitar el agrietamiento diagonal de los puntales. En las pilas de hormigón no se proporciona usualmente suficiente refuerzo distribuido vertical y horizontal para asegurar el control de grietas, por lo tanto, debe tenerse mucho cuidado con el agrietamiento diagonal de los puntales.

Lo más importante dentro del diseño de modelos puntal-tensor para pilas de hormigón es un estudio detallado de los puntales de compresión. Si se toma en cuenta que los tensores cruzan a los puntales, la deformación por tracción de los tensores puede reducir la capacidad del hormigón para resistir cargas de compresión. En las pilas de hormigón, los tensores cruzan a los puntales en la vecindad de zonas nodales sólo encima de los pilotes. Para una pila de hormigón de 4 pilotes ensayada, según el trabajo de [Ade.90], el promedio de deformaciones biaxiales de esas regiones críticas fue medido en el hormigón en las dos direcciones y en una dirección para el acero de los tensores en cada barra. Los resultados de estas mediciones de deformación al incrementar los niveles de carga desde el agrietamiento hasta la falla revelan que en ningún caso los valores de las deformaciones principales por compresión arrojan valores muy altos. Asimismo, las deformaciones por tracción en los tensores

permanecen relativamente pequeñas. Estos valores de deformaciones indican también que los puntales del modelo no fallan por aplastamiento del hormigón.

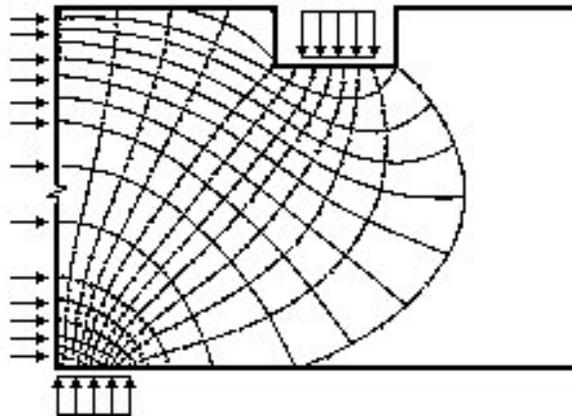


Fig. 4.14 Trayectorias de esfuerzo lineal elásticas que muestran tensión transversal debido a la expansión de la compresión de una pila de hormigón. [Ade.90]

El modelo puntal-tensor mostrado en la figura 4.12 es una idealización muy simple del flujo de fuerzas. Modelos más refinados pueden desarrollarse considerando el flujo de esfuerzos elásticos. Puesto que las pilas de hormigón permanecen virtualmente sin grietas hasta la falla, la distribución de esfuerzos lineal elástica es especialmente relevante. La figura 4.14 muestra las trayectorias de esfuerzos biaxiales determinadas de un estudio con elementos finitos. Se nota en la figura que entre los puntos de aplicación de la carga, los esfuerzos de compresión se extienden hacia fuera, produciendo esfuerzos de tracción transversales. La figura 4.15 muestra un modelo puntal-tensor refinado, que incluye un tensor de hormigón con el fin de resistir la tracción transversal. En todo caso, de acuerdo a los ensayos realizados en pilas de hormigón se cree que la falla de dicho tensor de hormigón es el mecanismo crítico involucrado en la falla global por corte. Si se quiere evitar este tipo de problemas, el ingeniero diseñador puede emplear el modelo más simple de la figura 4.12 con el fin de evitar el colapso por corte en de puntal de hormigón combinado con un criterio de falla apropiado.

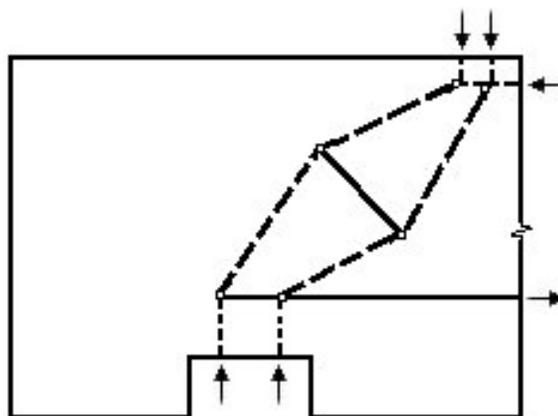


Fig. 4.15 Modelo puntal-tensor refinado para una pila de hormigón, con un tensor adicional para soportar la tracción horizontal. [Ade.90]

4.5 Modelos puntal-tensor para vigas altas.

Las vigas altas de hormigón armado encuentran amplias aplicaciones en construcción de edificios de altura, estructuras a orilla de la costa y sistemas de fundación complejos. La resistencia de las vigas altas es usualmente controlada por corte mas que por flexión, proporcionándosele una cantidad normal de refuerzo longitudinal y ahondando su estudio en el primer aspecto. Un entendimiento claro del comportamiento de los esfuerzos de corte en vigas altas es un prerrequisito esencial para lograr que su diseño sea óptimo y proporcional.

La acción de corte en el entramado de la viga lleva a esfuerzos de compresión en dirección diagonal y tracción en dirección horizontal. Se reconoce usualmente una acción de arco como un mecanismo de transferencia de carga en vigas altas, y un posible modo de falla puede estar en el camino de compresión, por ejemplo, por aplastamiento del hormigón, o por fallas de tensión de corte-tracción como pérdida del anclaje de las barras. Con un detalle exhaustivo del anclaje de las barras longitudinales puede evitarse tensiones muy grandes por corte y tracción. Para asegurar que no ocurra la falla por compresión del arco, el código ACI-318 adopta fórmulas empíricas derivadas de ensayos previos.

Según trabajos anteriores como [Rog-86] y [Hwa.00-2] el criterio actual usado por el código ACI-318 para la resistencia al corte en vigas altas es conservador y tiene un amplio margen de seguridad. Estos criterios de seguridad son a menudo inevitables cuando no son explicados varios factores de resistencia al corte utilizando un mecanismo de falla adecuado. Aunque las fórmulas que utiliza actualmente el código ACI-318 han identificado todos los factores de influencia tales como resistencia del hormigón y el acero, las áreas longitudinales y transversales del acero, y la proporción de profundidad de empalme para el corte y otros, de acuerdo a algunos investigadores la exactitud de las fórmulas del código no son satisfactorias. Tomando en cuenta esto se puede afirmar claramente que los métodos de diseño basados en el entendimiento fundamental del comportamiento de la resistencia al corte de vigas altas son preferibles a los procedimientos presentes.

Según [Rog-86], un modelo puntal-tensor óptimo para vigas altas que asimile de buena manera la resistencia al corte debe asumir un estado uniforme de esfuerzos cortantes y un flujo de esfuerzos de compresión idealizado por series de puntales paralelos entre sí. El campo de fuerzas internas en la viga es también altamente perturbado en presencia de cargas puntuales y en los apoyos. En estas regiones es

inapropiado asumir que los esfuerzos de corte son uniformes. Por lo tanto el modelo puntal-tensor puede ser la mejor opción en el modelado del flujo de fuerzas dentro de una viga alta, con puntales representando el flujo de esfuerzos en compresión diagonales y los tensores recibiendo la tracción horizontal, encausando las tensiones por corte dentro de los elementos del mecanismo para no sufrir fallas repentinas por esta causa.

En la figura 4.16 se muestra el esquema de un modelo puntal-tensor simple con dos puntales y un tensor asociados a la viga. Este modelo es estáticamente determinado por lo que no se requiere de mayor trabajo para evaluar su resistencia. De la estática simple, $R = T \cdot \tan \theta$, donde T es la fuerza en el tensor de tracción. El área transversal del puntal de compresión debe ser suficiente para asegurar que los esfuerzos éste no excedan los valores permitidos y no se produzca la falla prematura por aplastamiento o desmembramiento.

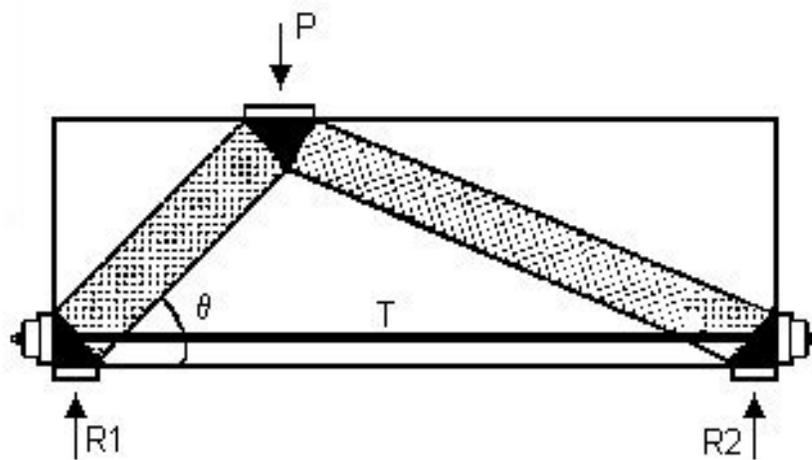


Fig. 4.16 Modelo puntal-tensor simple para una viga alta. [Rog.86]

Otros modelos puntal-tensor normalmente serían estáticamente indeterminados. La fluencia disponible en los miembros de acero en tracción se usa para definir o limitar la fuerza en suficientes miembros del modelo como para hacer la estructura estáticamente determinada, permitiendo así una solución simple. Para la armadura mostrada en Fig. 4.17a se asume que cada uno de los estribos alcanza paralelamente la fluencia. Esto define la componente vertical y horizontal de fuerza en cada uno de los puntales diagonales menores mostrados por las líneas inclinadas y con esto define a la vez las fuerzas axiales en cada puntal menor. También se asume que el refuerzo longitudinal fluye en medio de la luz de la viga. La línea escalada en el gráfico de la Fig. 4.17b muestra la fuerza obtenida en los miembros del cordón inferior de este análisis. Este gráfico indica que existiría una fuerza significativa en la parte baja de la viga gobernada por el acero. Parte de esta fuerza equilibra el componente horizontal del

puntal mayor que viaja directo desde la carga al apoyo, mientras el resto equilibra los componentes de fuerza horizontales de los puntales menores que se proyectan desde el mismo apoyo. Todos los puntales de compresión deben verificarse para asegurar que no estén sobrecargados.

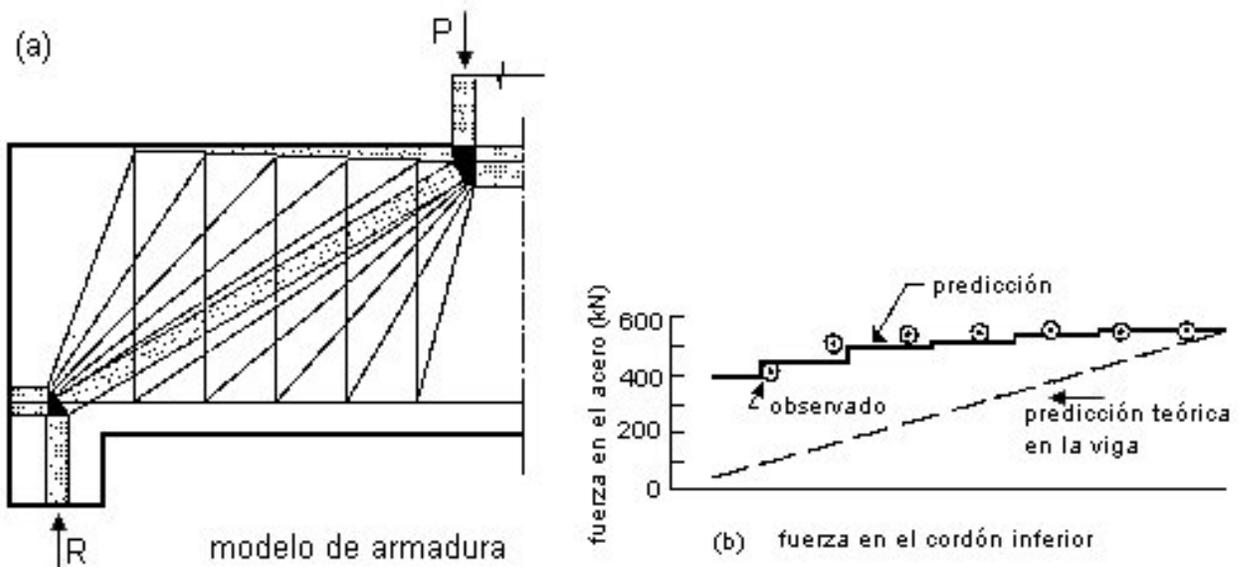


Fig. 4.17 Modelo de armadura para una viga reforzada simple. [Rog.86]

En aplicaciones de diseño, es deseable que los puntales de hormigón en compresión y las zonas nodales no fallen antes que el acero longitudinal y los estribos fluyan para formar un mecanismo. Esto asegura una conducta algo dúctil y, si el mecanismo total puede desarrollarse, la carga de falla igualará o excederá la carga de diseño. Es necesario, por consiguiente, limitar los esfuerzos y deformaciones sostenidas por el hormigón.

Un ejemplo que ya es clásico dentro de las investigaciones realizadas en modelos puntal-tensor para estructuras inusuales de hormigón armado es una viga alta con una gran apertura expuesta en [Sch-87], la que se muestra en la figura 4.18. El objetivo principal que tuvo la introducción de este modelo dentro de las investigaciones del uso de modelos puntal-tensor es verificar los conceptos básicos de la modelación, tales como la aplicabilidad y versatilidad del sistema, además de plantear algunas alternativas para el diseño de una estructura compleja probando distintos modelos dentro de la misma. Con lo anterior puede verificarse cual de estos modelos es mas adecuado, ya sea por sí solo o como una combinación de ellos.

El modelo de la figura 4.18 se compone de una estructura simplemente apoyada y sujeta a una carga puntual excéntrica. Contiene una gran apertura cerca de uno de los apoyos, y el desafío fundamental de su estudio es encontrar la distribución que posee su flujo de fuerzas, principalmente cerca de la carga puntual, alrededor de la apertura y en los apoyos. Esto, según trabajos como [Sch-87] y [Max-00] es muy dificultoso

utilizando los métodos empíricos tradicionales, como las reglas para vigas altas del código ACI-318. El desafío real entonces es encontrar el modelo puntal-tensor adecuado. En [Sch-87] se proponen dos modelos diferentes, los que se usan en forma separada y conjuntamente. Estos modelos fueron tomados por [Max-00] para estudiar cuatro especímenes a escala, los tres planteados en [Sch-87] y una modificación del último de ellos.

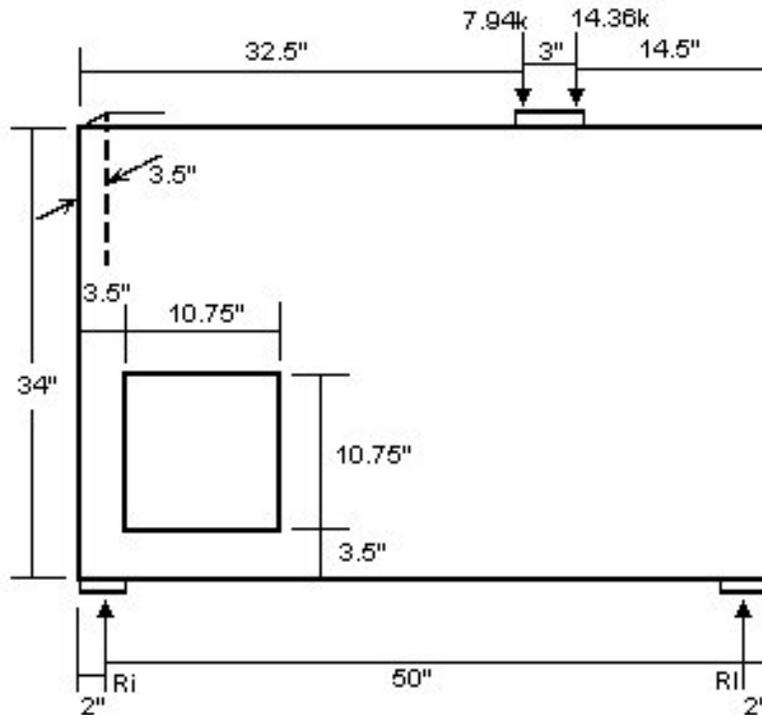


Fig. 4.18 Viga alta analizada con distintos modelos puntal-tensor. [Max-00]

Los estudios de [Max-00] involucran 4 diferentes modelos. Tal como se muestran en la figura 4.19, cada espécimen mide 54 pulg. (1372 mm) de largo, 34 pulg. (864 mm) de alto y 3.5 pulg. (89 mm) de espesor. Una gran apertura cuadrada de 10.75 pulg. (273 mm) se sitúa en la esquina más baja de uno de los apoyos. Esta apertura causa que la viga alta esté compuesta solo por una gran región de discontinuidad aunque de por sí la mayoría de las vigas altas son tratadas como regiones D completas.

El diseño teórico original que plantea finalmente [Sch-87] consiste en dos modelos puntal-tensor diferentes usados en conjunto como una combinación, y se supone que cada uno de ellos resiste la mitad de la carga aplicada. En todo caso, según se plantea en el mismo artículo, cada modelo por si solo debiera ser suficiente, pero del análisis de esfuerzos elásticos se deduce que una combinación de ellos aparece como la mejor solución.

Los cuatro modelos presentados en [Max-00], que se muestran en la figura 4.19, se usaron para comprobar lo dicho en [Sch-87]. Los tres primeros se obtienen directamente de [Sch-87], siendo los modelos de las figuras 4.19a y 4.19b totalmente

independientes, a diferencia de la figura 4.19c, que es la combinación de los modelos 1 y 2. La figura 4.19d muestra un cuarto modelo diseñado en [Max-00] basándose en una variación del tercer modelo, y se discutirá mas adelante.

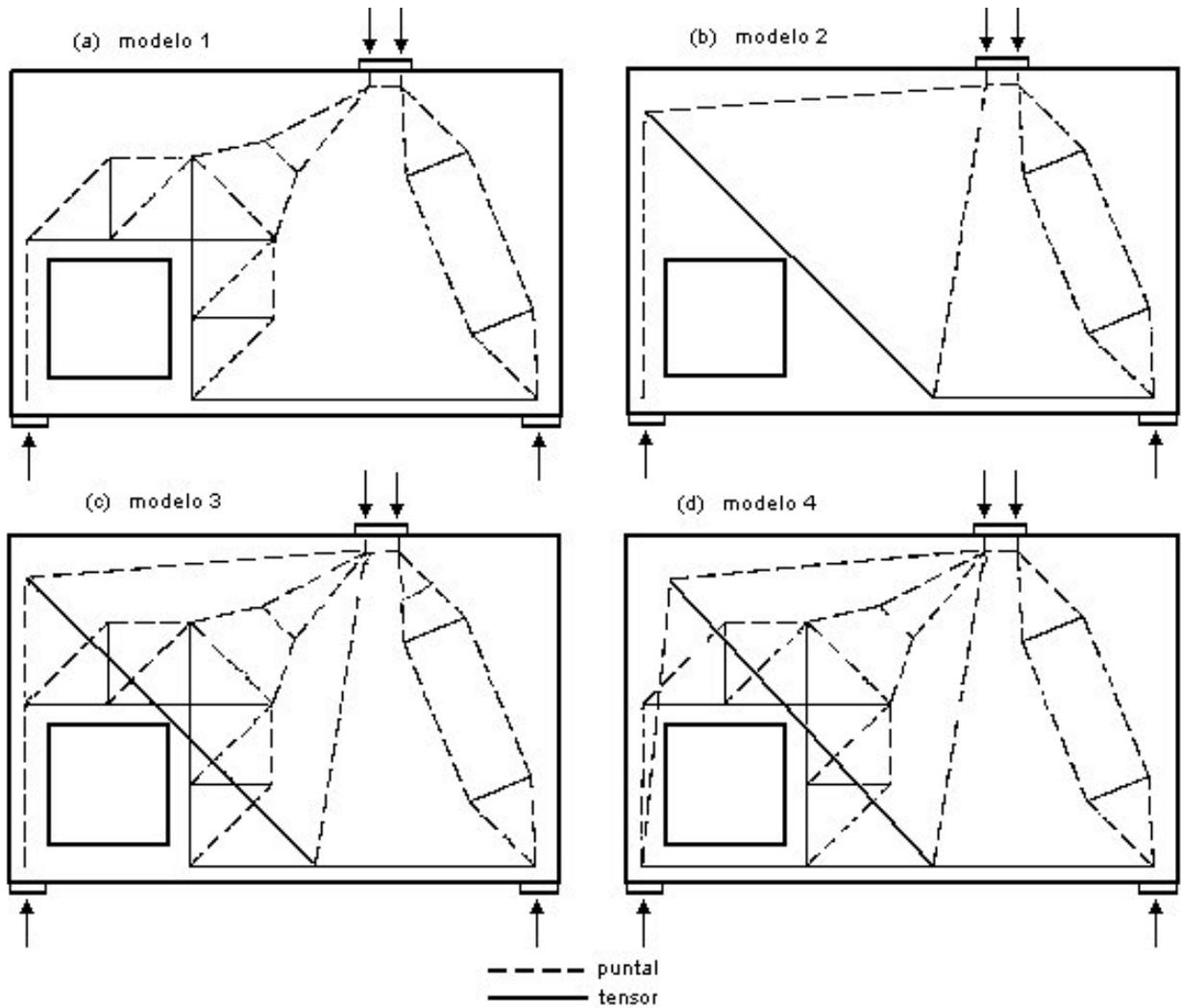


Fig. 4.19 Modelos puntal-tensor con sus fuerzas. Vigas A, B, C y D. [Max-00]

En cada viga, la carga aplicada se transfiere desde el punto de aplicación hasta los apoyos. En el lado derecho de los modelos, los requerimientos de compatibilidad causan que la carga fluya a través de un campo de esfuerzos que se expande entre los nodos y llena el espacio disponible. Esta expansión genera esfuerzos de tracción transversales que pueden ser considerados en el diseño. Por lo tanto, en el lado derecho de todas las vigas se usó un modelo puntal-tensor con forma de botella.

El lado izquierdo de cada modelo se diseña alrededor de la apertura. Para la viga A de la figura 4.19a el modelo consiste en puntales y tensores horizontales, verticales y diagonales a 45 grados, excepto por la expansión inicial de la carga puntual aplicada. Este modelo permite una fácil colocación del refuerzo. El lado derecho del modelo para la viga B de la figura 4.19b es muy simple. Consiste de tres puntales y un tensor que acarrear la carga. El tensor se orienta a un ángulo de 45 grados y proporciona la reacción vertical del puntal central en la viga.

Para la viga C de la figura 4.19c el lado izquierdo consiste de una combinación de los modelos anteriores. Se asume que cada modelo lleva la mitad de la carga, lo que nos proporciona dos caminos en el diseño. Finalmente, la viga D mostrada en la figura 4.19d incorpora un ligero cambio al tercer modelo. Las tres vigas anteriores se diseñaron usando modelos puntal-tensor que asumen que toda la fuerza de basal reacción izquierda se transfiere a través de la columna que soporta la apertura y baja con toda la carga hasta el apoyo. Sin embargo, si la viga no tuviera dicha apertura la teoría sobre vigas indicaría que la cara inferior experimentaría esfuerzos de tracción. Por lo tanto, el cuarto modelo es una modificación del tercero y proporciona fuerza de tracción en diseño puntal-tensor bajo la apertura mediante una pequeña inclinación en uno de los puntales mayores. Dejando de lado este tensor adicional, el modelo se diseña de manera similar a la viga C.

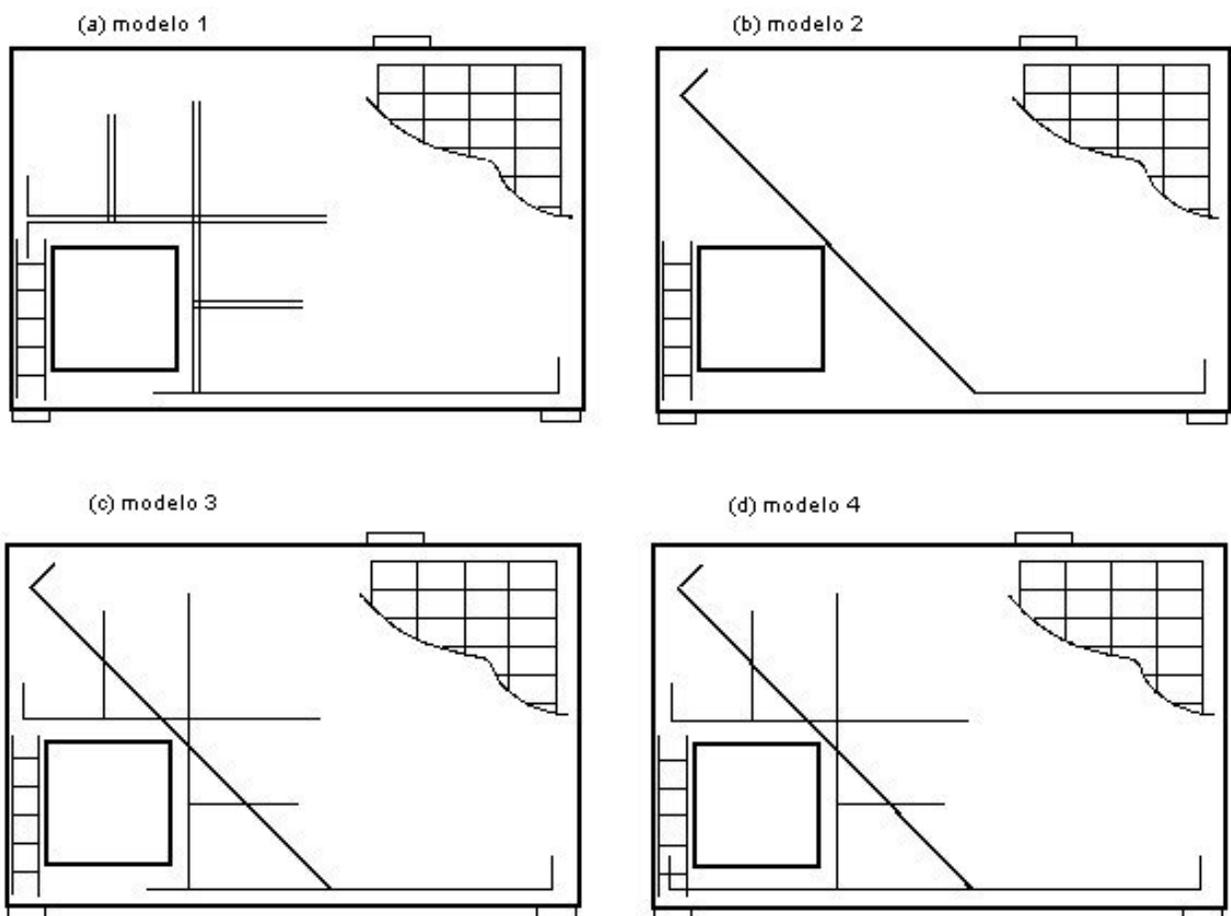


Fig. 4.20 Refuerzo de cada viga analizada según el modelo puntal-tensor elegido. [Max.00]

Al ensayarse las vigas, todas dieron resultados mayores que los esperados, verificándose la utilidad de usar modelos puntal-tensor en el diseño. Cada viga soportó más que la carga de diseño, la que fue prevista con un valor de 22.3 kips (99.2 kN). Todas las vigas se desarrollaron de buena manera desde el punto de vista de la serviciabilidad. La carga de servicio estimó en 14.4 kips (64.0 kN) y al alcanzar este

valor las vigas no tuvieron grietas visibles. La resistencia de las cuatro vigas altas estuvo en un rango de 40 a 95% más que los factores de diseño previstos.

