

01161



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

COMPORTAMIENTO A CORTANTE DE TRABES ACARTELADAS DE CONCRETO REFORZADO

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA

HANS ISRRAEL ARCHUNDIA ARANDA

DIRECTOR: DR. ARTURO TENA COLUNGA



MÉXICO, D.F.

CD. UNIVERSITARIA MAYO 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Honra a Jehová con tus bienes,
Y con las primicias de todos tus frutos.

Proverbios 3:9
Versión Reina-Valera

AGRADECIMIENTOS

A DIOS,
por las bendiciones que he recibido
para llegar a este momento en mi vida.

A mis padres Raúl y Teresa,
por darme todo cuanto han podido,
y por el orgullo que siento de ustedes.

A mis hermanos Iván y Diana,
por el amor que nos hace fuertes.

A mis abuelitos Amador,[†] Marina, Reyes[†] y Francisca,[†]
cimiento de la familia
que construyeron mis padres.

Al doctor Arturo Tena Colunga,
por aceptar mi tutela académica,
y por los conocimientos, valores y ética que
me ha enseñado.

Al doctor Óscar Manuel González Cuevas,
por el interés mostrado en este proyecto, el cuál se nutrió
de sus acertadas observaciones.

Al maestro José Juan Guerrero Correa,
por introducirme en la investigación experimental,
y por tener siempre un buen consejo.

A mis sinodales: Dr. Amador Terán Gilmore, Mtro. Octavio García Domínguez,
Dr. Óscar M. González Cuevas, y Dr. Sergio Alcocer M. de C.,
sus comentarios y observaciones mejoraron indiscutiblemente este trabajo.

Al Téc. Acad. Leopoldo Quiroz Soto,
por su invaluable ayuda en la ejecución
de los experimentos de este trabajo.

A mis amigos,
Danny Arroyo, Eduardo Arellano, Gilberto Rangel, Jesús Cano, Jorge Melchor, Miguel Pérez,
Antonio Velázquez, Isaac Martín del Campo y Gerardo Díaz, por las buenas y malas que hemos
pasado.

AGRADECIMIENTOS

Al CONACYT,
Por la beca-crédito que me otorgó
para los estudios de maestría.

A la Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco,
en especial al Departamento de Materiales por su patrocinio parcial
y facilitar sus instalaciones que permitieron
desarrollar este proyecto.

A la Dirección de Obras del Gobierno del Distrito Federal,
por su patrocinio complementario.

Al CENAPRED,
en especial al Dr. Sergio Alcocer, Dr. Carlos Reyes y Mtro. Leonardo Flores,
por las asesorías que me proporcionaron y por facilitarme el equipo
de adquisición de datos e instrumentos de medición con el que se realizó
la mayoría de los ensayos.

Al Ing. Miguel Ángel Guzmán y al Dr. Carlos Reyes,
por su valiosa colaboración al permitirnos visitar y consultar algunos planos estructurales de
edificios existentes con trabes acarteladas, así como el enriquecedor intercambio de opiniones
acerca de los aspectos que fueron utilizados en su diseño.

En el desarrollo de trabajos de carácter experimental, intervienen un gran número de personas, éste
no es la excepción. A las siguientes personas les agradezco la ayuda que me proporcionaron en
alguna etapa de este trabajo:

Téc. Acad. Leopoldo Quiroz, Téc. Rubén Barrera, Sr. José Luis Caballero, Téc. Victorio Tenorio,
Sr. Ignacio Barrientos, Sr. Pablo Olmos, Sra. Silvia Ledesma, Ing. Octavio Rodríguez, Ing. Alberto
Badillo, Ing. Luis Casales, Ing. Julio Pineda, Ing. Gerardo Díaz, Ing. Artemio Juárez, Sr. Carlos
García, Sr. Gerardo García, Ing. Vladimir González, Ing. Fernando Beiza, Sr. Obed Hernández, Sr.
Alejandro Grande, Sra. Cristina Gómez, Sra. Martha Espinosa, Srita Pilar Villanueva y Sra. Socorro
Rojas.

SIMBOLOGÍA

A_s	Área de acero a tensión.
A_s'	Área de acero a compresión.
A_v	Área del refuerzo transversal.
a	Claro de cortante.
b	Ancho de la sección transversal.
C	Compresión.
$C.V$	Coefficiente de variación porcentual.
c	Profundidad del eje neutro a la falla.
d	Lado derecho de las trabes.
d	Peralte efectivo de la sección transversal.
d'	Distancia entre la fibra a compresión y el centroide del acero longitudinal negativo.
d_{crit}	Peralte crítico por cortante en las cartelas (concreto).
d_{max}	Peralte efectivo mayor en las cartelas.
d_{min}	Peralte efectivo menor en las cartelas.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
E_s	Módulo de elasticidad del acero.
F_{vscl}	Fuerza vertical que introduce el cambio de dirección del acero longitudinal inclinado.
f_c	Esfuerzo a compresión a los 28 días del concreto.
f_s	Esfuerzo a tensión en el acero de refuerzo (longitudinal o transversal).
f_s'	Esfuerzo a compresión en el acero de refuerzo longitudinal.
f_y	Esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo (longitudinal o transversal).
G	Módulo de cortante.
h	Peralte total de la sección transversal.
h_{max}	Peralte total máximo en las cartelas.
h_{min}	Peralte total mínimo en las cartelas.
h_{media}	Peralte total en la longitud media de las cartelas.
I_{agr}	Inercia transformada agrietada de una sección.
I_g	Inercia gruesa de una sección.
I_T	Inercia transformada de una sección.
i	Lado izquierdo de las trabes.
K	Rigidez secante (cortante contra desplazamiento al centro del claro).
k	Profundidad del eje neutro elástico.
L	Claro efectivo de las trabes.
l_c	Longitud de los tramos acartelados.

M_n	Momento nominal resistente en una sección.
n	Número de estribos cruzados por una grieta diagonal; relación modular.
R_{agr}	Factor de agrietamiento en el método que idealiza las trabes como elementos viga-columna.
r	Recubrimiento del acero longitudinal positivo.
s	Separación entre estribos.
T	Tensión.
TA; TA	Especifica que se refiere o pertenece a Trabes Acarteladas.
T_y	Tensión desarrollada a la fluencia en el acero longitudinal.
V	Cortante estático aplicado a las trabes.
V_{agr}	Cortante aplicado asociado al primer agrietamiento diagonal.
V_{cR}	Contribución resistente a cortante del concreto.
V_{clps}	Cortante aplicado asociado al colapso.
V_n	Cortante nominal resistente de las trabes.
V_n^*	Cortante adimensional.
V_{nr}	Cortante nominal resistente de las trabes utilizando las propiedades reales de los materiales.
V_{sR}	Contribución resistente a cortante del acero de refuerzo transversal.
V_u	Cortante aplicado asociado a la falla.
α	Ángulo de acartelamiento.
β	Porcentaje del esfuerzo de fluencia presentado en el acero longitudinal a tensión en la falla por cortante.
δ	Deflexiones medidas, generalmente se refiere a la que corresponde al centro del claro.
δ_{agr}	Deflexiones al centro del claro, correspondientes al primer agrietamiento diagonal.
δ_{clps}	Deflexiones al centro del claro, correspondientes al colapso.
δ_u	Deflexiones al centro del claro, correspondientes a la falla.
ε	Deformación unitaria.
ε_y	Deformación unitaria de fluencia.
γ	Porcentaje de la longitud acartelada en la cual se extiende el agrietamiento diagonal.
ρ	Cuantía de refuerzo longitudinal a tensión.
ρ'	Cuantía de refuerzo longitudinal a compresión.
ν	Módulo de Poisson.
θ	Ángulo de la grieta diagonal principal de falla.
θ_p	Ángulo del puntal a compresión.
σ	Desviación estándar.

ÍNDICE

SIMBOLOGÍA.....	vii
ÍNDICE.....	ix
INTRODUCCIÓN.....	1
1. ANTECEDENTES.....	3
1.1 Introducción.	3
1.2 Ventajas y desventajas de las trabes acarteladas de concreto reforzado.	3
1.3 Práctica mexicana.	4
1.4 Normatividad.	7
1.5 Análisis estructural.	8
1.5.1 Elementos tipo viga-columna de sección variable.	8
1.5.2 Elementos finitos.	9
1.6 Trabajos de investigación experimental.	9
1.6.1 Debaiky y El-Niema (1982).	10
1.6.2 El-Niema (1988).	11
1.6.3 MacLeod y Houmsi (1994).	12
1.7 Información en libros especializados.	13
1.7.1 Park y Paulay (1997).	13
1.7.2 Nilson (1999).	14
1.8 Enfoque tradicional para determinar la resistencia a cortante en trabes prismáticas de concreto reforzado.	14
1.8.1 Contribución del concreto, V_{cR} .	15
1.8.2 Contribución del acero del refuerzo transversal, V_{sR} .	16
1.9 Comentarios.	18
2. ALCANCE DE PROYECTO EXPERIMENTAL.....	20
3. CRITERIOS DE DISEÑO PARA LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.....	22
3.1 Introducción.	22
3.2 Geometría general de los especímenes de prueba.	22
3.3 Condición de carga seleccionada para los ensayos.	23
3.4 Criptograma utilizado en los especímenes de prueba.	24
3.5 Especificaciones de los materiales utilizados en el diseño de los especímenes de prueba.	26
3.6 Diseño de los especímenes para que fallen por cortante.	27
3.6.1 Resistencia a cortante.	27
3.6.2 Resistencia a flexión.	29
3.6.3 Comparación de resistencias a cortante y flexión.	32
3.6.4 Detallado del refuerzo transversal debido al cambio de dirección del refuerzo longitudinal.	32
3.6.5 Propuesta alterna para proporcionar un refuerzo por cambio de dirección del acero longitudinal.	35
3.7 Armados de los especímenes de prueba.	35
4. CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.....	40
4.1 Introducción.	40
4.2 Habilitado del acero de refuerzo.	40
4.3 Armado de los especímenes de prueba.	42
4.4 Construcción de la cimbra.	43
4.5 Colado de los especímenes de prueba.	44
5. INSTRUMENTACIÓN, ADQUISICIÓN DE DATOS Y DISPOSITIVO DE CARGAS.....	47
5.1 Introducción.	47
5.2 Instrumentación de los especímenes de ensaye (excepto el elemento TASC α 4-R1).	47
5.3 Instrumentación del espécimen TASC α 4-R1.	50
5.4 Dispositivo de carga.	51

6. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.....	53
6.1 Introducción.	53
6.2 Preparación de los especímenes de prueba.	53
6.3 Aplicación de la carga y registro del agrietamiento.	54
6.4 Identificación de cortantes característicos.	54
7. ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL: RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	57
7.1 Introducción.	57
7.2 Cortantes característicos.	57
7.3 Capacidad de deformación.	60
7.4 Resistencia a cortante.	64
7.4.1 Comportamiento de los peraltes seleccionados en la predicción de la resistencia a cortante.	65
7.5 Distribución evolutiva del daño.	69
7.5.1 Elemento TASC α 0-R0.	71
7.5.2 Elemento TASC α 1-R0.	71
7.5.3 Elemento TASC α 2-R0.	72
7.5.4 Elemento TASC α 3-R0.	73
7.5.5 Elemento TASC α 4-R0.	74
7.5.6 Inclinación de grietas principales.	79
7.5.7 Efecto del ángulo de la cartela en el patrón de agrietamiento.	80
7.6 Acero de refuerzo.	81
7.6.1 Acero longitudinal.	81
7.6.2 Variación del eje neutro.	83
7.6.3 Acero transversal.	87
7.7 Mecanismo de falla.	87
7.8 Comentarios.	88
8. ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL: RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	90
8.1 Introducción.	90
8.2 Cortantes característicos.	90
8.3 Capacidad de deformación.	93
8.4 Resistencia a cortante.	96
8.4.1 Comportamiento de los peraltes seleccionados en la predicción de la resistencia a cortante.	97
8.5 Distribución evolutiva del daño.	101
8.5.1 Elemento TASC α 0-R1.	103
8.5.2 Elemento TASC α 1-R1.	103
8.5.3 Elemento TASC α 2-R1.	104
8.5.4 Elemento TASC α 3-R1.	105
8.5.5 Elemento TASC α 4-R1.	106
8.5.6 Inclinación de puntal y grieta principal.	111
8.5.7 Efecto del ángulo de acartelamiento en el patrón de agrietamiento.	113
8.6 Acero de refuerzo.	114
8.6.1 Acero longitudinal.	114
8.6.2 Variación del eje neutro.	116
8.6.3 Acero transversal.	118
8.7 Mecanismo de falla.	122
8.8 Comentarios.	123
9. EFECTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN LA RESPUESTA GLOBAL DE LAS TRABE CARTELADAS.....	125
9.1 Introducción.	125
9.2 Gráficas V - δ .	125
9.3 Rigidez inicial.	127
9.4 Capacidad de deformación.	127
9.5 Resistencia a cortante.	128
9.6 Refuerzo longitudinal de tensión.	128

10. COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES.....	131
10.1 Introducción.....	131
10.2 Métodos utilizados.....	131
10.3 Elementos viga-columna de sección variable.....	132
10.3.1 Variación del eje neutro.....	133
10.3.2 Modelado de las condiciones no agrietada y agrietada.....	133
10.4 Elementos finitos.....	141
10.4.1 Modelado de las condiciones no agrietada y agrietada.....	141
10.5 Comparación de los métodos utilizados en la predicción de las deflexiones de los especímenes de prueba.....	149
10.6 Comentarios.....	152
11. CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL.....	154
11.1 Introducción.....	154
11.2 Método para obtener V_{CR}	154
11.3 Trabes prismáticas.....	155
11.4 Trabes acarteladas.....	156
11.5 Contribución del concreto en la resistencia a cortante.....	156
11.6 Regresión experimental.....	159
11.6.1 significado físico de la ecuación propuesta para predecir V_{CR}	160
11.7 Comparación de la contribución a cortante del concreto con estudios previos.....	164
11.8 Contribución del acero de refuerzo transversal en la resistencia a cortante.....	166
11.9 Estimación de la resistencia a cortante que proporciona el acero transversal.....	169
11.10 Predicción de la resistencia nominal a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado.....	173
11.10.1 Método propuesto.....	173
12. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	183
12.1. Resumen.....	183
12.2. Conclusiones.....	183
12.2.1. Elementos sin refuerzo transversal.....	183
12.2.2. Elementos con refuerzo transversal.....	184
12.2.3. Comparación de la respuesta con elementos analíticos simples.....	185
12.3. Recomendaciones.....	186
REFERENCIAS.....	187
APÉNDICE A.....	191
APÉNDICE B.....	194
APÉNDICE C.....	196
APÉNDICE D.....	201
APÉNDICE E.....	202

INTRODUCCIÓN

Recientemente se ha detectado un incremento en la utilización de traveses acartelados de concreto reforzado, como solución estructural en la construcción de edificios importantes ubicados en zonas de alta sismicidad, como es el caso de la Ciudad de México. Desafortunadamente, los códigos de construcción utilizados en el país, no proporcionan recomendaciones específicas para estas traveses que garanticen un comportamiento dúctil de dichos edificios. Aunado a esto, existe muy poca información, ya sea en libros o artículos especializados, respecto al comportamiento estructural de estos elementos.

Ante esta necesidad se ha implantado un programa experimental, que comienza con este trabajo, del cual se espera recabar la información suficiente para desarrollar recomendaciones que garanticen un buen desempeño estructural de traveses acartelados de concreto reforzado. Para ello se decidió estudiar en primera instancia el mecanismo resistente a cortante de las traveses acarteladas, para que una vez comprendido, también se estudie a flexión.

Para interpretar los resultados experimentales, se ha utilizado el enfoque tradicional de los elementos prismáticos, según el cual la resistencia a cortante está determinada por la suma de las contribuciones del concreto y del acero de refuerzo transversal. Este enfoque, aunque ha sido criticado, es el que prevalece en la mayoría de los códigos de diseño, a pesar del desarrollo de nuevas teorías (más racionales), que explican el mecanismo a cortante de los elementos de concreto reforzado.

Este estudio experimental está apoyado en el ensayo destructivo de diez elementos a escala real, los cuales contemplan cinco ángulos de acartelamiento que cubren uniformemente un intervalo de cero a doce grados. De los diez elementos, cinco no tienen refuerzo transversal y los restantes poseen un refuerzo mínimo por cortante. En este trabajo se estudiaron tanto la influencia del ángulo de acartelamiento así como la presencia del refuerzo transversal en la resistencia a cortante de las traveses y en la respuesta de los elementos (deflexiones). Además, a partir de la información recabada, se evalúa el mecanismo de falla para estos especímenes y se presentan recomendaciones para estimar la resistencia nominal a fuerza cortante de traveses acartelados de concreto reforzado.

El trabajo está dividido en doce capítulos y cinco apéndices. En el primer capítulo se explica la importancia de las traveses acarteladas y lo observado en la práctica constructiva de estos elementos en la Ciudad de México. También se mencionan algunos tópicos relacionados con estos elementos en cuanto al análisis, comportamiento y diseño, con base en la literatura disponible.

En el segundo capítulo se determina el alcance del trabajo experimental propuesto y los objetivos que se pretenden cubrir a partir del ensayo de diez elementos. El tercer capítulo se ocupa en describir las hipótesis y criterios de diseño para inducir una falla de corte en los especímenes de prueba, a partir de las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2004 (NTCC-04), para traveses prismáticos.

En el capítulo cuatro se detalla todo el proceso constructivo de los especímenes de prueba utilizados en este trabajo. En el capítulo cinco se explica el diseño de la instrumentación utilizada en las pruebas destructivas de los elementos, así como las limitantes de la misma. El capítulo sexto se ocupa en describir la metodología experimental empleada en el ensayo de las diez traveses acarteladas de concreto reforzado.

En el capítulo siete se reportan los resultados experimentales de los elementos sin refuerzo transversal. Asimismo, en el capítulo ocho se reportan los resultados experimentales que corresponden a los elementos con refuerzo transversal. En el noveno capítulo se estudia el impacto que tiene la presencia de estribos en las diversas respuestas estructurales de las traveses con el mismo ángulo de acartelamiento.

En el décimo capítulo se hace una comparación entre los métodos de análisis de elementos tipo viga-columna de sección variable y el de los elementos finitos para calcular las deflexiones en las traveses acarteladas para las condiciones no agrietada y agrietada. En el capítulo once se recomiendan ecuaciones que proporcionan la resistencia nominal por cortante para las traveses acarteladas de concreto reforzado, distinguiendo los casos en los que exista o no refuerzo transversal. Las ecuaciones propuestas se comparan con propuestas anteriores.

Las conclusiones de este trabajo, se presentan en el capítulo doce.

En el apéndice A se muestran las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la construcción de los especímenes de prueba, en el apéndice B se presenta la formulación matricial de elementos tipo viga-columna de sección variable ocupada en la determinación de la respuesta de las traveses acarteladas, el apéndice C resume las recomendaciones generales de las NTCC-2004 para el diseño por flexión y cortante de traveses prismáticos, en el apéndice D se muestran las propiedades de traveses acarteladas de concreto reforzado utilizadas en un trabajo previo (Debaiky y El-Niema, 1982), y en el apéndice E se demuestra como se obtiene el límite superior del peralte crítico con el cual se debe calcular la contribución a cortante de las traveses acarteladas.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se exponen las ventajas y desventajas que se obtienen al emplear travesaños acartelados de concreto reforzado sobre las de sección constante; además se expone lo observado en la práctica mexicana en la construcción de este tipo de elementos en la edificación de estructuras de concreto reforzado de importantes dimensiones. Asimismo, se hace una breve exposición de la literatura disponible que hace referencia a este tipo de elementos con énfasis en el análisis estructural y el diseño por cortante.

1.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS TRAVESAÑOS ACARTELADOS DE CONCRETO REFORZADO.

El uso de travesaños acartelados de concreto reforzado es atractivo como alternativa estructural en el diseño de edificios de importantes dimensiones, ya que proporciona algunas ventajas estructurales sobre las travesaños de concreto de sección constante, entre las cuales se pueden mencionar (Tena-Colunga, 1994):

- Aumentar la rigidez lateral de la estructura.
- Disminuir la cantidad de concreto utilizado.
- Reducir el peso de la estructura.
- Facilitar la ubicación de los distintos tipos de instalaciones.
- Reducir la altura de entrepiso.

Además de estas ventajas, también se prefieren por razones puramente estéticas (Debaiky y El-Niema 1982).

La principal desventaja de estos elementos es que su habilitado y cimbrado son más laboriosos respecto a las travesaños de sección constante, lo que reduce el rendimiento de los obreros encargados de los trabajos en obra y, por consiguiente, aumenta el costo por este concepto.

1.3 PRÁCTICA MEXICANA.

El uso de trabes acarteladas de concreto reforzado no es un hecho reciente en la práctica mexicana. De hecho este tipo de elementos se han utilizado desde la primera mitad del siglo pasado (Tena-Colunga, 1996), tendiendo a perderse esta práctica con el transcurso del tiempo. Recientemente se han detectado en la Ciudad de México edificios de concreto reforzado de importantes dimensiones, que utilizan trabes acarteladas como alternativa estructural, tal y como se constata en las figuras 1.1 a 1.6. Además es importante señalar que existen muchos edificios en los cuales se han utilizado trabes acarteladas de concreto reforzado, pero debido a que ya están totalmente “forrados”, es imposible saberlo a primera vista, a menos que se cuente con una persona que sepa de su existencia (Reyes, 2001).

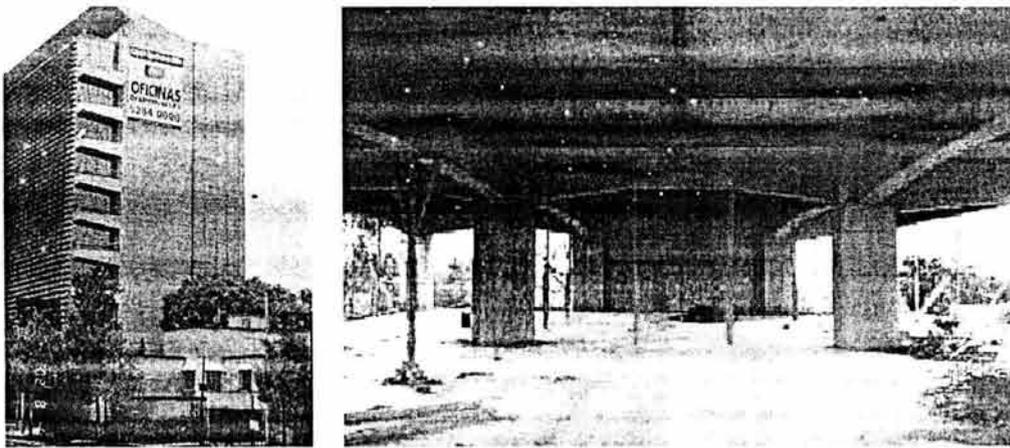


Figura 1.1 Edificio ubicado en Periférico Sur casi esquina con Barranca del Muerto (N-S). Oficinas.

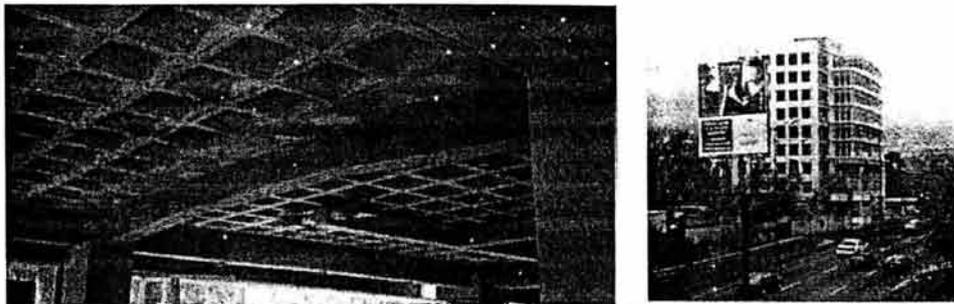


Figura 1.2 Edificio ubicado en Periférico Sur casi esquina con Barranca del Muerto (S-N). Oficinas.

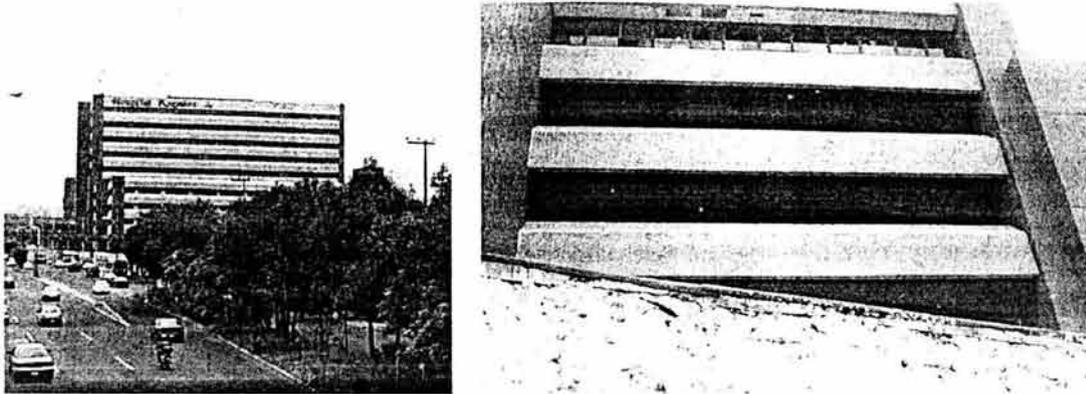


Figura 1.3 Edificio ubicado en Periférico Sur. Hospital y estacionamiento.

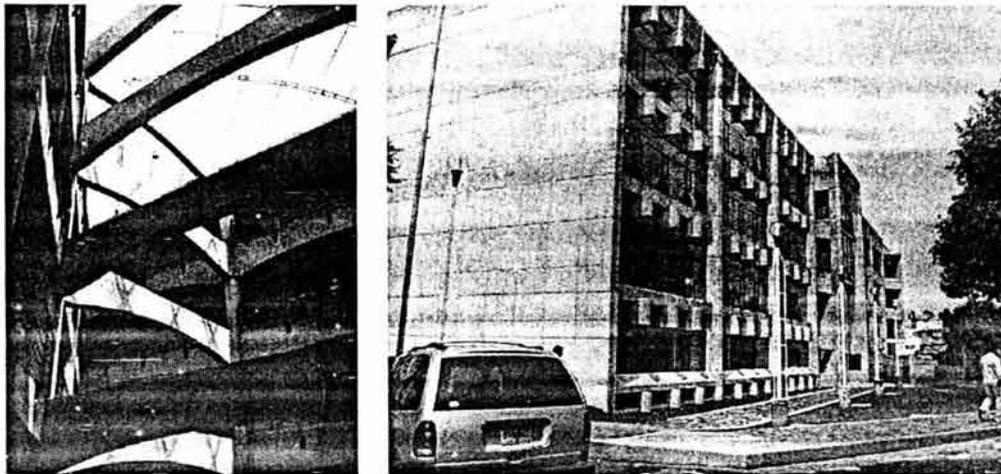


Figura 1.4 Edificio ubicado en la Universidad Autónoma Metropolitana-Xochimilco. Aulas y edificios administrativos.

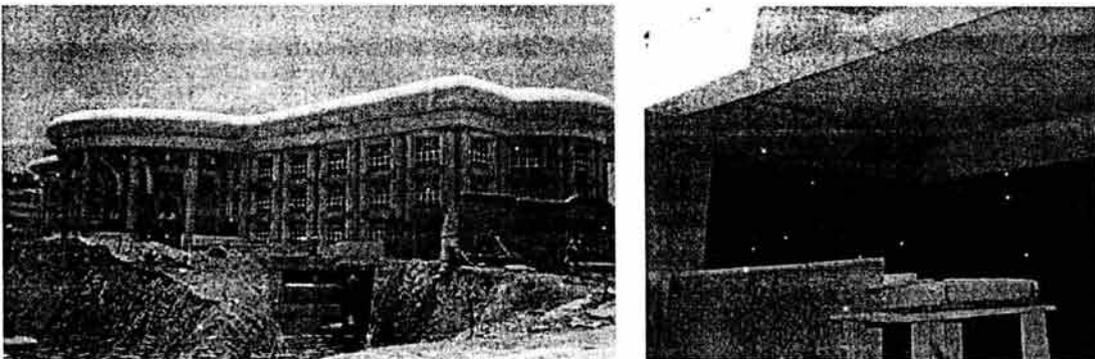


Figura 1.5 Edificio ubicado en Santa Fé. Escuela.

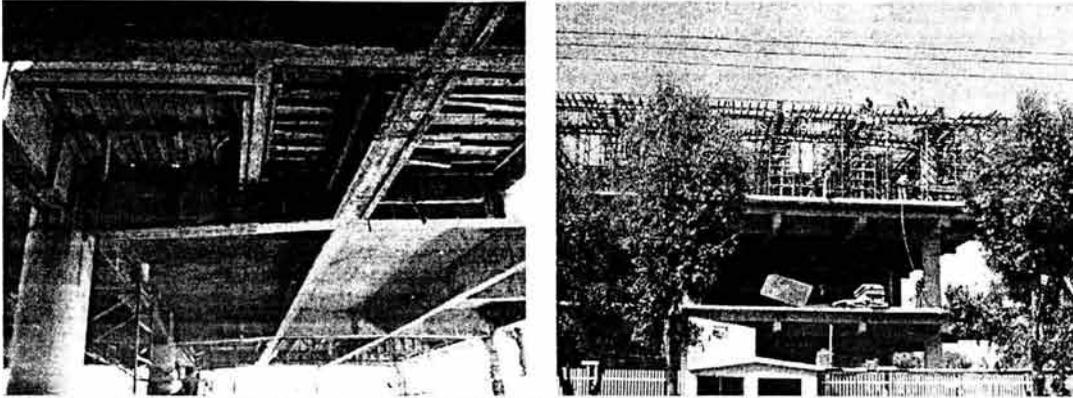


Figura 1.6 Edificio ubicado en el Eje 5 (cerca de la UAM-A). Centro de negocios.

En la visita a los edificios mostrados en las figuras 1.1 a 1.6 se observó que existe la tendencia a proponer traveses con cartelas lineales en los tercios extremos del claro, con ángulos de acartelamiento moderados (alrededor de siete grados). De hecho, se ha modificado la tendencia observada a inicios del siglo pasado, que consistía en proponer cartelas en los extremos con longitudes de acartelamiento pequeñas y ángulos de acartelamiento mayores a los observados desde la década de los años sesenta y setenta del siglo pasado hasta hoy en día. En la figura 1.7 se observan estas geometrías. Además se observó que en los edificios de reciente construcción que utilizan traveses acartelados de concreto reforzado, es común que en los vértices que delimitan las cartelas con el tramo central prismático, se apoyen traveses secundarios (figuras 1.5 y 1.6).

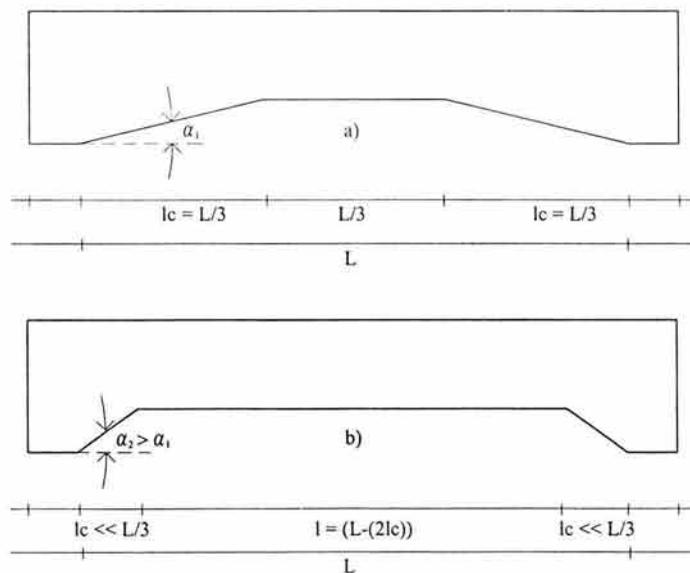


Figura 1.7 Diferencia geométrica entre las traveses acartelados de concreto reforzado utilizadas: a) hoy día y b) primera mitad del siglo XX.

En cuanto al armado longitudinal, se encontraron dos arreglos diferentes: 1) el que consiste en habilitar el acero de refuerzo siguiendo la geometría de las traveses, al que se le denomina

continuo y 2) el que pierde continuidad en la zona de intersección del tramo acartelado con el tramo central prismático; este arreglo se ha denominado de tipo *tijera*, debido al cruce de varillas en la zona de discontinuidad. En este tipo de armados, la discontinuidad del acero longitudinal se protege al dejar longitudes de desarrollo posteriores a los vértices de las traves, las cuales dan la apariencia que da el nombre de este tipo de refuerzo. En la figura 1.8 se observa la diferencia entre éstos arreglos del acero longitudinal.

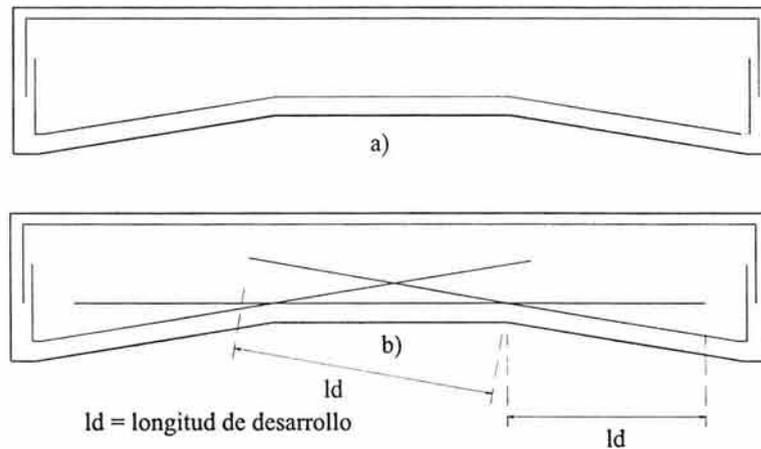


Figura 1.8 Arreglos del acero longitudinal observados en la práctica mexicana:
a) armado continuo y b) armado tipo tijera.

1.4 NORMATIVIDAD.

Debido a que es un hecho que se están utilizando traves de sección variable como solución estructural en edificios de concreto reforzado, es importante conocer bajo qué criterios se está realizando el diseño de estos elementos.

Ya que los códigos más utilizados en el país para diseñar estructuras de concreto son, en sus más recientes versiones^{1,1}, las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto, (NTCC-04) y el Reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-318-02), y éstos no proporcionan recomendaciones de diseño para las traves acarteladas de concreto reforzado, el diseño de estos elementos está basado más bien en la experiencia y juicio del calculista.

En el apéndice C se muestran las recomendaciones generales de las NTCC-04 para el cálculo de la resistencia a cortante y flexión de traves de sección constante.

^{1,1} Durante el desarrollo del presente trabajo, se tuvieron versiones precedentes a los códigos referidos. En el caso de las NTCC-04 se contó con la Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto, publicadas en la página electrónica de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural en abril del 2001. En el caso de ACI-318-02, se contó con una versión anterior publicada en el año de 1999 (ACI-318-99).

1.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Existen autores que han desarrollado métodos para determinar los elementos mecánicos que se generan en los elementos de sección variable. En general estos métodos están basados en la suposición de un comportamiento elástico lineal de los elementos.

1.5.1 ELEMENTOS TIPO VIGA-COLUMNA DE SECCIÓN VARIABLE.

Este es un método presentado por Tena-Colunga (1996), el cual se sustenta en los métodos desarrollados por Damy (1986). El método parte de calcular los coeficientes de flexibilidad, con los cuales es posible determinar la matriz de rigidez local de un elemento de sección variable. Este trabajo proporciona soluciones cerradas para elementos con secciones transversales tales como sección "T", rectangular, cuadrada y circular, ya sea en el plano o en el espacio (figura 1.9). En este método se considera la variación de las propiedades de la sección transversal a lo largo del eje centroidal continuo del elemento y no se toma en cuenta el acoplamiento entre el momento, cortante y carga axial. Por otra parte, las deformaciones por cortante participan en la respuesta de los elementos.

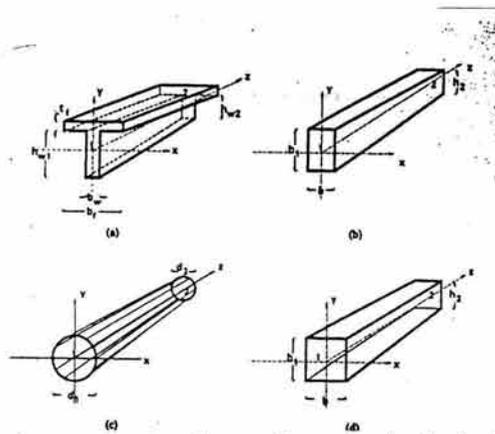


Figura 1.9 Diferentes secciones que se pueden analizar con el método de Tena-Colunga (1996).

Este método está pensado para proporcionar estimaciones rápidas y confiables de los elementos mecánicos y deflexiones que se presentan en elementos de sección variable. Además tiene la ventaja de que es muy fácil de implantar en programas de computadora. En el apéndice B se muestra la formulación y solución cerrada para elementos de sección variable con sección rectangular.

1.5.2 ELEMENTOS FINITOS.

Debido al auge que han tenido los programas comerciales de computadora dotados de interfaz gráfica, el método de los elementos finitos es cada vez más utilizado para resolver problemas de índole estructural.

Existen trabajos donde se ha estudiado el comportamiento de elementos de sección variable al modelarlos con elementos finitos elástico-lineales. Recientemente, Balkaya (2001), presentó un estudio de vigas con sección transversal "T" (figura 1.10), del cual se derivan resultados interesantes, tales como la distribución no lineal de los esfuerzos en cualquier sección transversal de un elemento de sección variable. Este fenómeno se asocia a la variación del eje neutro en la longitud del elemento y al acoplamiento entre la fuerza normal y el momento (El-Mezaini, *et al*; 1991), que a su vez se deriva del efecto de arco que proporciona la geometría de las travesas (figura 1.11).

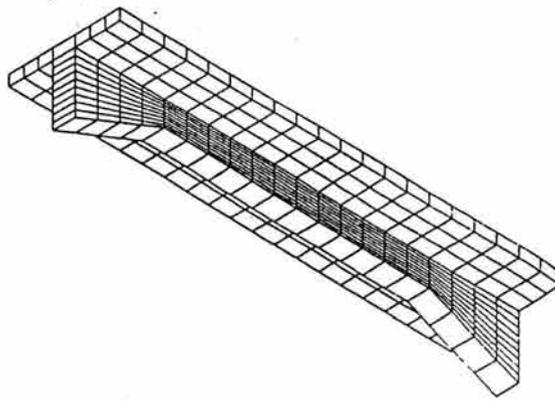


Figura 1.10 Travesas acarteladas típicas con sección transversal "T" analizadas por Balkaya (2001).

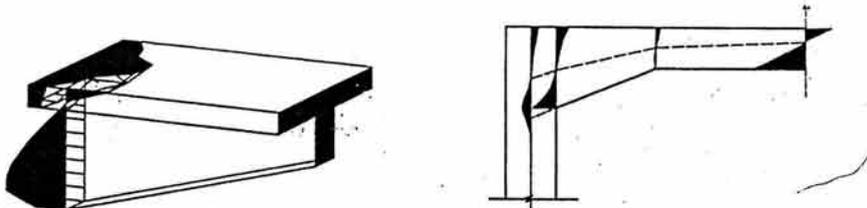


Figura 1.11 Distribuciones no lineales en los esfuerzos de travesas acarteladas de concreto reforzado (Balkaya, 2001).

1.6 TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL.

Los trabajos de investigación experimental realizados hasta la fecha, están enfocados a determinar el comportamiento a cortante de travesas acarteladas de concreto reforzado. Como se advertirá, existen muy pocos trabajos que proporcionen una adecuada comprensión del comportamiento de estos elementos.

1.6.1 DEBAIKY Y EL-NIEMA (1982).

Este trabajo se concentró en determinar el comportamiento a cortante de traveses acartelados de concreto reforzado provistas de refuerzo transversal, mediante pruebas en 33 elementos a escala real de diferentes geometrías, arreglos del refuerzo longitudinal y cuantías de refuerzo transversal (figura 1.12). Las traveses estaban simplemente apoyadas y se les aplicaron cargas monótonas en los tercios medios. Esta condición de carga permite evaluar el mecanismo resistente a cortante, en una zona donde el momento flexionante (positivo), es pequeño. Los ángulos de acartelamiento observados fueron de cero, cuatro y nueve grados. En este trabajo, se observaron dos geometrías distintas en los ensayos: 1) cuando el peralte máximo está en los apoyos y 2) cuando el peralte máximo se encuentra en el tercio central de la trabe.

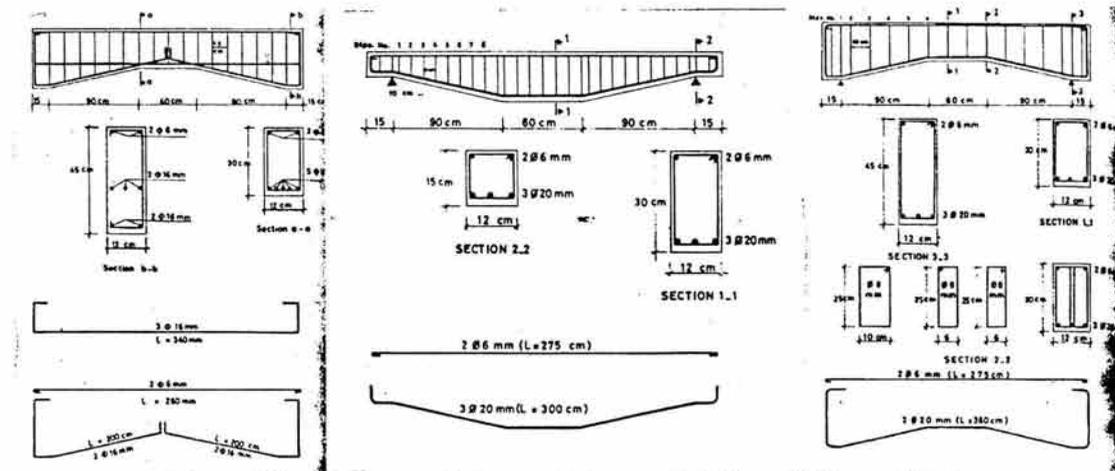


Figura 1.12 Diversos modelos estudiados por Debaiky y El-Niema (1982).

Los resultados más sobresalientes de este trabajo son:

- No existe una gran diferencia en el valor de la fuerza cortante que produce el primer agrietamiento diagonal en traveses con diferente ángulo de acartelamiento.
- La contribución a cortante del concreto es función del ángulo de acartelamiento, mientras que la contribución del acero de refuerzo transversal no depende de éste.
- No existen diferencias considerables en el cortante último que resisten las traveses acarteladas con el mismo ángulo de acartelamiento, independientemente de la ubicación del mayor peralte, ya sea en los extremos o en la parte central de la trabe.
- El agrietamiento diagonal tiende a presentarse en la zona de menor peralte.

Como resultado de este trabajo, se propuso una ecuación que determina la contribución a cortante del concreto reforzado, V_{cR} , de las traveses acarteladas:

$$V_{cR} = 0.66 \sqrt{f'_c} b d_s [1 \pm 1.7 \tan \alpha] \quad 1.1$$

donde d_s es el peralte efectivo del extremo (apoyo) de la trabe. El signo positivo corresponde a trabes con el peralte del apoyo menor al del tramo prismático central y el signo negativo para trabes donde el peralte del apoyo es mayor al de la sección prismática. El ángulo de acartelamiento es α .

Se hace notar que el coeficiente de la ecuación 1.1 (0.66), indica que esta propuesta no es robusta, ya que si el ángulo de acartelamiento es nulo, no se obtiene el coeficiente que corresponde a las trabes prismáticas (0.50), según la formulación indicada en los códigos de diseño para trabes prismáticas (NTCC-2004 y ACI-318-02).

Además en este trabajo se propuso una expresión que determina el cortante último de trabes acarteladas de concreto reforzado:

$$V_u = V_{cR} + \frac{A_v f_{yv} d_s}{s} + 0.25 A_s f_y \text{sen} \alpha \quad 1.2$$

donde V_{cR} se calcula con la ecuación 1.1; en el segundo miembro, A_v es el área de refuerzo transversal, f_{yv} el esfuerzo de fluencia de los estribos, d_s el peralte efectivo del apoyo y s la separación entre estribos; en el tercer miembro A_s es el área de acero longitudinal inclinado, f_y el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y α el ángulo de acartelamiento, el cual es positivo para trabes con el peralte mayor en el centro del claro y negativo para trabes con el mayor peralte en los apoyos.

El significado físico de los tres miembros involucrados en la ecuación 1.2 se discute en detalle en el capítulo 11.

1.6.2 EL-NIEMA (1988).

Este trabajo es una extensión del trabajo desarrollado por Debaiky y El-Niema (1982), pero ensayando 10 trabes acarteladas con sección transversal "T" (figura 1.13). En este trabajo se conservaron la condición de carga y ángulos de acartelamiento estudiados en Debaiky y El-Niema (1982). No se menciona en este trabajo la contribución del patín en la resistencia a cortante.

Los resultados relevantes de este trabajo son:

- La buena correlación de la fórmula propuesta por Debaiky y El-Niema (1982), basada en trabes de sección rectangular, con los resultados del ensaye de trabes acarteladas de sección transversal "T".
- La ventaja de utilizar trabes acarteladas con sección "T" donde el mayor peralte esté ubicado en los apoyos, debido a que presentan una mayor resistencia a cortante y menor capacidad de deformación, en comparación con las trabes acarteladas que tienen el mayor peralte en el centro de la trabe.

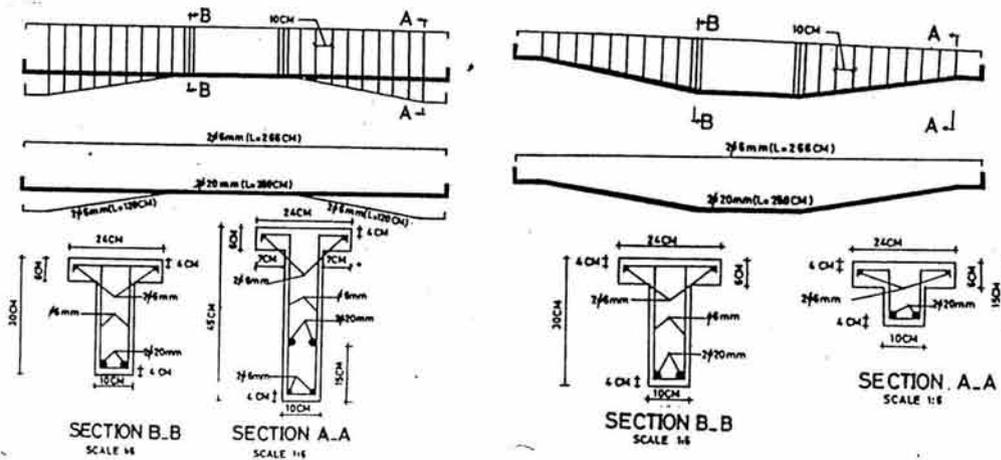


Figura 1.13 Trabes con sección "T" ensayadas por El-Niema (1982).

1.6.3 MACLEOD Y HOUMSI (1994).

Este trabajo se concentró en determinar el peralte que debe utilizarse en el diseño de trabes acarteladas de concreto reforzado sin refuerzo transversal, es decir el peralte crítico. Las trabes fueron ensayadas en doble voladizo (figura 1.14), de tal forma que se modelara de una manera realista el comportamiento de trabes continuas, es decir evaluando la resistencia a cortante en la zona donde el momento flexionante (negativo), es máximo. Además este arreglo permitió tener un bloque de compresión de profundidad variable, a diferencia de los trabajos previos (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988). Los ángulos de acartelamiento observados fueron de cero, cuatro, seis y diez grados.

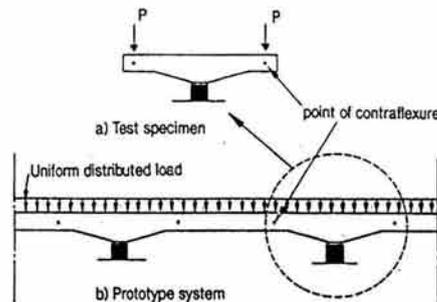


Figura 1.14 Modelo empleado en los ensayos de MacLeod y Houmsi (1994).

Los resultados más relevantes de este trabajo son:

- Al aumentar el ángulo de acartelamiento, se hace evidente el trabajo de un puntal en la longitud de la cartela y esto se asocia a la aparición de más de una grieta diagonal importante. Este fenómeno ocasiona que los elementos presenten una sobrerresistencia considerable. Entendiéndose como sobrerresistencia al incremento de carga que puede soportar el elemento una vez que se presenta la grieta principal diagonal.

- El acero longitudinal en las trabes acarteladas de concreto reforzado sin refuerzo transversal, trabaja a esfuerzos muy por debajo del límite de fluencia.
- Al aumentar el ángulo de acartelamiento, aumenta la capacidad de deformación de las trabes respecto a la observada en una trabe prismática cuyo peralte corresponde al mayor de una trabe acartelada.
- El peralte crítico de diseño en trabes acarteladas continuas se encuentra ubicado a una distancia de 2.7 veces el peralte efectivo de la sección transversal que corresponde al tramo prismático (peralte mínimo), medido desde el punto de inflexión hacia el extremo de la trabe.

Respecto de las conclusiones del trabajo desarrollado por MacLeod y Houmsi (1994), se hace notar que la fluencia o no fluencia del acero longitudinal depende de la cuantía provista en las trabes. Asimismo, era de esperarse que al aumentar el ángulo de acartelamiento de las trabes, las deflexiones aumentarían debido a la reducción de inercia a lo largo del elemento.

Como resultado de este trabajo experimental, se propuso una metodología para determinar la contribución en la resistencia a cortante que proporciona el concreto, V_{cR} :

$$V_{cR} = \left(V_{pc} + \frac{M}{d_{crit}} F \tan \alpha \right) \quad 1.3$$

En esta propuesta, V_{pc} es la resistencia a cortante del concreto calculada para el peralte mínimo; d_{crit} es el peralte ubicado a 2.7 veces el peralte mínimo a partir del punto de inflexión de una trabe continua hacia el apoyo, M es el momento actuante en la sección crítica y F tiene el siguiente valor:

$$F = 0.27(1 + \tan \alpha) \quad 1.4$$

1.7 INFORMACIÓN EN LIBROS ESPECIALIZADOS.

Un reflejo de la poca investigación experimental relacionada al comportamiento y diseño de trabes de concreto reforzado con sección variable, es la escasa información que se dispone en los libros especializados (Park y Paulay, 1997 y Nilson, 1999).

1.7.1 PARK Y PAULAY (1997).

Este libro establece que la geometría de las trabes acarteladas modifica la magnitud del cortante contra el cual debe diseñarse, V_{ef} , en comparación con una trabe de sección constante (figura 1.15). Este cambio en el cortante de diseño es ocasionado por la componente vertical que introduce el acero longitudinal inclinado, el cual puede aumentar o disminuir el cortante obtenido por estática. Además se recomienda proporcionar en la vecindad del vértice que se forma en la intersección del tramo acartelado con el tramo prismático, un refuerzo transversal que proteja contra la fuerza inducida por el quiebre del acero longitudinal.

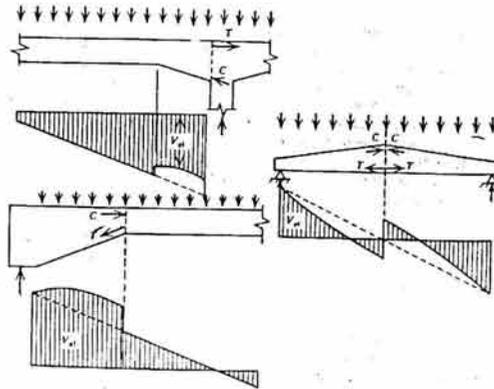


Figura 1.15 Variación en el cortante de diseño, V_{eff} en las travesas acarteladas de concreto reforzado. Park y Paulay (1997).

1.7.2 NILSON (1999).

La propuesta de este autor, están basadas en los resultados obtenidos por Debaiky y El-Niema (1982). Además, en este texto se reconoce la poca evidencia experimental que existe para comprender el mecanismo de falla de este tipo de elementos.

1.8 ENFOQUE TRADICIONAL PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A CORTANTE EN TRABES PRISMÁTICAS DE CONCRETO REFORZADO.

El enfoque tradicional para determinar el cortante resistente de una trabe prismática de concreto reforzado, establece que éste se obtiene al sumar algebraicamente las contribuciones del concreto y del acero de refuerzo transversal:

$$V_n = V_{cR} + V_{sR} \quad 1.5$$

donde V_n es la resistencia nominal a cortante en cualquier sección de una trabe prismática, V_{cR} la contribución del concreto y V_{sR} la aportación del acero de refuerzo transversal (estribos o varillas dobladas).

Este método ha sido muy criticado debido a que no proporciona una explicación adecuada del mecanismo resistente a cortante de las travesas, al no incluir componentes significativas en la transmisión de la fuerza cortante. Además se basa en la suposición de que tanto los esfuerzos principales y el agrietamiento en el concreto tienen una orientación de 45° respecto al eje longitudinal del elemento, situación que no siempre corresponde con las observaciones experimentales (Wang y Salmon, 1979, ACI-ASCE, 2000).

La razón por la que este enfoque aún es vigente en los códigos actuales de diseño, es que esta metodología es segura, simple de entender y no introduce costos adicionales en las etapas de diseño o construcción (ACI-ASCE, 2000).

1.8.1 CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO, V_{cR} .

La transmisión de la fuerza cortante en elementos de concreto reforzado sin refuerzo transversal, ocurre por la combinación de las fuerzas mostradas en la figura 1.16 (Wang y Salmon, 1979).

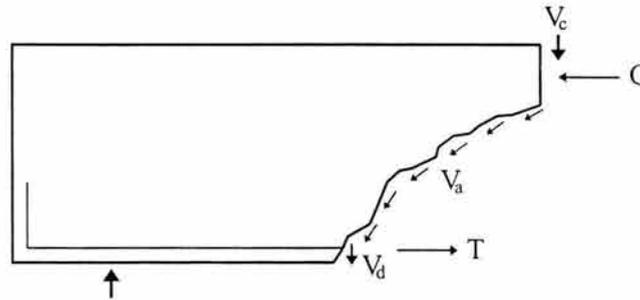


Figura 1.16 Mecanismo resistente a cortante en la presencia del agrietamiento diagonal (modificada de Wang y Salmon, 1979).

A partir de la figura 1.16 se distinguen las siguientes fuerzas resistentes:

- Cortante que resiste el concreto no agrietado en el bloque de compresión, V_c .
- Cortante resistente ocasionado por el trabazón del agregado, V_a , el cual se manifiesta por fuerzas tangenciales a lo largo de la grieta.
- La acción de dovela, V_d , ocasionada por la resistencia del acero de refuerzo longitudinal a fuerzas transversales.
- Acción de arco que se manifiesta en vigas cortas, cociente del claro de cortante, a ,^{1,2} entre el peralte efectivo, d , menores a 2.5 ($a/d \leq 2.5$), tal y como se observa en la figura 1.17.

^{1,2} Para traveses simplemente apoyadas, sometidas simétricamente a dos cargas concentradas iguales, el claro de cortante es la distancia en la cual el cortante es constante. Para el caso general, el claro de cortante se define como el cociente del momento entre el cortante en una sección dada, $a=M/V$.

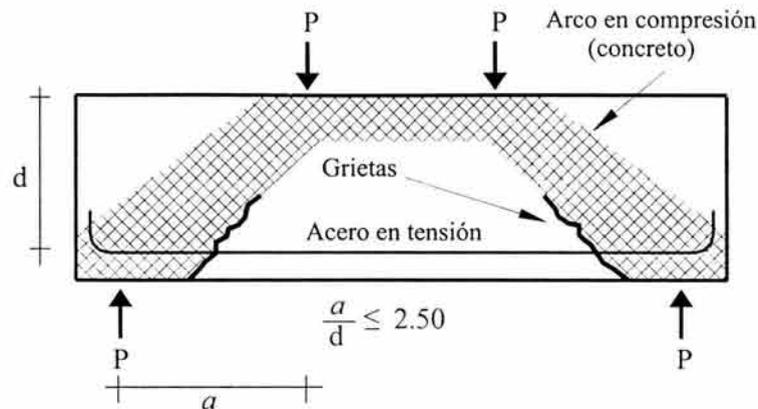


Figura 1.17 Mecanismo de arco en traves cortas (modificada de Wang y Salmon, 1979).

El cortante que resiste el concreto; V_{cR} , en traves con relaciones $a/d \geq 2.5$ se obtiene al sumar algebraicamente las contribuciones del cortante resistido por el bloque de compresión, la trabazón del agregado y el resistido por la acción de dovela del acero de refuerzo.

$$V_{cR} = V_c + V_a + V_d \quad 1.6$$

Por lo general, las fuerzas producidas por los mecanismos de la trabazón del agregado y la acción de dovela, son pequeñas en comparación con la componente que resiste el bloque de concreto a compresión no agrietado, además éstas tienden a disminuir al aumentar el espesor de la grieta diagonal, por lo que es usual relacionar la resistencia a cortante del concreto reforzado con la componente que aporta el bloque a compresión (Nilson, 1999).

1.8.2 CONTRIBUCIÓN DEL ACERO DEL REFUERZO TRANSVERSAL, V_{sR} .

Una manera sencilla de explicar el trabajo que desarrolla el acero de refuerzo transversal en el mecanismo de cortante de traves de sección constante, es mediante la analogía clásica de la armadura (figura 1.18).

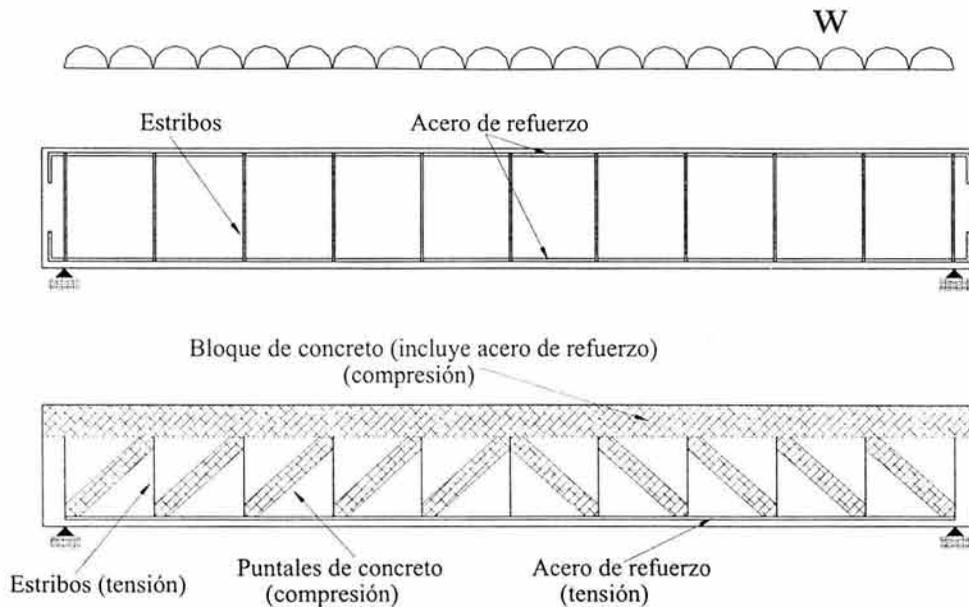


Figura 1.18 Analogía de la armadura clásica (modificada de Wang y Salmon, 1979).

De la figura 1.18 se observa que la analogía de la armadura modela la transferencia de fuerzas internas de un elemento sometido a corte mediante una cuerda superior de concreto (y acero de refuerzo) a compresión, acero de refuerzo longitudinal inferior trabajando como una cuerda a tensión, estribos a tensión y diagonales (puntales), de concreto a compresión.

A partir de la analogía de la armadura clásica es posible establecer una ecuación que determina la contribución del acero de refuerzo transversal, V_{sR} , asumiendo que la grieta diagonal de falla tiene una inclinación de 45° respecto al eje longitudinal del elemento^{1.3} y que se extiende desde el nivel de la fibra donde yace el acero longitudinal a tensión, hasta el la fibra superior a compresión del concreto (figura 1.19). De esta manera la grieta cruzan n estribos espaciados uniformemente en una longitud igual al peralte efectivo de la sección.

^{1.3} La analogía de la armadura de *ángulo variable* difiere de la armadura clásica, entre otras cosas, al reconocer ángulos de agrietamiento diferentes de 45° , entre 65° y 25° , respecto al eje longitudinal del miembro, (Nilson, 1999).

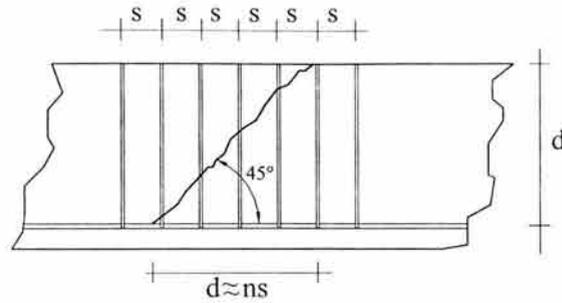


Figura 1.19 Agrietamiento supuesto en el modelo de la armadura clásica (modificada de Wang y Salmon, 1979).

La contribución del acero de refuerzo en la resistencia a cortante es la suma de las fuerzas verticales, en tensión, de los estribos cruzados por la diagonal, de esta manera:

$$V_{sR} = nA_v f_s \quad 1.7$$

donde n es el número de estribos espaciados a cada s unidades de longitud, A_v es el área transversal del estribo o barra inclinada y f_s es el esfuerzo desarrollado en el refuerzo transversal.

Ahora, al suponer grietas inclinadas a 45° (figura 1.19):

$$n \approx \frac{d}{s} \quad 1.8$$

donde d es el peralte efectivo de la sección, por lo tanto la ecuación 1.7 se puede escribir como:

$$V_{sR} = \frac{A_v f_s d}{s} \quad 1.9$$

1.9 COMENTARIOS.

Es evidente que la información disponible sobre el comportamiento, experimental o analítico, de elementos de sección variables es escaso. Además, la evidencia experimental de la que se tiene conocimiento está basada en prácticas constructivas no observadas en el país. Debido a lo anterior, parece adecuado investigar el comportamiento de las travesas acarteladas de concreto reforzado a partir de lo observado en la construcción de edificios en México.

Por otra parte, parece razonable utilizar el enfoque tradicional en la determinación de la resistencia a cortante de travesas acarteladas de concreto reforzado, debido a que las últimas versiones de los códigos de diseño más utilizados en México (NTCC-04 y ACI-318-02), mantienen esta filosofía de diseño por cortante. Aún y cuando han aparecido teorías que

explican de una manera racional el mecanismo resistente a corte de trabes de concreto reforzado con sección prismática, (ASCE-ACI, 2000).

CAPÍTULO 2

ALCANCE DEL PROYECTO EXPERIMENTAL

El objetivo principal de este trabajo es estudiar experimentalmente, mediante pruebas destructivas, el mecanismo de falla a cortante de las trabes acarteladas de concreto reforzado típicas de la práctica mexicana, sometidas a cargas monótonas, así como proponer recomendaciones simples para el diseño de las mismas utilizando la normatividad propuesta para el Distrito Federal (NTCC-04).

La justificación de este trabajo se basa en la escasa información experimental que se tiene para este tipo de elementos sometidos a cargas estáticas (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988; MacLeod y Houmsi, 1994), la poca información que ofrecen los libros de diseño de concreto reforzado para trabes de sección variable por ejemplo, (Park y Paulay, 1997; Nilson, 1999), y la omisión de recomendaciones específicas en los códigos de construcción para concreto reforzado (RCDF-04; ACI 318-02) para trabes de sección transversal variable.

Para lograr el objetivo, se construyeron dos grupos de modelos de tamaño natural que constan de cinco geometrías distintas cada uno, lo que da un total de 10 especímenes. La geometría y el arreglo del refuerzo longitudinal se eligieron con base en uno observado en la práctica mexicana y que consiste en tener el acero continuo a lo largo de la trabe y siguiendo la geometría de la misma (Tena-Colunga *et al.*, 2001). De los dos grupos, uno de ellos no cuenta con refuerzo transversal, más que el necesario para sujetar el acero longitudinal y los elementos del grupo restante fueron reforzados según un refuerzo mínimo a cortante,^{2.1} acorde a la propuesta de las NTCC-04 para trabes de sección prismática. Todos los especímenes se sometieron a cargas puntuales monótonamente crecientes aplicadas en los tercios medios (figura 3.2), ya que esta condición de carga ha sido la más empleada en el estudio de la fuerza cortante en elementos de concreto reforzado, debido a que proporciona un claro de cortante bien definido. Además, esta condición se ha utilizado en trabajos previos del estudio del cortante en trabes acarteladas de concreto reforzado (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988).

^{2.1} El refuerzo mínimo se determinó con base en el peralte del apoyo de las trabes (peralte mayor).

De los resultados obtenidos de estos ensayos, se estudia:

- El mecanismo de falla y la resistencia a cortante del concreto reforzado en función del ángulo de acartelamiento y de la presencia de refuerzo transversal.
- La capacidad de deformación de las traveses en función del ángulo de acartelamiento y de la presencia del refuerzo transversal.
- La contribución del acero de refuerzo transversal a la resistencia a cortante.
- Expresiones simples para estimar la resistencia nominal a cortante, basadas en el enfoque tradicional.

En los siguientes capítulos se describe detalladamente lo que concierne a las diferentes etapas del programa experimental.

CAPÍTULO 3

CRITERIOS DE DISEÑO PARA LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA

3.1 INTRODUCCIÓN.

Como se mencionó en el capítulo dos, se pretende entender el mecanismo que rige la falla a cortante de las trabes acarteladas de concreto reforzado. Es por ello que todos los especímenes de prueba se diseñaron para presentar una falla a cortante en condiciones de carga última. Se procuró que el cociente del claro de cortante, a , entre el peralte efectivo, d , de cualquier sección de las trabes fuera superior a 2.5 ($a/d > 2.5$), con la finalidad de evitar comportamientos asociados con las trabes peraltadas (Wang y Salmon, 1979). Las estimaciones de resistencia a cortante y flexión para cada elemento, se obtuvieron de las recomendaciones de la propuesta de las NTCC-04 para trabes de sección prismática que son similares a las recomendadas por el ACI 318-02 (Luna y Tena, 2001).^{3.1}

Una variable a considerar en el comportamiento de las trabes con sección variable, es el ángulo de acartelamiento, α . En este trabajo se utilizó una gama de ángulos de acartelamiento, que incluyera los más utilizados en la práctica mexicana (Tena-Colunga *et al.*, 2001), así como los considerados en experimentos realizados previamente (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988; MacCleod y Houmsi, 1994), para fines de comparación de resultados. Dicha gama de ángulos de acartelamiento va desde $\alpha=0^\circ$ (trabe prismática), hasta $\alpha=12.10^\circ$. Las trabes se construyeron de manera que los tramos acartelados extremos, tuvieran una longitud de un tercio del claro efectivo. Esta proporción se ha observado en las nuevas propuestas estructurales que emplean trabes de este tipo.

3.2 GEOMETRÍA GENERAL DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

Las dimensiones de los especímenes se determinaron con base en la capacidad de carga y maniobras del equipo de pruebas disponible del Laboratorio de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana–Azcapotzalco (UAM-A), así como a la experiencia ganada en ensayos previos de trabes prismáticas simplemente apoyadas en este mismo laboratorio (González Cuevas *et al.*, 1999). De esta manera se obtuvieron elementos cuya longitud total fue de 330 cm, con un claro efectivo, l , de 280 cm, el ancho, b , es constante para todas las trabes y es de 22 cm, originalmente esta dimensión era de 25 cm, pero se tenían elementos muy pesados para el equipo de maniobras disponible, por lo que se optó

^{3.1} En el apéndice C se muestra un resumen de las disposiciones generales de las NTCC-04 para el diseño por flexión y cortante de trabes de sección constante.

por reducir el ancho y no la longitud de las traveses para reducir el peso de las mismas. El peralte total máximo, que corresponde a los extremos es siempre $h_{max}=45$ cm y el que corresponde al tercio medio varía en $h_{min}=45, 40, 35, 30$ y 25 cm (figura 3.1).

Las cartelas de los elementos se propusieron para que tuvieran una longitud de un tercio del claro efectivo de las traveses, es decir, 93.30 cm. Las cartelas se dispusieron en los tercios extremos del claro efectivo. Se propuso una longitud de apoyo de 25 cm en cada extremo de las traveses, dicha longitud pretende acomodar a los apoyos así como proporcionar una longitud suficiente para evitar problemas de adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal. En la figura 3.1 se muestra un croquis esquemático de las dimensiones de las traveses acarteladas utilizadas en este trabajo.