La falla y el agrietamiento de los modelos varió entre las vigas. Entre todas las que no tuvieron refuerzo bajo la apertura, la primera grieta observada apareció en la esquina izquierda de ésta. La primera viga tuvo una falla última por corte; una gran grieta formada sobre el tope de las barras verticales sobre la apertura. Esta grieta rajó el área de hormigón sin refuerzo en la parte superior izquierda de la viga. Este tipo de falla no aparece en las vigas B y C por dos razones: las barras inclinadas no permitieron el mismo tipo de agrietamiento y falla por corte; y el nodo sobre la esquina izquierda de la apertura fue eliminado en la viga B, y a pesar existir en la viga C llevó mucho menos esfuerzo. Las barras inclinadas ayudaron a controlar las grietas por corte, y este esfuerzo no controló la falla. Las cargas más altas en la viga D, sin embargo, no causaron esfuerzo ni grietas significativas por corte en este nodo. El nodo ubicado sobre la izquierda de la apertura probó tener altos esfuerzos en las vigas A, C y D. La transferencia de la carga puntual desde el lado izquierdo de los modelos a la columna crea una zona de esfuerzos significativos.

La viga B tuvo su falla última debido a flexión. Las barras de refuerzo inclinadas extendidas casi al tope de la viga evitaron la falla por corte. Las barras se deformaron significativamente a medida que la viga experimentó tracción por la esquina. El hormigón debajo de las barras deformadas se desmenuzó y cayó debido a la elongación del refuerzo. Este modelo fue el más flexible y experimentó una gran deflexión aunque fue más rígido que la viga A para cargas bajas. La figura 4.21 muestra las curvas de deflexión para las cuatro vigas. De ésta figura puede verse que la viga B inicialmente tuvo niveles de carga más altos que la viga A, pero se degradó en niveles de fuerza mayores. La viga B se fracturó perpendicular a las barras de refuerzo debido a la flexión, y su carga última se elevó a casi un 50% más que la carga de diseño. Esta viga experimentó la mayor deflexión y las mayores grietas de los cuatro modelos. Este modelo puntal-tensor global podría considerarse como el más pobre debido a que contiene un tensor demasiado largo, tomando en cuenta lo expuesto en [Sch-87], donde se señala que el modelo con los menores y más cortos tensores es el mejor. Por razones constructivas, también es el menos práctico de todos.

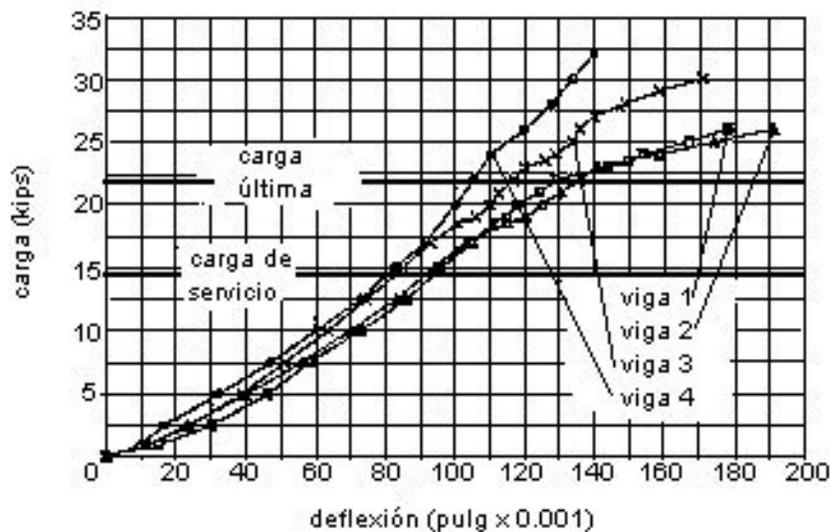


Fig. 4.21 Curvas de carga v/s deflexión para los cuatro modelos estudiados. [Max.00]

La viga C es una combinación de los modelos usados en las vigas A y B. Una grieta se formó por corte tal como en la viga A, pero las largas barras de refuerzo pasaron a través de la grieta y frenaron su crecimiento. De la misma forma, el acero horizontal y vertical resistió la falla por flexión que afectó a la viga B. En cambio, la viga experimentó un colapso por flexión en el nodo mas bajo, donde las barras longitudinales se curvan para formar el ángulo que sube cruzando la abertura. La flexión de la viga causó que el hormigón ubicado bajo este nodo se agriete y eventualmente salga de su lugar. Se forma una grieta muy severa directamente debajo de la carga puntual que corre hasta el nodo más bajo y junto a la malla de acero del lado derecho.

En contraste, debido a los beneficios que aportó la colocación del tensor de acero bajo la apertura, la viga D no falló de la misma manera que la viga C. Las barras longitudinales puestas bajo la apertura fortalecieron la viga y evitaron problemas por flexión. Para la viga D, el mecanismo de falla fue por corte. Este consistió en una severa degradación del hormigón alrededor del extremo izquierdo de la barra de refuerzo inclinada, y las barras en la parte mas baja de la viga, que bajo la apertura experimentaron gran flexión. En el borde izquierdo de las barras horizontales ubicadas debajo de la apertura, los ganchos de anclaje se arrancaron de columna, lo cual afectó a la base de ésta degradándola. La columna de la izquierda de la apertura en esta viga experimentó un gran daño. En todo caso, este modelo fue el de mayor rigidez y no tuvo mucha deflexión, además que soportó cerca del doble de la carga para la que fue diseñada.

En todas las vigas, el lado derecho de los modelos no presentó fallas en el hormigón ni el refuerzo. Se formaron grietas en esta región sólo en la cuarta viga. En este caso, las grietas aparecieron pero no continuaron creciendo con el aumento de la

carga. Se deduce que se planteó un refuerzo más que suficiente en este lado de las vigas, lo que evitó las fallas en esta región.

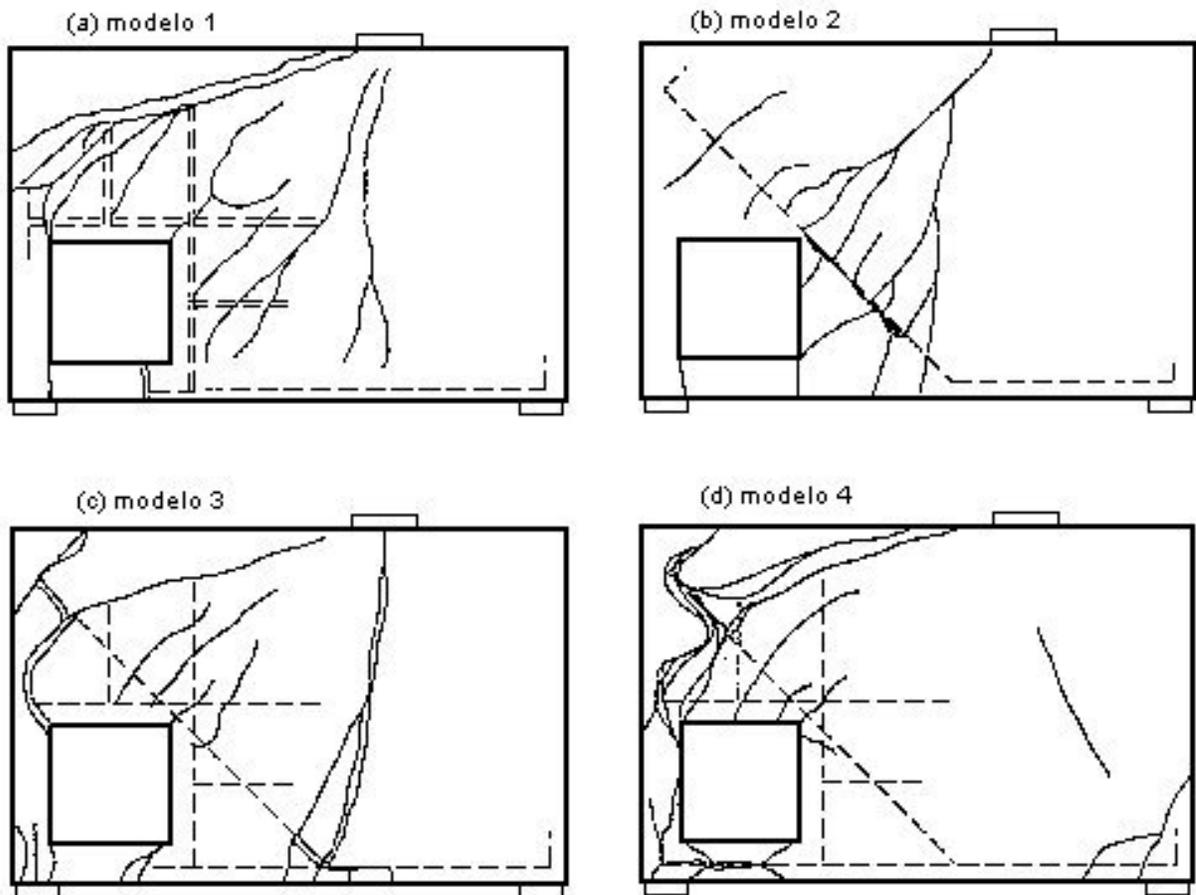


Fig. 4.22 Patrones de agrietamiento del hormigón para un mismo tipo de viga con cuatro modelos puntal-tensor distintos. [Max-00]

Las conclusiones que se obtuvieron de la investigación de [Max.00] exponen que todos los modelos aplicados se comportaron de mucho mejor manera que lo que estaba previsto en un principio. Cada viga alcanzó los niveles de carga de servicio sin grietas y llegaron a valores muy superiores a los supuestos en carga última. La más débil de las vigas (viga B) alcanzó valores de carga de mas de 40% de los requeridos. El mejoramiento en el diseño fue posible y se ve la necesidad de realizar mayores investigaciones para consolidar al método puntal-tensor como una alternativa real de modelación de estructuras. El resultado de aquello es la creación de vigas mucho mas resistentes y con pequeños daños físicos. Cabe mencionar también que cada viga tuvo distintos mecanismos de falla y el modelo puntal-tensor empleado en cada caso permitió una explicación satisfactoria de su comportamiento.

5.1 Introducción:

Con lo expuesto en capítulos anteriores ya se puede tener una idea clara de la aplicación de los modelos puntal-tensor en diversas estructuras, y la visión expuesta de este método experimental comienza a ser mas amigable.

La literatura existente sobre el modelo puntal-tensor es escasísima, y se compone principalmente de investigaciones restringidas de ciertos aspectos específicos de evaluación de esfuerzos, sin llegar en la mayoría de los casos a dar una visión general de los usos que puede tener un sistema de puntales y tensores dentro de estructuras comúnmente usadas.

Tomando lo expuesto en el párrafo anterior, puede ser de utilidad plantear casos en los cuales se presente de manera práctica la búsqueda de los caminos de carga con el fin de tratar de obtener conclusiones generales a problemas que, en la mayoría de los casos, tienden a ser unitarios o particulares. Lo anterior es bastante complicado debido al carácter individual de los modelos, que exige analizar por separado de cada uno de ellos y limita su aplicación masiva. En todo caso, puede ser útil profundizar en el estudio del flujo interno de tensiones en algunas estructuras y así practicar el modelado de manera teórica, especialmente en casos de elementos poco analizados con modelos puntal-tensor, y a la vez comúnmente usados por los ingenieros.

Dentro de los elementos estructurales poco desarrollados en la literatura se encuentran los muros, que son frecuentemente empleados en Chile por los ingenieros calculistas por su resistencia al corte basal y su gran utilidad frente a movimientos sísmicos. Estudios hechos a muros aplicando modelos puntal-tensor son muy aislados, teniendo como referencia solamente los trabajos de [Yañ-89] y [Vas-92], los cuales dan algunas nociones de lo que se puede realizar utilizando puntales y tensores dentro de ellos.

En general se puede decir que los muros de corte son elementos muy óptimos para aplicar modelos puntal-tensor debido a que pueden ser tratados como una única región D y contienen campos de esfuerzos interesantes, que varían de acuerdo a su forma o bien respecto a la aplicación de cargas externas en ellos. Por lo anterior, se tratarán con mayor detalle en este capítulo algunos casos de muros con distintas dimensiones para observar si existen similitudes en campos de esfuerzos al aplicárseles una carga idéntica y observar si pueden diseñarse modelos puntal-tensor con alguna relación entre ellos.

5.2 Procedimiento de análisis de los modelos utilizados:

El presente capítulo tiene como objetivo principal el análisis interno de esfuerzos dentro de distintos muros con el fin de verificar sus caminos de esfuerzos y aplicar ciertos modelos puntal-tensor a ellos. Lo que se pretende conseguir con esto es observar las similitudes que pudiera haber entre muros de distintas dimensiones, pero de igual geometría, aplicándoles una carga unitaria similar a todos los casos dispuesta en la misma ubicación y dirección.

Los esfuerzos internos dentro de un muro difieren mucho dependiendo de la forma que éste tenga y de la carga aplicada a él. Si observamos distintos tipos de muros veremos que las excentricidades geométricas y las fuerzas externas provocan concentraciones de esfuerzos que deben ser evaluadas al momento de construir modelos puntal-tensor que sostengan dichas cargas, por lo que se debe evaluar caso por caso individualmente de manera de llegar a conclusiones en cada una de las situaciones analizadas, y luego de ello estudiar si pueden existir ciertas similitudes en forma y magnitud entre los modelos puntal-tensor que ameriten que se obtengan conclusiones similares sobre la forma de los modelos, para plantear finalmente si pueden proponerse algunas reglas que ayuden a la complicada obtención de ellos.

Para obtener el campo de esfuerzos internos en un muro se recurrió al análisis computacional, con el fin de observar de manera detallada cada parte del muro. Todo esto no es nuevo, ya que como se nombra en [Rog-86], los investigadores que trabajaron en la obtención de los primeros campos de esfuerzos en el inicio de los estudios de modelos de armadura o puntal-tensor utilizaron programas computacionales como el "SAP IV" para evaluar los campos de tensiones dentro de vigas altas y otros elementos para luego trazar posibles caminos de tracción y compresión dentro de elementos estructurales. En el caso de esta investigación se utilizó el programa computacional "SAP 2000", mediante el cual se calculó y cuantificó el nivel de tensiones en todos los ejemplos mencionados en este capítulo.

En la búsqueda de valores cuantificables de esfuerzos dentro del muro se tiene la dificultad de analizar la estructura completa como un todo, sin posibilidades de descomponerla para facilitar el estudio, además de tener un área de recorrido de tensiones bastante amplia, lo que hace que sea aún mas detallada la obtención de los valores necesarios para construir el campo de tensiones. Por estos motivos el análisis computacional es clave en la obtención no solo de los datos necesarios, sino de las direcciones que seguirán las fuerzas internas en cada caso estudiado.

Es necesario entonces dividir cada muro en pequeñas fracciones y estudiarlas por separado y relacionarlas entre sí como una red de pequeños elementos individuales que unidos entre ellos forman la estructura completa. Para obtener los esfuerzos internos dentro de un muro, el análisis realizado debe ser muy minucioso por lo que es necesario obtener muchos datos asociados a sus esfuerzos principales con el fin de crear caminos que sean absolutamente confiables.

En el caso de esta investigación, los muros estudiados fueron divididos en pequeñas áreas ubicadas a distancias sucesivas de 25 cm entre cada una; y los vértices que unen de cada fracción se convirtieron en puntos que representan supuestas rótulas unidas entre sí imaginariamente por medio de barras horizontales, verticales y diagonales. Lo anterior significó que los muros se convirtieran en mallas ficticias de muchos elementos que transportan carga axial en distintas direcciones, lo que conforma una red interconectada por la cual circulan los esfuerzos internos del muro, pudiendo verse de esa manera la magnitud de los valores de fuerza y esfuerzo que se transportan hacia cada parte de la estructura y diferenciando en cada caso si se trata de tracción o compresión. En la figura 5.1 se muestra la idealización de un muro tal como se explica en este párrafo.

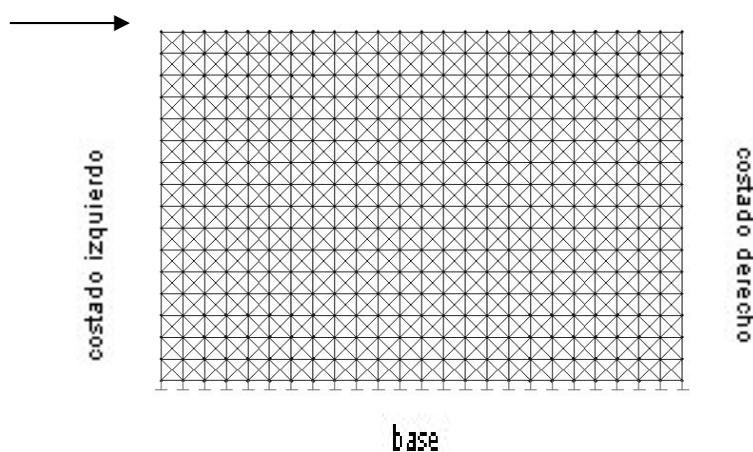


Fig. 5.1 Muro dividido en pequeñas barras imaginarias.

Los datos obtenidos de la red imaginaria que se creó en cada uno de los casos se tabularon para su posterior utilización. La idea era conseguir las magnitudes de esfuerzos en planos horizontales y verticales en cada muro para verificar sus variaciones. Al aplicar el método del camino de cargas de la sección 2.10 podrá obtenerse entonces la dirección de las tensiones máximas.

Los esfuerzos se evaluaron en planos paralelos entre sí y a una distancia adecuada entre ellos para que no existan cambios significativos de las magnitudes de tensiones que pudieran incidir en la dirección final de los caminos buscados. Como se

dijo anteriormente, estos planos dividieron al muro horizontal y verticalmente y los datos tabulados se graficaron con el fin de observar las tensiones transversales en distintos lugares del muro y evaluar las mayores áreas de tracción y compresión en cada plano, tal como se muestra de manera simple en la figura 5.2.

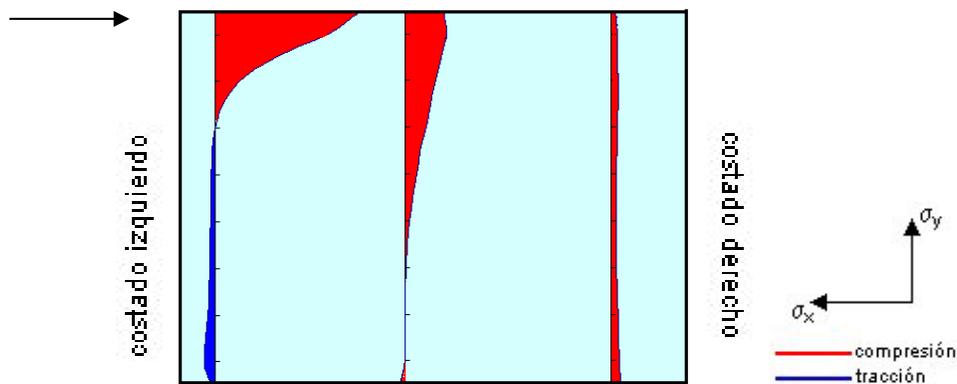


Fig. 5.2 Esfuerzos verticales en planos paralelos de un muro cargado en un punto.

Se analizaron las zonas de tracción y compresión en cada una de las gráficas obtenidas de esfuerzos en plano. Al cuantificar dichas áreas y dándoles la ubicación correcta dentro de los mismos esquemas se pudo obtener los centroides de cada área de tracción y compresión. El centroide de las áreas trazadas en las curvas de esfuerzo observadas en los muros tienen una gran importancia debido a que representan el lugar donde se concentran los mayores esfuerzos en un determinado tramo. Si unimos los centroides encontrados en cada gráfica se puede esbozar de manera mas o menos correcta el caminos que siguen las máximas tensiones dentro de un elemento estructural y así finalmente se pueden interpretar estas rutas de esfuerzos con el fin de obtener los modelos puntal tensor en cada caso, como se muestra en la figura 5.3, en donde se ven los caminos de compresión en color rojo y de tracción en color azul para representar los esfuerzos verticales y horizontales. Con ello se forma la trayectoria que debe seguir el ingeniero diseñador para crear el modelo adecuado dentro de la estructura en análisis.

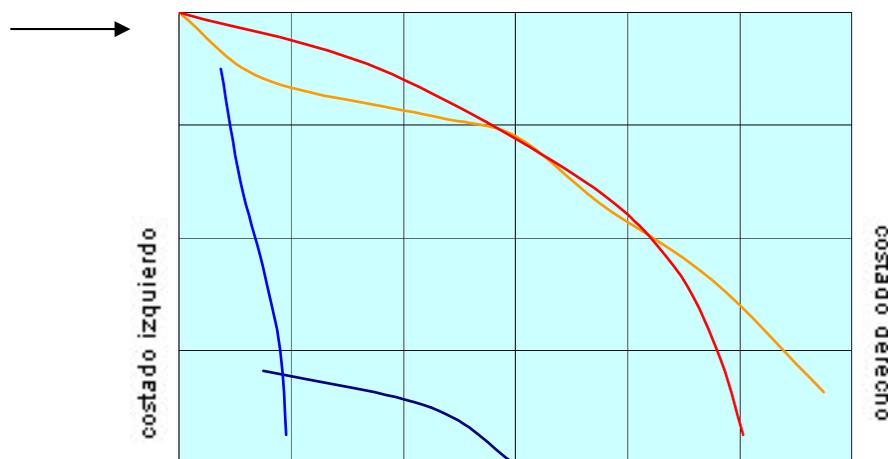


Fig. 5.3 Caminos de esfuerzos principales en un muro.

5.3 Estudio de un muro de dos por seis metros.

El primer caso que se analizará en este capítulo es el de un muro de dos metros de altura y seis metros de longitud. Las dimensiones de este ejemplar teórico de estudio nos hacen suponer que posee gran resistencia ante cargas laterales y además que la absorción de esfuerzos a lo largo del muro podría ser elevada debido a su poca esbeltez, todo esto en la eventualidad de ser cargado con una sollicitación similar a la de un sismo. Por otro lado, por ser un muro de baja altura es posible que el camino de esfuerzos biaxiales se trace con una gran pendiente, bajando rápidamente desde el lugar de aplicación de la carga y la base, o sea, que solo una porción del muro atraiga las tensiones producidas por la carga externa y otra parte de éste no se altere con dicha situación, lo que podrá verificarse con el análisis de esfuerzos realizado.

Tal como se nombró en el punto 5.2, la verificación de esfuerzos se realizó dividiendo al muro en partes mas pequeñas unidas entre sí formando un todo. En este caso, y en todos los siguientes, el muro se supondrá compuesto por áreas de 25 centímetros cuadrados las que se encuentran unidas entre sí formando una malla de barras diagonales, horizontales y verticales. El esquema de división de este muro se observa en la figura 5.4.

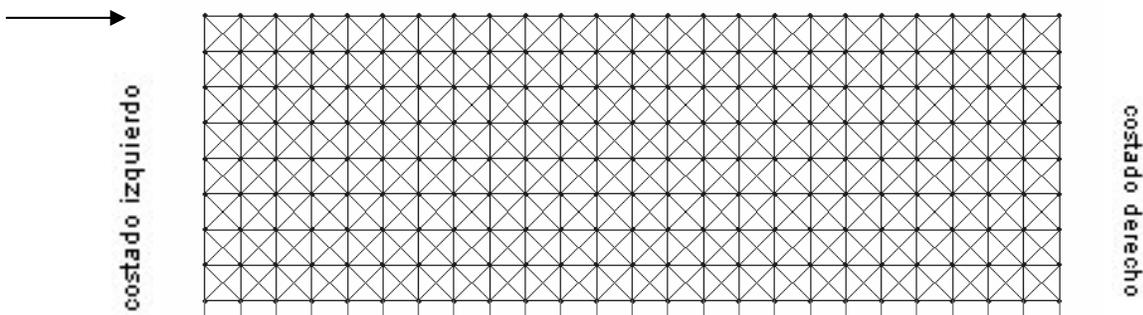


Fig. 5.4 Muro de dos por seis metros dividido como una red interconectada.

Para realizar el análisis de esfuerzos debemos forzar el muro de manera tal que la fuerza externa aplicada asemeje una carga real. Dicha fuerza además debe aplicarse en un punto que permita obtener una respuesta útil al estudio que se realiza. En los casos observados se utilizará una carga unitaria horizontal, aplicada a uno de los costados del muro, en su parte superior, lo que nos permitirá realizar una concordancia entre ella y las cargas laterales efectivas a las cuales se somete alguna estructura en la realidad.

La carga de diseño tiene carácter unitario para igualarla en todos los casos en estudio. Además de ser cómoda para evaluar las proporciones de fuerza y esfuerzo,

esta carga es adecuada para sostener el carácter del diseño puntal-tensor, el cual se basa en un análisis elástico de las tensiones para predecir el camino de carga final de cada elemento estructural. Por lo anterior, los valores reales de tensión que pudiera presentar una estructura podrían ser muy variados e impedirían la comparación del comportamiento y la resistencia entre los muros, lo que se soluciona al tomar una carga similar en cada caso.

El análisis de tensiones hecho en "SAP 2000" arrojó como resultados una gran concentración de esfuerzos en la vecindad del área en donde se aplicó la carga unitaria. Los esfuerzos de tracción en su gran mayoría bajaron rápidamente hasta la base del muro en forma muy creciente y casi vertical cerca de su borde, perdiéndose a medida que se avanzaba hacia los metros finales de éste. Los mayores valores de tracción se presentaron entonces en la base de muro, cerca del vértice inferior del costado en el cual es aplicada la carga externa. Los esfuerzos de compresión en cambio siguieron una trayectoria mas espaciada a través del muro y aproximadamente diagonal. Los valores máximos de compresión se situaron en la zona de aplicación de la carga para luego decrecer paulatinamente en un camino inclinado, llegando a la base en la zona del tercio central del muro, o sea, entre los dos y cuatro metros de largo aproximadamente. Puede verse en general que los esfuerzos de compresión se disponen en su gran mayoría diagonal y horizontalmente en un comienzo, para luego volverse casi completamente diagonales desde en la mitad inferior, aumentando de magnitud hasta la base. Para los esfuerzos de tracción, como se dijo antes, se ve una trayectoria en gran parte vertical y levemente diagonal que se manifiesta en dirección contraria al trayecto de los esfuerzos de compresión, verificando así la interacción de corte y tracción que se nombró en el primer capítulo. El esquema de la figura 5.5 da una visión mas didáctica de lo expuesto en este párrafo.

Otra conclusión que se puede realizar del análisis de esfuerzos es que en el borde opuesto a la aplicación de la carga el muro casi no recibe solicitaciones internas en su parte superior, o simplemente en algunos tramos no está solicitado. Esto se observa también en el esquema de la figura 5.5, en donde se ve que la zona cercana al borde superior derecho de la figura está sin variaciones respecto a la figura 5.4, que muestra el muro sin esfuerzos aplicados.

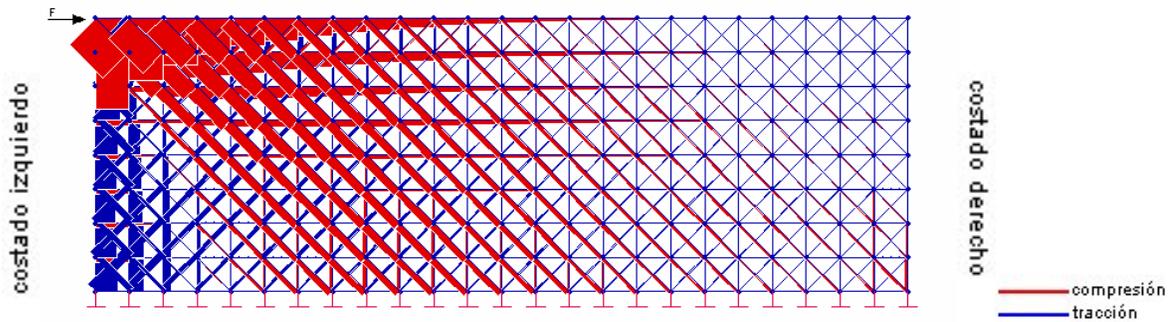


Fig. 5.5 Proporción de magnitudes de esfuerzos de tracción y compresión en un muro de 2 por 6 metros solicitado en un punto. Los esfuerzos de compresión se ven en bloques de color rojo y los de tracción en color azul. La malla de reticulado se esquematiza también en delgadas líneas azules .

Los valores obtenidos del análisis de tensiones en el programa computacional utilizado para cada una de las barras imaginarias pueden complementar la visión didáctica de las trayectorias de tensiones que nos muestra la figura 5.5. Los datos concretos permitirán concluir de manera correcta las magnitudes de los esfuerzos dentro del muro, ya sea de tracción o compresión. Para ello, como se nombró en el punto 5.2, se debe dividir el muro en planos paralelos para obtener la gráfica de magnitudes de esfuerzos verticales u horizontales con el fin de deducir las zonas de mayor esfuerzo en plano y unir las para formar el camino necesario para establecer el modelo puntal-tensor.

Si observamos los esfuerzos que se obtuvieron en planos paralelos verticales (que en otras palabras significa obtener una gráfica de los esfuerzos σ_x de cada una de las partículas o elementos de tensión en un plano), podemos concluir, entre otras cosas, que existe un dominio claro de los esfuerzos de compresión, siendo estos mayores en magnitud y en extensión a través de los planos estudiados. La tracción a la que es sometido el muro en estos planos es muy leve, provocando solo magnitudes significativas cerca del borde inferior de éste, en el costado en donde se aplica la carga. La tensión desaparece a medida que avanzamos en planos mas alejados de fuerza F, y la los esfuerzos de tracción no se manifiestan al final del muro. En cuanto a los esfuerzos de compresión, estos son importantes obviamente en la vecindad de aplicación de la fuerza unitaria, donde alcanzan su máximo valor para luego decrecer y hacerse cada vez mas parejos entre el borde superior y el inferior a medida que se avanza a través del muro, disminuyendo bastante en magnitud al llegar al extremo derecho de éste. Lo anterior se puede observar en la figura 5.6.

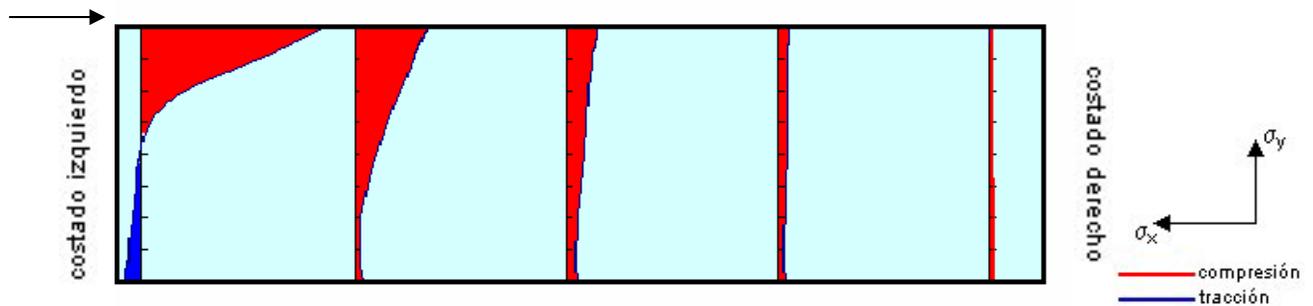


Fig. 5.6 Esfuerzos σ_x en algunos planos paralelos de un muro de dos por seis metros de área debido a la aplicación de una fuerza unitaria.

Si se analizan los esfuerzos horizontales, correspondientes a las tensiones σ_y de cada elemento interno, puede verse que la distribución de amplitudes varía respecto al caso anterior. Las tracciones encontradas en estos planos son más notorias y en prácticamente todos los casos son mayores que las esbozadas en los planos verticales, observándose magnitudes importantes en el costado izquierdo del muro, que corresponde a la zona de aplicación de la fuerza F . Se observa que los mayores valores en tracción se mantienen casi sin variaciones importantes entre cada plano horizontal, aunque de todas maneras el valor máximo de tracción horizontal se encuentra en la parte superior del muro, cerca de la fuerza unitaria. Si analizamos ahora la extensión de los esfuerzos de tracción, éstos aumentan paulatinamente a medida que se acercan a la base del muro, concentrándose en el primer tercio de éste, entre los cero y dos metros. La compresión existente es siempre menor en magnitud que en las zonas en tracción, y su extensión varía a medida que baja reduciendo su longitud de influencia mientras que la tensión se extiende. Los valores máximos en compresión se encuentran también en la parte superior del muro, pero se mantienen sin mayores variaciones a medida que se avanza en profundidad, disminuyendo un poco en la zona media para alcanzar un valor parecido al máximo al acercarse a la base. Los puntos de mayor compresión en los planos horizontales cambian de lugar a medida que se acercan a la parte baja del muro, localizándose cerca del primer tercio del elemento en la mitad superior y variando diagonalmente en planos más bajos. Algunos esfuerzos en planos horizontales se exponen en la figura 5.7 para entender mejor lo anterior.

Las descripciones anteriores nos sirven para verificar lo expuesto en la figura 5.5 al examinar los caminos de tracción y compresión, en donde también se observa que la tracción baja rápidamente y la compresión toma un camino más inclinado. Se puede deducir primariamente que los gráficos de esfuerzos horizontales, o σ_y , pueden servir para representar de manera más fiel los caminos de carga, aunque las magnitudes vistas en los esfuerzos verticales σ_x son de algo mayores que las anteriores en la

vecindad de aplicación de la carga. Ello puede obviarse en zonas más alejadas, en donde los esfuerzos verticales σ_x disminuyen rápidamente y su valor no incide substancialmente a medida que los planos se alejan del borde izquierdo, tomándose en cuenta solo las magnitudes horizontales σ_y en este espacio.

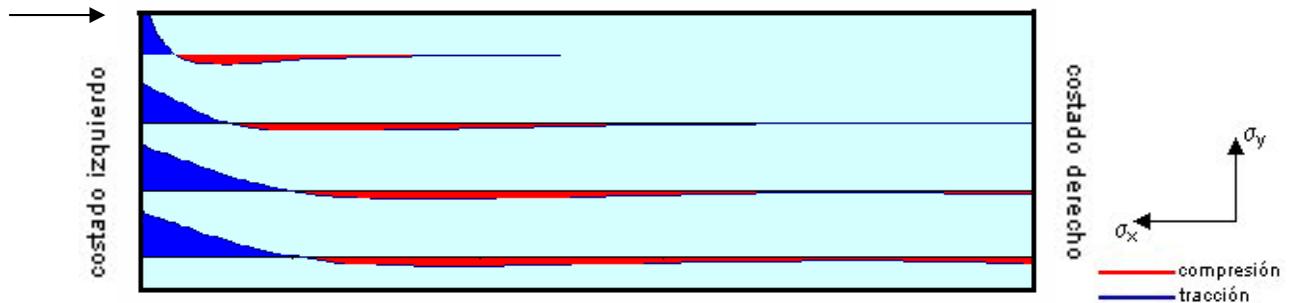


Fig. 5.7 Esfuerzos σ_y en algunos planos horizontales paralelos de un muro de dos por seis metros de área debido a la aplicación de una carga puntual. En color rojo se representan los esfuerzos de compresión, y en azul los de tracción.

Con toda la información obtenida de la subdivisión del muro en pequeñas barras, finalmente podemos llegar a los caminos de máximas tensiones que nos sirvan de pauta para diseñar los modelos puntal-tensor adecuados para un muro de estas dimensiones.

Este camino de máximas tensiones se construyó basándose en lo expuesto en el punto 2.8, en el cual se dan los principios para el diseño de regiones D. En este caso, los diagramas de esfuerzos más importantes de la pieza en estudio se tomarán en cuenta para poder trazar una trayectoria fidedigna que contenga las mayores magnitudes provocadas por la carga puntual, las que recorrerán el muro en líneas de tracción y compresión por separado.

Los caminos de carga estarán diferenciados en esfuerzos verticales y horizontales para una mayor claridad y también para seguir con el mismo sistema de análisis que se ha hecho al muro. Esto último es muy cómodo, ya que al tener por separado ambos tipos de esfuerzos actúan como parámetros ortogonales del camino de carga máximo verdadero. En todo caso se debe tener en cuenta que las magnitudes de los esfuerzos varían en los caminos máximos horizontales y verticales, ya que tal como se dijo en párrafos anteriores las tensiones verticales inciden fuertemente solo en las zonas cercanas a la carga aplicada, a diferencia de los esfuerzos horizontales que crecen o decrecen de manera más o menos homogénea de acuerdo al lugar en que se encuentren dentro del muro.

Al observar finalmente las trayectorias encontradas, podemos ver que la tracción baja al borde tal como se dedujo anteriormente, siguiendo una trayectoria casi recta bordeando el lado izquierdo del muro, donde es aplicada la carga. La compresión debida a los esfuerzos σ_y forma una especie de arco que comienza en la carga aplicada y cae sinusoidalmente a la base localizándose entre los tres y cuatro metros de longitud. La compresión σ_x , menos incidente en los esfuerzos finales, recorre al muro en un trayecto que comienza también en el punto de aplicación de la fuerza en una trayectoria cóncava que baja entre los cero y dos metros para luego seguir con una inflexión que precede a un arco, mucho mas abierto que en los esfuerzos σ_y y con magnitudes en descenso hasta desaparecer prácticamente al final del muro. Todo lo anterior se puede visualizar en la figura 5.8, en donde se representa con color azul la tracción σ_y , en color rojo la compresión σ_y y en color naranja la compresión σ_x . La tracción vertical no tiene mayor incidencia en las observaciones anteriores por lo cual no es incorporada.



Fig. 5.8 Trayectorias de los valores de tensión máxima en un muro de dos por seis metros. Compresión horizontal, tracción horizontal y tracción vertical.

Las trayectorias anteriores nos permitirán diseñar un modelo puntal-tensor que sea convincente a los valores de tensión dentro del muro de dos por seis metros. Este modelo puede diseñarse de manera distinta de acuerdo al criterio de cada ingeniero diseñador, pero siempre fundándose en una base analítica amplia como la expuesta a lo largo de este punto. En este caso, se pueden confrontar dos tipos de diseños, los cuales se diferencian uno del otro en la disposición de trayectorias, las que pueden simplificarse para facilitar los esquemas o bien seguir correctamente un camino de esfuerzos, como el de la figura 5.8.

En el primero modelo propuesto se plantea un diseño consistente en tres puntales y tres tensores, tal como se muestra en la figura 5.9. El ángulo de 20° correspondiente al puntal P1 refleja la trayectoria que siguen los esfuerzos horizontales (σ_y) y verticales (σ_x) hasta alcanzar 1 metro de profundidad desde la cúspide del muro, ya que ambos tipos de tensiones de compresión son importantes en este tramo. Luego

se asocia la trayectoria exclusivamente a los esfuerzos horizontales σ_x formándose el puntal P3, el cual llega a la base en un ángulo de 48° . En el caso de los tensores, por razones constructivas se disponen en ángulo recto desde el borde superior hasta la base, destacándose los tensores T1 y T3, contruidos por separado para permitir la aparición del tensor T2, que da equilibrio a los puntales P1 y P3 en el nodo C.

El puntal P2 y el tensor T2 se proyectan con la función de dar estabilidad al reticulado interno expuesto, Lo anterior se grafica en la figura 5.9, en donde los puntales se representan en rojo y los tensores en azul.

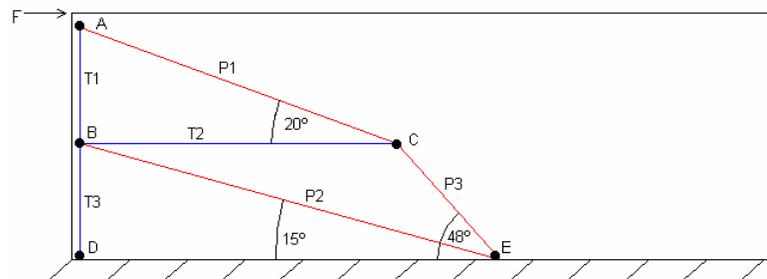


Fig. 5.9. Modelo puntal-tensor para un muro de dos por seis metros.

Respecto a los nodos del modelo, se puede deducir que el nodo E será el más solicitado, porque es en este punto en donde se concentra toda la fuerza de compresión que llega a la base del muro. El hecho que el nodo E sea un nodo tipo CCC, según lo expuesto en el punto 3.7 implica que la mayor condición de seguridad que debe tener esta zona es un buen confinamiento. Si obtenemos una convergencia plena de los puntales P2 y P3 sumado a la presión ejercida por la base no deberían existir problemas para el buen funcionamiento de este punto. En cuanto a la resistencia del nodo E, la tabla 3.2 nos indica que debiera ser de $0.85fc'$, si se dispone adecuadamente la resistencia en la base.

Cabe destacar que los nodos D y E son distintos a los nodos típicos expuestos el capítulo 3, en donde los puntos de unión de los elementos estaban claramente establecidos. Estos nodo contiguos a la base se tomarán como singulares, de acuerdo al punto 3.7, a pesar de que podrían tener características un poco atípicas. Los demás nodos tienen menores esfuerzos que soportar. El nodo C, de tipo CCT, se encuentra anclado de buena manera por el tensor T2, y al ser un nodo continuo necesita menor atención que el los puntos A y E, salvo por la longitud de anclaje que da correctamente el tensor T2. El nodo D se verifica fácilmente anclando la extensión del tensor T3 a la base. El nodo B, que une 3 tensores y un puntal podría nombrarse como un nodo "TTTC", y la longitud del tensor T2 da un anclaje suficiente para este caso. El nodo A es también importante, ya que es en éste punto donde comienza el flujo de tensiones y la

concentración de esfuerzos es altísima. Una buena coordinación de confinamiento y anclaje es necesaria en este caso, además de considerar que la fuerza F es teórica y en la práctica actuará de manera menos concentrada.

En cuanto a los puntales, se considerará que se comportan en forma prismática de acuerdo al punto 3.6. en este caso, el criterio de diseño debe atenderse a lo expuesto en la tabla 3.1, aconsejándose un criterio uniforme de $0.6f_c'$ para todos los puntales. El puntal P1 es el más solicitado de los tres, por lo que el diseño que se obtenga de él servirá para todos los puntales.

Los tensores no tienen mayores problemas ya que tal como se dijo anteriormente, debiendo verificar sus condiciones de anclaje y su resistencia a la tracción elástica una forma similar a la expuesta en códigos de diseño tradicionales, lo se asegura que actúen adecuadamente frente a la sollicitación dada. Los tensores T2 y T3 son los que reciben mayor carga, y se elegirá el tensor T2 como pauta para el diseño.

Alternativo al modelo anterior, se puede exponer el modelo puntal-tensor de la figura 5.10, el que se presenta como una versión simplificada del anterior, teniendo la desventaja de no seguir tan fielmente el camino de cargas. En este modelo, se puede observar claramente que los esfuerzos se concentran en el nodo C, y las fuerzas de tracción y compresión no tienen otro camino que seguir al puntal P1 y al tensor T1. Si bien es cierto que los caminos varían respecto a lo expuesto en la figura 5.10, la baja altura del muro puede permitir tal vez que el modelo funcione correctamente, pero su mayor desventaja es la ausencia de tensores que contengan la tracción horizontal, la cual baja directamente a la base y puede producir fallas no consideradas. En todo caso, si se disponen barras de soporte para el puntal P1 se puede reducir el riesgo de agrietamiento, puesto que los esfuerzos de corte que absorbe el puntal no se repartirán como un prisma, sino que se extenderán en forma de botella por lo que es importante encausar las tensiones para conservar el camino previsto.

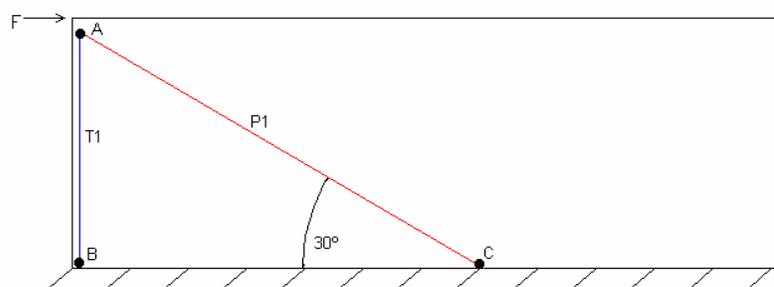


Fig. 5.10. modelo puntal-tensor simple para un muro de dos por seis metros.

5.4 Estudio de un muro de cuatro por seis metros.

El punto anterior presentó la forma de evaluar los diseños puntal-tensor dentro de un muro. Los flujos de tensiones existentes en un espécimen de cuatro por seis metros solicitado de manera idéntica pueden evolucionar de forma un poco distinta, lo que se analizará en los párrafos siguientes. En este muro se espera que su geometría produzca algunas variaciones de la distribución de esfuerzos y además se supone el área afectada por las fuerzas internas debiera crecer en extensión.

La subdivisión del muro en pequeños tramos se mantiene inalterable, por lo que los datos a analizar seguirán la metodología aplicada en este caso aumentarán al doble, lo que podría permitir una exactitud algo mayor en los diagramas y gráficos de esfuerzo individuales que inciden en la obtención final del camino de tensiones. En la figura 5.11 se observa la división del muro en estudio.

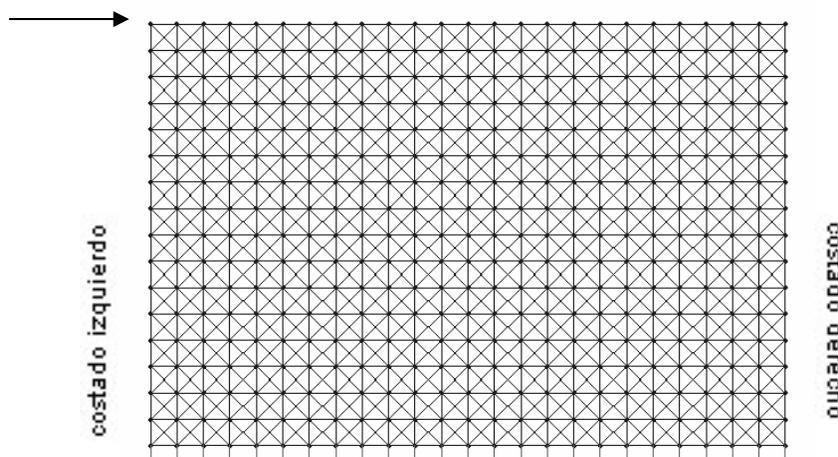


Fig. 5.11 Muro de cuatro por seis metros dividido en pequeñas áreas.

Al observar las tensiones que genera el análisis computacional utilizado, puede verse que al igual que en el muro anterior los esfuerzos se concentran en la zona de aplicación de la carga. En este caso, sin embargo, la compresión que sufre el muro se hace mas amplia, abarcando no solo su mitad izquierda, en donde se aplica la fuerza, sino que se extiende en profundidad hasta casi completar toda la región, produciéndose un aumento de esfuerzos de compresión en la base cerca de los seis metros de longitud. La compresión en la zona media del muro pareciera ser completamente diagonal, lo que podrá verificarse con el análisis gráfico posterior. La expansión que sufren los esfuerzos totales en el muro con respecto al caso del punto 5.3 nos indica que las fuerzas internas viajarán abarcando un área mayor para el traspaso de esfuerzos a la base. Los esfuerzos en tracción siguen el camino ya observado, bajando linealmente hasta la base por el costado izquierdo. El camino de tracciones dispuesto se caracteriza por tener mayores magnitudes verticales, a las que se suma tracción

diagonal cerca de la base. Dicha tracción diagonal también se presenta en menor escala en la zona central del muro, oponiéndose a la compresión diagonal que baja desde el vértice superior izquierdo y llega a la base en esquina derecha. La compresión horizontal se hace presente cerca de la zona de aplicación de la carga disminuyendo en el centro para luego transformarse en compresión vertical a medida que se acerca al vértice inferior derecho. En la esquina superior derecha y en la vecindad de su área no se observan tensiones participantes al igual que en el muro anterior. La figura 2.12 muestra lo expresado en este párrafo.

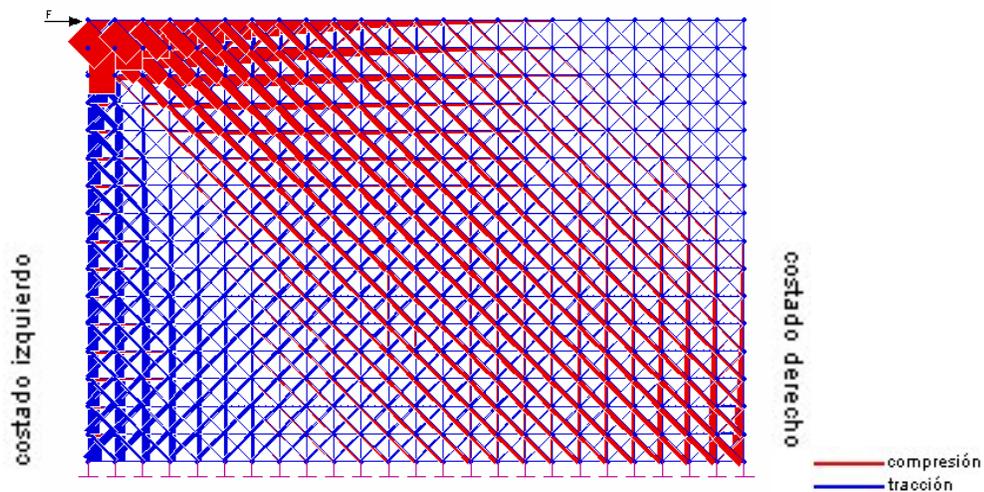


Fig. 5.12 Proporción de magnitudes de esfuerzos de tracción y compresión en un muro de 4 por 6 metros solicitado en un punto. Los esfuerzos de compresión se ven en bloques de color rojo y los de tracción en color azul. La malla de reticulado se esquematiza también en delgadas líneas azules .

Si observamos los gráficos de esfuerzo vertical, correspondientes a σ_x , veremos que al igual que en el punto 5.3 los esfuerzos de compresión son muy grandes en la zona de aplicación de la fuerza F. En general, al recorrer el muro de izquierda a derecha se observa que en su parte superior posee esfuerzos que disminuyen rápidamente, ya que en el costado superior izquierdo se produce la mayor concentración de compresión de todo el muro, contraponiéndose con lo que ocurre en el costado superior derecho, en el cual dichas tensiones no existen.

Al hablar de la tracción σ_x del muro, se llega a la conclusión que tiene magnitudes mucho menores que la compresión, manifestando su volumen máximo e incidiendo solo en el borde inferior izquierdo para decrecer rápidamente. A lo largo de todo el borde inferior se observan bajísimos esfuerzos σ_x , con tracción en la mitad izquierda y compresión en la mitad derecha, formando una suerte de espejo de tensiones que por su baja magnitud no tiene mayor trascendencia. En el lado derecho

del muro solo se observan esfuerzos de compresión menores en la base, los que se reducen a medida que se avanza en altura. Lo anterior se observa en la figura 5.13.

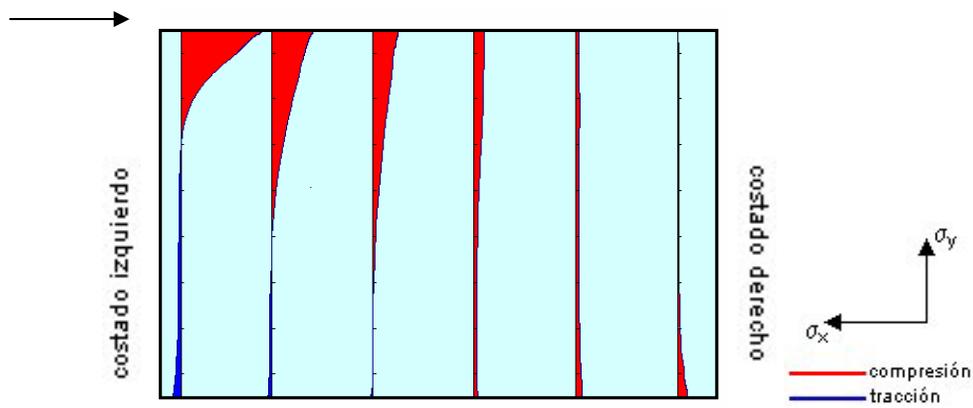


Fig. 5.13 Esfuerzos σ_x en algunos planos paralelos de un muro de cuatro por seis metros de área debido a la aplicación de una fuerza unitaria.

Analizando ahora los gráficos horizontales de esfuerzos σ_y se concluye que hay un predominio de la tracción en la parte izquierda del muro, con su valor mas alto en el vértice superior. Las magnitudes en tracción son muy fuertes en estos gráficos y su volumen se mantiene en rangos altos hasta llegar a la base, a pesar de decrecer un poco al disminuir la altura. Los esfuerzos de compresión comienzan tímidamente en la vecindad de la zona de aplicación de la carga, concentrándose en la parte mas alta entre los cero y dos metros de longitud, para luego avanzar hacia la derecha en extensión y magnitud, y alcanzar su valor máximo en el vértice inferior derecho, aunque con un área de influencia que abarca desde los dos a los seis metros. El alcance que tienen los esfuerzos varía haciéndose cada vez mas amplio hasta llegar a la base, con una compresión siempre menor pero mas extendida, la que va reduciendo su longitud de influencia y creciendo en magnitud al descender a planos mas bajos, por lo que se puede suponer que las fuerzas internas tienden a ser uniformes, aunque esto no pueda verificarse por completo. Las observaciones anteriores se pueden visualizar en la figura 5.14.

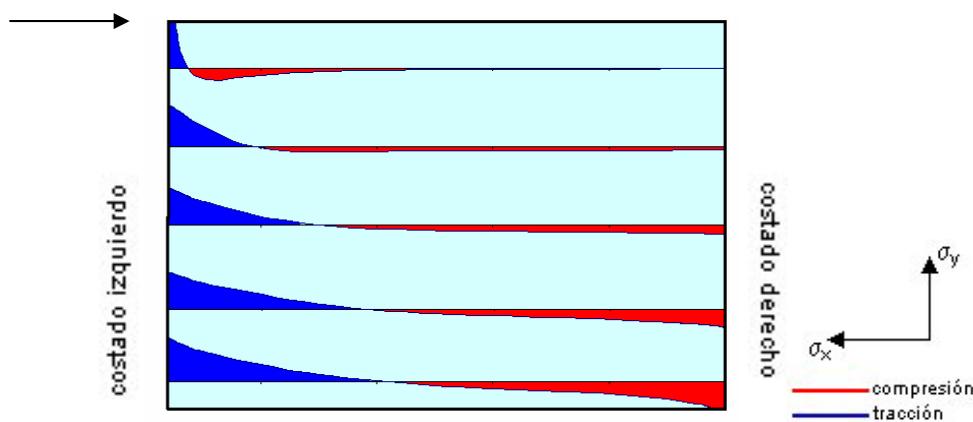


Fig. 5.14 Esfuerzos σ_y en algunos planos horizontales paralelos de un muro de cuatro por seis metros de área debido a la aplicación de una carga puntual.

Con la información obtenida se pueden calcular los centroides de las gráficas horizontales y verticales para poder trazar el camino de máximos esfuerzos. En el caso de este muro, se puede concluir que el trayecto mas importante será el de esfuerzos σ_y , tal como en el caso anterior debido a las diferencias de magnitud de esfuerzos que poseen los diagramas verticales. Si se analiza la tracción horizontal, se ve que su trayectoria baja casi directamente desde el punto de aplicación de la fuerza unitaria hasta la base, siempre bordeando el costado izquierdo del muro, separándose de él muy levemente. En la compresión producida por las graficas σ_y , el arco que se insinuaba en el muro de dos por seis metros ahora se consolida y toma su forma de manera indiscutible, siguiendo un trazado que comienza en el vértice superior izquierdo y culmina cerca de los cinco metros de longitud en la base del muro. La tracción vertical producida por las tensiones σ_x incide muy poco en el análisis global, apareciendo en la parte baja del muro en el costado donde se aplica la carga para desaparecer rápidamente en la base cerca de los tres metros de longitud, por lo que no es necesario considerarla en la construcción de los modelos puntal-tensor. La compresión vertical σ_x sigue una trayectoria curva desde el costado superior izquierdo bajando hasta cerca de los 4,9 metros de altura, en donde se cruza con la compresión horizontal para luego seguir un curso distinto, formando un arco extendido que baja hasta perderse en el lado derecho del muro, cerca de la base. En la figura 5.15 se esquematiza las trayectorias, en color rojo la compresión, en naranja la trayectoria de los σ_x en compresión, en azul la tracción horizontal σ_y y en azul marino la tracción vertical σ_x .