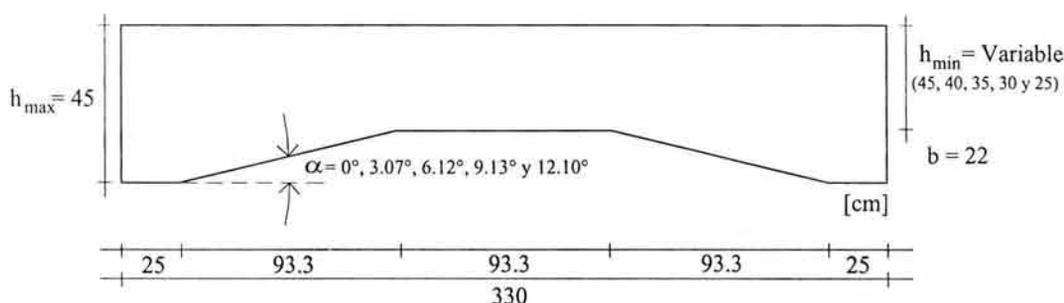


Figura 3.1 Dimensiones generales de los especímenes de prueba.

3.3 CONDICIÓN DE CARGA SELECCIONADA PARA LOS ENSAYES.

La condición original de carga, corresponde a la de una trabe simplemente apoyada con cargas concentradas en los tercios medios. Este arreglo se prefirió sobre otros, en virtud de que el cortante se mantiene constante en las cartelas,^{3.2} lo que evita introducir una variable adicional en el análisis del comportamiento a cortante de las traveses, además de que parte de la poca evidencia experimental de ensayos estáticos para este tipo de traveses, se hizo con este arreglo de cargas (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988). Debido a que en una etapa posterior se ensayarán traveses similares a las presentadas en este trabajo, pero aplicando cargas cíclicas, se recorrieron los puntos de aplicación 10 cm de los tercios medios hacia el centro de las traveses, con la finalidad de facilitar la aplicación de las cargas sobre las traveses en la sección prismática. Esta modificación no afecta la condición original de cargas, ya que se sigue manteniendo una zona de cortante constante que va del apoyo al punto de la aplicación de la carga; además, este arreglo da la seguridad que la zona de transición de la zona acartelada a la zona prismática, está sometida al mismo cortante que actúa en la longitud acartelada.

Los apoyos se dispusieron de manera tal que el centroide de la reacción pasara 5 cm antes del inicio de las cartelas, esto con la finalidad de evitar que las cartelas tuvieran cargas concentradas que pudieran causar fallas locales por aplastamiento.

^{3.2} Además este arreglo proporciona un claro de cortante bien definido.

De lo explicado en los dos párrafos precedentes, se ve que el claro de cortante, a , es de 108.3 cm; esta distancia resulta de sumar 5 cm de distancia entre la reacción y el inicio de la cartela, 93.3 cm de la longitud de la cartela y los 10 cm aumentados para facilitar la aplicación de las cargas cíclicas. La figura 3.2 indica la condición de carga y los diagramas de cortante y momento resultantes.

La relación a/d mínima (conservadora), representativa de todos los ensayos es $a/d=2.64$. Este valor se obtiene utilizando el peralte efectivo de los extremos y considerando un recubrimiento de 4 cm. Esta relación de claro de cortante a peralte efectivo, nos garantiza que al menos conceptualmente, no se presentará un comportamiento similar al de las traveses peraltadas o cortas, en las cuales la relación máxima a/d es de 2.50 (Wang y Salmon, 1979).

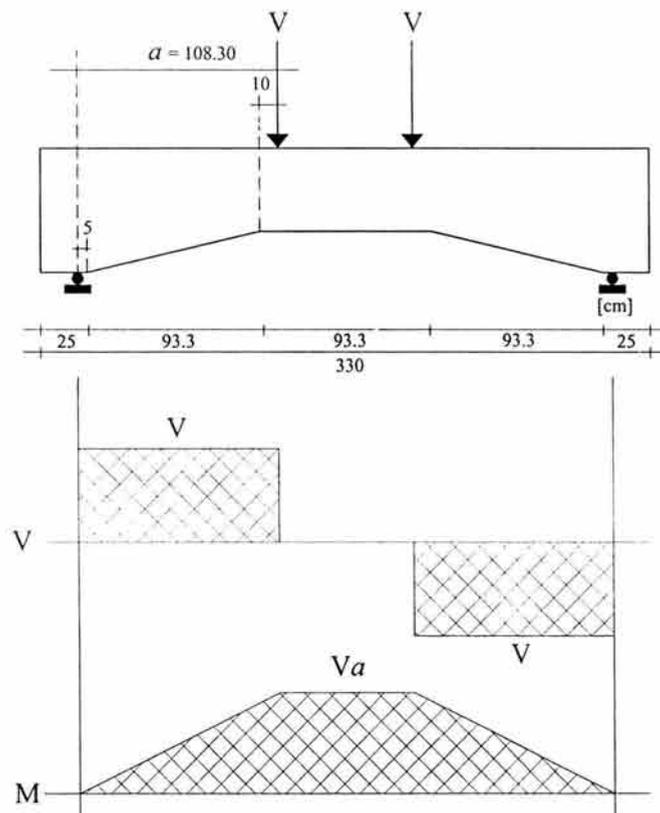


Figura 3.2 Condición de carga y elementos mecánicos resultantes.

3.4 CRIPTOGRAMA UTILIZADO EN LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

Teniendo ya definidas las geometrías de las traveses acarteladas a ensayar, se estableció un criptograma (nomenclatura) que nos permitiera identificar a los 10 elementos según su refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, ángulo de acartelamiento, falla esperada y tipo de carga aplicada. El criptograma está formado por ocho caracteres, de los cuales los que

están sólo en negritas son constantes, mientras que los que están en negritas y cursivas son variables. El significado del criptograma es el siguiente:

Las dos primeras literales (**TA**), indican que se trata de traveses acarteladas. La tercera literal indica el tipo de falla que se espera en el elemento, **S** significa una falla por cortante (del inglés *shear*),^{3,3} asimismo, para la tercera literal se tiene como opción la letra **F**, que indicaría falla a flexión (*flexure* en inglés).

La cuarta literal identifica el arreglo del refuerzo longitudinal, la opción **C** se refiere al arreglo continuo (único utilizado en este trabajo), también se tiene la opción de **T**, que se refiere a un arreglo con traslape tipo tijera. La diferencia entre ambos arreglos se menciona en el primer capítulo de este trabajo.

Las literales quinta y sexta, (**αi**), indican que se trata de un indicador-contador de los diferentes ángulos de acartelamiento, α , utilizados en este trabajo experimental. El contador (**i**) adopta los valores siguientes: **0** para un ángulo $\alpha=0^\circ$ (trabe prismática), **1** para $\alpha=3.07^\circ$, **2** para $\alpha=6.12^\circ$, **3** para $\alpha=9.13^\circ$ y **4** para $\alpha=12.10^\circ$.

Las literales séptima y octava (**Rj**) también funcionan como un indicador-contador, pero en este caso es para el tipo de refuerzo transversal para resistir cortante, **R**. El contador (**j**) adopta los valores siguientes: **0** para los elementos sin refuerzo transversal y **1** para los elementos que contienen un refuerzo transversal mínimo por cortante según la propuesta para las NTCC-04. La figura 3.3 resume el significado de cada literal para el criptograma utilizado en este trabajo.

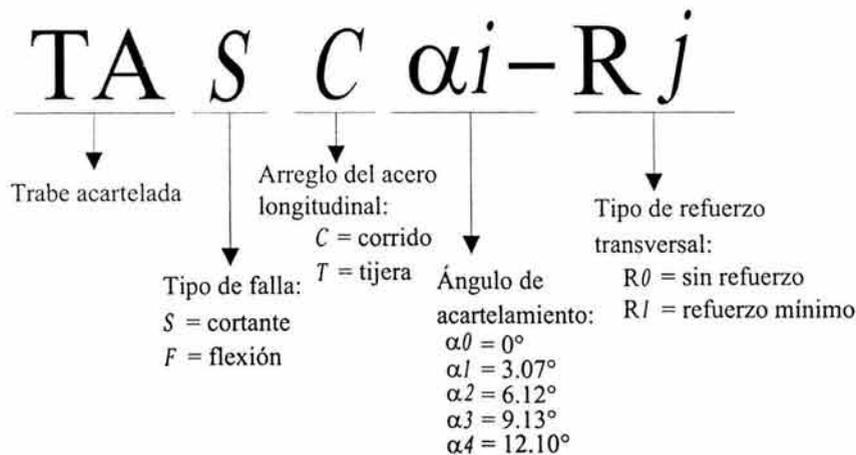


Figura 3.3 Significado del criptograma utilizado para identificar las traveses.

^{3,3} Se optó por utilizar para esta literal el idioma inglés, ya que si se hubiera utilizado castellano le correspondería “C” (cortante), pero en la cuarta literal se tiene como opción una “C”, lo que pudiera ocasionar confusiones.

Cabe recordar que en este trabajo se utilizaron 10 especímenes, los cuales son ahora fáciles de identificar. La tabla 3.1 enlista los elementos ensayados en este trabajo.

Tabla 3.1 Geometría de las travesas acarteladas utilizadas en este estudio.

Trabe	α	l (cm)	b (cm)	h_{max} (cm)	h_{min} (cm)	$\frac{h_{max}}{h_{min}}$
TASC α 0-R0	0°	280	22	45	45	1.000
TASC α 1-R0	3.07°	“	“	“	40	1.125
TASC α 2-R0	6.12°	“	“	“	35	1.286
TASC α 3-R0	9.13°	“	“	“	30	1.500
TASC α 4-R0	12.10°	“	“	“	25	1.800
TASC α 0-R1	0°	“	“	“	45	1.000
TASC α 1-R1	3.07°	“	“	“	40	1.125
TASC α 2-R1	6.12°	“	“	“	35	1.286
TASC α 3-R1	9.13°	“	“	“	30	1.500
TASC α 4-R1	12.10°	“	“	“	25	1.800

3.5 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN EL DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

Para el diseño de las travesas se definió una resistencia índice del concreto a los 28 días de $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$. La dosificación se realizó con base en las características físicas de los agregados de origen andesítico, que es el tipo de agregado de uso común en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. El cemento utilizado fue tipo CPP,^{3.4} que es el que comercialmente se encuentra en el mercado. El tamaño nominal del agregado grueso se especificó en 19 mm. Por cada espécimen, se obtuvieron dos cilindros de control, para verificar la resistencia real del concreto el día del ensaye de cada uno.^{3.5}

Para el acero de refuerzo longitudinal y transversal se utilizó acero de refuerzo corrugado con un esfuerzo de fluencia nominal $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. El acero es igualmente el que se consigue de manera común en el mercado. Asimismo, se realizaron pruebas de tensión a probetas obtenidas del lote de acero con la finalidad de conocer las características mecánicas del acero de refuerzo.^{3.6}

^{3.4} Cemento Pórtland Puzolánico (NMX-C-414-ONNCCE-1999). Este cemento también se ha conocido como tipo II con puzolanas.

^{3.5} En el apéndice A se muestran las resistencias a compresión y módulos de elasticidad obtenidos de los cilindros de control, según las normas NMX-C-083-ONNCCE-2002 y NMX-C-128-1997-ONNCCE.

^{3.6} En el apéndice A se muestran las propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado acorde a la norma NMX-C-407-ONNCCE-2001.

3.6 DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES PARA QUE FALLEN POR CORTANTE.

La filosofía de diseño en los especímenes de prueba es que la falla esté asociada al efecto de la fuerza cortante. Lo anterior indica que la flexión no debe ser un factor importante en la falla ante carga última de los diferentes tipos de trabes. Debido a que se preestableció la geometría de los distintos tipos de trabes acarteladas, fue necesario evaluar primero las resistencias nominales a cortante de los modelos empleados, según tuvieran un refuerzo mínimo transversal (estribos de dos ramas), en cuyo caso darían origen a los elementos R1, o carecieran de dicho refuerzo transversal (elementos R0). Una vez determinadas las capacidades nominales a cortante, se proveyó a los elementos de la cuantía necesaria de acero longitudinal, que garantizara que la falla no fuese por flexión. El cálculo de las resistencias nominales a cortante y flexión se realizaron de acuerdo a las recomendaciones para vigas de sección prismática de las NTCC-04. En el apéndice C se muestra un resumen de estas disposiciones.

3.6.1 RESISTENCIA A CORTANTE.

Se determinó la resistencia nominal a cortante, V_{cR} , considerando dos peraltes efectivos: 1) el que corresponde al ubicado a un peralte total del apoyos, y 2) considerando el peralte mínimo de las cartelas, que es el que corresponde al del claro central de las trabes. La razón por la cual se evaluó la resistencia a cortante utilizando estos peraltes, es que en el primer caso se utilizó el criterio usual en trabes prismáticas simplemente apoyadas (González Cuevas, 2002), y en el segundo caso, se supuso que al utilizar el peralte mínimo se actuaba conservadoramente. La figura 3.4 muestra las secciones utilizadas en las cuales se tomó en cuenta un recubrimiento de 4 cm. El cálculo de V_{cR} se realizó con la ecuación 3.1, suponiendo que la cuantía de acero longitudinal era mayor a 0.015 ($\rho \geq 0.015$).

$$V_{cR} = 0.5bd_c f'_c \quad 3.1$$

donde el ancho, b , es constante para todos los especímenes ($b=22$ cm) y la resistencia nominal a compresión del concreto, $f'_c=250$ kg/cm².

Para cuantificar la contribución del acero de refuerzo en la resistencia a la fuerza cortante, V_{sR} , se utilizó la ecuación 3.2, donde A_v es la suma de las áreas de las ramas de los estribos, separados una distancia, s . El peralte, d , toma los mismos valores que los utilizados en el cálculo de V_{cR} , según la figura 3.4. Asimismo, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo transversal.

$$V_{sR} = \frac{A_v f_y d}{s} \quad 3.2$$

La separación de estribos, s , se fijó en medio peralte efectivo del apoyo de las trabes ($s=0.5d$), que es el criterio de las NTCC-04 para proveer un refuerzo transversal mínimo por tensión diagonal, de esta manera se tiene una separación entre estribos de

aproximadamente 20.5 cm, tomando como peralte efectivo como el peralte total del extremo, $h_f=45$ cm, menos un recubrimiento de 4 cm.

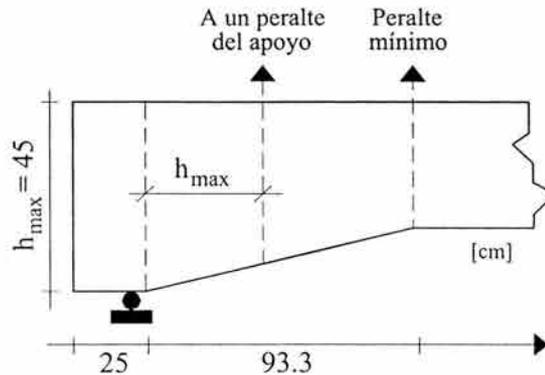


Figura 3.4 Secciones de cálculo para la resistencia a cortante.

Por motivos de construcción, se optó por reducir la separación entre estribos, a $s=18.5$ cm. La explicación de este cambio es que si se divide la longitud efectiva de las cartelas ($l=93.3$ cm), entre la distancia entre estribos, $s=18.5$ cm, se tiene un número casi cerrado de espacios (5.04), lo cual repercute en una distribución uniforme de estribos en la longitud de las cartelas de los elementos R1, lo que permite colocar un estribo exactamente en el vértice que se forma en la intersección de la zona acartelada con la zona prismática. También se dispuso colocar un estribo más allá del vértice (hacia el centro de la viga), para evitar una falla local debido a las cargas aplicadas de los ensayos. Para los modelos R0, $V_{sR}=0$, ya que los estribos que tienen solamente sujetan las varillas longitudinales. El calibre seleccionado para los estribos fue del #2.5 (área= 0.49 cm²), ya que este diámetro de varilla satisface el criterio del área de acero mínimo por cortante, A_{vs} , de la NTCC-04.

Finalmente, el armado transversal propuesto para los modelos R1 es de estribos rectangulares de dos ramas del #2.5 ($A_v=0.98$ cm²), a una separación de 18.5 cm (E#2.5@18.5). Se mantuvo constante este armado en todos los especímenes de prueba R1, con la finalidad de mantener las variables originales de este estudio: el ángulo de acartelamiento y la presencia del refuerzo transversal (capítulo 2).

Por lo tanto, la resistencia nominal a cortante (V_n) para todos los especímenes se obtiene de la suma de las resistencias del concreto y del acero transversal, como lo indica la ecuación 3.3.

$$V_n = V_{cR} + V_{sR} \tag{3.3}$$

En la tabla 3.2 se enlistan los diferente especímenes y sus respectivas resistencias nominales calculadas, conforme a las ecuaciones 3.1 a 3.3.

Tabla 3.2 Resistencia nominal a cortante, calculada en dos secciones diferentes.

Trabe	α	A un peralte del apoyo				Peralte mínimo			
		d (cm)	V_{cR} (ton)	V_{sR} (ton)	V_n (ton)	d (cm)	V_{cR} (ton)	V_{sR} (ton)	V_n (ton)
TASC α 0-R0	0°	41.00	7.13	0	7.13	41.00	7.13	0	7.13
TASC α 1-R0	3.07°	38.58	6.71	0	6.71	36.00	6.26	0	6.26
TASC α 2-R0	6.12°	36.17	6.29	0	6.29	31.00	5.39	0	5.39
TASC α 3-R0	9.13°	33.76	5.87	0	5.87	26.00	4.52	0	4.52
TASC α 4-R0	12.10°	31.35	5.45	0	5.45	21.00	3.65	0	3.65
TASC α 0-R1	0°	41.00	7.13	9.12	16.25	41.00	7.13	9.12	16.25
TASC α 1-R1	3.07°	38.58	6.71	8.58	15.29	36.00	6.26	8.01	14.27
TASC α 2-R1	6.12°	36.17	6.29	8.05	14.34	31.00	5.39	6.90	12.29
TASC α 3-R1	9.13°	33.76	5.87	7.51	13.38	26.00	4.52	5.78	10.31
TASC α 4-R1	12.10°	31.35	5.45	6.97	12.43	21.00	3.65	4.67	8.32

3.6.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN.

Una vez que se calculó para cada elemento la resistencia nominal a cortante, V_n , se dimensionó el refuerzo longitudinal de las trabes, procurando que éstas tuvieran una resistencia a flexión superior a la que provocaría una falla a cortante.

De acuerdo a la disposición de las cargas aplicadas y a la condición de apoyo estipulados para los ensayos, se generan los elementos mecánicos mostrados en la figura 3.2, en la cual se ve que el momento máximo, M , es igual al producto de una de las cargas aplicadas, V , multiplicada por el claro de cortante, a .

Si hacemos la carga V igual al cortante nominal resistente, V_n , determinado para cada elemento (el mayor de los dos calculados según tabla 3.2), y de acuerdo a las relaciones entre carga, cortante y momento explicadas en el párrafo anterior, se determina el momento nominal resistente M_n asociado al cortante nominal, V_n , que garantice una falla por cortante:

$$M_n > V_n a \quad 3.4$$

donde para fines de este trabajo $a=108.3$ cm. De esta manera, se estimaron las áreas de acero que proporcionarían el M_n requerido, según las disposiciones de la propuesta de las NTCC-04, las cuales son muy similares a las recomendaciones del ACI 318-02 (Luna y Tena, 2001). Para el cálculo de M_n se utilizó el peralte efectivo del tramo central prismático de las trabes, d_{min} , ya que en esta zona se presenta el momento máximo. En el cálculo de d_{min} se consideró un recubrimiento de 4 cm. tal y como se observa en la figura 3.5.

Una vez establecidas las áreas de acero requeridas, éstas se ajustaron en función de los diámetros de acero corrugado para refuerzo disponible en el mercado, tratando de ocupar el menor número de diámetros diferentes. La figura 3.5 muestra la sección transversal típica de los especímenes con el refuerzo longitudinal propuesto, todas las trabes fueron provistas de cuatro varillas del #8 ($A_s=20.26$ cm²), para el lecho inferior (tensión) y de tres varillas

del #8 ($A_s' = 15.20 \text{ cm}^2$), para el lecho superior (compresión). A pesar de la altas cuantías de acero provistas a las trabes, necesarias para garantizar la falla por cortante, teóricamente cualquier sección de éstas es subreforzada. Lo anterior se verifica al revisar el criterio de fluencia del acero a tensión en secciones doblemente reforzadas, (Park y Paulay, 1997).^{3.7}

$$\rho_{\text{dob.}} \leq \rho_b + \frac{\rho' f'_s}{f_y} \quad 3.5$$

donde $\rho_{\text{dob.}}$ es la cuantía a tensión en fluencia de una sección doblemente armada a la falla por flexión, ρ_b es la cuantía balanceada a tensión de una sección simplemente armada (apéndice C), ρ' es la cuantía del acero a compresión, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal y f'_s es el esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo a compresión, que se estima como (Park y Paulay, 1997):

$$f'_s = 0.003E_s \left[1 - \frac{d'}{d} \left(\frac{0.003E_s + f_y}{0.003E_s} \right) \right] \leq f_y \quad 3.6$$

donde E_s representa el módulo elástico del acero de refuerzo, d el peralte efectivo de la sección y d' la distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero comprimido, que para todas las secciones es de 4 cm.

La tabla 3.3 muestra los valores de los términos involucrados en la ecuación 3.5.

Tabla 3.3 Criterio de sección subreforzada en los especímenes de prueba.						
Trabe	d_{min} (cm)	ρ (%)	ρ' (%)	ρ_b (%)	f'_s (kg/cm ²)	$\rho_{\text{dob.}}$ (%)
TASC α 0-Rj	41	2.25	1.69	2.02	4200	3.71
TASC α 1-Rj	36	2.56	1.92	“	“	3.94
TASC α 2-Rj	31	2.97	2.23	“	“	4.25
TASC α 3-Rj	26	3.54	2.66	“	“	4.68
TASC α 4-Rj	21	4.39	3.29	“	4057	5.20

⁺ ρ y ρ' corresponden a los armados reales de las trabes.

Los cálculos mostrados en la tabla 3.3 se hicieron en base al peralte mínimo de las trabes, ya que ésta es la condición más crítica.

^{3.7} La ecuación 3.5 no involucra la consideración usual de diseño, la cual limita la cuantía del acero a tensión al 75% de la cuantía balanceada.

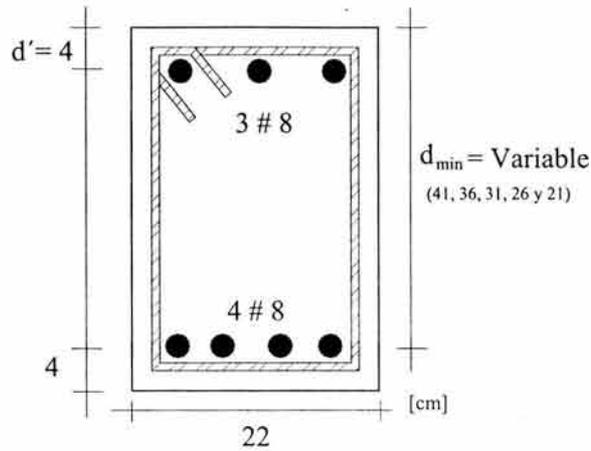


Figura 3.5 Refuerzo longitudinal en la zona prismática de las traveses acarteladas.

Es posible determinar la carga asociada a la falla por flexión, V_F , de los especímenes:

$$V_F = \frac{M_n}{a} \quad 3.7$$

De esta manera, se pueden comparar las cargas que generan las fallas por cortante, V_n , y/o flexión, V_F , en los elementos ensayados.

La tabla 3.4 resume los cálculos realizados para estimar la resistencia a flexión de los especímenes de prueba.

Tabla 3.4 Resistencias nominales a momento.				
Trabe	α	d_{min} (cm)	M_n (tonxm)	V_F (ton)
TASC α 0-R0	0°	41	31.56	29.14
TASC α 1-R0	3.07°	36	27.31	25.21
TASC α 2-R0	6.12°	31	23.05	21.29
TASC α 3-R0	9.13°	26	18.80	17.36
TASC α 4-R0	12.10°	21	14.55	13.43
TASC α 0-R1	0°	41	31.56	29.14
TASC α 1-R1	3.07°	36	27.31	25.21
TASC α 2-R1	6.12°	31	23.05	21.29
TASC α 3-R1	9.13°	26	18.80	17.36
TASC α 4-R1	12.10°	21	14.55	13.43

3.6.3 COMPARACIÓN DE RESISTENCIAS A CORTANTE Y FLEXIÓN.

Una vez que se obtuvieron las correspondientes resistencias nominales a cortante y flexión de los especímenes de prueba, fue necesario hacer una comparación cuantitativa entre éstas para verificar que la falla sea por cortante.

La tabla 3.5 muestra las resistencias nominales de los especímenes, en ella se muestra la carga de falla por cortante, V_n , que corresponde a las dos secciones calculadas, así como la carga de falla por flexión, V_F .

Tabla 3.5 Comparación de resistencias nominales a cortante y momento.

Trabe	α	V_n (a un peralte) (ton)	V_n (peralte mínimo) (ton)	V_F (ton)
TASC α 0-R0	0°	7.13	7.13	29.14
TASC α 1-R0	3.07°	6.71	6.26	25.21
TASC α 2-R0	6.12°	6.29	5.39	21.29
TASC α 3-R0	9.13°	5.87	4.52	17.36
TASC α 4-R0	12.10°	5.45	3.65	13.43
TASC α 0-R1	0°	16.25	16.25	29.14
TASC α 1-R1	3.07°	15.29	14.27	25.21
TASC α 2-R1	6.12°	14.34	12.29	21.29
TASC α 3-R1	9.13°	13.38	10.31	17.36
TASC α 4-R1	12.10°	12.43	8.32	13.43

Se observa en la tabla 3.5 que para todos los especímenes se espera una clara falla por cortante, salvo para el elemento TASC α 4-R1, donde por la poca diferencia entre las resistencia calculada a cortante y flexión en la sección que corresponde a un peralte del apoyo, se pudiera presentar una falla simultánea de cortante y flexión o una falla puramente de flexión; esta situación depende fuertemente de las propiedades mecánicas reales de los materiales. Con la finalidad de mantener la homogeneidad en los armados, se optó por conservar el armado propuesto originalmente para la trabe TASC α 4-R1.

3.6.4 DETALLADO DEL REFUERZO TRANSVERSAL DEBIDO AL CAMBIO DE DIRECCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL.

Debido a que las NTCC-04 obligan a proporcionar refuerzo transversal para equilibrar las resultantes generadas por el cambio de dirección del acero longitudinal (figura 3.6), se prestó atención en proporcionar un refuerzo adecuado.^{3.8} Respecto a este tema, Park y Paulay (1997) recomiendan para ángulos de acartelamiento menores a quince grados ($\alpha < 15^\circ$), utilizar estribos en el vértice de la unión de la zona acartelada con la prismática y en la vecindad inmediata. Además consideran que para prevenir agrietamientos prematuros, el refuerzo debe suministrarse de manera conservadora por lo que recomiendan amplificar

^{3.8} Este refuerzo sólo se tomó en cuenta la componente vertical, figura 3.6.

50% la fuerza perpendicular al eje del elemento generada por el cambio de dirección del acero de refuerzo longitudinal. Es de llamar la atención que los trabajos previos (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988; MacCleod y Houmsi, 1994), no especifican si consideraron este refuerzo.

En esta sección se comenta el procedimiento utilizado para proporcionar un refuerzo transversal que tomara la resultante vertical generada en el quiebre del acero longitudinal inclinado (Archundia *et al.*, 2000). Posteriormente se comentará otra alternativa para proponer el refuerzo adicional en la zona del vértice de las cartelas.

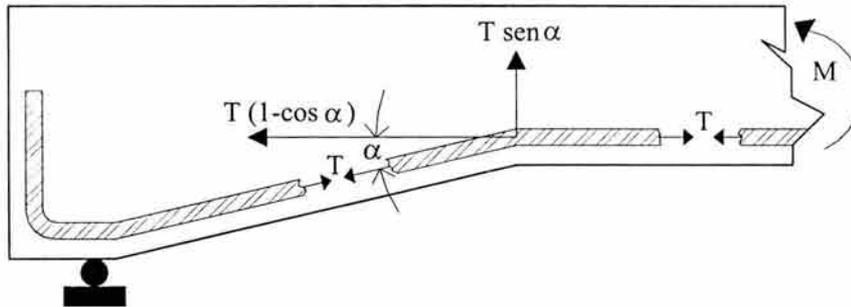


Figura 3.6 Fuerzas inducidas por el cambio de dirección del refuerzo longitudinal.

Para resistir esta componente vertical que se produce por el cambio de dirección del acero longitudinal, se colocaron estribos adicionales en la vecindad del vértice (uno a cada lado del estribo de vértice). Esta fuerza vertical, F_{vscd} , se estimó como:

$$F_{vscd} = A_s f_y \text{sen } \alpha = T_y \text{sen } \alpha \quad 3.8$$

donde T_y , es la tensión del acero longitudinal en la fluencia del acero positivo (tensión máxima). En este trabajo no se realizó la amplificación del 50% en V_{sRcd} (Park y Paulay, 1997), con la finalidad de evaluar el desempeño de este refuerzo sin tomar en cuenta incrementos en la fuerza inducida.

Para todos los modelos se dispuso de cuatro varillas del #8, lo que da un área de acero, $A_s=20.26 \text{ cm}^2$, por lo que:

$$T_y = (20.26 \text{ cm}^2) \left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 85,000 \text{ kg} \quad 3.9$$

Ahora, la separación de los estribos de refuerzo por cambio de dirección en el refuerzo longitudinal, s_{cd} , requerida para el refuerzo en esta zona, se obtiene de la siguiente ecuación:

$$s_{cd} = \frac{A_v f_y d_{min}}{F_{vscd}} \quad 3.10$$

donde d_{min} es el peralte efectivo en la zona prismática de la trabe, A_v , y f_y tienen el mismo significado que en la ecuación 3.2. Como anteriormente se comentó, la distribución de este refuerzo, consiste en colocar un estribo a cada lado del estribo de vértice, separado una distancia s_{cd} , tal y como se visualiza en la figura 3.7.

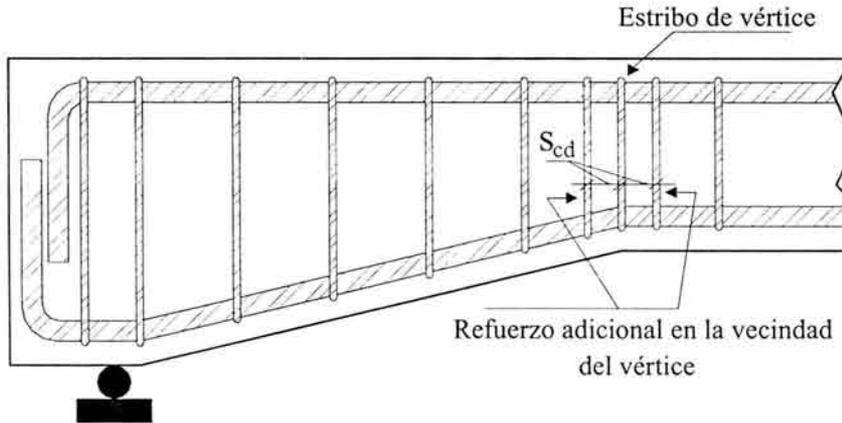


Figura 3.7 Refuerzo en el vértice por el cambio de dirección del acero positivo.

Al proceder de esta manera, es obvio que a menor ángulo de acartelamiento, α , mayor distancia entre estribos, s_{cd} . Esta relación se hace evidente en los elementos prismáticos, donde el ángulo de acartelamiento es nulo, lo que se manifiesta en una separación $s_{cd}=\infty$ (es decir, no se necesita refuerzo transversal por cambio de dirección del acero positivo). Para todos los elementos se calculó la distancia teórica s_{cd} , y se ajustó a manera de facilitar la construcción de los especímenes. En la tabla 3.6 se presentan los cálculos para proveer el refuerzo por cortante debido al cambio de dirección del acero positivo, dicha tabla sólo presenta los elementos R1, que son a los que se proporcionó este refuerzo, con la finalidad de mantener la filosofía inicial de ensayar elementos con y sin refuerzo transversal.

Tabla 3.6 Separación de estribos en la zona del cambio de dirección del acero.					
Trabe	α	d_{min} (cm)	V_{sRcd} (ton)	s_{cd} (cm)	s_{cd} ajustado (cm)
TASCα0-R1	0°	41	0	∞	-
TASCα1-R1	3.07°	36	4.54	32.62	-
TASCα2-R1	6.12°	31	9.06	14.09	14.00
TASCα3-R1	9.13°	26	13.50	7.93	7.50
TASCα4-R1	12.10°	21	17.82	4.85	4.50

Cuando el cálculo indicaba que la separación s_{cd} , superaba la distancia entre estribos del armado mínimo por cortante ($s=18.5$ cm), no se colocó refuerzo adicional, ya que se supuso que la presencia del refuerzo mínimo por cortante era suficiente para resistir la fuerza inducida por cambio de dirección del acero inclinado. Como se menciona a detalle en el capítulo 8, el refuerzo propuesto en el vértice según la metodología descrita, presentó un buen comportamiento en los ensayos.

3.6.5 PROPUESTA ALTERNA PARA PROPORCIONAR UN REFUERZO POR CAMBIO DE DIRECCIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL.

Una propuesta más racional para colocar el refuerzo transversal en la zona del vértice, es plantear el suministro de resistencia como el número de estribos de determinado diámetro que se necesitan colocar para resistir la fuerza vertical generada en el quiebre del acero longitudinal (González Cuevas, 2004).

$$n = \frac{F_{vscd}}{A_v f_y} \quad 3.11$$

donde n es el número de estribos cuya área transversal es A_v , f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo transversal y F_{vscd} tiene el mismo significado que en la ecuación 3.8. La cantidad de estribos, n , formalmente debe incluir al estribo de vértice, por lo que el número de estribos que resulte se redondea al número impar más cercano, con la finalidad de proporcionar un refuerzo simétrico respecto al vértice. La separación entre estribos debe cumplir con la mínima recomendada en los códigos.

Al proceder de esta manera se tendría el número de estribos del #2.5 mostrados en la tabla 3.7 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), para cada una de las cinco traveses ensayadas con refuerzo transversal. Acorde a las NTCC-04 la separación entre estribos sería de 6 cm ($s_{cd}=6 \text{ cm}$).

Trabe	α	V_{sRcd} (ton)	A_v (cm ²)	n	n ajustado
TASC α 0-R1	0°	0	0.98	0.00	1
TASC α 1-R1	3.07°	4.54	0.98	1.11	1
TASC α 2-R1	6.12°	9.06	0.98	2.20	3
TASC α 3-R1	9.13°	13.50	0.98	3.28	3
TASC α 4-R1	12.10°	17.82	0.98	4.33	5

Se observa en la tabla 3.7 que para las traveses TASC α 0-R1 y TASC α 1-R1 se obtiene el mismo resultado que se obtiene al emplear el criterio utilizado para proporcionar refuerzo en el vértice, es decir solo se debe garantizar que exista un estribo en el vértice. Para las demás traveses se obtienen refuerzos más conservadores de los que se colocaron en los especímenes de prueba. Debido a que el refuerzo colocado tuvo un buen desempeño durante los ensayos (capítulo 8), es de esperarse que el refuerzo calculado según esta propuesta alterna, también presente un buen desempeño.

3.7 ARMADOS DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

Con base en todas las consideraciones mencionadas para el diseño de los especímenes de prueba, se muestra en la tabla 3.8 una síntesis de los armados de los mismos, además las figuras 3.8 a 3.16 muestran los croquis finales de armado para los 10 modelos ensayados. Todas las varillas tienen en sus extremos ganchos estándar cuya longitud de 30.5 cm

satisface la mínima recomendada la propuesta de las NTCC-04 según su diámetro para evitar problemas de anclaje.

Tabla 3.7 Tipificación de los armados de los especímenes de prueba.

Trabe	α	Refuerzo flexión		Refuerzo cortante		
		Superior	Inferior	Cartela (C)	Prismática (P)	Unión (C-P)
TASC α 0-R0	0°	3#8	4#8	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 1-R0	3.07°	“	“	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 2-R0	6.12°	“	“	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 3-R0	9.13°	“	“	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 4-R0	12.10°	“	“	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 0-R1	0°	“	“	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 @ 18.5 cm	3E#2.5 @ 18.5 cm
TASC α 1-R1	3.07°	“	“	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 @ 18.5 cm	3E#2.5 @ 18.5 cm
TASC α 2-R1	6.12°	“	“	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 @ 18.5 cm	3E#2.5 @ 14 cm
TASC α 3-R1	9.13°	“	“	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 @ 18.5 cm	3E#2.5 @ 7.5 cm
TASC α 4-R0	12.10°	“	“	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 (armado)	3E#2.5 @ 4.5 cm

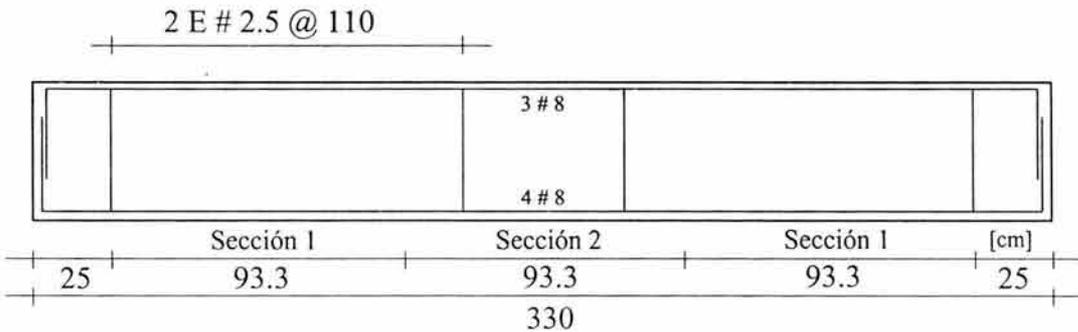


Figura 3.8 Croquis del elemento TASC α 0-R0.

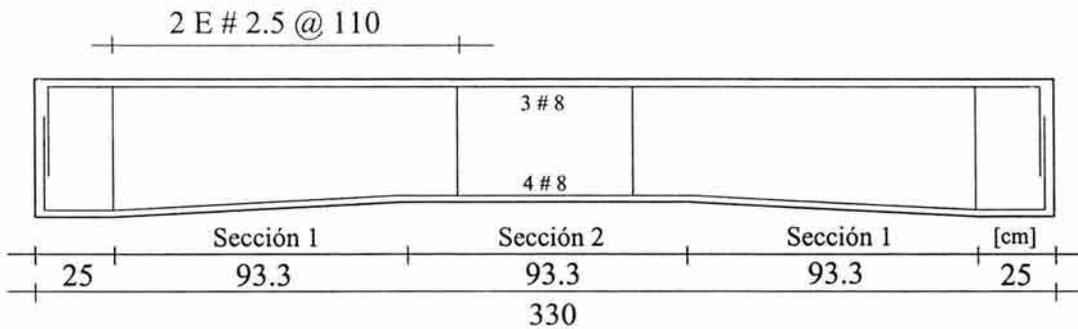


Figura 3.9 Croquis del elemento TASC α 1-R0.

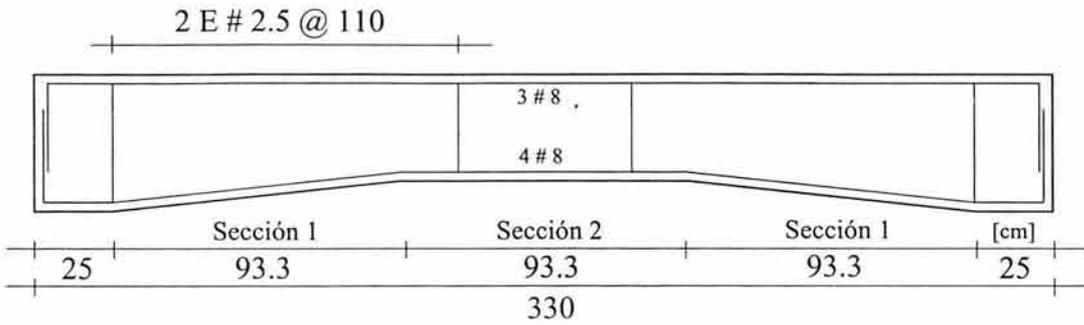


Figura 3.10 Croquis del elemento TASC α 2-R0.

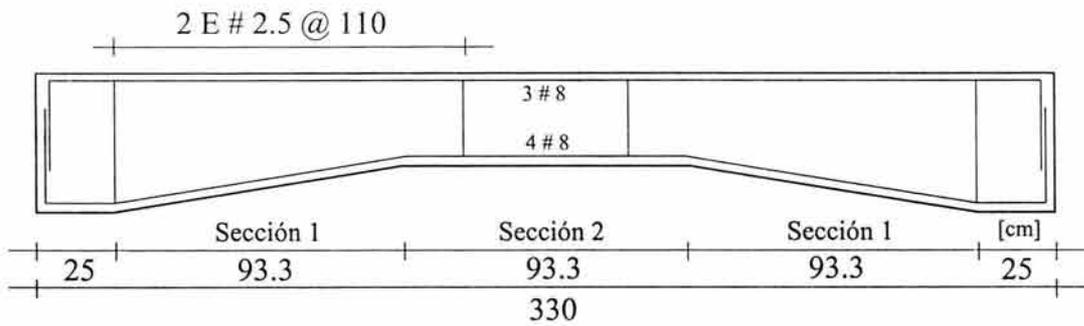


Figura 3.11 Croquis del elemento TASC α 3-R0.

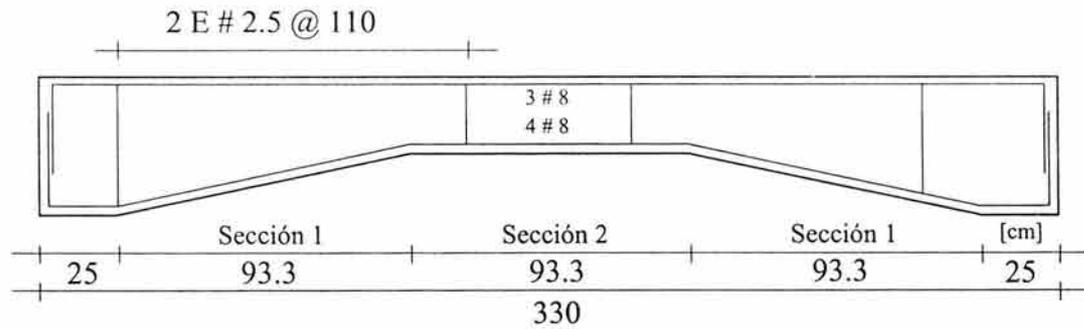


Figura 3.12 Croquis del elemento TASC α 4-R0.

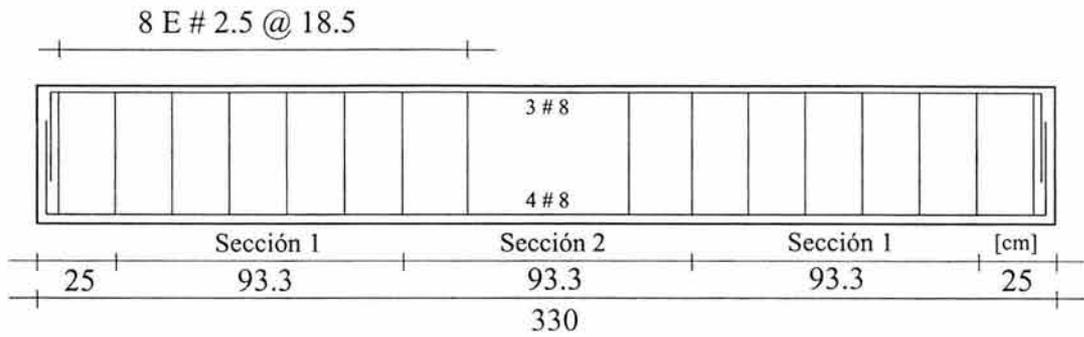


Figura 3.13 Croquis del elemento TASC α 0-R1.

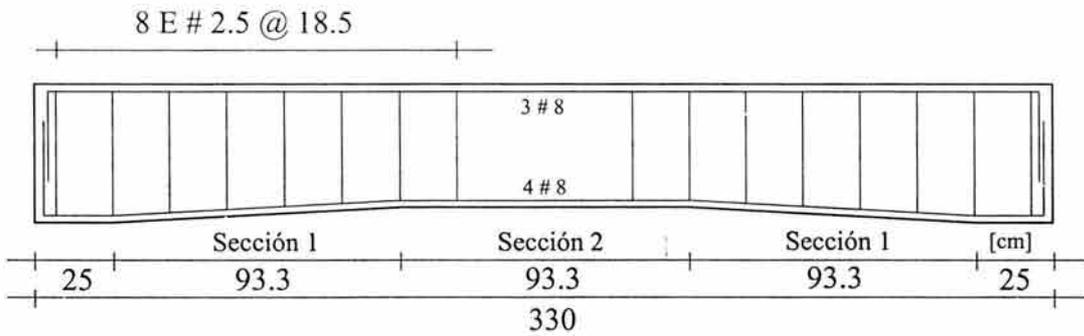


Figura 3.14 Croquis del elemento TASC α 1-R1.

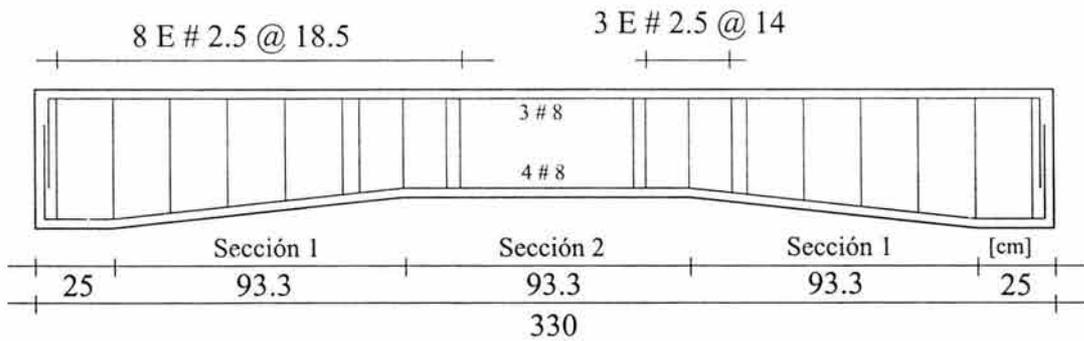


Figura 3.15 Croquis del elemento TASC α 2-R1.

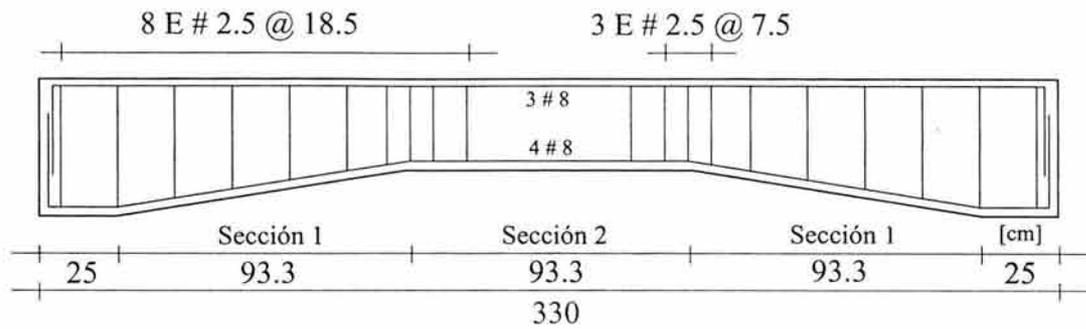


Figura 3.16 Croquis del elemento TASC α 3-R1.

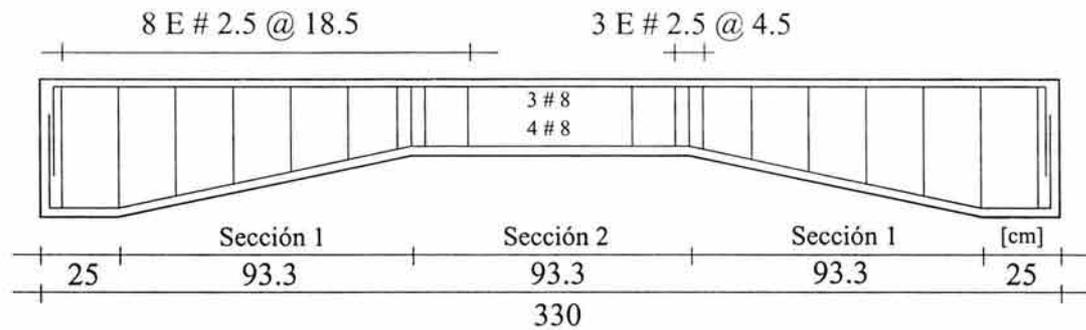


Figura 3.17 Croquis del elemento TASC α 4-R1.

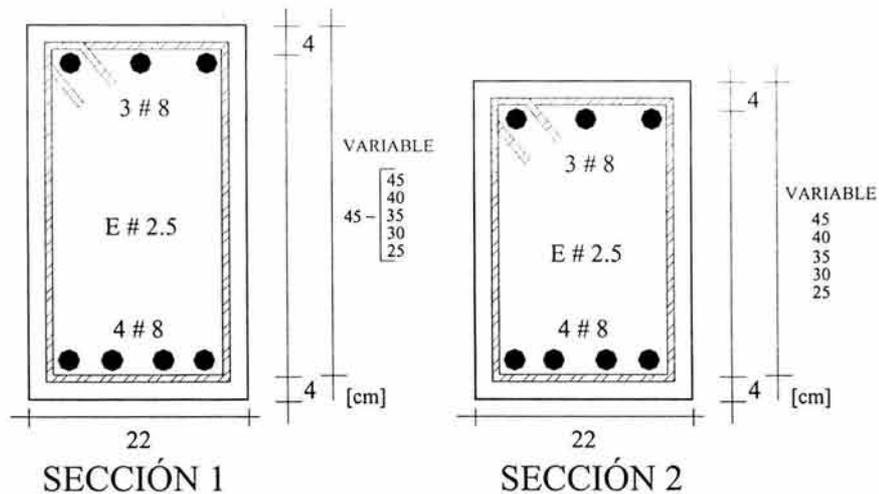


Figura 3.18 Secciones transversales típicas en zona de cartela y zona prismática.

CAPÍTULO 4

CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA

4.1 INTRODUCCIÓN.

Una vez diseñados los diferentes modelos, se organizó la construcción de los mismos de acuerdo a la calendarización de los ensayos. Debido a la nula experiencia en el armado de este tipo de trabes, se tomó la decisión de construir en primera instancia los elementos que no tienen refuerzo transversal (modelos R0), para que con la experiencia ganada, el armado de los elementos que tienen refuerzo transversal (modelos R1), fuera más fácil.

4.2 HABILITADO DEL ACERO DE REFUERZO.

Una vez calculados los tramos de varilla de acero longitudinal y transversal que intervendrían en el armado de los especímenes, cada uno de ellos se cortó a la medida.

El doblado de los estribos se hizo de manera convencional con la ayuda de un banco de habilitado, teniendo mucho cuidado que el largo de los mismos estuviera dentro de una tolerancia de ± 0.5 cm, ya que debido al ángulo de las cartelas, una gran variación en el peralte de los estribos, ocasionaría que el estribo ajustara con el acero longitudinal en un lugar diferente al que le corresponde. La figura 4.1 muestra el proceso típico de armado de los estribos, así como los diversos tamaños que se utilizaron en la construcción de los especímenes de prueba. Todos los estribos tienen un ancho de 18 cm medido a paños exteriores y además cuentan con dos remates rectos a 135° cuya longitud se fijó en 8.5 cm.

El habilitado del acero longitudinal fue muy laborioso, ya que el calibre de la varilla que se utilizó (#8), dificultó el doblado para darle el ángulo de acartelamiento, el cual debe ser lo más preciso posible, para evitar tener una geometría no contemplada o simplemente para evitar desajustes con los estribos.

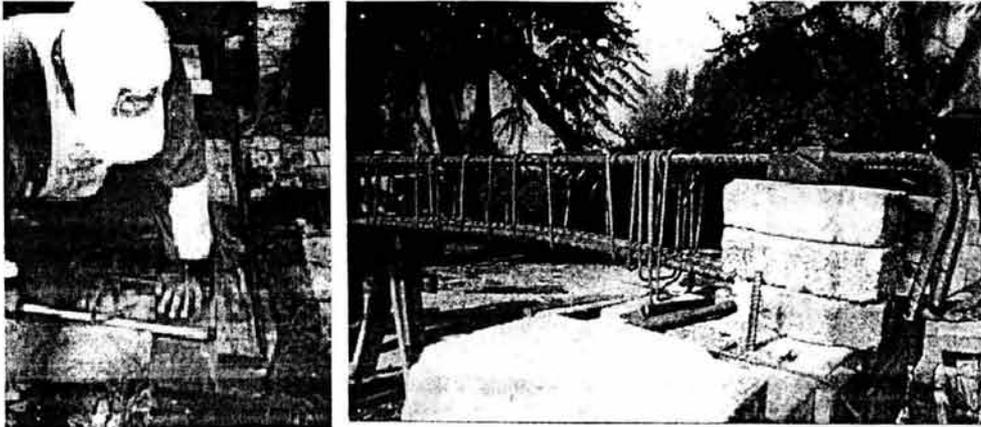


Figura 4.1 Habilitado de estribos y su colocación en el armado longitudinal.

Para habilitar adecuadamente las varillas del acero longitudinal inferior, primero se hicieron los ganchos extremos de anclaje, los cuales se realizaron de manera convencional. Una vez doblada la varilla en sus extremos, se pasó a un banco de habilitado construido especialmente para dar el ángulo de acartelamiento deseado. La figura 4.2 muestra el doblado de una varilla de acero de refuerzo en el banco de habilitado.



Figura 4.2 Doblado del acero longitudinal para obtener el ángulo de acartelamiento.

Para verificar que las varillas estuvieran correctamente dobladas, se dibujó un patrón a escala real, en el cual se verificaban los ángulos y dimensiones finales de las varillas. Los ajustes necesarios se hicieron con la ayuda del banco de habilitado, o mediante pequeños

contra-dobleces, hasta lograr que la varilla tuviera la geometría deseada. La figura 4.3 muestra una varilla de refuerzo longitudinal adecuadamente habilitada.



Figura 4.3 Acero longitudinal continuo y doblado.

4.3 ARMADO DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

El armado de los especímenes se hizo de manera común de acuerdo a la práctica. La figura 4.4 muestra el proceso típico de armado de las travesas acarteladas utilizadas en este trabajo. Uno de los inconvenientes que surgieron, es que debido a la robustez del armado longitudinal, éste podría provocar que en algunas zonas el agregado grueso se atorara entre las varillas longitudinales. Como solución, se optó por empaquetar el acero del lecho inferior, es decir, se tuvieron dos paquetes de dos varillas del #8 que se colocaron uno en cada esquina inferior. En el lecho superior no se tuvo este problema, por lo que el arreglo para este lecho quedó como estaba previsto desde la etapa de diseño.

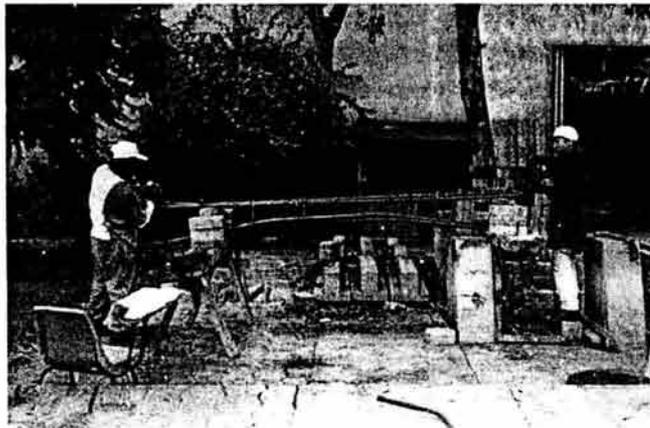


Figura 4.4 Proceso típico de armado de los especímenes de prueba.

Los estribos se colocaron de manera que alternaran uno a uno el lado de los remates y colocando una varilla del refuerzo longitudinal superior dentro de los remates. Cada estribo se sujetó al armado longitudinal por medio de cinco amarres dobles de alambre recocido. La figura 4.5 muestra un acercamiento del armado típico utilizado en las traves acarteladas utilizadas en este trabajo (TASC α 3-R1), asimismo en la figura 4.6 se observa una perspectiva del armado final del elemento TASC α 4-R1, instantes antes del colado del elemento.

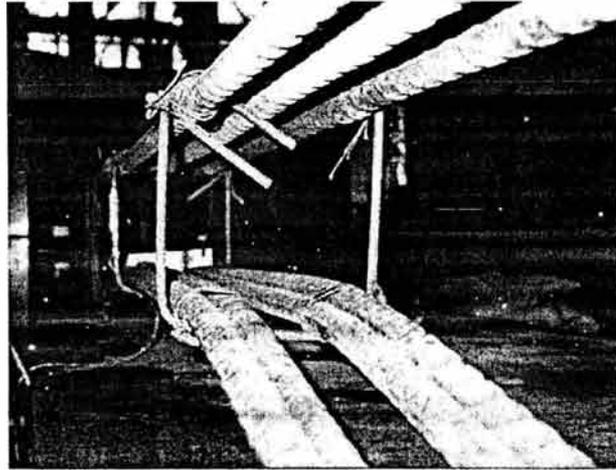


Figura 4.5 Detalle de la distribución del acero longitudinal en los estribos. Elemento TASC α 3-R0.

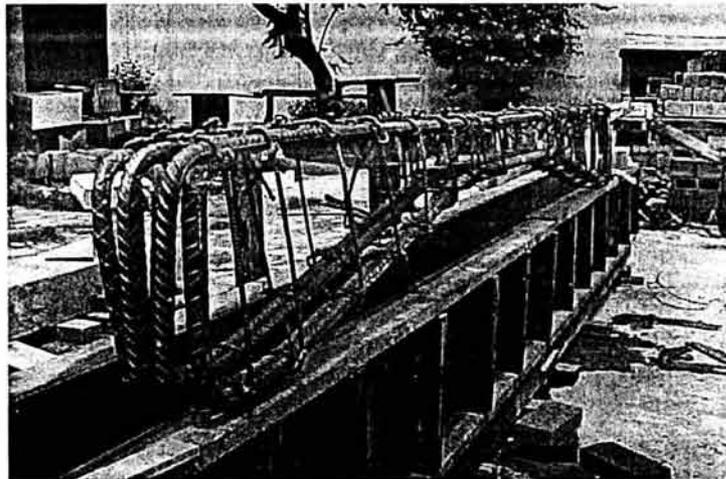


Figura 4.6 Perspectiva del armado en el espécimen TASC α 4-R1.

4.4 CONSTRUCCIÓN DE LA CIMBRA.

Para lograr la geometría de los diferentes modelos, fue necesario diseñar y construir la cimbra que serviría de molde para el colado de los diez especímenes de prueba. Debido al alto costo que representó la opción de una cimbra metálica, se optó por construir la cimbra con madera. Ya que la geometría de los diez elementos básicamente se deriva de cinco ángulos diferentes de acartelamiento, sólo se construyeron cinco moldes diferentes.

La cimbra se diseñó de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera (1987), tomando en cuenta el empuje estático que el concreto en estado fluido ejerce sobre la superficie de contacto. Toda la madera que fuera a estar en contacto directo con el concreto fue de primera calidad y con un espesor de 19 mm. Para lograr que la cimbra se mantuviera en buen estado, se humectó periódicamente con una solución de aceite *quemado* de coche diluido en diesel.

La cimbra se construyó con tableros de 45 cm de altura y 250 cm de largo. Cada tablero está compuesto por tres tablas de 15 cm de ancho cada una fijada a pies derechos (3.8x10 cm) espaciados a 50 cm. Los tableros se colocaron de canto sobre unas tarimas con las cuales se formó un cajón de ancho libre igual a 22 cm, que es el ancho de las traveses. Para darle forma a las zonas acarteladas y a la zona prismática de las traveses, se construyeron "rampas" con tablas de madera, que fueron colocadas dentro del cajón formado. Cada rampa se calzó con apoyos simples para evitar flechas excesivas debidas al peso del concreto. La figura 4.7 muestra una perspectiva de la cimbra utilizada para colar las traveses acarteladas.

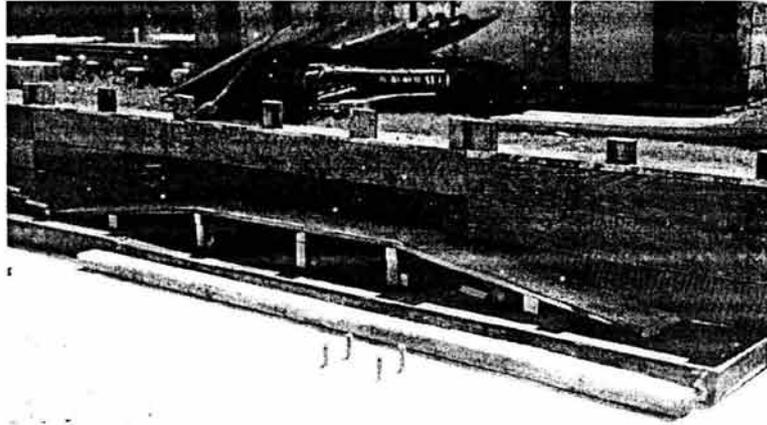


Figura 4.7 Cimbra utilizada en el colado de las traveses acarteladas.

4.5 COLADO DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

El colado de los especímenes se llevó a cabo toda vez que los armados fueron debidamente instrumentados, colocados correctamente dentro de la cimbra y calzados para dar el recubrimiento estipulado de 4 cm.

El concreto se dosificó por volumen siguiendo las recomendaciones de los técnicos del Laboratorio de Estructuras de la UAM-A, para lograr una resistencia nominal a compresión $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días. La tabla 4.1 muestra la dosificación de concreto utilizada. Los agregados se tomaron tal y como se encontraban en el almacén.

Tabla 4.1 Dosificación típica para medio saco de cemento (25 kg).	
Grava suelta	48 m ³
Arena suelta	60 m ³
Agua	39 m ³

La fabricación del concreto se hizo con ayuda de una revolvedora eléctrica cuya capacidad nominal es de medio saco de cemento (25 kg). El concreto se depositó en la cimbra toda vez que se observó una buena consistencia de la mezcla y que la prueba de revenimiento indicara que la fluidez era la adecuada, en este caso se especificó un revenimiento de 10 cm. El concreto se acarreó y se depositó en la cimbra con la ayuda de carretillas. Para cada trabe se obtuvieron dos cilindros de control, con los cuales se estimó la resistencia a compresión del concreto de las trabes, en el momento de su prueba. La figura 4.8 muestra la forma en que se realizó el colado de las trabes acarteladas.



Figura 4.8 Proceso de colado utilizado en las trabes de este estudio.

Una vez que el concreto se colocaba dentro de la cimbra, se procedió al vibrado del mismo para que no quedaran vacíos dentro de las trabes. El vibrado se realizó con cuidado para no golpear a los deformímetros instalados en los armados. El vibrador utilizado fue del llamado tipo “chicote”, el cual estuvo provisto de una cabeza metálica cuyo diámetro es de 1.5 pulgadas. La figura 4.9 muestra el método de vibrado utilizado.

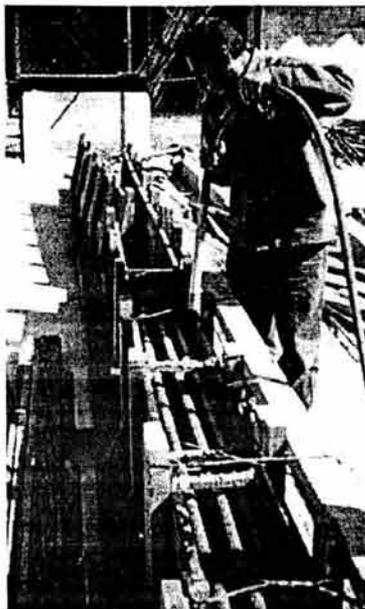


Figura 4.9 Vibrado de las traves acarteladas.

Cuando los moldes estaban totalmente llenos, se aplanó la superficie descubierta de las traves y se tapó la cimbra con una lona para retardar de alguna manera la evaporación del agua contenida en el concreto. La cimbra se retiró en promedio a los cuatro días del colado, evitando mover las traves hasta los 28 días de edad del concreto. El curado de los elementos se hizo mojándolos periódicamente y dejándolos secar en condiciones ambientales.

CAPÍTULO 5

INSTRUMENTACIÓN, ADQUISICIÓN DE DATOS Y DISPOSITIVO DE CARGAS

5.1 INTRODUCCIÓN.

Para todos los especímenes exceptuando el elemento TASC α 4-R1, la adquisición de datos se realizó con un equipo TDS modelo 301 de diez canales, conectado a una computadora con paquetería especializada para controlar el equipo. Además se utilizó un regulador de corriente y un equipo de respaldo eléctrico para asegurar el suministro de energía y protección del sistema adquisidor de datos. Todo el equipo mencionado fue facilitado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). En el elemento TASC α 4-R1, se utilizó un equipo de adquisición de datos nuevo propiedad de la UAM-A, y se proveyó a este elemento de una instrumentación más completa.

La instrumentación de todos los especímenes se divide en interna y externa. La instrumentación interna se realizó utilizando deformímetros electrónicos de 120 Ohms (*strain gages*). Dichos deformímetros se colocaron solamente en el acero de refuerzo en un extremo acartelado de las trabes (lado izquierdo). La instrumentación externa se realizó con transductores de desplazamiento de 50 mm de capacidad, que se colocaron directamente sobre los especímenes y en el marco de carga con la finalidad de obtener lecturas correctivas para los desplazamientos de los elementos ensayados.

5.2 INSTRUMENTACIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE ENSAYE (EXCEPTO EL ELEMENTO TASC α 4-R1).

De los diez canales del equipo de adquisición de datos facilitado por el CENAPRED (figura 5.1), sólo se utilizaron nueve, ya que el restante funciona a base de voltaje. Debido a que el número de canales disponible fue escaso en comparación con los utilizados en otros trabajos de investigación experimental realizados en México, donde se han utilizado hasta 150 canales (Uribe, 2000), fue necesario idear una instrumentación que garantizara una captura de datos mínimos que permitiera evaluar los parámetros de interés en este estudio.



Figura 5.1 Equipo de adquisición de datos (TDS mod. 301) y computadora. Facilitados por el CENAPRED.

Para estimar la demanda de deformación del acero longitudinal de todos los elementos, se colocaron deformímetros electrónicos en una de las varillas de cada lecho del refuerzo por flexión, en la sección de la longitud media de la cartela de uno de los lados. A partir de estas lecturas se determinó el esfuerzo del refuerzo longitudinal, con base en las gráficas esfuerzo-deformación de varillas ensayadas a tensión en el laboratorio. Se decidió colocar los deformímetros en la longitud media de las cartelas, para tener lecturas características libres de las demandas locales de adherencia cercana a los extremos, y de la concentración de esfuerzos en las cercanías del vértice en el cambio de dirección del acero longitudinal inferior.

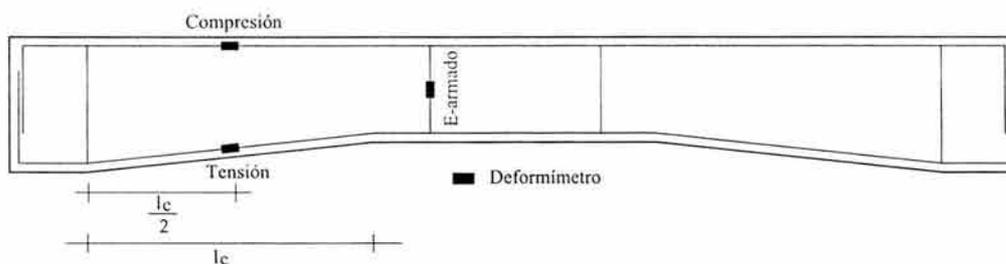


Figura 5.2 Instrumentación interna en los elementos TASC α i-R0.

En los elementos R0, que no llevan un armado transversal, se colocó un deformímetro en el estribo cercano al vértice de la zona de transición del mismo lado donde se colocó la instrumentación del acero longitudinal. Este deformímetro se colocó con la finalidad de verificar que el tramo central estuviera libre de algún tipo de solicitaciones por cortante no previstas. La figura 5.2 muestra esquemáticamente la ubicación de los deformímetros colocados en los elementos R0.

Para los elementos R1, que poseen el armado mínimo por cortante, se colocaron dos deformímetros en el armado transversal: uno en el estribo localizado en el vértice de la zona de transición y otro en el primer estribo ubicado en la cercanía de la longitud media de la cartela, que más se acercara a la ubicación de la primera grieta de cortante detectada en el

ensaye estático de su correspondiente pareja R0. Es importante comentar que primero se ensayaron todos los elementos R0, con la finalidad de tener mayor sensibilidad en la instrumentación de los elementos R1. En general para todos los elementos R1, este deformímetro se colocó en el estribo del lado del vértice respecto de la ubicación de los *strain gages* del acero longitudinal (E-4), exceptuando al elemento TASC α 0-R1, en el cual se instrumentó el estribo del lado del apoyo (E-3), también respecto a la ubicación de la instrumentación del refuerzo longitudinal. A los estribos ubicados en la longitud acartelada, se les denomina indistintamente en este trabajo como *estribos de cartela*. En las figuras 5.3 y 5.4, se muestra la ubicación de la instrumentación de los elementos con refuerzo transversal por cortante, para los especímenes con refuerzo transversal, exceptuando al elemento TASC α 4-R1.