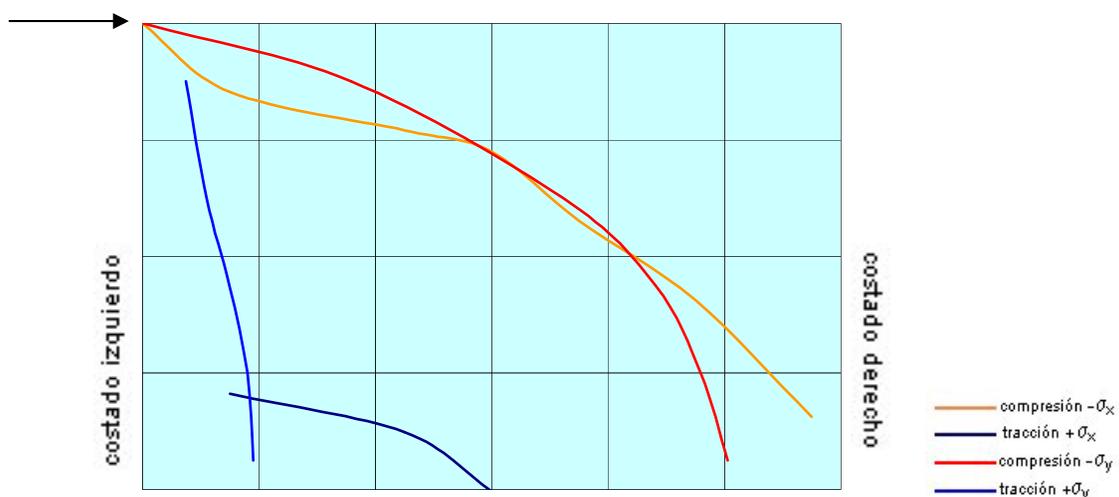


Fig. 5.15. Trayectorias de los valores de tensión máxima en un muro de cuatro por seis metros. Compresión horizontal, tracción horizontal y tracción vertical.

Ahora se puede diseñar un modelo puntal-tensor adecuado para este caso. Se podrá evaluar también si el modelo expuesto en el punto 5.3 tiene alguna similitud con el que se construirá para nuestro caso, o si se tomará en cuenta algún aspecto de él en

diseño que se presentará ahora. También se confrontará el modelo diseñado con otros obtenidos en [Vas.92].

Observando nuevamente el punto en donde se aplica la carga en la figura 5.15, se ve que las compresiones horizontal y vertical se separan pero luego juntan su trayectoria en un punto ubicado aproximadamente a 1.1 metros bajo la carga aplicada. Luego de eso la compresión sigue el camino de arco que dan los esfuerzos σ_y hasta la base. Se construye entonces un modelo puntal-tensor como el de la figura 5.16.

El modelo puntal-tensor estudiado consta de tres tensores T1, T2, y T3, y de tres puntales P1, P2, P3, tal como el diseño del muro de dos por seis metros. La incidencia de la magnitud en compresión cerca de la fuerza aplicada permite la construcción del puntal P1, que viaja desde el borde del muro hasta unirse en el nodo C en un ángulo de 19° respecto a la horizontal. El puntal P3 se une al puntal P1 en el nodo C y viaja hasta la base en un ángulo de 54° con respecto a la base. Los tensores T1 y T3 bajan desde la esquina superior izquierda, en donde está el nodo A. La separación de los tensores se debe a la construcción del tensor T2 que tiene como función sostener al nodo C. El puntal P2, al igual que el tensor T2 se dispone como elementos secundarios del enrejado, pero muy importantes para mantener la unión del reticulado interno expuesto en la figura 5.16

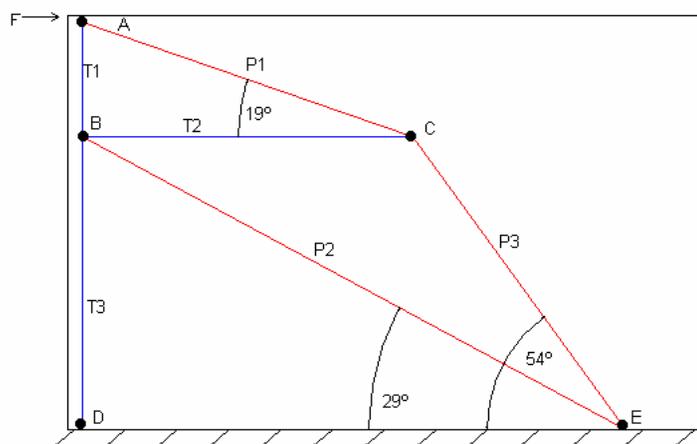


Fig. 5.16. Modelo puntal-tensor para un muro de cuatro por seis metros.

Los nodos más solicitados en el modelo son los nodos A y E. El primero debe soportar las fuerza externa aplicada y separa la tracción de la compresión en caminos distintos. Las grandes tensiones que recibe hacen que se deba tener especial atención al nodo A, pero con una buena disposición entre el anclaje del tensor T1 y un confinamiento que permita eficientemente el traspaso de la fuerza F a la estructura se asegura que funcione bien. El caso del nodo E es algo similar al del muro anterior, diferenciándose en el ángulo de llegada de los puntales P2 y P3 a la base, a una

distancia aproximada de 5.20 metros desde el vértice izquierdo. En este caso al ser un nodo CCC con variaciones debe ser tratado como un nodo singular al igual que el nodo A. Los valores de resistencia de diseño de las tablas 3.4 y 3.2 sirven también para considerar $0.85f_c'$ como valor de diseño para el nodo E. El nodo A que es de tipo CCT, se diseña de acuerdo a la tabla 3.4 con una resistencia de $0.75f_c'$. Los nodos B y C son menores pero también tienen importancia en el diseño. El nodo C está bien protegido con el anclaje que le da el tensor T2, y si se encuentra confinado por la armadura tradicional no presentará problemas. Para el nodo C la tabla 3.2 aconseja una resistencia de diseño de $0.65f_c'$. Para el nodo B de tipo "TTTC", una buena unión de anclaje entre los tensores es suficiente medida de seguridad, y sus valores de resistencia serán los tradicionales expuestos en cualquier código.

Los puntales del modelo tienen, como ya se dijo, una inclinación algo distinta en este caso. El puntal P1 resulta ser mas cargado que los otros, por lo que se tomará de pauta para el diseño de todos los demás. Para ello se puede tomar la receta de Marti de la tabla 3.1 con una resistencia efectiva $0.6f_c'$. También podríamos tomar otras fórmulas de esta tabla, pero la expuesta por Marti es para todo tipo de puntales, a diferencia de las otras nombradas en la tabla 3.1. Las consideraciones hechas respecto a la resistencia de los elementos bien pueden servir para diseñar los componentes del muro de dos por seis metros del punto 5.3, ya que los puntales, tensores y nodos tienen características equivalentes a las encontradas en este caso.

Entre las referencias bibliográficas se encuentra [Vas.92], y en este trabajo se analizó también un muro de cuatro por seis metros, del cual se plantearon dos modelos distintos al presentado en 5.16. Dichos modelos se muestran a continuación para discutir sus características y compararlas con el modelo de la figura 5.16. En la figura 5.17 se indican los modelos construidos en [Vas.92],

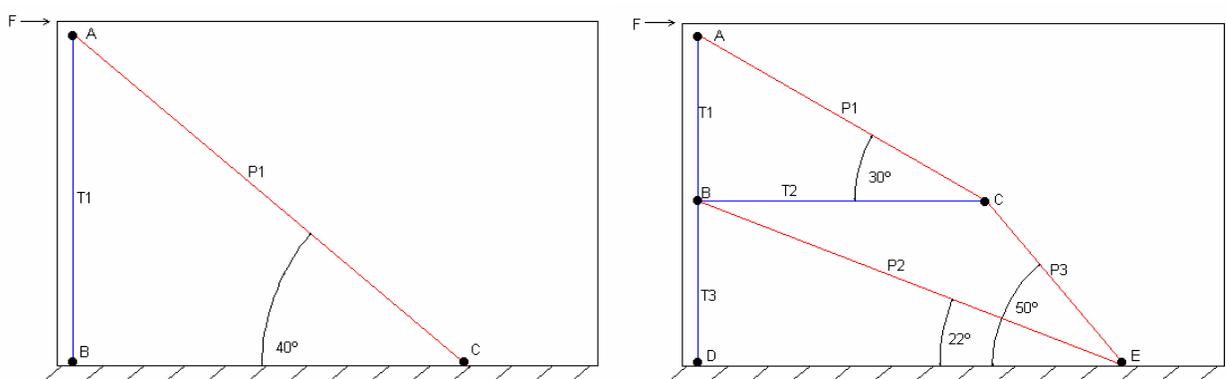


Fig. 5.17. Modelos puntal-tensor para un muro de cuatro por seis metros. [Vas.92]

Los modelos expuestos en [Vas.92] tienen ordenaciones distintas al modelo de la figura 5.16. La disposición de puntales y tensores es similar en 5.17b pero los ángulos

elegidos cambian levemente siendo mayores los del modelo de la figura 5.16. El modelo 5.17-a es totalmente distinto en forma y es de un estilo similar al expuesto en la figura 5.10 para un muro de dos por seis metros.

Las diferencias fundamentales entre el modelo de la figura 5.16 y el de 5.17b se concentran en el camino que deben seguir los esfuerzos dentro del muro, aunque las diferencias no son del todo extremas. Mas bien puede decirse que los modelos tienen similitudes importantes diferenciándose solo en algunos detalles.

Entre ambos modelos de la figura 5.17 se puede observar que la disyuntiva entre ambos consiste en la simplificación del modelo (a) versus el afinamiento hecho en el modelo (b). En ambos casos se privilegió la conveniencia geométrica en la construcción de los modelos. En el modelo (a) se plantea el caso mas simple en las trayectorias de modelos puntal-tensor, que es triangular los caminos con solo dos o tres elementos suponiendo que los esfuerzos viajan dentro del muro en forma recta. Algo parecido es lo que se plantea en la discusión del muro de dos por seis metros y en estos casos se determina que las trayectorias dentro de un muro son un poco mas complejas y no deben simplificarse de la manera como se hizo en la figura 5.10 y 5.17(a),

Respecto a la discusión entre los modelos de la figura 5.16 y 5.17b, la mayor diferencia radica en que el modelo 5.17b establece una subdivisión del muro en dos partes iguales, una inferior y otra superior con puntales T1 y T3 de igual longitud y se presentan en ambas zonas caminos distintos para los esfuerzos de compresión que llevan los puntales P1 y P3. En cambio, el modelo diseñado de la figura 5.16 trató de seguir de la forma más exacta posible la trayectoria de los esfuerzos de compresión sin simplificaciones y sin asociar el muro a arreglos geométricos, construyendo un modelo que sea aplicado eficientemente aunque con menos similitudes entre sus elementos internos.

En todo caso, a pesar de las aprensiones que se tenga de los modelos de la figura 17 no se puede asegurar que funcionen de manera incorrecta, solo se puede decir que el modelo diseñado y expuesto en la figura 5.16 representará de mejor forma los esfuerzos si en la práctica un muro sufriera una sollicitación como la imaginada en estos casos.

5.5 Estudio de un muro de seis por seis metros.

El caso de un muro de seis por seis metros puede ser valioso para entender la forma como viajan las tensiones dentro de los cuerpos estudiados. Este elemento tiene la particularidad de presentar una forma geométrica cuadrada, por lo que se podrá comenzar a analizar y discutir desde aquí los alcances del principio de Saint Venant expuesto en el punto 2.3.

Las presunciones que pueden hacerse para este muro no son excluyentes a las hechas en los prototipos anteriores. Las fuerzas internas deberán seguir caminos ya esbozados en los puntos 5.3 y 5.4, con una tracción fuerte en el costado izquierdo y con compresiones que en teoría completarían el arco que comenzó a formarse en los muros de dos y cuatro metros de alto. La compresión en la base del muro deberá ser mas fuerte, ya que la mayor esbeltez que posee el elemento en estudio hará que la presión en la esquina inferior derecha sea mayor y mas distribuida.

Las particiones hechas para el caso actual siguen siendo similares a las de los modelos anteriores. Los datos obtenidos para este efecto son un tercio mayores que para el muro de cuatro por seis metros, y se incrementarán cada vez que varíe la altura del elemento. En la figura 5.18 se observa el esquema de divisiones.

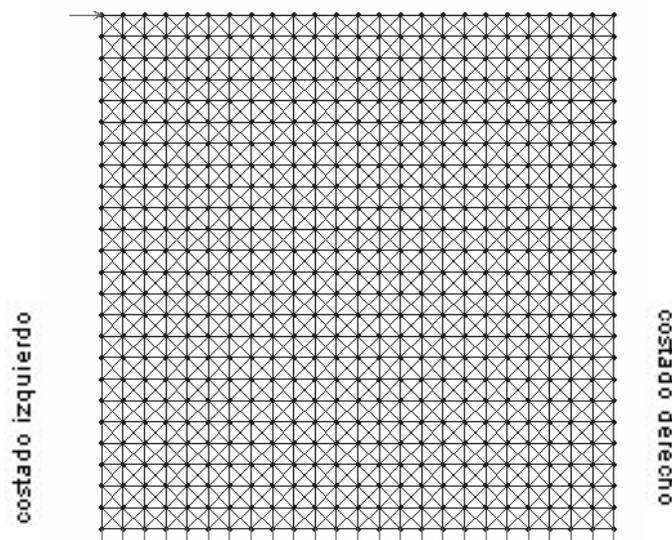


Fig. 5.18 Muro de seis por seis metros dividido en pequeñas barras.

Si observamos ahora los esfuerzos que arrojó como resultado el programa computacional utilizado, se deduce que las tensiones se distribuyen siguiendo las pautas de los casos 5.3 y 5.4, con una concentración grande de fuerzas en la zona donde se aplica la carga. Se corrobora que los esfuerzos de tracción consolidan su camino de descenso hasta la base creciendo en magnitud. La compresión parte desde la esquina izquierda muy concentrada, para expandirse diagonalmente por el centro y

finalmente llegar al borde inferior derecho con magnitudes altas, mayores que las expresadas en casos anteriores. La concentración de esfuerzos de compresión en la esquina inferior derecha de alguna manera comienza a equiparar el volumen de tracciones en el borde izquierdo, pero sin llegar todavía a valores similares. La base del muro se subdivide entonces en dos polos, uno traccionado y otro comprimido, separados en distancias casi iguales, con tracción diagonal y vertical en el costado izquierdo y compresión vertical y diagonal en el lado derecho. En la zona media se observa con mayor claridad la interacción que se genera entre la tracción diagonal y la compresión diagonal que genera las tensiones de corte en el muro, abarcando una zona de unos dos por dos metros en el centro del elemento, en donde existe un dominio de esfuerzos diagonales sin que las tensiones verticales y horizontales se manifiesten de manera clara. La tracción vertical que nace en el punto de aplicación de la fuerza F se hace cada vez mas notoria hasta llegar a la base, con la inclusión de esfuerzos de tracción horizontales cada vez mayores a medida que se disminuye en altura, a los cuales se suma la tracción diagonal que baja desde el centro del muro hasta concentrarse en el vértice inferior izquierdo. La compresión viaja también desde la fuerza F horizontal y diagonalmente, para luego interactuar en diagonal con la tracción en la zona media, llegando al borde derecho de la base convertida en compresión vertical y diagonal de magnitud elevada. Todo lo anterior se grafica en la figura 5.19.

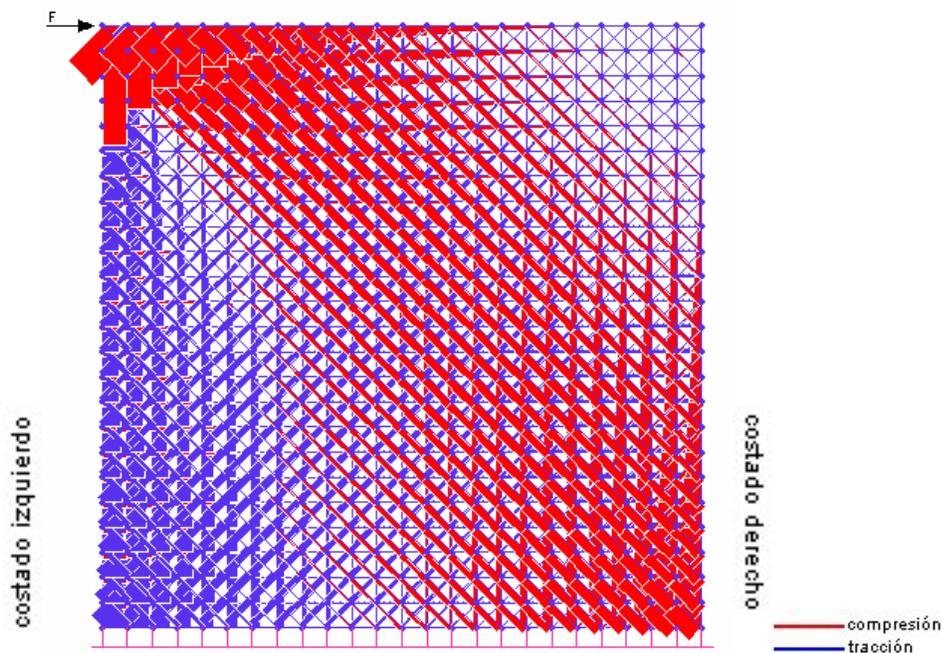


Fig. 5.19. Proporción de magnitudes de esfuerzos de tracción y compresión en un muro de 6 por 6 metros solicitado en un punto. Los esfuerzos de compresión se ven en bloques de color rojo y los de tracción en color azul. La malla de reticulado se esquematiza también en delgadas líneas azules .

Al analizar los esfuerzos por componentes, se establece que las tensiones σ_x tienen un comportamiento semejante al encontrado en el muro de cuatro por seis

metros, siendo la geometría del modelo la mayor diferencia. Las magnitudes encontradas en este caso se mantienen en rangos similares a los anteriores a medida que nos alejamos de la fuerza F por la derecha. Los esfuerzos de compresión de la parte alta del muro siguen la tendencia fuertemente descendente hasta desaparecer en el vértice superior derecho. La variación mas importante se encuentra en el leve aumento de la compresión en el fondo. Las tracciones que se presentan en la base del muro también sufren un leve aumento, aunque las magnitudes encontradas en este caso no alcanzan al 10% de los esfuerzos totales máximos, sin afectar a la estructura en comparación con las compresiones vistas en la zona mas solicitada. La compresión que existe en la parte baja, a pesar de aumentar, no es muy notoria, con valores muy parecidos a los máximos encontrados para tracción. La figura 5.20 muestra las gráficas que expresan lo anterior.

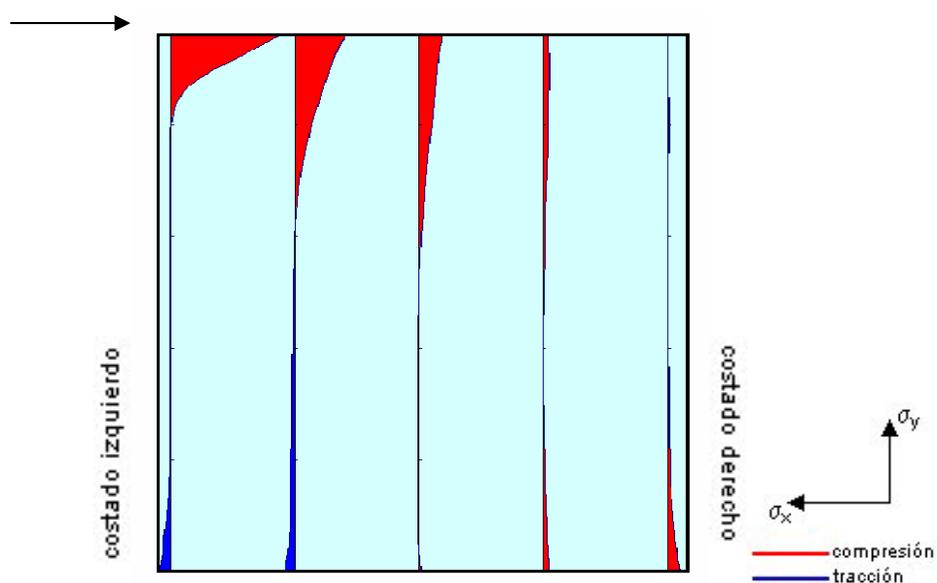


Fig. 5.20. Esfuerzos σ_x en algunos planos paralelos de un muro de seis por seis metros de área debido a la aplicación de una fuerza unitaria.

Al hablar ahora de los esfuerzos σ_y , se puede reafirmar lo expresado en párrafos anteriores, donde se expuso que los esfuerzos de tracción y compresión van tomando cada vez una forma más parecida a medida que el muro desciende en altura. Las magnitudes encontradas en este caso, sin embargo, tienen una variación distinta al las encontradas en el muro de cuatro por seis metros. En este caso los valores de la tracción cambian mas rápidamente a medida que se desciende en el muro hasta los tres metros. Desde aquí hacia abajo las magnitudes se mantienen en rangos mas constantes, aumentando paulatinamente para llegar a valores del orden de un 60% del esfuerzo encontrado en la zona de aplicación de la fuerza F . La compresión existente sigue el camino realizado por los muros anteriores, comenzando en la parte alta y descendiendo hacia la derecha en un crecimiento proporcional al aumento en tracción

que se observan en el flanco izquierdo de la base. Los valores presentes en la zona basal del elemento son prácticamente similares para tracción y para compresión.

La última afirmación del párrafo precedente es muy importante. Uno de los preceptos que se manifestaron en el capítulo 2 para la evaluación de zonas estructurales es la aplicación del principio de Saint Venant, el cual queda demostrado en este caso al equipararse las tensiones existentes en un muro. En todo caso, la aplicación del principio en los muros estudiados no se aplica de la forma tradicional expuesta en el punto 2.3. La existencia de presiones de corte dentro de los elementos indica que el principio debe asentarse en la equiparidad de magnitudes positivas y negativas y no en la homogeneidad de las fuerzas internas, como se presenta en las figuras 2.4 y 2.5.

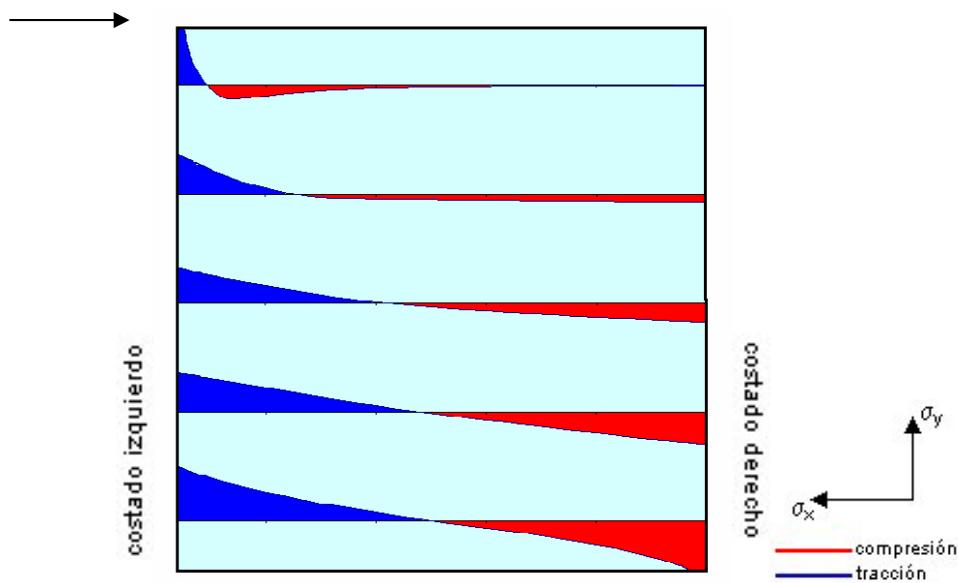


Fig. 5.21 Esfuerzos σ_y en algunos planos horizontales paralelos de un muro de seis por seis metros de área debido a la aplicación de una carga puntual.

Las gráficas de esfuerzo máximo nos permiten ahora encontrar las trayectorias críticas de compresión y tracción para desarrollar posteriormente el modelos puntal-tensor requeridos para este caso. Se concluye aquí que la tracción sigue viajando en descenso vertical tal como se esperaba. El recorrido que realiza la tracción σ_y sigue una trayectoria extendida hasta llegar a la base, alejándose levemente del lado izquierdo del elemento. La tracción σ_x viaja también desde la izquierda para perderse en el centro del muro. Los valores de compresión σ_y verifican la existencia del arco que se forma en el hormigón que nace en el punto de aplicación de la fuerza F hasta la base, en donde cae cerca de los 5.3 metros. Se revela que los esfuerzos de compresión horizontal y vertical se cruzan cerca de los 4.9 metros de altura, mas o menos a 3.20 metros desde el borde izquierdo. La compresión σ_x viaja con una trayectoria un poco

desordenada, comenzando a bajar levemente mientras avanza a la intersección con la compresión σ_y para luego tener un corto ascenso, que precede a una fuerte caída que llega cerca de los 5 metros, donde se cambia nuevamente el rumbo bajando hacia la izquierda, en una curva cerrada hasta llegar al fondo. La figura 5.22 nos muestra las trayectorias de esfuerzo máximo, representando $+\sigma_x$ en azul marino, $-\sigma_x$ en naranja, $+\sigma_y$ en azul y $-\sigma_y$ en rojo.

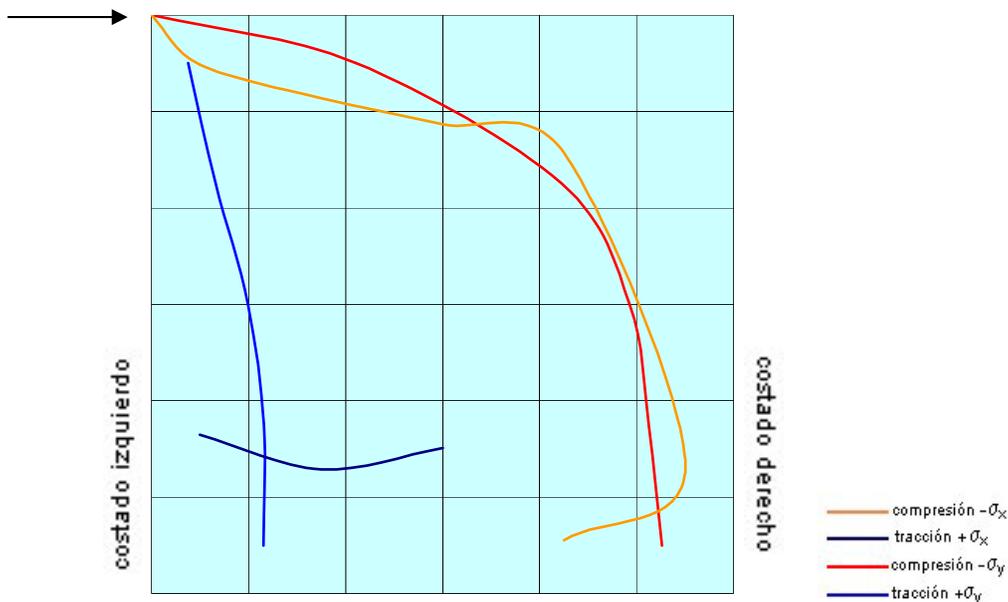


Fig. 5.22 Trayectorias de los valores de tensión máxima en un muro de cuatro por seis metros. Compresión horizontal, tracción horizontal y tracción vertical.

Se pueden hacer conjeturas muy variadas respecto al modelo puntal-tensor correcto para este caso. Si bien ya se ha dicho que modelos simples consistentes en solo un puntal y un tensor pueden parecer inadecuados, la geometría del elemento podría dar pie a pensar que un puntal de 45° y un tensor vertical serviría como solución si se optara por seguir la teoría tradicional para estos casos. En la figura 5.23 se plantea un modelo simple que representa los esfuerzos en el muro, aunque no es el preferido para distribuir los esfuerzos en puntales y tensores. En este caso se optó por 3 puntales y 3 tensores tendiente a conseguir un camino directo de descenso de los esfuerzos de compresión, sin perder la trayectoria original de arco que ellos presentan, obteniendo algo parecido a lo expuesto en los puntos 5.4 y 5.3. El puntal P1 presente en la parte alta del muro tiene una inclinación de 19° que se extiende desde el tope y baja 1.1 metros, en donde se junta con el puntal P3 y el tensor T2. El puntal P3 es de mayor longitud y llega directamente desde el nodo C a la base, en un ángulo de 68° que termina en el nodo E donde se junta con el puntal P2. Los tensores principales T1 y T3 trasladan la tensión al fondo del muro y se separan en el nodo B, en el cual convergen también el tensor T2 y el puntal P2, los cuales se disponen dentro del modelo para darle la estabilidad necesaria.

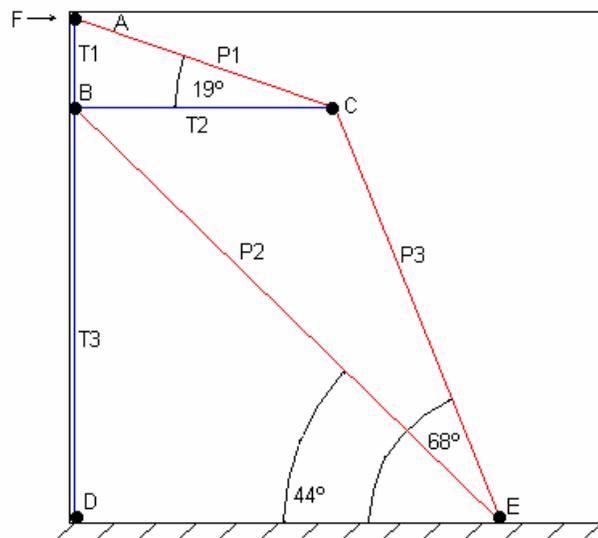


Fig. 5.23 Modelo puntal-tensor para un muro de seis por seis metros.

El modelo de la figura 5.23 tal vez sea un poco simple si se compara con las trayectorias de la figura 5.22. Por tanto se puede diseñar un modelo alternativo mas refinado, que tenga mayor exactitud y que siga fielmente los caminos encontrados. En la figura 5.24 se observa el modelo descrito, el que difiere de los anteriores por consistir de cinco puntales y cinco tensores. El nodo A de tipo CTT se conserva para la unión del tensor T1 y el puntal P1, el cual tiene un ángulo de inclinación idéntico al primer modelo estudiado para este muro. Al igual que el nodo A, el nodo G de tipo CCC es muy importante siendo el mas cargado de todos, y en él se asientan los puntales P4 y P5. El nodo E recibe los flujos provenientes de los puntales P3 y P2 para trasladarlos al puntal P5, y es anclado por la acción del tensor T4 por lo que no presenta mayores inconvenientes. El nodo D se une al nodo E mediante el tensor T4, y se podría nombrar como un nodo "TTTC", teniendo como función principal el traslado de la tracción desde el tensor T3 al T5 y la fijación al tensor T4 que sirve de anclaje para el nodo E. Los puntales P3 y P2 se disponen en la zona intermedia del modelo, con un ángulo de 55° de inclinación para el puntal P3. El nodo B se presenta igual que en los modelos anteriores, recibiendo la tensión del puntal T1 y trasladándola además de soportar la compresión del puntal P2.

Los valores de resistencia máxima para los nodos se obtienen de las tablas 3.2 y 3.4, en donde se sugiere para el nodo G una resistencia máxima de $0.85fc'$ (tabla 3.2), para el nodo A la tabla 3.4 plantea una resistencia de $0.75fc'$. Para los nodos C y E, formados por la unión de puntales cruzados por un solo tensor la tabla 3.2 sugiere una resistencia de $0.65fc'$. Los nodos b y D no presentan mayores complicaciones y se sugiere una resistencia de $0.60fc'$ de acuerdo a la tabla 3.4.

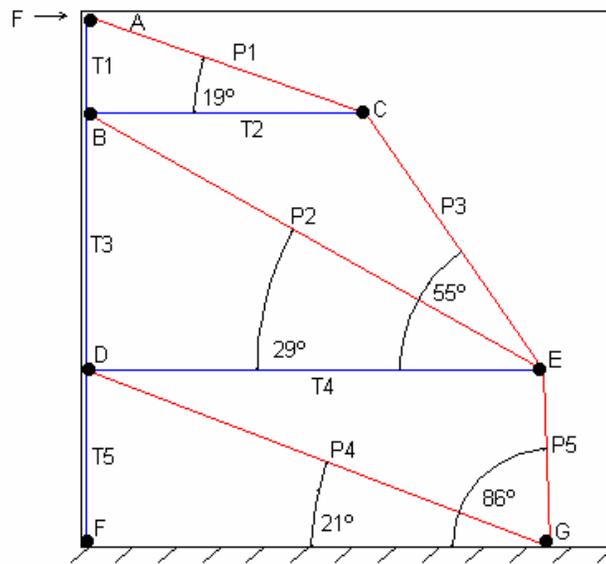


Fig. 5.24. Modelo puntal-tensor para un muro de seis por seis metros.

Los puntales existentes en este modelo siguen lo formulado en la tabla 3.1, calculando su resistencia de diseño máxima en $0.6fc'$. El puntal más solicitado resulta ser P1, aunque existen valores altos en el resto de los elementos de compresión. Los tensores siguen las reglas clásicas de diseño de cualquier código, teniendo como elemento más solicitado al tensor T5.

5.6 Estudio de un muro de ocho por seis metros.

Con el análisis de un muro de ocho por seis metros se comienzan a observar el efecto de la esbeltez en los esfuerzos internos del cuerpo. Para el caso de este muro se espera una prolongación de los esfuerzos de compresión que viajan dentro del arco, con valores mayores para las tensiones en la base del muro. Se verá también si las fuerzas internas siguen caminos distintos a los anteriores por tener una altura mayor que el ancho nominal existente. La figura 5.25 nos muestra el esquema dispuesto para el análisis de este elemento.

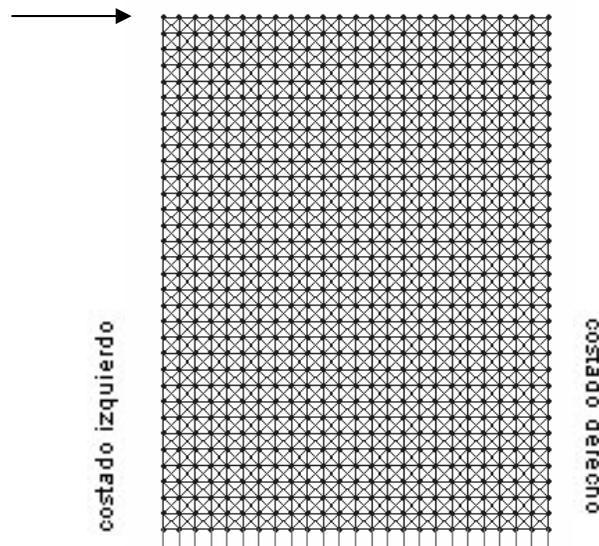


Fig. 5.25 Muro de ocho por seis metros dividido en pequeñas barras.

Las fuerzas internas presentes en el muro siguen la trayectoria establecida en los modelos anteriores. La tracción sigue su curso por el lado izquierdo verticalmente hasta la base, mientras que la compresión se manifiesta principalmente en diagonal hasta los 5 a 6 metros, en donde crece abarcando gran parte del costado derecho del muro. En la parte superior del elemento las tensiones se presentan de forma idéntica a los casos de muros de cuatro y seis metros de altura, formándose las mayores diferencias en la mitad inferior. El recorrido de los esfuerzos de tracción máximos se mantiene, aumentando en volumen a medida que se desciende por el costado izquierdo. La tracción diagonal afecta la zona media en contra de las fuerzas de compresión que circulan hacia el lado derecho, para posicionarse luego en la esquina inferior izquierda con magnitudes mayores junto a la tracción vertical. Los esfuerzos de compresión se posicionan desde su inicio en la parte alta del muro en forma horizontal y diagonal, para luego interactuar con la tracción en el centro de la estructura, aproximadamente a una altura de los cuatro a seis metros. Posteriormente la compresión sigue un camino que bordea el lado derecho con esfuerzos diagonales y verticales a los que se oponen fuerzas de tracción verticales y horizontales entre dos y cuatro metros de altura, para

finalizar con un dominio total y de gran magnitud en de compresiones en la esquina inferior derecha. Lo anterior puede observarse en la figura 5.26.

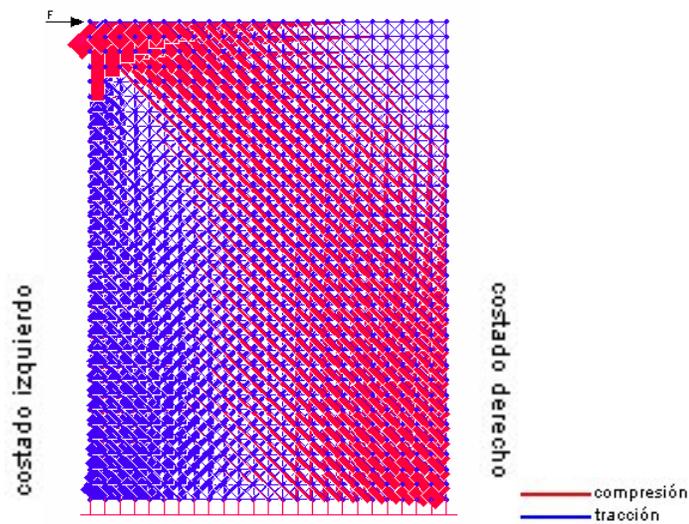


Fig. 5.26. Proporción de magnitudes de esfuerzos de tracción y compresión en un muro de 8 por 6 metros solicitado en un punto. Los esfuerzos de compresión se ven en bloques de color rojo y los de tracción en color azul. La malla de reticulado se esquematiza también en delgadas líneas azules .

Los esfuerzos σ_x , representados por gráficas verticales no presentan variaciones respecto a los casos precedentes, tal como se nombró en párrafos anteriores. La compresión de la parte alta sigue siendo predominante y con valores similares a los encontrados en otros muros, por lo que la mayor diferencia radica en el aumento paulatino de la compresión en la base, la que sube cerca de un 30% con respecto al muro de seis por seis metros, La tracción en la base también aumenta en porcentajes similares al aumento de la compresión respecto al modelo anterior, formando un estado casi equivalente de esfuerzos en las esquinas de la base.

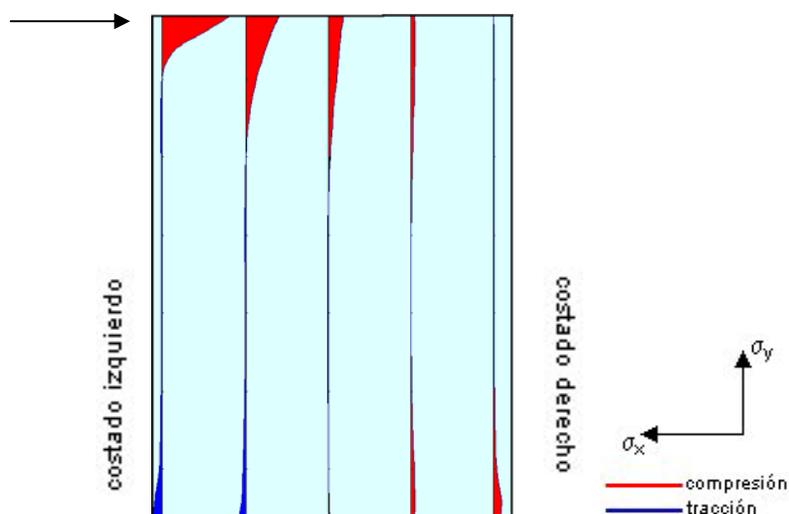


Fig. 5.27. Esfuerzos σ_x en algunos planos paralelos de un muro de ocho por seis metros de área debido a la aplicación de una fuerza unitaria.

Las tensiones σ_y expresadas en gráficos horizontales presentan un ordenamiento análogo al encontrado en modelos anteriores. La tracción comienza con gran intensidad y en un área pequeña en la cima del elemento y se va extendiendo en longitud a medida que el muro desciende en altura. La compresión nace con valores pequeños en la parte alta y se va recogiendo en extensión a medida que crece en magnitud hasta llegar a la base. Si comparamos lo anterior con el muro de seis por seis metros, podemos decir que las diferencias mas notorias radican en los volúmenes de esfuerzo de la parte inferior. La tracción existente en la base aumenta en un 30% respecto al modelo precedente, y al comparar los esfuerzos de ambos muros a distancias similares respecto a la fuerza F, los valores en compresión son mas bajos para el muro de ocho metros en un 13%. Para la compresión pasa algo parecido, ya que los valores encontrados en la parte baja del muro aumentaron poco mas de un 30% respecto al modelo de seis metros de altura, y si se compara la compresión a distancias iguales desde la fuerza F se establece que las magnitudes disminuyen en cerca de un 15%. Con esto podemos afirmar que los esfuerzos, a pesar de tener equidad en las gráficas desde los seis metros hacia abajo varían en la intensidad de los esfuerzos en cada muro, haciéndose cada vez mas extremas las diferencias de tensiones a medida que se desciende en altura respecto a la carga aplicada..

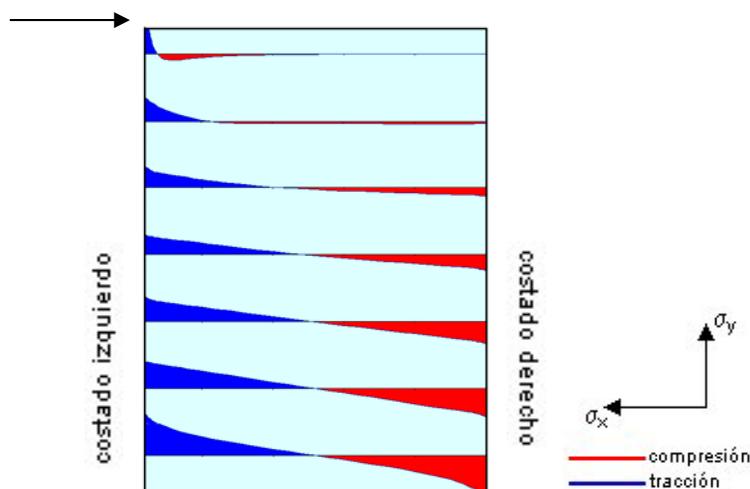


Fig. 5.28 Esfuerzos σ_y en algunos planos horizontales paralelos de un muro de ocho por seis metros de área debido a la aplicación de una carga puntal.

Los caminos de esfuerzos internos quedan entonces dispuestos según lo constatado en las gráficas de tensiones. La distribución encontrada sigue el patrón establecido en los puntos anteriores, con una tracción horizontal muy fuerte que baja por el costado izquierdo a la cual se le suman tracciones verticales que nacen cerca de los dos metros de altura y se extienden al centro del muro, pero sin mayor incidencia en el análisis final. La compresión horizontal baja en un arco se vuelve cada vez mas vertical a medida que se baja en altura, con magnitudes importantes en el costado derecho de la base del muro, contraponiéndose con los altos esfuerzos de tracción

existentes en el lado izquierdo. La compresión vertical sigue siendo menos importante salvo en la parte mas alta y a los 4.9 metros de altura se cruza con la compresión horizontal, siguiendo una camino de descenso en altura hasta los dos metros, donde cambia de dirección volcándose a la izquierda. La figura 5.29 representa de buena forma lo expuesto.

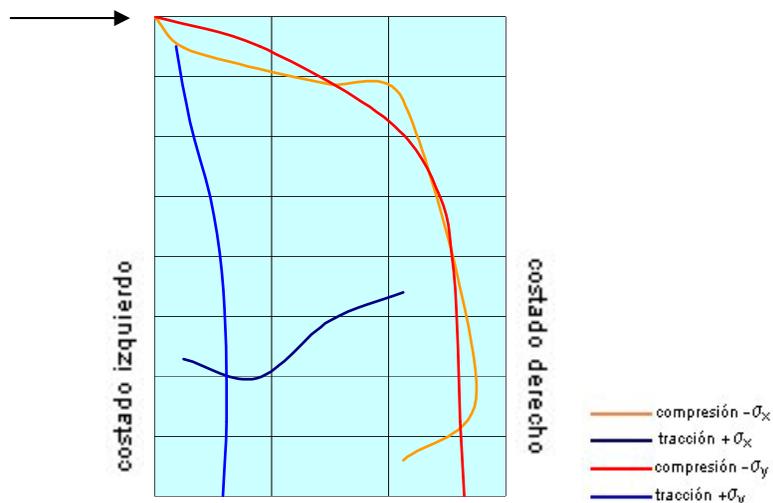


Fig. 5.29. Trayectorias de los valores de tensión máxima en un muro de ocho por seis metros. Compresión horizontal, tracción horizontal y tracción vertical.

El modelo puntal tensor elegido para este efecto tiene una distribución que asemeja en forma el modelo de la figura 5.24, con diferencias en la geometría de los elementos tendientes a obtener una concordancia del modelo con sus esfuerzos internos. Se tiene entonces un diseño de cinco puntales y cinco tensores, los cuales nacen en el nodo A de la figura 5.30 en donde se unen el tensor T1 y el puntal T1. El nodo G de tipo CCC es el mas cargado recibiendo solo esfuerzos de compresión de parte de los puntales P4 y P5 y de la base. El nodo A del tipo CCT, tiene mucha importancia, y su diseño se basa en la buena unión del puntal P1 y el tensor T1 para soportar la fuerza aplicada. El confinamiento de ambos nodos debe ser óptimo para producir el traslado de tensiones. Los nodos C y E tienen características similares y se fijan a los tensores T2 y T4 respectivamente obteniendo la estabilidad necesaria para su función de transferencia. Los nodos B y D trasladan la tracción a la base por los tensores T1, T3 y T5, cruzándose en el camino con los tensores T2 y T4 y los puntales P2 y P4, dispuestos para el equilibrio interno del reticulado imaginario. Se estima que el nodo G alcance una resistencia máxima de $0.85fc'$ según lo expuesto en la tabla 3.2. Para los nodos E y C la tabla 3.2 sugiere una resistencia de $0.65fc'$. El nodo A se diseña con una resistencia de diseño de $0.75fc'$. Los nodos B y D, de acuerdo a la tabla 3.4 se asumen con una resistencia de $0.60fc'$.

Los puntales del modelo presentan características similares a los encontrados en el muro de seis por seis metros, siendo el puntal P1 y P4 los mas cargados. El caso del

puntal P4 puede ser distinto, ya que el cálculo de fuerzas que se plantea para los reticulados se hace admitiendo que el sistema de barras actúa solo, lo que en la práctica solo se producirá al momento de la falla. De todas maneras, siempre será mas confiable diseñar respecto al valor mas alto encontrado en el diseño, aunque se trate de un puntal secundario como en este caso. Se sigue tomando en cuenta lo expuesto por Marti (tabla 3.1) por lo que la resistencia de los puntales se calcula de $0.6fc'$.

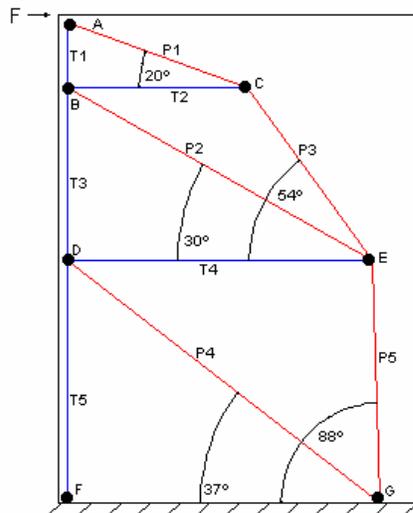


Fig. 5.30. Modelo puntal-tensor para un muro de ocho por seis metros.

En [Vas.92] se plantea un modelo puntal-tensor para un muro de ocho por seis metros solicitado de la misma forma que el caso en estudio. En este modelo se sigue el procedimiento de diseño de la figura 5.17, ya que a geometría del modelo tiende a separar el muro en dos partes iguales como se muestra en la figura 5.31. El modelo planteado por [Vas.92] no difiere de gran forma con el modelo expuesto en la figura 5.30, ya que la subdivisión del muro también se realiza a los cuatro metros de altura, teniendo como diferencia fundamental el tratamiento de los esfuerzos en la parte superior de la estructura, en donde el modelo de [Vas.92] presenta menos refinación al seguir los caminos de carga, puesto que se diseña solo con un puntal en la zona correspondiente al arco de esfuerzos de compresión. Nuevamente se sugiere que el modelo no es del todo erróneo, solo es meno exacto que el señalado en este punto.

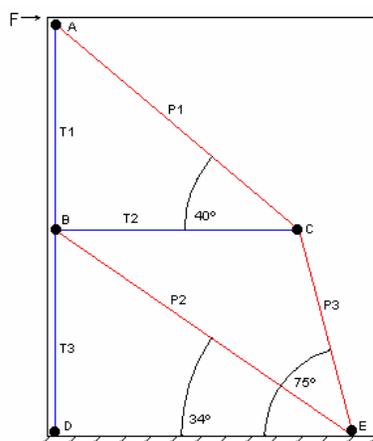


Fig. 5.31. Modelo puntal-tensor para un muro de ocho por seis metros. [Vas.92]

5.7 Estudio de un muro de diez por seis metros.

La discusión del camino de fuerzas internas dentro de un muro sin aperturas concluye con el análisis de una estructura de diez por seis metros de altura. Las pretensiones que se hacen al modelo se basan en comprobar las tendencias observadas en casos anteriores, por lo que se espera obtener un camino de esfuerzos que se asemeje y se conduzca de manera similar a los prototipos que se han tratado en este capítulo. La principal diferencia que puede encontrarse entre el ejemplar examinado y los precedentes será la esbeltez de la estructura, la que producirá un aumento de las tensiones en la parte baja del muro, con mayores magnitudes de esfuerzos a medida que se desciende en altura. La disposición de elementos que se asume en el análisis computacional se representa en la figura 5.32.

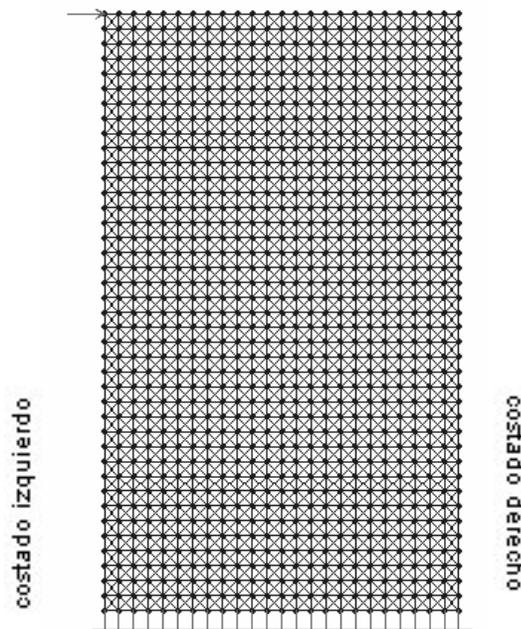


Fig. 5.32. Muro de diez por seis metros dividido en pequeñas barras.

Las tensiones que viajan dentro del muro desde la fuerza F hasta la base recorren el cuerpo tal como se predijo. La tracción baja al costado izquierdo aumentando cada vez más de valor a medida que se traslada dentro de la estructura. La compresión sigue su trayectoria de arco comenzando con fuertes esfuerzos horizontales entre los nueve y diez metros, para seguir con esfuerzos diagonales en la zona central del muro entre los seis y nueve metros. A la compresión en esta zona se opone la tracción diagonal que baja hacia el lado izquierdo para juntarse con la tracción vertical desde los seis metros hacia abajo formando grandes concentraciones de tensión en la base. Asimismo, la compresión sigue un camino opuesto al crecer en magnitud hacia el costado derecho equiparando los las tracciones producidas en la base. Lo anterior se puede observar en la figura 5.33.

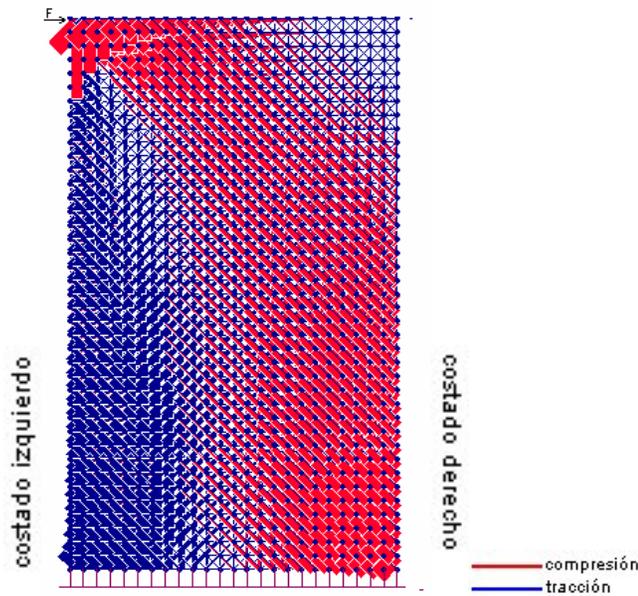


Fig. 5.33. Proporción de magnitudes de esfuerzos de tracción y compresión en un muro de 10 por 6 metros solicitado en un punto. Los esfuerzos de compresión se ven en bloques de color rojo y los de tracción en color azul. La malla de reticulado se esquematiza también en delgadas líneas azules .

Las tensiones σ_x que se obtienen en gráficas verticales no varían su forma, con valores importantes de compresión solo en la parte alta del muro, Los esfuerzos desaparecen en la esquina superior derecha, y tampoco se observan tensiones en el eje central de la base del muro, comprobando la equidad de magnitudes de los esfuerzos de tracción y compresión en esta zona. Los valores de compresión máxima en la parte baja del muro aumentan en un 20% respecto al muro de ocho por seis metros para tracción y también para compresión, pero no se comparan con el esfuerzo máximo de compresión de la parte alta, siendo mas de un 85% menores que los valores encontrados ahí.

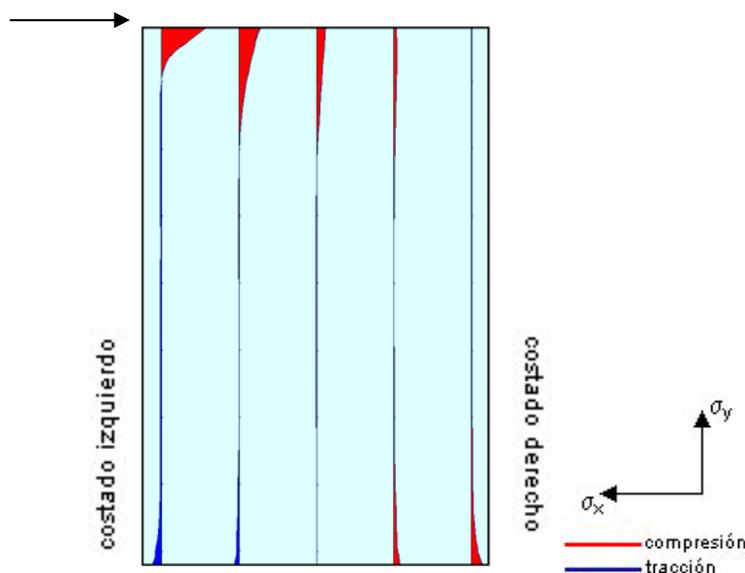


Fig. 5.34. Esfuerzos σ_x en algunos planos paralelos de un muro de diez por seis metros de área debido a la aplicación de una fuerza unitaria.

Las gráficas horizontales que corresponden a los esfuerzos σ_y del muro estudiado se presentan como se muestra en la figura 5.35. El equilibrio de tensiones en la parte baja del muro es evidente, manifestándose con claridad desde la base hasta los cinco metros. Los esfuerzos en la parte superior no tienen variaciones de magnitud con los muros anteriores, por lo que las similitudes no se reducen solo a la forma, sino también a los valores encontrados para flujo de tensiones internas. En la base del muro, la variación del volumen de tensiones es mayor que el muro de ocho por seis metros en un 8% aproximadamente. Y si se comparan los esfuerzos a una distancia similar de la fuerza F aplicada, las magnitudes de tracción y compresión son menores en un 10% respecto al muro anterior, por lo que se corrobora la tendencia de mayor variación del esfuerzo horizontal dentro de cada cuerpo a medida que se aumenta la altura de los elementos.