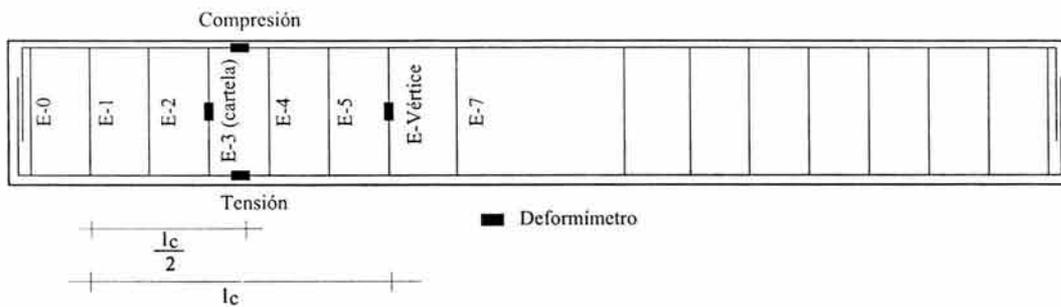


Figura 5.3 Instrumentación interna del elemento TASC α 0-R1.

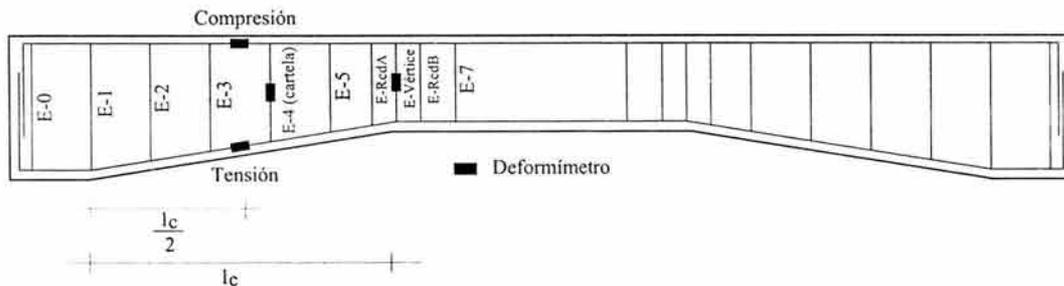


Figura 5.4 Instrumentación interna en los elementos TASC α 1-R1, TASC α 2-R1 y TASC α 3-R1.

Los deformímetros electrónicos se colocaron de acuerdo a lo recomendado por el fabricante. La figura 5.5 muestra dos armados totalmente instrumentados con deformímetros.

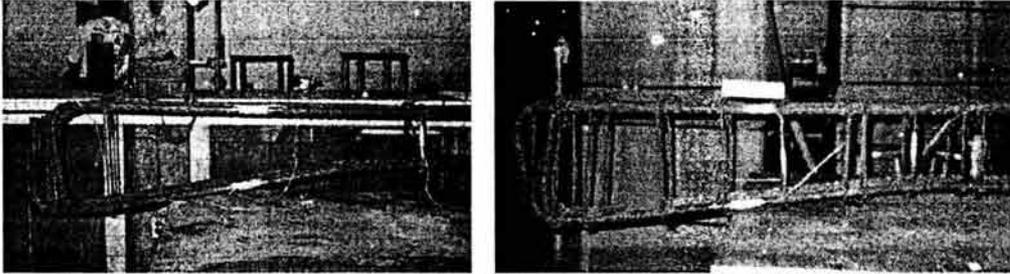


Figura 5.5 Deformímetros electrónicos de los elementos TASC α 3-R0, y TASC α 2-R1.

La instrumentación externa de los especímenes se realizó colocando transductores de desplazamiento con capacidad de 50 mm, en la línea central del claro y en los vértices de las traves acarteladas. Con el fin de tener lecturas colineales correctivas del desplazamiento vertical de las traves, la viga de reacción del marco de cargas también se instrumentó, pero solamente en los puntos de la línea central y en uno de los vértices (de lado donde se colocó la instrumentación interna). La figura 5.6 muestra un esquema de la instrumentación externa propuesta para los elementos referidos.

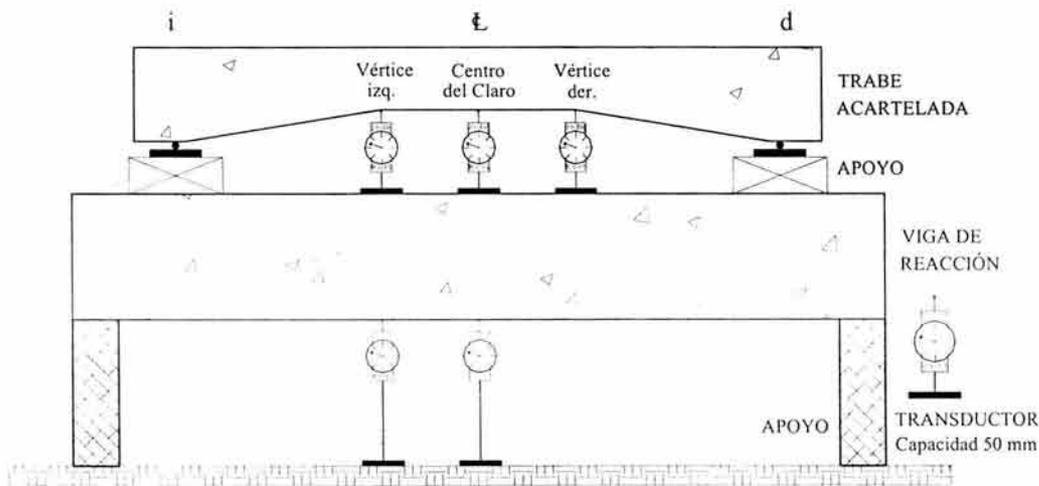


Figura 5.6 Instrumentación externa en los especímenes de prueba y en la viga de reacción.

5.3 INSTRUMENTACIÓN DEL ESPÉCIMEN TASC α 4-R1.

Este elemento fue provisto de una instrumentación interna y externa más completa que los demás especímenes de prueba, debido a las siguientes circunstancias: 1) el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A, compró un equipo de adquisición de datos TDS modelo 300 equipado con una caja de conexiones modelo ASW-50C con capacidad de 50 canales (figura 5.7), además de transductores de desplazamiento para diversas capacidades (50, 100 y 200 mm) y 2) debido a que este elemento se construyó en un tiempo posterior a la evaluación de la información de los anteriores ensayos, fue posible establecer que la instrumentación interna colocada en el resto de los elementos R1, no proporcionó

información suficiente para estimar la contribución del acero de refuerzo transversal en la resistencia a cortante de las trabes acarteladas de concreto reforzado.

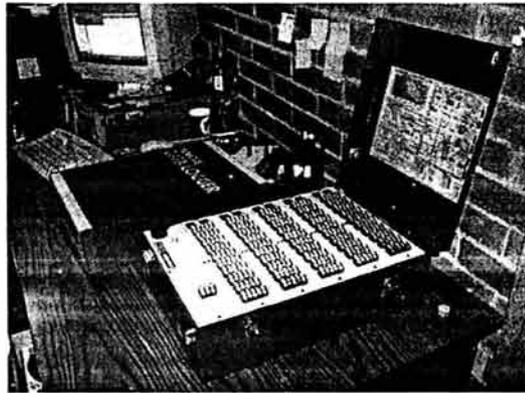


Figura 5.7 Equipo de adquisición de datos (TDS mod. 300) y caja de conexiones (ASW-50C).

De esta manera, se instrumentaron todos los estribos de la longitud acartelada de un extremo de la trabe, incluyendo los estribos del refuerzo por cortante debido al cambio de dirección del acero positivo. Para el refuerzo longitudinal, se conservó el arreglo establecido para los demás elementos, es decir, se colocaron deformímetros en ambos lechos del refuerzo en la longitud media de la cartela del extremo donde se colocó la instrumentación del refuerzo transversal. En la figura 5.8 se muestra la instrumentación interna del elemento TASC α 4-R1.

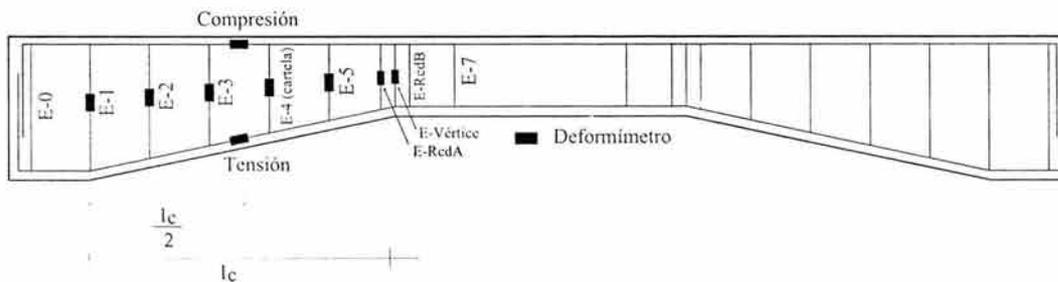


Figura 5.8 Instrumentación interna en el elemento TASC α 4-R1

La instrumentación externa de este elemento fue similar a la de los demás especímenes, salvo que para este elemento, fue posible colocar transductores correctivos para ambos vértices de la trabe.

5.4 DISPOSITIVO DE CARGA.

Las cargas se aplicaron por medio de un dispositivo mecánico-hidráulico que ha sido utilizado en otros trabajos experimentales (González Cuevas *et al.*, 1999). La parte mecánica del dispositivo está construida a base de perfiles de acero de sección "I" (IE 152x18.6). Estos perfiles tienen la finalidad de aplicar las cargas puntuales en el espécimen de prueba, al recibir el empuje de los gatos hidráulicos. La transmisión del empuje de los gatos a los

perfiles, se hace por medio de ocho varillas corrugadas (cuatro por gato), de 1.90 cm de diámetro, las cuales trabajan exclusivamente a tensión.

La parte hidráulica del dispositivo se compone de dos gatos hidráulicos de acción sencilla que se colocan de cabeza “colgados” de una viga de reacción de concreto reforzado (35x60 cm). Para los ensayos de los elementos sin refuerzo se utilizaron dos gatos con capacidad nominal de 20 toneladas de empuje, mientras que para los elementos con refuerzo transversal, se utilizaron dos gatos de un empuje nominal de nominal de 50 toneladas. El sistema hidráulico se accionó con un equipo de bombeo, provisto de válvulas de paso para controlar la aplicación de la carga. La figura 5.9 muestra el espécimen TASC α 2-R0 colocada en el dispositivo de ensaye.

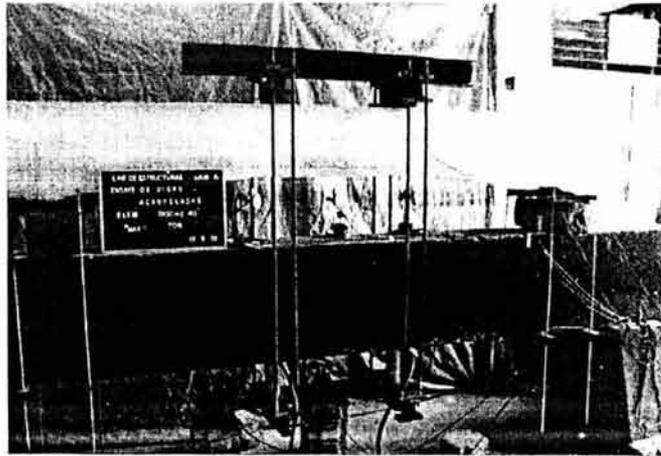


Figura 5.9 Elemento TASC α 2-R0 en el dispositivo de ensaye.

Debido a la geometría del dispositivo referido, fue imposible adaptar celdas de carga, por lo que no se pudo obtener lecturas electrónicas de la intensidad de la carga aplicada, y como consecuencia de esta situación, no fue posible controlar los experimentos por desplazamientos. Mediante manómetros analógicos conectados al sistema hidráulico (figura 5.10), se obtuvo la intensidad de la carga aplicada. Dichos manómetros fueron calibrados en una máquina universal.

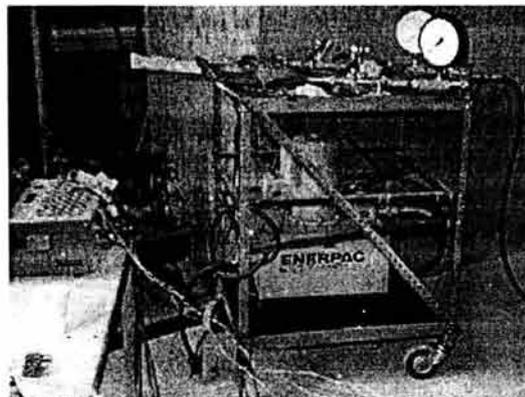


Figura 5.10 Equipo hidráulico con manómetros instalados.

CAPÍTULO 6

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

6.1 INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se detallan aspectos relacionados con la preparación en los especímenes de prueba, antes de efectuarse los correspondientes ensayos. También se menciona la secuencia de aplicación de la carga y la lógica empleada para realizar una primera estimación de los cortantes asociados al primer agrietamiento diagonal, falla y colapso estructural de los elementos.

6.2 PREPARACIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

Para facilitar la captura de la información gráfica generada en los ensayos, los especímenes se “prepararon” según la práctica común para el ensaye de elementos de concreto reforzado. Para esto, cada elemento se pintó de color blanco con el objeto de facilitar la visualización de las grietas presentadas durante la prueba. Además, para simplificar la ubicación evolutiva del agrietamiento, se dibujó una retícula en la cara frontal de los especímenes, dicha retícula corresponde, para cada elemento, a la malla de elementos finitos utilizada para modelar los experimentos con este método (capítulo 10). La figura 6.1 muestra una perspectiva del elemento TASC α 4-R0 totalmente preparado para su ensaye.



Figura 6.1 Elemento TASC α 4-R0 pintado y cuadrículado previo a su ensaye.

6.3 APLICACIÓN DE LA CARGA Y REGISTRO DEL AGRIETAMIENTO.

Los experimentos se controlaron por carga y se aplicó de manera incremental hasta que se presentaba el colapso total de los especímenes. Cada vez que se alcanzaba un incremento de carga, ésta se sostenía un lapso de dos minutos, al término de los cuales se tomaba la lectura simultánea en los transductores y deformímetros colocados. Una vez tomadas las lecturas se incrementaba la carga y se repetía el procedimiento hasta que el elemento fuera incapaz de soportarla (colapso). En un formato se capturó la carga total aplicada en cada incremento y los efectos visibles de ésta sobre el elemento ensayado.

Las grietas generadas en los especímenes se remarcaron con plumones de tinta permanente de diferentes colores y se identificaron con la carga total aplicada a la cual aparecieron (figura 6.2). El patrón de agrietamiento se capturó en dibujos a escala de los especímenes, los cuales también estaban cuadrículados según los modelos reales. Además, durante los experimentos se tomaron fotografías y video los cuales complementan la información gráfica obtenida.

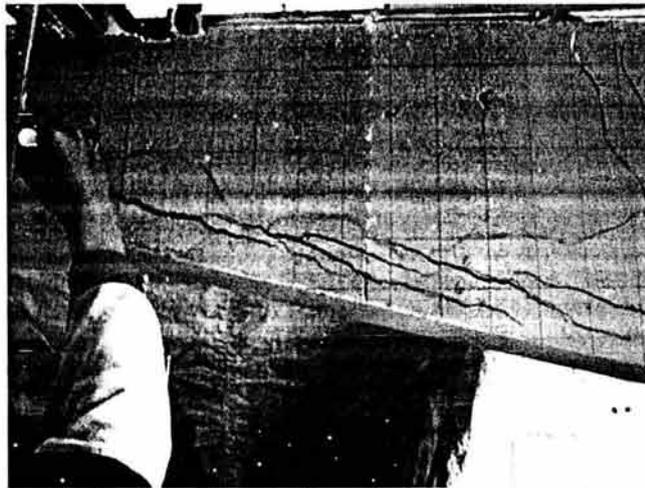


Figura 6.2 Identificación evolutiva de las grietas durante los ensayos.

6.4 IDENTIFICACIÓN DE CORTANTES CARACTERÍSTICOS.

Para cada trabe se identificaron los siguientes cortantes característicos: 1) el cortante que produjo el primer agrietamiento diagonal, V_{agr} , 2) el cortante último o de falla, V_u y 3) el cortante asociado al colapso total de los elementos, V_{clps} . La figura 6.3 muestra una curva típica cortante contra deformación al centro del claro, donde se indican los cortantes característicos. Además en este trabajo se denomina sobrerresistencia a la diferencia entre el cortante último y el cortante de colapso de los especímenes.

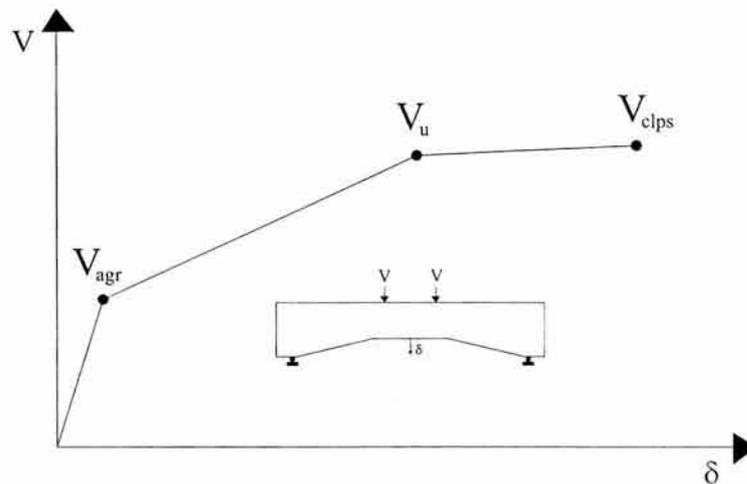


Figura 6.3 Cortantes característicos estudiados.

La primera estimación de los cortantes del primer agrietamiento y último, se realizó en tiempo real durante las pruebas de los especímenes. El cortante de colapso, por obvias razones, fue fácil de asignar. En el caso del cortante asociado al primer agrietamiento diagonal, no existió mucha duda en cuanto a su detección, ya que simplemente se prestó cuidado en observar su aparición. La figura 6.4 muestra una grieta típica del primer agrietamiento diagonal presentada en los especímenes ensayados.

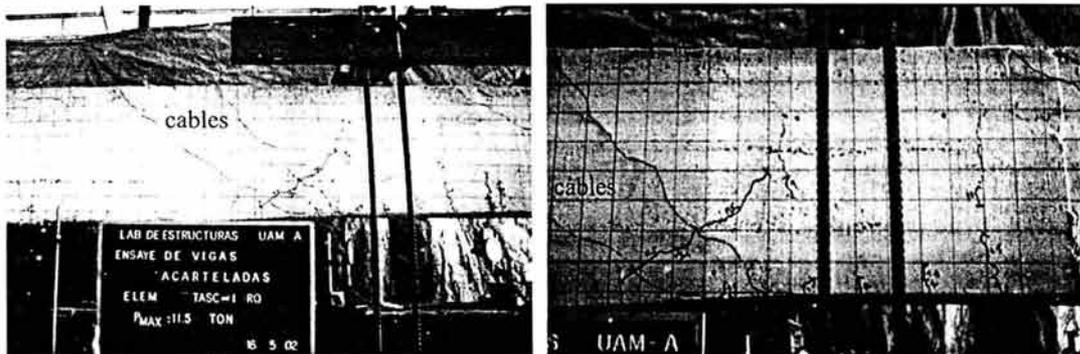


Figura 6.4 Grieta típica del primer agrietamiento diagonal. Elemento TASC α 1-R0.

Para asignar el cortante último de cada trabe se tomaron algunas consideraciones tales como: las estimaciones hechas de la carga nominal de diseño (capítulo 3), el nivel de daño estructural evolutivo presentado en los elementos, la capacidad de soportar la carga aplicada y el conocimiento de que el tipo de falla típica por cortante se presenta de manera súbita.^{6.1} En algunos elementos el colapso total de los especímenes ocurrió a cortantes mayores al cortante último reportado en este trabajo. La razón por la cual no se reporta el cortante asociado al colapso total de los especímenes como el cortante último, es que una vez presentada “la falla” por cortante del elemento, éste se continuó cargando sólo para

^{6.1} Este cortante también se conoce como cortante de *agrietamiento visual*.

conocer su capacidad de carga y deformación remanentes. Cuando se presentaron estas reservas de capacidad de carga y deformación lo hicieron a costa de un excesivo daño estructural del elemento, el cual definitivamente no puede ser asociado a una resistencia última, más aún ante el caso de estructuras sometidas a cargas sísmicas. Con la finalidad de ilustrar la explicación anterior, en la figura 6.5 se muestran los niveles de daño asociados al cortante último y al de colapso total del elemento TASC α 3-R1, los cuales son típicos para el conjunto de traveses ensayados.

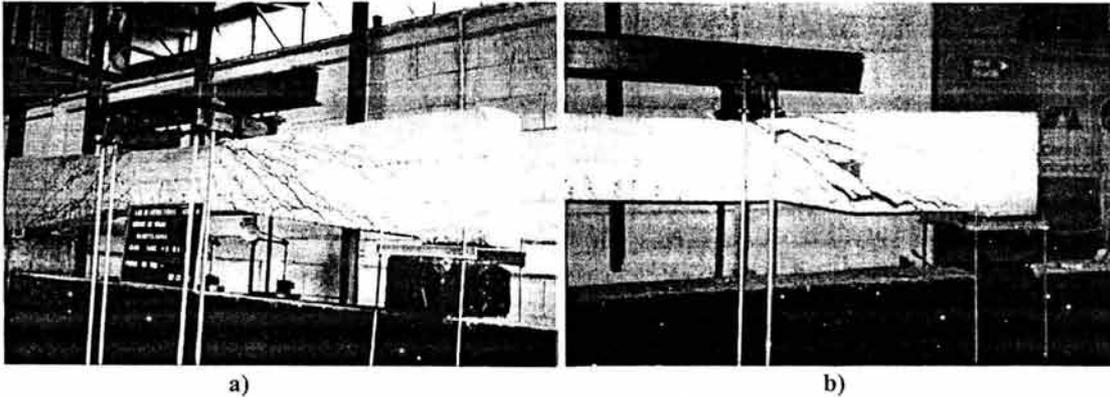


Figura 6.5 Niveles de daño presentados en el elemento TASC α 3-R1: a) cortante último y b) colapso total.

Una vez determinados durante los ensayos los cortantes correspondientes al primer agrietamiento y último o de falla, éstos se cotejaron con los resultados analíticos generados al procesar los datos obtenidos de la instrumentación. Generalmente las primeras estimaciones visuales tuvieron buena correspondencia con resultados analíticos, por ejemplo, el cambio de rigidez a cortante de los elementos (secciones 7.2 y 8.2).

CAPÍTULO 7

ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL: RESULTADOS EXPERIMENTALES

7.1 INTRODUCCIÓN.

Se realizaron los ensayos experimentales de estos elementos, según la metodología descrita en el capítulo 6. Todos los especímenes presentaron claras fallas asociadas al efecto de la fuerza cortante. El elemento prismático presentó una falla típica de trabes de sección constante sin refuerzo transversal, con relación claro de cortante a peralte efectivo comprendido entre 2.5 y 6.0, ($2.5 < a/d \leq 6.0$). Los elementos acartelados presentaron fallas asociadas a vigas cortas ($1.0 < a/d \leq 2.5$). Como se explica detalladamente en el transcurso de este capítulo, las trabes acarteladas exhibieron capacidades de deformación y sobrerresistencia^{7.1} superiores a las de la trabe prismática de referencia, lo que se puede explicar con base en el mecanismo resistente observado.

7.2 CORTANTES CARACTERÍSTICOS.

Se identificaron los cortantes que causaron la primera grieta diagonal (V_{agr}), así como el cortante último o de falla. El cortante último, V_u , obtenido experimentalmente, se compara con el que se obtiene al emplear la ecuación 3.1 utilizando la resistencia a compresión promedio de los cilindros de control de cada trabe y la resistencia nominal de diseño ($f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$). La tabla 7.1 resume dichos valores y se hace notar que los comentarios que se derivan de ésta se hacen en referencia a los resultados obtenidos al emplear la resistencia a compresión promedio de los cilindros de control, f'_c , que es la condición más realista de los experimentos.

^{7.1} La sobrerresistencia se definió en la sección 6.4 como la diferencia del cortante del colapso menos el cortante último.

Trabe	Experimentales		$f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$		Cilindros		
	V_{agr} (ton)	V_u (ton)	V_n a un peralte (ton)	V_n peralte mínimo (ton)	f'_c (kg/cm ²)	V_n a un peralte (ton)	V_n peralte mínimo (ton)
TASC α 0-R0	4.50	7.50	7.13	7.13	334	8.24	8.24
TASC α 1-R0	5.75	6.75	6.71	6.29	321	7.60	7.10
TASC α 2-R0	5.00	6.00	6.29	5.39	295	6.83	5.86
TASC α 3-R0	2.75	3.75	5.87	4.52	236	5.71	4.40
TASC α 4-R0	2.50	3.00	5.45	3.65	281	5.78	3.87

Se observa en la tabla 7.1 que para la trabe prismática (TASC α 0-R0), la resistencia obtenida experimentalmente fue inferior a la que se obtiene al aplicar la ecuación 3.1. Para el resto de las traves, el valor del cortante último obtenido experimentalmente tuvo mayor correspondencia con el que se obtiene analíticamente calculándolo con el peralte mínimo. Aunque a partir de estos resultados, se observa que al utilizar dicho peralte en las traves con acartelamientos de nueve y doce grados en el cálculo de la resistencia a cortante, no se actúa conservadoramente. Es importante señalar que esta comparación entre la resistencia nominal calculada y la resistida por los elementos, no considera la modificación del cortante estático que se produce por la presencia del acero de refuerzo inclinado en las traves (Park y Paulay, 1997) como se muestra en la figura 1.15. En otras palabras, esta comparación se efectúa entre el cortante estático, aplicado por el sistema de cargas, y el resistente que se calcula con el procedimiento para traves de sección constante, considerando dos secciones características en la longitud acartelada, según las consideraciones comentadas en la sección 3.6.1.

Como se explicó en el capítulo 6, los cortantes característicos se identificaron en tiempo real durante la prueba de cada elemento. Con la finalidad de corroborar dichas observaciones, se calculó la variación de la rigidez secante respecto al centro del claro, ΔK_i , para cada incremento de cortante i .

$$\Delta K_i = \frac{V_i - V_{i-1}}{\delta_i - \delta_{i-1}} \quad i \geq 1 \tag{7.1}$$

La figura 7.1 muestra el comportamiento del parámetro ΔK_i en la historia de carga, hasta el cortante último de los elementos. Se observa que aunque existe una tendencia a perder rigidez conforme se aumentó la carga, se presentaron “picos” que denotan una aparente recuperación de rigidez. Probablemente esta aparente recuperación se deba entre otras causas al hecho de que no se tuvo un adecuado control de la carga durante los lapsos en que se suspendía la aplicación de la carga para marcar el agrietamiento en los especímenes. Esta circunstancia pudo ocasionar que algunas grietas se cerrarán provocando una “rigidez” adicional en los elementos.

**CAPÍTULO 7: ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

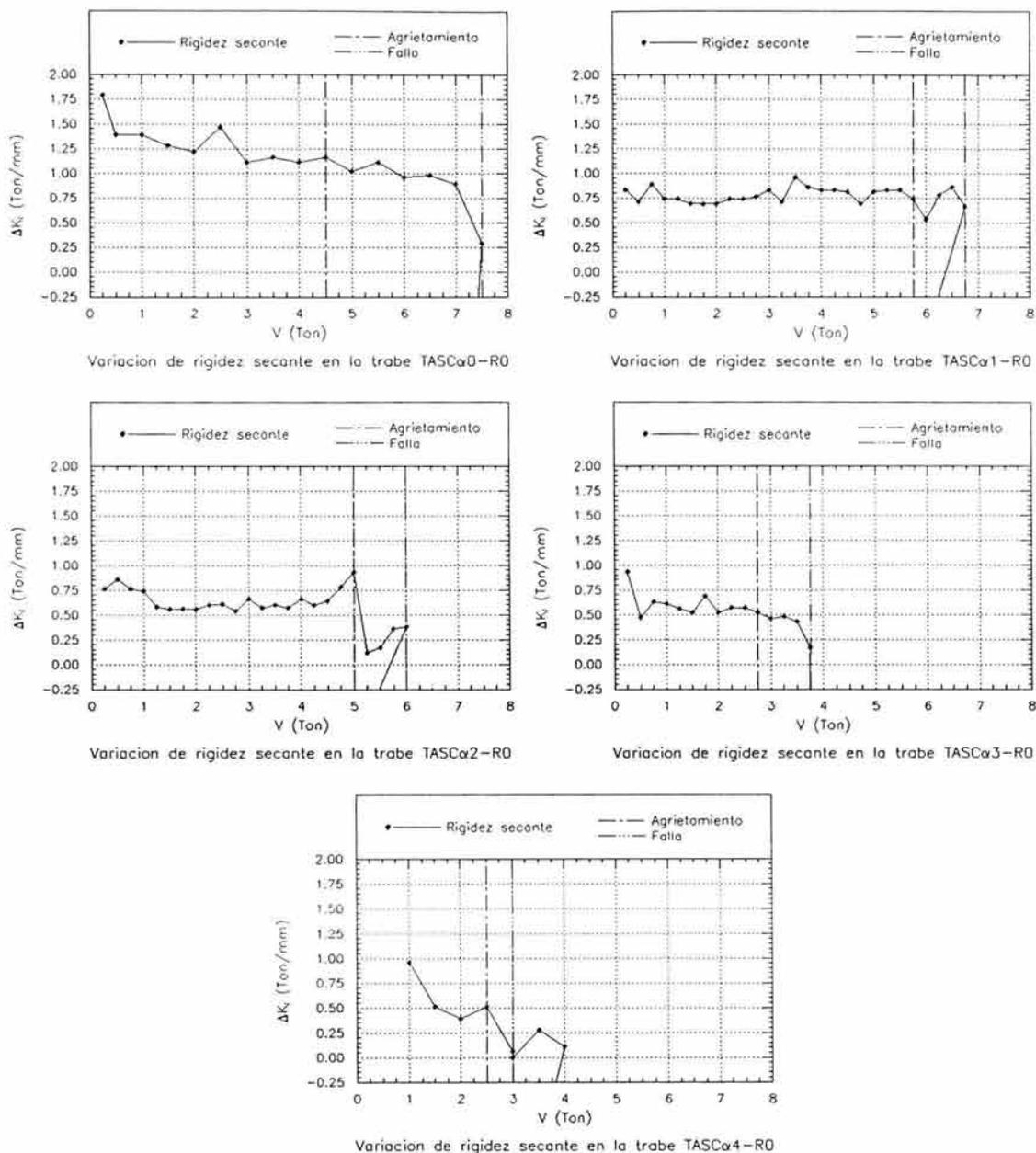


Figura 7.1 Variación de la rigidez secante al desplazamiento vertical.

El criterio de comprobación de los cortantes característicos determinados durante los ensayos a partir de la variación de rigidez, fue tal que se esperaba que al siguiente incremento de cortante de aquéllos que causarían el primer agrietamiento diagonal o la falla del elemento, se apreciara una disminución importante en el valor del parámetro ΔK_i . En el caso del cortante asociado al primer agrietamiento diagonal, V_{agr} , la disminución de rigidez fue más notoria en algunos elementos (TASCα2-R0 y TASCα4-R0) que en otros, donde la disminución de rigidez al presentarse el primer agrietamiento fue menos notoria, tal es el caso de los elementos TASCα0-R0 y TASCα3-R0. En los casos donde existió duda en

cuanto a la asignación del valor de V_{agr} , éste se asignó al cortante que generara la mayor pérdida de rigidez en el intervalo que incluyen a los incrementos de cortante anterior y posterior del valor de V_{agr} asignado durante los ensayos.

Por otra parte, en todos los especímenes se observó una súbita pérdida de rigidez al presentarse el cortante último, V_u , por lo que en este caso, no existió duda de que el valor detectado en la realización de los ensayos fue el correcto.

7.3 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN.

Se presentan las curvas cortante-deflexión totales para las traveses ensayadas. Las deflexiones corresponden a las lecturas obtenidas en los transductores de desplazamiento, corregidas por las flechas colineales presentadas en el marco de carga, en el centro del claro de los especímenes, así como en los vértices que se forman en la intersección de los tramos acartelados con la zona prismática. Algunas lecturas de los vértices no se presentan, debido a que algunos transductores colocados en los vértices del elemento ensayado no tuvieron un buen funcionamiento durante las pruebas. La figura 7.2 muestra las curvas $V-\delta$, para cada trabe. El punto final de las gráficas corresponde al colapso de los elementos, es decir, no corresponde al valor reportado de V_u , en la tabla 7.1, sino a un estado similar al observado en la figura 6.4-b.

De las gráficas de la figura 7.2 se observa que, en términos generales, los desplazamientos medidos en el centro del claro y en los vértices fueron similares en la mayor parte de la historia de carga. La mayor diferencia entre estos desplazamientos, se presentó en cortantes cercanos al colapso total de los elementos, siendo esto más notorio en el espécimen TASC α 4-R0. De esta observación se deriva que es suficiente con recurrir a las curvas cortante aplicado contra la deflexión al centro del claro para explicar el comportamiento de estos elementos.

Las gráficas de la figura 7.3 muestran las curvas totales $V-\delta$, para las deflexiones verticales registradas al centro del claro, en ellas se indican las deflexiones correspondientes al primer agrietamiento diagonal y cortante último.

**CAPÍTULO 7: ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

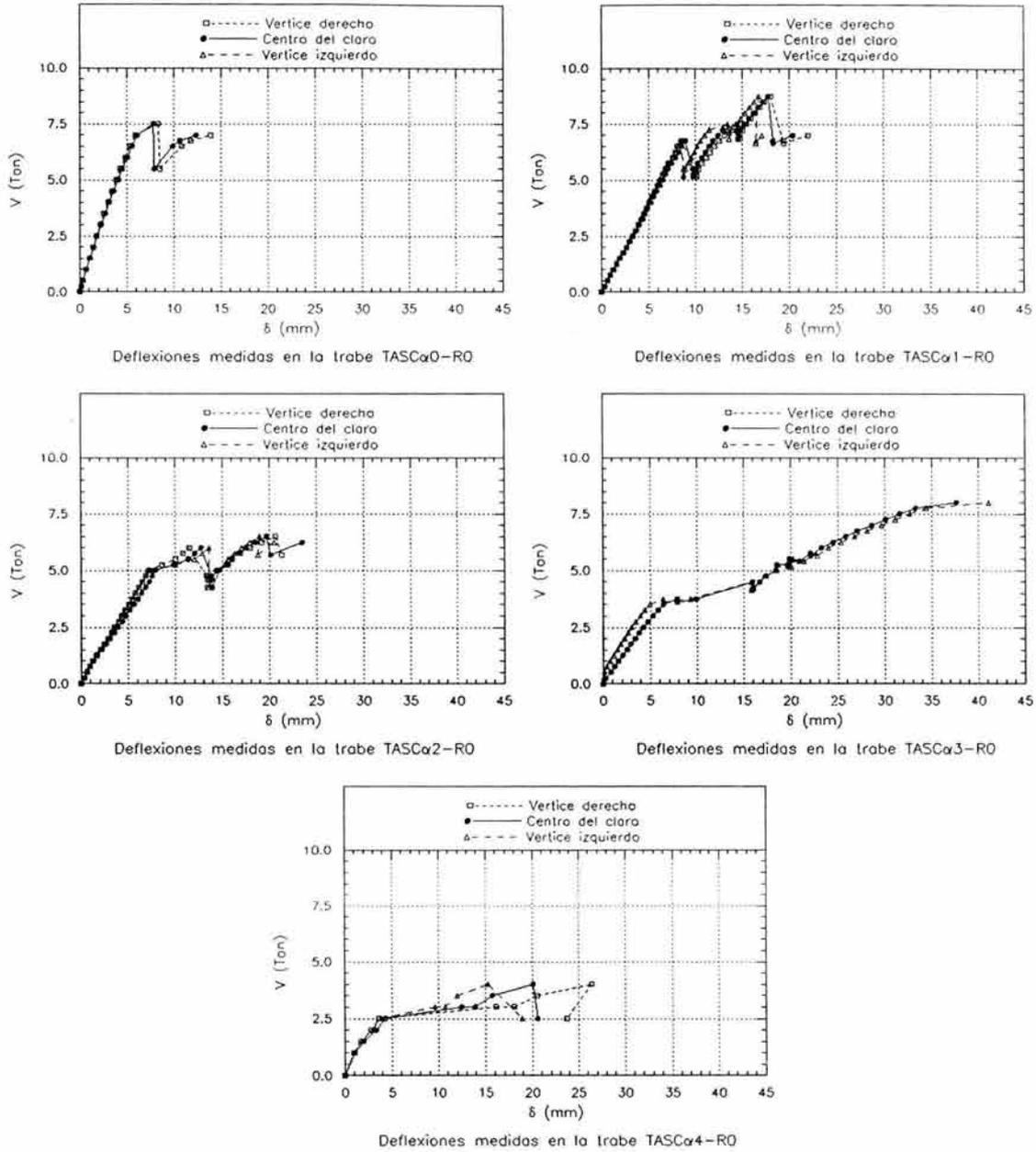


Figura 7.2 Gráficas V - δ . Trabes sin refuerzo transversal.

**CAPÍTULO 7: ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

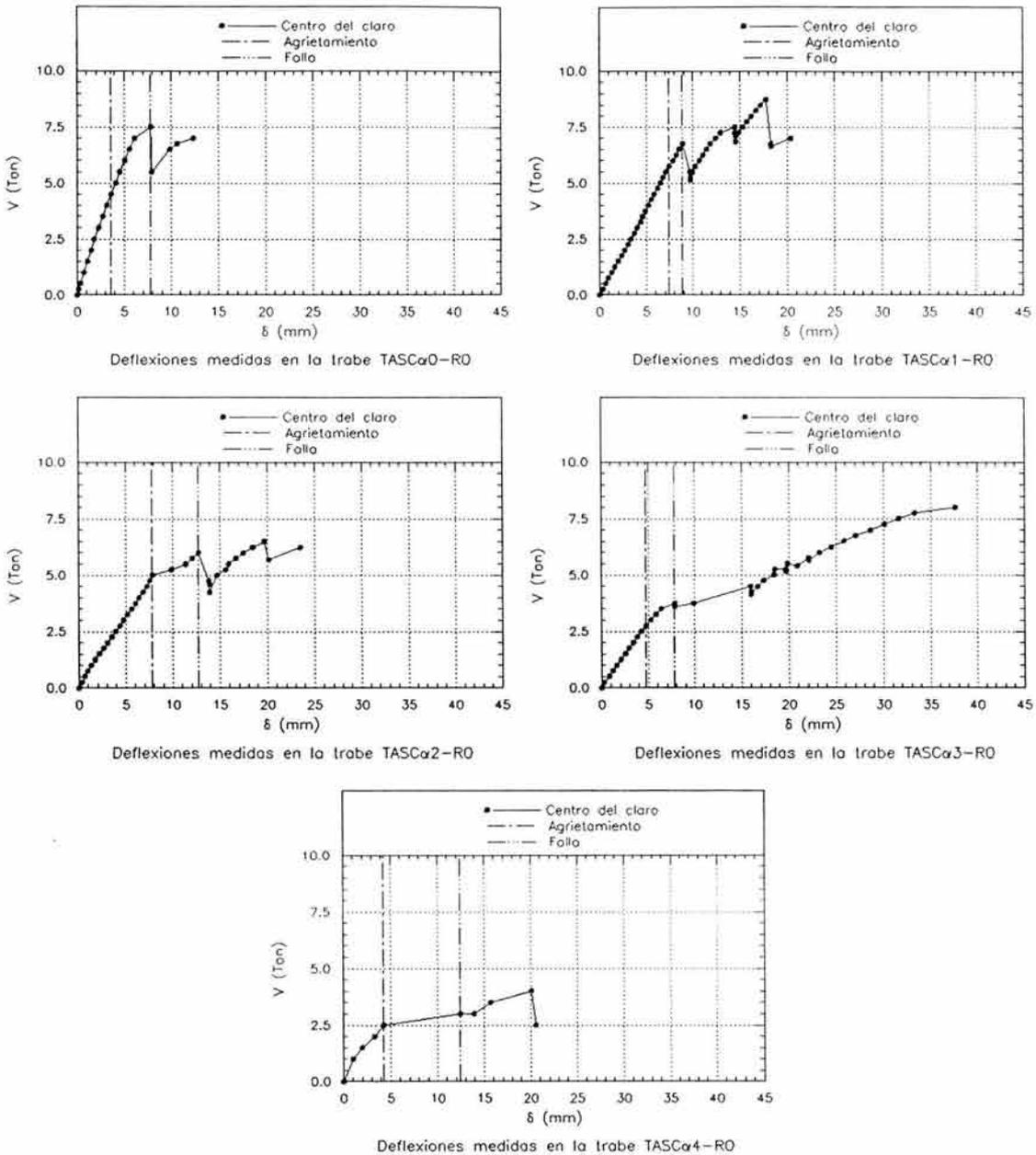


Figura 7.3 Gráficas V - δ al centro del claro. Trabes sin refuerzo transversal.

De las gráficas de la figura 7.3, se observa un claro comportamiento lineal hasta las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal, hasta un ángulo de acartelamiento de nueve grados. Este resultado confirma las hipótesis de linealidad en elementos de concreto reforzado hasta la aparición del primer agrietamiento. A diferencia de los demás elementos, en el elemento TASC α 4-R0 ($\alpha=12.10^\circ$), se observó un comportamiento ligeramente no lineal inclusive en cortantes menores al que ocasionó el primer agrietamiento diagonal. Este fenómeno podría estar asociado a la distribución no lineal de esfuerzos normales en la longitud acartelada (Balkaya, 2001), que se reflejaron en la

respuesta de esta trabe (la más acartelada de la serie), o tal vez este fenómeno tenga una justificación geométrica, debido a la mayor flexibilidad del tramo central de esta trabe en comparación con las otras.^{7.2}

En términos generales, se observó que la rigidez de las trabes tiende a disminuir con el aumento del ángulo de acartelamiento. Este resultado es lógico desde el punto de vista de que al aumentar el ángulo de la cartela, se reducen las propiedades de inercia de las trabes en su longitud, aumentando la flexibilidad de los elementos.

Con base a las gráficas de la figura 7.3 es evidente que para todas las trabes acarteladas existió un aumento en la capacidad de deformación (última y al colapso), respecto a la trabe prismática, la cual presentó un comportamiento típico de falla frágil reportado ampliamente en la literatura para trabes prismáticas de concreto reforzado. Además, fue visible una reserva de la capacidad de deformación una vez alcanzada la falla de los elementos acartelados. En la tabla 7.2 se muestran los desplazamientos δ_{agr} , δ_u y δ_{clps} medidos al centro del claro, los cuales están asociados a los cortantes del primer agrietamiento, último (falla) y de colapso de las trabes, respectivamente.

Trabe	δ_{agr} (mm)	δ_u (mm)	δ_{clps} (mm)	$\frac{\delta_{agr}}{\delta_u}$	$\frac{\delta_{clps}}{\delta_u}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{u-\alpha 0}}$	$\frac{\delta_{clps}}{\delta_{clps-\alpha 0}}$
TASCα0-R0	3.58	7.82	12.34	0.46*	1.58*	1.00*	1.00*
TASCα1-R0	7.42	8.88	20.38	0.84	2.30	1.14	1.65
TASCα2-R0	7.82	12.73	23.53	0.61	1.85	1.63	1.91
TASCα3-R0	4.74	7.85	37.64	0.60	4.79 [†]	1.00	3.05 [†]
TASCα4-R0	4.28	12.46	20.09	0.34	1.61	1.59	1.63
Promedio	-	-	-	0.60	1.92	1.34	1.73
σ	-	-	-	0.17	0.29	0.27	0.13
C.V.	-	-	-	28%	15%	20%	8%

*Valor de referencia. No entra en promedio.

[†]No entra en promedio (criterio conservador).

σ = desviación estándar.

C.V. = Coeficiente de variación porcentual.

A partir de los resultados de la tabla 7.2, se observa que las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal, falla y colapso de los elementos, fueron mayores que las exhibidas en la trabe prismática de referencia. Según las observaciones de MacLeod y Houmsi (1994), en trabes sin refuerzo transversal de hasta diez grados de acartelamiento, la máxima deflexión (colapso), es proporcional al ángulo de acartelamiento. Este patrón se observó en las trabes ensayadas en este trabajo hasta un acartelamiento de nueve grados (TASC α 3-R0). En el elemento TASC α 4-R0 ($\alpha=12.10^\circ$), se observó una disminución en la capacidad de deformación total, en comparación con la esperada si se continuara con la tendencia

^{7.2} Esta relación geométrica o de aspecto, se puede cuantificar, como el cociente del peralte total del extremo entre el peralte del tramo prismático (tabla 3.1).

observada en el resto de los elementos. Aunque también es importante señalar que el elemento TASC α 3-R0 presentó una capacidad de deformación extraordinaria al colapso.

En general, las deformaciones a la falla de las trabes acarteladas, fueron 35% mayores a la de la trabe prismática, así como las deformaciones asociadas al colapso fueron 70% mayores a la de la trabe de sección constante. Además, es notoria la reserva en la capacidad de deformación remanente en las trabes acarteladas una vez alcanzada la falla del elemento, pues una vez ocurrida ésta, las trabes acarteladas prácticamente duplicaron su deformación antes de perder la capacidad de carga.

Sin duda, este aumento en la capacidad de deformación exhibido en las trabes acarteladas está relacionado con la evidencia experimental de aceptar y distribuir más daño en el claro de cortante, en comparación con la trabe prismática (sección 7.5).

7.4 RESISTENCIA A CORTANTE.

En la tabla 7.3 se resumen los cortantes asociados al primer agrietamiento diagonal, V_{agr} , el cortante último o de falla, V_u y el cortante asociado al colapso de los elementos, V_{clps} .

Tabla 7.3 Cortantes característicos. Trabes sin refuerzo transversal.							
Trabe	V_{agr} (ton)	V_u (ton)	V_{clps} (ton)	$\frac{V_{agr}}{V_u}$	$\frac{V_{clps}}{V_u}$	$\frac{V_u}{V_{u-\alpha 0}}$	$\frac{V_{clps}}{V_{clps-\alpha 0}}$
TASCα0-R0	4.50	7.50	7.50	0.60*	1.00*	1.00*	1.00*
TASCα1-R0	5.75	6.75	8.75	0.85	1.30	0.90	1.17
TASCα2-R0	5.00	6.00	6.50	0.83	1.08	0.80	0.87
TASCα3-R0	2.75	3.75	8.00	0.73	2.13 [†]	0.50	1.07
TASCα4-R0	2.50	3.00	4.00	0.83	1.33	0.40	0.53
Promedio	-	-	-	0.81	1.23	0.65	0.91
σ	-	-	-	0.05	0.11	0.20	0.24
<i>C.V.</i>	-	-	-	6%	9%	31%	27%

* Valor de referencia. No entra en promedio.

[†] No entra en promedio (criterio conservador).

De la tabla 7.3 se observa que el primer agrietamiento en las trabes acarteladas, ocurrió a cortantes más cercanos a la falla del elemento ($V_{agr} \approx 0.80 V_u$), en comparación de la trabe prismática, donde el cortante que produjo el primer agrietamiento diagonal se presentó al 60% del cortante último. Este resultado confirma lo observado por MacLeod y Houmsi (1994), en trabes de hasta diez grados de acartelamiento, quienes señalan que el primer agrietamiento diagonal ocurre entre el 82% y 85% del cortante último. Asimismo, fue evidente una sobrerresistencia en las trabes acarteladas del orden del 25% respecto al cortante último, V_u . Esta reserva de resistencia, indudablemente está relacionada con la capacidad de redistribución del daño observada en las trabes acarteladas.

Aunque los resultados comparativos con las resistencias a cortante, correspondientes a la falla y colapso de la trabe prismática, están en función de la resistencia individual a

compresión de las traveses, f_c , es evidente que existió una disminución gradual en la resistencia a cortante que causa la falla de los elementos respecto a la trabe prismática de referencia, teniendo como promedio un 65% de la resistencia de diseño observada en la trabe de sección constante. En cuanto a la resistencia de colapso, fue visible una disminución, pero no es tan gradual como la asociada a la falla, donde sólo se perdió en promedio un 10% de la que desarrolló la trabe prismática.

7.4.1 COMPORTAMIENTO DE LOS PERALTES SELECCIONADOS EN LA PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE.

Con la finalidad de establecer cuál de los dos peraltes seleccionados en el cálculo de la resistencia cortante fue más adecuado, se normalizaron las curvas V - δ para el centro del claro a manera que se involucrara la resistencia real de los materiales de las traveses. Para tal efecto, se dividió el cortante estático aplicado con el sistema de cargas, V , entre la resistencia nominal a cortante utilizando la resistencia real de los materiales con los que se construyó cada trabe, V_{nr} , de esta manera se obtiene el parámetro adimensional V_n^* .

$$V_n^* = \frac{V}{V_{nr}} \tag{7.2}$$

Para observar el comportamiento de las curvas V - δ en función del peralte seleccionado para predecir su resistencia (tabla 7.1), en la figura 7.4 se muestra para cada trabe, las curvas normalizadas utilizando el peralte ubicado a un peralte total del apoyo, así como el peralte mínimo en el cálculo de V_n^* .

De las gráficas de la figura 7.4, es evidente que conforme aumenta el ángulo de acartelamiento y el cortante aplicado, las curvas normalizadas tienden a separarse más. Para determinar cuál de los dos peraltes seleccionados para predecir el cortante es el más adecuado (según las consideraciones iniciales de este trabajo), es de esperarse que el valor de V_n^* asociado a la falla del elemento sea lo más cercano a la unidad ($V_n^* \approx 1$). Por inspección de las gráficas de la figura 7.4 se observa que el peralte mínimo proporciona la mejor predicción de la resistencia a cortante. En la tabla 7.4 se resumen los valores de V_n^* asociados a la falla de los elementos.

CAPÍTULO 7: ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES

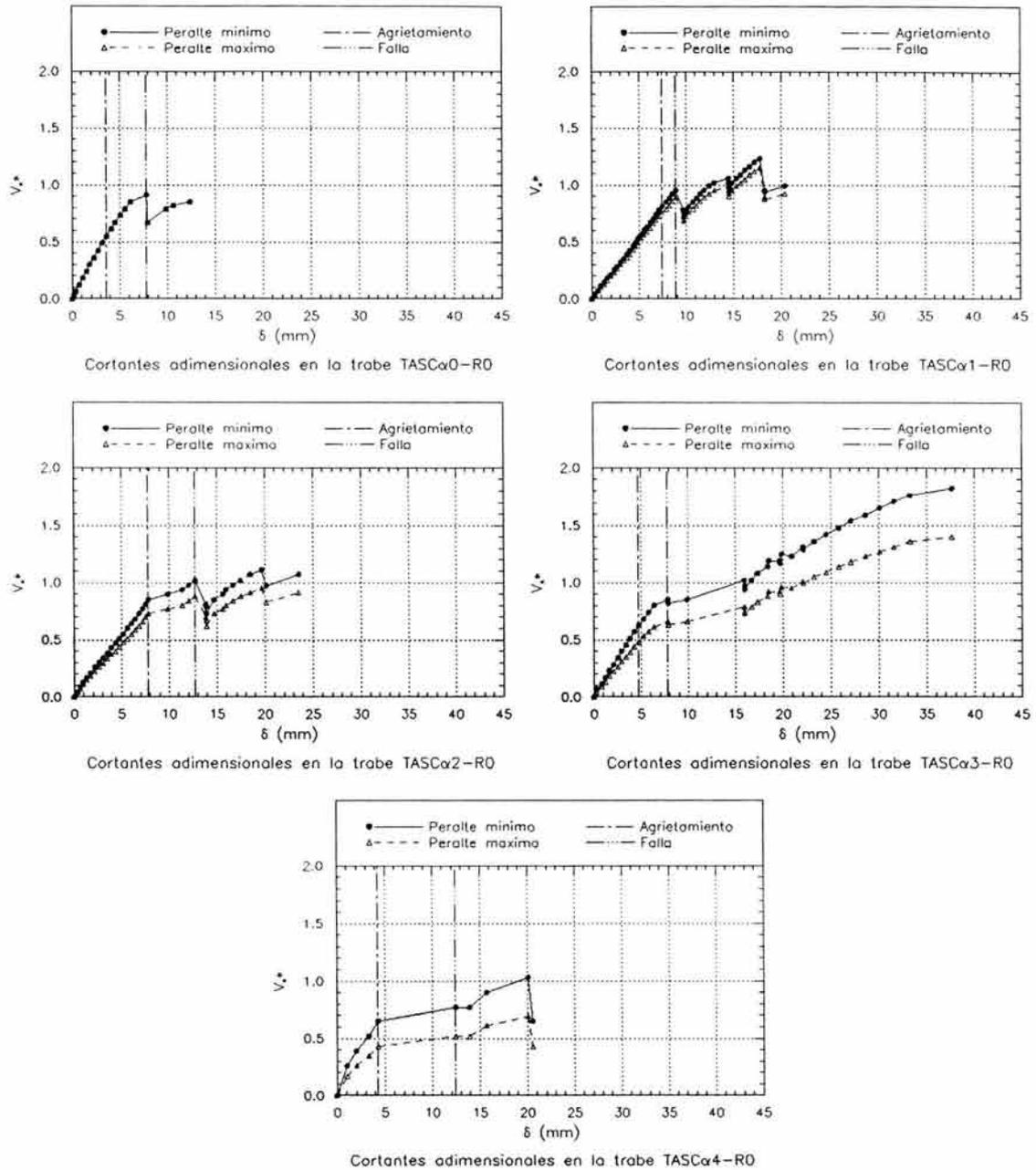


Figura 7.4 Gráficas V_n^* - δ para los especímenes sin refuerzo transversal, utilizando los dos peraltes seleccionados en la predicción de la resistencia.

**CAPÍTULO 7: ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

Tabla 7.4 Valores adimensionales, V_n^* , asociados al cortante de falla en los elementos sin refuerzo transversal.

Trabe	V_u (ton)	A un peralte del apoyo	Peralte mínimo
TASCα0-R0	7.50	0.91	0.91
TASCα1-R0	6.75	0.89	0.95
TASCα2-R0	6.00	0.88	1.02
TASCα3-R0	3.75	0.65	0.85
TASCα4-R0	3.00	0.52	0.77
Promedio	-	0.77	0.90
σ	-	0.15	0.08
<i>C.V</i>	-	19 %	9 %

Con base en los resultados de la tabla 7.4, se confirma estadísticamente que de los dos peraltes seleccionados en la predicción de la resistencia a cortante, las mejores estimaciones se obtienen al utilizar el peralte mínimo. Aunque el utilizar el peralte mínimo proporciona las mejores estimaciones de V_u , es evidente que éste no es un criterio conservador, ya que experimentalmente se obtuvieron resistencias a cortante menores a las calculadas ($V_n^* < 1.00$), siendo esto más notorio en ángulos de acartelamiento de nueve y doce grados.

En la figura 7.5 se muestran las curvas normalizadas con el peralte mínimo.

**CAPÍTULO 7: ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

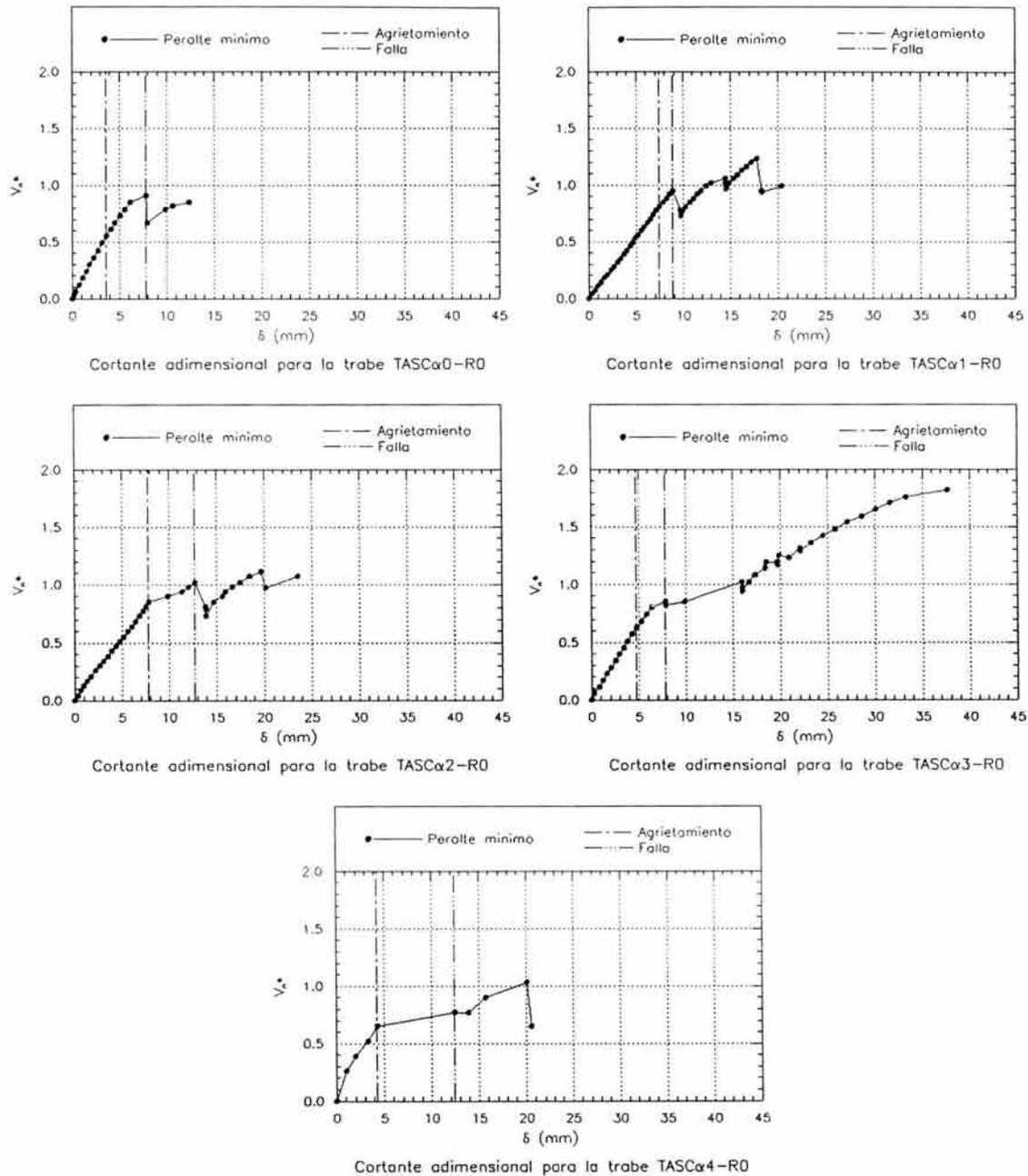


Figura 7.5 Gráficas V_n^* - δ para los especímenes sin refuerzo transversal, utilizando el peralte mínimo.

En trabajos previos (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988; MacLeod y Houmsi, 1994), se ha relacionado la resistencia a cortante de las travesas acarteladas con la tangente del ángulo de acartelamiento, α . Con la finalidad de observar gráficamente si esta función trigonométrica describe adecuadamente la resistencia a cortante de las travesas acarteladas, se presenta la figura 7.6 donde se observa el comportamiento de los cortantes asociados al primer agrietamiento y falla de los elementos ensayados, contra el ángulo y la tangente del ángulo de acartelamiento.

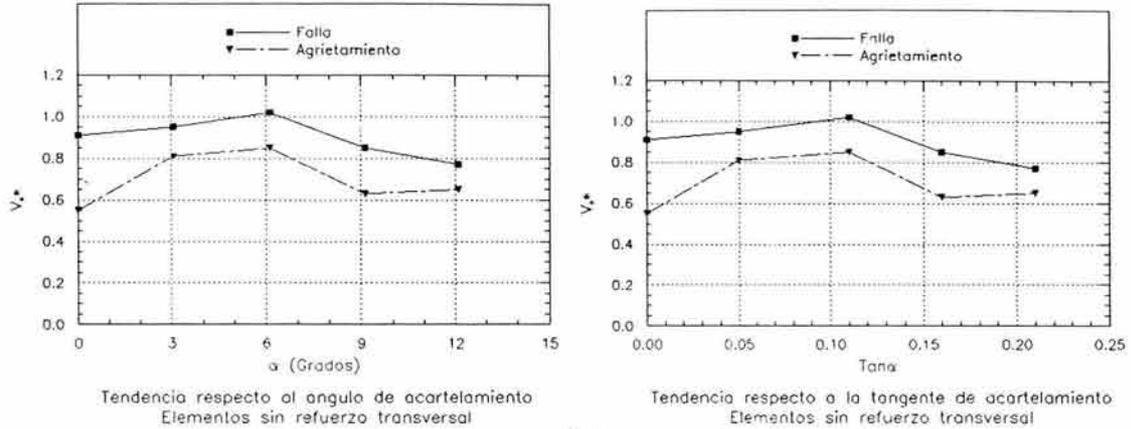


Figura 7.6 Comportamiento de la resistencia a cortante de las traves acarteladas sin refuerzo transversal en función del ángulo y tangente de acartelamiento.

De la figura 7.6-b, es evidente que la tangente del ángulo de acartelamiento, α , tiene correspondencia con las curvas de la gráfica de la figura 7.6-a, por lo que es correcto relacionar la resistencia a cortante de las traves acarteladas de concreto reforzado con esta función geométrica.^{7.3} Este resultado se esperaría debido que para ángulos pequeños, el valor de la tangente tiende al valor del ángulo ($\tan \alpha \approx \alpha$). Además, se confirma que el utilizar el peralte mínimo en el cálculo de la resistencia a cortante de las traves acarteladas no fue un criterio conservador, siendo más notorio este comportamiento en las traves con nueve y doce grados de acartelamiento.

7.5 DISTRIBUCIÓN EVOLUTIVA DEL DAÑO.

La mayor capacidad de deformación y la considerable sobrerresistencia que exhibieron las traves acarteladas en comparación con la trabe prismática de referencia, se debió a la acción de arco desarrollada en las vigas acarteladas, la cual permite que se presenten éstas (Wang y Salmon 1979; Park y Paulay 1997). En la figura 7.7 se muestra al elemento TASC α 2-R0 con el agrietamiento presentado a la falla, el cual es típico de todas las traves acarteladas sin refuerzo transversal ensayadas. Este patrón de grietas, delinea claramente la formación de un arco de compresión delimitado por el agrietamiento.

^{7.3} Lo que se está relacionando es el cortante estático.

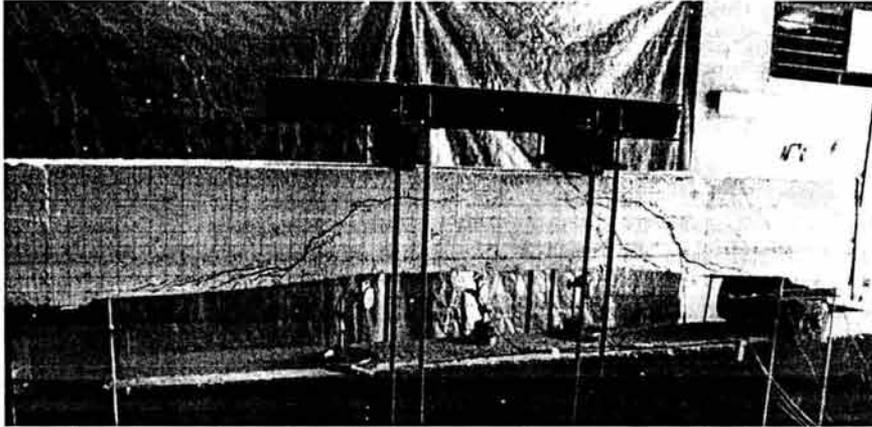


Figura 7.7 Acción de arco en las trabes acarteladas sin refuerzo transversal. Elemento TASC α 2-R0 al cortante de falla.

El tipo de falla presentado en el elemento prismático fue de *tensión diagonal*, mientras que en los especímenes acartelados, la falla fue del tipo de *compresión por cortante*, el cual es característico de vigas cortas. En general, el ancho de las grietas del primer agrietamiento, fue aproximadamente 0.20 mm, incrementándose su ancho en la grieta principal de falla a un promedio de 1.50 mm. En el colapso de las trabes, se observaron agrietamientos del orden de 4.00 mm. El daño observado en estos elementos tiene buena correspondencia con las especificaciones que determinan el nivel de daño estructural en elementos de concreto reforzado (Iglesias *et al.*, 1988; SMIS, 1998), tal y como se ve en la tabla 7.5.

Tabla 7.5 Criterios para determinar el grado de daño estructural (SMIS, 1998).	
Grado	Descripción del daño
I	Grietas pequeñas pero visibles sobre la superficie del concreto. Grietas con ancho menor de 0.2 mm).
II	Grietas claramente visibles sobre la superficie del concreto. (Grietas con ancho entre 0.2 y 1.0 mm).
III	Agrietamiento local del recubrimiento del concreto. Grietas grandes (ancho entre 1 y 2 mm).
IV	Agrietamiento apreciable del concreto. Pérdida del recubrimiento del concreto y presencia de barras expuestas.
V	Barras de refuerzo pandeadas. Núcleo del concreto agrietado. Aplastamiento de la columna/muro. Asentamiento o inclinación en el sistema de piso.

En las secciones siguientes se comenta detalladamente la evolución del daño de las trabes sin refuerzo transversal.

7.5.1 ELEMENTO TASC α 0-R0.

En este espécimen, se observaron patrones de daño típicos para este tipo de elementos. La primera grieta diagonal ($V=4.50$ ton), apareció aproximadamente a un peralte del apoyo del lado derecho (d), y al momento de la falla ($V=7.50$ ton), ésta se prolongó en dirección del punto de la aplicación de la carga, hasta más o menos a la mitad del tramo acartelado, a partir de donde adoptó una trayectoria horizontal, extendiéndose hasta el punto de aplicación de la carga (figura 7.8).

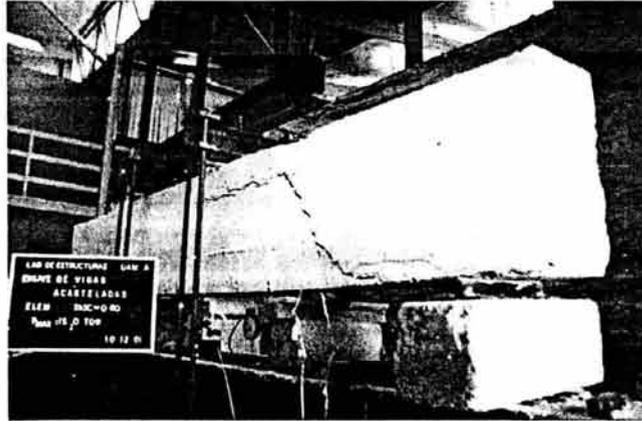


Figura 7.8 Falla del elemento prismático TASC α 0-R0.

En la carga de falla, el elemento exhibía agrietamiento por flexión en el tercio central, que se extendió hasta una profundidad de medio peralte. En el colapso de la trabe ($V=7.50$ ton), se presentó una segunda grieta diagonal en la línea del apoyo del lado derecho, prolongándose hasta una distancia de medio peralte del apoyo, inmediatamente después se dirigió horizontalmente hacia el centro de la trabe, llegando hasta la mitad del claro de cortante. La figura 7.13 muestra las tres etapas descritas del agrietamiento evolutivo del espécimen TASC α 0-R0.

7.5.2 ELEMENTO TASC α 1-R0.

La primera grieta diagonal de este elemento ($V=5.75$ ton), se presentó del lado izquierdo (i), de la trabe, en las cercanías del vértice del tramo acartelado con el tramo central; en esta etapa de carga ya se había presentado un ligero agrietamiento por flexión en el tramo central. La grieta diagonal principal de falla ($V=6.75$ ton), se presentó en el lado derecho de la trabe, extendiéndose desde cerca del apoyo hasta el punto de aplicación de la carga. En el apoyo derecho, se presentó en esta etapa de carga, un pequeño agrietamiento diagonal a la altura del refuerzo longitudinal inferior. Al incrementarse la carga y alcanzar el colapso ($V=8.75$ ton), se habían formado grietas importantes en ambos tramos acartelados, aunque el daño se concentró en el lado derecho. La configuración del agrietamiento describió la formación de un arco a compresión por encima de las grietas diagonales (figura 7.9).