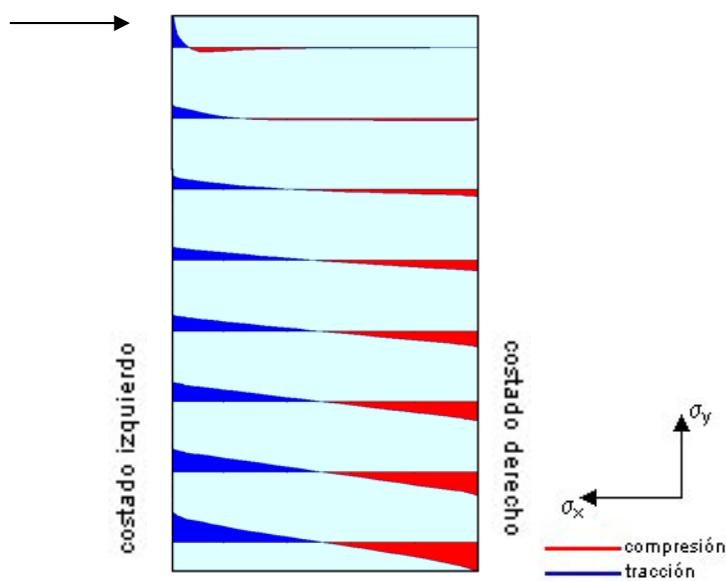


Fig. 5.35. Esfuerzos σ_y en algunos planos horizontales paralelos de un muro de diez por seis metros de área debido a la aplicación de una carga puntal.

La disposición de los mayores esfuerzos se presenta como una continuidad de lo ya visto en muros anteriores. La compresión σ_y comienza formando el arco antes descrito para juntarse con la compresión σ_x a una altura de 4.9 metros, valor repetitivo en cada uno de los modelos, salvo en el primer muro (dos por seis metros). Los esfuerzos σ_x no tienen mayor importancia desde ese momento, y la curva seguida por la compresión σ_y sigue su camino para equilibrarse en una trayectoria mas o menos recta por debajo de los cinco metros de altura. La tracción σ_y no sufre variaciones y continúa su curso directo desde la fuerza F hasta la base, con una trayectoria mas o menos uniforme. La tracción σ_x aparece mas clara, pero con valores todavía menores para ser considerados. La figura 5.36 muestra los caminos de tensión máxima.

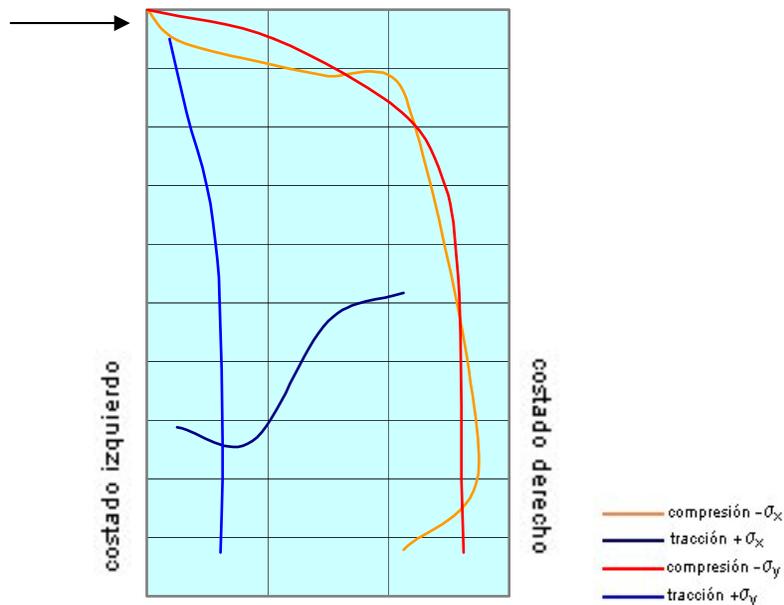


Fig. 5.36 Trayectorias de los valores de tensión máxima en un muro de diez por seis metros. Compresión horizontal y vertical, tracción horizontal y vertical.

El modelo puntal-tensor para el muro de diez por seis metros puede tener dos opciones. La primera es seguir el patrón expuesto en los modelos de seis y ocho metros de altura construyendo un modelo que contenga cinco puntales y cinco tensores, tal como se expone en la figura 5.37. En dicho modelo se presenta una concentración de elementos en la parte alta de la estructura tendientes a encausar de la mejor manera posible el arco de compresiones existente en esa zona. Dicha distribución es bastante lógica, ya que los esfuerzos de tracción y compresión bajo los cinco metros de altura se vuelven constantes. En este caso se opta por desarrollar el puntal P5 y el tensor T5 en la zona de esfuerzos uniformes, sin mayor detallado en esta zona agregando solo el puntal P4 para dar estabilidad al resto. La distribución de los elementos superiores se realiza de forma similar a los modelos anteriores, con pequeñas variaciones en los ángulos de los puntales P1 y P3 que no generan mayores cambios a la estructura.

El nodo G de la base sigue siendo el de mayor sollicitación junto con el nodo A. Los valores de resistencia en estos puntos se mantienen por lo tanto se tiene una magnitud de diseño de $0.85fc'$ para el nodo G y de $0.75fc'$ para el nodo A, de acuerdo a la tabla 3.2. Los nodos C y E, de carácter continuo o espaciado según lo expuesto en el punto 3.7 se mantienen con una resistencia de $0.65 fc'$. La tabla 3.4 se utiliza para evaluar los nodos B y D con una resistencia de $0.60fc'$.

Los puntales siguen lo que se nombra en la tabla 3.1 con $0.6fc'$. De éstos, el elemento mas cargado es el puntal P4, seguido por el P5, lo que corrobora que el nodo G debe tratarse con especial cuidado, De los elementos en tracción, el tensor T5 es lejos el mas sollicitado por lo que prevalece en el diseño del resto de ellos.

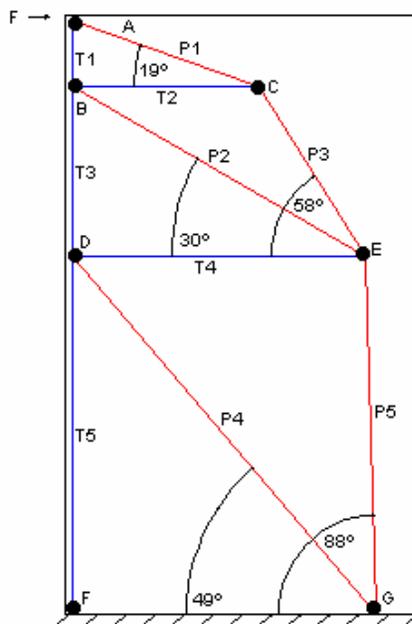


Fig. 5.37 Modelo puntal-tensor para un muro de diez por seis metros.

Un modelo alternativo al anterior se muestra en la figura 5.38. este modelo tiene un numero mayor de puntales y en su parte mas baja cambia el ángulo de caída de 88° a 90°, con lo que podría extenderse a elementos de mayor altura. También se podría variar el ángulo de 88° del puntal P5 para asimilarlo con el puntal P7 ya que ello daría mayor simpleza al modelo y evitaría cambios tan pequeños en la dirección de los elementos.

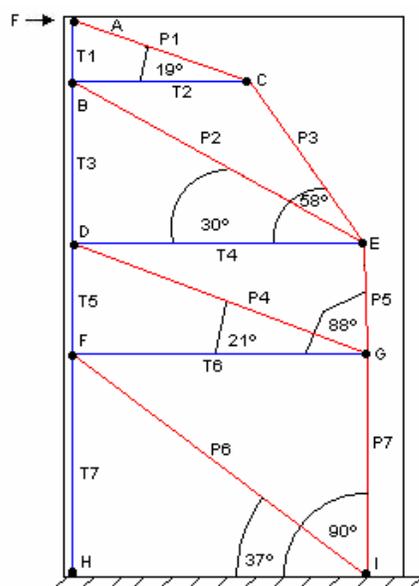


Fig. 5.38 Modelo puntal-tensor alternativo para un muro de diez por seis metros.

5.8 Evaluación conjunta del diseño puntal tensor para los muros analizados.

Luego de estudiar por separado cinco casos de muros solicitados de la misma manera por una carga puntual F se puede enfrentar ahora lo expuesto para hacer comparaciones entre ellos.

La observación mas importante encontrada en los prototipos estudiados se encuentra en la similitud de los caminos de esfuerzos máximos, los que solo sufren variaciones en las zonas donde aumentan su altura, siendo prácticamente idénticos en forma como se muestra en la figura 5.39.

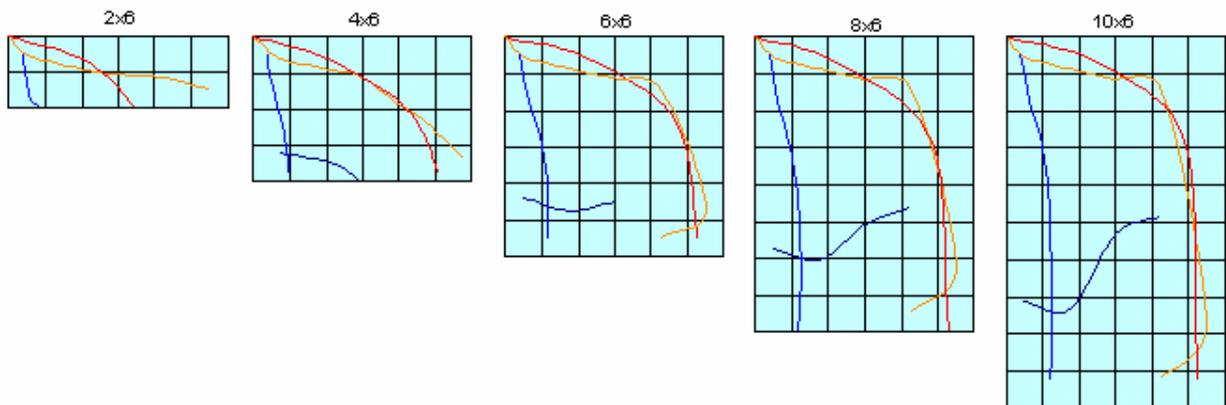


Fig 5.39 trayectorias de tensión máxima en muros de distinta altura solicitados de la misma forma por una carga externa.

La similitud mas importante se advierte en la compresión σ_y , la que recorre el interior de los muros de la misma manera en cada caso. La tracción σ_y también tiene una trayectoria similar y las mayores diferencias se presentan en la compresión σ_x y la tracción σ_x de los muros mas bajos, pero su incidencia no es lo suficientemente considerable para influir en el análisis global de todas las estructuras.

Aunque las magnitudes de esfuerzos van en aumento a medida que las dimensiones crecen, en el resultado general de los caminos de carga no se aprecia un cambio muy grande, por lo que perfectamente se podría crear un modelo puntal tensor estándar que sea independiente de la altura de los elementos estudiados. El análisis conjunto debiera nace en la parte alta de los muros y desde ahí crear los modelos adecuados con respecto a un solo patrón de diseño que abarque las dimensiones del muro comenzando el la construcción del modelo desde arriba para terminar en la base. Se tratarán de forma mas sencilla las tensiones encontradas a mayor extensión .

Un modelo puntal tensor unitario que se aplique a todos los casos tratados es el que muestra la figura 5.40. En él se presenta una disposición de elementos que puede representar a muros de distinta dimensión relacionándolos al ancho equivalente establecido. Esto se sustenta en que los caminos de carga tendrán un comportamiento idéntico respecto a la sollicitación dada, siempre y cuando los elementos sean posibles de ubicar en alguna estructura real.

Las similitudes obtenidas en los ángulos de inclinación de los puntales permiten que los modelos no sufran cambios importantes respecto al modelo unitario, por lo que no se considera verificar el modelo con mayor atención a la ya prestada en el análisis individual. La única incógnita presente es decidir si se opta por un modelo simple como el de la figura 5.40b o uno mas elaborado como el de la figura 5.40-a. cualquiera de los dos encausa los esfuerzos de compresión en la parte alta del muro. El tratamiento de ambos prototipos para la zona media y baja de las estructuras con mayor esbeltez deja planteada la incógnita de elegir entre un modelo con mas elementos y que descargue la compresión a la base con mayor equilibrio, versus un modelo directo que conduzca la carga hacia el fondo sin desvíos de flujos. La elección de uno u otro modelo se deja planteada para el lector, sin considerar ninguno de los dos modelos como inequívoco.

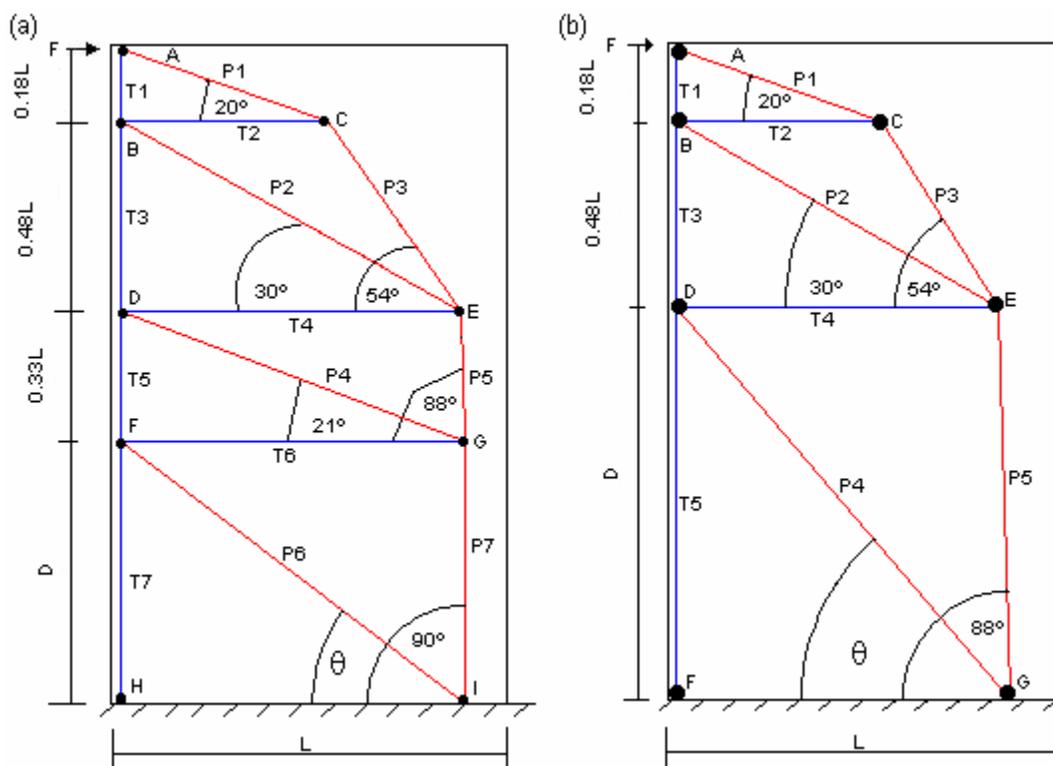


Fig. 5.40 Modelos puntal tensor estándar para muros con de distinta altura e igual base.

La generalización de los modelos anteriores a estructuras de una base distinta a los seis metros considerados para todos los caso presentes en este capítulo puede hacerse sin problemas manteniendo las proporciones de área que cubren las partes de cada modelo.

Al concluir este trabajo se puede afirmar que la teoría que sustenta el diseño de estructuras de Hormigón Armado mediante modelos puntal-tensor está claramente expuesta en las líneas precedentes, quedando planteado como un método alternativo importante y digno de considerar en el tratamiento de elementos estructurales de Hormigón Armado, principalmente aquellos que presentan determinadas características que los hacen mas complejos de diseñar.

La sustentación teórica que acredita la validez de este método de diseño nace con el planteamiento de la teoría de esfuerzo de corte clásica en vigas, de la cual deriva el modelo de armadura o de Mörsh. La evolución del método sigue generalizándose con posterioridad a otros elementos estructurales, como una prolongación de los modelos de armadura convertidos ahora en modelos puntal-tensor. Aspectos como la presencia de esfuerzos biaxiales de tracción y compresión en elementos sometido a flexión dan pié para ampliar la utilización del modelo puntal-tensor a cuerpos que sufran solicitaciones de otro tipo, dirigiendo los flujos de esfuerzos por medio de caminos de carga que representan eficazmente las zonas que muestran mayores tensiones internas.

La detallada descripción del método permite comprender adecuadamente el procedimiento a seguir para diseñar estructuras con modelos puntal-tensor. La reorientación de flujos de esfuerzos por medio de puntales, tensores y nodos permite aumentos de la capacidad resistente en los cuerpos ya que los todos los puntos de la estructura se diseñan con la exactitud requerida, sin sobredimensionar ni tampoco reducir la importancia requerida para cada uno de ellos.

Se advierte que una de las características mas notorias del diseño en Hormigón Armado con modelos puntal-tensor es la adaptabilidad que el método exhibe frente a distintas condiciones de carga. Asimismo, la disposición del mecanismo resistente interno que representa cada modelo se ajusta a la geometría presente en distintos tipos de estructuras, situándose de manera adecuada de acuerdo a la fisonomía propia de cada cuerpo.

Se verifica la validez del uso en conjunto de la teoría elástica para hallar los flujos de tensiones internas de un cuerpo, y el empleo de la teoría plástica en el diseño de la capacidad resistente de los elementos incluidos en modelos puntal-tensor. Estudios tendientes a unir ambas teorías en el tratamiento de estructuras deben seguir realizándose, y así se podrá tener herramientas mas eficaces para el cálculo estructural.

Se determina que el modelo puntal-tensor facilita la comprensión de la conducta de miembros de hormigón armado en estado elástico, y también ayuda a entender su comportamiento al ser sometidos a solicitaciones límites que pueden producir fallas en la estructura. La simpleza de los principios que sustentan el modelo hace que éste sea muy amigable en el diseño, con lo que es posible perfeccionar el tratamiento que se da a los elementos estructurales sometidos a distintos tipos de esfuerzos.

La utilización de programas computacionales en la obtención de las trayectorias que recorren los flujos de tensiones dentro de un elemento estructural facilita el planteamiento de modelos puntal-tensor para diseñar distintas estructuras. Esta era una de las principales limitante que sufría el método de diseño en sus inicios, pero dicha insolvencia desaparece con el avance de la tecnología y con los medios presentes hoy en día para evaluar los distintos estados de sollicitación que sufre un cuerpo, existiendo ahora muchas posibilidades de analizar los caminos de carga interna. La aparición de programas computacionales específicos para tratar el diseño de hormigón Armado con modelos puntal-tensor permitirá la masificación de éste método y ayudará a entender mejor el comportamiento de las estructuras.

Cabe destacar que los modelos puntal-tensor no son exactos, por lo que se debe conseguir una mezcla precisa entre rigurosidad y simpleza en la eficiencia del diseño. El método debe tratarse con una exactitud conveniente pero no total, la que dependerá del criterio del ingeniero calculista.

En la teoría que explica los modelos puntal-tensor se incluye el concepto de división de las estructuras en zonas de continuidad (zonas B) y de discontinuidad (zonas D). La hipótesis de Bernoulli se acepta en el diseño, pero se aplica solo en las áreas de uniformidad de esfuerzos. Las zonas complejas, en donde no hay un flujo llano de tensiones, se tratan con mayor cuidado para disponer de forma correcta los puntales y tensores que deban ceñirse al diseño. La división de la estructura en dichas regiones es de primordial importancia en la metodología que sustenta al método estudiado, ya que es la base en que se funda el estudio de la estructura y permite evaluar con la rigurosidad necesaria cada punto de ella.

La división de una estructura en zonas se realiza utilizando como referencia el principio de Saint Venant. Si bien este principio no es del todo exacto, aproxima adecuadamente las áreas analizadas y permite la correcta ubicación de las regiones de discontinuidad (regiones D), que son las de mayor importancia dentro de la estructura.

En el estudio de muros del capítulo cinco se comprobó la veracidad del principio de Saint Venant.

Los modelos puntal tensor dividen a la estructura en zonas, pero el comportamiento global de los cuerpos se mantiene. Debe existir una correspondencia entre las tensiones encontradas en las regiones de continuidad y aquellas existentes en zonas de perturbación de esfuerzos. Dichas tensiones se igualan en el límite que separa a las regiones B de las regiones D. En el lugar donde se produce la división actúan las reglas normales de la mecánica de materiales para transferencia de esfuerzos internos.

El procedimiento que se debe seguir para diseñar estructuras con modelos puntal-tensor básicamente se puede dividir en tres etapas: la primera consiste en la ubicación de las zonas estructurales, luego se sigue con el análisis de los flujos de carga internos y la ubicación de las zonas más solicitadas dentro de los elementos. Finalmente se plantean los modelos puntal-tensor tentativos para cada caso específico y se opta por el más adecuado de acuerdo al criterio del diseñador. La utilización del método del camino de cargas permite orientar los puntales y tensores en concordancia con los flujos máximos de tensiones. El uso de la energía de deformación puede ser una alternativa para elegir correctamente el modelo puntal-tensor requerido.

La resistencia de una estructura diseñada con modelos puntal-tensor debe cumplir lo establecido en el teorema de más bajo límite de plasticidad. Se plantea que el punto de colapso se evaluará con respecto al estado de menor magnitud de esfuerzos que presente un cuerpo sometido a condiciones de falla. Es decir, cuando todos los puntos de una estructura contengan una distribución balanceada de tensiones y alcancen el nivel límite de esfuerzos o se mantengan bajo este valor.

Con el estudio por separado de los elementos que conforman el modelo puntal-tensor: puntales, tensores y nodos; se puede tener una idea clara del comportamiento que presentan dentro de la estructura, las funciones que cumplen y las limitantes que tienen en el reticulado interno. Los ingenieros pueden decidir los niveles de esfuerzo efectivo que pueden alcanzar dichos elementos de acuerdo con valores como los expuestos en la recopilación hecha en las tablas 3.1, 3.2 y 3.4. Además, se puede tomar valores de resistencia de diseño generalizados para los elementos de hormigón, como los expuestos en la tabla 3.3.

Las aplicaciones que puede tener el diseño del Hormigón Armado con modelos puntal-tensor abarcan distintos tipos de elementos estructurales. Se obtienen buenos resultados de la comparación de la capacidad resistente de elementos diseñados con este método y otros analizados según códigos actuales. La diversidad de piezas que se pueden tratar con modelos puntal-tensor se extiende a elementos que sufren esfuerzos en dos y tres dimensiones.

Los caminos de tensiones presentes en un cuerpo pueden estudiarse por medio de un análisis computacional. Los valores de máxima tensión en un elemento pueden plantearse considerando los puntos de mayor sollicitación en cada parte de una estructura. Una evaluación de esfuerzos mediante coordenadas cartesianas permite obtener las diferencias de magnitud de tensiones dentro de algún elemento estructural. Los caminos que conducen la máxima tensión en cada plano sirven para construir modelos puntal-tensor fidedignos para los casos analizados.

Analizar muros de distintas dimensiones solicitados de igual forma por una carga unitaria ubicada en el borde superior de los elementos permite concluir que los caminos de tensiones presentes en este tipo de estructuras contienen un patrón común en la dirección que toman las cargas dentro de ellas. Los elementos estudiados presentaron caminos de esfuerzos con ubicaciones similares, diferenciándose solo en las zonas en que se presentaba la diferencia de altura entre ellos. La similitud entre los flujos máximos de esfuerzos permitió diseñar modelos puntal tensor muy parecidos para cada uno de ellos. El diseño pudo realizarse siguiendo fielmente los caminos de carga y pudo establecer similitudes entre ellos, planteándose una generalización de los modelos asociados a este tipo de estructuras cuando son sometidas a una misma sollicitación externa. Lo anterior se presenta como un aporte a los estudios que se realizan con esta metodología de diseño y se espera discusiones posteriores sobre ello. Se insiste en la necesidad de realizar nuevas investigaciones tendientes a ahondar el estudio de los esfuerzos internos y el planteamiento de modelos puntal-tensor a muros de corte con otras características de geometría o forma.

Si bien el desarrollo de los modelos puntal-tensor se ha realizado principalmente por medio de investigaciones de algunos autores citados en este documento, el avance que el método ha experimentado en el último tiempo permite que actualmente algunos códigos de diseño decidieran incorporar dentro de sus reglas la participación de la teoría que sustenta el modelo puntal-tensor como un método válido y oficial de cálculo, reglamentando en cada caso las especificaciones que los comités de evaluación de los

códigos de diseño estructural han considerado para ser expuestas en los manuales de cálculo de los últimos años.

El código ACI 318-99 había planteado algunas nociones de modelos puntal-tensor en el cálculo de elementos de corte, pero el avance mas importante se ha dado en el código ACI 318-02, el cual incluye un anexo (el apéndice A) en donde se refleja el desarrollo de las investigaciones realizadas del método puntal-tensor para mejorar el diseño de elementos de hormigón armado. Ello se suma a la inclusión del modelo en otros códigos como el código CEP-FIP 1990, el código canadiense CSA y la AASHTO, además de las recomendaciones FIP de 1999, con lo que podemos concluir que los elementos estructurales diseñados con modelos puntal-tensor tienen la base necesaria para ser utilizados en la práctica por los ingenieros calculistas. La incorporación del modelo puntal-tensor en el código ACI 318-02 por medio del apéndice A es un gran avance, y permite que los conceptos de diseño del hormigón armado sean mas sólidos y confiables de ahora en adelante.

Esta Tesis es la primera de tres trabajos que se realizan con el fin de plantear y expresar los avances que pueden obtenerse en el diseño de elementos de hormigón Armado con modelos puntal-tensor. Un segundo trabajo dedicado al diseño práctico de muros y una tercera investigación abocada al estudio de vigas se presentarán en el futuro como tesis de grado de otros alumnos de Ingeniería Civil en Obras Civiles durante el año 2004.

Finalmente, con lo anterior se establece la importancia que tiene para los Ingenieros Civiles conocer nuevos métodos de diseño como el expuesto en esta tesis para el desarrollo y mejoramiento futuro del cálculo estructural de elementos de hormigón armado.

Miguel Angel Azócar Aedo.

- [Ade.90] Adebar P., Kuchma D., Collins M. "Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study". ACI Structural Journal, V.87 Title no. 87-S10, January-February 1990, pp. 81-92.
- [Ade.93] Adebar P., Zhou Z. "Bearing Strength of Compressive Struts Confined by Plain Concrete". ACI Structural Journal, V.90 Title no. 90-S55, September-October 1993, pp. 534-541.
- [Ade.96] Adebar P., Zhou Z. "Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models". ACI Structural Journal, V.93 Title no. 93-S41, July-August 1996, pp. 437-447.
- [Ale.92] Alexander S., Simmonds H. "Test of Column-Flat Plate Connections". ACI Structural Journal, V.89 Title no. 89-S46, September-October 1992, pp. 495-502.
- [Ali.00] Ali M., White R. "Formulation of Optimal Strut-and-Tie Models in Design of Reinforced Concrete Structures". ACI International Special Publication, V.193 Title SP193-58, September 2000, pp. 979-998.
- [And.89] Anderson N., Ramirez J. "Detailing of Stirrup Reinforcement". ACI Structural Journal, V.86 Title no. 86-S47, September-October 1989, pp. 507-515.
- [Bee.93] Beer P. Ferdinand, Johnston E. Russel,. "Mecánica de Materiales". McGraw-Hill Interamericana 1993, pp. 88-91, 568-580.
- [Bin.93] Bin Siao Wen. "Strut-and-Tie Model for Shear Behavior in Deep Beams and Pile Caps Failing in Diagonal Splitting". ACI Structural Journal, V.90 Title no. 90-S38, July-August 1993, pp. 356-363.
- [Col.86] Collins M., Mitchell D. "A rational Approach to Shear Design-The 1984 Canadian Code Provisions". ACI Journal, V.83 Title no. 83-80, November-December 1986, pp. 925-933.
- [Coo.88] Cook W., Mitchell D. "Studies of Disturbed Regions Near Discontinuities in Reinforced Concrete Members". ACI Structural Journal, V.85 Title no. 85-S23, March-April 1988, pp. 206-216.
- [Ell.93] Ellis R., MacGregor J. "Test on Arch-Shaped Ice-Resisting Walls for Offshore Structures". ACI Structural Journal, V.90 Title no. 90-S6, January-February 1993, pp. 42-51.
- [Fos.96] Foster S., Gilbert R. "The Design of Nonflexural Members with Normal and High-Strength Concretes". ACI Structural Journal, V.93 Title no. 93-S1, January-February 1996, pp. 3-10.
- [Hag.83] Hagberg T. "Design of Concrete Brackets: On the Application of the Truss Analogy". ACI Journal, V.80 Title no. 80-1, January-February 1983, pp. 3-12.
- [Hid.97] Hidalgo O. Pedro, Riddell C. Rafael. "Diseño Estructural". Ediciones Universidad Católica de Chile 1997, pp. 54-62, 321-328.
- [Hon.00] Hong S. "Strut-and-Tie Models and Failure Mechanisms for Bar Development in Tension-Tension-Compression Nodal Zone". ACI Structural Journal, V.97 Title no. 97-S13, January-February 2000.
- [Hsu.88] Hsu Thomas. "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion". ACI Structural Journal, V.85 Title no. 85-S56, November-December 1988, pp. 624-635.

- [Hua.98] Huang F., Lee I., Mo Y. "Designing Pier Caps with Strut-and-Tie Models". *Concrete International*, V.20, January 1998, pp. 43-47.
- [Hwa.99] Hwang S., Lee H. "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance". *ACI Structural Journal*, V.96 Title no. 96-S93, September-October 1999, pp. 846-857.
- [Hwa.00-1] Hwang S., Lee H. "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance". *ACI Structural Journal*, V.97 Title no. 97-S4, January-February 2000, pp. 35-44.
- [Hwa.00-2] Hwang S., Lu W., Lee H. "Shear Strength Prediction for Deep Beams". *ACI Structural Journal*, V.97 Title no. 97-S40, May-June 2000.
- [Hwa.00-3] Hwang S., Lu W., Lee H. "Shear Strength Prediction for Reinforced Concrete Corbels". *ACI Structural Journal*, V.97 Title no. 97-S57, July-August 2000.
- [Mon.87] Jiménez Montoya, García Meseger A., Morán Cabré F. "Hormigón Armado", Vol. 1. Editorial Gustavo Gili 1987, pp. 381-422.
- [Joh.89] Johnson M., Ramirez J. "Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete". *ACI Structural Journal*, V.86 Title no. 86-S33, July-August 1989, pp. 376-382.
- [Kes.00] Kesner K., Poston R., "Evaluation and Strengthening of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models". *Concrete International*, V.22, November 2000, pp. 48-54.
- [Lia.00] Liang Q., Xie Y., Steven G. "Topology Optimization of Strut-and-Tie Models in Reinforced Concrete Structures Using an Evolutionary Procedure". *ACI Structural Journal*, V.97 Title no. 97-S36, March-April 2000.
- [Mar.85-1] Marti P. "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design". *ACI Journal*, V.82 Title no. 82-4, January-February 1985, pp. 46-56.
- [Mar.99] Marti P. "How to Treat the Shear in Structural Concrete". *ACI Structural Journal*, V.96 Title no. 96-S45, May-June 1999, pp. 408-414.
- [Mar.85-2] Marti P. "Truss Model in Detailing". *Concrete International*, Vol 7, December 1985, pp. 66-73.
- [Max.00] Maxwell B., Breen J. "Experimental Evaluation of Strut-and-Tie Model Applied to Deep Beam with Opening". *ACI Structural Journal*, V.97 Title no. 97-S16, January-February 2000.
- [Moo.00] Mook Y. "Nonlinear Strut-Tie Model Approach for Structural Concrete". *ACI Structural Journal*, V.97 Title no. 97-S61, July-August 2000, pp. 581-590.
- [Moo.96] Mook Y., Ramirez J. "Strength of Strut and Nodes in Strut-Tie Model". *Journal of Structural Engineering*, January 1996, pp. 20-29.
- [Mör.52] Mörsh E. "Teoría y Práctica del hormigón Armado", Tomo 2. Editorial Gustavo Gili 1952, pp. 1-78.

- [Nil.94] Nilson Arthur H., Winter George. "Diseño de Estructuras de Hormigón Armado". McGraw-Hill Interamericana 1994, pp. 100-150.
- [Par.96] Park R., Paulay T. "Estructuras de Concreto Reforzado". Ediciones Limusa Noriega 1996, pp. 279-325.
- [Rei.02] Reineck Karl-Heinz. "Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. ACI International Special Publication, V.208 Title SP-208, October 2002, pp 7-40.
- [Pau.78] Paulay T., Park R., Priestley J. "Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions". ACI Journal, V.75 Title no. 75-60, November 1978, pp. 585-593.
- [Rog.86] Rogowsky D., MacGregor J. "Design of Reinforced Concrete Deep Beams". Concrete International, Vol. 8, August 1986, pp 49-58.
- [Sam.98] Samur H. Irving A. "Diseño de Estructuras de Hormigón Armado según el Método Puntal Tirante", Vol. 1, Memoria de título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción 1998, pp.1-140.
- [Sch.87] Schlaich J., Schäfer K., Jennewein M. "Toward a Consistent Design of Structural Concrete". PCI Journal Special Report, Vol. 32, N° 3, May-June 1987, pp. 75-147.
- [Sin.97] Singh P., Chaturveri H. "Join Reinforcement Strut-and-Tie Model". Concrete International, V.19, August 1997, pp. 74-78.
- [Sol.87] Solanki H., Sabnis M. "Reinforced Concrete Corbels - Simplified". ACI Structural Journal, V.84 Title no. 84-S45, September-October 1987, pp. 428-432.
- [Vas.92] Vásquez H. Efraín. "Diseño del Hormigón Armado a través de los Modelos Puntal Tirante", Memoria de Título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile 1992, pp. 1-145.
- [Vec.89] Vecchio F. "Nonlinear Finite Element Analisis of Reinforced Concrete Membranes". ACI Structural Journal, V.86 Title no. 86-S4, January-February 1989, pp. 26-35.
- [Vec.86] Vecchio F., Collins P. "The modified Compresion-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear". ACI Journal, V.83 Title no. 83-22, March-April 1986, pp. 219-231.
- [Xia.96] Xiao Y., Priestley N., Seible F. "Seismic Assessment and Retrofit of Bridge Column Footing". ACI Structural Journal, V.93, Title no. 93-S9, January-February 1996, pp. 79-93.
- [Yañ.89] Yañez F., Park R., Paulay T. "Strut and Tie Models for Reinforced Concrete Design and Analysis". Department of Civil Engineering's Publication, University of Canterbury 1989, pp. 43-55.

SINOPSIS

Este documento expone la decisión tomada por el comité ACI 318 de introducir modelos puntal-tensor dentro del código ACI del año 2002, mediante el apéndice A de dicho escrito. Las secciones del documento siguiente revisan los estatutos del código concernientes a la trayectoria de los modelos puntal tensor para el diseño. El formato y valores de la resistencia a compresión efectiva de los puntales se presentan también en el documento. El primer paso fue derivar la resistencia a compresión efectiva del área transversal y resistencia usada en el apéndice A, tal como es tratada en otros códigos para hormigones de igual resistencia y mismos factores de carga. La selección final de los valores de diseño de resistencia efectiva en compresión considera resultados de ensayos, valores sacados de la literatura, valores de otros códigos y resistencias de diseño obtenidas del código ACI para situaciones similares. Una derivación similar de la compresión efectiva de zonas nodales en distintos códigos provoca dificultades. El diseño de tensores es también descrito en este documento y los requerimientos para refuerzo nominal se nombran en el apéndice A de ACI 318-02. El refuerzo nominal se proporciona adicionado a la ductilidad, para permitir la posibilidad de redistribución de fuerzas internas, y para controlar las grietas bajo cargas de servicio.

1 INTRODUCCION.

El código ACI 2002 incluye un nuevo apéndice A. "Strut and Tie models". Y cambia un numero de secciones del código para permitir el uso de los modelos puntal-tensor en el diseño. En el desarrollo del apéndice A, los conceptos utilizados fueron tomados desde la especificación LRFD AASHTO 1998. el código modelo CEP/FIB 1993, como una interpretación de recomendaciones FIP 1999, y el código canadiense de diseño de hormigón CSA A23.3-94 1994. Reportes de investigación también proporcionan algunas de las bases para el apéndice. Este documento, en combinación con el comentario del ACI 318 para le apéndice A explica las decisiones y suposiciones hechas en el desarrollo del apéndice A para el código ACI 318-02.

2 SIGNIFICADO DE LA INVESTIGACIÓN.

Este documento es la mas grande decisión en el desarrollo del apéndice A en el código ACI 2002.

3 ¿QUÉ SON LOS MODELOS PUNTAL-TENSOR?

3.1 Regiones B y D.

Las estructuras de hormigón pueden dividirse en regiones tipo viga y regiones perturbadas. En las regiones tipo viga se aplica la suposición de distribución lineal de deformaciones de la teoría elástica. Las regiones perturbadas en cambio son adyacentes a cambios abruptos en reacciones y cargas concentradas o adyacentes a cambios geométricos bruscos tales como orificios o cambios en el área transversal. En las últimas regiones la distribución de deformaciones no es lineal. Estas porciones diferentes se refieren a regiones B y D respectivamente.

La teoría tradicional de flexión en el hormigón armado, y el diseño tradicional $V_c + V_s$ para esfuerzo de corte se aplica en las regiones B. En las regiones D, por otro lado, la mayor parte de las cargas se transfieren directamente a los apoyos mediante fuerzas de compresión bi-dimensionales en el hormigón y fuerzas de tracción axiales en el refuerzo, y se necesita un alcance de diseño diferente para ello. Las regiones D pueden ser modeladas usando armaduras hipotéticas consistentes en puntales en compresión, tensores en tracción, unidas conjuntamente en puntos llamados nodos. Estos enrejados se refieren a los modelos puntal-tensor. El modelo puntal-tensor para una viga con empalme simple como la de la figura 1 está compuesta de dos puntales inclinados y un tensor horizontal unidos en tres nodos. Los nodos están dentro de zonas nodales que transfieren fuerzas desde los puntales a los tensores y a las reacciones. En los modelos puntal-tensor se asumen distintas fallas: una falla dúctil por la fluencia de los tensores, falla por compresión del hormigón, fallas de las zonas nodales conectadas a puntales y tensores o fallas en el anclaje de los tensores. Se asume que los puntales y las zonas nodales alcanzan sus capacidades máximas cuando los esfuerzos de compresión que actúan en las esquinas de un puntal o en las caras de una zona nodal alcanzan su resistencia efectiva en compresión f_{cu} .

El principio de Saint Venant y los análisis elásticos de esfuerzos sugieren que los efectos localizados de la carga concentrada o discontinuidad geométrica pueden desaparecer cerca de una profundidad similar a la de un ancho del miembro, desde la carga aplicada o la discontinuidad encontrada. Por esta razón, se asume que las regiones D se extienden aproximadamente en una longitud similar a el ancho de un miembro de profundidad medido desde la carga o la discontinuidad. Las palabras “cerca

de” y “aproximadamente” se enfatizan acá debido a que la extensión de las regiones D puede variar caso a caso.

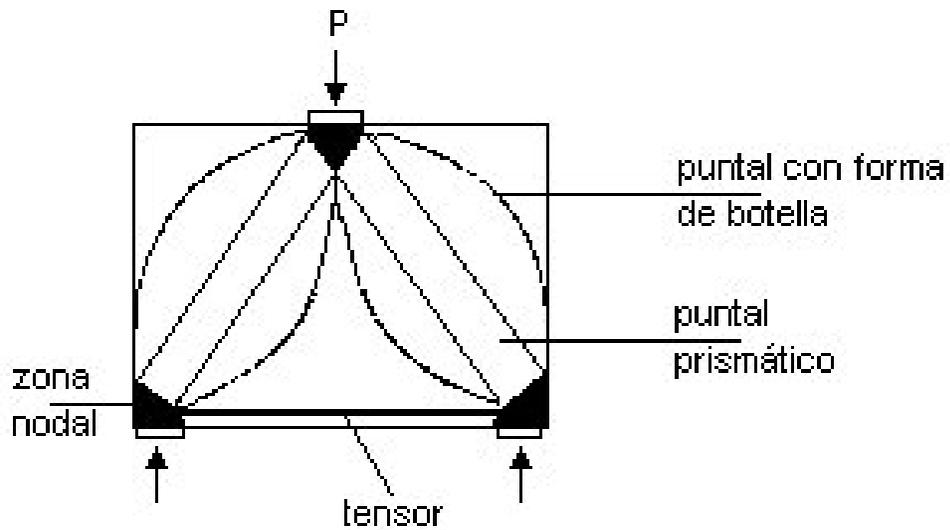


Fig. 1 Modelo puntal-tensor para una viga alta.

Si dos regiones D, cada una con una longitud d o menor, vienen juntas o se disimulan entre ellas, se consideran actuando en conjunto como una sola región D en el apéndice A. Para un empalme de corte en una viga alta, la región D combinada tiene una profundidad d y una longitud de $2d$ en una dirección o en dos direcciones desde el punto de discontinuidad. Esto establece el ángulo más pequeño entre un puntal y un tensor achatado en el apéndice A del código ACI 318-02 como la arcotangente entre d y $2d$ ($\arctg(d/2d) = 26.5^\circ$), redondeándola en 25 grados. Esta disposición no es fija en otros códigos o en investigaciones realizadas,

Si se compara la resistencia experimental de corte de una viga simplemente apoyada con varias proporciones de longitud de empalme en corte, a/d , se concluye que la conducta de la región B controla la resistencia de las vigas con a/d mayores a 2.5. La conducta de la región D controla la resistencia de vigas con proporciones menores de 2.5.

El comité ACI 318 limita la longitud máxima de regiones D aisladas desde d a $2d$ en regiones D superpuestas. Los modelos puntal-tensor pueden también ser usados en el diseño de regiones B, sin embargo, el término V_c presente en las ecuaciones tradicionales de resistencia al corte del ACI no se incluye.

Modelos puntal tensor bi-dimensionales se usan para representar estructuras planas tales como vigas altas, consolas y uniones. Los modelos puntal-tensor

tridimensionales se usan para estructuras tales como pilas de hormigón para dos o mas grupos de pilotes.

3.2 Decisiones necesarias en las reglas de diseño desarrolladas para modelos puntal-tensor.

En la codificación de modelos puntal-tensor para diseño, la mayor parte de los puntos a definir y especificar son:

- a. El esquema geométrico de los modelos puntal-tensor.
- b. Que resistencia efectiva de hormigón y que factores ϕ deben usarse.
- c. La forma y resistencia de los puntales.
- d. El arreglo y resistencia de zonas nodales.
- e. El esquema, resistencia y anclaje de los tensores
- f. Los requisitos del detallado.

La definición de estos puntos difiere considerablemente en varios códigos y otros documentos de diseño. La resistencia efectiva del hormigón y los factores de reducción de la resistencia en el apéndice A fueron originalmente derivados usando los factores de resistencia y carga del capítulo 9 del código ACI 99. Los cambios necesarios para los nuevos factores de resistencia y carga del código ACI 2002 son presentados brevemente.

3.3 Esquema geométrico de los modelos puntal-tensor.

Un modelo puntal-tensor es un reticulado hipotético que transmite fuerzas desde puntos de carga a los apoyos. La selección de un modelo puntal-tensor, el cálculo de las fuerzas en puntales y tensores, y el diseño del refuerzo en los tensores se discute con ejemplos en [Sch.87], [Mar.85-1], y otros textos.

El apéndice A es formulado bajo la suposición que los modelos puntal-tensor se unan al diseño tradicional completo. No es entendido que el diseño se reduzca a ecuaciones para resistencia de corte de los puntales el entramado de refuerzo. La selección del modelo y la producción del esquema de diseño del modelo son parte integral de todo.

Comentarios del apéndice A dan un procedimiento paso a paso para plantear modelos puntal-tensor. Varios autores han sugerido métodos para hacer esto. El punto

inicial es usualmente el cálculo de las reacciones y cargas de la estructura. Generalmente, un modelo puntal-tensor que minimice la cantidad de refuerzo es el modelo ideal. Para estructuras en dos dimensiones algunos investigadores recomiendan usar un análisis de elementos finitos para determinar las trayectorias de esfuerzos dada en cada caso. Los puntales deben estar alienados dentro de $\pm 15^\circ$ de la fuerza resultante en compresión dada en el análisis. Y los tensores deben estar entro de $\pm 15^\circ$ de la resultante de las fuerzas de tracción.

Por otro lado, la código canadiense requiere que el análisis de elementos finitos sea comprobado por análisis independientes que satisfagan el equilibrio, y sugiere usar modelos puntal-tensor para esta comprobación.

En el desarrollo de modelos puntal-tensor para una aplicación dada es frecuentemente útil seleccionar mediante ensayos las ubicaciones iniciales para los nodos y usar esto en el ciclo inicial de cálculo de las fuerzas en los elementos. Si las fotografías de los patrones de agrietamiento en estructuras similares están disponibles, la localización de los puntales y tensores puede ser colocadas dentro de la estructura de tal manera que los puntales caigan entre las grietas. Los puntales no deben cruzar regiones agrietadas.

La sección A2 del ACI 2002 presenta varios requerimientos centrales que deben satisfacer los modelos puntal-tensor.

1. Primeramente, el modelo puntal-tensor debe estar en equilibrio con las cargas factorizadas aplicadas y las fuerzas en puntales y tensores deben satisfacer el equilibrio. Esto produce, por lo tanto, un campo de fuerzas admisibles estáticas.
2. La resistencia de los puntales, tensores y zonas nodales debe igualar o exceder las fuerzas en estos miembros. Si la resistencia de todas las secciones transversales iguala o excede la resistencia requerida por el análisis en el punto 1, la estructura se dice que tiene una distribución segura de resistencia.
3. En las fases tempranas del diseño de una región D debe ser suficiente considerar solo los ejes de los puntales y tensores cuando se coloca un modelo puntal-tensor. Es generalmente necesario, sin embargo, considerar los anchos de los puntales, tensores y zonas nodales y las regiones de soporte cuando se coloca un modelo puntal-tensor práctico.
4. Los puntales no deben cruzarse entre ellos. Los anchos de los puntales están escogidos para llevar las fuerzas en los puntales usando la resistencia efectiva

del hormigón en el puntal. Si los puntales son solapados, las partes solapadas de los puntales pueden sobre-esforzarse.

5. Los tensores están permitidos de cruzar puntales u otros tensores.
6. el ángulo mas pequeño entre puntales y tensores que se unen en un nodo debe ser de 25°.

Un diseño estructural que sea admisiblemente estático y seguro, satisface los requerimientos del teorema de mas bajo límite plástico. Esto implica que la carga de falla computada por un modelo puntal-tensor sobrestima la carga de falla real. Para que esto sea cierto, la estructura debe tener suficiente ductilidad para acomodar cualquier redistribución de fuerzas.

4 Fuerzas en puntales y tensores, y factores de reducción de la resistencia, ϕ .

Después que el modelo puntal-tensor ha sido seleccionado, son calculadas las reacciones debidas a la carga aplicada y el peso propio. Una vez que las reacciones han sido obtenidas, las fuerzas F_u , en todos los puntales, tensores y zonas nodales cargadas se interpretan analizando el modelo como una armadura. Los puntales, tensores y zonas nodales están entonces basadas en:

$$\phi \cdot F_n \geq F_u \quad (1)$$

Donde F_u es la fuerza en el miembro estudiado (puntal, tensor o nodo) debido a las combinaciones de carga, F_n es la resistencia nominal del miembro y ϕ es el factor de reducción de la resistencia. La resistencia nominal de los puntales, tensores y nodos es F_{ns} , F_{nt} y F_{nn} respectivamente.

La ecuación 1 incluye la resistencia factorizada $\phi \cdot F_n$. En el código modelo CEB/FIP (1993), el código canadiense [CSA(1994)], y en las recomendaciones FIP (1999), los factores de reducción de resistencia del material ϕ_c y ϕ_s , además de γ_c y γ_s , son aplicados a la resistencia del hormigón y el acero f_c' y f_y . El código ACI 1999 usó diferentes factores de reducción de la resistencia para cada tipo estructural, $\phi_f = 0.9$ para flexión, y $\phi_v = 0.85$ para corte en vigas, consolas, y vigas altas (lo suscrito ha sido incluido a los factores ϕ en este documento para indicar la acción estructural correspondiente a los factores ϕ varios).

En el código ACI 2002, la combinación de cargas y factores ϕ del apéndice C del código ACI 318-99 fue intercambiada con el capítulo 9 del código ACI 318-99. En el código 2002, ϕ_v y ϕ_{STM} , fueron cambiados a 0.75 para el diseño de modelos puntal-tensor usando los factores de carga y factores de reducción de resistencia presentes en el capítulo 9 del código ACI 2002. Una re-evaluación del factor ϕ para la flexión indica que ϕ_f puede permanecer igual a 0.90.

5 PUNTALES.

5.1 Tipos de puntales.

Los puntales varían en forma. En los modelos puntal-tensor, ellos generalmente se idealizan como miembros prismáticos o miembros uniformemente esbeltos como se muestra mediante los planos directos de un puntal prismático en el empalme de corte de una viga alta en la figura 1. en este modelo puntal-tensor, el hormigón en el entramado de la viga adyacente al puntal está solicitado por la expansión lateral de los esfuerzos dentro del hormigón unido al empalme. Si se está en un caso en que ocurre una expansión se esfuerzos, se dice que el puntal tiene “forma de botella” (Bottle shaped). La mayoría de los puntales bi-dimensionales dentro de un modelo puntal-tensor serán de este tipo.

5.2 Diseño de puntales.

Los puntales son diseñados para satisfacer las ecuaciones 1 a 4. La resistencia factorizada de un puntal está calculada como:

$$F_{ns} = f_{cu} \cdot Ac \quad (2)$$

donde f_{cu} es la resistencia a compresión efectiva del hormigón en el puntal. Tomada igual a:

$$f_{cu} = v \cdot Ac \quad (3)$$

ó

$$\phi \cdot f_{cu} = \phi \cdot v \cdot fc' = \phi_{STM} \cdot \alpha_1 \beta_s \cdot fc' \quad (4)$$

donde v (ν) se llama factor de efectividad. Ac es al área al comienzo y al final del puntal actuando sobre f_{cu} . ϕ_{STM} es el valor de ϕ para puntales, tensores y zonas nodales en los modelos puntal-tensor. α_1 es el factor 0.85 en ACI Sec. 10.2.7.1. y β_s es el factor de efectividad para un puntal. Si f_{cu} es diferente en los dos bordes del puntal, el puntal se idealiza como uniformemente estilizado. El término v se introduce como un paso en la derivación de la ecuación 4 debido a que diferentes códigos e investigadores incluyen diferentes factores en sus definiciones para resistencia efectiva en compresión.

5.3 resistencia efectiva a compresión de los puntales , fcu.

5.3.1 Factores que afectan la resistencia efectiva del hormigón en puntales.

El esfuerzo que actúa en un puntal se asume como constante sobre el área transversal del término o comienzo de éste. Los tres mayores factores que afectan el factor de efectividad son dados en los parámetros siguientes. Dependiendo del énfasis puesto en cada factor donde se derivan los valores del factor de efectividad, los valores de fcu difieren entre un código y otro.

a.- Efectos de duración de la carga:

La resistencia efectiva del puntal está dada por la ecuación 1 y 4 donde $v = \alpha_1 \beta_s$, y $\alpha_1 = 0.85$, factor definido en el código ACI Sec. 10.2.7.1, explicado en varias referencias como considerado para efectos de duración de la carga, o considerado para diferentes regímenes de esfuerzos en cilindros y bloques sometidos a flexión, o considerado para flujo vertical de agua. En la ecuación 4, α_1 se toma como 0.85 tal como en ACI Sec. 10.2.7.1. Este factor probablemente puede ser una función de f_c' , decreciendo tal como f_c' se incrementa. Recientemente, diversas relaciones se han sugerido como reemplazo de $\alpha_1 = 0.85$ en el código ACI Sec. 10.2.7.1. En el evento que uno de esas proposiciones propuestas sea aceptada, el α_1 en la ecuación 4 debería modificarse de acuerdo a la variación. El término "s" en β_s se refiere al puntal.

b.- Agrietamiento del puntal:

Típicamente, el puntal desarrolla grietas axiales, diagonales o transversales. La reducción resultante en la resistencia a compresión del puntal es explicada en los párrafos siguientes.

i) Puntales con forma de botella. Puntales frecuentemente mas anchos en la zona media y mas delgados en los bordes. La curva, las líneas segmentadas de la figura 1 representan los límites efectivos de un puntal botella típico. En el diseño, los puntales con forma de botella son idealizados como puntales prismáticos mostrados mediante las líneas continuas en la figura 1.

La divergencia de fuerzas a lo largo del puntal tiende a causar agrietamiento longitudinal cerca de las esquinas del puntal tal como se muestra en la figura 2. En la ausencia de refuerzo para confinar estas grietas, ellas pueden debilitar el puntal.

Schalich (1987) ha analizado este tipo de agrietamiento y predice que esto puede ocurrir cuando los esfuerzos de compresión en las esquinas del puntal excede aproximadamente $0.55 f_c'$. Schaich (1987) y Breen (1994) sugieren que este tipo de puntales debe tener una divergencia compuesta de una pendiente de 1:2 tal como se

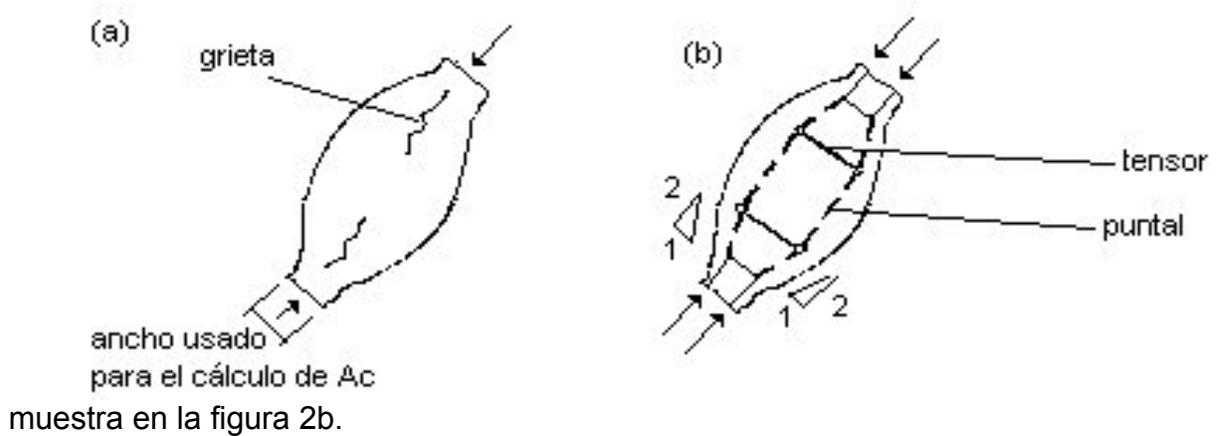


Fig. 2 expansión de un puntal con forma de botella.

ii) Puntales Agrietados: El puntal puede estar cruzado por grietas, las cuales pueden tender a debilitarlo. La resistencia efectiva en compresión del puntal dada mas adelante.

iii) Deformaciones transversales por tracción: La deformación por tracción perpendicular al eje de un puntal agrietado conectado a un tensor reduce la resistencia efectiva de éste [Veccio y Collins, (1982)]. En el código canadiense [CSA(1994)], y las especificaciones de la AASHTO (1998) se asume que la resistencia de un puntal es una función de la deformación transversal por tracción en el puntal debido a que el tensor atado a uno u otro extremo del puntal, es calculado como una función del ángulo entre el eje del puntal y el eje del tensor. Ensayos de uniformidad de esfuerzos en placas cuadradas de hormigón hechos por Veccio y Collins (1982) han dado lugar a los valores de f_{cu} dados en las ecuaciones 11 y 12 en la sección 5.3.3.

c.- Contención de hormigón circundante:

En estructuras tri-dimensionales tales como pilas de hormigón, la resistencia de compresión de un puntal puede incrementarse mediante el confinamiento resultante de el gran volumen de hormigón alrededor del puntal. Adebar y Zhou (1993) han propuesto ecuaciones para la resistencia efectiva en el diseño de pilas de hormigón.