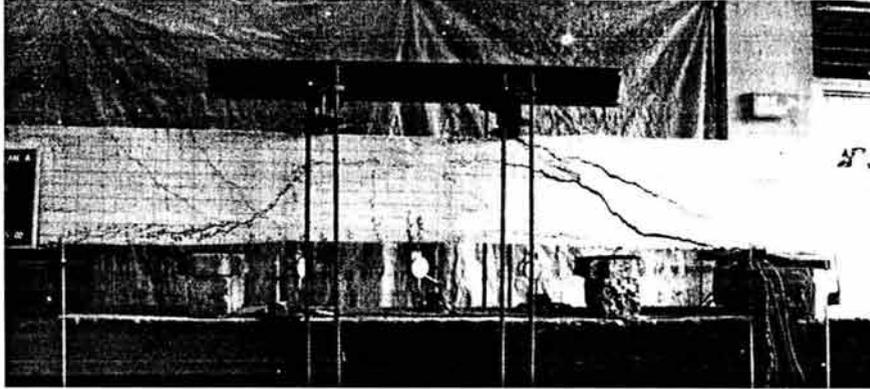


Figura 7.9 Agrietamiento final del elemento TASC α 1-R0.

En el colapso, la primera grieta diagonal se prolongó de manera análoga a la grieta principal de falla del lado derecho, extendiéndose hasta cerca de la línea central de la trabe. Además aparecieron pequeñas grietas diagonales cercanas al apoyo izquierdo, a la altura del acero de refuerzo del lecho inferior. En el lado derecho, la grieta principal aumentó de anchura y se extendió hasta cerca de la línea central de la trabe. De la grieta principal del lado derecho, se derivó una segunda grieta diagonal que se prolongó hacia el apoyo. En la figura 7.14 se muestra el agrietamiento evolutivo del espécimen TASC α 1-R0.

7.5.3 ELEMENTO TASC α 2-R0.

El primer agrietamiento diagonal de este elemento apareció en ambos lados de la trabe ($V=5.00$ ton), en las cercanías del vértice que se forma en la unión del tramo acartelado con el tramo prismático, siendo más larga la grieta del lado derecho. En esta etapa de carga, aparecieron pequeñas grietas por flexión en el claro central de la trabe. Al presentarse la falla del elemento ($V=6.00$ ton), ambas grietas diagonales evolucionaron de manera similar, salvo que la grieta del lado derecho se prolongó en casi toda la longitud acartelada. La grieta del lado izquierdo, en la cercanía del punto de aplicación de la carga tomó una orientación horizontal y se extendió hacia la línea central de la trabe, describiendo un arco a compresión por encima de ella.

En el apoyo izquierdo, apareció un pequeño agrietamiento inclinado a la altura del refuerzo inferior. Al incrementar la carga y provocar el colapso de la trabe ($V=6.50$ ton), en la parte inferior de la grieta del lado izquierdo, se originó un agrietamiento inclinado que se extendió hasta encontrarse con el agrietamiento existente cercano al apoyo. La grieta diagonal del lado derecho aumentó el espesor y se extendió horizontalmente hacia el centro de la trabe, describiendo perfectamente la formación de un arco a compresión (figura 10).



Figura 7.10 Colapso en el elemento TASC α 2-R0.

En el apoyo derecho se formaron pequeñas grietas diagonales similares a las del lado izquierdo. En la figura 7.15 muestra el agrietamiento evolutivo observado en el elemento TASC α 2-R0.

7.5.4 ELEMENTO TASC α 3-R0.

Al presentarse el primer agrietamiento del elemento TASC α 3-R0 ($V=2.75$ ton), aparecieron grietas simétricas en ambos lados de la trabe, exactamente en la sección del vértice de transición de la zona acartelada a zona prismática. Al incrementar la carga y alcanzar la falla del elemento ($V=3.75$ ton), la grieta del lado izquierdo se extendió hacia el apoyo, adoptando en las cercanías, una pendiente similar a la de la cartela, en su parte superior se extendió horizontalmente hacia el centro de la trabe. La grieta diagonal de lado derecho tuvo una configuración similar a la del lado izquierdo, salvo que no se prolongó hasta el apoyo, si no hasta que sólo llegó hasta la longitud media de la cartela. Ambas grietas describieron perfectamente la formación de un arco superior a compresión.

Al colapsarse el elemento ($V=8.00$ ton), la grieta diagonal izquierda, aumentó su espesor y se extendió horizontalmente en su parte superior hasta la línea central de la trabe. De esta grieta diagonal izquierda se derivó una segunda grieta diagonal que se extendió en toda la cartela hacia el apoyo (figura 7.11). En las cercanías del vértice, apareció una grieta diagonal que se extendió horizontalmente hacia el centro de la trabe.

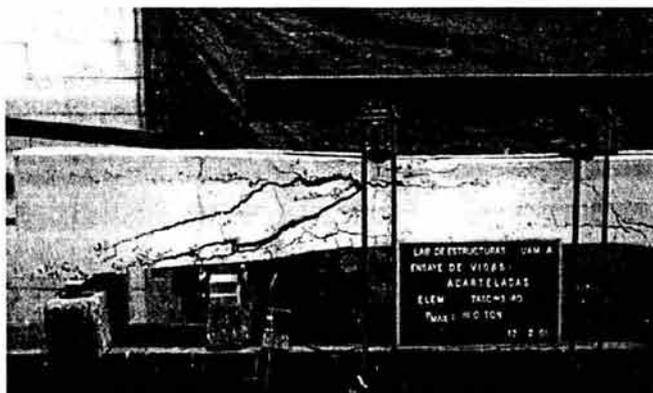


Figura 7.11 Agrietamiento (lado oeste) al colapso del elemento TASC α 3-R0.

En el lado derecho de la grieta diagonal, se derivó en la parte inferior una grieta horizontal que se también se extendió hacia el centro de la trabe. Cerca del apoyo derecho, aparecieron grietas diagonales importantes a la altura del acero longitudinal inferior. En la figura 7.16 se observa el agrietamiento evolutivo del elemento TASC α 3-R0.

7.5.5 ELEMENTO TASC α 4-R0.

El primer agrietamiento diagonal de este elemento ocurrió en el lado derecho de la trabe, en la sección del vértice de la cartela con el tramo prismático, ($V=2.50$ ton). Al ocurrir la falla del elemento ($V=3.00$ ton), se presentaron grietas diagonales en ambos lados de la trabe, las cuales marcaron la presencia de un arco a compresión en la parte superior de la misma (figura 7.12). La grieta del primer agrietamiento aumentó el espesor y se extendió en la parte superior de manera horizontal hacia el centro de la trabe y en la parte inferior, adoptó la inclinación de la cartela y se extendió hasta la longitud media del tramo acartelado.

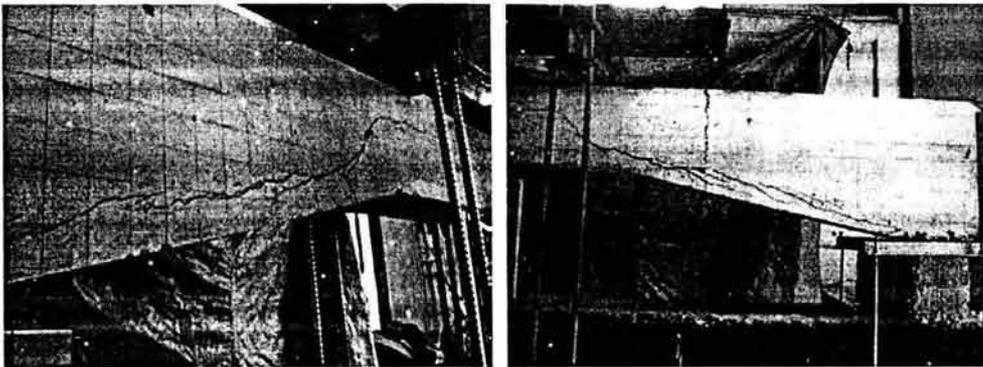


Figura 7.12 Agrietamiento a la falla del espécimen TASC α 4-R1.

Asimismo, se presentaron grietas diagonales entre la longitud media de la cartela y el apoyo izquierdo a la altura del acero inferior, estas grietas adoptaron la pendiente de la cartela. La grieta del lado izquierdo se extendió en su parte inferior de igual manera que la grieta principal del lado derecho. Al ocurrir el colapso ($V=4.00$ ton), la grieta izquierda aumentó su espesor y la grieta diagonal derecha, adoptó la configuración de la grieta izquierda. La figura 7.17 muestra tres etapas del agrietamiento evolutivo del espécimen TASC α 4-R0.

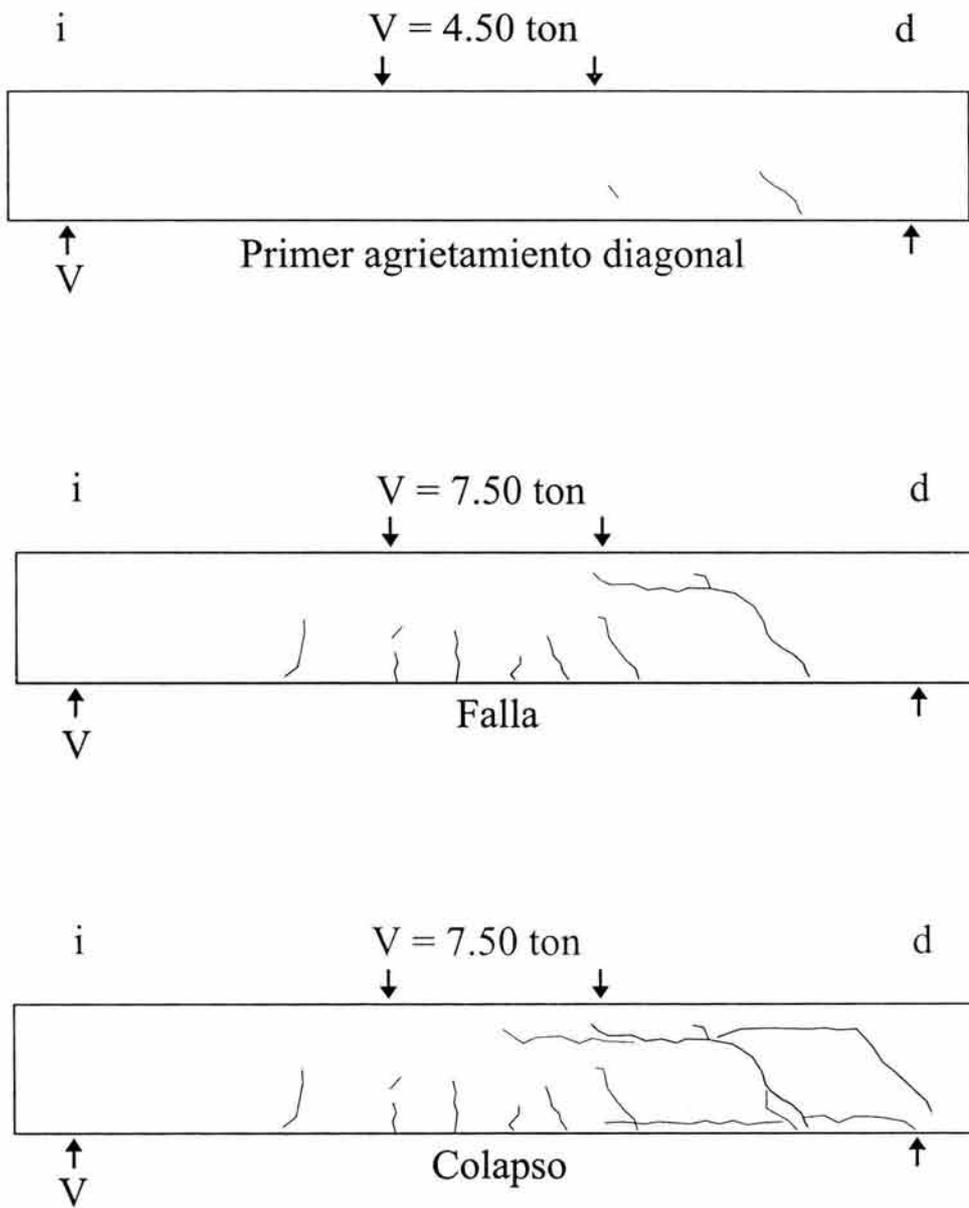


Figura 7.13 Daño evolutivo en el elemento TASC α 0-R0.

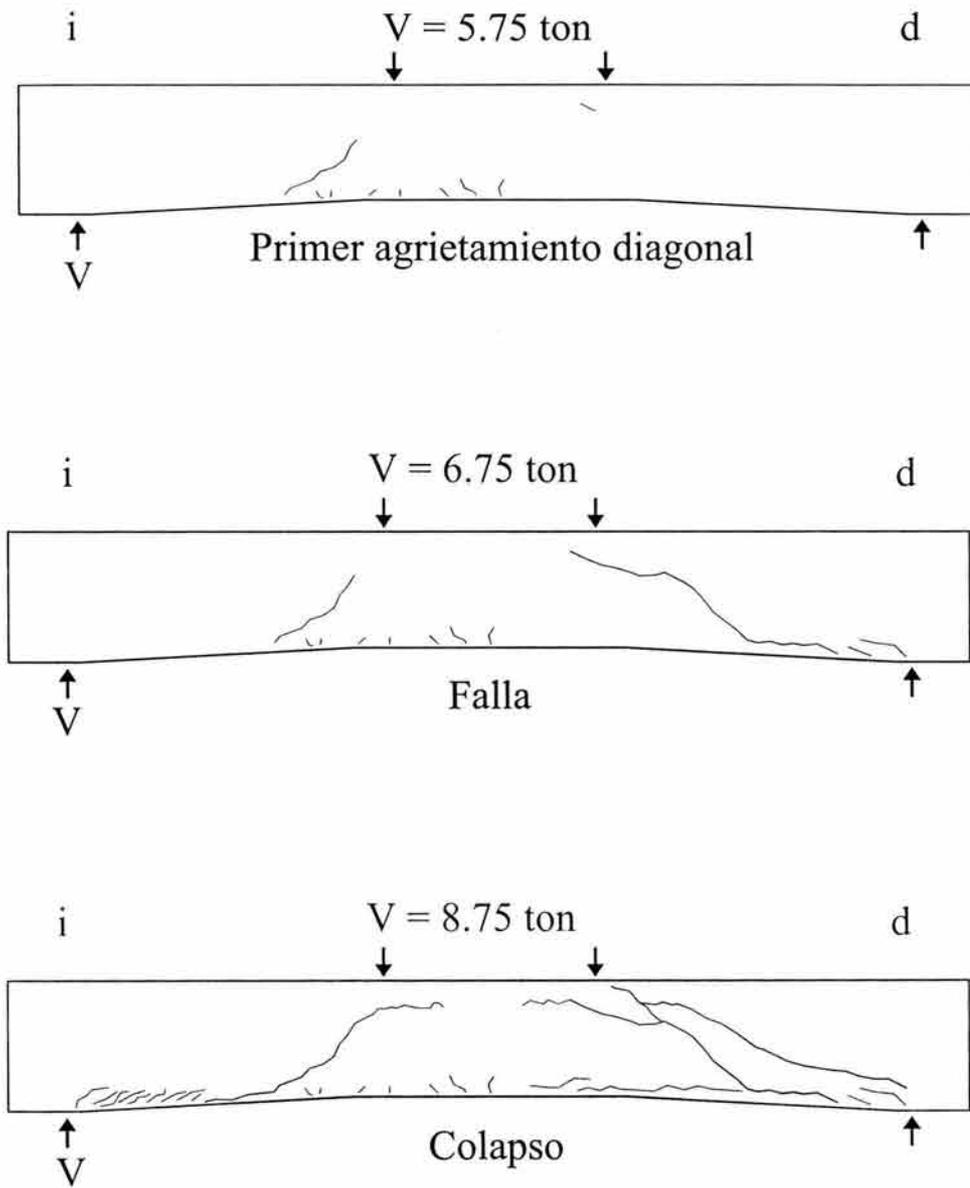


Figura 7.14 Daño evolutivo en el elemento TASC α 1-R0.

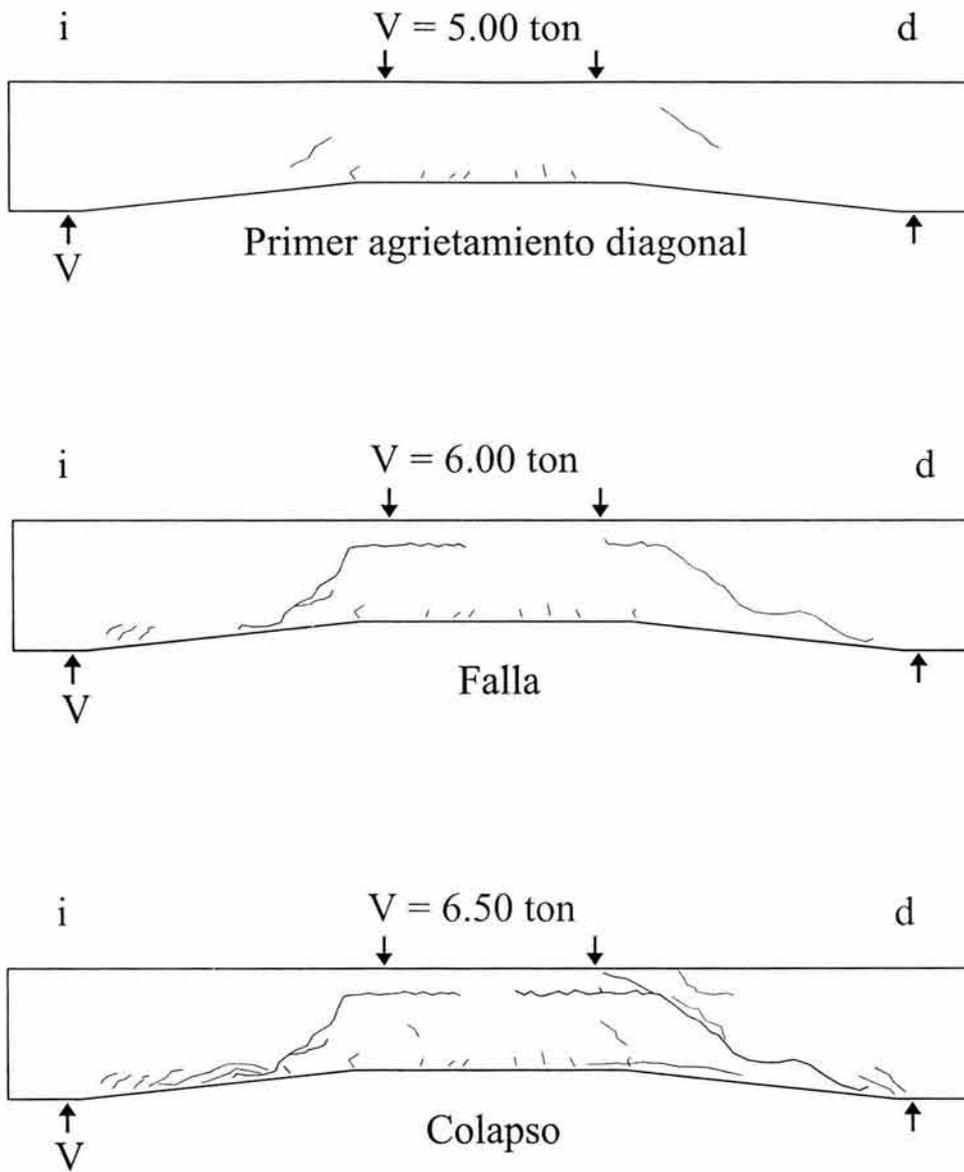


Figura 7.15 Daño evolutivo en el elemento TASC α 2-R0.

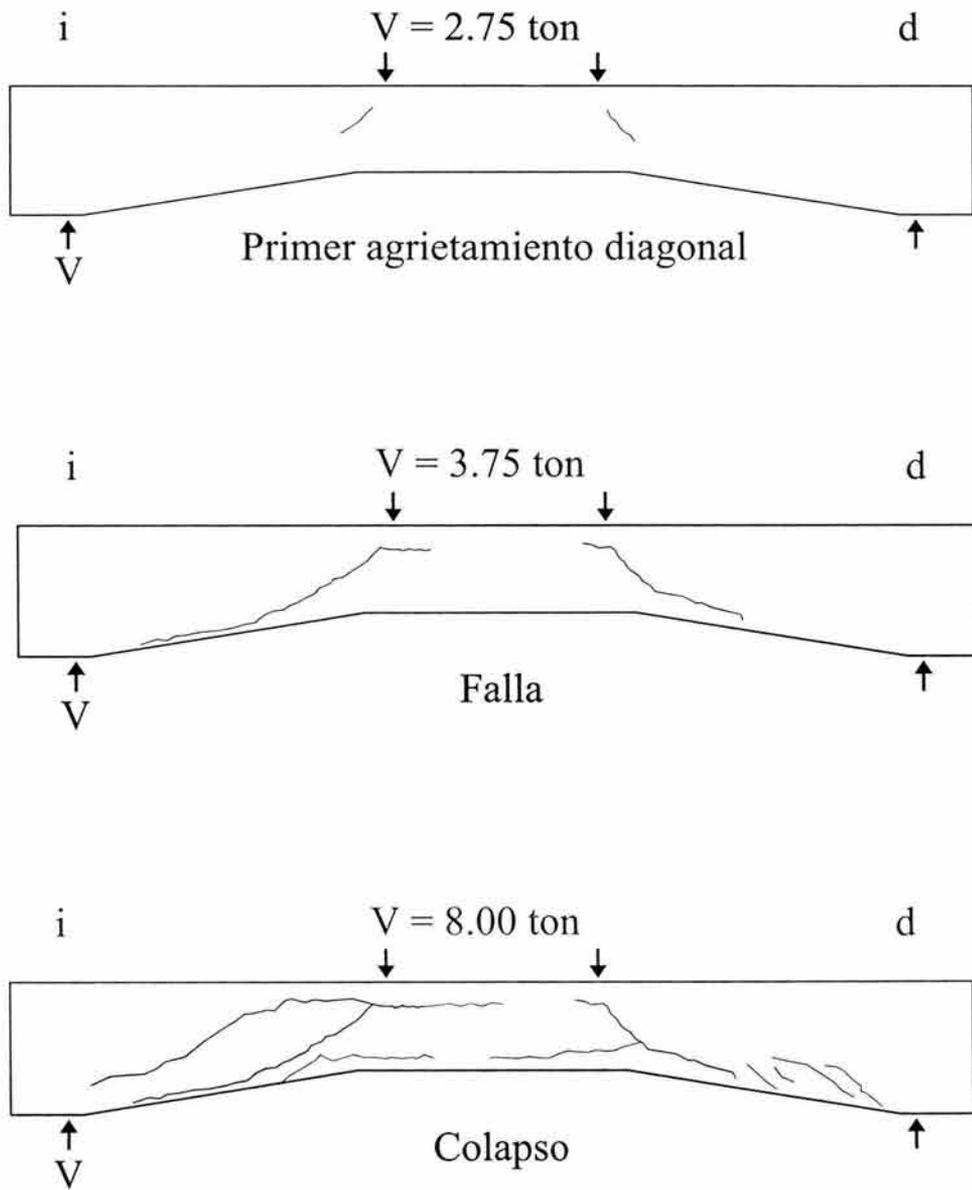


Figura 7.16 Daño evolutivo en el elemento TASC α 3-R0.

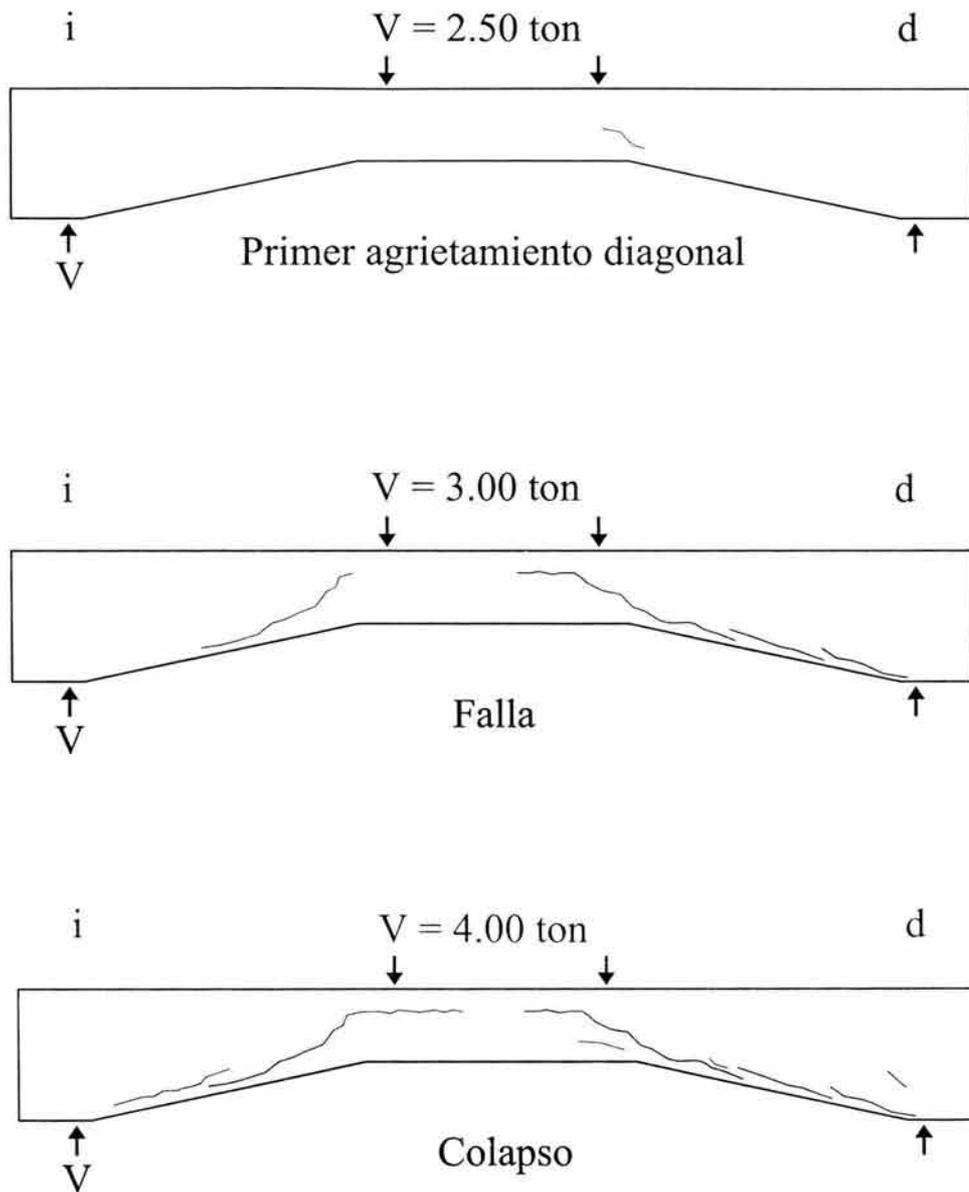


Figura 7.17 Daño evolutivo en el elemento TASC α 4-R0.

7.5.6 INCLINACIÓN DE GRIETAS PRINCIPALES.

En todos los elementos, se midió la inclinación de la grieta principal de falla, θ . El tramo seleccionado para hacer esta medición, fue el que se consideró representativo de la inclinación de la grieta, debido a que algunas grietas en su parte superior tendieron a hacerse horizontales y en la parte inferior adoptaron la inclinación de la cartela. La figura 7.18 muestra el tramo típico de la grieta seleccionado para determinar el ángulo de inclinación de la grieta principal de falla.

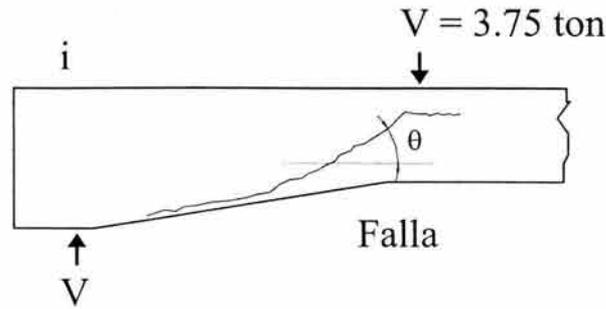


Figura 7.18 Inclinación de la grieta principal. Elemento TASC α 3-R0.

En la tabla 7.6 se muestran los valores del ángulo de inclinación, θ , correspondientes a la grieta diagonal principal de falla.

Trabe	α	θ
TASC α 0-R0	0°	51° *
TASC α 1-R0	3.07°	43°
TASC α 2-R0	6.12°	41°
TASC α 3-R0	9.13°	35°
TASC α 4-R0	12.10°	33°
Promedio	-	38.00°

* Valor de referencia. No entra en promedio

De la tabla 7.6 se observa en primera instancia que conforme aumentó el ángulo de acartelamiento, el ángulo de inclinación de la grieta principal de falla disminuyó. Respecto a la trabe prismática, se observó una inclinación de la grieta superior a lo que dice la teoría tradicional, que establece grietas con una inclinación de 45°.

Para el resto de las trabes, se obtuvieron ángulos de inclinación congruentes con las reportadas en el estudio de MacLeod y Houmsi (1994), para trabes acarteladas sin refuerzo transversal.

7.5.7 EFECTO DEL ÁNGULO DE LA CARTELA EN EL PATRÓN DE AGRIETAMIENTO.

A partir de la descripción evolutiva del daño en los elementos ensayados y de los patrones de daño mostrados en las figuras 7.13 a 7.17, se concluye lo siguiente:

- Las grietas por flexión en el tramo central se presentaron en trabes de hasta seis grados de acartelamiento. En las trabes con mayor ángulo de acartelamiento, la falla por cortante ocurrió antes de presentarse cualquier agrietamiento por flexión. Este resultado se contrapone a lo reportado en trabajos anteriores (MacLeod y Houmsi, 1994), donde se observó que el agrietamiento por flexión se incrementa con el

aumento del ángulo de acartelamiento. Cabe recordar que los ensayos del trabajo referido, se hicieron en dobles voladizos sometidos a momento negativo y con cuantías del refuerzo longitudinal típicas de fallas por flexión.

- En un claro de fuerza cortante constante, la primera grieta diagonal tiende a presentarse en la zona de la intersección de los tramos acartelados con la zona prismática. Este resultado indica que el agrietamiento diagonal se inicia en la sección más débil, que en este caso también es una zona de mayor concentración de esfuerzos debido al cambio brusco de la sección transversal.
- Para traveses con acartelamientos de tres, seis, nueve y doce grados, las grietas diagonales principales tienden a describir la formación de un arco de compresión por encima de ellas. Esta configuración de agrietamiento, genera una redistribución del daño en casi todo el claro de cortante.
- En los tramos acartelados se presentan agrietamientos diagonales a la altura del acero longitudinal inferior. Este agrietamiento tal vez sea originado por la componente vertical del refuerzo.

7.6 ACERO DE REFUERZO.

Se presentan los resultados de la instrumentación interna de las traveses acarteladas de concreto reforzado sin refuerzo transversal. Las demandas registradas en el acero de refuerzo son comparadas con las curvas esfuerzo-deformación obtenidas del ensayo de probetas sometidas a tensión.

7.6.1 ACERO LONGITUDINAL.

Las lecturas obtenidas en los deformímetros (*strain gages*), colocados en los lechos de tensión y compresión, en la sección media de una de las cartelas, se consideran representativas del comportamiento del acero de refuerzo. La figura 7.19 muestra las curvas $V-\varepsilon$ hasta el cortante último de las traveses estudiadas en este trabajo.

**CAPÍTULO 7: ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

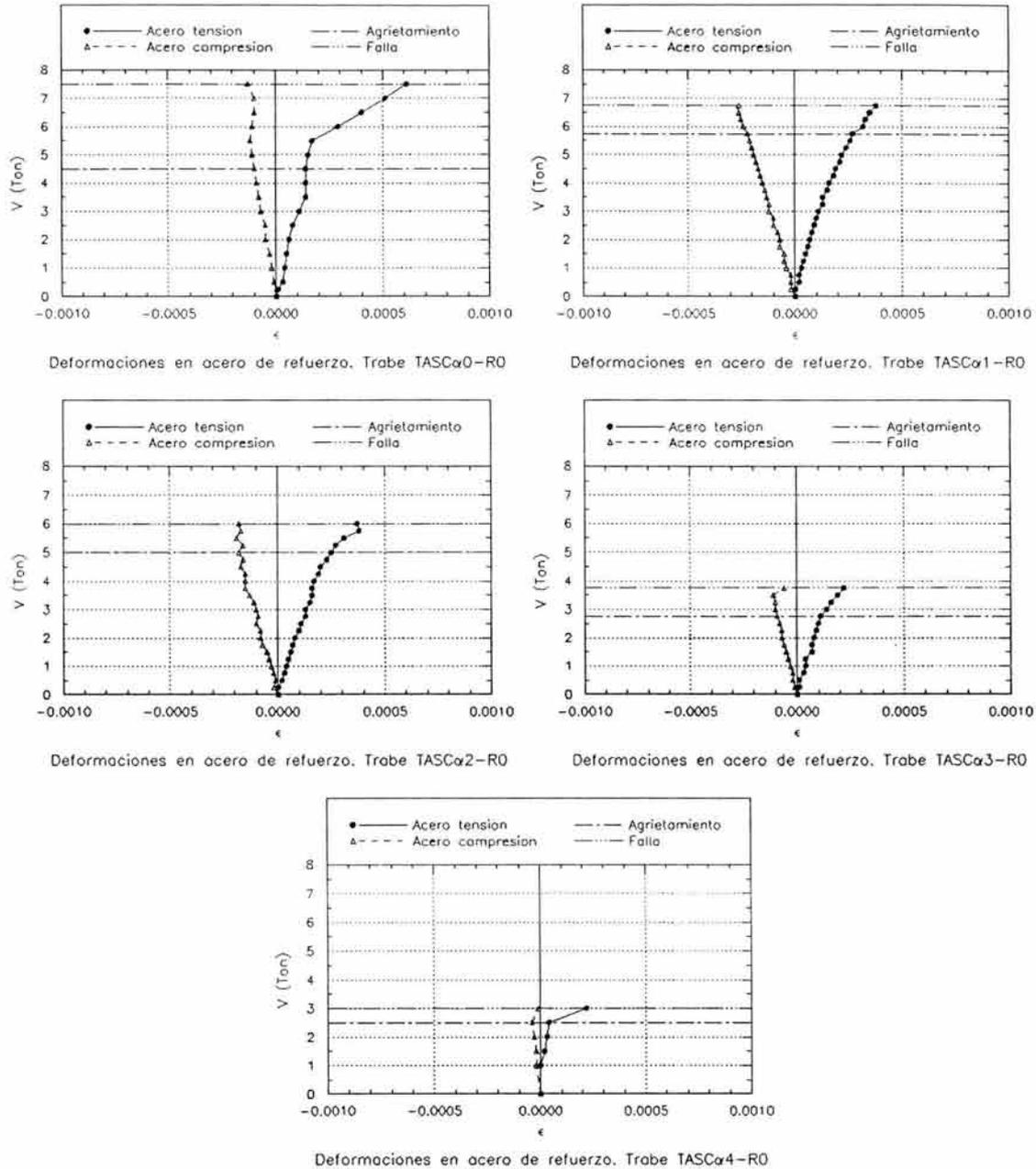


Figura 7.19 Comportamiento del acero de refuerzo longitudinal en los elementos sin refuerzo transversal.

A partir de las gráficas de la figura 7.19, es evidente que al instante de presentarse la falla de los elementos, el acero a tensión no alcanzó la fluencia ($\epsilon_y=0.00237$). Se observa que en términos generales, el comportamiento fue lineal en ambos lechos, salvo en el acero a tensión en las últimas etapas de carga de los elementos TASCα0-R0 y TASCα4-R0. Este comportamiento se puede asociar al agrietamiento que se presentó en las cercanías de la

ubicación de los deformímetros de estos elementos, ocasionando demandas locales en el acero de refuerzo a tensión.

En la tabla 7.7 se muestran los valores de las deformaciones observadas en el refuerzo longitudinal asociadas al cortante de falla, así como el nivel de trabajo que desarrollaron, en función del esfuerzo de fluencia medido en probetas a tensión de las varillas.

Tabla 7.7 Demanda en el acero longitudinal a la falla. Elementos sin refuerzo transversal.				
Trabe	V_u (ton)	ϵ_{As}	ϵ_{As}'	$\frac{f_{As}}{f_y}$ *
TASCα0-R0	7.50	0.000611	-0.000133	0.257 [†]
TASCα1-R0	6.75	0.000373	-0.000257	0.157
TASCα2-R0	6.00	0.000365	-0.000179	0.154
TASCα3-R0	3.75	0.000224	-0.000059	0.094
TASCα4-R0	3.00	0.000222	-0.000008	0.093
Promedio	-	-	-	0.125

* $f_y = 4348 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_y = 0.00237$

[†] Elemento de referencia. No entra en promedio.

A partir de los valores mostrados en la tabla 7.7, es evidente que la demanda del acero a tensión se comportó de manera proporcional al cortante último observado experimentalmente en las trabes, el cual disminuye al aumentar el ángulo de la cartela. Respecto al acero a compresión, no se observa tendencia relacionada con el cortante último. Se distinguen tres demandas características en el acero de refuerzo: 1) Una demanda del orden del 25% de la fluencia del acero en la trabe prismática; 2) para ángulos de acartelamiento de tres y seis grados la demanda en el acero a tensión fue del orden del 15% de la de fluencia y 3) demandas de aproximadamente el 9% de la fluencia del acero a tensión en trabes con ángulos de nueve y doce grados de acartelamiento. Este bajo valor del esfuerzo en las barras a tensión se esperaba, ya que los especímenes se diseñaron para fallar por corte y no por flexión, lo que impuso grandes cantidades de acero. Además en estos elementos sin refuerzo transversal, la diferencia entre la carga que ocasiona la falla por cortante y la que ocasiona la de flexión es grande (tabla 3.5), por lo que se corrobora que el procedimiento utilizado para inducir la falla por cortante en los especímenes de prueba fue adecuado.

7.6.2 VARIACIÓN DEL EJE NEUTRO.

A partir de las lecturas de los deformímetros colocados en el acero longitudinal y aceptando la hipótesis de las secciones planas, es posible estimar la profundidad del eje neutro en la sección media de la cartela durante la historia de carga del ensaye de los especímenes.

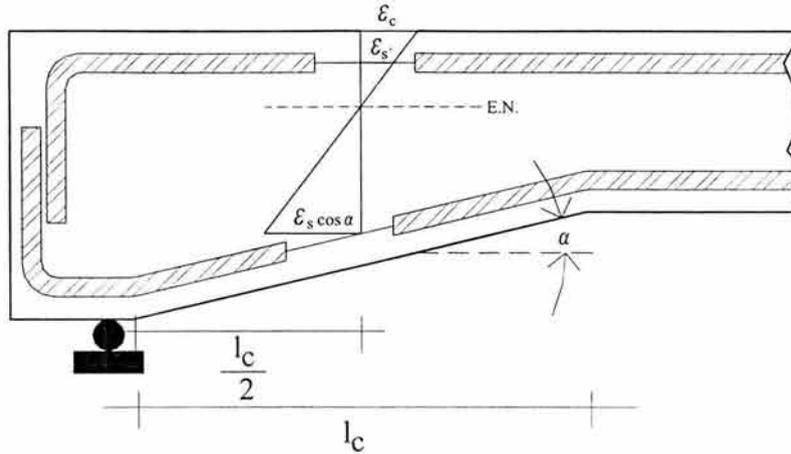


Figura 7.20 Sección de cálculo del eje neutro.

Con la finalidad de obtener la profundidad del eje neutro en un plano vertical, éste se calculó utilizando la proyección horizontal de las deformaciones del acero longitudinal inferior, considerando que éste tiene la misma inclinación de la cartela (figura 7.20).

La historia de profundidad del eje neutro de cada trabe, se compara con los valores teóricos de esta posición para las condiciones elástica y de resistencia última por flexión de la sección media de la cartela. La figura 7.21 muestra los estados de deformación, fuerzas en el acero de refuerzo y los bloques teóricos de compresión del concreto junto con sus fuerzas equivalentes correspondientes a los estados descritos, según las disposiciones de las NTCC-04 para traveses de sección constante en las cuales la resistencia a la compresión del concreto es menor o igual a 280 kg/cm^2 ($f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$).

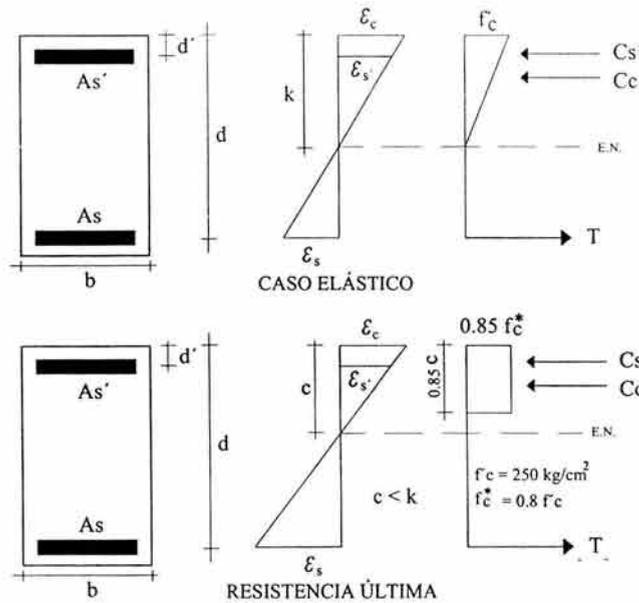


Figura 7.21 Deformaciones y fuerzas asociadas al intervalo elástico y falla por flexión de una sección típica de concreto reforzado.

El cálculo de la profundidad del eje neutro elástico, k , se realizó con la ecuación 7.3 (Park y Paulay, 1997), que toma en cuenta ambos lechos del refuerzo longitudinal.

$$k = d \left[\left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n \right] \quad 7.3$$

donde ρ y ρ' son las cuantías de acero longitudinal positivo y negativo respectivamente; n es la relación modular entre el acero y el concreto; d' es la distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero negativo y d es el peralte efectivo de la sección.

Para determinar la profundidad del eje neutro cuando se alcanza la resistencia de la sección, c , se utilizaron las hipótesis básicas del cálculo del momento resistente de una sección de concreto reforzado establecidas en las NTCC-04, (apéndice C).

En la figura 7.22 se muestran las gráficas que indican la variación del eje neutro de la sección media de las cartelas, hasta la falla por cortante. Se observa que la profundidad medida del eje neutro para el primer agrietamiento diagonal, tiene buena correspondencia con la profundidad estimada para el caso elástico (ecuación 7.3). Este resultado se atribuye a que las gráficas $V-\delta$ (figura 7.3), indican un comportamiento elástico lineal de las traveses hasta el instante en que se presenta el primer agrietamiento diagonal.

La profundidad del eje neutro calculada para la condición de la resistencia por flexión de la sección de media de la cartela, sólo tiene correspondencia con la obtenida experimentalmente en los elementos TASC α 0-R0 (prismático), TASC α 3 y TASC α 4-R0. Este resultado no tiene significado físico, debido a que las traveses no fallaron por flexión, además la sección donde se calcula la profundidad del eje neutro a la falla del elemento, no corresponde a una donde se presentó el momento máximo, es decir en el tercio central de la trabe.

**CAPÍTULO 7: ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

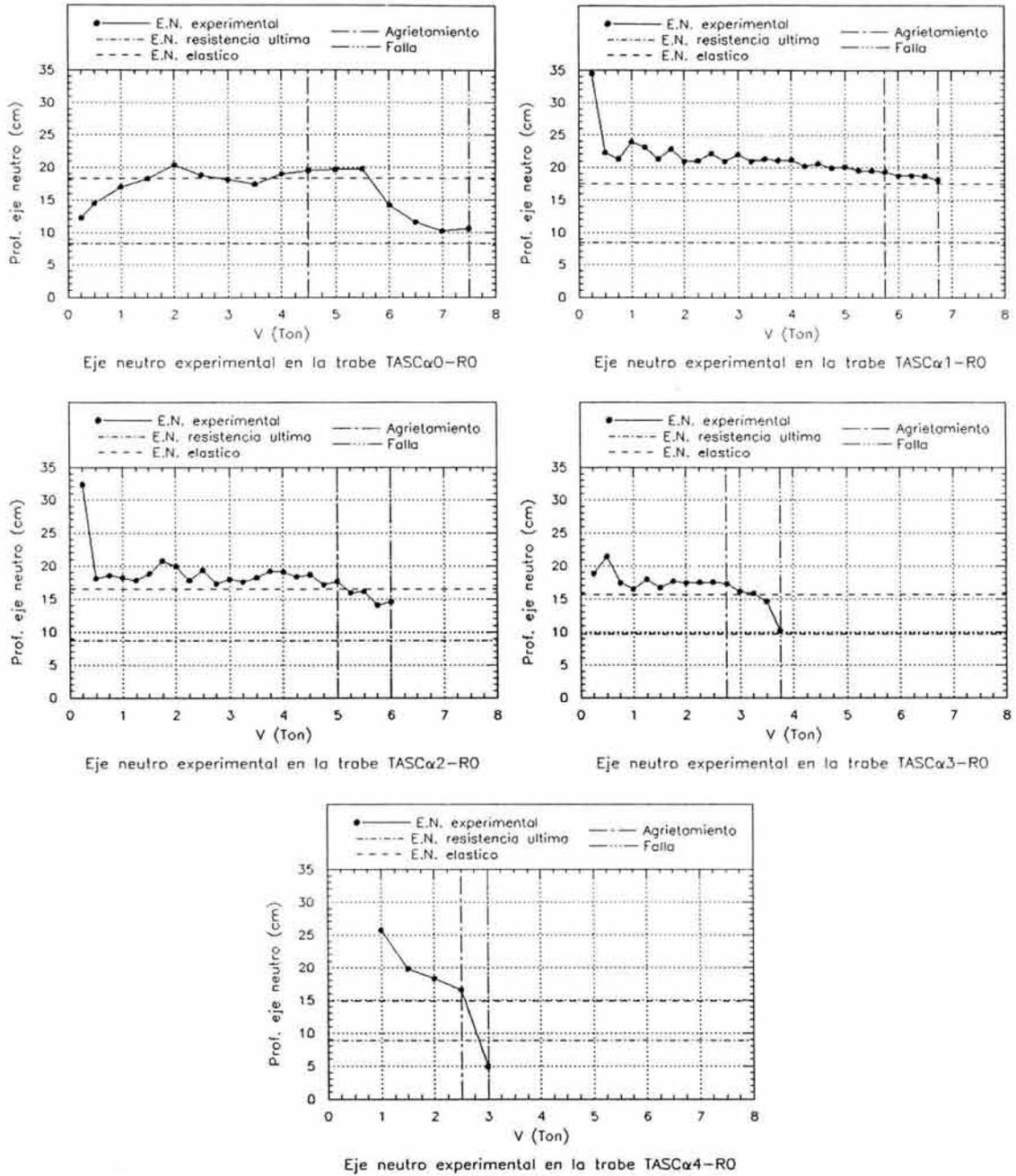


Figura 7.22 Variación del eje neutro en la sección media de las cartelas. Trabes sin refuerzo transversal.

7.6.3 ACERO TRANSVERSAL.

La lectura del deformímetro colocado en uno de los estribos del tramo central de cada trabe (para sujetar el refuerzo longitudinal), demuestra, como era de esperarse, que en ningún elemento estos estribos contribuyeron en la resistencia a cortante, ya que se encontraban alejados del claro de cortante y por ende, de la zona de agrietamiento. La figura 7.23 muestra el comportamiento típico de estos estribos, el cual en este caso particular corresponde al del elemento TASC α 2-R0.

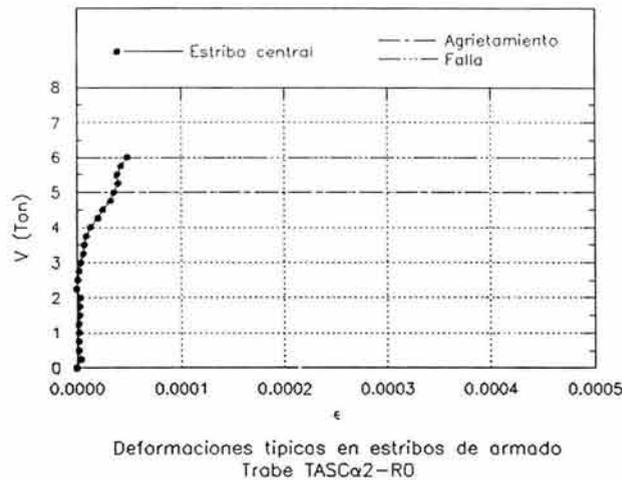


Figura 7.23 Comportamiento típico del estribo auxiliar de armado del en el tramo central de las trabes sin refuerzo transversal.

7.7 MECANISMO DE FALLA.

A partir de la evidencia experimental comentada en las secciones precedentes, es posible explicar el mecanismo de falla de las trabes acarteladas de concreto reforzado sin refuerzo transversal ensayadas en este trabajo:^{7.4}

1. El primer agrietamiento diagonal ocurrió alrededor del 80% del cortante último de las trabes. Este primer agrietamiento se inició con la aparición de grietas diagonales en la intersección de las cartelas con el tramo prismático central. En trabes con acartelamiento de tres y seis grados, se presentó agrietamiento por flexión en el tramo prismático en esta etapa de carga.
2. La falla por cortante se presentó aproximadamente al 90% de la resistencia nominal a cortante calculada con la sección mínima de las cartelas utilizando la resistencia a compresión de los cilindros de control de cada trabe. La falla se caracterizó por la formación un arco a compresión delimitado por las grietas diagonales. En la figura 7.24 se ilustra el arco a compresión típico formado en la trabes acarteladas

^{7.4} Se debe tener en mente que la longitud acartelada de cada trabe se sometió a un cortante estático constante, y que las interpretaciones se hacen en base a esto.

ensayadas, la configuración del arco mostrado está basado en el patrón de agrietamiento observado en el elemento TASC α 3-R0.

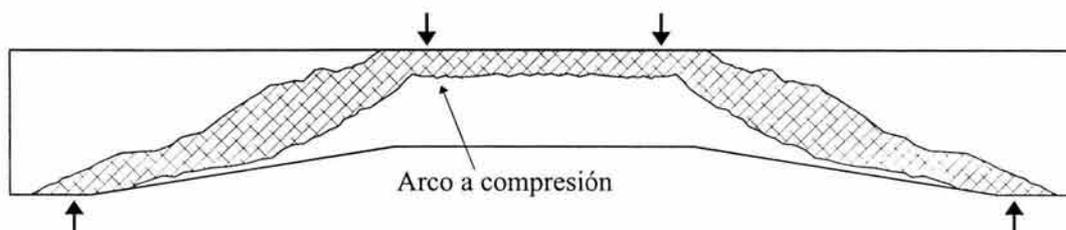


Figura 7.24 Arco a compresión en las traves acarteladas sin refuerzo transversal.

El agrietamiento observado se extendió en casi todo el claro de cortante, según tres tramos característicos: 1) del punto de aplicación de la carga hacia la línea central de la trabe, horizontalmente sobre la línea del acero longitudinal superior; 2) del punto de aplicación de la carga hacia la mitad de la longitud acartelada, con una inclinación promedio de 38° respecto a la horizontal y 3) de la mitad de la longitud acartelada hacia el apoyo, adoptando la pendiente de la cartela, sobre la línea del refuerzo longitudinal inferior. El esfuerzo del acero de tensión fue del orden del 13% del esfuerzo de fluencia, y las deflexiones a la falla de las traves acarteladas, fueron aproximadamente 30% mayores que la de una trabe prismática con un peralte igual al del extremo de la trabe acartelada.

3. El colapso de las traves se presentó con la pérdida total de la capacidad de carga. El arco a compresión fue más evidente y permitió redistribuir aún más el daño en las traves, incluso se formó más de una grieta diagonal de importancia. Como consecuencia de la distribución del daño, se lograron duplicar las deformaciones asociadas a la falla de los elementos y se obtuvieron sobrerresistencias del orden del 25% del cortante último.

7.8 COMENTARIOS.

Aunque las traves acarteladas se concibieron desde su etapa de diseño como vigas intermedias ($2.5 < a/d \leq 6.0$), presentaron un comportamiento típico de vigas cortas ($1.0 < a/d \leq 2.5$). Esto permitió obtener tanto una capacidad de deformación y una resistencia superiores a las asociadas a la falla del elemento (Wang y Salmon, 1979).

Lo anterior se enfatiza con el elemento TASC α 4-R0, en el cuál se tuvo la mayor relación a/d de la serie de traves ensayadas considerando el peralte mínimo ($a/d=5.16$), pero también se tuvo en ella al elemento que más se parece físicamente a un arco. La evidencia experimental mostró que este elemento presentó un mecanismo de arco bien definido, por lo que éste predominó en las traves acarteladas. Este comportamiento se atribuye exclusivamente a la geometría de las traves.

Respecto al comportamiento ligeramente no lineal observado en el elemento TASC α 4-R0, el más acartelado de la serie ($\alpha=12.10^\circ$), éste pudiera atribuirse a alguno de los siguientes factores: 1) a la magnitud del ángulo de acartelamiento; 2) a la alta relación entre los peraltes totales extremo h_{max} , y el del tramo central prismático de la viga, h_{min} ($h_{max}/h_{min}=1.80$), lo que se traduce en una mayor flexibilidad del tramo central prismático, respecto a la de los tramos acartelados en traveses con cartelas en los tercios extremos y 3) una combinación de los anteriores. Estas observaciones se complementan con los resultados experimentales observados en el elemento TASC α 4-R1 (sección 8.8).

En la poca evidencia experimental en traveses sin refuerzo transversal anterior a este trabajo, no se ha reportado un comportamiento similar al del elemento TASC α 4-R0 (MacLeod y Houmsi, 1994), máxime que se utilizaron elementos de ensaye con geometrías tales que cubren las características geométricas del elemento en cuestión. Es de llamar la atención que Tena-Colunga ya había señalado la importancia de investigar la importancia de la relación entre los peraltes totales del extremo y de la parte prismática central, en la respuesta estructural a cortante y flexión de las traveses acarteladas de concreto reforzado (Tena-Colunga, 1994).

CAPÍTULO 8

ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL: RESULTADOS EXPERIMENTALES

8.1 INTRODUCCIÓN.

Se realizaron los ensayos experimentales de las traveses con refuerzo transversal según la metodología descrita en el capítulo 6. El elemento prismático presentó una falla típica de traveses de sección constante con refuerzo transversal, con relación claro de cortante a peralte efectivo comprendido entre 2.5 y 6.0, ($2.5 < a/d \leq 6.0$). Al igual que las traveses acarteladas sin refuerzo transversal, el tipo de falla presentado en los especímenes con cartelas y estribos fue característico de vigas cortas ($1.0 < a/d \leq 2.5$). La presencia del refuerzo transversal modificó algunos de los patrones de comportamiento observados en las traveses acarteladas sin refuerzo transversal.

8.2 CORTANTES CARACTERÍSTICOS.

Se identificaron los cortantes que causaron la primera grieta diagonal (V_{agr}), así como el cortante último o de falla. El cortante último, V_u , obtenido experimentalmente, se compara con el que se obtiene al emplear la ecuación 3.3 utilizando la resistencia a compresión promedio de los cilindros de control de cada trabe y el esfuerzo de fluencia del acero transversal medido experimentalmente. También se compara al utilizar las resistencias nominales de diseño resistencia nominal de diseño ($f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$). La tabla 8.1 resume dichos valores y se hace notar que los comentarios que se derivan sobre los resultados de ésta se hacen en referencia a los resultados obtenidos al emplear la resistencia a cortante utilizando la resistencia a compresión promedio de los cilindros de control y la resistencia a la fluencia medida en probetas a tensión para el acero de refuerzo transversal, ya que ésta representa la condición más realista de los experimentos.

Tabla 8.1 Comparación entre los cortantes de diseño calculados y obtenidos experimentalmente en las traves con refuerzo transversal. Ecuación 3.3.

Trabe	Experimentales		$f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$		Cilindros		
	V_{agr} (ton)	V_u (ton)	V_n a un peralte (ton)	V_n peralte mínimo (ton)	f'_c (kg/cm ²)	V_n a un peralte (ton)	V_n peralte mínimo (ton)
TASC α 0-R0	7.00	25.00	16.25	16.25	334	17.98	17.98
TASC α 1-R0	11.00	20.00	15.29	14.27	321	16.34	15.25
TASC α 2-R0	8.75	17.00	14.34	12.29	295	15.60	13.37
TASC α 3-R0	4.00	12.00	13.38	10.31	236	14.51	11.18
TASC α 4-R0	4.00	8.00	12.43	8.32	281	12.64	8.47

De los resultados mostrados en la tabla 8.1 se observa que para la trabe prismática y para las traves con ángulos de acartelamiento de tres y seis grados, las predicciones de la resistencia a cortante subestimaron la observada experimentalmente, independientemente del peralte seleccionado para el calculo de la resistencia.^{8.1} Para estos elementos el cálculo de la resistencia a cortante con la sección ubicada a un peralte del apoyo aparenta ser un criterio más adecuado, mientras que para ángulos de acartelamiento de nueve y doce grados, el cálculo de la resistencia con el peralte mínimo tuvo mejor correspondencia con los resultados experimentales.

Para corroborar la asignación de los cortantes asociados al primer agrietamiento y al de falla de cada uno de los especímenes, se muestran en la figura 8.1 los cambios de rigidez secante entre cada intervalo de aplicación de cortante, ΔK_i (ecuación 7.1).

De las gráficas de la figura 8.1, se observa que solo el elemento TASC α 4-R1, presenta un comportamiento ideal de pérdida gradual de rigidez conforme aumenta el cortante aplicado.

Los demás elementos presentan una aparente recuperación de rigidez en algunas cargas ubicadas entre el primer agrietamiento diagonal y la falla de elemento, este fenómeno también se puede atribuir a una falta de control en la carga, tal y como se explicó en la sección 7.2 respecto a las traves sin refuerzo transversal.

En el caso del cortante asociado al primer agrietamiento diagonal, V_{agr} , la disminución de rigidez fue notoria en todos elementos a excepción del espécimen TASC α 0-R0, donde la pérdida de rigidez al presentarse el primer agrietamiento fue menos drástica. La razón de ésto, consiste en que el elemento prismático se ensayó en dos etapas, debido a que en el primer intento el dispositivo de carga sufrió una falla por pandeo en uno de sus elementos (figura 8.2). La prueba de este espécimen se suspendió cuando se aplicaba el segundo incremento de carga después de haber detectado V_{agr} , por lo que obviamente al reanudar la prueba, el elemento ya presentaba daño.

^{8.1} Como se explicó en la sección 7.2, la resistencia a cortante de cada trabe se compara contra el cortante estático aplicado por el sistema de cargas.

**CAPÍTULO 8: ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

Por otra parte, en todos los especímenes se observó una súbita pérdida de rigidez al presentarse el cortante último, V_u , por lo que en este caso, no existió duda de que el valor detectado en la realización de los ensayos fue el correcto.

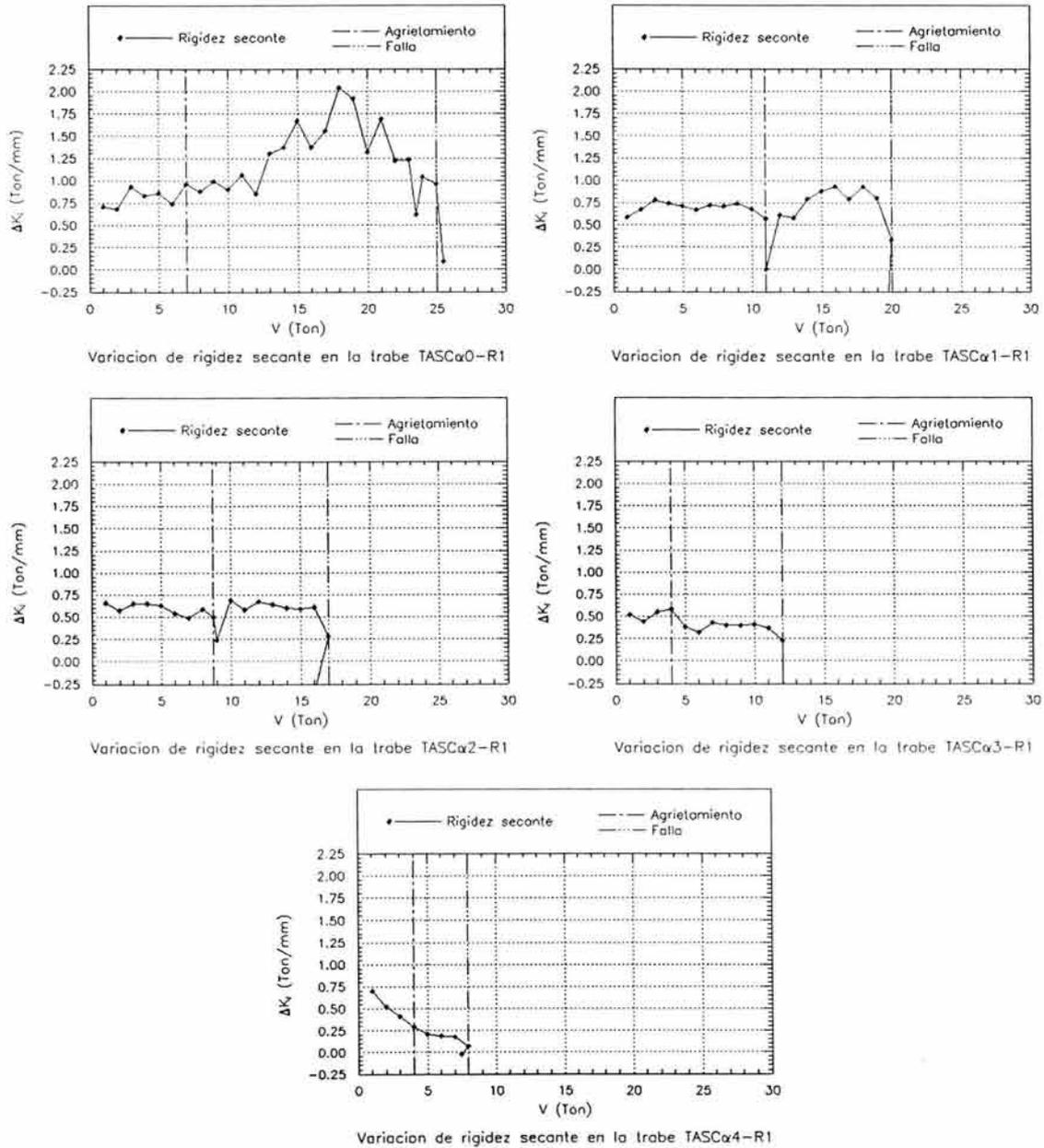


Figura 8.1 Variación de la rigidez secante al desplazamiento vertical.

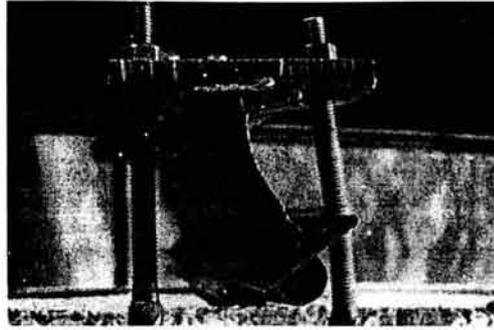


Figura 8.2 Falla de un perfil I del dispositivo de cargas durante el ensaye del elemento TASC α 0-R1.

8.3 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN.

Se presentan las curvas cortante-deflexión totales para las traveses ensayadas. Las deflexiones verticales corresponden a las lecturas corregidas del centro del claro de las traveses, así como a la de los vértices que se forman en la intersección de los tramos acartelados con la zona prismática.

La figura 8.3 muestra las curvas V - δ , para cada trabe. El punto final de las gráficas corresponde al colapso de los elementos, es decir, no corresponde al valor reportado de V_u , de la tabla 8.1.

De las gráficas de la figura 8.3 se observa que, en términos generales, los desplazamientos medidos en el centro del claro y en los vértices fueron similares en toda la historia de carga. Debido a esto se establece que es suficiente con recurrir a las curvas cortante aplicado contra la deflexión al centro del claro para explicar el comportamiento de estos elementos. La gráficas de la figura 8.4 muestran las curvas totales V - δ , para las deflexiones verticales registradas al centro del claro, en ellas se indican las correspondientes deflexiones al primer agrietamiento diagonal y al cortante último.

De las gráficas de la figura 8.4, se observa un claro comportamiento lineal hasta las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal hasta un ángulo de acartelamiento de nueve grados. Incluso para estos elementos, el comportamiento lineal se podría extender hasta la falla de los elementos. En el elemento TASC α 4-R1 ($\alpha=12.10^\circ$), se observó un comportamiento moderadamente no lineal inclusive en cortantes menores al que ocasionó el primer agrietamiento diagonal, lo cual también se observó en el elemento sin refuerzo transversal con el mismo ángulo de acartelamiento. Este resultado experimental manifiesta que la presencia del refuerzo transversal no inhibió las posibles causas por las cuales se presentó este comportamiento en el elemento sin refuerzo transversal (ver sección 7.3). Se observa que la rigidez de las traveses tiende a disminuir con el aumento del ángulo de acartelamiento. Este resultado es lógico desde el punto de vista de que al aumentar el ángulo de acartelamiento, se reduce la inercia efectiva de las traveses, aumentando la flexibilidad de los elementos.

Con base en las gráficas de la figura 8.4, es evidente que la deflexión al aplicarse los cortantes último y colapso de las traveses acarteladas, fue mayor en comparación con la

deflexión medida en la trabe prismática de referencia. Además, también se observó una reserva de deformación toda vez que se alcanzó el cortante de diseño y hasta el colapso de los elementos. Estos resultados confirman lo observado en las traves acarteladas sin refuerzo transversal. En la tabla 8.2 se muestran los desplazamientos δ_{agr} , δ_u y δ_{clps} medidos al centro del claro, los cuales están asociados a los cortantes del primer agrietamiento, último (falla) y de colapso de las traves, respectivamente.

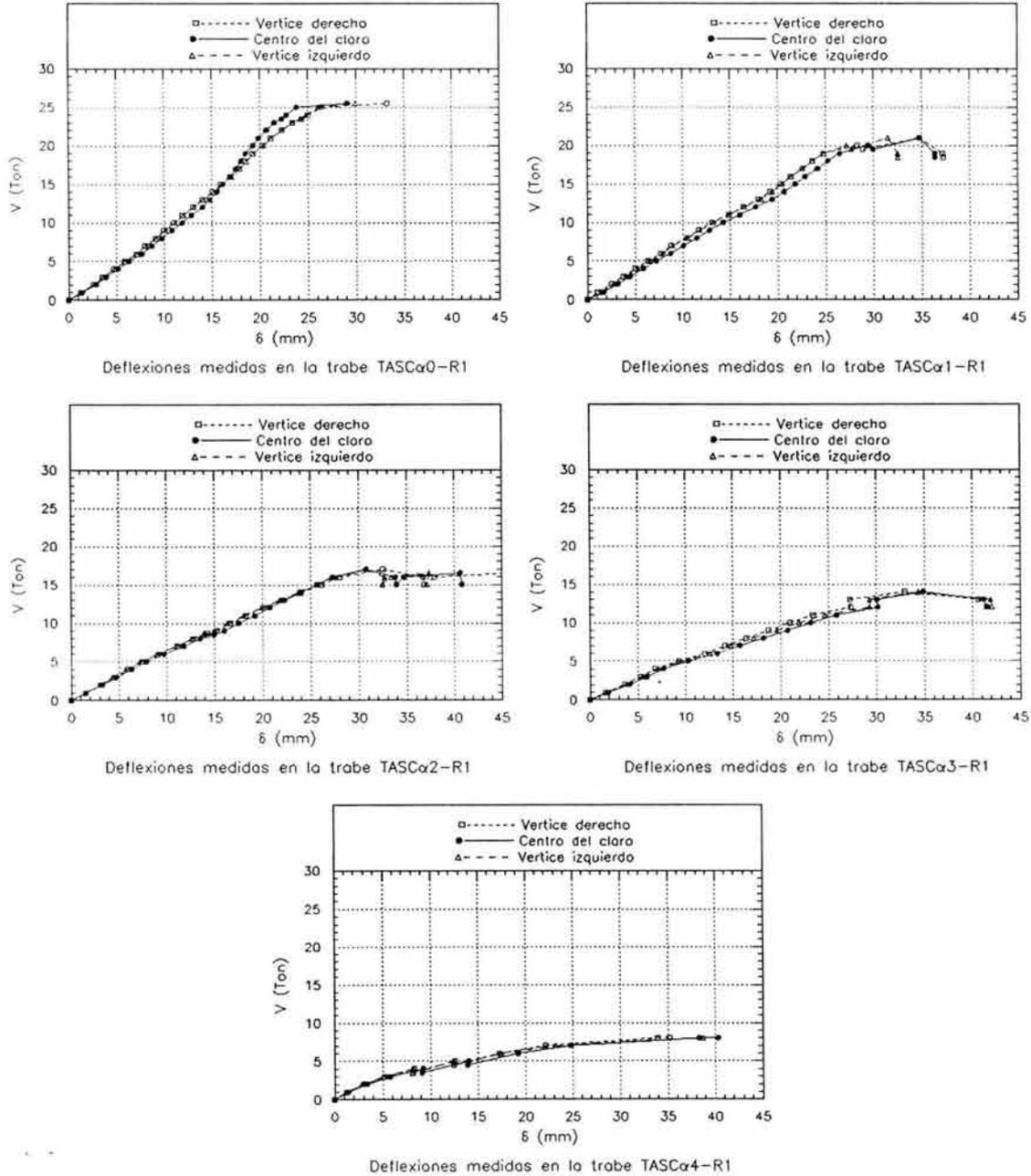


Figura 8.3 Gráficas $V-\delta$.Traves con refuerzo transversal.

**CAPÍTULO 8: ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

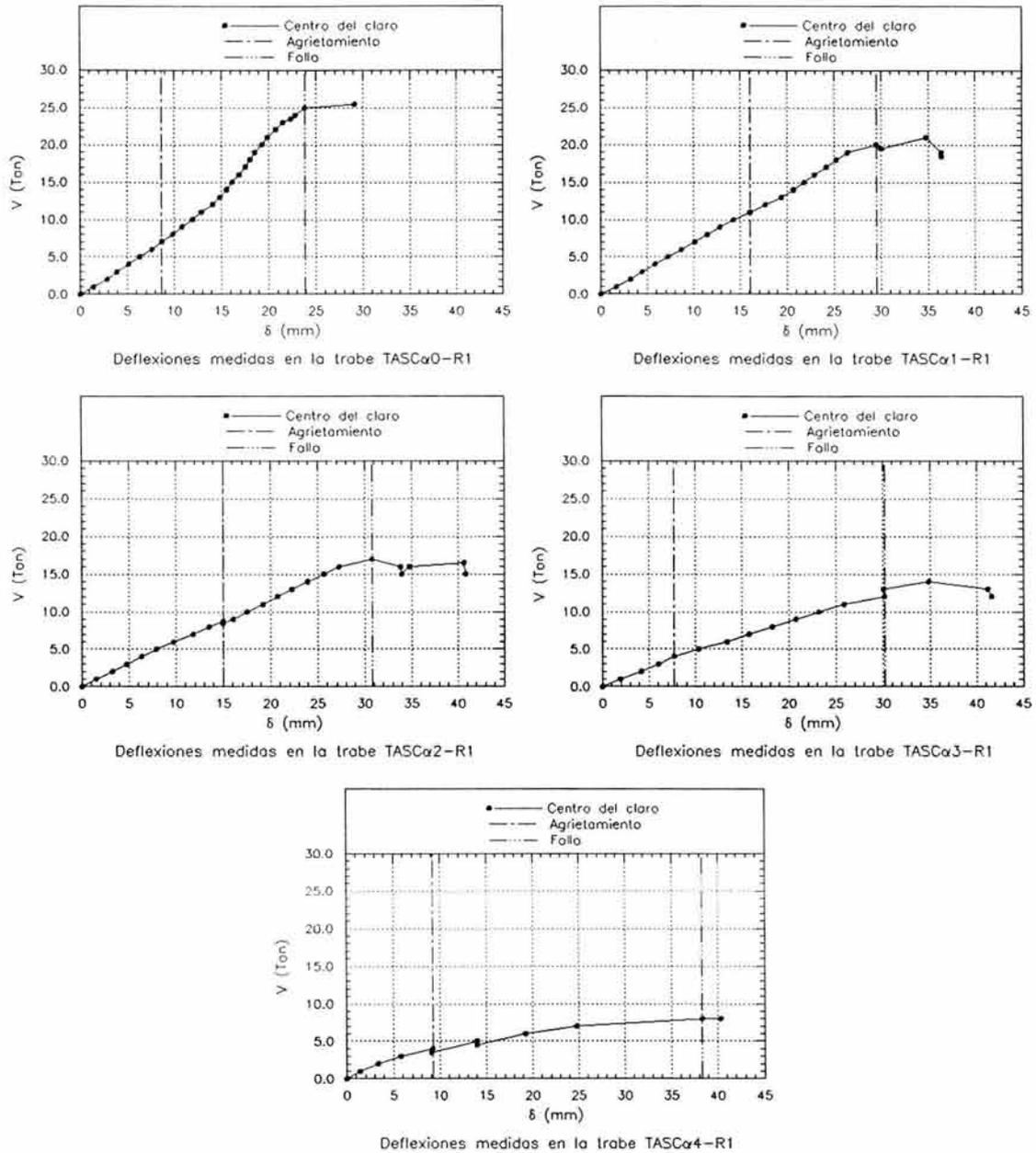


Figura 8.4 Gráficas $V-\delta$ al centro del claro. Trabes con refuerzo transversal.

Tabla 8.2 Desplazamientos al centro del claro. Traves con refuerzo transversal.

Trabe	δ_{agr} (mm)	δ_u (mm)	δ_{clps} (mm)	$\frac{\delta_{agr}}{\delta_u}$	$\frac{\delta_{clps}}{\delta_u}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{u-\alpha 0}}$	$\frac{\delta_{clps}}{\delta_{clps-\alpha 0}}$
TASCα0-R0	8.70	23.86	29.14	0.36*	1.22*	1.00*	1.00*
TASCα1-R0	16.09	29.50	36.43	0.55	1.23	1.24	1.25
TASCα2-R0	15.00	30.79	40.84	0.49	1.33	1.29	1.40
TASCα3-R0	7.71	30.21	41.64	0.26	1.38	1.27	1.43
TASCα4-R0	9.21	38.34	40.36	0.24	1.05	1.61	1.39
Promedio	-	-	-	0.39	1.25	1.35	1.37
σ	-	-	-	0.13	0.12	0.15	0.07
C.V.	-	-	-	33%	10%	11%	5%

* Valor de referencia. No entra en promedio.

A partir de los resultados de la tabla 8.2, se observa que las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal, falla y colapso de los elementos, fueron mayores que las exhibidas en la trabe prismática de referencia. De hecho, es de llamar la atención que la relación entre la deflexión promedio a la falla de las traves acarteladas entre la que corresponde al elemento de sección constante es prácticamente igual a la determinada en los especímenes sin refuerzo por cortante ($\delta_u/\delta_{u-\alpha 0}=1.34$).^{8.2} En cuanto a las deflexiones medidas al colapso, sólo se alcanzó un 37% de deformación adicional en las traves acarteladas respecto a la prismática de referencia. Cabe recordar que las traves sin refuerzo transversal obtuvieron en promedio un 70% de deformación adicional al colapso, en comparación con el elemento prismático de referencia. Es de llamar la atención que el aumento de la capacidad de deformación al colapso de las traves acarteladas fue proporcional al ángulo de acartelamiento hasta un valor de seis grados, tendiendo a mantenerse constante en los ángulos mayores. Aunque se observó una reserva considerable de deformación entre la falla y el colapso de los elementos con estribos, del orden del 25% de la deflexión a la falla, ésta es menor a lo observado en los elementos sin refuerzo transversal, donde una vez alcanzada la falla por cortante del elemento, éstos prácticamente duplicaron la deformación asociada a la falla, antes de perder la capacidad de carga. Esto no impidió que las traves con refuerzo transversal también presentaran una gran capacidad de redistribuir el daño en el claro de cortante.

8.4 RESISTENCIA A CORTANTE.

En la tabla 8.3 se resumen los cortantes asociados al primer agrietamiento diagonal, V_{agr} , el cortante último, V_u y el cortante asociado al colapso de los elementos, V_{clps} .

^{8.2} Ver tabla 7.2.

Tabla 8.3 Cortantes característicos. Trabes con refuerzo transversal.

Trabe	V_{agr} (ton)	V_u (ton)	V_{clps} (ton)	$\frac{V_{agr}}{V_u}$	$\frac{V_{clps}}{V_u}$	$\frac{V_u}{V_{u-\alpha 0}}$	$\frac{V_{clps}}{V_{clps-\alpha 0}}$
TASCα0-R1	7.00	25.00	25.50	0.28*	1.02*	1.00*	1.00*
TASCα1-R1	11.00	20.00	21.00	0.55	1.05	0.80	0.82
TASCα2-R1	8.75	17.00	17.00	0.51	1.00	0.68	0.67
TASCα3-R1	4.00	12.00	14.00	0.33	1.17	0.48	0.55
TASCα4-R1	4.00	8.00	8.00	0.50	1.00	0.32	0.31
Promedio	-	-	-	0.47	1.05	0.57	0.59
σ	-	-	-	0.08	0.07	0.18	0.19
C.V.	-	-	-	17%	7%	32%	32%

* Valor de referencia. No entra en promedio

De la tabla 8.3 se observa que el primer agrietamiento en las trabes acarteladas con refuerzo transversal, ocurrió a cortantes más cercanos a la falla del elemento ($V_{agr} \approx 0.50 V_u$), en comparación de la trabe prismática, en la cual el primer agrietamiento diagonal sucedió aproximadamente al 30% del cortante último. A diferencia de las observaciones realizadas en las trabes sin refuerzo transversal, es evidente que la sobrerresistencia que estos elementos desarrollan una vez alcanzado el cortante de falla, es prácticamente nula ($V_{clps} = 1.05 V_u$).^{8.3} En los ensayos con especímenes provistos de refuerzo transversal, no se presentó lo documentado por Debaiky y El-Niema, (1982), quienes señalan que prácticamente no existen diferencias significativas entre las resistencias a corte último y colapso en trabes acarteladas y una trabe prismática cuyo peralte corresponda al del apoyo de una trabe acartelada simplemente apoyada. Como se observa claramente en la tabla 8.3, se presentaron reducciones del orden del 40% en los cortantes último y colapso respecto a los de la trabe prismática.

8.4.1 COMPORTAMIENTO DE LOS PERALTES SELECCIONADOS EN LA PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE.

Con la finalidad de establecer cuál de los dos peraltes seleccionados en el cálculo de la resistencia cortante fue más adecuado, se normalizaron las curvas $V-\delta$, de la misma manera que se hizo con las curvas de las trabes sin refuerzo transversal. En la figura 8.5 se muestra para cada trabe, las curvas normalizadas por el factor V_n^* (ecuación 7.2), utilizando el peralte ubicado a un peralte total del apoyo, así como el peralte mínimo.^{8.4}

^{8.3} La sobrerresistencia se definió en la sección 6.4 como la diferencia del cortante del colapso menos el cortante último.

^{8.4} Para estas trabes, la normalización incluye la contribución en la resistencia de los estribos en el denominador de la ecuación 7.2.

**CAPÍTULO 8: ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

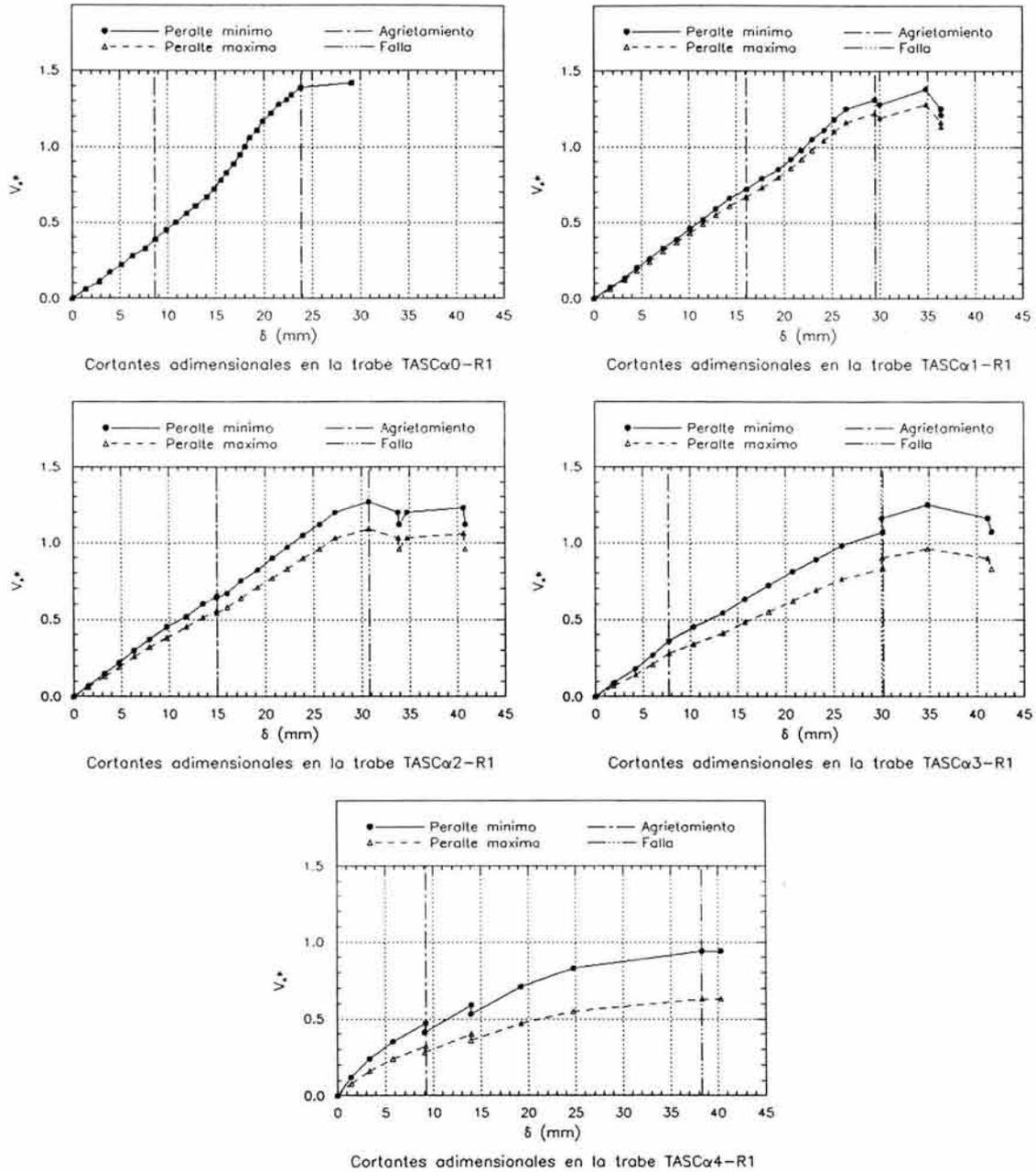


Figura 8.5 Gráficas $V_n^*-\delta$ para los especímenes con refuerzo transversal, utilizando los dos peraltes seleccionados en la predicción de la resistencia.

De las gráficas de la figura 8.5, se observa, al igual que en las trabes sin refuerzo transversal, que conforme aumenta el ángulo de acartelamiento y el cortante aplicado, las curvas normalizadas tienden a separarse más.

Para determinar cuál de los dos peraltes seleccionados para predecir el cortante es el más adecuado, en la tabla 8.4, se resumen los valores de V_n^* asociados a la falla de los elementos.

Tabla 8.4 Valores adimensionales, V_n^*, asociados al cortante de falla en los elementos con refuerzo transversal.			
Trabe	V_u (ton)	A un peralte del apoyo	Peralte mínimo
TASCα0-R1	25	1.39	1.39
TASCα1-R1	20	1.22	1.31
TASCα2-R1	17	1.09	1.27
TASCα3-R1	12	0.83	1.07
TASCα4-R1	8	0.63	0.95
Promedio	-	1.03	1.20
σ	-	0.27	0.16
<i>C.V</i>	-	26%	13%

De los resultados mostrados en la tabla 8.4, se observa que el peralte efectivo ubicado a un peralte total del apoyo, en promedio predice mejor la resistencia a cortante en las trabes de tres y seis grados de acartelamiento. Asimismo para ángulos de nueve y doce grados, el peralte mínimo proporcionó las mejores estimaciones. A partir de los resultados estadísticos mostrados en la tabla 8.4, se observa que aunque las estimaciones en la resistencia a cortante de diseño realizadas con el peralte mínimo son en promedio menos adecuadas que las realizadas con el otro criterio, este peralte mínimo proporcionó tanto una desviación estándar y una variación 50% menores que las estimaciones hechas con el peralte efectivo ubicado a un peralte del apoyo.

Con fines de uniformidad, respecto a establecido en las trabes sin refuerzo transversal, y con base en los explicado en el párrafo anterior, se adopta el criterio de relacionar la resistencia a cortante (estático), de las trabes acarteladas con refuerzo transversal, a partir del peralte mínimo. En la figura 8.6 se muestran las curvas normalizadas con el peralte mínimo.

**CAPÍTULO 8: ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

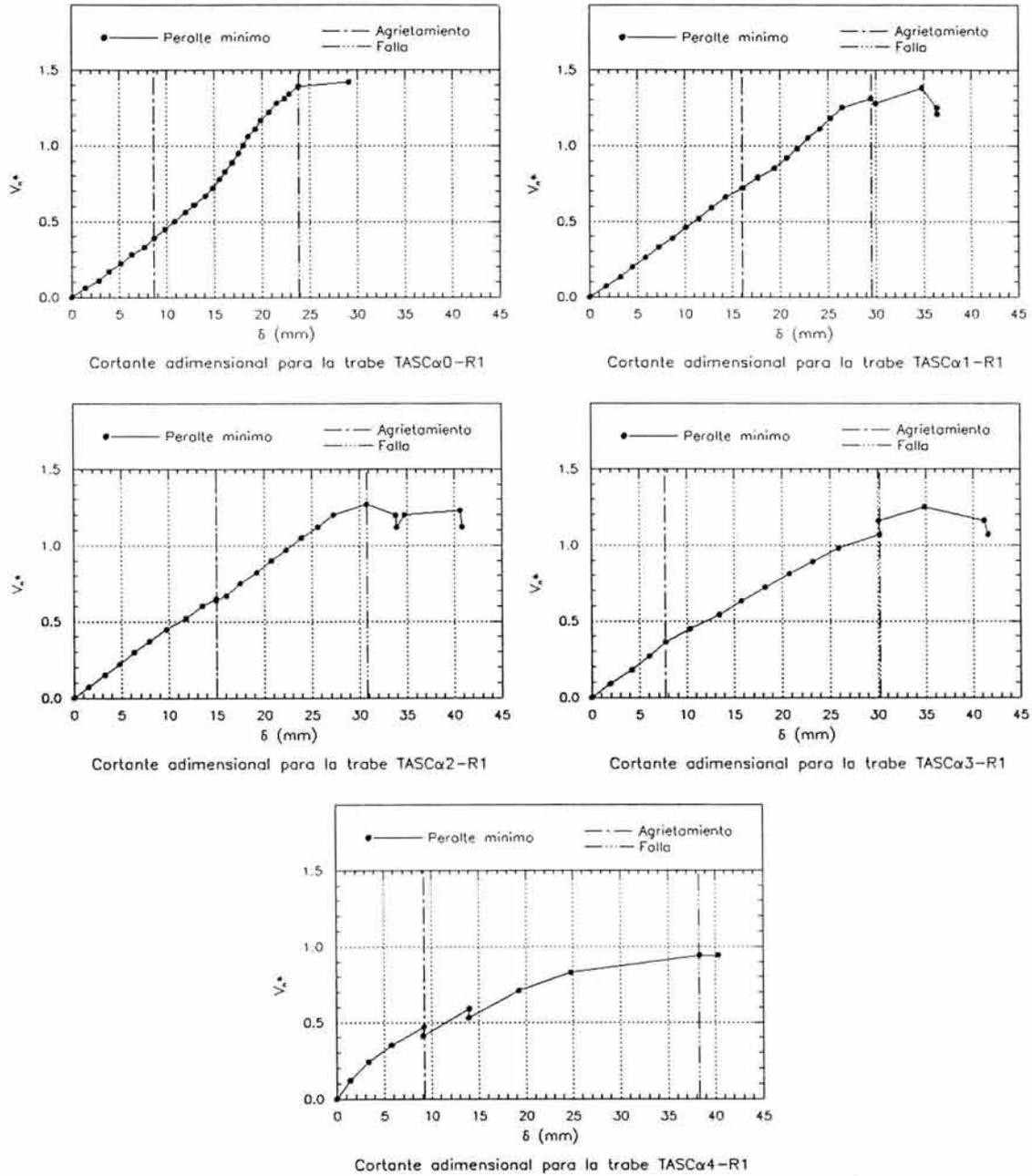


Figura 8.6 Gráficas V_n^* - δ para los especímenes con refuerzo transversal, utilizando el peralte mínimo.

Con la finalidad de verificar si el comportamiento de las traves acarteladas con refuerzo transversal se explica por medio de la tangente del ángulo de acartelamiento, se presenta la figura 8.7 donde se presentan las curvas $V_n^*-\alpha$ y $V_n^*-\tan\alpha$, correspondientes al primer agrietamiento diagonal y a la falla de los elementos.

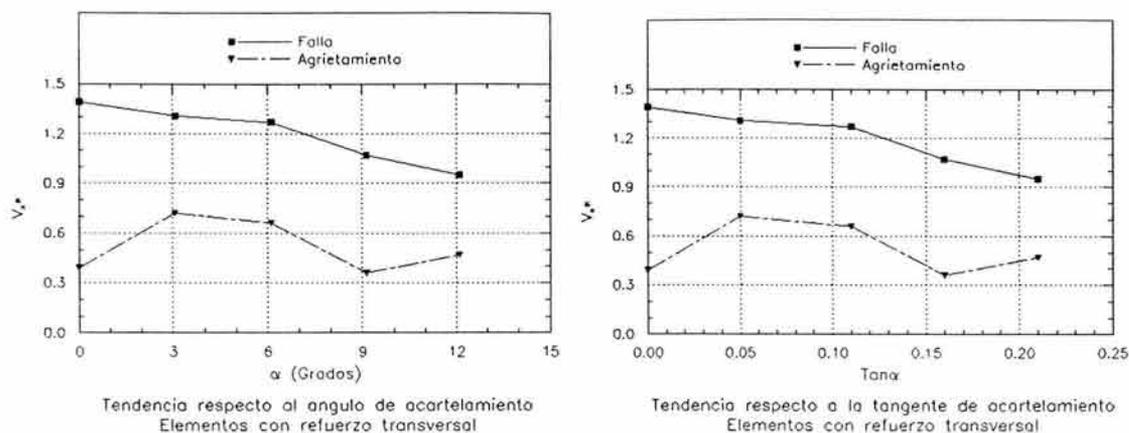


Figura 8.7 Comportamiento de la resistencia a cortante de las traves acarteladas con refuerzo transversal en función del ángulo y tangente de acartelamiento.

De la figura 8.7-b, es evidente que la tangente del ángulo de acartelamiento, α , tiene correspondencia con las curvas de la gráfica de la figura 8.7-a, por lo que es correcto relacionar la resistencia a cortante de estas de traves con la función geométrica indicada, tal y como se ha hecho en trabajos previos (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988; MacCleod y Houmsi, 1994). Como se mencionó en la sección 7.4.1 este resultado era de esperarse debido a que los ángulos de acartelamiento son pequeños.

8.5 DISTRIBUCIÓN EVOLUTIVA DEL DAÑO.

Como se comentó en secciones precedentes, la mayor capacidad de deformación de las traves acarteladas con refuerzo transversal, respecto a la observada en la trabe prismática de referencia, se asoció a la gran capacidad de las traves acarteladas para redistribuir el daño en el claro de cortante. El patrón de agrietamiento observado en las traves acarteladas, muestra la formación de puntales a compresión en uno o ambos claros de cortante (figura 8.8), los cuales son derivados de la acción de arco propiciada por la geometría de las traves. El colapso de las traves acarteladas se originó por el *aplastamiento del puntal* más demandado.

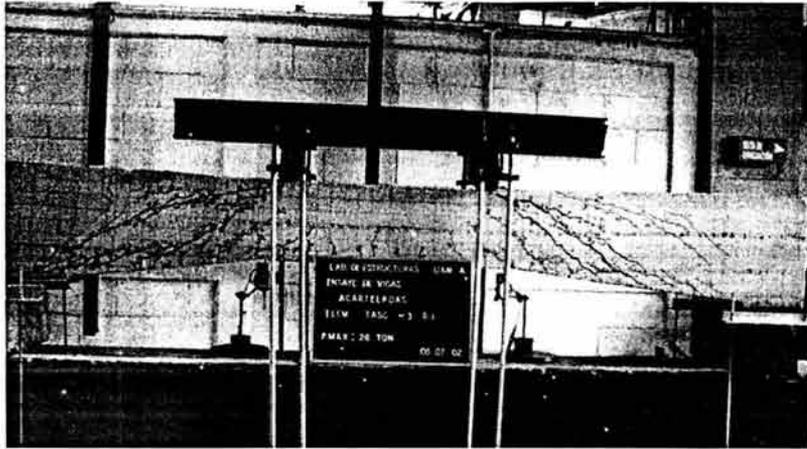


Figura 8.8 Puntales de compresión en las traves acarteladas de concreto reforzado con refuerzo transversal. Elemento TASC α 3-R1 al cortante de falla.

En general, el ancho de las grietas del primer agrietamiento, fue aproximadamente 0.20 mm, incrementándose su ancho en la grieta principal de falla a un promedio de 2.00 mm. En el colapso de las traves, se observaron agrietamientos importantes, de hasta 5.00 mm, incluso en algunos elementos existió desprendimiento de concreto debido al aplastamiento del puntal. Para fines de comparación, se repite la tabla 7.5, en la cual se verifica que el daño observado en los especímenes durante los ensayos, tiene buena correspondencia con las especificaciones que cuantifican el daño en estructuras de concreto reforzado.

Tabla 7.5 Criterios para determinar el grado de daño estructural (SMIS, 1998).	
Grado	Descripción del daño
I	Grietas pequeñas pero visibles sobre la superficie del concreto. Grietas con ancho menor de 0.2 mm).
II	Grietas claramente visibles sobre la superficie del concreto. (Grietas con ancho entre 0.2 y 1.0 mm).
III	Agrietamiento local del recubrimiento del concreto. Grietas grandes (ancho entre 1 y 2 mm).
IV	Agrietamiento apreciable del concreto. Pérdida del recubrimiento del concreto y presencia de barras expuestas.
V	Barras de refuerzo pandeadas. Núcleo del concreto agrietado. Aplastamiento de la columna/muro. Asentamiento o inclinación en el sistema de piso.

En las secciones siguientes se comenta detalladamente la evolución del daño de las traves con refuerzo transversal.

8.5.1 ELEMENTO TASC α 0-R1.

En este espécimen, se observaron patrones de daño típicos para traveses prismáticos. Las primeras grietas diagonales ($V=7.00$ ton), aparecieron aproximadamente a un peralte del apoyo de ambos extremos, siendo más larga la del lado derecho (d). Al presentarse la falla del elemento ($V=25.00$ ton), ambas grietas se prolongaron en el claro de cortante, además aparecieron pequeñas grietas diagonales, pero no alcanzaron el espesor de las grietas principales (figura 8.9). En el tramo central se formaron escasas grietas de flexión, una de las cuales alcanzó medio peralte de profundidad.

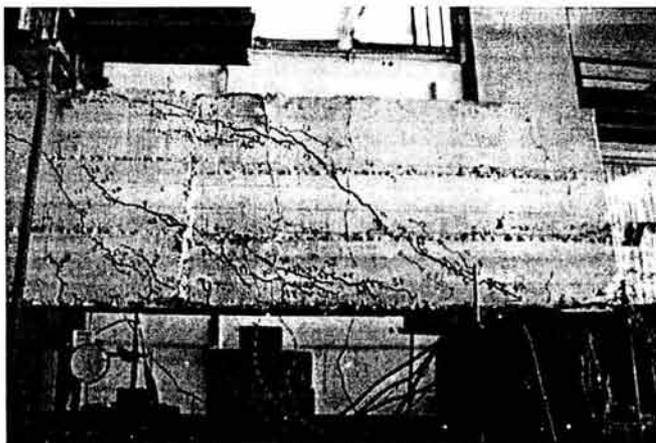


Figura 8.9 Grieta típica por cortante en el elemento prismático TASC α 0-R1.

El colapso de la trabe ($V=25.50$ ton), se caracterizó por el ensanchamiento de la primera grieta diagonal del lado derecho, la cual se prolongó desde el apoyo hasta el punto de aplicación de la carga, además por el alargamiento de las demás grietas diagonales. En el lado izquierdo (i), se presentó agrietamiento diagonal a la altura del acero longitudinal inferior, a una distancia aproximada de un peralte del apoyo. La figura 8.14 muestra gráficamente la evolución del daño en elemento TASC α 0-R1.

8.5.2 ELEMENTO TASC α 1-R1.

El primer agrietamiento diagonal de este elemento ($V=11.00$ ton), se presentó en el lado izquierdo de la trabe con la formación simultánea de dos grietas diagonales, una de las cuales se presentó aproximadamente a un peralte del apoyo. La otra grieta se ubicó aproximadamente a la mitad del claro de cortante. En el cortante de falla del elemento ($V=20.00$ ton), las primeras grietas diagonales se alargaron según sus trayectorias originales, incluso una de ellas llegó al punto de aplicación de la carga, la configuración de estas grietas muestra la formación de un puntal de compresión. En el tercio central se presentó un pequeño agrietamiento por flexión. Asimismo, en el lado izquierdo se presentaron pequeñas grietas diagonales en la longitud media de la cartela. Al presentarse el colapso de la trabe ($V=21.00$ ton), el daño se concentró en el lado izquierdo, formándose una tercera grieta diagonal de importancia, la cual junto con las dos anteriores, convergieron en el punto de aplicación de la carga. Entre las tres grietas cubrieron todo el claro de cortante, ya que una de ellas se extendió hasta el apoyo. Estas tres grietas

remarcaron la formación del puntal a compresión visualizado desde el cortante de falla. Dicho puntal se origina en el punto de aplicación de la carga y se apoya aproximadamente en la longitud media de la cartela (figura 8.10).

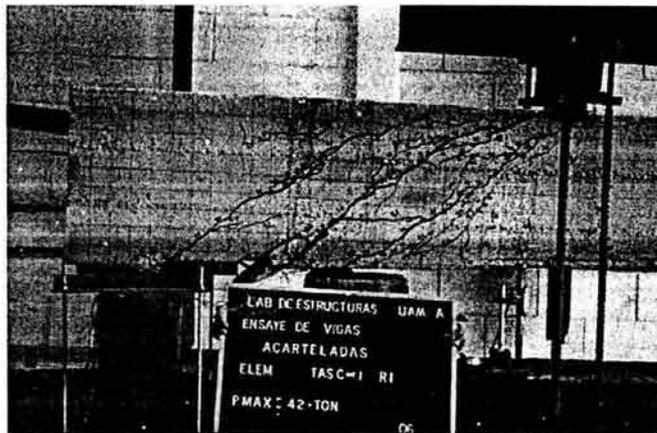


Figura 8.10 Puntal de compresión en el colapso del elemento TASC α 1-R1.

Además, en el tramo central, se presentaron escasas grietas por flexión, que alcanzaron medio peralte de profundidad. En el lado derecho, la grietas formadas en la falla se extendieron cubriendo todo el claro de cortante, con una configuración similar al agrietamiento del lado izquierdo. El agrietamiento evolutivo del elemento TASC α 1-R1, se muestra en la figura 8.15.

8.5.3 ELEMENTO TASC α 2-R1.

El primer agrietamiento diagonal de este elemento ($V=8.75$ ton), apareció en las cercanías del vértice que se forma en la unión del tramo acartelado con el tramo prismático, el cual consistió en la formación de dos grietas paralelas en ambos lados de la trabe. En esta etapa de carga, existían pequeñas grietas por flexión en el claro central de la trabe, incluso una de ellas alcanzó una profundidad de medio peralte. Al presentarse la falla del elemento ($V=17.00$ ton), el agrietamiento casi cubrió ambos claros de cortante, concentrándose el daño en el lado derecho de la trabe, donde las grietas del primer agrietamiento diagonal se extendieron paralelamente hasta unir el punto de aplicación de la carga con el apoyo, esta configuración de las grietas, describió la formación de un puntal a compresión en el tramo acartelado. En el lado izquierdo se presentó el mismo patrón de daño, sólo que las grietas que cruzaron la longitud acartelada fueron intermitentes en su trayectoria. Cerca del apoyo izquierdo y a la altura del refuerzo longitudinal inferior, se presentaron pequeñas grietas diagonales. En el colapso del elemento ($V=17.00$ ton), se generó a partir de una grieta diagonal del lado derecho, otra grieta diagonal de importancia. La configuración de las grietas derechas muestran la formación de un puntal a compresión, el cual era evidente a partir de la configuración del daño en el cortante de falla. Este puntal se extendió desde el punto de aplicación de la carga apoyándose aproximadamente en la longitud media de la cartela. La fuerza ejercida por este puntal fue tan grande, que ocasionó que el acero del refuerzo longitudinal inferior cediera ante el empuje del mismo, ocasionando una deformación local en la cartela (figura 8.11).

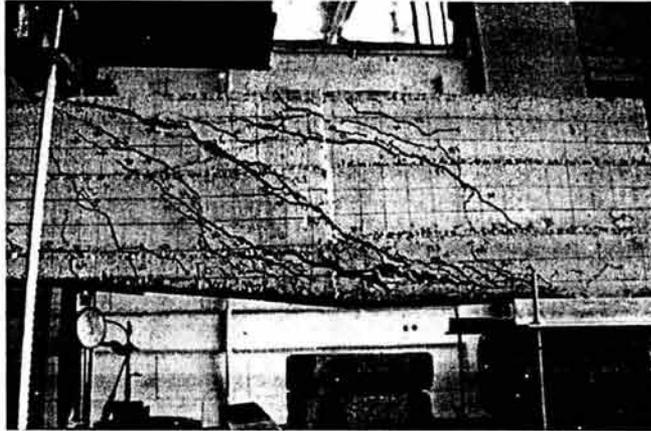


Figura 8.11 Evidente formación de un puntal a compresión en el colapso del elemento TASC α 2-R1.

En el lado izquierdo, cerca del apoyo sobre la línea del acero inferior, aumentó el número de grietas diagonales. Asimismo el agrietamiento vertical del tramo central, aumentó en cantidad, extendiéndose hasta el medio peralte de la sección. En la figura 8.16 se muestra la evolución del daño en las etapas del primer agrietamiento, falla y colapso del elemento TASC α 2-R1.

8.5.4 ELEMENTO TASC α 3-R1.

El primer agrietamiento diagonal de este elemento ($V=4.00$ ton), se presentó con grietas diagonales en la sección del vértice de las cartelas con el tramo prismático. En esta etapa de carga, se presentó un pequeño agrietamiento por flexión en el tramo central. La falla por cortante ($V=12.00$ ton), se caracterizó por la propagación de las primeras grietas de cortante en casi toda la longitud acartelada. En el lado derecho, las grietas convergieron en el punto de aplicación de la carga, dirigiéndose hacia el apoyo, siguiendo la línea del refuerzo longitudinal inferior, esta configuración mostró la formación de un puntal a compresión en la longitud acartelada. En el lado izquierdo, se presentó un número mayor de grietas, pero las del lado derecho fueron las que tuvieron mayor anchura. En el centro del claro, se presentaron más grietas por flexión y éstas alcanzaron el medio peralte de profundidad; asimismo algunas grietas diagonales se propagaron hacia el tramo central de la trabe. El colapso de la trabe ($V=14.00$ ton), se presentó con el ensanchamiento de las grietas del lado derecho acompañado de la aparición de más grietas diagonales, las cuales definieron el puntal visualizado en etapas anteriores de carga. Este puntal ocasionó el desprendimiento de material entre las grietas. La fuerza ejercida en el puntal fue tan grande que ocasionó un visible empuje en el acero del refuerzo longitudinal, a la altura de la sección media de la cartela lo que generó una deformación excesiva en el punto de apoyo del puntal (figura 8.12).

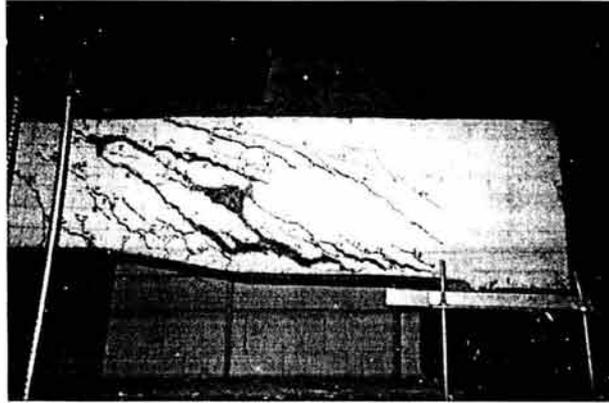


Figura 8.12 Daño local ejercido por la reacción del puntal a compresión en el elemento TASC α 3-R1.

Además aparecieron más grietas por flexión al centro del claro. En la figura 8.17 se muestra el agrietamiento presentado en el elemento TASC α 3-R1 durante la prueba.

8.5.5 ELEMENTO TASC α 4-R1.

Las primeras grietas diagonales de este elemento aparecieron en ambos lados de las cartelas ($V=4.00$ ton). En el lado derecho, aparecieron dos grietas paralelas en la sección del vértice de la unión de la cartela con el tramo prismático. En el lado derecho, una grieta se formó en la sección del vértice y otra a la altura del refuerzo longitudinal inferior en la sección media de la cartela. En esta etapa de carga ya se visualizaban grietas pequeñas por flexión en el centro del claro. La falla del elemento ($V=8.00$ ton), se generó por la propagación de las primeras grietas diagonales. En el lado izquierdo el agrietamiento abarcó casi todo el claro de cortante, debido a que la grieta principal siguió la trayectoria del acero longitudinal inferior. En general, las grietas se concentraron en la proximidad de ambos vértices. En la proximidad del apoyo izquierdo, las grietas tomaron la inclinación del acero de refuerzo inferior. Asimismo, las grietas del vértice central aumentaron su longitud, llegando hasta el medio peralte de la sección prismática. Cuando se alcanzó el colapso de la trabe ($V=8.00$ ton), las grietas del lado izquierdo aumentaron su espesor (figura 8.13), además de aparecer en ese lado grietas diagonales en la parte superior de la trabe en la sección del apoyo. El agrietamiento evolutivo del elemento TASC α 4-R1, se muestra en la figura 8.18.



Figura 8.13 Agrietamiento al colapso del elemento TASC α 4-R1.

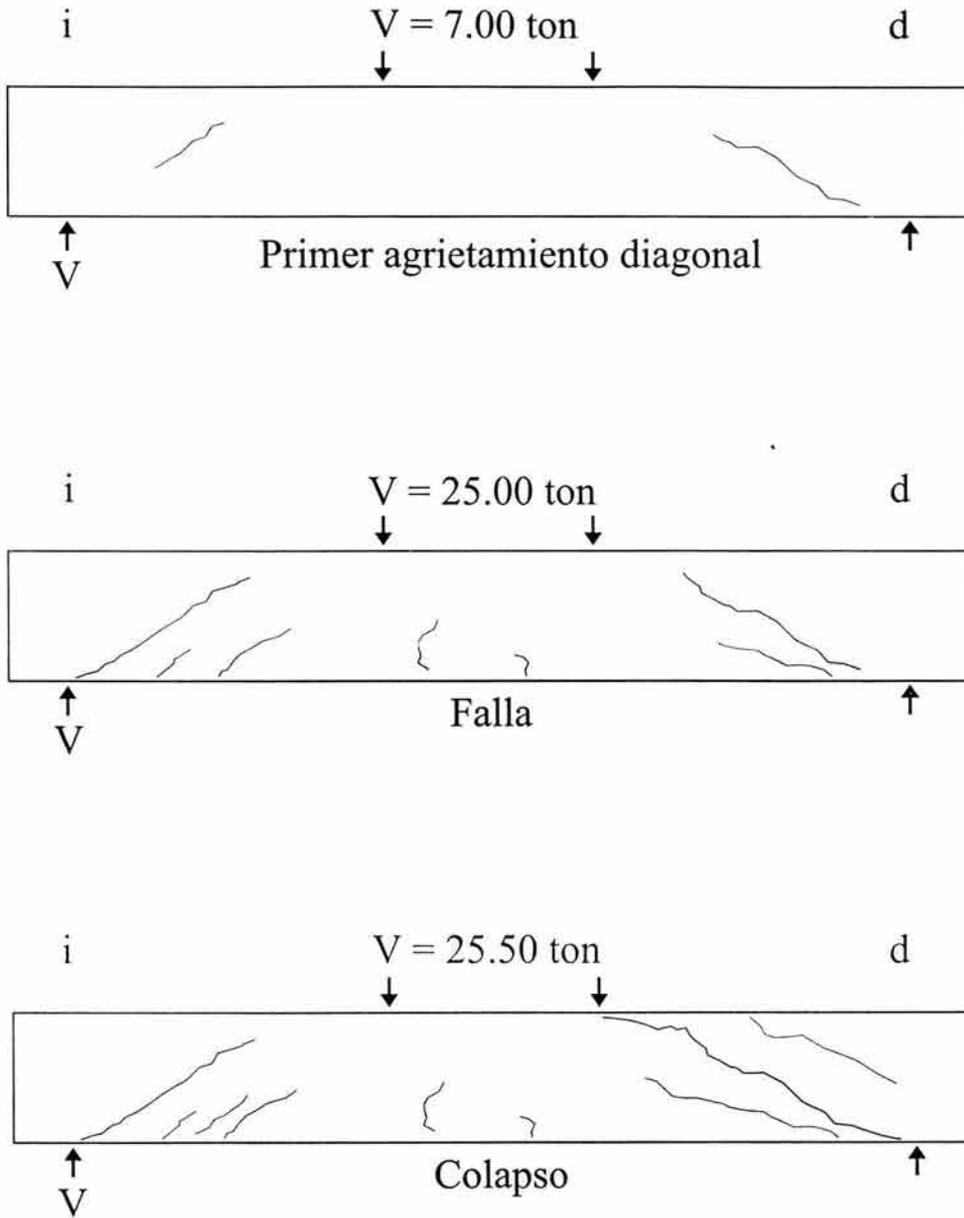


Figura 8.14 Daño evolutivo en el elemento TASC α 0-R1.

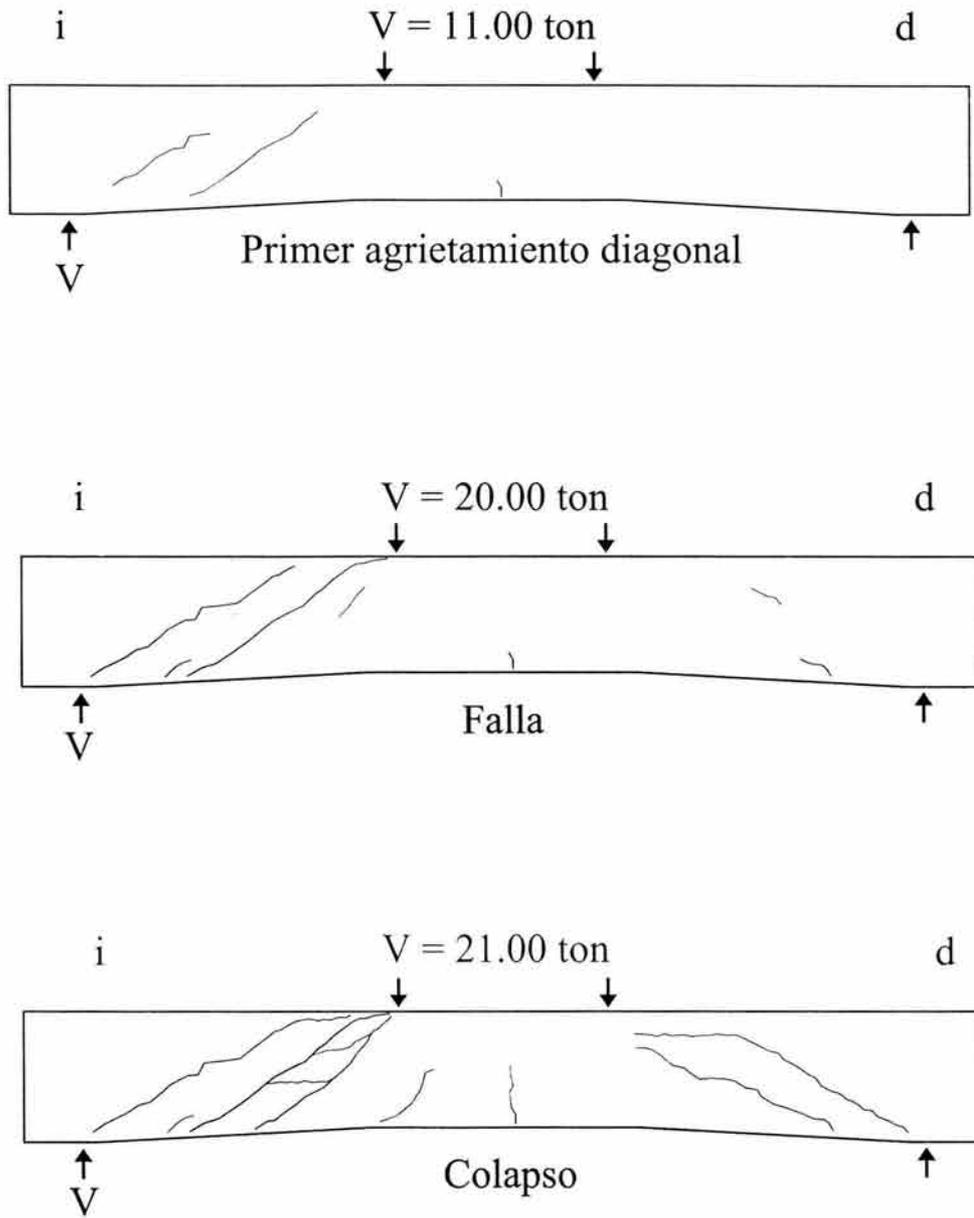


Figura 8.15 Daño evolutivo en el elemento TASC α 1-R1.

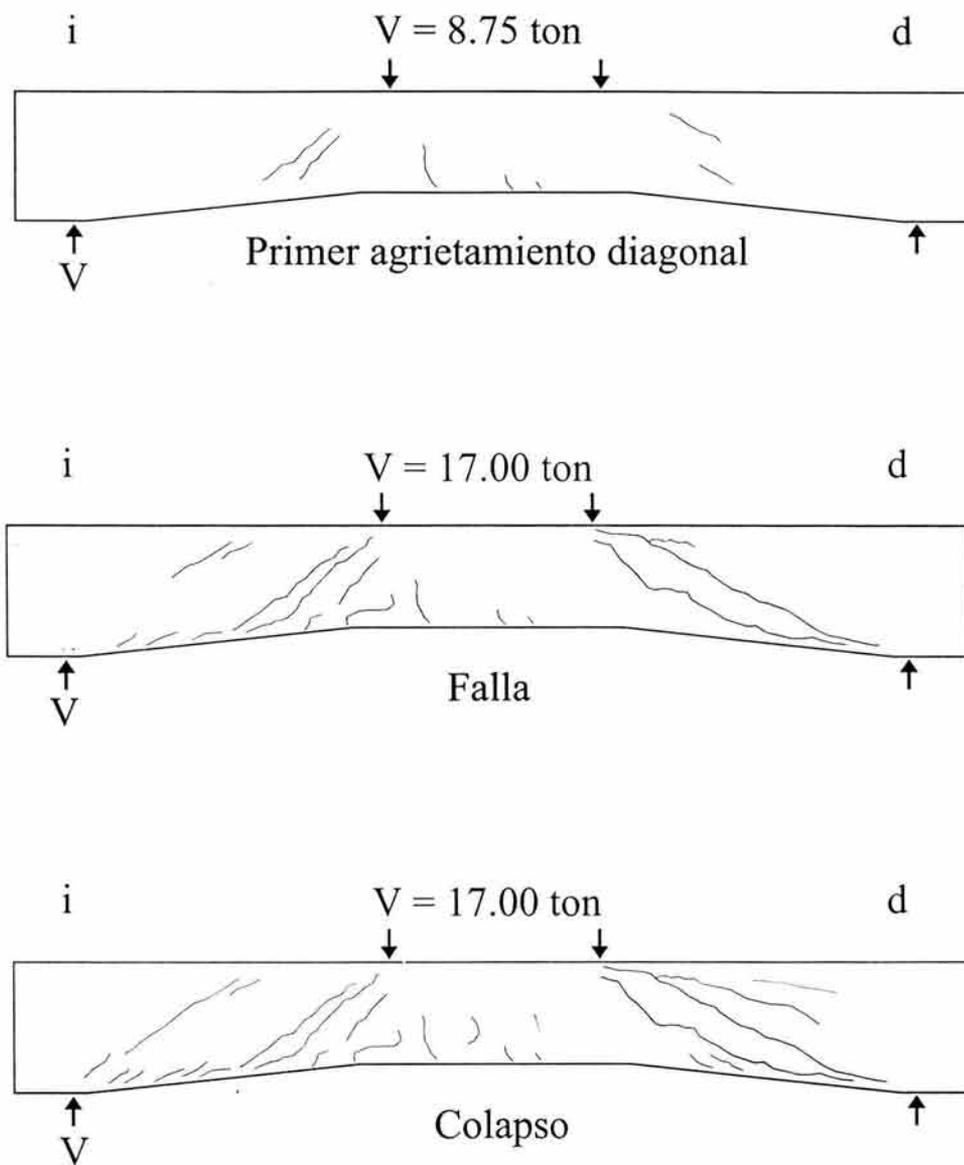


Figura 8.16 Daño evolutivo en el elemento TASC α 2-R1.

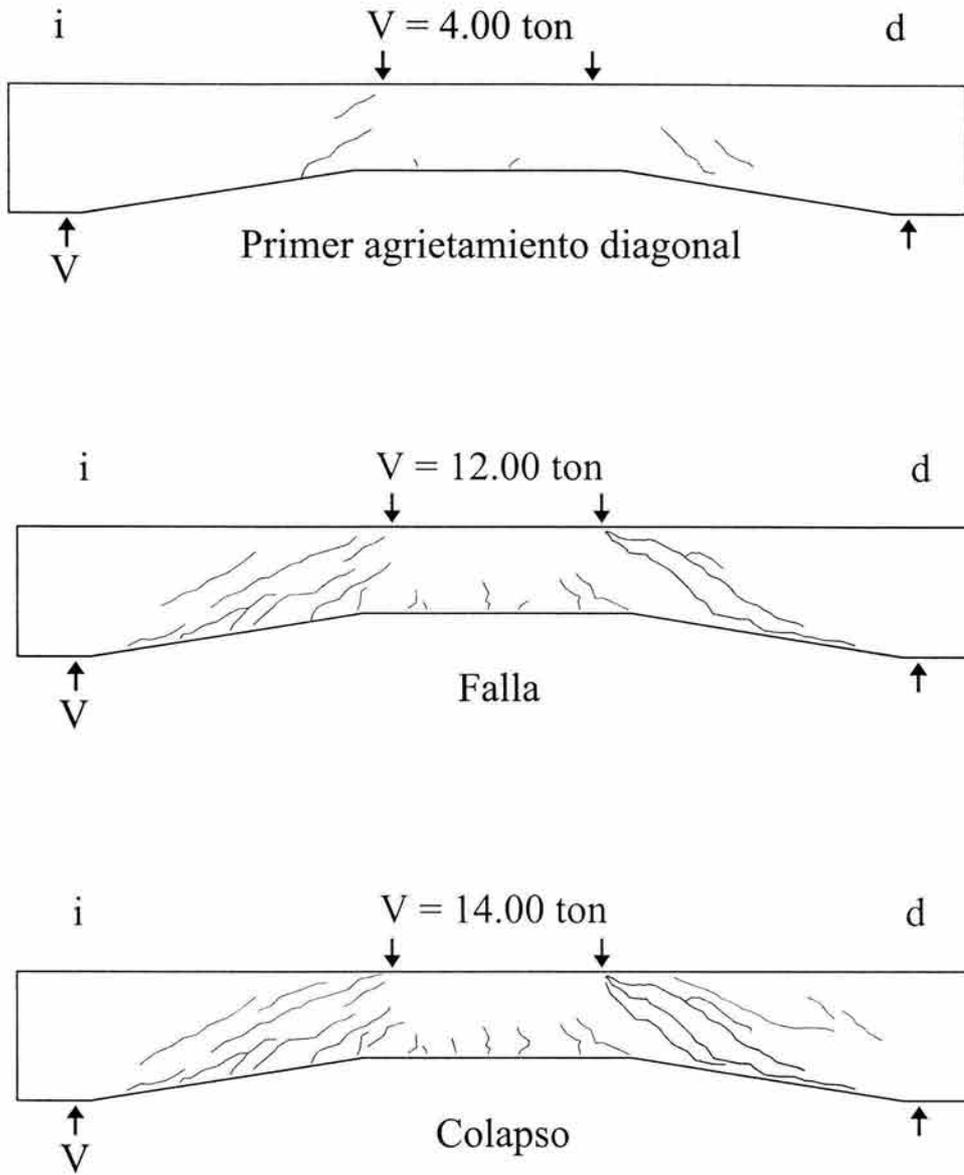


Figura 8.17 Daño evolutivo en el elemento TASC α 3-R1.

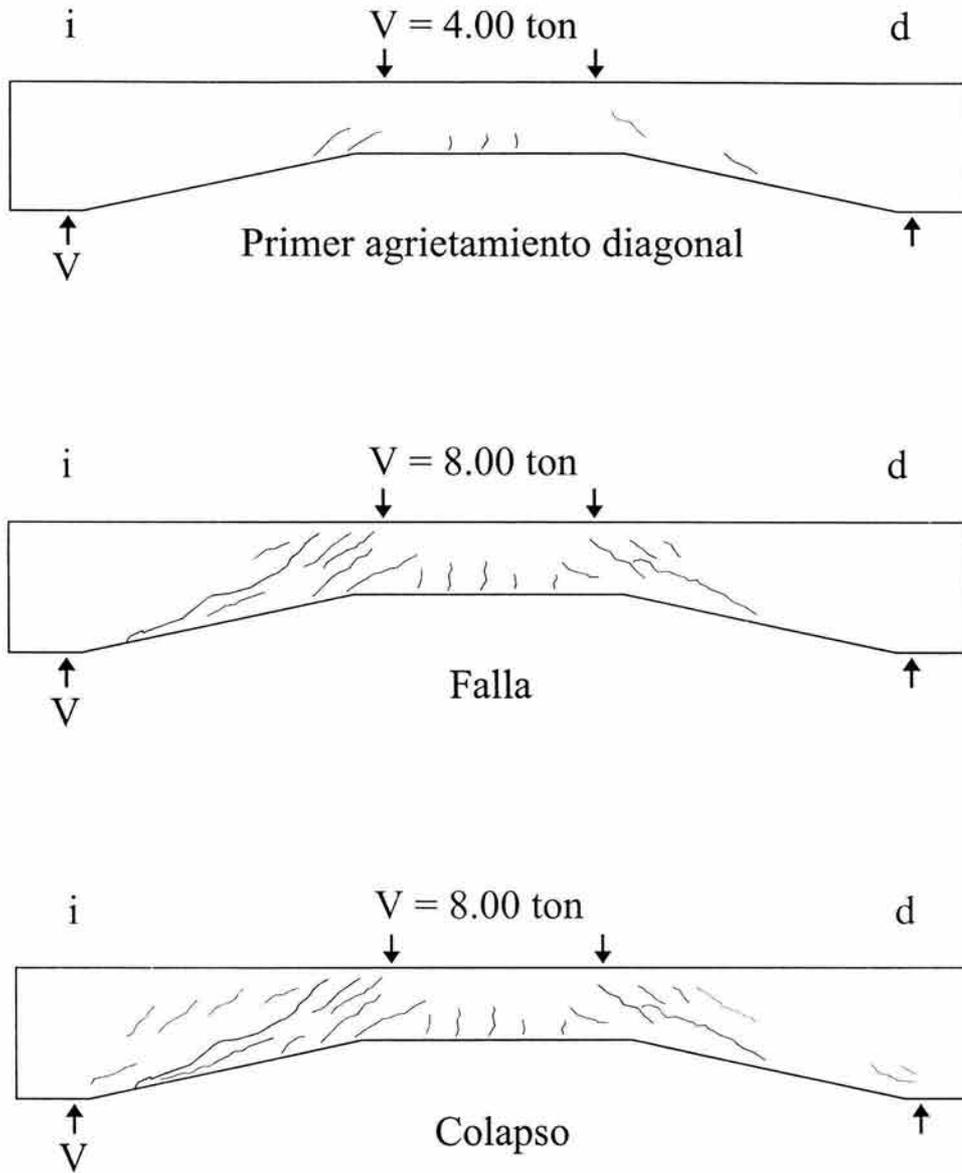


Figura 8.18 Daño evolutivo en el elemento TASC α 4-R1.

8.5.6 INCLINACIÓN DE PUNTAL Y GRIETA PRINCIPAL.

Para cada trabe ensayada, se midió la inclinación de la grieta diagonal principal, θ , en el cortante asociado a la falla utilizando el mismo criterio usado en las trabes sin estribos (sección 7.5.6). Debido a que la configuración de grietas en el colapso de las trabes con refuerzo transversal muestra la formación de puntales de compresión en los claros de cortante, también se midió la inclinación de dichos puntales, θ_p . La línea de acción del puntal se definió como la línea que une el punto de aplicación de la carga y el punto medio entre las grietas que delimitan el puntal en el borde inferior de la cartela, que en general fue

muy cercano a la longitud media de los tramos acartelados. Las figura 8.19 y 8.20 muestra esquemáticamente la forma en que se determinó la inclinación de la grieta diagonal principal así como la del puntal a compresión.

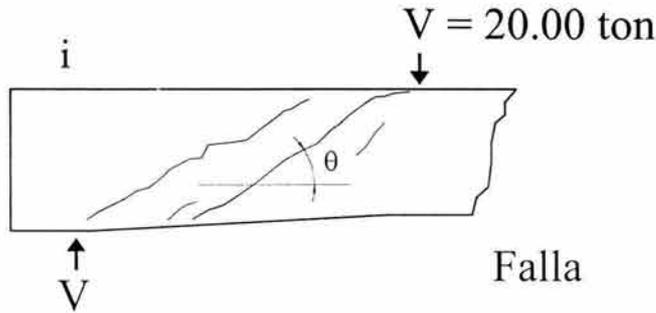


Figura 8.19 Ángulo de inclinación de la grieta diagonal. Elemento TASCα1-R1.

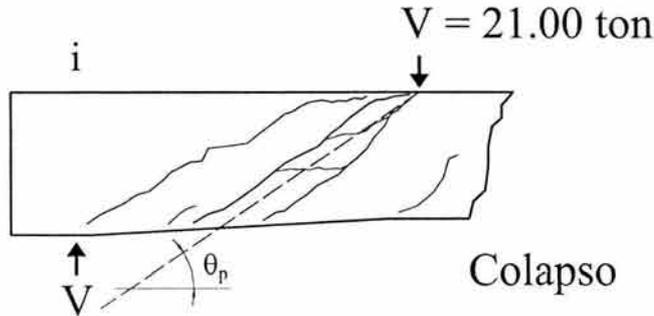


Figura 8.20 Ángulo de inclinación del puntal a compresión. Elemento TASCα1-R1.

En la tabla 8.5 se muestran los valores de los ángulos de inclinación de la grieta diagonal principal, θ , así como la del puntal de compresión, θ_p .

Tabla 8.5 Ángulo de inclinación de la grieta principal de falla.			
Trabe	α	θ	θ_p
TASCα0-R1	0°	38° *	-
TASCα1-R1	3.07°	40°	34°
TASCα2-R1	6.12°	33°	36°
TASCα3-R1	9.13°	36°	33°
TASCα4-R1	12.10°	29°	-
Promedio	-	34.50°	34.33°

*Valor de referencia. No entra en promedio.

En la tabla 8.5 no aparecen registrados los valores de la inclinación del puntal de compresión para las trabes TASCα0-R0 y TASCα4-R1, debido a que en estos elementos el agrietamiento observado no mostró la formación de algún puntal. Cabe mencionar que en el caso de la trabe prismática, la ausencia de los puntales de compresión era un hecho

esperado. La ausencia de un puntal a compresión bien definido en el elemento TASC α 4-R1, merece un análisis detallado de las posibles causas, ya que por un lado al ser este elemento el más acartelado de la serie, debería haber exhibido un puntal bien definido debido a la acción de arco, pero por otra parte, en este espécimen se tuvo la mayor relación entre el peralte total de los extremos entre el peralte total de la zona prismática ($h_{max}/h_{min}=1.80$), lo que introduce una menor rigidez en el tercio central prismático respecto a los tercios extremos acartelados de las trabe. Sin duda este comportamiento se debe verificar con otros ensayos, ya que tal vez sea sólo una situación excepcional.

Al observar los resultados de la tabla 8.6, se observa que la trabe prismática presentó un agrietamiento con una inclinación menor a lo establecido en la teoría clásica que explica el mecanismo resistente a cortante, la que supone ángulos de agrietamiento de 45° . Respecto a este tema, han surgido teorías más racionales que explican el mecanismo resistente a corte aceptando que el agrietamiento no precisamente tiene una inclinación de 45° ya que se supone que éste depende de la deformación unitaria del acero longitudinal a tensión (Collins, 1996).^{8.5} Para el resto de las trabes, se observa que aunque no existe una tendencia bien definida, el ángulo de inclinación de la grieta diagonal, tiende a disminuir conforme aumenta el ángulo de acartelamiento. Además, se observa que en términos generales, la presencia del refuerzo transversal modifica, pero no sustancialmente, el ángulo de inclinación de la grieta principal, ya que en las trabes sin este refuerzo, el promedio de esta inclinación fue de 38° mientras que en las trabes reforzadas con estribos, el promedio es de 34.50° .

Respecto a la inclinación del puntal de compresión formado en las trabes con acartelamientos de tres, seis y nueve grados, se observa que no existe una relación bien definida con el ángulo de acartelamiento, si no que más bien en este intervalo de acartelamiento, tiende a mantenerse constante con una inclinación promedio de 34° .

8.5.7 EFECTO DEL ÁNGULO DE ACARTELAMIENTO EN EL PATRÓN DE AGRIETAMIENTO.

A partir de la descripción evolutiva del daño en los elementos ensayados y de los patrones de daño mostrados en las figuras 8.14 a 8.18, se puede concluir lo siguiente:

- Se presentó agrietamiento por flexión en el tramo central en todas las trabes. Este agrietamiento vertical apareció desde cargas asociadas al primer agrietamiento diagonal, las cuales evolucionaron de manera importante al incrementar la carga. En el colapso de las trabes, el agrietamiento por flexión se extendió hasta medio peralte de la sección prismática.
- En un claro de fuerza cortante constante, el primer agrietamiento de trabes con acartelamientos de seis, nueve y doce grados, se presenta en la cercanía del vértice que se forma en la unión de los tramos acartelados con el tramo prismático central. Este primer agrietamiento diagonal puede presentarse con la aparición de hasta dos grietas paralelas en ambos claros de cortante.

^{8.5} Teoría de los Campos a Compresión Modificada.

- En traveses con acartelamientos de tres, seis y nueve grados, el patrón de agrietamiento muestra la formación de puntales de compresión entre el punto de aplicación de la carga y aproximadamente la sección media de la cartela. Aunque los puntales tienen trayectorias bien definidas, el agrietamiento se extiende en casi todo el claro de cortante debido a que existen grietas que se extienden cerca de los apoyos.
- En todas las traveses acarteladas se presentan agrietamientos diagonales a la altura del acero longitudinal inferior. Este agrietamiento tal vez sea originado por la componente vertical del refuerzo.

8.6 ACERO DE REFUERZO.

Se presentan los resultados de la instrumentación interna de las traveses acarteladas de concreto reforzado con refuerzo transversal. Las demandas registradas en el acero de refuerzo son comparadas con las curvas esfuerzo-deformación obtenidas del ensaye de probetas sometidas a tensión.

8.6.1 ACERO LONGITUDINAL.

Las lecturas obtenidas en los deformímetros colocados en los lechos de tensión y compresión, en la sección media de una de las cartelas, se consideran representativas del comportamiento del acero de refuerzo. La figura 8.21 muestra las curvas $V-\varepsilon$ hasta el cortante de falla de las traveses acarteladas con refuerzo transversal estudiadas en este trabajo, a excepción del elemento TASC α 0-R1, donde la lectura en el acero de tensión sólo se obtuvo hasta un cortante aplicado de doce toneladas ($V=12$ ton), debido a que el deformímetro dejó de funcionar al aplicar esa carga.

Al observar las gráficas de la figura 8.21 se observa que en el elemento prismático, al menos al 50% del cortante último, V_u , el acero a tensión tuvo un comportamiento lineal, además, se observa que el comportamiento del acero a tensión del elemento TASC α 1-R1 es lineal hasta el cortante de falla. Asimismo para este elemento, la demanda máxima en el acero a tensión fue cercana a la fluencia ($\varepsilon_y=0.00237$). Debido a que se observó un comportamiento similar del acero a tensión de los elementos TASC α 0-R0 y TASC α 1-R1 a los mismos niveles de carga, es razonable hacer una extrapolación lineal de la tendencia observada en el acero inferior del elemento prismático, hasta el cortante que ocasionó la falla del elemento ($V_u=25$ ton). De esta manera, se determina que el acero a tensión del elemento prismático también estuvo cercano a la fluencia. Para los elementos con acartelamientos de seis, nueve y doce grados, las deformaciones unitarias observadas indican que prácticamente se alcanzó la fluencia del acero a tensión.

**CAPÍTULO 8: ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

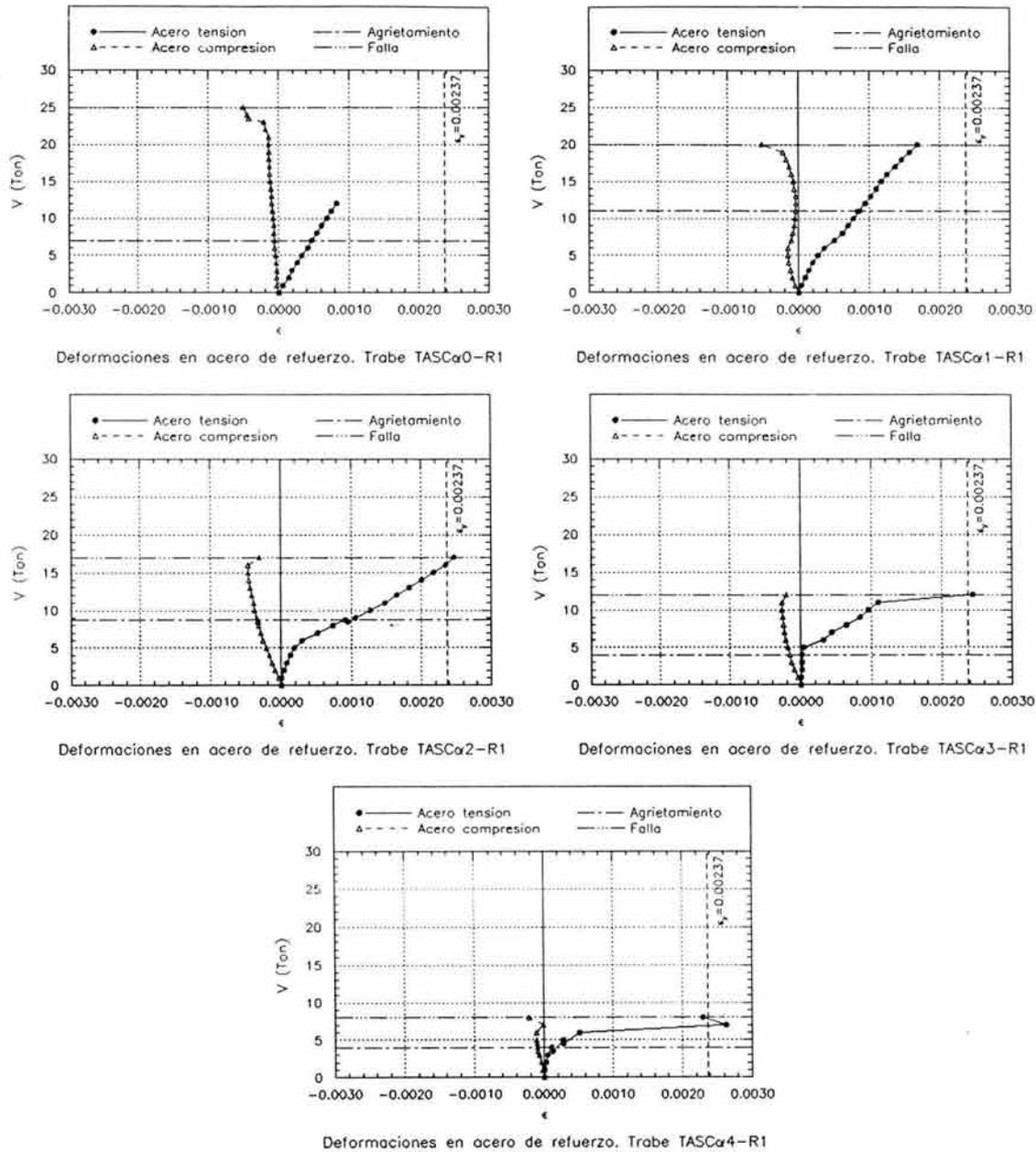


Figura 8.21 Comportamiento del acero de refuerzo longitudinal en los elementos con refuerzo transversal.

Es de llamar la atención que para los elementos con acartelamientos de seis y nueve grados, al aumentar el ángulo de la cartela, el comportamiento del acero de tensión dejó de ser lineal, incluso para deformaciones 50% menores a la de fluencia. En los elementos TASCα3-R1 y TASCα4-R1, seis y nueve grados de acartelamiento respectivamente, se presentaron demandas súbitas en el acero a tensión en cortantes cercanos a la falla de los elementos. En el caso del elemento TASCα3-R1, este corrimiento se puede atribuir a la reacción del puntal de compresión (figura 8.17), la cual generó una deformación local

aproximadamente en la sección media de la cartela, sección en la cual se colocó la instrumentación del acero longitudinal. Respecto al elemento TASC α 4-R1, esta demanda súbita de deformación se puede atribuir al agrietamiento que se generó en la trayectoria del refuerzo longitudinal inferior, el cual se concentró en la zona de la ubicación de los deformímetros (figura 8.18).