5.3.2 Resistencia efectiva de puntales –De ensayos y literatura.

Varios investigadores han propuesto valores para el factor de efectividad v . Unas pocas comparaciones son hechas aquí:

- Basados en ensayos para vigas de uno y dos empalmes, Rogowsky y MacGregor (1986), proponen $f_{cu} = 0.85 f_c'$. Ellos observaron que la selección de una armadura apropiada es más importante que la elección de v .
- Rogowsky (1983) declaró que $v = 1.0$, de manera conservadora prediciendo la resistencia de consolas ensayadas por Kriz y Raths (1965). Virtualmente todos los ensayos de consolas tienen un factor de efectividad v con valores entre 1.0 y 1.3.
- Ramírez y Breen (1991) propusieron una relación entre v y $(f_c')^{0.5}$ con rangos desde 0.55 a 0.39, para f_c' en rangos de 3000 a 6000 psi.
- Bergmeister (1991) relacionó v y f_c' con v en rangos de 0.77 a 0.69, para resistencias de hormigón f_c' en rangos de 3000 a 6000 psi.
- Schaich (1987) recomendó valores de v similares a los dados en la sección 5.3.5 de este documento.
- Marti (1985) sugirió una constante para $v = 0.6$.

5.3.3 Resistencia efectiva del hormigón –De otros códigos.

El valor de β_s obtenido de otros códigos no puede ser usado directamente en el apéndice A debido a que otros códigos tienen diferentes factores y diferentes vías para especificar la resistencia del hormigón. Una complicación adicional se introduce con el hecho que la carga y los factores de resistencia en el capítulo 9 del código ACI 2002 difiere del capítulo 9 del mismo código pero del año 1999.

Los valores iniciales de $\phi_{STM} \alpha_1 \beta_s$ correspondientes a los factores de carga del código ACI 1999 y la definición del ACI para f_c' fue derivada de la calibración de las recomendaciones FIP. Las áreas transversales de los puntales requeridas con las recomendaciones FIP, por ejemplo, fueron calculadas para fuerzas axiales en un puntal hipotético debido a una combinación asumida de cargas muertas y vivas, basada en los factores de carga de las recomendaciones FIP y por la correspondiente resistencia f_c' del hormigón.

Los valores de ϕ_{STM} , α_1 , β_s necesarios en el código ACI para que el área del puntal obtenida de los dos códigos sea la misma en condiciones de carga iguales se tiene calculando con $\phi_{STM} = 0.85$ y $\alpha_1 = 0.85$.

Recomendaciones FIP:

Las recomendaciones FIP (1999) dan el área transversal de un puntal requerido para una combinación de cargas dada

$$A_{c,FIP} = \frac{F_{uFIP}}{f_{cdeff}} \quad (5)$$

donde $A_{c, fip}$ es el área transversal calculada del puntal usando las recomendaciones Fip, $F_{u, fip}$, es la fuerza en el puntal debido a la suma de las cargas factorizadas actuando en el puntal y F_{cdeff} , es la resistencia efectiva del hormigón desde FIP. Para cargas de puntal no factorizadas de 100 kips de carga muerta y 50 a 200 kips de carga viva, los valores de $A_{c, fip}$, fueron calculados usando la ecuación 5 para resistencias de hormigón especificadas fc' de 3000 a 6000 psi. Tomando en cuenta el apéndice A del ACI, podemos decir que:

$$A_{c,ACI} = \frac{F_{uACI}}{\phi_{STM} \cdot \alpha_1 \cdot \beta_s \cdot fc'} \quad (6)$$

donde los elementos de la ecuación corresponden a los términos equivalentes a la ecuación 5 pero para el ACI.

Colocando A_c igual para FIP y ACI, se asume que las cargas no factorizadas están definidas en la misma forma en ambos casos, y reestructurando esto nos da:

$$\phi_{STM} \cdot \beta_s = \frac{F_{uACI} \cdot f_{cdeff}}{\alpha_1 \cdot fc' \cdot F_{uFIP}} \quad (7)$$

Donde α_1 es el factor obtenido desde ACI Sec. 10.2.7.1.

Cargas y factores de carga.

El caso de carga básico considerado es carga muerta mas carga viva (D + L), donde D= 100 kips, con L entre 50 kips (0.5D) y 200 kips (2.0D). Es razonable asumir que D y L están definidas en una forma similar en códigos americanos y europeos.

En FIP, el caso de carga básico es $U = 1.35D + 1.5L$, donde U es la carga última.

En la sección 9.2.1 del código ACI 1999, $U = 1.4D + 1.7L$.

En la sección 9.2.1 del código ACI 2002, la combinación básica de cargas cambia a $U = 1.2D + 1.6L$.

Resistencia del Hormigón: Se consideran dos resistencias del hormigón, 3000 y 6000 psi.

Hormigón de 3000 psi: Considerar hormigón de 3000 psi (20.7 MPa) con una desviación standard de 450 psi (3.1 MPa) y un coeficiente de variación de 0.15. Del ACI Sec. 5.3.2.1, la resistencia principal requerida $F_{cr}' = 3000 + 1.34 \times 450 = 3600$ psi. FIP define la resistencia del hormigón usando el quinto percentil de la resistencia. F_{ck} , lo cual es una fracción mas baja que la usada en la definición de $f_{c'}$ del ACI. Para hormigón con una resistencia específica de 3000 psi, el ACI especifica:

$$F_{ck} = 3600 (1 - 1.645 \times 0.15) = 2710 \text{ psi (18.7 Mpa)}.$$

La resistencia de diseño para compresión uniaxial para FIP es :

$$F_{1cd} = (0.85 \times 2710) / 1.5 = 1540 \text{ psi.} \quad (8)$$

Hormigón de 6000 psi: Considerar 6000 psi (41.4 Mpa) con una desviación standard de 600 psi (4.14 Mpa) y un coeficiente de variación de 0.10. Del ACI Sec. 5.3.2.1, la resistencia principal requerida $F_{cr}' = (6000 + 2.33 \times 600) - 500 = 6900$ psi. FIP define la resistencia del hormigón usando el quinto percentil de la resistencia. $F_{ck} = f_{cr}'(1 - 1.645 \times 0.10) = 5760$ psi (39.8 Mpa), De la ecuación 8, la resistencia de diseño para hormigón en compresión uniaxial para FIP es $F_{1cd} = 3260$ psi.

En las recomendaciones FIP, la resistencia del hormigón en un puntal se toma como la mas pequeña de :

$$f_{cd,eff} = V_1 f_{1cd} \quad (9)$$

o

$$f_{cd,eff} = V_2 f_{1cd} \quad (10)$$

donde la ecuación 9 es aplicable solo en zonas comprimidas para vigas o columnas cargadas axialmente que se asumen con uniformidad de esfuerzos, con $F_{cd,eff} = V_1 f_{1cd}$

actuando sobre la distancia c desde el eje neutro al extremo de la fibra. Debido a que esto localiza la fuerza de compresión resultante en $c/2$ desde la fibra extrema en compresión, en lugar de la distancia $a/2$ que se asume en un bloque comprimido rectangular en el código ACI, valores de $F_{cd,eff} = v_1 f_{1cd}$ basados en v_1 no son considerados.

FIP define v_2 en la ecuación 10 usando las siguiente descripciones:

5.3.2(3) a) Puntales no agrietados con distribución uniforme de deformaciones. $v_2 = 1.00$.

5.3.2(3) b) Puntales con grietas paralelas al eje del puntal y refuerzo transversal. FIP da $v_2 = 0.80$.

5.3.2(3) c) Puntales transfiriendo compresión por las grietas con ancho normal de agrietamiento. FIP da $v_2 = 0.60$.

5.3.2(3) d) Puntales transfiriendo compresión por grandes grietas. FIP da $v_2 = 0.45$.

Los valores para β_s que se necesitan en los caso anteriores se encuentran en la Tabla 1. Algunos valores difieren entre ACI y FIP, por lo cual algunos datos se han anotado mas de una vez.

Código de diseño canadiense y especificaciones AASHTO LRFD:

Estos dos códigos definen f_{cu} basado en deformaciones por tracción transversal en los puntales. Una definición de f_{cu} se asume para aplicarla en todos los tipos de puntales.

En el código canadiense el diseño se lleva a cabo usando la resistencia factorizada del hormigón $\phi_c f_c'$ y la resistencia factorizada del acero $\phi_s f_y$ donde $\phi_c = 0.60$ y $\phi_s = 0.85$. La resistencia del hormigón se define en la misma forma que en el código ACI 318. Los factores de carga en el código canadiense son $U = 1.25D + 1.5L$. La resistencia efectiva en compresión de los puntales es:

$$f_{cu} = \frac{f_c'}{0.80 + 170 \cdot \varepsilon_1} \leq 0.85 f_c' \quad (11)$$

donde

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cdot \cot^2 \theta_s \quad (12)$$

ε_s = deformación por tracción en el tensor.

θ_s = el ángulo mas pequeño entre el eje de compresión del puntal y el eje del tensor anclado a uno de los bordes del puntal.

Para $\theta_s = 60^\circ$ y $\varepsilon_s = \varepsilon_y = 0.002$, la ecuación 11 del código canadiense da $f_{cu} = 0.73 f_c'$.

Para $\theta_s = 45^\circ$ y $\varepsilon_s = 0.002$, la ecuación 11 nos da $f_{cu} = 0.55 f_c'$.

Para $\theta_s = 30^\circ$ y $\varepsilon_s = 0.002$, la ecuación 11 nos da $f_{cu} = 0.31 f_c'$.

Asumiendo que $\phi f_{cu} = \phi_{STM} \alpha_1 \beta_s f_c'$, los valores de β_s para los ángulos anteriores son 0.68, 0.51 y 0.29 respectivamente.

Para modelos puntal-tensor, las especificaciones AASHTO LRFD 2002 da los siguientes valores para ϕ :

- Para compresión en modelos puntal-tensor 0.70
- Para compresión en zonas de anclaje:
 - Hormigón normal 0.80
 - Hormigones livianos 0.65

Para $\phi f_{cu} = \phi \alpha_1 \beta_s f_c'$ y no considerando las diferencias en los factores de carga se da $\beta_s = 0.82$ y 0.71 para $\phi f_{cu} = 0.7 \phi f_c'$ y $0.6 \phi f_c'$, respectivamente.

Tabla 1: Valores de β para puntales en modelos puntal-tensor.

Caso	Código	Bs para factores de carga en 1999		Bs para factores de carga en 2002	
		Valores	Elección	Valores	Elección
A.3.2.1 Puntales prismáticos. Zona de compresión de vigas.	ACI Apéndice A		1		1
Puntales no agrietados con distribución uniforme de deformaciones	FIP 5.3.2 (3) a)	0.76-0.83		0.77-0.86	
Zona de compresión en vigas	ACI 10.2.7	1.06		1.2	
Zona de compresión en columnas arriostradas	ACI capítulo 10	0.82		0.87	
A 3.2.2 Puntales con forma de botella. a) incluyendo acero de refuerzo adecuado.	ACI Apéndice A		0.75		0.75
Puntales con grietas y refuerzo transversal. $v_2 = 0.80$.	FIP 5.3.2 (3) b)	0.61-0.66		0.61-0.69	
Puntales transfiriendo compresión por las grietas con ancho normal de agrietamiento. $v_2 = 0.60$.	FIP 5.3.2 (3) c)	0.46-0.50		0.46-0.52	
Puntales en modelos puntal-tensor de zonas de anclaje postensadas	ACI 18.13	0.82			
Puntales cruzados por refuerzo en ángulos de 30°, 45° y 60° con el eje del puntal.	CSA 30°	0.683			
	45°	0.513			
	60°	0.293			
Puntales con forma de botella. (b) Sin acero de refuerzo adecuado.	ACI Apéndice A		0.6		0.6
Estribos transfiriendo compresión a través de grietas con ancho normal. $V_2 = 0.60$.	FIP 5.3.2 (3) c)	0.46-0.50		0.46-0.52	
A.3.2.3 Puntales con miembros en tracción.	ACI Apéndice A		0.4		0.4
Estribos transfiriendo compresión a través de grandes grietas.	FIP 5.3.2 (3) d)	0.34-0.37		0.35-0.39	
A.3.2.4 Para todos los casos restantes.	ACI Apéndice A		0.6		0.6

5.3.4 Selección de F_{cu} para puntales en apéndice A.

Los valores presentados para F_{cu} en el apéndice A del código ACI fueron escogidos para satisfacer cuatro criterios.

- a.- Simplicidad en la aplicación.
- b.- Compatibilidad con ensayos de regiones D, tales como vigas altas, vigas con extremos recortados o consolas.
- c.- Compatibilidad con otras secciones de ACI 318.
- d.- Compatibilidad con otros códigos o recomendaciones de diseño.

Debido a que los cuatro criterios anteriores llevan a diferentes valores de f_{cu} para alguna aplicación dada, se requiere un juicio mas preciso en la selección de valores de f_{cu} .

Valores para β_s son resumidos en la tabla 1. En la columna nombrada como "Elección", están los valores tomados para cada descripción de tipos de puntal usados en el apéndice A del código ACI 318-02. Valores de β_s para casos relacionados obtenidos de otros documentos están también tabulados en cada sección. Dos métodos diferentes de especificación de F_{cu} están dados en varios códigos citados:

- a.- FIP usa descripciones de las grietas en puntales para seleccionar los valores aplicables de v .
- b.- CSA y AASHTO basa f_{cu} en ecuaciones 11 y 12, las cuales requieren ϵ_s para calcularse.

La primera opción depende de encontrar descripciones ambiguas del estado de agrietamiento en un miembro. La segunda, depende de si es posible calcular pobremente la deformación en el entramado de un miembro. En el apéndice A, la primera opción se adopta verbalmente. Las palabras citadas en los siguientes párrafos son obtenidas directamente del código ACI 318-02.

A.3.2.1 Para un puntal de área transversal uniforme en toda su longitud: $\beta_s = 1.0$.

La tabla 1 da valores de β_s en un rango de 0.76 a 1.2 para casos relacionados. Se toma β_s igual a 1.0, o bien se ha propuesto $\beta_s = 0.85$ para bloques rectangulares

cargados en flexión. Tomando esta opción, evidencias de β_s acercándose a 1.0 en ensayos fueron fuertemente sopesadas.

A.3.2.2 Para puntales localizados tales que el ancho de la sección media sea mayor que el area de contacto con los nodos (puntales con forma de botella).

a.- con refuerzo satisfactorio A.3.3: $\beta_s = 0.75$

Otros códigos dan β_s en un rango de 0.46 a 0.824. El código canadiense se ha basado en diferentes conceptos que han sido desatendidos. Experimentos han dado β_s tan alto como 0.94.

b.- Sin refuerzo satisfactorio A.3.3: $\beta_s = 0.60 \lambda$

El término λ Para agrietamiento de concretos livianos fue incluido en el valor de para A.3.2.2 (b) debido a que efecto de estabilización del refuerzo transversal en el puntal no está presente y la falla se asume tempranamente luego del agrietamiento.

A.3.2.3 Para puntales con miembros en tracción: $\beta_s = 0.40$

Caso similar para recomendaciones FIP, corresponde a $\beta_s = 0.34$ a 0.37 .

A.3.2.4 Para todos los casos restantes: $\beta_s = 0.60$

Los valores seleccionados de β_s son generalmente mas altos que aquellos de otros códigos debido a que fue dado mayor peso a los valores de f_{cu} correspondientes a casos de diseño relativos en el ACI y valores de f_{cu} de ensayos, que fueron dados desde otros códigos.

6 NODOS Y ZONAS NODALES

6.1 Clasificación de nodos y zonas nodales:

Es deseable distinguir entre nodos y zonas nodales. Los nodos son los puntos donde se intresectan las fuerzas axiales de los tensores y los puntales, y las zonas nodales son regiones que rodean las áreas de unión en las cuales los miembros se conectan. Para el equilibrio horizontal y vertical en un nodo, este debe tener un mínimo de tres fuerzas actuando en el nodo en una estructura plana, como por ejemplo una viga alta o un muro.

Los nodos se clasifican por los tipos de fuerzas que se encuentran en él. Las uniones de tres puntales se denominan CCC, las uniones de dos puntales anclados a un tensor son CCT, y si un puntal es anclado a dos tensores se denomina CTT. El apéndice A asume que las caras que conectan la zona nodal, que son cargadas en compresión, deben tener el mismo ancho que las esquinas de los puntales conectados a ella. El ancho de las caras anclando tensores debe discutirse con mayor detalle.

6.2 Tipos de zonas nodales y su uso en modelos puntal-tensor:

La literatura de nodos en modelos puntal-tensor se basa en dos conceptos diferentes.

Zonas nodales hidrostáticas:

Originalmente, las zonas nodales fueron asumidas para tener esfuerzos iguales en todos los costados planos que la conforman. Debido a que círculo de Mohr para esfuerzos en plano actúa en todas las zonas nodales trazadas como un punto, esta clase de nodos se nombran como Zonas nodales hidrostáticas. Si los esfuerzos fueran iguales en todos las caras de una zona nodal, la proporción de longitudes de cada cara de una zona nodal hidrostática sería $w_{n1} : w_{n2} : w_{n3}$ en la misma forma que la proporción de fuerzas de compresión $C1 : C2 : C3$ actuando en sus caras.

Las zonas nodales hidrostáticas fueron extendidas a nodos CCT y CTT asumiendo que los tensores se extienden a través de la zona nodal siendo anclados en el lado mas alejado mediante ganchos o ataduras sobre el refuerzo del tensor, mas allá de la zona nodal. Este concepto se representa usando un anclaje hipotético en la unión. El área de la placa de anclaje hipotética se escoge para que la presión efectiva

permitida proveniente de un puntal se reúna en el nodo. El requerimiento para igualar los esfuerzos en todas las caras de una zona nodal hidrostática tiende a complicar el uso de cada zona nodal.

Zonas Nodales Extendidas:

Estas zonas son aquellas limitadas por los contornos de zonas comprimidas en la intersección de:

- Los puntales
- Las reacciones
- Los anchos asumidos de tensores incluyendo un prisma de hormigón concéntrico con los tensores.

Esto es ilustrado en la figura 3, donde la zona ennegrecida corresponde a la zona nodal hidrostática y la zona coloreada total corresponde a la zona nodal extendida. La zona nodal extendida cae dentro del área de esfuerzos en compresión debido a la reacción de apoyo y al puntal. Los esfuerzos en compresión ayudan a la transferencia de fuerzas de puntal a puntal, o de puntal a tensor. En general, el apéndice A usa zonas nodales extendidas en lugar de zonas nodales hidrostáticas.

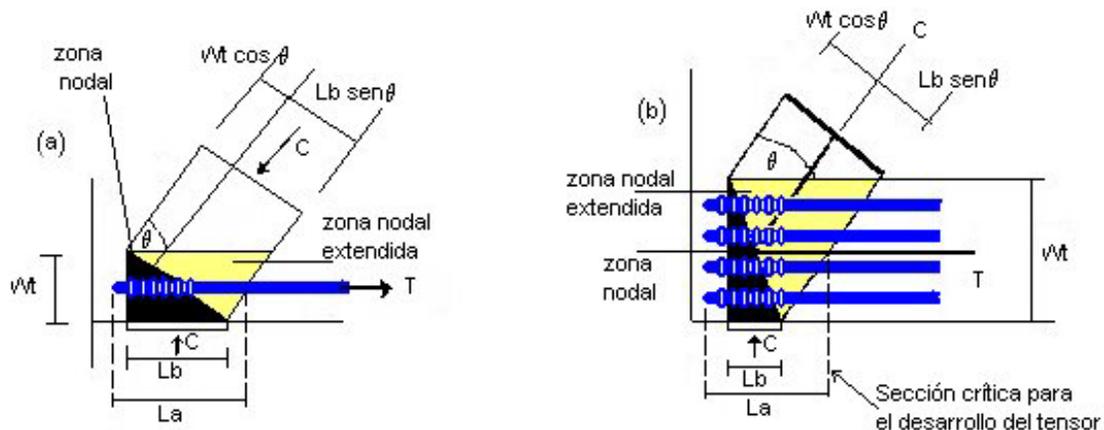


Fig. 3 Zonas nodales en modelo puntal-tensor.

Relación entre las dimensiones de una zona nodal:

Se pueden derivar ecuaciones relativas a el ancho de los puntales, tensores y zonas de anclaje si se asume que los esfuerzos son iguales en los tres miembros encontrados en una zona nodal CCT.

$$w_s = w_t \cos \theta + l_b \sin \theta \quad (13)$$

donde w_s es el ancho del puntal, w_t es el ancho efectivo del tensor, l_b es la longitud de la placa de anclaje, y θ es el ángulo entre el eje del puntal y el eje horizontal del miembro. Esta relación es útil para ajustar el tamaño de las zonas nodales en un modelo puntal-tensor. El ancho del puntal puede ajustarse cambiando w_t o l_b , por separado. La exactitud de la ecuación 13 decrece tanto como el esfuerzo en las caras llegando a ser mas desigual. La ecuación 13 se incluye en la figura 3, pero no en el mismo código. Futuros códigos deben considerar adicionar tal ecuación en su discusión.

Resolución de fuerzas actuando en una zona nodal:

Si mas de tres fuerzas actúan en una zona nodal de una estructura en dos dimensiones, es frecuentemente necesario resolver alguna de las fuerzas para terminar con tres fuerzas resultantes. Alternativamente, los nodos que actúan con la acción de mas de tres fuerzas en el modelo puntal-tensor pueden ser analizados asumiendo que todas las fuerzas en puntales y tensores actúan a través del nodo, siendo resueltos con las fuerzas en un lado de la zona nodal en que se tiene un solo puntal resultante durante el diseño de la zona nodal.

6.3 Resistencia efectiva en compresión en las zonas nodales.

6.3.1 Resistencia efectiva en compresión de zonas nodales obtenida de ensayos:

Muy pocos ensayos de la resistencia de zonas nodales son disponibles. Ensayos de diez zonas nodales aisladas del tipo CCT y CTT reportados por Jirsa (1991) indican que $f_{cu} = 0.80 f_c'$ puede ser desarrollada en tales zonas nodales si son apropiadamente detalladas. Asumiendo $\phi = 1.0$ por comparación con la resistencia de los ensayos y $\alpha_1 = 0.85$, correspondería un valor de $\beta_s = 0.94$.

6.3.2 Resistencia efectiva en compresión de zonas nodales para otros códigos:

6.3.2.1 Recomendaciones FIP “Diseño práctico de estructuras de hormigón”.

Las recomendaciones FIP limitan f_{cu} en zonas nodales a los siguientes valores:

- Para regiones nodales ancladas una o dos veces: $0.85f_{1cd}$, donde f_{1cd} está dado por la ecuación 8. Para $\alpha_1 = 0.85$ y $\phi_{STM} = 0.85$ esto corresponde a $\beta_s = 0.65$ a 0.71 .

- Para zonas nodales CCC cargadas biaxial o triaxialmente anclando solo puntales:
 - Estado biaxial de esfuerzos: Sobre $1.2 f_{1cd}$ ($\beta_s = 0.91$)
 - Estado triaxial de esfuerzos: Sobre $3.88 f_{1cd}$ ($\beta_s = 2.9$)

6.3.2.2 Código canadiense y especificaciones AASHTO LRFD.

El código canadiense (1994) define la resistencia a compresión efectiva de zonas nodales, ϕf_{cu} como: $\phi f_{cu} = \phi_{STM} \alpha_1 \beta_s f_c'$

- Para nodos en compresión cargadas por puntales y áreas de anclaje: $0.85 \phi_c f_c'$
- Para zonas nodales ancladas solo a un tensor: $0.75 \phi_c f_c'$
- Para zonas nodales ancladas a más de un tensor: $0.65 \phi_c f_c'$

donde $\phi_c = 0.60$ en el código canadiense.

Los valores de β_s están pensados para reflejar el efecto de debilitamiento de la discontinuidad de deformaciones introducida cuando los tensores en tracción son anclados en un nodo cargado en compresión. Los valores obtenidos desde el código canadiense son equivalentes a β_s igual a 0.80, 0.70 y 0.60 en el ACI.

Las especificaciones AASHTO LRFD usa valores similares a $\phi_c f_c'$.

6.3.3 Selección de resistencia de compresión efectiva para zonas nodales, f_{cu} :

Los valores de f_{cu} para zonas nodales desde otros códigos se resumen en la Tabla 2. Para el código de 1999, el factor de reducción de la resistencia para zonas nodales se tomó como $\phi_{STM} = 0.85$. La resistencia efectiva en compresión f_{cu} se puede basar en los valores de AASHTO y el código canadiense (CSA), modificados de acuerdo a los factores de carga del ACI, el factor α_1 , y $\phi_{STM} = 0.85$ usando la ecuación 4.

Los valores siguientes fueron seleccionados para la inclusión en el código ACI 2002:

- Para zonas nodales CCC acotadas por puntales y anclajes $\beta_s = 1.0$
- Para zonas nodales CCT ancladas a un solo tensor $\beta_s = 0.8$
- Para nodos CTT o TTT anclados a tensores en mas de una dirección $\beta_s = 0.6$

7. TENSORES.

7.1 Tensores en modelos puntal-tensor:

En modelos puntal-tensor basados en zonas nodales hidrostáticas, el refuerzo tensor es esparcido sobre la altura de el tensor calculado como:

$$w_t = \frac{F_u / \phi}{f_{cu} b_w} \quad (14)$$

Se asume que el tensor consiste en el refuerzo y un prisma hipotético de hormigón concéntrico con el eje de la fuerza de tracción. Así, el ACI Sec. A.4.2 requiere que el refuerzo tensor sea distribuido aproximadamente de manera uniforme sobre el ancho del tensor w_t . Esto se puede conseguir colocando el refuerzo en diversas capas tal como se muestra en la figura 3(b), en lugar de concentrar todo el refuerzo cerca de la línea de tracción de la figura 3(a).

Si se utiliza la zona nodal extendida, la altura mas baja de la cara que correspondiente al tensor corresponde al refuerzo que se coloca en una sola capa, con w_t tomado igual al diámetro de la barra de refuerzo de la figura 4(a).

7.2 Resistencia de tensores:

Se asume que un tensor normal alcanza su máxima capacidad cuando la fuerza del tensor es:

$$T_n = A_s \cdot f_y \quad (15)$$

Generalmente el mayor problema en el diseño de tensores es el anclaje del tensor a la zona nodal. El hipotético prisma de hormigón concéntrico con el tensor no resiste cualquier fuerza. En la verificación de la serviciabilidad la deformación reducida en el tensor se debe a que el hormigón reduce la elongación del tensor, llevando a menos deflexión del miembro.

7.3 Anclaje de tensores:

El código ACI Secs. A.4.3.1 , A.4.3.2 y A.4.3.3 requiere que el anclaje de las fuerzas del tensor se logre completamente cuando el centroide de las barras en un

tensor deja la zona nodal extendida. Este punto se muestra en la figura 3. Se pueden requerir ganchos o mecanismos de anclaje.

Tabla 2: Valores recomendados de β_s para zonas nodales en modelos puntal-tensor. $\phi = 0.85$ el del año 1999 y $\phi = 0.75$ en el 2002.

Caso	código	Rango de Bn	Bn y factores de 1999	Rango de Bn	Bn y factores de carga del 2002
Zonas nodales CCC	CSA A23.3	0.79-0.80	1	0.76-0.83	1
Zonas nodales ancladas solo a puntales	FIP	0.91-1.00		0.92-1.03	
Zonas nodales CCT	CSA A23.3	0.70-0.71	0.8	0.67-0.73	0.8
Zonas nodales ancladas a uno o mas tensores	FIP	0.65-0.71		0.65-0.73	
Zonas nodales CTT	CSA A23.3	0.61	0.6	0.58-0.63	0.6
Zonas nodales ancladas a uno o mas tensores	FIP	0.65-0.71		0.65-0.73	