En términos generales, el acero de compresión presentó un comportamiento lineal en toda la historia de carga. En la tabla 8.6 se muestran los valores de las deformaciones observadas en el refuerzo longitudinal asociadas al cortante de falla, así como el trabajo que desarrollaron, en función del esfuerzo de fluencia medido experimentalmente en probetas a tensión.

Tabla 8.6 Demanda en el acero longitudinal a la falla. Elementos con refuerzo transversal.				
Trabe	V_u (ton)	ϵ_{As}	ϵ_{As}'	$\frac{f_{As}}{f_y}$ *
TASCα0-R0	25	0.001709	-0.000506	0.721 [†]
TASCα1-R0	20	0.001678	-0.000515	0.708
TASCα2-R0	17	0.002469	-0.000306	1.041
TASCα3-R0	12	0.002437	-0.000202	1.028
TASCα4-R0	8	0.002302	-0.000221	0.971
Promedio	-	-	-	0.937

* $f_y = 4348 \text{ kg/cm}^2$

[†] Elemento de referencia. No entra en promedio.

A partir de los resultados mostrados en la tabla 8.6, se observa que a diferencia de las trabes sin estribos, la demanda en el acero a tensión no muestran una correspondencia gradual con la capacidad a cortante o el ángulo de acartelamiento. Lo que si es evidente, es que a partir de acartelamientos de seis grados, las demandas en el acero de tensión tienden a crecer súbitamente, incluso llegaron a la fluencia. En otras palabras, se distinguen dos demandas características en el acero de refuerzo al instante de la falla por cortante de los elementos: 1) Una demanda del orden del 70% de la fluencia del acero en la trabe prismática y en el elemento con acartelamiento de tres grados y 2) acero de tensión en fluencia en las trabes con acartelamientos de seis, nueve y doce grados.

8.6.2 VARIACIÓN DEL EJE NEUTRO.

A partir de las lecturas de los deformímetros colocados en el acero longitudinal, se determina la profundidad del eje neutro en la longitud media de la cartela. El procedimiento utilizado es el mismo que el empleado en las trabes sin refuerzo transversal (sección 7.6.2). En la figura 8.22 se muestran las gráficas que indican la variación del eje neutro de la sección media de las cartelas hasta la falla por cortante, esta variación se compara con las profundidades teóricas del eje neutro para el caso elástico, k , y para la resistencia última a flexión de la sección, c .

**CAPÍTULO 8: ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL:
RESULTADOS EXPERIMENTALES**

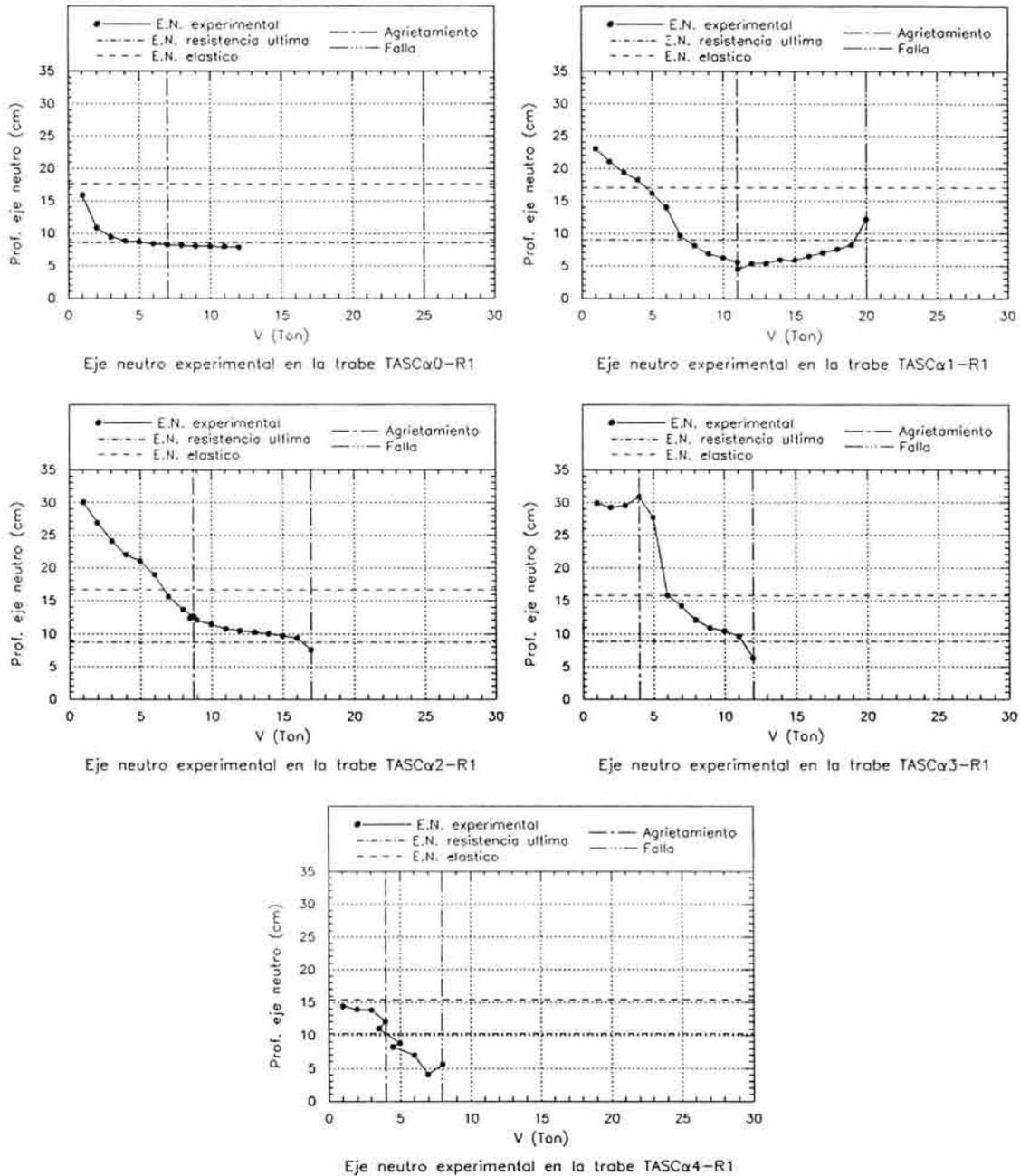


Figura 8.22 Variación del eje neutro en la sección media de las cartelas. Trabes con refuerzo transversal.

De las gráficas de la figura 8.22, se observa que la profundidad del eje neutro para la condición de la resistencia última por flexión, tiene buena correspondencia en los elementos TASCα1-R1, TASCα2-R1 y TASCα3-R1. Este resultado no tiene un significado físico, ya que las demandas de flexión en la longitud media de esas trabes, fueron inferiores a la capacidad nominal de las mismas.

8.6.3 ACERO TRANSVERSAL.

Se muestran las gráficas $V-\epsilon$ de los estribos instrumentados en las trabes acarteladas con refuerzo transversal. En estas gráficas se muestra el comportamiento del estribo cercano a la ubicación de la sección media de la cartela, y del estribo de vértice (capítulo 5). Desgraciadamente, no se pudo obtener lecturas de los estribos instrumentados en los elementos TASC α 0-R1 y TASC α 1-R1, por lo que sólo se presentan en la figura 8.23 los resultados del resto de los elementos que comprenden esta serie.

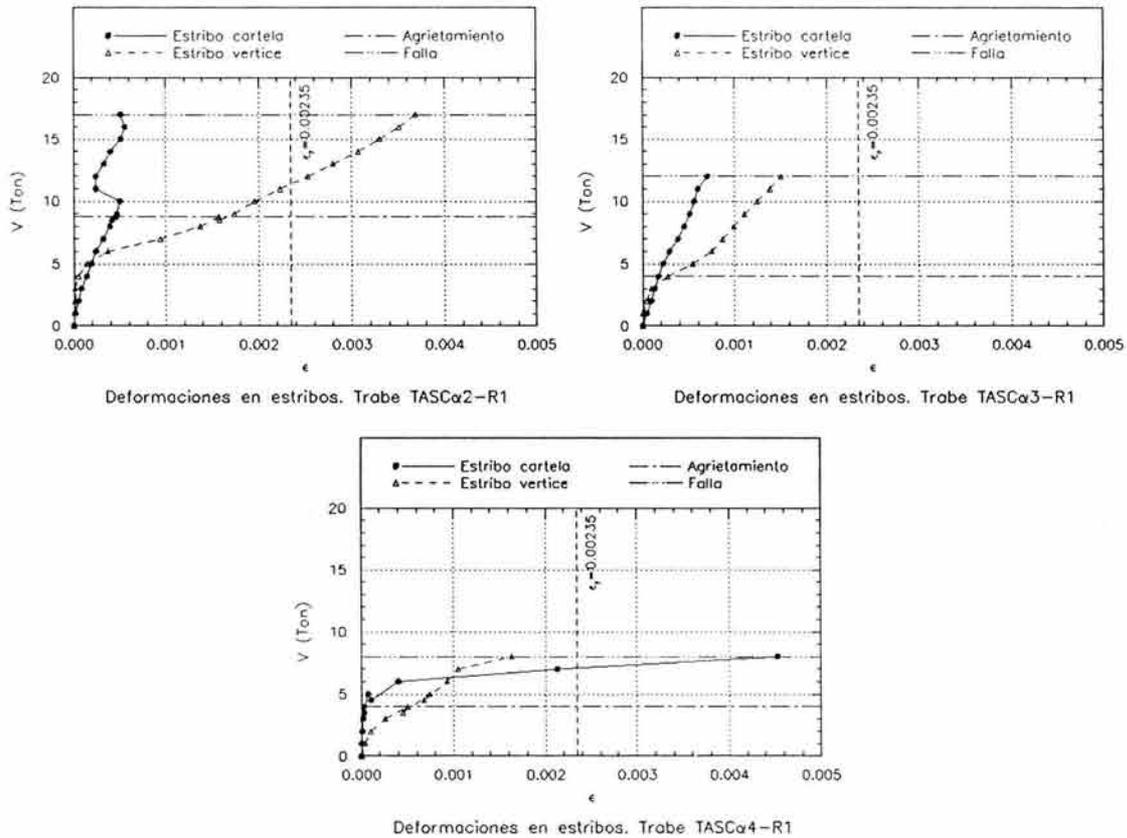


Figura 8.23 Comportamiento de los estribos del vértice y la cartela en los elementos con refuerzo transversal.

De las gráficas de la figura 8.23 es notorio que aunque las demandas son diferentes, existe una similitud en el comportamiento de los estribos instrumentados de los elementos TASC α 2-R1 y TASC α 3-R1. Para estos especímenes, se observa que el estribo del vértice tuvo mayor participación que el de la longitud media de las cartelas, incluso el estribo del vértice del elemento TASC α 2-R1 sobrepasó la deformación de fluencia ($\epsilon_y=0.00235$). Esta mayor demanda del estribo del vértice, sin duda está relacionada con la fuerza vertical adicional que genera el cambio de dirección del acero a tensión en los vértices de las trabes. Respecto al elemento TASC α 4-R1, es evidente que el estribo de la sección media de la cartela fue más demandado que el del estribo del vértice. Una posible explicación de la diferencia entre el comportamiento observado en los elementos TASC α 2-R1 y TASC α 3-

R1 respecto al elemento TASC α 4-R1, es que en los primeros, se observó una evidente formación del puntal de compresión, mientras que en el último, la formación del puntal no fue muy evidente. Lo anterior es un indicio de un posible cambio en la distribución de fuerzas en el mecanismo de armadura, propiciado por la formación del puntal de compresión en las cartelas de las traveses con refuerzo transversal.

En la tabla 8.7 se muestran los valores de la deformación unitaria registrada en los estribos mencionados, correspondientes a la falla, V_u de los elementos en los cuales fue posible obtener las lecturas de los deformímetros.

Tabla 8.7 Demanda en el acero transversal a la falla.				
Trabe	$\epsilon_{Cartela}$	$\epsilon_{Vértice}$	$\frac{f_{Cartela}}{f_y} *$	$\frac{f_{Vértice}}{f_y} *$
TASCα2-R0	0.000514	0.003692	0.219	1.571
TASCα3-R0	0.000699	0.001513	0.297	0.644
TASCα4-R0	0.004531	0.001634	1.928	0.695
Promedio	-	-	0.814	0.970
σ	-	-	0.787	0.425
C.V	-	-	97%	44%

* $f_y = 4592 \text{ kg/cm}^2$

De los resultados estadísticos de la tabla 8.7 se puede concluir que en promedio, el refuerzo transversal trabajó a esfuerzos cercanos a la fluencia al presentarse la falla por cortante en las traveses acarteladas. Sin duda esta suposición está llena de incertidumbre, tal y como lo reflejan los altos coeficientes de variación.

Como se explicó en el capítulo 5, al elemento TASC α 4-R1 se le instrumentó todo el refuerzo transversal ubicado en la longitud acartelada del lado izquierdo, incluyendo al refuerzo por cambio de dirección del refuerzo longitudinal inferior. Las deformaciones obtenidas en el ensaye de este elemento se muestran en la figura 8.24, donde la nomenclatura de cada estribo, corresponde a la de la figura 5.8. Desgraciadamente, en este elemento, no se pudo obtener lecturas en los deformímetros de los estribos E-2 y E-3, ésta es la razón por la cual no aparecen en la gráfica de la figura 8.24.

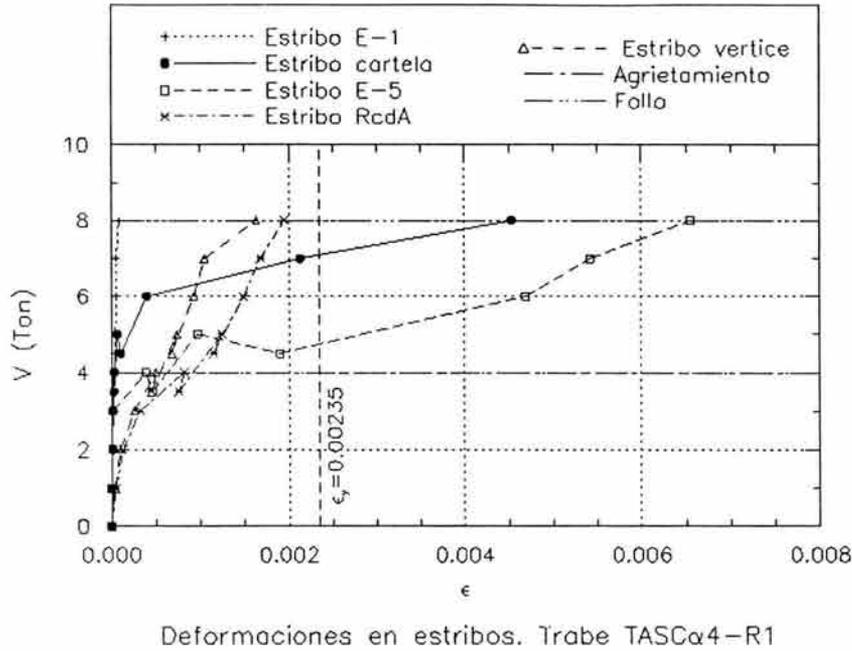


Figura 8.24 Comportamiento del refuerzo transversal del elemento TASCα4-R1.

A partir de las curvas de la gráfica 8.24, es evidente que existieron diferentes demandas en el refuerzo por cortante suministrado a esta trabe. Se observa que el estribo colocado en el inicio de la cartela (E-1), prácticamente no participó en el mecanismo resistente a cortante de la trabe. Esto se puede explicar a través del patrón de agrietamiento presentado al cortante de falla del elemento (figura 8.25), donde se observa que las grietas no alcanzan a cruzar la posición de este estribo.

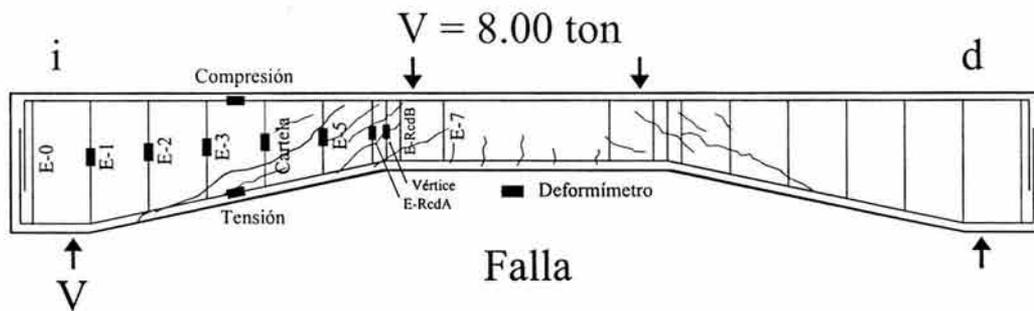


Figura 8.25 Estribos participantes en el mecanismo resistente a cortante. Elemento TASCα4-R1.

Los estribos E-5 y el de la sección media de longitud acartelada (“cartela”), fueron los más demandados, este comportamiento sin duda se debe a que la grieta principal de falla cruzó ambos estribos, lo que les impuso grandes demandas de trabajo. Es de esperarse que el estribo E-3 también haya alcanzado la fluencia, debido a que también es cruzado por una grieta diagonal importante.

El estribo colocado en el vértice así como uno de los estribos del refuerzo adicional en la vecindad del vértice debido al cambio de dirección del acero longitudinal (E-RcdA), prácticamente desarrollaron similar deformación al momento de la falla del elemento, la cual estuvo cercana a la fluencia del acero ($\epsilon_y=0.00235$). Esta demanda se atribuye también al agrietamiento que se concentró en la vecindad del vértice de la cartela (figura 8.25). Es de esperarse que el otro estribo colocado en la vecindad del vértice, E-RcdB, también haya alcanzado una deformación similar a la medida en el estribo colocado en el vértice. En la tabla 8.8 se muestran las deformaciones medidas a la falla en los estribos instrumentados en el elemento TASC α 4-R1.

Tabla 8.8 Demanda en el acero transversal a la falla. Elemento TASCα4-R1.		
Estribo	ϵ	$\frac{f_{Estribo}}{f_y} *$
E-1	0.000091	0.038 [†]
Cartela	0.004531	1.928
E-5	0.006546	2.785
E- RcdA	0.001947	0.828
Vértice	0.001634	0.695
Promedio	-	1.559
σ	-	0.854
C.V	-	55%

* $f_y=4592 \text{ kg/cm}^2$

[†] No participa en la resistencia. No entra en promedio.

A partir de las mediciones en el refuerzo transversal del elemento TASC α 4-R1 (tabla 8.8) y de la figura 8.25, es posible suponer que todo estribo que sea cruzado por el agrietamiento principal del claro de cortante a la falla del elemento, desarrolla la fluencia. Se hace hincapié en que esta suposición, está soportada por una gran incertidumbre, por lo que es necesario corroborarla con una instrumentación más densa en ensayos futuros.

En cuanto al desempeño del refuerzo adicional colocado en la vecindad del vértice debido al cambio de dirección del acero inclinado, se puede decir que fue adecuado, toda vez que estos estribos, según la lectura del estribo E-RcdA, presentaron demandas de deformación similares al correspondiente estribo de vértice. Además, tal y como se observa en las figuras 8.14 a 8.18, este refuerzo impidió que el agrietamiento diagonal se propagara hacia el centro de las traveses, según lo observado en el ensayo de los elementos sin refuerzo transversal (figuras 7.13 a 7.17).

8.7 MECANISMO DE FALLA.

A partir de la evidencia experimental comentada en las secciones precedentes, es posible establecer el mecanismo de falla de las trabes acarteladas de concreto reforzado con refuerzo transversal.^{8,6}

1. El primer agrietamiento diagonal ocurrió alrededor del 50% del cortante último. Este agrietamiento se presentó en las cercanías del vértice de las cartelas con la zona prismática y estuvo compuesto hasta por dos grietas paralelas. En esta etapa, se presentó agrietamiento vertical por flexión en el tercio central de las trabes.
2. La falla por cortante del elemento se presentó aproximadamente a un cortante 20% mayor del que se calculó utilizando el peralte mínimo de la sección prismática. El patrón de grietas sugirió la formación de puntales de compresión en ambas cartelas, los cuales se generaron en los puntos de aplicación de la carga, asimismo la inclinación promedio de la grieta principal diagonal fue de 34° . En esta etapa de carga, el acero longitudinal prácticamente fluyó ($\varepsilon \approx 0.95\varepsilon_y$) y probablemente a esto se deba el agrietamiento diagonal observado sobre la trayectoria de este acero a lo largo del tramo acartelado. Debido a la fluencia del acero a tensión, el agrietamiento vertical del tramo central de la trabe es abundante y llegó a extenderse al medio peralte de la sección prismática. Respecto al refuerzo transversal, los estribos que fueron cruzados por el agrietamiento presentaron deformaciones similares a la de fluencia, por lo que al extenderse el agrietamiento en todo el claro de cortante, obligó a que la mayoría de los estribos contribuyeran en la resistencia a cortante. Se observó que en promedio, las trabes acarteladas tuvieron una capacidad de deformación 25% mayor a la de la trabe prismática con un peralte igual al del extremo de las trabes acarteladas.
3. El colapso de las trabes se presentó con la pérdida total de la capacidad de carga, la cual se debió al aplastamiento del puntal a compresión de uno de los claros de cortante. Estos puntales tuvieron una línea de acción que va del punto de aplicación de las cargas, hasta aproximadamente la sección media de las cartelas, la inclinación de esta trayectoria fue aproximadamente 34° . La figura 8.26 muestra esquemáticamente la formación típica de los puntales a compresión presentados en las trabes acarteladas con refuerzo transversal, la configuración mostrada está basada en el patrón de agrietamiento del elemento TASC α 2-R1. Al alcanzarse el colapso de los elementos, la carga que resistió el puntal fue tan grande que ocasionó una falla local en el apoyo del puntal en los elementos TASC α 2-R1 y TASC α 3-R1.

^{8,6} Se debe tener en mente que la longitud acartelada de cada trabe se sometió a un cortante estático constante, y que las interpretaciones se hacen en base a esto.

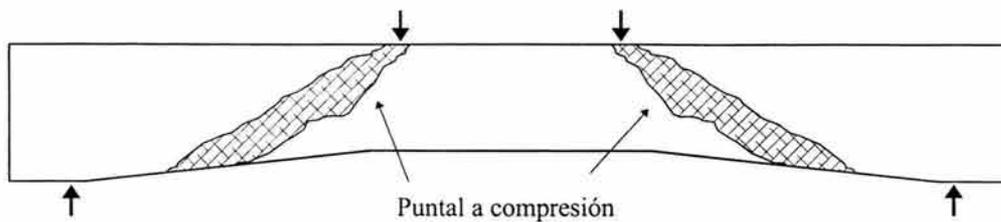


Figura 8.26 Formación de puntales a compresión en las traveses acarteladas con refuerzo transversal.

Aunque se permitió aceptar y redistribuir más daño que el recibido en la falla de los elementos, lo que permitió alcanzar una reserva en la capacidad de deformación del 25% respecto a la deformación de la falla, no se presentaron sobrerresistencias en estas traveses, tal y como se observó en las traveses sin refuerzo transversal.

8.8 COMENTARIOS.

Al igual que en las traveses acarteladas sin refuerzo transversal, las traveses con refuerzo por cortante presentaron un comportamiento asociado a las vigas cortas ($1.0 < a/d \leq 2.5$), el cual es propiciado por geometría de las traveses acarteladas. El mecanismo de armadura no permitió la formación de un arco completo a compresión en las traveses (figura 7.24), pero sí permitió la formación de puntales de compresión bien definidos en los claros de cortante, que en sí son una consecuencia del mecanismo de arco.

Se observó que a diferencia de los elementos sin refuerzo transversal, la presencia de estribos disminuyó la reserva de deformación una vez ocurrida la falla del elemento así como la capacidad de deformación respecto a una trabe prismática con refuerzo por cortante. Sin duda este comportamiento está relacionado con las altas demandas en el acero a tensión, lo que generó grandes esfuerzos en los elementos de la armadura resistente, por lo que el puntal a compresión de concreto, se aplastó antes de permitir una mayor deformación en el elemento y una sobrerresistencia. A partir de la evidencia experimental, parece conveniente utilizar la Teoría de Puntales y Tensores para el diseño de traveses acarteladas con refuerzo transversal.

Al igual que en el elemento con cartelas de doce grados sin refuerzo transversal (TASC α 4-R0), el elemento TASC α 4-R1, presentó un comportamiento ligeramente no lineal en toda la historia de carga. Una de las posibles causas que pudieron originar este comportamiento, es el acoplamiento entre el momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal que genera distribuciones no lineales de esfuerzos en las secciones de elementos acartelados, (Balkaya, 2001). Además, fue evidente que en este elemento no se presentaron puntales de compresión, por lo que una posible causa de esto sea el mayor valor de la relación entre los peraltes totales del apoyo (h_{max}), y el del tramo prismático (h_{min}), más que con el ángulo de acartelamiento. Lo anterior debido a que en el trabajo de Debaiky y El-Niema (1982), no se reportan comportamientos no lineales en elementos de ángulos de acartelamiento de hasta dieciséis grados ($\alpha=16^\circ$), pero con relaciones h_{max} a h_{min} menores o iguales a 1.50. Justamente éste es el cociente entre los peraltes mencionados que se tiene en las traveses TASC α 3-Rj ($\alpha=9.13^\circ$), que fueron los elemento más acartelados que exhibieron un

evidente comportamiento lineal y un mecanismo de arco bien definido. Debido a lo anterior, es factible suponer que para permitir la formación del mecanismo de arco en traveses con cartelas dispuestas en los tercios extremos del claro, la relación máxima entre los peraltes totales del apoyo y el del tramo central prismático no debe ser mayor a 1.50. Esta suposición se debe corroborar experimentalmente con la finalidad de establecer una relación de aspecto máxima que permita un adecuado comportamiento a cortante de estos elementos.

CAPÍTULO 9

EFECTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN LA RESPUESTA GLOBAL DE LAS TRABES ACARTELADAS

9.1 INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se determina la influencia del refuerzo transversal por cortante en la respuesta estructural de traveses con el mismo ángulo de acartelamiento.

9.2 GRÁFICAS $V-\delta$

Se utilizan las gráficas totales $V-\delta$ totales para determinar la influencia del refuerzo transversal en la respuesta global de las traveses. Estas gráficas aunque están afectadas por la resistencia a compresión del concreto de cada elemento, proporcionan una herramienta confiable para determinar cualitativamente el efecto del refuerzo transversal. Esto en alusión a la opción de utilizar gráficas normalizadas, como las utilizadas en los capítulos 7 y 8, para determinar el comportamiento del peralte seleccionado en la estimación de la resistencia a cortante de las traveses.

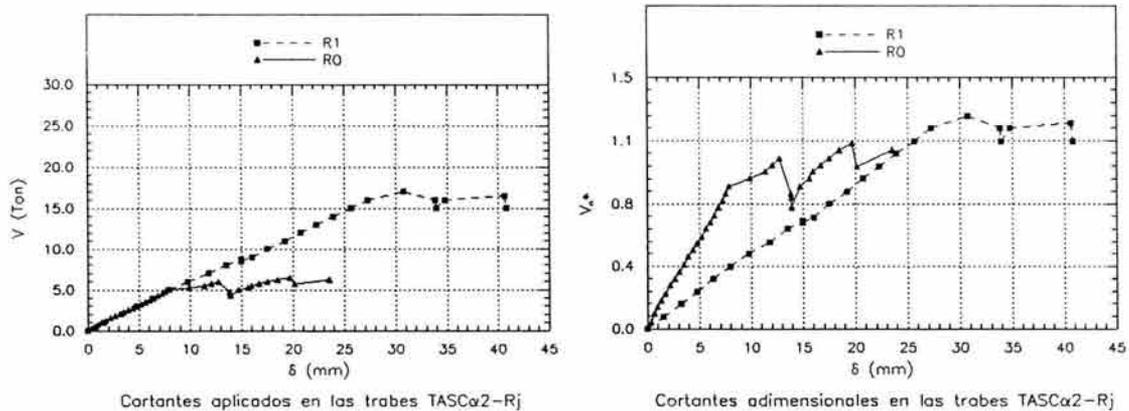


Figura 9.1 Comparación en la respuesta global utilizando el cortante aplicado, V , y el cortante normalizado (d_{min}), V_n^* . Elementos TASC α 2-R0 y TASC α 2-R1.

Para ejemplificar la diferencia entre estas gráficas, se muestran en la figura 9.1 las curvas de los elementos TASC α 2-R0 y TASC α 2-R1 obtenidas al graficar contra el cortante

CAPÍTULO 9: EFECTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN LA RESPUESTA GLOBAL DE LAS TRABES ACARTELADAS

aplicado, V , y el cortante adimensional, V_n^* , utilizando el peralte mínimo. A partir estas gráficas, es evidente que el utilizar las gráficas $V-\delta$, es un buen criterio para estudiar el efecto que causa la presencia del refuerzo transversal en la respuesta de algunos parámetros estructurales de las traves con el mismo ángulo de acartelamiento. En la figura 9.2 se muestran las curvas comparativas $V-\delta$ para cada par de elementos con el mismo ángulo de acartelamiento.

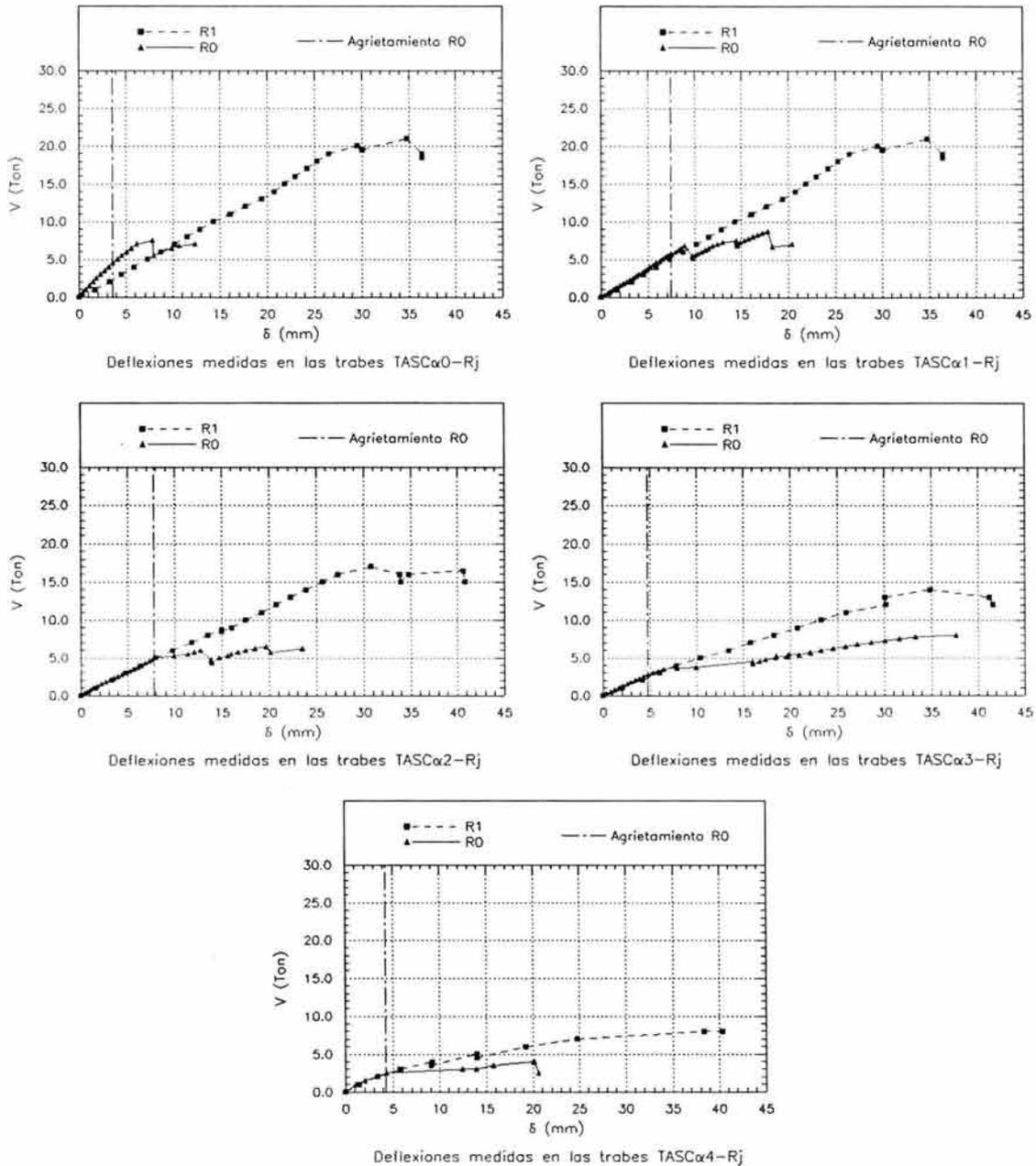


Figura 9.2 Gráficas $V-\delta$ para traves acarteladas sin (R0) y con (R1) refuerzo transversal.

9.3 RIGIDEZ INICIAL.

Se observa de las gráficas de la figura 9.2, que la presencia de los estribos no modifica la rigidez inicial de los elementos con el mismo ángulo de acartelamiento. Esta similitud se conserva hasta el cortante del primer agrietamiento diagonal de los elementos sin refuerzo transversal. Es de llamar la atención que la tendencia ligeramente no lineal observada en los elementos TASC α 4-Rj, ($\alpha=12.10^\circ$) también se rige por este fenómeno.

La menor rigidez inicial del elemento prismático con refuerzo transversal respecto al que carece de éste, indudablemente se debe al daño inicial que presentó el elemento con refuerzo transversal (TASC α 0-R1) en su ensaye definitivo. Como se recordará (capítulo 8), este elemento se ensayó en dos etapas debido a una falla del dispositivo de cargas. A juzgar por los resultados obtenidos en los demás especímenes de prueba, de no haberse presentado este incidente, se esperaría una rigidez inicial similar entre estos dos elementos.

9.4 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN.

A partir de los datos de las tablas 7.2 y 8.2 se presenta la tabla 9.1, donde se resumen las deformaciones medidas al centro del claro correspondientes a la falla y colapso de las diez traveses estudiadas en este trabajo.

Trabe	R0		R1		$\frac{R1}{R0}$	
	δ_u (mm)	δ_{cpls} (mm)	δ_u (mm)	δ_{cpls} (mm)	δ_u	δ_{cpls}
TASC α 0-Rj	7.82	12.34	23.86	29.14	3.05	2.36
TASC α 1-Rj	8.88	20.38	29.50	36.43	3.32	1.79
TASC α 2-Rj	12.73	23.53	30.79	40.84	2.42	1.74
TASC α 3-Rj	7.85	37.64	30.21	41.64	3.85	1.11
TASC α 4-Rj	12.46	20.09	38.34	40.36	3.24	2.01
Promedio	-	-	-	-	3.18	1.80
σ	-	-	-	-	0.46	0.40
C.V.	-	-	-	-	14 %	22 %

De los resultados de la tabla 9.1 se observa que en las deformaciones asociadas al cortante último de los elementos, δ_u , la presencia de estribos no afectó considerablemente la relación entre las deformaciones asociadas a este estado de carga entre las traveses que tuvieron este refuerzo contra las que no lo tuvieron ($\delta_{uR1} \approx 3 \delta_{uR0}$).

En el caso de las deformaciones asociadas al colapso de las traveses, es evidente a partir de las gráficas de la figura 9.2 y los resultados de la tabla 9.1, que la presencia de estribos disminuyó la diferencia entre las deformaciones de los elementos con y sin refuerzo transversal al aumentar el ángulo de las cartelas, hasta un ángulo de nueve grados. Este patrón se rompió en las traveses con acartelamientos de doce grados, TASC α 4-Rj, debido a

que en estos elementos, la diferencia entre los desplazamientos asociados al colapso entre el elemento con refuerzo transversal y el que no lo tienen, aumentó bruscamente según la tendencia observada en los otros pares de traveses.

9.5 RESISTENCIA A CORTANTE.

En la tabla 9.2 se presentan los cortantes asociados a la falla, V_u , y colapso, V_{clps} , de las traveses ensayadas en este trabajo.

Tabla 9.2 Comparación de resistencias a cortante en elementos con y sin refuerzo transversal.						
Trabe	R0		R1		R1 R0	
	V_u (ton)	V_{clps} (ton)	V_u (ton)	V_{clps} (ton)	V_u	V_{clps}
TASC α 0-Rj	7.50	7.50	25.00	25.50	3.33	3.40
TASC α 1-Rj	6.75	8.75	21.00	21.00	2.96	2.40
TASC α 2-Rj	6.00	6.50	17.00	17.00	2.83	2.62
TASC α 3-Rj	3.75	8.00	14.00	14.00	3.73	1.75
TASC α 4-Rj	3.00	4.00	8.00	8.00	2.67	2.00
Promedio	-	-	-	-	3.10	2.43
σ	-	-	-	-	0.38	0.57
C.V.	-	-	-	-	12 %	23 %

A partir de los resultados de la tabla 9.2, se observa que para cada pareja de traveses acarteladas, la presencia del refuerzo transversal no modificó sustancialmente la relación entre el cortante de falla de las traveses con estribos respecto a las que no poseen dicho refuerzo ($V_{uR1} \approx 3V_{uR0}$). Esta relación de tres a uno en las resistencias es prácticamente la misma relación que se observó entre las correspondientes deflexiones a la falla entre los elementos que tienen y carecen del refuerzo transversal. Este comportamiento era de esperarse a partir de la relación lineal observada entre cada par de elementos (figura 9.2).

Por otra parte, aunque la tendencia no es muy marcada, se observa que la presencia del refuerzo transversal fue más importante al disminuir el ángulo de acartelamiento. Este fenómeno podría estar relacionado con la inclinación del acero longitudinal inferior a tensión y a la misma geometría de las traveses, modificando el flujo de fuerzas en el mecanismo de armadura, respecto de una trabe prismática.

9.6 REFUERZO LONGITUDINAL DE TENSIÓN.

Se presentan en la figura 9.3 las curvas que describen el comportamiento del refuerzo longitudinal a tensión en las traveses acarteladas con y sin refuerzo transversal para un mismo ángulo de acartelamiento. Esta comparación se realiza hasta el cortante asociado al primer agrietamiento diagonal de los elementos sin refuerzo transversal, la razón de esto es la similitud de la respuesta $V-\delta$ de las traveses con el mismo ángulo de acartelamiento, hasta este cortante característico, según se explicó en la sección 9.3.

CAPÍTULO 9: EFECTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN LA RESPUESTA GLOBAL DE LAS TRABES ACARTELADAS

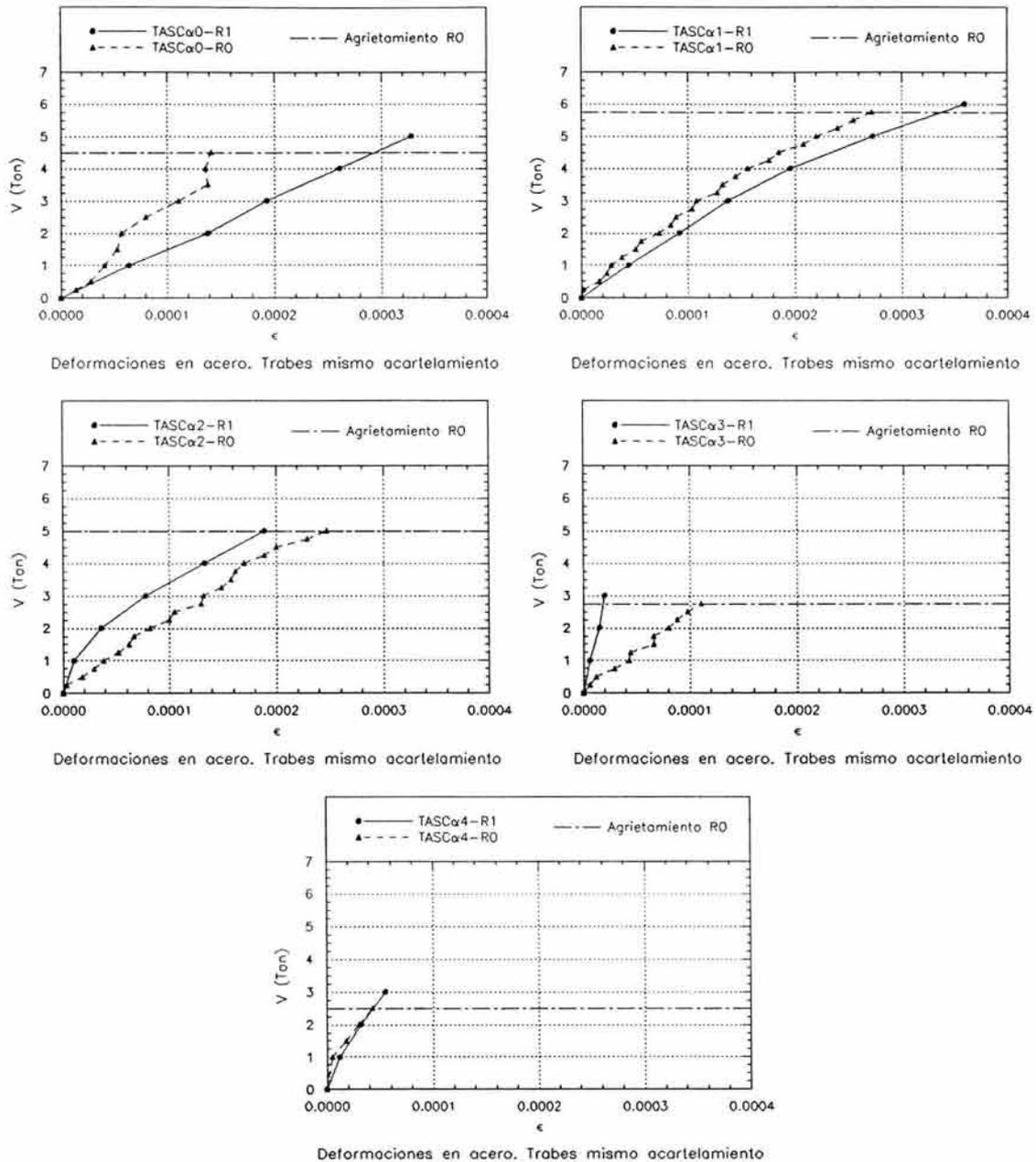


Figura 9.3 Comportamiento del refuerzo longitudinal a tensión en traves con el mismo ángulo de acartelamiento con y sin refuerzo transversal.

De las gráficas de la figura 9.3, se observa que sólo en las traves TASC α 1-Rj, ($\alpha=3.07^\circ$), TASC α 2-Rj, ($\alpha=6.12^\circ$) y TASC α 4-Rj, ($\alpha=12.10^\circ$), el comportamiento del acero longitudinal a tensión fue similar para las traves con y sin estribos, lo cual es congruente con el comportamiento observado en la figura 9.2 para esas traves. La diferencia considerable en las demandas registradas en el acero longitudinal de tensión en los elementos TASC α 0-Rj y TASC α 3-Rj tal vez se deba a la influencia del agrietamiento

cercano a la ubicación de los deformímetros, el cuál alteró las lecturas, provocando tendencias no compatibles con las curvas $V-\delta$ de la figura 9.2, en comparación con los demás especímenes.

CAPÍTULO 10

COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES

10.1 INTRODUCCIÓN.

Uno de los problemas de la ingeniería estructural, es predecir con razonable aproximación la configuración deformada de un elemento sometido a una condición de carga cualquiera. El problema se agrava cuando se trata de elementos estructurales hechos con materiales no homogéneos, tal es el caso del concreto reforzado.

En el caso de elementos de concreto reforzado, la deflexión total está compuesta por la contribución de las deflexiones por flexión, cortante, interacción flexión-cortante y la que genera el deslizamiento de las varillas (Terán, 2001):

$$\delta_{Total} = \delta_{flexión} + \delta_{cortante} + \delta_{inter. flexión-cortante} + \delta_{desliz.} \quad 10.1$$

Por lo general, es práctica común estimar la deflexión como la contribución de las deflexiones por flexión y algunas veces incluir las que corresponden a cortante, aunque este proceder obviamente introduce errores que pueden llegar a ser importantes.

10.2 MÉTODOS UTILIZADOS.

Existen diversas propuestas para calcular las deflexiones inmediatas en trabes de concreto reforzado ante cargas de servicio (González Cuevas, 2002). En particular, las NTCC-04 permiten utilizar la teoría elástica, siempre y cuando se tome en cuenta el agrietamiento, ya sea mediante un momento de inercia reducido^{10.1} o utilizando otro método que tome en cuenta el agrietamiento de manera racional. Para vigas continuas, se promedian ponderadamente las inercias reducidas de los extremos y del centro del claro, debido a las diferentes cuantías de acero que generalmente se colocan en la longitud de las trabes.

En esta parte del trabajo, se evalúan dos métodos elásticos para calcular las flechas inmediatas ocasionadas por el sistema de cargas utilizado en los ensayos. Los métodos utilizados son: 1) el que utiliza elementos bidimensionales del tipo viga-columna de sección

^{10.1} En la reducción de la inercia del elemento, se permite utilizar la inercia de la sección transformada agrietada (figura 10.3).

variable y, 2) el de los elementos finitos. En el caso del primer método, su implantación es de fácil programación, mientras que en el caso del segundo método, aunque es de mayor complejidad, existen programas comerciales de uso general dotados de interfaz gráfica que facilitan su uso. Los análisis realizados con ambos métodos, tienen sus limitaciones debido a que el modelado casos no toma en cuenta la presencia del acero de refuerzo longitudinal. Por lo que los resultados de los análisis presentados deben entenderse como aquellos que se obtendrían al emplear las herramientas de análisis que se disponen en el ejercicio de la profesión.

Además se introduce el efecto del agrietamiento según las capacidades inherentes a los métodos seleccionados. De esta manera, se obtienen las flechas teóricas correspondientes a la carga del primer agrietamiento y a la carga de falla, para compararlas con las obtenidas en los experimentos.

10.3 ELEMENTOS VIGA-COLUMNA DE SECCIÓN VARIABLE.

Para evaluar las flechas con este método se utilizó la propuesta de Tena-Colunga para análisis de elementos del tipo viga-columna de sección variable (Tena-Colunga, 1996). Este método incluye las deformaciones por cortante y la variación de las propiedades de la sección transversal a lo largo de un eje centroidal continuo. En el Apéndice B se encuentra la formulación empleada para estos elementos.

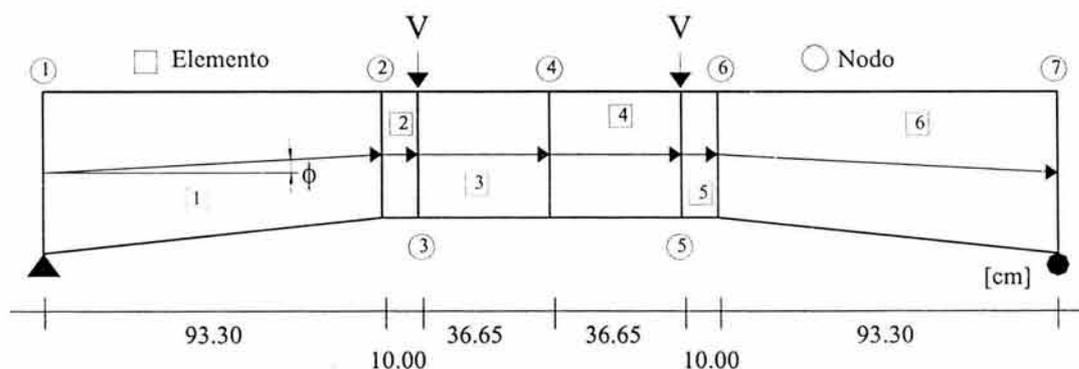


Figura 10.1. Modelo típico para analizar las traveses acarteladas utilizando elementos viga-columna.

Cada trabe se dividió simétricamente en seis partes (figura 10.1), y se calcularon las matrices locales de rigidez de cada sección en función del módulo de elasticidad del concreto, E_c , obtenido experimentalmente de los cilindros de control y se utilizó un módulo de Poisson supuesto, $\nu=0.2$. Una vez calculadas las matrices locales, se ensambló la matriz global de rigidez considerando la condición de apoyo de las traveses durante el ensaye.

El arreglo seleccionado tiene la finalidad de discretizar la longitud de las traveses para tener nodos en los puntos de interés, que son los de aplicación de las cargas y donde nos interesa conocer las deflexiones: vértices y centro del claro.

10.3.1 VARIACIÓN DEL EJE NEUTRO.

Se analizaron dos casos en la determinación de las deflexiones en las traveses acarteladas:

- Caso 1: En estos modelos, se omitió la inclinación del eje neutro en las cartelas, es decir, el ángulo ϕ mostrado en la figura 10.1 es nulo. Lo anterior se justifica debido a que las formulas utilizadas (Tena-Colunga, 1996), toman en cuenta la variación de las propiedades de la sección transversal a lo largo de un eje centroidal continuo.
- Caso 2: Para estos modelos se tomó en cuenta la inclinación del eje neutro en las porciones acarteladas en las vigas. Se optó por analizar este caso para tomar en cuenta la acción de arco producida por la geometría de las traveses (Balkaya, 2001), que a su vez se manifiesta en un acoplamiento de las fuerzas internas.

La tabla 10.1 muestra el ángulo ϕ que determina la variación del eje neutro en los especímenes analizados.

Tabla 10.1 Ángulo de variación del eje neutro en los tramos acartelados.	
Elemento	ϕ
TASC α 0-Rj	0°
TASC α 1-Rj	$\pm 1.534^\circ$
TASC α 2-Rj	$\pm 3.067^\circ$
TASC α 3-Rj	$\pm 4.595^\circ$
TASC α 4-Rj	$\pm 6.117^\circ$

10.3.2 MODELADO DE LAS CONDICIONES NO AGRIETADA Y AGRIETADA.

En la evaluación de las deflexiones en la carga del primer agrietamiento, se supuso que no existía agrietamiento previo hasta el momento de aplicar el cortante correspondiente, es decir, se utilizó el momento de inercia de la sección gruesa, I_g (figura 10.3). Como se mencionó anteriormente, el módulo de elasticidad del concreto es el obtenido en los ensayos de laboratorio en los cilindros de control.

Por lo tanto, la constante de rigidez a flexión de las traveses acarteladas hasta la carga del primer agrietamiento es:

$$E_c I_g$$

10.2

Para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento, considerado únicamente para las deformaciones por flexión, se calculó la inercia de la sección agrietada transformada, I_{agr} (figura 10.3), en tres secciones diferentes de la longitud acartelada de cada traves, con la finalidad de evaluar la sensibilidad del método al peralte seleccionado en la determinación

del nivel de agrietamiento. Los peraltes seleccionados son: 1) el que corresponde al peralte total máximo ($h_{m\acute{a}x}$), ubicado en el apoyo, 2) el que corresponde al peralte total mínimo ($h_{m\acute{i}n}$), que se ubica en el v\u00e9rtice que se forma en la intersecci\u00f3n de los tramos acartelados con el tramo prism\u00e1tico y, 3) el que corresponde al peralte total de la longitud media de cada tramo acartelado (h_{media}). La figura 10.2 muestra la ubicaci\u00f3n de las tres secciones mencionadas.

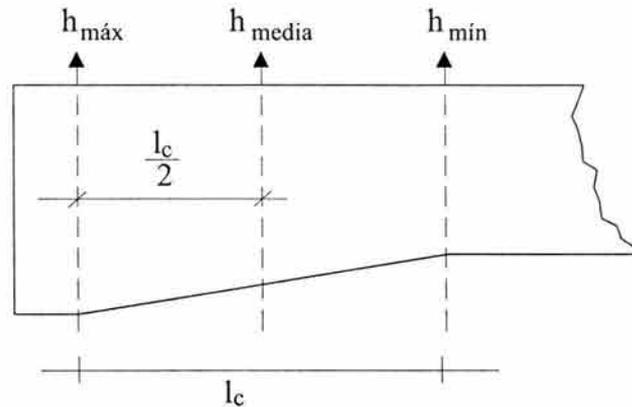


Figura 10.2. Ubicaci\u00f3n de los peraltes seleccionados en el c\u00e1lculo de I_{agr} .

Al evaluar I_{agr} para las secciones se\u00f1aladas seg\u00fan los m\u00e9todos descritos en la literatura (Wang y Salmon, 1979; Park y Paulay, 1997; Gonz\u00e1lez Cuevas, 2002), se obtuvieron inercias transformadas agrietadas mayores a las inercias gruesas correspondientes. Se observ\u00f3 que esta situaci\u00f3n se debi\u00f3 a las siguientes causas:

1. Las relaciones entre los m\u00f3dulos de elasticidad del acero y del concreto, es decir, las relaciones modulares, n , fueron grandes ($n \approx 12$), comparadas con las utilizadas en la literatura consultada ($n \approx 8$). Este resultado se asocia al bajo m\u00f3dulo de elasticidad medido en los cilindros de control (ap\u00e9ndice A).
2. Al imponer que la falla en las travesa\u00f1as fuera por cortante y no por flexi\u00f3n, se oblig\u00f3 a tener secciones fuertemente armadas,^{10.2} por lo que el \u00e1rea transformada del acero longitudinal se increment\u00f3 notablemente, aumentando el momento de inercia.

Debido a lo anterior, para obtener una reducci\u00f3n adecuada del momento de inercia, se calcul\u00f3 un factor de reducci\u00f3n de la inercia gruesa de la secci\u00f3n, R_{agr} , que permitiera modelar el estado agrietado de las travesa\u00f1as acarteladas. De esta manera, se determin\u00f3 que R_{agr} se calcular\u00eda de la siguiente manera:

$$R_{agr} = \frac{I_{agr}}{I_T} \tag{10.3}$$

^{10.2} Todas las secciones son subreforzadas, (secci\u00f3n 3.6.2).

donde I_{agr} es el momento de inercia de la sección agrietada transformada e I_T , es el momento de inercia de la sección transformada de la sección completa. En los cálculos de R_{agr} se tomaron en cuenta ambos lechos del armado longitudinal, así como los correspondientes valores del módulo de elasticidad del concreto de cada trabe y el modulo de elasticidad del acero obtenido en las probetas de tensión (apéndice A). La figura 10.3 muestra las secciones utilizadas para el cálculo de I_g , I_T e I_{agr} .

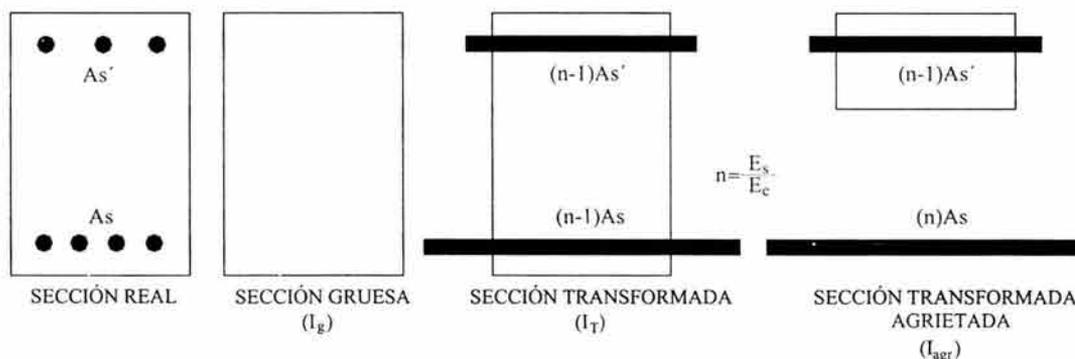


Figura 10.3. Diferentes idealizaciones para una sección de concreto reforzado.

Vale la pena mencionar que al determinar la reducción por agrietamiento conforme a la ecuación 10.3, se obtienen reducciones de inercia similares en secciones con armados típicos por flexión al normalizar I_{agr} con la inercia de la sección gruesa, I_g (ecuación 10.4). De hecho, los valores obtenidos con estos dos procedimientos son parecidos a los propuestos por Paulay y Priestley (1992) y las NTCC-04 para considerar el agrietamiento. Por lo tanto parece adecuado el uso de la ecuación 10.3, ya que funciona racionalmente para altas cuantías de acero longitudinal, además se trabaja exclusivamente con áreas transformadas, a diferencia de la ecuación 10.4, donde en el numerador se tiene un área transformada y en el denominador un área gruesa.

$$\frac{I_{agr}}{I_g} \quad 10.4$$

De esta manera, la constante de rigidez a flexión de las trabes acarteladas que modelan la condición agrietada en el instante de alcanzar el cortante de falla, V_u , es la que se muestra en la ecuación 10.5.

$$E_c I_g R_{agr} \quad 10.5$$

La tabla 10.2 muestra los valores de R_{agr} obtenidos para las tres secciones mostradas en la figura 10.2. El valor de R_{agr} correspondiente a la columna h_{prom} es el obtenido de promediar los factores obtenidos para los peraltes $h_{m\acute{a}x}$ y $h_{m\acute{i}n}$. Se observa que no existen diferencias significativa entre los valores del factor de reducción de la inercia gruesa obtenidos con el promedio de las reducciones hechas con los peraltes del extremo y zona prismática, contra el obtenido en el peralte medio, h_{media} .

**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**

Tabla 10.2 Coeficientes de reducción de inercia por agrietamiento, R_{agr} .				
Trabe	$h_{m\acute{a}x}$	$h_{m\acute{i}n}$	h_{media}	h_{prom}
TASC α 0-R0	0.692	0.692	0.692	0.692
TASC α 1-R0	0.688	0.706	0.697	0.697
TASC α 2-R0	0.681	0.717	0.699	0.699
TASC α 3-R0	0.689	0.741	0.716	0.715
TASC α 4-R0	0.700	0.763	0.735	0.732
TASC α 0-R1	0.654	0.654	0.654	0.654
TASC α 1-R1	0.667	0.686	0.677	0.677
TASC α 2-R1	0.695	0.730	0.713	0.713
TASC α 3-R1	0.700	0.750	0.726	0.725
TASC α 4-R1	0.734	0.791	0.766	0.763

De la tabla 10.2 se observa que la reducción de inercia por agrietamiento es mayor para secciones ligeramente reforzadas que para las fuertemente reforzadas. (Park y Paulay, 1997), es decir, en este caso el peralte máximo proporciona secciones más agrietadas. Se hace notar que las reducciones por agrietamiento calculadas, son mayores a las que generalmente se recomiendan para tomar en cuenta este efecto en vigas de concreto reforzado para análisis sísmico, aproximadamente el 40% de la inercia gruesa (Paulay y Priestley, 1992), y 50% según las NTCC-04. Como se comentó anteriormente, este resultado se atribuye exclusivamente a la alta cuantía de acero longitudinal provista a las trabes para garantizar fallas por cortante.

Las matrices locales de rigidez se obtuvieron en función del módulo de elasticidad del concreto, E_c , esto debido a la formulación utilizada. Por lo tanto, en lugar de reducir la inercia gruesa, se redujo el módulo de elasticidad del concreto, multiplicándolo por el factor de reducción, R_{agr} , de esta manera se obtiene un módulo de rigidez equivalente E_{eq} .

$$E_{eq} = E_c R_{agr} \quad 10.6$$

Entonces, la constante de rigidez a flexión de las trabes para la condición agrietada (ecuación 10.5) se transforma en:

$$E_{eq} I_g \quad 10.7$$

Es evidente que la constante de rigidez a flexión de las trabes para la condición agrietada (ecuación 10.5), no se altera al efectuar este artificio.

En las tablas 10.3 y 10.4 se muestran las flechas teóricas calculadas al centro del claro de las trabes ensayadas. Los cálculos se realizaron para los tres factores de agrietamiento, R_{agr} , calculados y que por razones prácticas, se utilizaron para toda la longitud de las trabes en la condición agrietada.

**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**

Tabla 10.3 Flechas teóricas utilizando elementos tipo viga-columna de sección variable. Caso 1. [†]						
Trabe	Condición de carga	V (ton)	Flecha al centro del claro (mm)			
			Experimental	$R_{agr-h_{máx}}$	$R_{agr-h_{mín}}$	$R_{agr-h_{media}}$
TASC α 0-R0	Agr	4.50	3.58	1.72	1.72	1.72
	Falla	7.50	7.82	4.01	4.01	4.01
TASC α 1-R0	Agr	5.75	7.42	2.90	2.90	2.90
	Falla	6.75	8.88	4.87	4.75	4.81
TASC α 2-R0	Agr	5.00	7.82	3.51	3.51	3.51
	Falla	6.00	12.73	6.08	5.78	5.92
TASC α 3-R0	Agr	2.75	4.74	3.12	3.12	3.12
	Falla	3.75	7.85	5.97	5.57	5.76
TASC α 4-R0	Agr	2.50	4.28	4.90	4.90	4.90
	Falla	3.00	12.46	8.19	7.81	7.54
TASC α 0-R1	Agr	7.00	8.70	2.23	2.23	2.23
	Falla	25.00	23.86	11.83	11.83	11.83
TASC α 1-R1	Agr	11.00	16.09	4.98	4.98	4.98
	Falla	20.00	29.50	13.40	13.03	13.21
TASC α 2-R1	Agr	8.75	15.00	6.42	6.42	6.42
	Falla	17.00	30.79	17.68	16.84	17.24
TASC α 3-R1	Agr	4.00	7.71	4.65	4.65	4.65
	Falla	12.00	30.21	19.26	17.99	18.58
TASC α 4-R1	Agr	4.00	9.21	8.97	8.97	8.97
	Falla	8.00	38.34	23.86	22.88	22.17

[†] No se toma en cuenta la inclinación del eje neutro.

CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES

Tabla 10.4 Flechas teóricas utilizando elementos tipo viga-columna de sección variable. Caso 2. [†]						
Trabe	Condición de carga	V (ton)	Flecha al centro del claro (mm)			
			Experimental	$R_{agr-h_{m\acute{a}x}}$	$R_{agr-h_{m\acute{i}n}}$	$R_{agr-h_{media}}$
TASC α 0-R0	Agr	4.50	3.58	1.72	1.72	1.72
	Falla	7.50	7.82	4.01	4.01	4.01
TASC α 1-R0	Agr	5.75	7.42	2.90	2.90	2.90
	Falla	6.75	8.88	4.87	4.75	4.81
TASC α 2-R0	Agr	5.00	7.82	3.50	3.50	3.50
	Falla	6.00	12.73	6.06	5.76	5.91
TASC α 3-R0	Agr	2.75	4.74	3.10	3.10	3.10
	Falla	3.75	7.85	5.94	5.54	5.73
TASC α 4-R0	Agr	2.50	4.28	4.85	4.85	4.85
	Falla	3.00	12.46	8.11	7.74	7.54
TASC α 0-R1	Agr	7.00	8.70	2.23	2.23	2.23
	Falla	25.00	23.86	11.83	11.83	11.83
TASC α 1-R1	Agr	11.00	16.09	4.98	4.98	4.98
	Falla	20.00	29.50	13.39	13.03	13.20
TASC α 2-R1	Agr	8.75	15.00	6.40	6.40	6.40
	Falla	17.00	30.79	17.64	16.80	17.19
TASC α 3-R1	Agr	4.00	7.71	4.62	4.62	4.62
	Falla	12.00	30.21	19.15	17.89	18.47
TASC α 4-R1	Agr	4.00	9.21	8.89	8.89	8.89
	Falla	8.00	38.34	23.62	22.65	21.95

[†] Se toma en cuenta la inclinación del eje neutro.

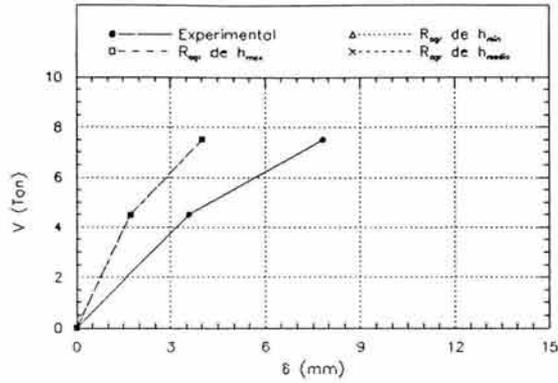
Se observa de las tablas 10.3 y 10.4 que para todos los casos, las flechas calculadas teóricamente son menores a las flechas obtenidas experimentalmente.

Aunque las diferencias son realmente despreciables,^{10.3} las flechas obtenidas en el Caso 1 son mayores a las obtenidas en el Caso 2, esto sugiere que para calcular deflexiones en trabes acarteladas de concreto reforzado, es razonable omitir la inclinación del eje neutro para considerar la acción de arco y así evitar los cálculos de rotación de matrices. La omisión de la inclinación del eje neutro, en el cálculo de fuerzas internas está fuera de los objetivos del presente trabajo. Además, como se esperaba, el utilizar la sección que produce la mayor disminución de la inercia gruesa es la que genera mayores deflexiones, que en este caso fue la sección de los extremos de la trabe.

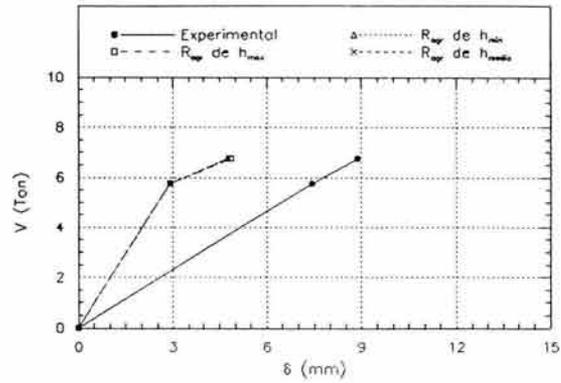
En las figuras 10.4 y 10.5 se muestran las gráficas de las curvas secantes de las deflexiones experimentales (al primer agrietamiento diagonal y a la falla), así como las calculadas con el método que utiliza elementos tipo viga-columna de sección variable despreciando la inclinación del eje neutro en los tramos acartelados (Caso 1), ya que a partir de los resultados de las tablas 10.3 y 10.4 este proceder se considera más adecuado en el cálculo de las flechas.

^{10.3} Debido a que el equipo de adquisición de datos permitió medir deflexiones de hasta centésimas de milímetro, se presentan las deflexiones calculadas con esta aproximación.

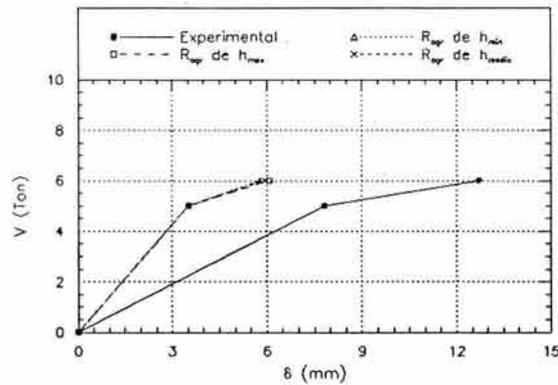
**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**



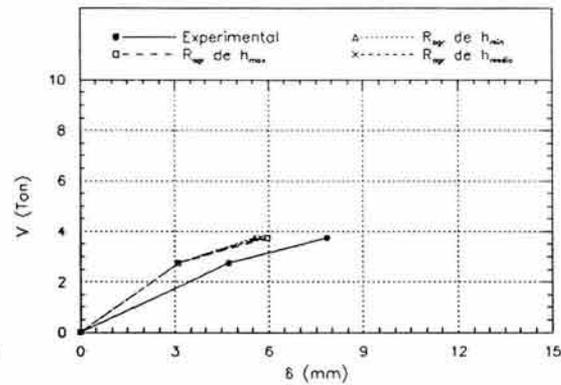
Curvas secantes en V_{ap} y V , en la trabe TASCα0-R0



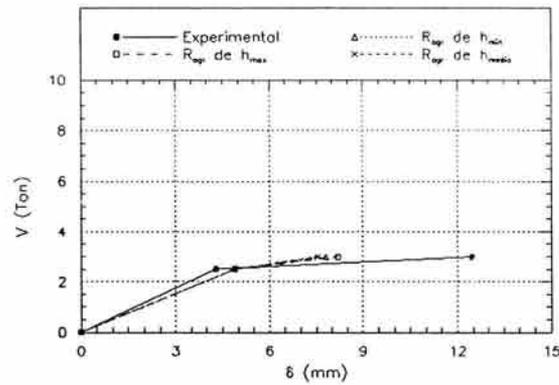
Curvas secantes en V_{ap} y V , en la trabe TASCα1-R0



Curvas secantes en V_{ap} y V , en la trabe TASCα2-R0



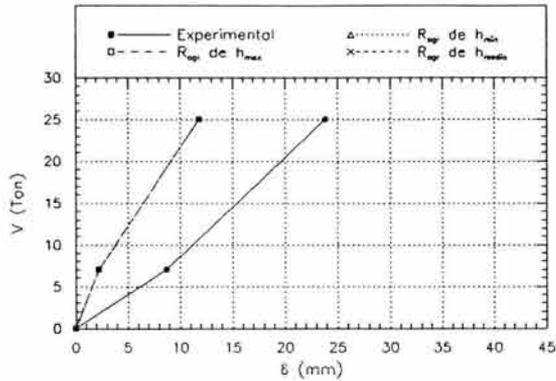
Curvas secantes en V_{ap} y V , en la trabe TASCα3-R0



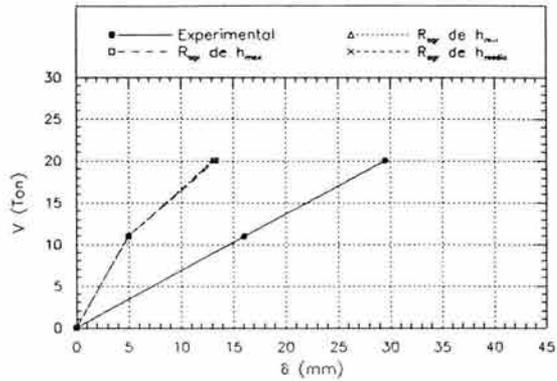
Curvas secantes en V_{ap} y V , en la trabe TASCα4-R0

Figura 10.4 Gráficas cortante aplicado contra flecha al centro del claro para elementos sin refuerzo transversal. Elementos viga-columna. Caso 1.

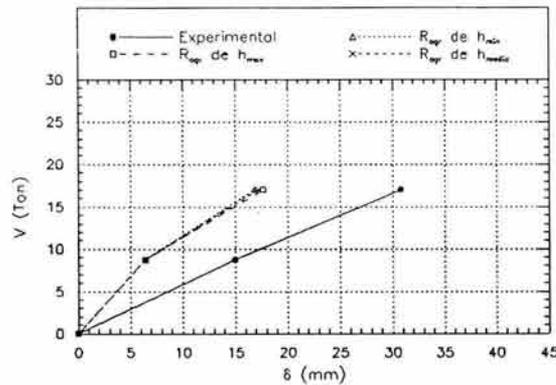
**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**



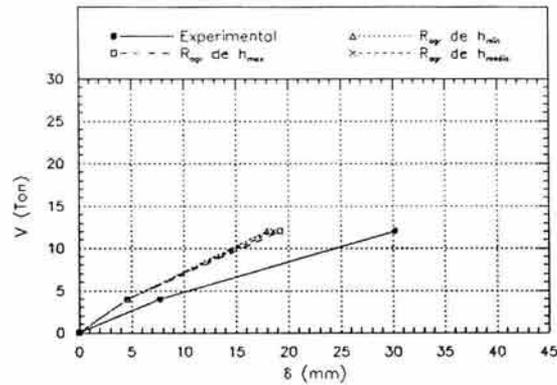
Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα0-R1



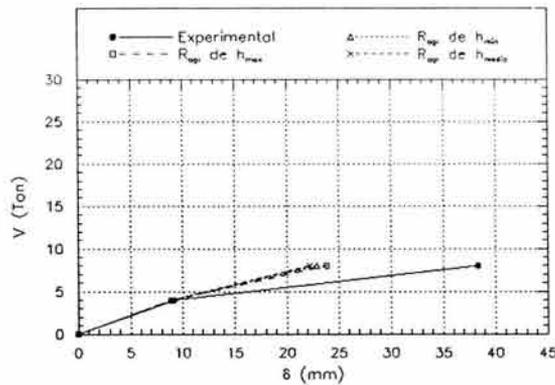
Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα1-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα2-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα3-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα4-R1

Figura 10.5 Gráficas cortante aplicado contra flecha al centro del claro para elementos con refuerzo transversal. Elementos viga-columna. Caso 1.

En las gráficas de las figuras 10.4 y 10.5, se observa que al aumentar el ángulo de acartelamiento, existe mayor similitud entre las flechas experimentales con las calculadas al cortante del primer agrietamiento diagonal. Para las deflexiones asociadas a la falla se observa el mismo comportamiento hasta un ángulo de acartelamiento de nueve grados (TASCα3-Rj), ya que para el elemento con cartelas de doce grados se pierde esta tendencia.

Además, la elección del peralte que determina el factor de reducción por agrietamiento en las traveses acarteladas, es ligeramente más importante en las que poseen refuerzo transversal, siendo más notorio al aumentar el ángulo de acartelamiento.

10.4 ELEMENTOS FINITOS.

Para calcular las deflexiones de las traveses acarteladas con el método de los elementos finitos, se realizaron modelos matemáticos en el programa SAP2000 (Wilson, 1999), para cada uno de los especímenes ensayados. Se seleccionó este programa debido a la aceptación que tiene gracias a su interfaz gráfica.

La discretización de los elementos, fue la que misma que se realizó al cuadricular los especímenes para ubicar las grietas que se generaron en los ensayos. La figura 10.6 muestra la cuadrícula típica utilizada en los modelos.

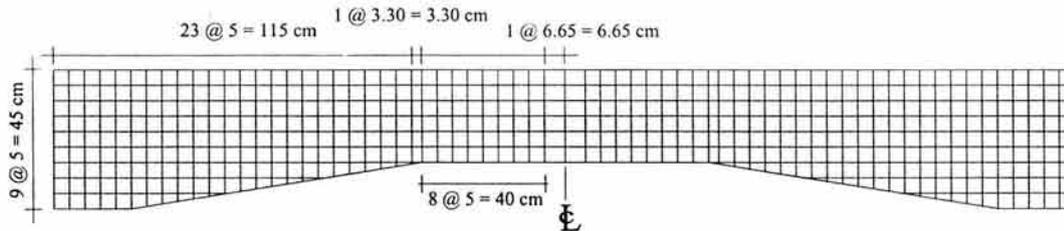


Figura 10.6. Modelo típico de elementos finitos. Elementos TASC α 3-Rj.

Se utilizaron elementos tipo *shell* con un ancho, $b=22$ cm., que es el ancho de las traveses. La mayoría de los elementos son cuadriláteros, solamente los que dan forma a las cartelas son triangulares. Para incluir las deformaciones por cortante, se utilizó el mismo módulo de Poisson que se ocupó en el método que se basa en elementos viga-columna de sección variable ($\nu=0.2$).

10.4.1 MODELADO DE LAS CONDICIONES NO AGRIETADA Y AGRIETADA.

Al igual que el método basado en elementos viga-columna de sección variable, en la carga del primer agrietamiento, se supuso que no existía agrietamiento previo hasta el momento de aplicar la carga correspondiente. Para modelar esta condición, a todos los elementos se les asignó el módulo de elasticidad del concreto, E_c obtenido en los ensayos de laboratorio para cada trabe.

Para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento, se localizaron los elementos de la cuadrícula que estuvieran agrietados hasta el instante de aplicar el cortante de falla, V_u . Lo anterior se llevó a cabo con el auxilio del levantamiento progresivo de grietas que se llevó durante el ensayo de los especímenes de prueba. Por lo tanto, en la evaluación del método de los elementos finitos se tuvieron modelos matemáticos con “agrietamiento localizado”. En las figuras 10.7 a 10.16 se muestran los modelos con la configuración de daño al

cortante de falla, en los cuales es posible determinar los elementos de la malla de elementos finitos que se modelaron como agrietados.

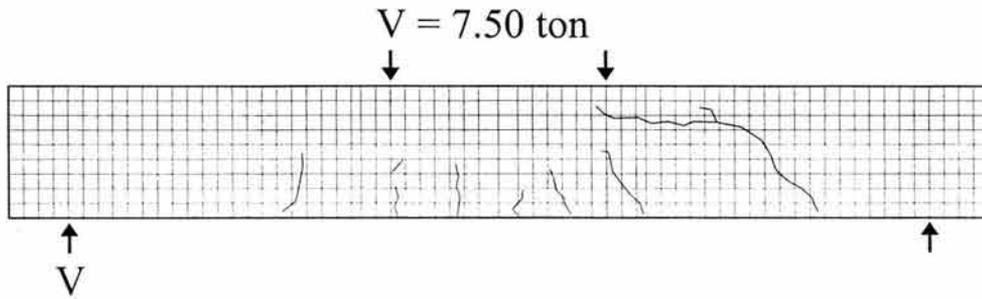


Figura 10.7. Modelo agrietado del elemento TASC α 0-R0.

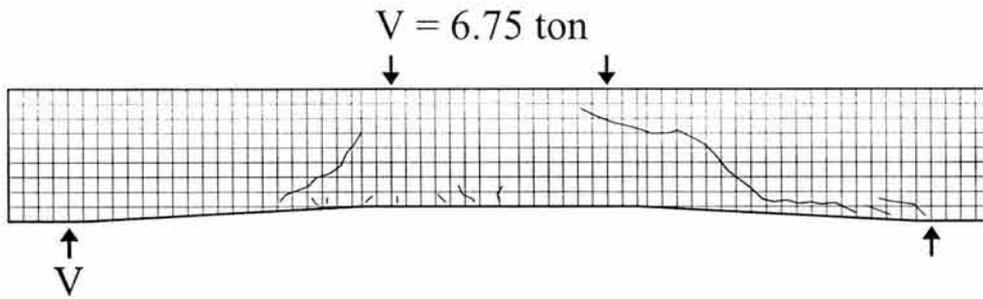


Figura 10.8. Modelo agrietado del elemento TASC α 1-R0.

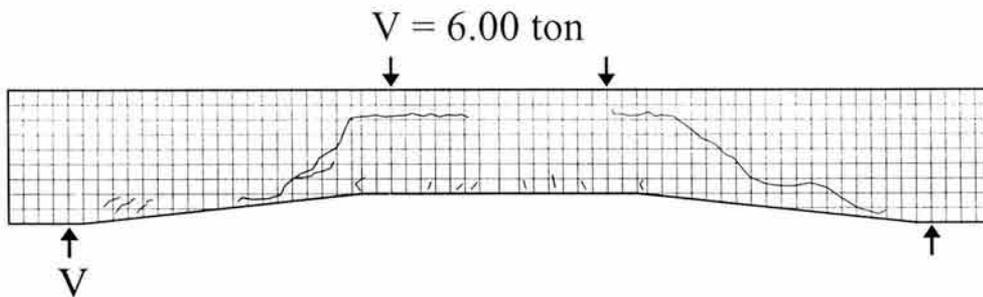


Figura 10.9. Modelo agrietado del elemento TASC α 2-R0.

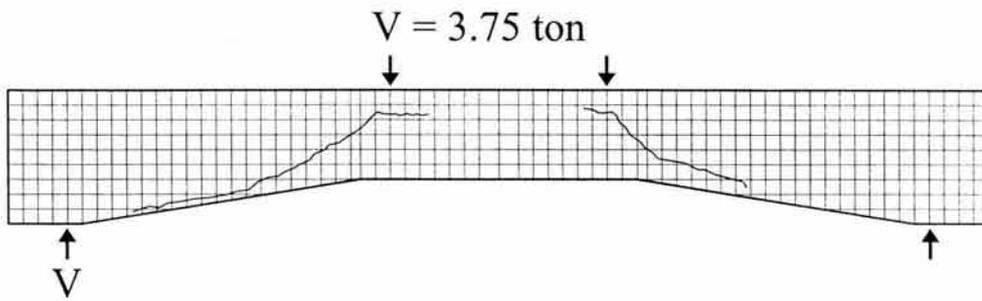


Figura 10.10. Modelo agrietado del elemento TASC α 3-R0.

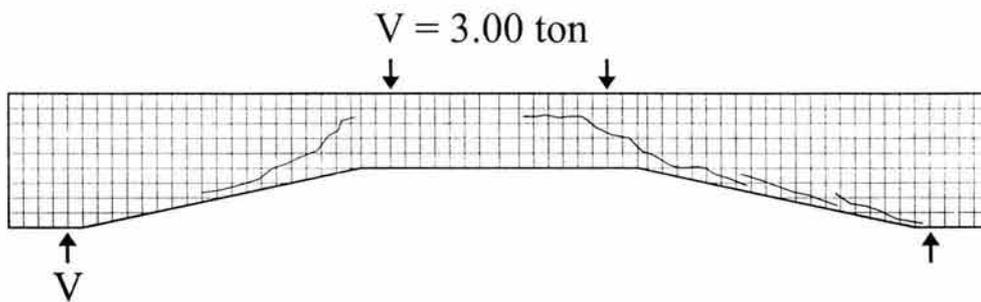


Figura 10.11. Modelo agrietado del elemento TASC α 4-R0.

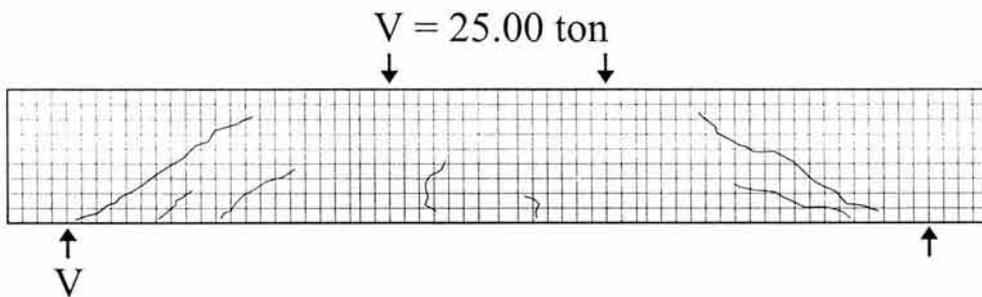


Figura 10.12. Modelo agrietado del elemento TASC α 0-R1.

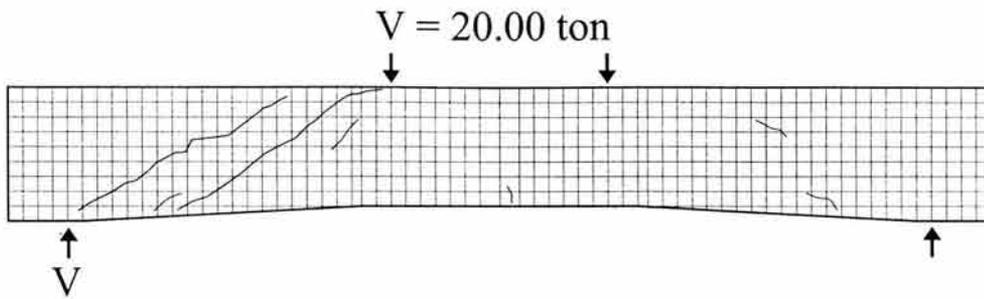


Figura 10.13. Modelo agrietado del elemento TASC α 1-R1.

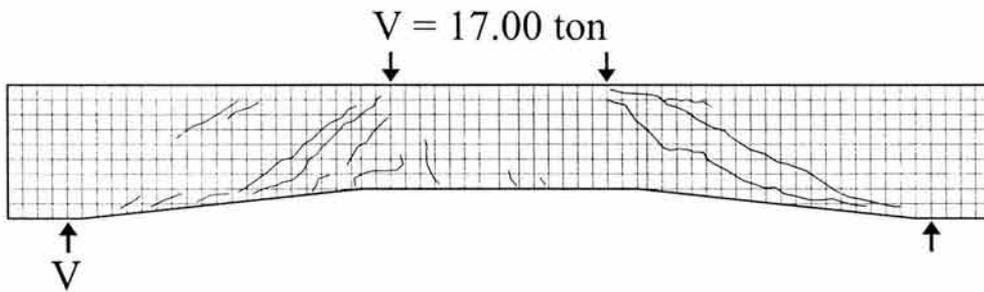


Figura 10.14. Modelo agrietado del elemento TASC α 2-R1.

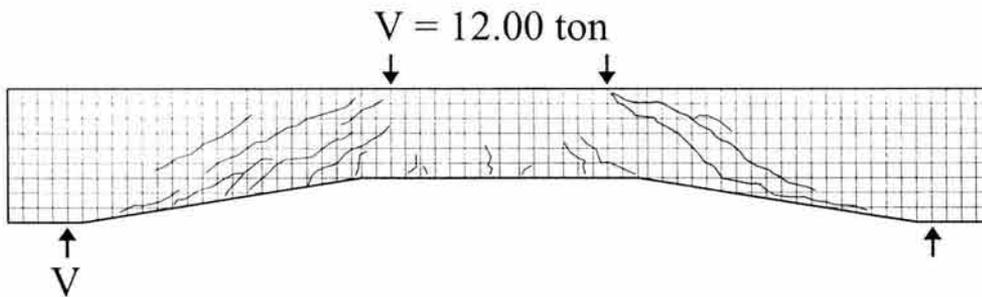


Figura 10.15. Modelo agrietado del elemento TASC α 3-R1.

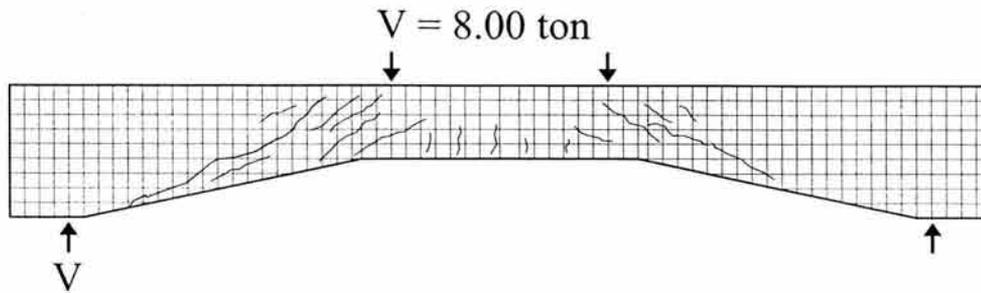


Figura 10.16. Modelo agrietado del elemento TASCα4-R1.

Para modelar los elementos agrietados, a éstos se les asignó un pequeño porcentaje del módulo de elasticidad del concreto obtenido en los ensayos de los cilindros de control, debido a que si se asigna un módulo de elasticidad nulo ($E_c=0$), se genera una condición de singularidad en la matriz de rigidez de los modelos. Esta técnica ha sido utilizada para modelar el estado agrietado en estructuras de mampostería (Tena-Colunga y Abrams1990; Meli, 1998). De esta manera, y para evaluar la sensibilidad del método al valor del módulo de elasticidad del concreto, se realizaron análisis con 1%, 3% y 5% de E_c . En la tabla 10.5 se muestran los resultados obtenidos al emplear el método de elementos finitos en el cálculo de las flechas asociadas al primer agrietamiento y falla de los especímenes ensayados.

Tabla 10.5 Flechas teóricas utilizando elementos finitos.						
Trabe	Condición de carga	V (ton)	Flecha al centro del claro (mm)			
			Experimental	1% de E_c	3% E_c	5% E_c
TASCα0-R0	Agr	4.50	3.58	1.91	1.91	1.91
	Falla	7.50	7.82	7.36	6.11	5.48
TASCα1-R0	Agr	5.75	7.42	3.23	3.23	3.23
	Falla	6.75	8.88	5.17	5.05	4.96
TASCα2-R0	Agr	5.00	7.82	3.90	3.90	3.90
	Falla	6.00	12.73	7.11	6.89	6.70
TASCα3-R0	Agr	2.75	4.74	3.45	3.45	3.45
	Falla	3.75	7.85	5.22	5.16	5.12
TASCα4-R0	Agr	2.50	4.28	5.95	5.95	5.95
	Falla	3.00	12.46	7.05	7.00	6.97
TASCα0-R1	Agr	7.00	8.70	2.48	2.48	2.48
	Falla	25.00	23.86	15.76	13.40	12.27
TASCα1-R1	Agr	11.00	16.09	5.55	5.55	5.55
	Falla	20.00	29.50	14.26	13.58	13.08
TASCα2-R1	Agr	8.75	15.00	7.15	7.15	7.15
	Falla	17.00	30.79	27.78	24.32	22.50
TASCα3-R1	Agr	4.00	7.71	5.17	5.17	5.17
	Falla	12.00	30.21	26.89	25.11	23.82
TASCα4-R1	Agr	4.00	9.21	19.61	19.61	19.61
	Falla	8.00	38.34	43.45	38.46	35.32

En las figuras 10.17 y 10.18 se muestran gráficamente los valores registrados en la tabla 10.5.

De las gráficas de las figuras 10.17 y 10.18, se observa que sin importar la presencia de refuerzo transversal, al aumentar el ángulo de acartelamiento las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal son menores a las medidas experimentalmente, a excepción de los elementos con acartelamientos de doce grados (TASC α 4-Rj), donde las flechas calculadas fueron mayores. En cuanto a las deflexiones calculadas para la condición de falla, se observó buena correspondencia con las obtenidas experimentalmente. Además es evidente que en las traveses con refuerzo transversal, es más significativo el valor del módulo de elasticidad que modela el agrietamiento en la respuesta asociada a la falla de los elementos.

Además, conforme se disminuye el porcentaje del módulo de elasticidad del concreto, E_c , de los elementos agrietados y aumenta el ángulo de acartelamiento, las deflexiones obtenidas para el cortante de falla se parecen más a las obtenidas experimentalmente, pero es evidente que la rigidez secante ya no es representativa del comportamiento observado en los ensayos de los elementos. Esta situación no se presentó en los análisis realizados con elementos viga-columna, donde los resultados, aunque menos aproximados que los obtenidos con el método de los elementos finitos, representan mejor el comportamiento observado en las curvas experimentales.

La situación anteriormente comentada, confirma lo importante que es calibrar los métodos de análisis “refinados” con herramientas analíticas “simples”, debido a que la evaluación puntual de un parámetro, pudiera no ser suficiente para describir el comportamiento global de un elemento estructural.

Tomando en cuenta las observaciones anteriores, parece ser suficientemente razonable utilizar un 5% de E_c , como rigidez remanente en la realización de modelos de elementos finitos con agrietamiento localizado en traveses de concreto reforzado. Se hace hincapié en que a pesar de poseer debilidades el modelado de elementos finitos utilizado en este trabajo, el cual ignora la presencia del acero de refuerzo transversal, los resultados son comparables con los obtenidos al utilizar elementos tipo viga-columna de sección variable, ya que también al aplicar ese método se ignoró la presencia de dicho refuerzo.

**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**

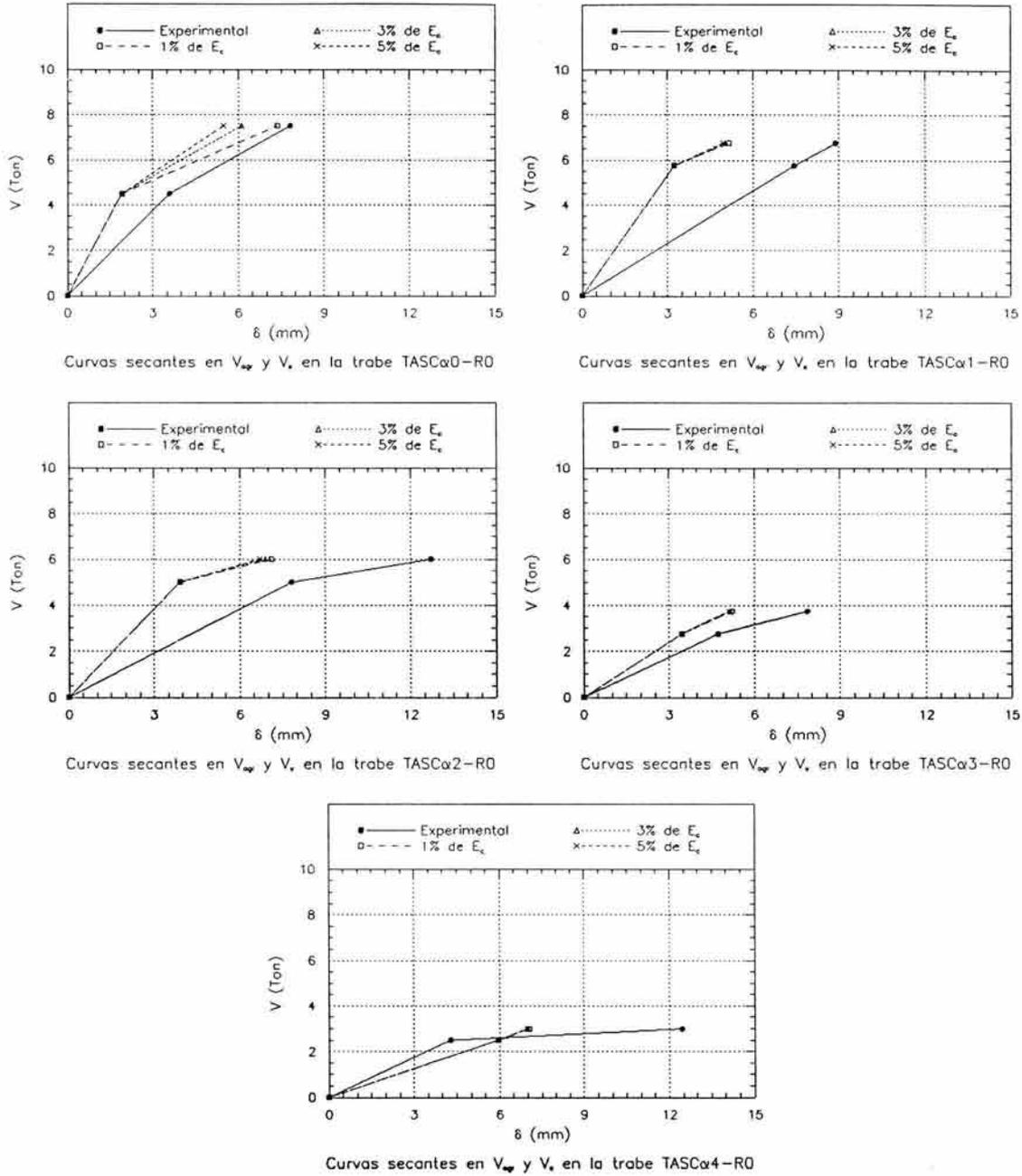
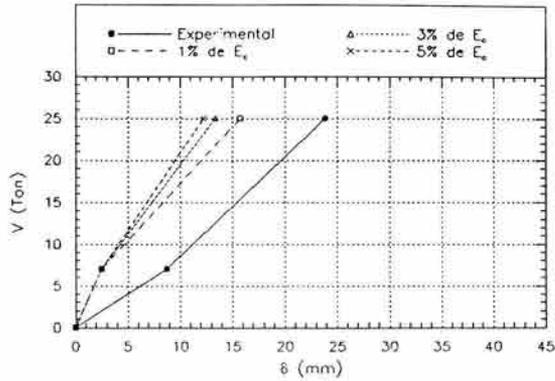
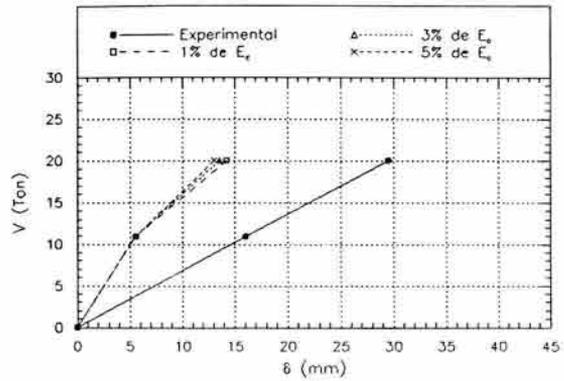


Figura 10.17 Gráficas cortante aplicado contra flecha al centro del claro para elementos sin refuerzo transversal. Elementos Finitos.

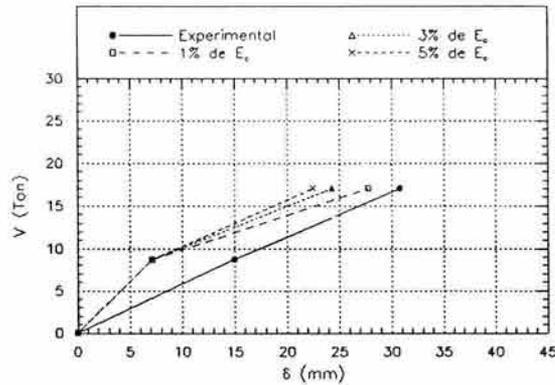
**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**



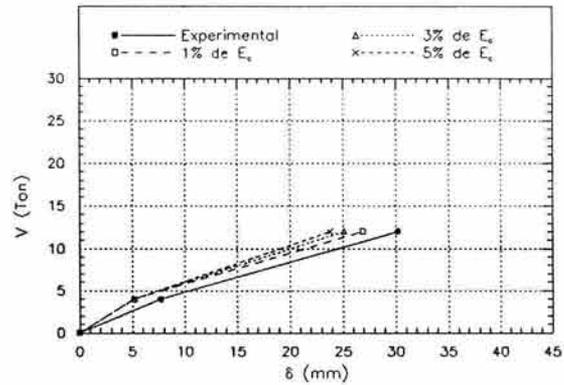
Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα0-R1



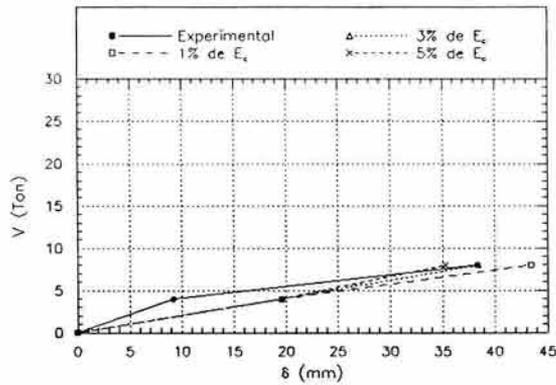
Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα1-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα2-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα3-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα4-R1

Figura 10.18 Gráficas cortante aplicado contra flecha al centro del claro para elementos con refuerzo transversal. Elementos Finitos.

10.5 COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS UTILIZADOS EN LA PREDICCIÓN DE LAS DEFLEXIONES DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

En las secciones precedentes se calcularon las deflexiones al centro del claro de los especímenes ensayados, utilizando elementos tipo viga-columna de sección variable y elementos finitos. En ambos casos se modeló la condición agrietada según las capacidades de cada método. En ésta sección se comparan las respuestas de cada una de estas técnicas. Para esto, se utilizan en la comparación los resultados obtenidos con el método basado en elementos tipo viga-columna de sección variable sin tomar en cuenta la inclinación del eje neutro en los tramos acartelados (Casol), y utilizando el factor de reducción por agrietamiento, R_{agr} , calculado al utilizar el peralte máximo ubicado en los extremos, $h_{máx}$. Estos resultados se comparan con los obtenidos al utilizar modelos de elementos finitos asignando una rigidez remanente del 5% en los elementos agrietados ($5\%E_c$). En las tablas 10.6 y 10.7 se comparan estos resultados para los estados del primer agrietamiento diagonal y falla de los elementos.

Tabla 10.6 Comparación de deflexiones al cortante del primer agrietamiento diagonal.					
Trabe	$\delta_{agr-Exp.}$ (mm)	$\delta_{agr-Vig-Col.}$ (mm)	$\delta_{agr-E.F.}$ (mm)	$\frac{\delta_{Vig-Col.}}{\delta_{Exp.}}$	$\frac{\delta_{E.F.}}{\delta_{Exp.}}$
TASC α 0-R0	3.58	1.72	1.91	0.48	0.53
TASC α 1-R0	7.42	2.90	3.23	0.39	0.44
TASC α 2-R0	7.82	3.51	3.90	0.45	0.50
TASC α 3-R0	4.74	3.12	3.45	0.66	0.73
TASC α 4-R0	4.28	4.90	5.95	1.14 [†]	1.39 [†]
TASC α 0-R0	8.70	2.23	2.48	0.26	0.29
TASC α 1-R0	16.09	4.98	5.55	0.31	0.34
TASC α 2-R0	15.00	6.42	7.15	0.43	0.48
TASC α 3-R0	7.71	4.65	5.17	0.60	0.67
TASC α 4-R0	9.21	8.97	19.61	0.97 [†]	2.13 [†]
Promedio	-	-	-	0.45	0.50
σ	-	-	-	0.12	0.14
C.V.	-	-	-	27%	28%

[†] Fuera de tendencia. No entra en promedio.

A partir de los resultados de la tabla 10.6, se observa que prácticamente ambos métodos tienen la misma capacidad de predicción en la respuesta de las trabes en el cortante asociado al primer agrietamiento diagonal, al pronosticar aproximadamente el 50 % de la respuesta de las trabes con acartelamientos de hasta nueve grados. Para los elementos TASC α 4-Rj ($\alpha=12.10^\circ$), se observa que ambos métodos tienden a sobreestimar las deflexiones al primer agrietamiento principalmente con el método de elementos finitos. Esta es la razón por la cuál no se tomaron en cuenta los resultados de estos elementos en el promedio de la tabla 10.6.

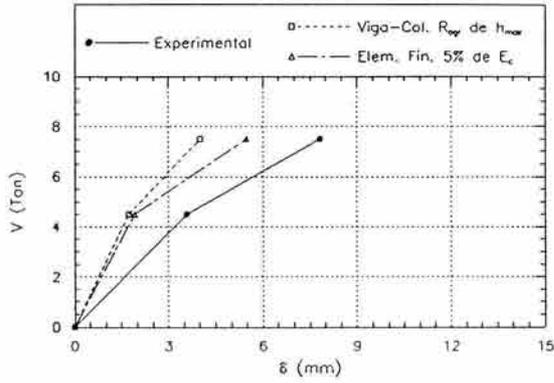
**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**

Tabla 10.7 Comparación de deflexiones al cortante de falla.					
Trabe	$\delta_{agr-Exp.}$ (mm)	$\delta_{agr-Vig-Col.}$ (mm)	$\delta_{agr-E.F.}$ (mm)	$\frac{\delta_{Vig-Col.}}{\delta_{Exp.}}$	$\frac{\delta_{E.F.}}{\delta_{Exp.}}$
TASC α 0-R0	7.82	4.01	5.48	0.51	0.70
TASC α 1-R0	8.88	4.87	4.96	0.55	0.56
TASC α 2-R0	12.73	6.08	6.70	0.48	0.53
TASC α 3-R0	7.85	5.97	5.12	0.76	0.65
TASC α 4-R0	12.46	8.19	6.97	0.66	0.56
TASC α 0-R0	23.86	11.83	12.27	0.50	0.51
TASC α 1-R0	29.50	13.40	13.08	0.45	0.44
TASC α 2-R0	30.79	17.68	22.50	0.57	0.73
TASC α 3-R0	30.21	19.26	23.82	0.64	0.79
TASC α 4-R0	38.34	23.86	35.32	0.62	0.92
Promedio	-	-	-	0.57	0.64
σ	-	-	-	0.09	0.14
<i>C.V.</i>	-	-	-	16%	22%

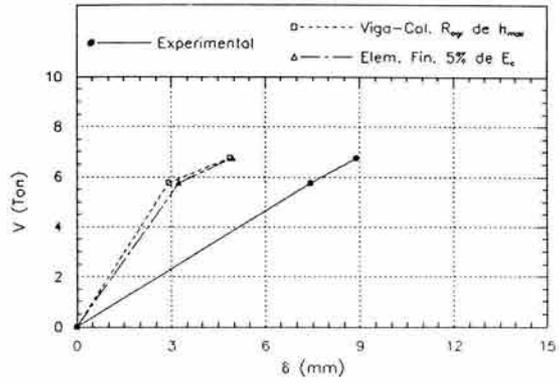
De los resultados de la tabla 10.7, es evidente que no existe una diferencia significativa al evaluar las deflexiones a la falla de las trabes acarteladas de concreto reforzado, ya que ambos métodos predicen alrededor del 60% de la respuesta observada experimentalmente. Lo que si es importante mencionar, es que el método de elementos finitos presentó una mejor estimación en las trabes con refuerzo transversal con acartelamientos mayores o iguales a seis grados, ($\alpha \geq 6^\circ$). Este resultado se puede atribuir a que el método de elementos finitos toma en cuenta la acción de arco que produce la geometría de las mismas (Balkaya, 2001), la cual es más evidente al aumentar el ángulo de acartelamiento.

En las figuras 10.19 y 10.20 se muestran las gráficas derivadas de los datos mostrados en las tablas 10.6 y 10.7.

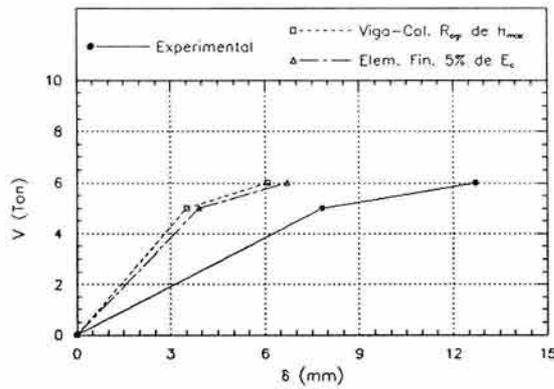
**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**



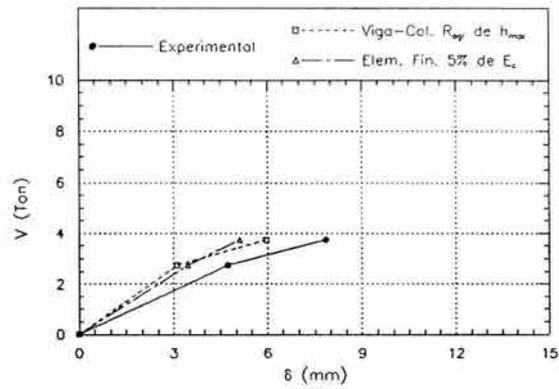
Curvas secantes en V_{sp} y V_c en la trabe TASCα0-R0



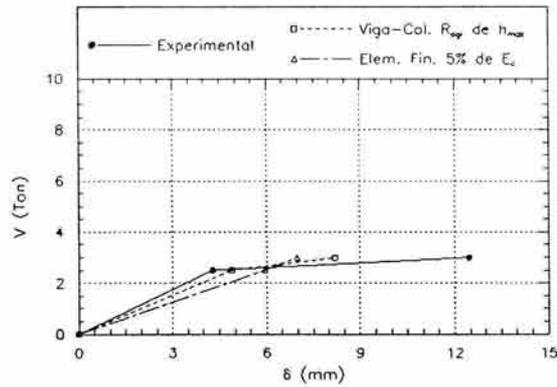
Curvas secantes en V_{sp} y V_c en la trabe TASCα1-R0



Curvas secantes en V_{sp} y V_c en la trabe TASCα2-R0



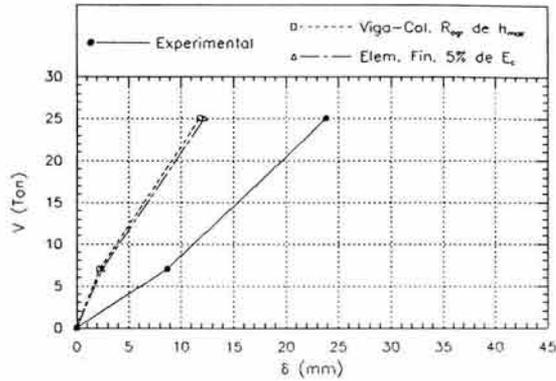
Curvas secantes en V_{sp} y V_c en la trabe TASCα3-R0



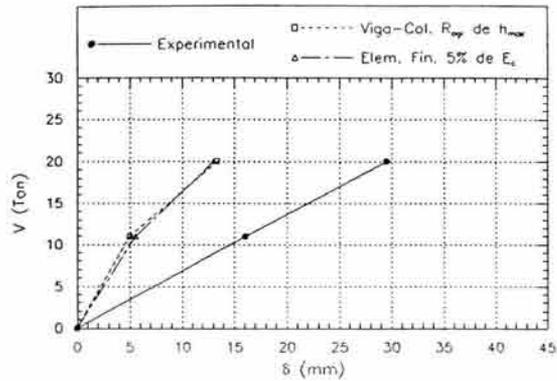
Curvas secantes en V_{sp} y V_c en la trabe TASCα4-R0

Figura 10.19 Comparación de métodos en el cálculo de deflexiones al centro del claro en los elementos sin refuerzo transversal. Elementos viga-columna de sección variable vs. elementos finitos.

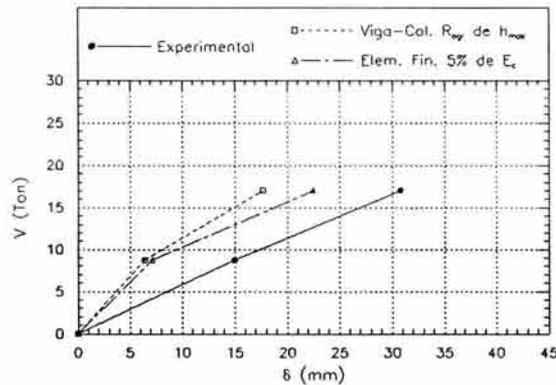
**CAPÍTULO 10: COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES
CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES**



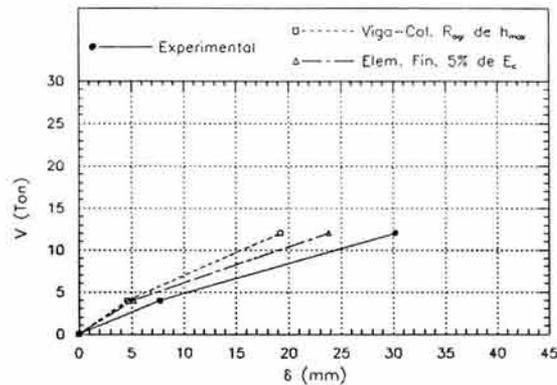
Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα0-R1



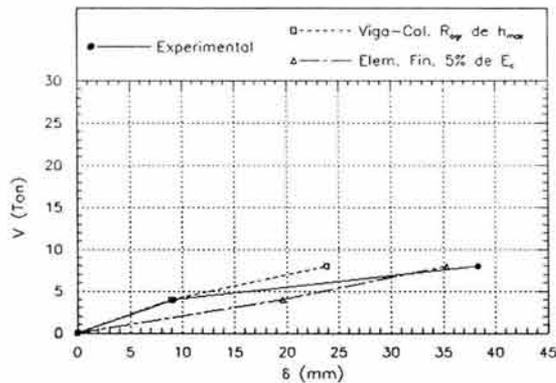
Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα1-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα2-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα3-R1



Curvas secantes en V_{ap} y V_c en la trabe TASCα4-R1

Figura 10.20 Comparación de métodos en el cálculo de deflexiones al centro del claro en los elementos con refuerzo transversal. Elementos viga-columna de sección variable vs. elementos finitos.

10.6 COMENTARIOS.

A partir de los resultados obtenidos en este capítulo es claro que ambos métodos tienen la misma capacidad de predicción en el cálculo de deflexiones en las trabes de concreto reforzado, siempre y cuando se utilicen criterios razonables para determinar el nivel de agrietamiento. Lo anterior debido a que la predicción en las flechas de los elementos

asociadas a los cortantes del primer agrietamiento diagonal y falla son en ambos casos del orden del 50% y 60% respectivamente. Aunque es importante mencionar que estas predicciones no son muy buenas, ya que en traveses de sección constante, los métodos recomendados en los códigos (ACI-318-2002; NTCC-2004), pronostican más o menos el 20% de las deflexiones instantáneas bajo cargas de servicio (Wang y Salmón, 1979). Esto debido a que las predicciones para las deflexiones asociadas a la carga del primer agrietamiento diagonal, que en rigor deben ser menores a la carga de servicio, resultaron en ambos métodos fuera de este intervalo.

Se observó que al menos para calcular deflexiones utilizando elementos tipo viga-columna de sección variable (Tena-Colunga, 1996), es adecuado obviar la variación del eje neutro en los tramos acartelados, ya que este proceder no modifica de manera importante los resultados que se obtienen al emplear esta consideración, a pesar de que el trabajo de arco manifestado en los elementos durante los ensayos, pudiera no ser muy congruente con la teoría de la flexión. Esto confirma que para “fines prácticos”, es preferible utilizar el método basado en elementos tipo viga-columna de sección variable, para el cálculo de deflexiones, en lugar de uno más elaborado y que consuma mayor tiempo de ejecución (Tena-Colunga, 1997).

CAPÍTULO 11

CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL

11.1 INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se analizan las diferentes propuestas que se han realizado para predecir la resistencia a cortante, V_{cR} , de traveses acartelados de concreto reforzado (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988; MacLeod y Houmsi, 1994), así como la que resulta de los ensayos realizados para elaborar el presente trabajo. Además se presenta una forma sencilla para determinar la contribución del acero de refuerzo, V_{sR} . Con base en la evidencia experimental se proponen ecuaciones para determinar el cortante último en traveses acartelados de concreto reforzado, las cuales están basadas en el enfoque tradicional para determinar la resistencia a cortante de traveses de sección constante.

11.2 MÉTODO PARA OBTENER V_{cR} .

La contribución del concreto a la resistencia a cortante de los especímenes ensayados, se realizó por medio del equilibrio de fuerzas verticales del bloque más pequeño de las traveses sin refuerzo transversal, delimitado por la grieta principal de falla de los elementos R0 (figura 11.1). Este método proporciona resultados semejantes a los que se obtienen tomando momentos respecto al punto de intersección del refuerzo longitudinal inclinado con la resultante de la fuerza a compresión que actúa en la sección (Debaiky y El-Niema, 1982). En el planteamiento del equilibrio vertical, se consideró que las contribuciones de la acción de dovela y trabazón del agregado en la grieta de falla, están incluidas en la contribución del bloque a compresión no agrietado (sección 1.8).

Para la realización de los diagramas de cuerpo libre y las respectivas fuerzas actuantes de los bloques, se identificaron dos modelos diferentes: 1) el que corresponde a las traveses prismáticas ($\alpha=0$), y 2) el de las traveses acarteladas ($\alpha\neq 0$).

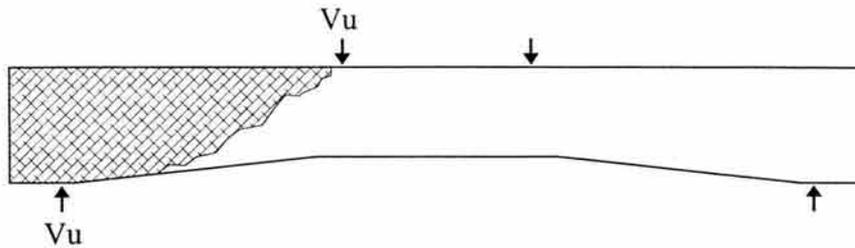


Figura 11.1 Porción de trabe utilizada para plantear el equilibrio de fuerzas verticales.

11.3 TRABES PRISMÁTICAS.

A partir de la porción seleccionada para realizar el equilibrio de fuerzas verticales (figura 11.1), es posible establecer el diagrama de cuerpo libre (D.C.L.), que permita determinar la contribución de la resistencia a cortante del concreto. En la figura 11.2 se muestra el D.C.L. típico para los elementos prismáticos.

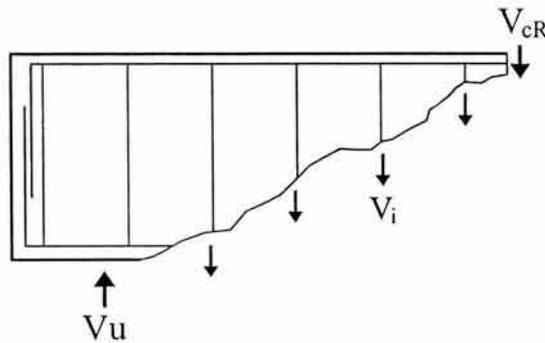


Figura 11.2 Diagrama de cuerpo libre representativo de los elementos prismáticos.

A partir de D.C.L. de la figura 11.2 es posible establecer las ecuaciones que determinan la contribución del concreto en la resistencia a cortante.

Para la trabe sin refuerzo transversal:

$$V_{cR} = V_u \tag{11.1}$$

Para la trabe que poseen refuerzo transversal:

$$V_{cR} = V_u - \sum V_i \tag{11.2}$$

En las ecuaciones 11.1 y 11.2 V_{cR} es la contribución a cortante del concreto, V_u es el cortante último estático aplicado a las trabes y $\sum V_i$ es la contribución a cortante del refuerzo transversal.

11.4 TRABES ACARTELADAS.

Para determinar la contribución a cortante del concreto reforzado en las traves acarteladas, se utilizó el D.C.L. mostrado en la figura 11.3, por lo que a partir de éste es posible determinar V_{cR} .

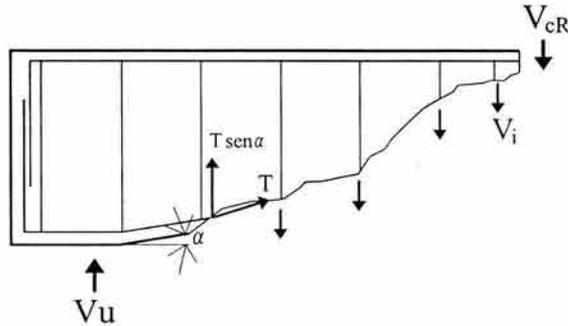


Figura 11.3 Diagrama de cuerpo libre representativo de los elementos acartelados.

Para las traves sin refuerzo transversal:

$$V_{cR} = V_u + T \text{ sen } \alpha \tag{11.3}$$

Para las traves que poseen refuerzo transversal:

$$V_{cR} = V_u + T \text{ sen } \alpha - \sum V_i \tag{11.4}$$

En las ecuaciones 11.3 y 11.4, T es la tensión en el acero longitudinal inclinado al instante de la falla del elemento ($T=A_s f_s$), y los demás términos son los mismos que intervienen en el análisis de las traves prismáticas. Además, la contribución del acero transversal no incluye los estribos del refuerzo adicional por cambio de dirección del acero longitudinal colocado en el vértice, debido a que se considera que éstos sólo son parte del detallado y tienen la función de proporcionar un refuerzo muy localizado.

A partir de la figura 11.3 y las ecuaciones 11.3 y 11.4, es evidente que la componente vertical generada por el refuerzo inclinado introduce un cortante adicional, cuyo efecto es negativo en el mecanismo resistente a cortante de las traves, debido a que esta componente también tiene que ser resistida por el concreto. Este fenómeno ya había sido reportado anteriormente (Debaiky y El-Niema, 1982; Park y Paulay, 1997), para traves acarteladas de concreto reforzado con esta geometría y con el refuerzo inclinado a tensión.

11.5 CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA A CORTANTE.

Como se comentó en la sección 11.2 la contribución resistente a cortante del concreto, V_{cR} , se determinó a partir de los elementos sin refuerzo transversal (elementos R0), utilizando las ecuaciones establecidas en las secciones 11.3 y 11.4.

**CAPÍTULO 11: CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE
DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL**

En la tabla 11.1 se muestran los valores obtenidos para V_{cR} en las trabes sin refuerzo transversal. En la misma tabla se indican el valor del cortante introducido por el refuerzo longitudinal inclinado en cada elemento.

Tabla 11.1 Contribución del concreto en la resistencia a cortante en elementos sin refuerzo transversal.				
Trabe	f_c (kg/cm²)	V_u (ton)	$T\text{sen}\alpha$ (ton)	V_{cR} (ton)
TASCα0-R0	334	7.50	-	7.50
TASCα1-R0	321	6.75	0.75	7.50
TASCα2-R0	295	6.00	1.44	7.44
TASCα3-R0	236	3.75	1.32	5.07
TASCα4-R0	281	3.00	1.73	4.73

A partir de los resultados expuestos en la tabla 11.1, el cortante que introduce el acero de refuerzo longitudinal inclinado tiene mayor importancia conforme aumenta el ángulo de acartelamiento, independientemente de la magnitud del cortante último, V_u .

Es posible graficar para cada incremento de cortante estático aplicado, V , las ecuaciones que determinan V_{cR} en las trabes sin refuerzo transversal (ecuaciones 11.1 y 11.3), hasta el cortante último V_u . De esta manera se puede tener idea del comportamiento de V_{cR} en la historia de carga de los especímenes. En la figura 11.4 se muestran las gráficas que describen el comportamiento de V_{cR} en la historia del cortante estático aplicado en los experimentos.

De las gráficas de la figura 11.4 se observa un comportamiento lineal del cortante resistente del concreto, V_{cR} , hasta el cortante del primer agrietamiento diagonal, V_{agr} , es evidente que V_{cR} tiende a ser más importante al aumentar α . Además, es de llamar la atención que a partir del primer agrietamiento diagonal, la pendiente de la curva V_{cR} contra V aumenta especialmente cuando crece el ángulo de acartelamiento, por lo que la contribución del concreto participa considerablemente en este intervalo. Sin duda, esta conducta es propiciada por la componente vertical que introduce el acero inclinado, la cual aumenta al aumentar la carga, forzando al concreto a mantener el equilibrio hasta el instante de la falla.

CAPÍTULO 11: CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL

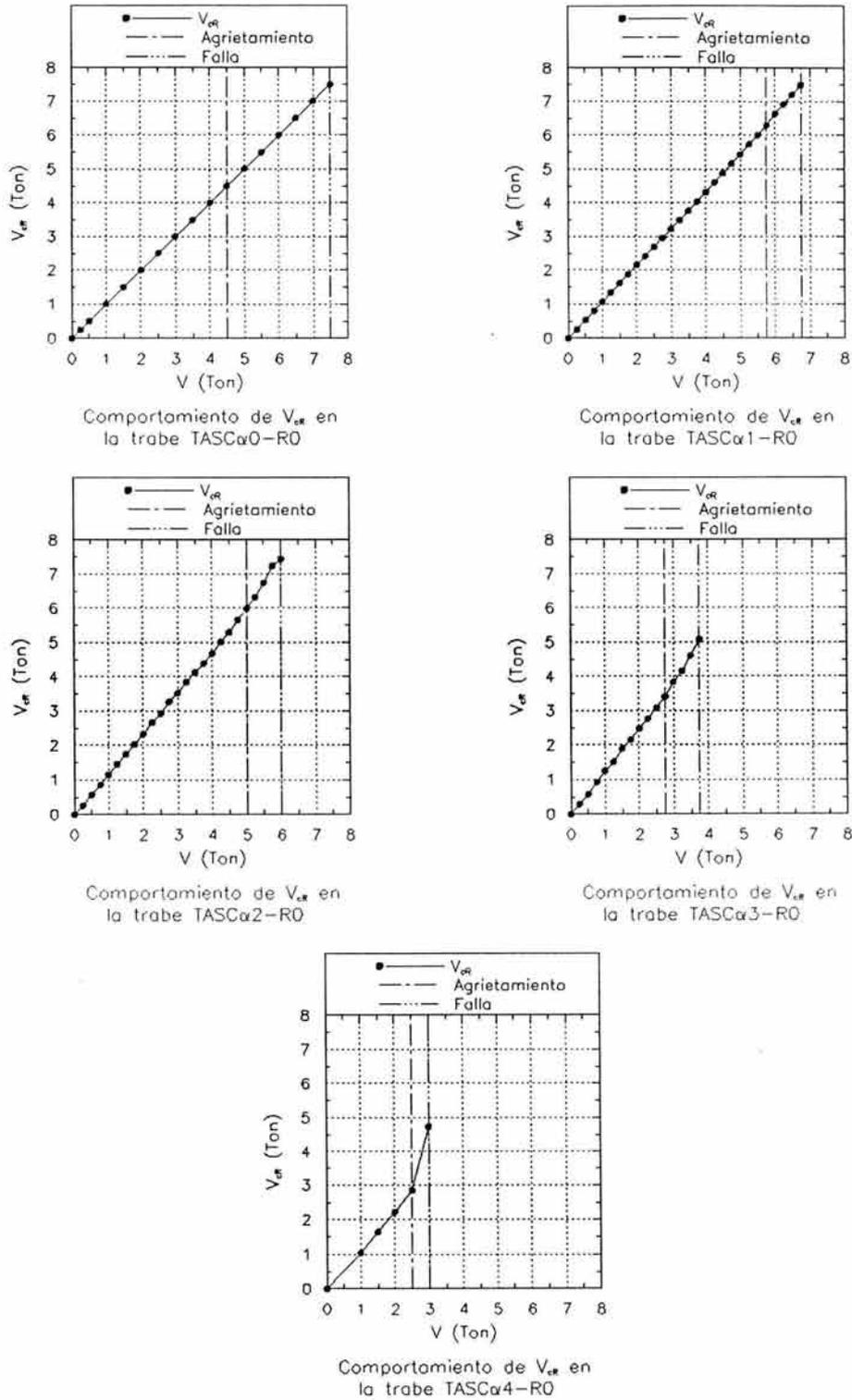


Figura 11.4 Comportamiento de V_{cr} en la historia del cortante estático aplicado. Trabes sin refuerzo transversal.

11.6 REGRESIÓN EXPERIMENTAL.

A partir de los resultados de la tabla 11.1, se realizó una regresión lineal para establecer una ecuación que pronostique la contribución a cortante del concreto, V_{cR} , en función de la tangente del ángulo de acartelamiento, α . Con la finalidad de normalizar la resistencia a cortante obtenida en la tabla 11.1, se utilizó el factor mostrado en la ecuación 11.5, que es el que históricamente se ha utilizado en elementos de sección constante para éstos propósitos:

$$\frac{V_{cR}}{\sqrt{f'_c} bd} \tag{11.5}$$

Como se recordará, en los capítulos 7 y 8 se comentó que al utilizar el peralte de la sección prismática se obtenían mejores estimaciones en el cálculo de la resistencia a cortante del concreto; por esta razón es que en la ecuación 11.5 se utilizó el peralte mínimo, d_{min} , en la normalización de la resistencia a cortante. De esta manera la ecuación que resultó del ajuste lineal a los datos experimentales es:

$$V_{cR-ajuste} = 0.49 \sqrt{f'_c} b d_{min} [1 + 1.37 \tan \alpha] \tag{11.6}$$

Con base en el coeficiente 0.49 de la ecuación 11.6, se confirma que el utilizar el peralte mínimo es un buen criterio para determinar V_{cR} en las trabes acarteladas, debido a que prácticamente es igual al propuesto para las trabes de sección constante (0.50), por lo que la ecuación 11.6 se puede escribir de la siguiente manera:

$$V_{cR} = 0.5 \sqrt{f'_c} b d_{min} [1 + 1.37 \tan \alpha] \tag{11.7}$$

Si el acartelamiento es nulo (trabe prismática), la ecuación 11.7 se convierte en la ecuación propuesta, para trabes de sección constante (ecuación 3.1), con un peralte igual al de la sección central. La figura 11.5 muestra el ajuste de la ecuación 11.7.

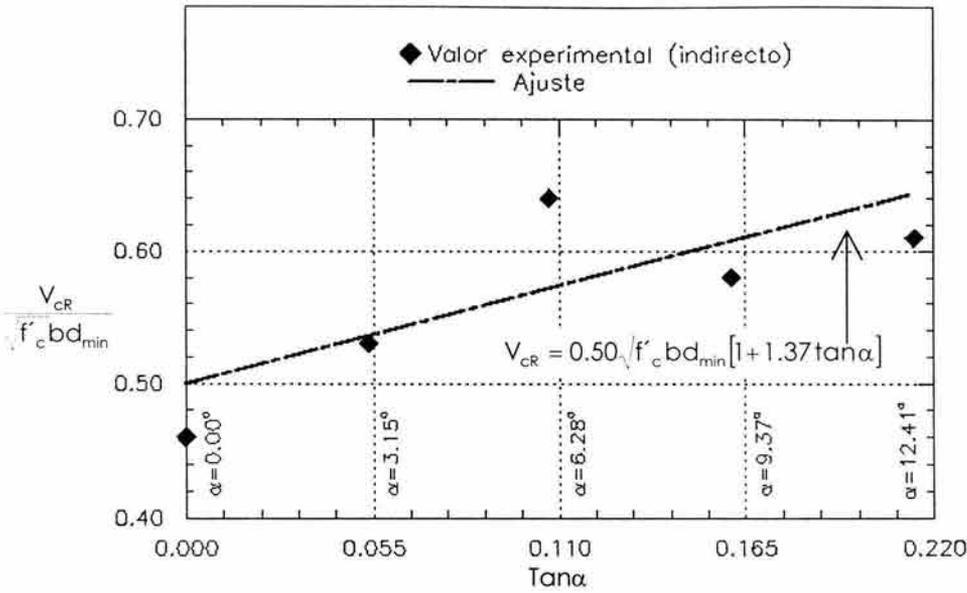


Figura 11.5 Regresión experimental para determinar V_{cr} en traves acarteladas sin refuerzo transversal.

En la tabla 11.2 se muestran los valores que se obtienen al calcular V_{cr} , utilizando la ecuación 11.7, dichos valores se comparan con los mostrados en la tabla 11.1

Tabla 11.2 Resistencia a cortante del concreto, V_{cr} , en traves acarteladas utilizando la ecuación 11.7.							
Trabe	α	f'_c (kg/cm ²)	b (cm)	d_{min} (cm)	V_{cr}^+ Exp. (ton)	V_{cr} Ec. 11.7 (ton)	$\frac{V_{cr-Ec.11.7}}{V_{cr-Exp.}}$
TASC α 1-R0	3.07°	321	22	36.00	7.50	7.61	1.01
TASC α 2-R0	6.12°	295	22	31.00	7.44	6.72	0.90
TASC α 3-R0	9.13°	236	22	26.00	5.07	5.36	1.06
TASC α 4-R0	12.10°	281	22	21.00	4.73	5.00	1.06
Promedio	-	-	-	-	-	-	1.00
σ	-	-	-	-	-	-	0.06
C.V.	-	-	-	-	-	-	6%

⁺ Obtenido indirectamente de la evidencia experimental (Tabla 11.1).

11.6.1 SIGNIFICADO FÍSICO DE LA ECUACIÓN PROPUESTA PARA PREDECIR V_{cr} .

La ecuación 11.7 indica implícitamente el peralte crítico, d_{crit} , con el cual se debe calcular el cortante resistente de las traves acarteladas:

$$d_{crit} = d_{min} [1 + 1.37 \tan \alpha] \tag{11.8}$$

En el trabajo desarrollado por MacLeod y Houmsi (1994), se identificó un peralte crítico, a partir de evidencia experimental utilizando elementos de ensaye en doble voladizo, con el cual se debe calcular la resistencia a cortante de traveses acartelados continuos sin refuerzo transversal (sección 1.6.3). Según sus recomendaciones, este peralte crítico se encuentra ubicado a una distancia de 2.7 veces el peralte efectivo de la sección prismática, d_{min} , medido a partir del punto de inflexión de una trabe continua, el cual se supone dentro de la sección prismática, hacia el extremo empotrado de la trabe (extremo más peraltado). En los ensayos realizados en dicho trabajo, la ubicación del punto de inflexión se supuso en el lugar de aplicación de las cargas puntuales (figura 1.14). Es válido hacer una analogía razonable y suponer que para traveses acartelados simplemente apoyados, sometidos a dos cargas puntuales simétricas, el peralte crítico se encuentra ubicado a una distancia de 2.7 veces el peralte efectivo de la sección prismática, medido desde el punto de aplicación de la carga, hacia el apoyo de la trabe simplemente apoyada (punto de inflexión). Para ilustrar lo comentado, se presenta la figura 11.6.

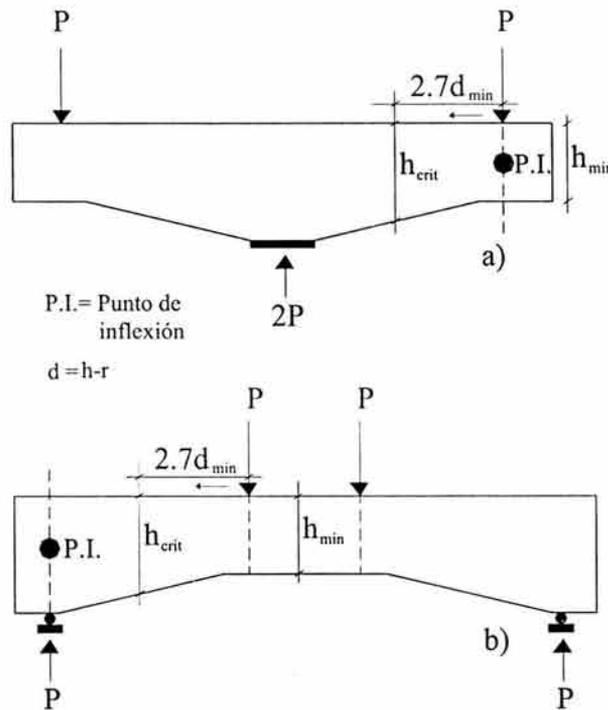


Figura 11.6 Determinación del peralte crítico: a) modelo de MacLeod y Houmsi (1994) y b) analogía propuesta para traveses simplemente apoyados.

Además de la propuesta de MacLeod y Houmsi (1994), la propuesta de Debaiky y El-Niema (1982), implícitamente considera un peralte crítico para traveses acartelados con la configuración mostrada en la figura 11.6-b:

$$d_{crit} = d_{m\acute{a}x} (1 - 1.70 \tan \alpha) \quad 11.9$$

donde $d_{m\acute{a}x}$ es el peralte efectivo del extremo de la trabe acartelada simplemente apoyada, es decir el peralte máximo.

Con fines de comparación se muestran en la tabla 11.3 los valores obtenidos para el peralte crítico, d_{crit} , al utilizar la propuesta modificada para trabes acarteladas simplemente apoyadas de MacLeod y Houmsi (1994), la de Debaiky y El-Niema (1982) y la del presente trabajo (ecuación 11.8).

Tabla 11.3 Comparación entre propuestas para evaluar el peralte crítico de diseño en trabes acarteladas de concreto reforzado, cm.						
Trabe	α	$d_{m\acute{a}x}$	$d_{m\acute{i}n}$	MacLeod y Houmsi	Debaiky y El-Niema	Este estudio
TASC α 0-R0	0.00°	41	41	41.00 ⁺	41.00	41.00
TASC α 1-R0	3.07°	41	36	40.67 ⁺⁺	37.26	38.61
TASC α 2-R0	6.12°	41	31	38.90	33.53	35.49
TASC α 3-R0	9.13°	41	26	35.68	29.80	31.64
TASC α 4-R0	12.10°	41	21	31.01	26.06	27.08

⁺ Físicamente fuera de la trabe debido a que $2.7 d_{m\acute{i}n}$ medido desde el punto de aplicación de la carga (110.70 cm), es mayor al claro de cortante (110.70 > 108.30 cm).

⁺⁺ Cercano a $d_{m\acute{a}x}$

De los resultados de la tabla 11.3 se observa que las propuestas de Debaiky y El-Niema (1982) y la que corresponde al presente trabajo proporcionan valores parecidos. Por otra parte, la propuesta de MacLeod y Houmsi (1994) proporcionó peraltes mayores a los que se obtienen con las otras dos propuestas. Al analizar estos resultados se intuye que podrían obtenerse peraltes críticos cercanos o mayores al límite que impone la geometría de las trabes, es decir $d_{m\acute{a}x}$. Esto último, pudiera ocurrir principalmente con la propuesta de MacLeod y Houmsi (1994), cuando la longitud de la cartela, l_c , o el claro de cortante, a , sean ligeramente menores a 2.7 veces el peralte efectivo mínimo de las trabes ($l_c, a < 2.7 d_{m\acute{i}n}$). De hecho este fenómeno se presentó en los elementos TASC α 0-R0 y TASC α 1-R0, según los resultados mostrados en la tabla 11.3.

Para garantizar que la contribución a cortante proporcionada por el concreto, V_{cR} , tenga un significado físico, parece adecuado delimitar el máximo valor que puede adoptar el peralte crítico. Una cota superior razonable, es el valor del peralte efectivo que se ubica a una distancia de medio peralte total del extremo de la trabe, tal y como se observa en la figura 11.7.

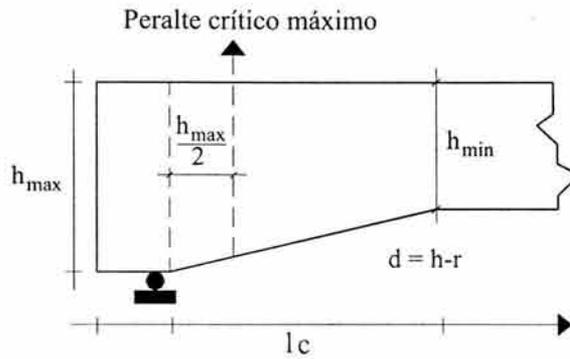


Figura 11.7 Límite superior del peralte crítico de diseño.

Debido a que las traveses estudiadas poseen cartelas con variación lineal, es muy sencillo establecer una ecuación que proporcione el límite superior que debe asignarse al peralte crítico:^{11.1}

$$d_{crit} \leq \left[\frac{h_{max} h_{min} - h_{max}^2}{2l_c} + h_{max} \right] - r \quad 11.10$$

donde h_{max} y h_{min} son los peraltes totales en el extremo y zona prismática respectivamente, l_c es la longitud de la cartela y r es el recubrimiento que corresponde al lecho del refuerzo longitudinal a tensión.

En la tabla 11.4 se muestran los valores límite para el peralte crítico de las traveses ensayadas y se comparan con los peraltes críticos calculados según las propuestas ya mencionadas. La comparación se hace sólo para las traveses acarteladas.

Tabla 11.4 Comparación del límite superior para el peralte crítico contra las propuestas estudiadas, cm.					
Trabe	α	Límite superior Ec. 11.10	MacLeod y Houmsi (1994)	Debaiky y El-Niema (1982)	Este estudio
TASC α 1-R0	3.07°	39.79	40.67 ⁺	37.26	38.61
TASC α 2-R0	6.12°	38.59	38.90 ⁺	33.53	35.49
TASC α 3-R0	9.13°	37.38	35.68	29.80	31.64
TASC α 4-R0	12.10°	36.18	31.01	26.06	27.08

⁺ Mayores al límite superior fijado.

A partir de las comparaciones de la tabla 11.4 se determina que los peraltes críticos, para las traveses ensayadas, propuestos por Debaiky y El-Niema (1982), y en este trabajo, son menores a la cota superior establecida, a diferencia de la propuesta de MacLeod y Houmsi (1994), que proporcionó valores mayores al límite superior fijado para el peralte crítico, tal es el caso de las traveses con acartelamientos de tres y seis grados.

^{11.1} En el apéndice E se demuestra la ecuación 11.10.

11.7 COMPARACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN A CORTANTE DEL CONCRETO CON ESTUDIOS PREVIOS.

Se calculó la contribución a cortante en las traveses ensayadas en este trabajo utilizando propuestas previas (Debaiky y El-Niema, 1982; MacLeod y Houmsi 1994). Los resultados obtenidos se comparan con las estimaciones hechas con la ecuación 11.7.

Debaiky y El-Niema (1982), recomiendan la ecuación 1.1 en el cálculo de la contribución del concreto a la resistencia a cortante de traveses acarteladas de concreto reforzado:

$$V_{cR} = 0.66 \sqrt{f'_c} b d_s [1 \pm 1.7 \tan \alpha] \quad 1.1$$

donde d_s es el peralte efectivo del extremo de la trabe. El signo positivo corresponde a traveses con el peralte del extremo menor al del tramo prismático central y el signo negativo para traveses donde el peralte del apoyo es mayor al de la sección prismática (como las ensayadas en el presente trabajo).

La propuesta de MacLeod y Houmsi (1994) es la que se muestra en la ecuación 1.3:

$$V_{cR} = \left(V_{pc} + \frac{M}{d_{crit}} F \tan \alpha \right) \quad 1.3$$

En esta propuesta, V_{pc} es el la resistencia a cortante del concreto calculada para el peralte mínimo como si fuera trabe prismática, d_{crit} es el peralte ubicado a 2.7 veces el peralte mínimo a partir del punto de inflexión de una trabe continua hacia el apoyo, M es el momento actuante en la sección crítica y F se calcula de la siguiente manera:

$$F = 0.27(1 + \tan \alpha) \quad 1.4$$

En la tabla 11.5 se muestran los valores obtenidos en la predicción de la resistencia a cortante de las traveses acarteladas sin refuerzo transversal ensayadas en este trabajo, según las propuestas mencionadas. Al evaluar la propuesta de MacLeod y Houmsi (1994), se utilizó el peralte límite establecido en la ecuación 11.10 en los casos que el peralte crítico, propio de su método, fuera mayor a este límite (tabla 11.4). En esta comparación no se incluyen los elementos prismáticos. La resistencia a compresión del concreto, es la que se obtuvo en los cilindros de control.

**CAPÍTULO 11: CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE
DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL**

Tabla 11.5 Comparación de las propuestas existentes para estimar V_{cR} en traves acarteladas.

Trabe	α	$V_{cR-Exp.}^+$ (ton)	V_{cR} (ton)		
			Debaiky y El-Niema,	MacLeod y Houmsi	Este estudio
TASCα1-R0	3.07°	7.50	9.69	7.19	7.61
TASCα2-R0	6.12°	7.44	8.36	6.05	6.72
TASCα3-R0	9.13°	5.07	6.67	4.64	5.36
TASCα4-R0	12.10°	4.73	6.34	4.29	5.00
Promedio $\frac{V_{cR}}{V_{cR-Exp.}}$	-	-	1.27	0.90	1.00
σ	-	-	0.09	0.05	0.06
<i>C.V.</i>	-	-	7%	6%	6%

⁺ Obtenido indirectamente con la evidencia experimental (tabla 11.1).

En la tabla 11.5 se observa, que la propuesta de Debaiky y El- Niema (1982), sobreestimó la contribución a cortante del concreto mientras que el procedimiento de MacLeod y Houmsi (1994), predijo de manera conservadora la contribución a cortante, V_{cR} . Tal vez la diferencias entre los valores reportados en la tabla 11.5 se deba a que cada propuesta se deriva de metodologías distintas de ensaye: 1) Debaiky y El- Niema (1982), ensayaron traves simplemente apoyadas con refuerzo transversal, en las cuales el peralte máximo se ubicó o en los extremos o en la zona central, además el refuerzo inclinado siempre trabajó a tensión; 2) MacLeod y Houmsi (1994), proponen su método a partir del ensaye de traves en doble voladizo sin refuerzo transversal, donde el acero longitudinal inclinado trabajó a compresión, en estos ensayos el peralte máximo siempre se ubicó en el apoyo y 3) la contribución de V_{cR} del presente trabajo se determinó con el ensaye de traves simplemente apoyadas sin refuerzo transversal, con el acero inclinado trabajando a tensión y en todos los elementos el peralte máximo se ubicó en los apoyos.

De los tres métodos analizados, el que mayor complejidad numérica presenta es el de MacLeod y Houmsi (1994), ya que si bien este método no es complicado, si es muy laborioso en comparación con los otros dos.

Con fines de comparación, se muestran las estimaciones de V_{cR} para las traves ensayadas con el peralte del apoyo mayor al de la zona central reportados en el trabajo de Debaiky y El-Niema (1982),^{11.2} contra las que se obtendrían para esas traves utilizando la ecuación que se recomienda en el trabajo referido y la ecuación 11.7. La tabla 11.6 muestra los resultados comparativos.^{11.3}

^{11.2} En el apéndice D se muestran las características generales de esta serie de traves.

^{11.3} Se hace la comparación solamente con el trabajo de Debaiky y El-Niema (1982), debido a que éste presenta una base de datos completa de sus especímenes ensayados. Además dada la similitud entre los ensayos realizados en ese trabajo y en los que se ocupan del presente trabajo, permiten una comparación realista.

**CAPÍTULO 11: CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE
DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL**

Tabla 11.6 Comparación de la contribución a cortante, V_{cR} , observada experimentalmente en el trabajo de Debaiky y El-Niema (1982), contra la que obtendría para esas travesas al aplicar la ecuación 11.7.

Trabe	V_u	V_{cR}^+	V_{cR} Debaiky y El- Niema ⁺⁺ (ton)	V_{cR} Ec. 11.7 (ton)	$\frac{V_{cR}-\text{Debaiky et al.}}{V_{cR}}$	$\frac{V_{cR}-\text{Ec.11.7}}{V_{cR}}$
A4	5.13	3.65	3.78	2.58	1.03	0.71
A5	5.70	3.49	3.83	2.87	1.10	0.82
C4	6.10	4.66	4.50	3.38	0.97	0.72
C5	5.75	3.70	4.51	3.08	1.22	0.83
D5	6.50	4.22	4.34	3.26	1.03	0.77
D6	7.50	7.51	4.58	3.44	0.61	0.46
E1	9.50	7.67	4.77	3.57	0.62	0.47
E2	7.50	5.45	4.67	3.18	0.86	0.58
F1	6.70	1.77	3.71	2.78	2.10	1.58
F2	7.05	3.07	3.68	2.76	1.20	0.90
Promedio	-	-	-	-	1.07	0.78
σ	-	-	-	-	0.39	0.30
C.V.	-	-	-	-	36%	38%

⁺ Obtenido con equilibrio de fuerzas verticales a partir de la evidencia experimental.

⁺⁺ Ecuación 11.11.

* V_{cR} no proporcionado en la referencia.

A partir de los resultados de las tablas 11.2, 11.5 y 11.6 se observa que, como se esperaba, las predicciones para V_{cR} realizadas para cada grupo de travesas tienen en promedio una excelente correspondencia al utilizar la formulación que de ellas se deriva, al comparar con los resultados experimentales. Por otra parte para las travesas ensayadas por Debaiky y El-Niema (1982), se observa que la ecuación 11.7 proporciona valores conservadores, ya que estimó en promedio el 80% de la resistencia a cortante observada experimentalmente. Mientras que la propuesta de Debaiky y el-Niema (1982), sobreestimó la contribución de concreto de las travesas ensayadas en este estudio aproximadamente en un 25%.

11.8 CONTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN LA RESISTENCIA A CORTANTE.

Como se señaló en el capítulo 8, la instrumentación realizada en el acero del refuerzo transversal de las travesas, fue insuficiente para determinar con razonable certidumbre el trabajo desarrollado por éste. Debido a esto, el cálculo de la contribución en la resistencia a cortante del refuerzo transversal se realizó suponiendo que al instante de la falla, todos los estribos que fueron cruzados por el agrietamiento desarrollaron la fluencia. Esta hipótesis está soportada por los resultados estadísticos obtenidos en el capítulo 8, los cuales están asociados a gran incertidumbre. Sin embargo, esta suposición no deja de ser realista, ya que en la concepción de los ensayos, se supuso que los estribos alcanzaban la fluencia (capítulo 3).

En las figuras 11.8 a 11.12 se muestran los croquis de los elementos TASC α i-R1 con el agrietamiento presentado al cortante último (falla). En estas figuras se observan los estribos que participaron en la resistencia a cortante. Los estribos colocados para tomar la componente vertical generada por el cambio de dirección del acero longitudinal inferior, no se contabilizan en este conteo, debido a que su función es propiamente de detallado (sección 3.6.4).

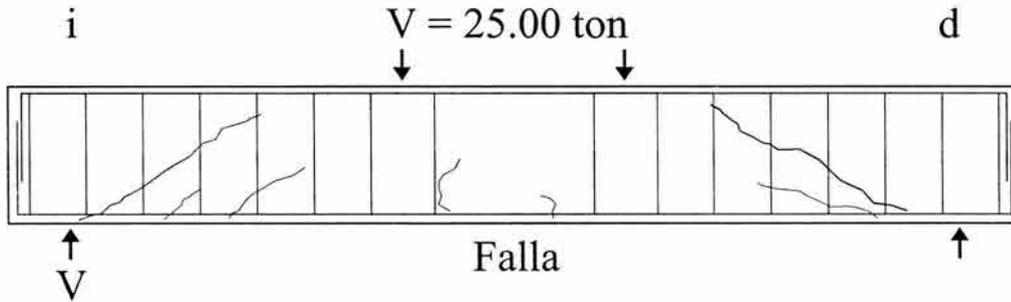


Figura 11.8 Estribos participantes en el mecanismo de falla. Elemento TASC α 0-R1.

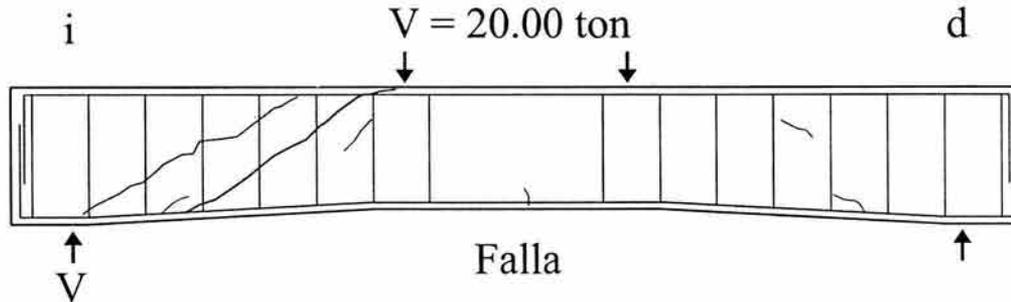


Figura 11.9 Estribos participantes en el mecanismo de falla. Elemento TASC α 1-R1.

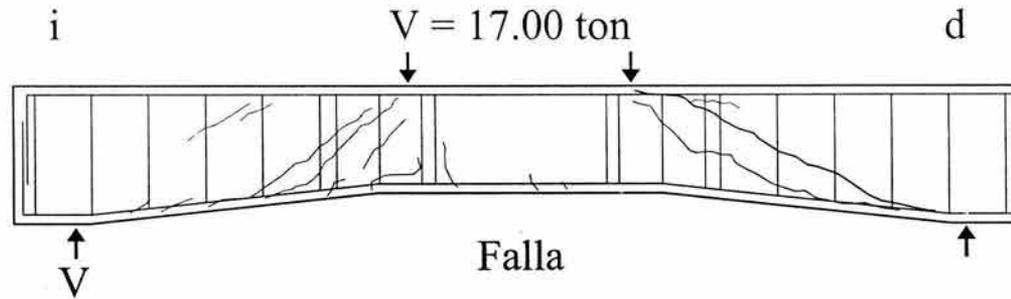


Figura 11.10 Estribos participantes en el mecanismo de falla. Elemento TASC α 2-R1.

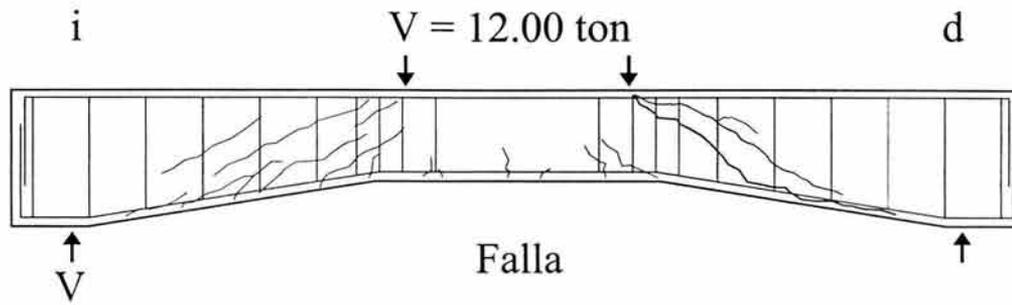


Figura 11.11 Estribos participantes en el mecanismo de falla. Elemento TASCα3-R1.

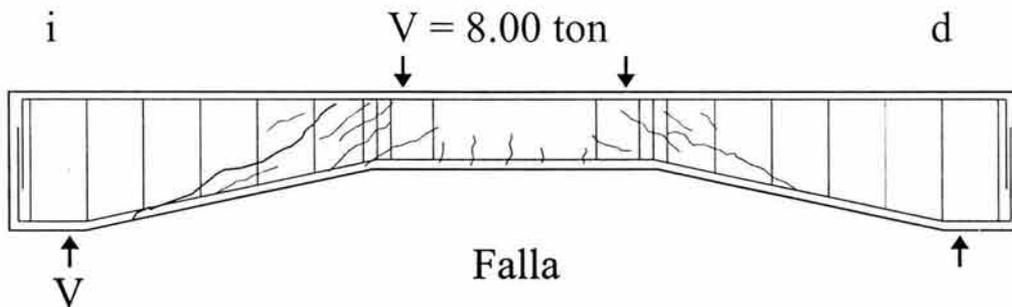


Figura 11.12 Estribos participantes en el mecanismo de falla. Elemento TASCα4-R1.

Se cuantificaron los estribos participantes en el mecanismo a cortante, y a partir de éstos se estimó la contribución a cortante del refuerzo transversal, V_{sR} , según la ecuación 1.11. La tabla 11.7 muestra el número de estribos participantes y la contribución de éstos suponiendo que alcanzaron la fluencia. El área transversal de cada estribo es $A_v=0.98 \text{ cm}^2$ y el esfuerzo de fluencia de 4592 kg/cm^2 .

$$V_{sR} = nA_v f_y \tag{1.11}$$

1.11

Tabla 11.7 Contribución del acero de refuerzo en la resistencia estimada con base en el agrietamiento de los especímenes.		
Trabe	Número de estribos participantes	V_{sR} (ton)
TASCα0-R1	4	18.00
TASCα1-R1	6	27.00
TASCα2-R1	5	22.50
TASCα3-R1	4	18.00
TASCα4-R1	4	18.00

A partir del equilibrio de los D.C.L. de los especímenes con refuerzo transversal (ecuaciones 11.2 y 11.4), es posible estimar la contribución del acero de refuerzo en las trabes ensayadas, ΣV_i , toda vez que podemos calcular la contribución del concreto en el mecanismo resistente a cortante de las trabes (ecuación 11.7). De esta manera ΣV_i se puede

comparar con V_{sR} , según el parámetro η (ecuación 11.12). En la tabla 11.8 se muestran los valores correspondientes.

$$\eta = \frac{\sum V_i}{V_{sR}} \quad 11.12$$

Tabla 11.8 Comparación de la contribución del acero de refuerzo transversal: a) Obtenida indirectamente a partir del equilibrio y estimando V_{cR} ($\sum V_i$), y b) cuantificando los estribos participantes en el mecanismo resistente (V_{sR}).							
Trabe	f'_c (kg/cm ²)	V_u (ton)	V_{cR} (ton)	$T \text{sen} \alpha^+$ (ton)	$\sum V_i$ (ton)	V_{sR} (ton)	η
TASC α 0-R1	315	25	8.00	0.00	17.00	18.00	0.94
TASC α 1-R1	269	20	6.97	3.34	16.37	27.00	0.61
TASC α 2-R1	292	17	6.68	9.39	19.71	22.50	0.88
TASC α 3-R1	288	12	5.92	13.98	20.06	18.00	1.11
TASC α 4-R1	212	8	4.35	17.93	23.58	18.00	1.31
Promedio	-	-	-	-	-	-	0.97
σ	-	-	-	-	-	-	0.23
C.V.	-	-	-	-	-	-	24%

⁺ Estimado en base a las lecturas registradas en los deformímetros (tabla 8.6).

De los resultados mostrados en la tabla 11.8 es evidente que los dos procedimientos utilizados para determinar la resistencia a cortante del refuerzo transversal desarrollada en las trabes ensayadas, en promedio convergen. Además, se reafirma la hipótesis de fluencia en los estribos que participaron en el mecanismo resistente de las trabes ensayadas.

11.9 ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE QUE PROPORCIONA EL ACERO TRANSVERSAL.

Como se comentó en la sección 1.8.2 la contribución a cortante de los estribos es:

$$V_{sR} = n A_v f_s \quad 1.7$$

donde n es el número de estribos espaciados a cada s unidades de longitud, A_v es el área transversal del estribo y f_s es el esfuerzo desarrollado en el refuerzo transversal.

Al suponer grietas inclinadas a 45° en una trabe prismática:

$$n \approx \frac{d}{s} \quad 1.8$$

donde d es el peralte efectivo de la sección y s la separación entre estribos. Sustituyendo la ecuación 1.8 en la ecuación 1.7:

$$V_{sR} = \frac{A_v f_s d}{s} \quad 11.9$$

Al suponer que los estribos fluyen la ecuación 11.9 se transforma en:

$$V_{sR} = \frac{A_v f_y d}{s} \quad 11.10$$

Debido a que la inclinación de la grieta principal de falla de los especímenes de sección variable ensayados fue menor a 45° (tablas 7.6 y 8.6), se permitió que un mayor número de estribos participaran en la resistencia a cortante. Además, según la evidencia experimental, el agrietamiento a la falla visiblemente se extendió en la mayor parte de la longitud acartelada de las traves, l_c . De esta manera, y según la figura 11.13, la ecuación 1.8 se puede escribir como:

$$n = \gamma \frac{l_c}{s} \quad 11.11$$

donde γ es un factor que determina el porcentaje de la longitud de la cartela en la cual se extendió el agrietamiento. Sustituyendo la ecuación 11.11 en la ecuación 1.7 se tiene que la resistencia a cortante aportada por el refuerzo transversal es:

$$V_{sR} = \gamma \frac{A_v f_y l_c}{s} \quad 11.12$$

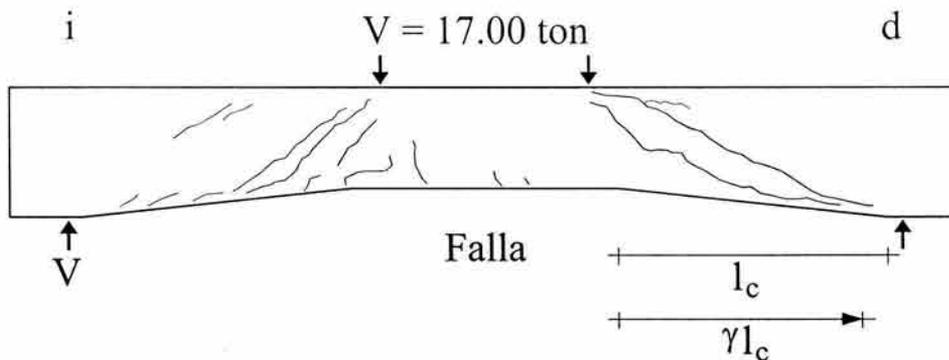


Figura 11.13 Extensión del agrietamiento en la longitud acartelada. Trabe TASC α 2-R1

Para las traves acarteladas con refuerzo transversal (elementos R1), se determinó el valor de γ , los valores correspondientes se muestran en la tabla 11.9.

Tabla 11.9 Valores de γ medidos en los elementos sin refuerzo transversal.	
Trabe	γ
TASCα1-R0	1.00
TASCα2-R0	0.90
TASCα3-R0	0.80
TASCα4-R0	0.78
Promedio	0.87
σ	0.09
C.V.	10%

Debido a que todos los especímenes TASC α i-R1 poseían exactamente el mismo refuerzo transversal en la longitud acartelada, la contribución a cortante calculada con la ecuación 11.13 utilizando el valor promedio de γ es $V_{sR}=19.97$ ton. En este cálculo se supone que $A_v=0.98$ cm², $f_y=4592$ kg/cm², $l_c=93.30$ cm y $s=18.50$ cm. La contribución de los estribos así determinada, es muy parecida a las calculadas a partir de tomar en cuenta la contribución de los estribos en fluencia (tabla 11.8).

En el trabajo desarrollado por Debaiky y El- Niema (1982), se menciona que la contribución a cortante del acero de refuerzo transversal, se puede calcular según la siguiente ecuación:

$$V_{sR} = \frac{A_v f_y d_s}{s} \tag{11.15}$$

Donde d_s es el peralte efectivo del apoyo de las traves y el resto de las variables ya han sido definidas. Al evaluar la contribución a cortante de las traves TASC α i-R1 con la ecuación 11.15, se tendría que para éstas, $V_{sR}=9.97$ ton. Este valor es aproximadamente 50% menor de las contribuciones estimadas en estas traves, según los resultados mostrados en la tabla 11.8.

La ecuación 11.15 tiene las siguientes implicaciones:

- El agrietamiento diagonal tiene una inclinación de 45° y una proyección horizontal cuya longitud es de un peralte del apoyo.
- Sugiere que el agrietamiento diagonal se concentra en el apoyo de las traves acarteladas, que para el problema que nos ocupa, es donde se ubica la sección transversal más peraltada.

Estas implicaciones no son congruentes con lo que mencionan Debaiky y El- Niema (1982), en su artículo, ya que reconocen que el agrietamiento tiene una inclinación menor a 45° y además sostienen que el agrietamiento diagonal principal se ubica cerca de la sección más débil, es decir, cerca del peralte menor. De hecho, en una figura del mencionado documento, muestran el agrietamiento típico observado en sus experimentos en traves

acarteladas con el mayor peralte en los extremos, donde claramente se observa que el patrón de grietas se extiende en casi toda la longitud acartelada (figura 11.14).

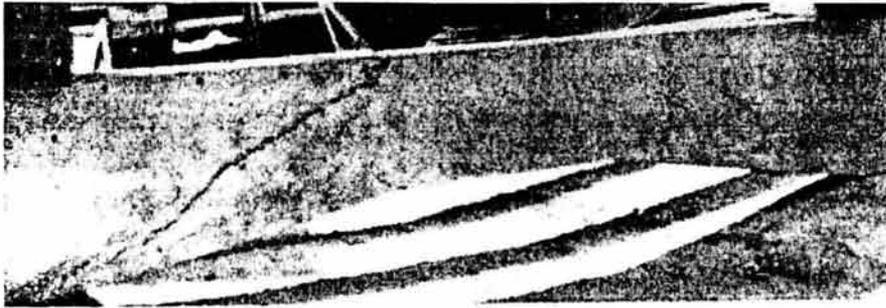


Figura 11.14 Agrietamiento típico en traves acarteladas estudiadas por Debaiky y El-Niema (1982).

De la figura 11.14 es evidente que el agrietamiento debió haber permitido la participación de la mayoría de los estribos (en fluencia, según los autores), ubicados en la longitud acartelada. Por otra parte en la figura 11.15, tomada del trabajo desarrollado por MacLeod y Houmsi (1994), se presenta el agrietamiento típico observado en traves acarteladas sometidas a momento negativo (sección 1.6.3), donde se observa que efectivamente el agrietamiento diagonal se extiende en la mayor parte de la longitud acartelada de las traves, tal y como se observó en el ensaye de los elementos TASC α i-R0 y TASC α i-R1 (capítulos 7 y 8). A partir de la evidencia experimental disponible, el significado físico de la propuesta de Debaiky y El-Niema (1982), para determinar la contribución a cortante del acero de refuerzo transversal es debatible.

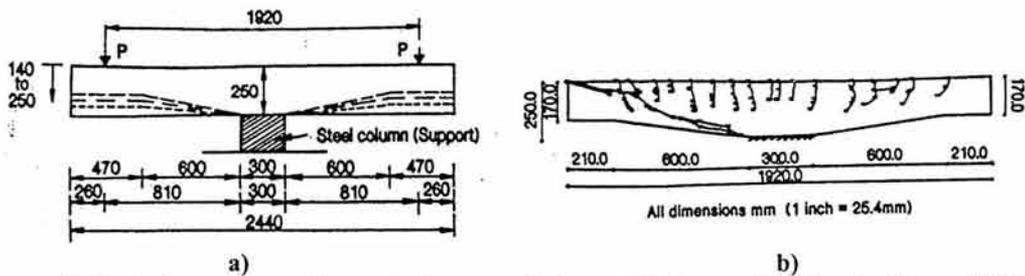


Figura 11.15 Agrietamiento típico en traves acarteladas estudiadas por MacLeod y Houmsi (1994): a) sistema de carga y dimensiones generales, b) agrietamiento en la Trabe 5.

Aunado a los comentarios del párrafo anterior, el documento de Debaiky y El-Niema (1982), presenta inconsistencias en la cuantificación del acero de refuerzo transversal, debido a que textualmente los autores mencionan que *“todos las series (de traves), tienen estribos de dos ramas, excepto la serie E que tiene estribos de una rama”*. Pero una de las figuras del citado documento, muestra el armado de una trabe de la serie D (D6), en la cual se aprecia que al menos esta trabe tiene estribos de cuatro ramas en la zona acartelada (figura 11.16), de hecho para esta trabe en particular, se derivan resultados experimentales partiendo del supuesto de estribos de dos ramas.

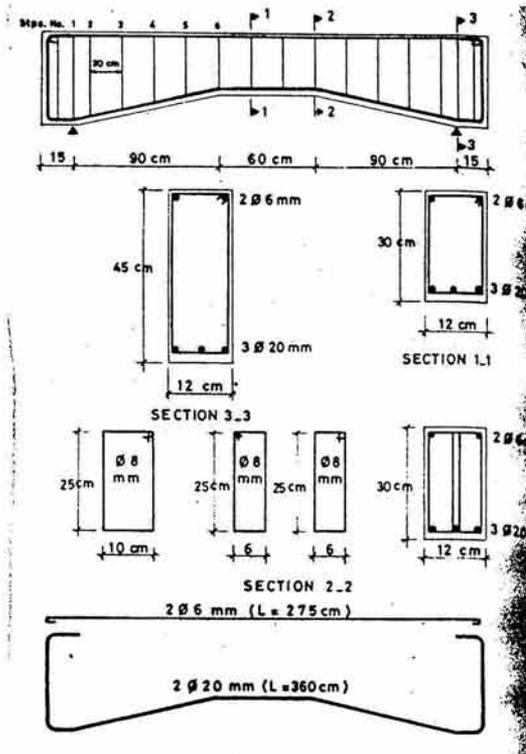


Figura 11.16 Armado de la trabe D6 estudiada por Debaiky y El-Niema (1982).

11.10 PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE DE TRABES ACARTELADAS DE CONCRETO REFORZADO.

A partir de la evidencia experimental adquirida en este trabajo, se presentan recomendaciones para determinar el cortante resistente nominal, V_n , para traveses con tramos acartelados en sus tercios extremos. Las ecuaciones mostradas a continuación, son válidas para acartelamientos de hasta doce grados ($\alpha \leq 12^\circ$) y con una relación entre los peraltes totales del extremo y el del tramo central prismático, no mayor a 1.80, ($h_{max}/h_{min} \leq 1.80$). Además, se distinguen dos casos: 1) traveses sin refuerzo transversal y 2) traveses con refuerzo transversal. Esta distinción se hace con base en la diferente demanda observada en el acero longitudinal del refuerzo inclinado para estas condiciones, la cual es de suma importancia en el análisis a la falla de los elementos.

11.10.1 MÉTODO PROPUESTO.

Se propone la ecuación 11.16 para estimar la resistencia nominal a cortante de traveses acartelados de concreto reforzado, V_{nTA} ,^{11.3} donde el primer término es la contribución del concreto, el segundo la correspondiente al acero transversal y el tercer término es el cortante que introduce la componente vertical del acero inclinado a tensión.

^{11.3} Esta ecuación involucra las fuerzas analizadas al plantear el equilibrio a la falla de una porción de las traveses delimitado por la grieta principal (ecuaciones 11.2 y 11.4).

$$V_{nTA} = V_{cRTA} + V_{sRTA} - \beta A_s f_y \text{ seno } \alpha \quad 11.16$$

La contribución a cortante del concreto se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cRTA} = 0.5 \sqrt{f'_c} b d_{crit} \quad 11.17$$

En la ecuación 11.17, f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, b el ancho de las traveses y d_{crit} es el peralte crítico por cortante de la trabe, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$d_{crit} = d_{min} [1 + 1.37 \tan \alpha] \leq \left[\frac{h_{max} h_{min} - h_{max}^2}{2l_c} + h_{max} \right] - r \quad 11.18$$

donde d_{min} es el peralte efectivo de la zona prismática, α el ángulo de acartelamiento, l_c la longitud de las cartelas, h_{max} y h_{min} son los peraltes totales del extremo y tramo prismático respectivamente y r el recubrimiento que corresponde al lado del acero de tensión.

La contribución de los estribos en la resistencia a cortante se determina con la ecuación 11.19:

$$V_{sRTA} = \gamma \frac{A_v f_{ys} l_c}{s} \quad 11.19$$

En la ecuación 11.19 A_v es el área de las ramas de los estribos, f_y el esfuerzo de fluencia del acero de los estribos, l_c la longitud de la cartela y s la separación entre estribos colocados en la longitud acartelada. El factor γ representa el porcentaje de la longitud acartelada en el cual se extiende el agrietamiento (tabla 11.9), se propone para γ el siguiente valor:

$$\gamma = 0.85 \quad 11.20$$

El cortante que introduce el acero longitudinal se cuantifica con la ecuación 11.21:

$$\beta A_s f_y \text{ sen } \alpha \quad 11.21$$

donde A_s es el área del refuerzo longitudinal a tensión, f_y el esfuerzo de fluencia de este acero y α el ángulo de acartelamiento. El factor β representa el porcentaje de fluencia del acero al instante de la falla por cortante. A partir de los resultados experimentales de las traveses acarteladas ensayadas en este trabajo (tablas 7.7 y 8.6), se proponen los siguientes valores de β para las traveses sin y con refuerzo transversal:

$$\beta = \begin{cases} 0.10 & \text{Traveses sin refuerzo transversal} \\ 0.90 & \text{Traveses con refuerzo transversal} \end{cases} \quad 11.22$$

**CAPÍTULO 11: CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE
DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL**

En la propuesta de Debaiky y El- Niema (1982), el valor del coeficiente β es 0.25 para traveses con refuerzo transversal, no consideran el caso de traveses sin estribos (ecuación 1.2). Cabe señalar que a la ecuación 11.21, Debaiky y El- Niema (1982), la identifican como la "contribución de dovela del acero longitudinal inclinado", pero ellos en su desarrollo no consideran ésta, ni tampoco muestran claramente la forma en que la determinaron. De hecho, su planteamiento es idéntico al utilizado en el presente trabajo (figuras 11.2 y 11.3), por lo que el término $\beta A_s f_y \text{seno } \alpha$ debería tener el mismo significado físico que se le ha dado en este trabajo. Independientemente del significado físico que se le da a la ecuación 11.21, el valor de β debe corroborarse con más experimentos, aunque se esperaría que éste fuera cercano o igual a la unidad, debido a la deseada fluencia del acero longitudinal en traveses dúctiles.

En las tablas 11.10, a 11.14 se muestran las resistencias nominales a cortante, V_n , de las traveses ensayadas en este trabajo y por Debaiky y El- Niema (1982), se utilizan las propuestas que de éstos trabajos surgieron.

Tabla 11.10 Cálculo del cortante nominal con el método propuesto, en las traveses acarteladas sin refuerzo transversal ensayadas en el presente trabajo.						
Trabe	α	V_{cRTA} (ton)	$\beta A_s f_y$ (ton)	V_{nTA} (ton)	$V_{u-Exp.}$ (ton)	$\frac{V_{nTA}}{V_{u-Exp.}}$
TASC α 1-R0	3.07°	7.62	0.47	7.14	6.75	1.06
TASC α 2-R0	6.12°	6.72	0.94	5.78	6.00	0.96
TASC α 3-R0	9.13°	5.36	1.40	3.96	3.75	1.06
TASC α 4-R0	12.10°	5.01	1.85	3.16	3.00	1.05
Promedio	-	-	-	-	-	1.03
σ	-	-	-	-	-	0.05
C.V.	-	-	-	-	-	5%

De la tabla 11.10 se observa que la ecuación propuesta para determinar el cortante nominal en traveses acarteladas de concreto reforzado sin refuerzo transversal proporciona valores muy parecidos a los determinados en el ensaye de las traveses que corresponden a este estudio.

Tabla 11.11 Cálculo del cortante nominal con el método propuesto, en las traveses acarteladas con refuerzo transversal ensayadas en el presente trabajo.							
Trabe	α	V_{cRTA} (ton)	V_{sRTA} (ton)	$\beta A_s f_y$ (ton)	V_{nTA} (ton)	V_{u-Exp} (ton)	$\frac{V_{nTA}}{V_{u-Exp}}$
TASC α 1-R1	3.07°	6.97	19.29	4.24	22.02	20.00	1.10
TASC α 2-R1	6.12°	6.68	"	8.45	17.52	17.00	1.03
TASC α 3-R1	9.13°	5.92	"	12.58	12.63	12.00	1.05
TASC α 4-R1	12.10°	4.35	"	16.62	7.02	8.00	0.88
Promedio	-	-	-	-	-	-	1.02
σ	-	-	-	-	-	-	0.10
C.V.	-	-	-	-	-	-	9%

**CAPÍTULO 11: CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE
DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL**

Tabla 11.12 Cálculo del cortante nominal con el método propuesto por Debaiky y El-Niema (1982), en las traves acarteladas con refuerzo transversal ensayadas en el presente trabajo.

Trabe	α	V_{cRTA} (ton)	V_{sRTA} (ton)	$\beta A_s f_y$ (ton)	V_{nTA} (ton)	V_{u-Exp} (ton)	$\frac{V_{nTA}}{V_{u-Exp}}$
TASC α 1-R1	3.07°	8.87	9.97	1.18	17.67	20.00	0.88
TASC α 2-R1	6.12°	8.32	“	2.35	15.95	17.00	0.94
TASC α 3-R1	9.13°	7.34	“	3.50	13.82	12.00	1.15
TASC α 4-R1	12.10°	5.51	“	4.62	10.87	8.00	1.36
Promedio	-	-	-	-	-	-	1.08
σ	-	-	-	-	-	-	0.22
<i>C.V.</i>	-	-	-	-	-	-	20%

De las tablas 11.11 y 11.12 se observa que las dos propuestas comparadas, tienen buena correspondencia con las resistencias obtenidas experimentalmente en las traves TASC α i-R1. Como se esperaba, la desviación es menor al emplear la formulación propuesta en el presente estudio. Además se observa que conforme aumenta el ángulo de acartelamiento, el comportamiento de las fórmulas es inverso ya que con la propuesta de Debaiky y El-Niema (1982), las predicciones fueron menos conservadoras, mientras que con la propuesta presentada en el presente trabajo, los resultados tienden a ser más conservadores.

Tabla 11.13 Cálculo del cortante nominal con el método propuesto, en las traves acarteladas con refuerzo transversal ensayadas por Debaiky y El-Niema (1982).

Trabe	α	V_{cRTA} (ton)	V_{sRTA} (ton)	$\beta A_s f_y$ (ton)	V_{nTA} (ton)	V_{u-Exp} (ton)	$\frac{V_{nTA}}{V_{u-Exp}}$
A4	4.76°	2.58	5.96	3.25	5.29	5.13	1.03
C5	“	3.08	5.96	3.25	5.79	5.75	1.01
E2	“	3.18	9.30	2.08	10.41	7.50	1.39
A5	9.46°	2.87	5.96	6.43	2.41	5.70	0.42
C4	“	3.38	5.96	6.43	2.91	6.10	0.48
D5	“	3.26	11.92	6.43	8.75	6.50	1.35
D6	“	3.44	12.54	6.43	9.55	7.50	1.27
E1	“	3.57	9.30	4.11	8.76	9.50	0.92
F1	“	2.78	12.36	4.11	11.03	6.70	1.65
F2	“	2.76	12.36	5.20	9.92	7.05	1.41
Promedio	-	-	-	-	-	-	1.09
σ	-	-	-	-	-	-	0.40
<i>C.V.</i>	-	-	-	-	-	-	37%

**CAPÍTULO 11: CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA A CORTANTE
DEL CONCRETO Y EL ACERO TRANSVERSAL**

Tabla 11.14 Cálculo del cortante nominal con el método propuesto por Debaiky y El-niema (1982), en las traveses acarteladas con refuerzo transversal ensayadas por ellos.

Trabe	α	V_{cRTA} (ton)	V_{sRTA} (ton)	$\beta A_s f_y$ (ton)	V_{nTA} (ton)	V_{u-Exp} (ton)	$\frac{V_{nTA}}{V_{u-Exp}}$
A4	4.76°	3.38	2.61	0.90	5.09	5.13	0.99
C5	“	4.04	2.61	0.90	5.74	5.75	1.00
E2	“	4.17	4.07	0.58	7.66	7.50	1.02
A5	9.46°	3.49	3.19	1.78	4.90	5.70	0.86
C4	“	4.10	3.19	1.78	5.51	6.10	0.90
D5	“	3.96	6.39	1.78	8.56	6.50	1.32
D6	“	4.18	6.72	1.78	9.11	7.50	1.21
E1	“	4.34	4.99	1.14	8.18	9.50	0.86
F1	“	3.38	6.63	1.14	8.86	6.70	1.32
F2	“	3.36	6.63	1.45	8.54	7.05	1.21
Promedio	-	-	-	-	-	-	1.07
σ	-	-	-	-	-	-	0.18
C.V.	-	-	-	-	-	-	17%

Al comparar los resultados de las tablas 11.13 y 11.14, se observa que en promedio, ambas propuestas tienen la misma capacidad de predicción, pero realizadas con la recomendación del presente trabajo, generó una desviación muy alta (40%), sin duda este resultado debe tomarse en consideración.

Como se ha observado, ambos métodos, aunque parecidos, presentan algunas diferencias en el cálculo de la resistencia nominal a cortante. Una manera fácil de detectar las mayores discrepancias, es a través de las figuras 11.17 a 11.30, donde se comparan, para ambos métodos, las contribuciones del concreto, acero de refuerzo transversal y la fuerza vertical que introduce el acero longitudinal inclinado.

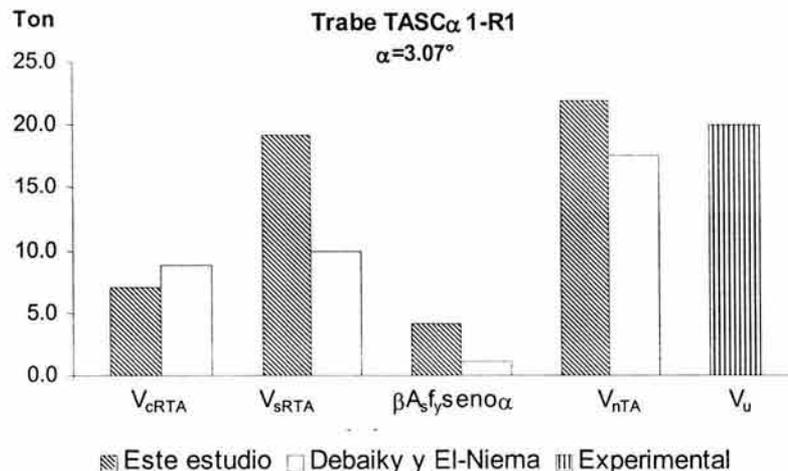


Figura 11.17 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe TASC α 1-R1.

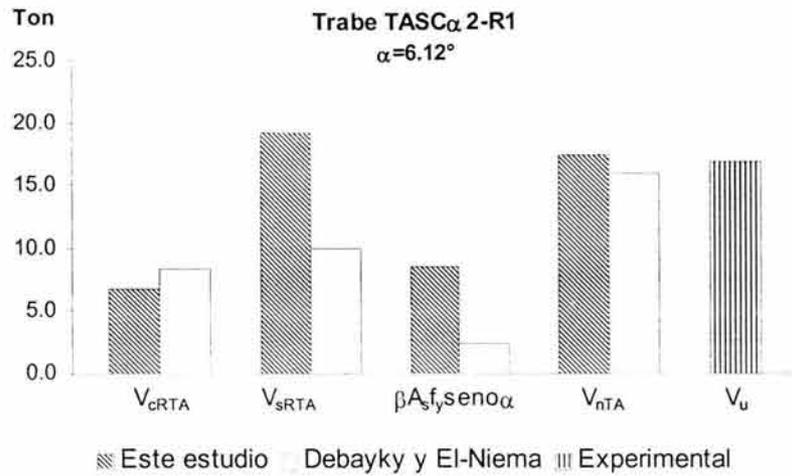


Figura 11.18 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe TASC α 2-R1.

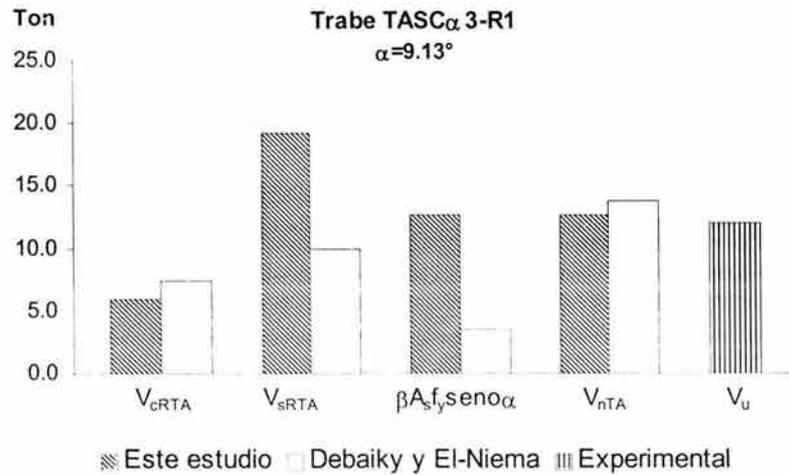


Figura 11.19 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe TASC α 3-R1.

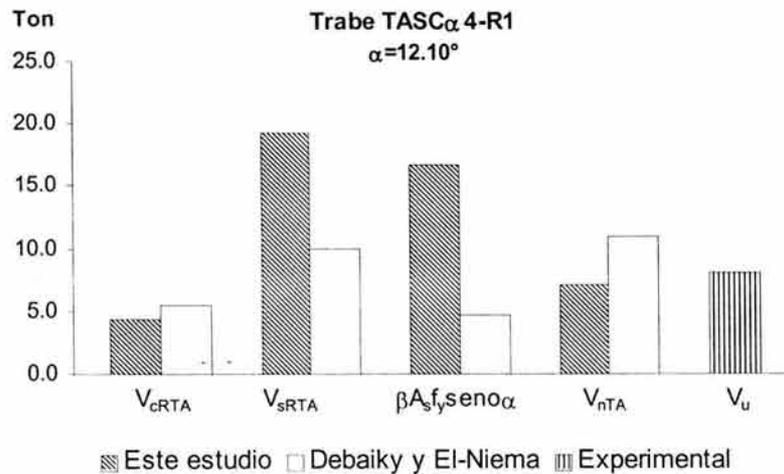


Figura 11.20 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe TASC α 4-R1.

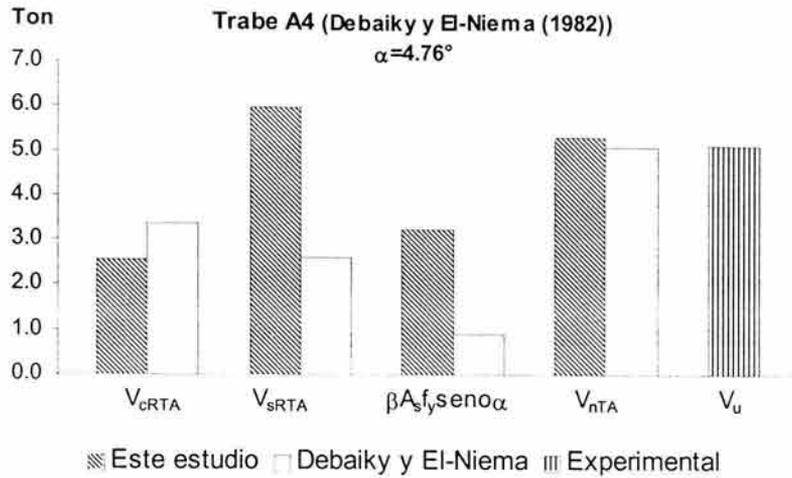


Figura 11.21 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe A4.

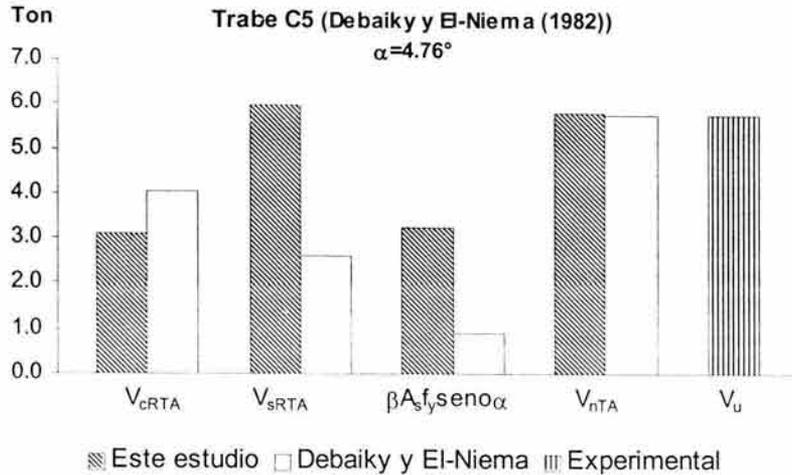


Figura 11.22 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe C5.

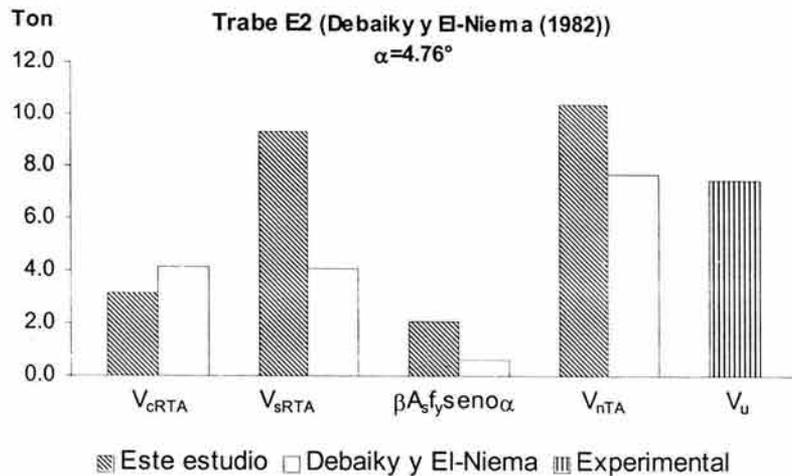


Figura 11.23 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe E2.

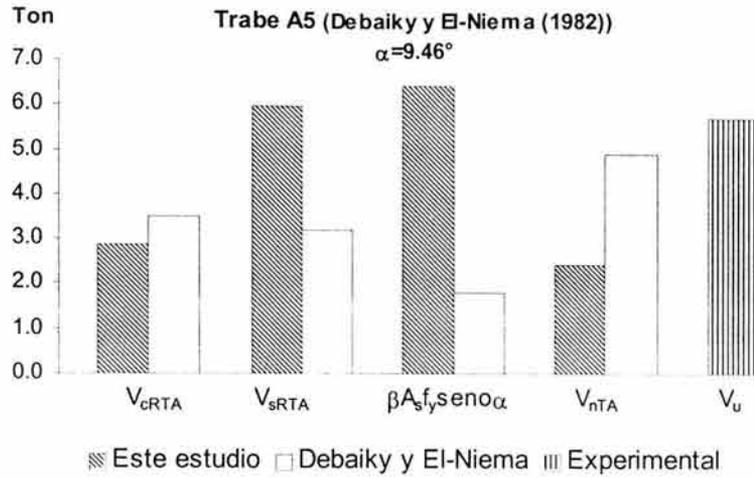


Figura 11.24 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe A5.

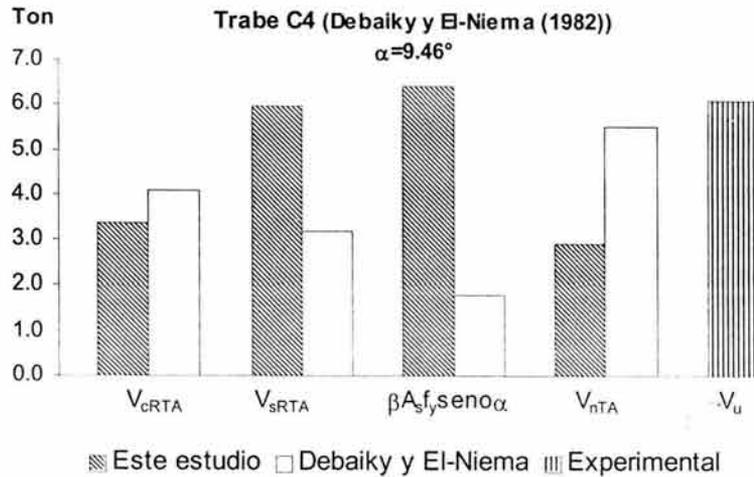


Figura 11.25 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe C4.

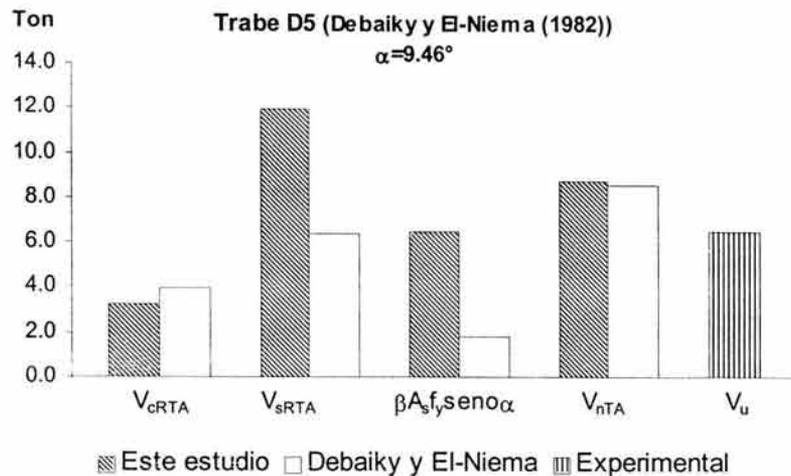


Figura 11.26 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe D5.

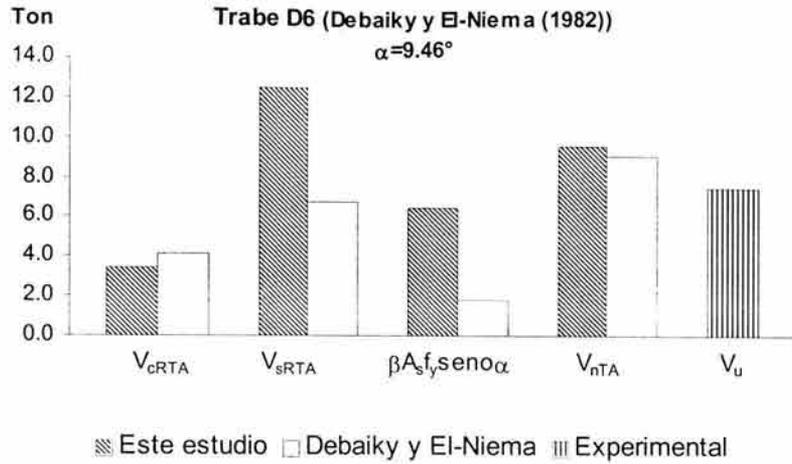


Figura 11.27 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe D6.

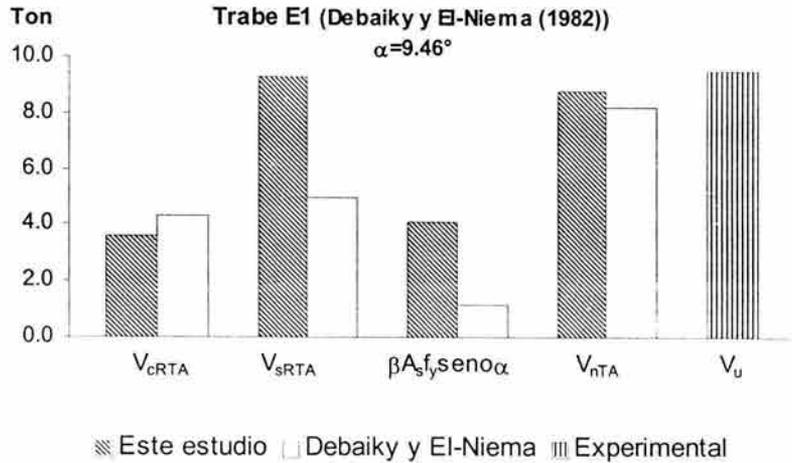


Figura 11.28 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe E1.

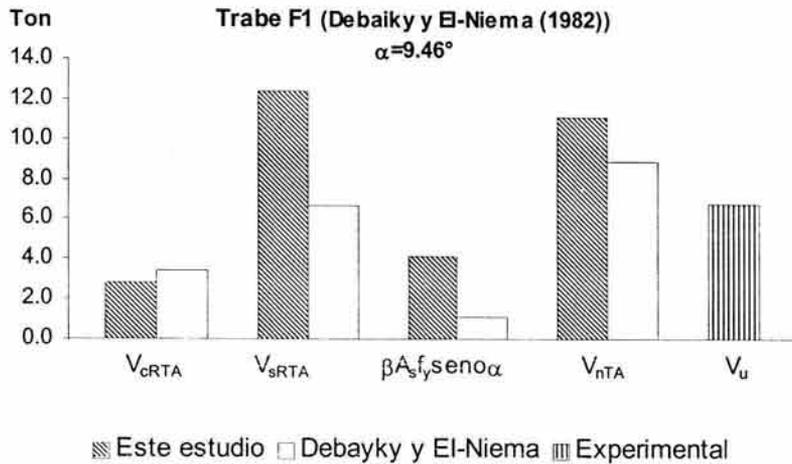


Figura 11.29 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe F1.

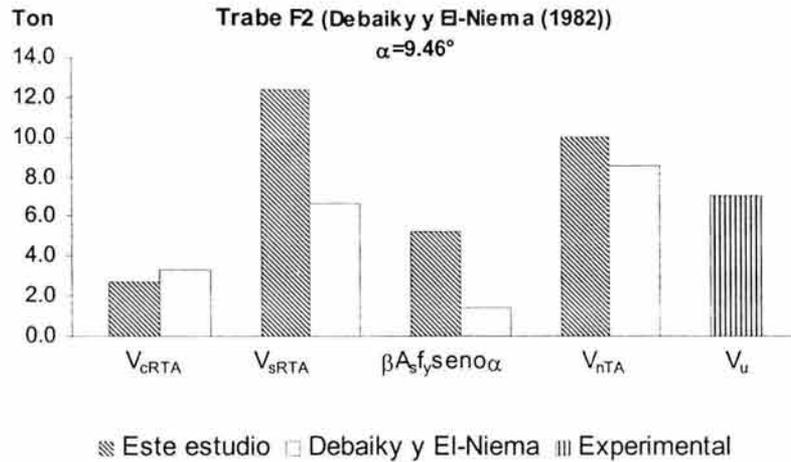


Figura 11.30 Comparación de fuerzas involucradas en la trabe F2.

Al analizar las gráficas comparativas de las figuras 11.17 a 11.30, es evidente que las mayores diferencias se localizan en las estimaciones de la contribución del acero de refuerzo transversal y de la fuerza que introduce el acero longitudinal inclinado, siendo numéricamente mayores los valores obtenidos con la propuesta que corresponde al presente trabajo. Debido a que estas fuerzas tienen signo contrario, tienden a anularse, ésta es la razón por la cual el cortante nominal calculado con ambos métodos presenta menores diferencias. Las razones por las cuales se presentan estas diferencias ya han sido comentadas en las secciones anteriores de éste capítulo.

A partir de estas observaciones, se detecta la necesidad de realizar más experimentos que permitan establecer una base confiable en el cálculo de las diferentes fuerzas que intervienen en el mecanismo resistente a cortante de las traveses acarteladas de concreto reforzado.

CAPÍTULO 12

RESUMEN CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12.1. RESUMEN

Se realizó el ensayo de diez traveses acarteladas de concreto reforzado ante carga monótonica, las cuales cubren uniformemente una gama de ángulos de acartelamiento de cero (trabe prismática), a doce grados. Cinco de estas traveses carecieron de refuerzo transversal y a las restantes se les proporcionó un refuerzo mínimo por cortante en el claro de cortante y un refuerzo adicional en los vértices de la intersección de los tramos acartelados con el tramo central prismático. Todas las traveses se diseñaron para presentar fallas de cortante. Las variables estudiadas fueron la influencia del ángulo de acartelamiento y la presencia de estribos en el mecanismo de falla de las traveses acarteladas de concreto reforzado. Asimismo, y a partir de la evidencia experimental observada, se presentaron recomendaciones para determinar el cortante nominal de estos elementos.

12.2. CONCLUSIONES.

Con base en los resultados del programa experimental, es posible realizar las siguientes conclusiones.

12.2.1. ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL.

1. Aunque las traveses se concibieron como vigas intermedias ($2.5 < a/d \leq 6.0$), presentaron un comportamiento típico de vigas cortas ($1.0 < a/d \leq 2.5$). Este comportamiento permitió obtener tanto una capacidad de deformación y una resistencia superiores a las asociadas a la falla del elemento. Este comportamiento está asociado a la acción de arco que se asocia exclusivamente a la geometría de las traveses.
2. El primer agrietamiento diagonal tiende a presentarse en la zona del vértice de la unión de las cartelas con el tramo prismático, y la configuración final de agrietamiento, evidencia la formación de un arco a compresión.

3. En ángulos de hasta nueve grados de acartelamiento y hasta el cortante asociado al primer agrietamiento diagonal, se observó un comportamiento lineal en la respuesta de los elementos. En el elemento de doce grados de acartelamiento, para este mismo intervalo, se presentó una respuesta ligeramente no lineal. Ésto pudiera estar asociado a las siguientes causas: 1) a la magnitud del ángulo de acartelamiento; 2) a la alta relación entre los peraltes totales extremo h_{max} , y el del tramo central prismático de la viga, h_{min} ($h_{max}/h_{min}=1.80$), lo que se traduce en una mayor flexibilidad del tramo central prismático, respecto a la de los tramos acartelados en traveses con cartelas en los tercios extremos y 3) una combinación de los anteriores.
4. Debido a la acción de arco presentada en los elementos, las traveses exhibieron una gran capacidad de aceptar y redistribuir una gran cantidad de daño en el claro de cortante.
5. Para traveses acartelados con esta geometría, en las que el acero de refuerzo inclinado trabaja a tensión, es necesario considerar, para fines de diseño, el cortante adicional que este refuerzo introduce a la traveses. A partir de los resultados experimentales, se encontró que este acero tiene una demanda aproximada del 10% de la fluencia.
6. Se presentó una ecuación para determinar el cortante nominal resistente en las traveses acarteladas sin refuerzo transversal. Esta ecuación considera el cortante adicional que introduce el acero inclinado a tensión.

12.2.2. ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL.

1. En estos elementos, al igual que lo observado en los elementos sin estribos, se presentó un comportamiento de viga corta. El cual propició la clara formación de puntales de compresión en los claros de cortante.
2. Para las traveses con acartelamientos de hasta nueve grados, se presentó un comportamiento lineal hasta poco antes del cortante de falla de los elementos. En el elemento con mayor acartelamiento, $\alpha=12.10^\circ$, se presentó un comportamiento moderadamente no lineal en toda la historia de carga. Este comportamiento fue el mismo que se presentó en el elemento sin refuerzo transversal con el mismo ángulo de acartelamiento, por lo que se concluye que este comportamiento es propiciado por la geometría de la traveses. Además, en este elemento no se evidenció la formación de los puntales de compresión, por lo que su comportamiento fue atípico respecto a lo observado en los elementos con menor ángulo de acartelamiento.
3. No se apreciaron sobrerresistencias ni capacidades de deformación mayores respecto a al cortante de falla en estos elementos. Sin duda esto se atribuye al gran esfuerzo presentado en el puntal de compresión, el cual se aplastó antes de permitir que se éstas se presentaran.

4. Se tuvo mucha incertidumbre al cuantificar la contribución del acero de refuerzo transversal en la resistencia a cortante. A partir de un espécimen mejor instrumentado, se observó que la geometría de las trabes, pudiera modificar el mecanismo resistente de armadura.
5. Al propagarse el daño en el claro de cortante, propició que un mayor número de estribos participara en la resistencia a cortante, según lo establecido en los códigos, para trabes prismáticas.
6. Se presentó una ecuación para predecir la resistencia nominal a cortante de las trabes acarteladas con refuerzo transversal. Esta ecuación está basada en la evidencia experimental y toma en cuenta la contribución del concreto, la contribución de los estribos y la fuerza vertical que introduce el acero longitudinal inclinado, el cual alcanza los niveles de fluencia. Para garantizar estas resistencias, es necesario proporcionar un adecuado refuerzo en la zona del vértice de las cartelas. La ecuación propuesta se comparó con una anterior (Debaiky y El-Niema, 1982), se observó que ambas presentan discrepancias en las contribuciones de las diferentes fuerzas resistentes.
7. A partir de los resultados experimentales en estos elementos, es posible que la teoría de Puntales y Tensores describa de una manera adecuada el comportamiento de las trabes acarteladas de concreto reforzado, situación que debe explorarse en investigaciones futuras.

12.2.3. COMPARACIÓN DE LAS DEFLEXIONES EXPERIMENTALES CON MODELOS ANALÍTICOS SIMPLES.

Respecto a la estimación de las deflexiones al centro del claro utilizando elementos viga-columna de sección variable y elementos finitos, se observó que no existen diferencias significativas en los resultados obtenidos, ya que ambos métodos predicen alrededor del 50% y 60% de las deflexiones al primer agrietamiento diagonal y falla respectivamente, contra las medidas en los experimentos. De este resultado se deduce que para fines prácticos, es preferible utilizar un método sencillo que modele las cartelas con elementos viga-columna de sección variable como el propuesto por Tena-Colunga (1996), sin tomar en cuenta la inclinación de eje neutro, sobre uno más elaborado como el de los elementos finitos. Para tomar en cuenta el agrietamiento de las trabes, es recomendable utilizar la sección menos reforzada y calcular para esa sección un coeficiente de reducción de inercia y aplicarlo en toda la longitud de la trabe.

12.3. RECOMENDACIONES.

A partir de los resultados obtenidos, se proponen las siguientes recomendaciones en cuanto a lo que hace falta por realizar para determinar la resistencia a cortante de estos elementos.

- Es necesario verificar la contribución del refuerzo transversal en estos elementos, ya que, aunque la ecuación propuesta tiene buena correlación con los resultados experimentales, se debe abundar más al respecto. Además se presentan discrepancias con las recomendaciones de Debaiky y El-Niema (1982), respecto al cálculo de V_{sR} y en la fuerza vertical que introduce el acero longitudinal inclinado, sin duda se debe investigar la causa de estas diferencias.
- Se deben validar las recomendaciones expuestas en este trabajo, con elementos sometidos a cargas alternadas y con especímenes de ensaye sometidos a momento negativo en las cartelas (acero inclinado a compresión). Así como ensayar elementos con cuantías típicas de diseño por flexión. Es deseable que los elementos estén en voladizo para tener una condición más realista.
- Es importante identificar las causas que propiciaron un comportamiento ligeramente no lineal en los elementos con acartelamientos de doce grados.
- Establecer el mecanismo de falla de los elementos con refuerzo transversal, a partir de la Teoría de Puntales y Tensores, para tener otro punto de comparación.

REFERENCIAS

Alcocer M.S., Cesín J., Flores L. E., Hernández O., Meli R., Tena A. y Vasconcelos D. (2003), "The new Mexico City Buildings Code requirements for design and construction of masonry structures", *Ninth North American Masonry Conference*, Clemson, South Carolina. E.U.A.

Archundia Aranda H. I., Tena Colunga A. y González Cuevas O. M. (2002), "Comportamiento a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado ante carga estática", *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, Puebla. México.

Archundia Aranda H. I., Tena Colunga A., y González Cuevas O. M. (2002) "Diseño sismo-resistente de trabes acarteladas de concreto", Reporte UAM-A/DAME-2001/02, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, diciembre.

ACI-95 (1997), "Reglamento para las construcciones de concreto estructural y Comentarios, ACI 318-95 y ACI 318R-95", *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto*, A.C., México.

ACI-ASCE Committee 445 (2000), "Recent approaches to shear design of structural concrete", Report by joint ACI-ASCE Committee 445.

Balkaya C. (2001), "Behavior and modelig of nonprismatic members having T-seccions", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 8, pp 940-946.

Collins M. P., Mitchell D., Adebar P. y Vecchio F. J. (1996). "A general shear design method", *ACI Journal*, vol 93, no 1, pp 36-45.

Damy J. (1986) "Aplicación de las computadoras al análisis estructural (notas de curso)". *Facultad de Ingeniería*, UNAM, México.

Debayky S. Y., El-Niema, E. I. (1982), "Behavior and strenght of reinforced concrete haunched beams in shear", *ACI Journal*, vol 79, no 3, pp 184-194.

El-Mezaini N, Balkaya C. y Citipitioglu E.. (1991), "Analysis of frames with nonprismatic members", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 6, pp 1573-1592.

El-Niema, E. I. (1988), "Investigation of concrete haunched beams under shear", *ASCE Structural Journal*, vol 114, no 4, pp 917-930.

González Cuevas O. M. (2004), Comunicación personal.

González Cuevas O. M. (2002), **Aspectos fundamentales del concreto reforzado**, cuarta edición, Limusa, D.F., México.

González Cuevas O. M., Guerrero Correa J. J. y Archundia Aranda H. I. (1999), "Estudio experimental de un concreto ligero", Coordinación de Vinculación UAM-A (reporte realizado para la empresa Cemex).

Guzmán Escudero, Miguel Ángel (2001), Comunicación personal.

Iglesias Jiménez J., Robles Fernández-Villegas F., De la Cera Alonso J. y González Cuevas O. M. (1988), **Reparación de estructuras de concreto y mampostería**, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Departamento de Materiales, D.F., México.

Luna Arroyo, J. L. y A. Tena Colunga (2002), "Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 66, pp 1-43.

MacLeod, I. A. y A. Houmsi (1994) "Shear strength of haunched beams without shear reinforcement", *ACI Structural Journal*, vol 91, no 1, pp 79-89.

Meli P. R. (1998), **Ingeniería estructural de los edificios históricos**, Fundación ICA, D.F., México, pp 83.

Méndez Chamorro F. (1991), **Criterios de dimensionamiento estructural**, primera edición, Trillas, D.F., México, pp 51-53

Nielsen, A. H. (1999), **Diseño de estructuras de concreto**, duodécima edición, Mc Graw Hill, Santafé de Bogotá, Colombia, pp 132-133.

NTCC-2001 (2001), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", <http://www.smie.org.mx/articulos>, abril.

NTCM-1987 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera. *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, num. 48, México D.F., 10 de diciembre de 1987.

NTCS-2001 (2001), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", <http://www.smie.org.mx/articulos>, abril.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 2002), Industria de la Construcción-Concreto. “*Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto-método de prueba*”, NMX-C-083-ONNCCE-2002.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 2001), Industria de la Construcción. “*Varillas corrugadas de acero provenientes de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto-especificaciones y métodos de prueba*”, NMX-C-407-ONNCCE-2001.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1999), Industria de la Construcción-Cementos hidráulicos. “*Especificaciones y métodos de prueba*”, NMX-C-414-ONNCCE-1999.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997), Industria de la Construcción-Concreto sometido a compresión. “*Determinación del módulo de elasticidad estático y relaciones de Poisson*”, NMX-C-128-1997.

RCDF-93 (1993), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, *Diario Oficial de la Federación*, agosto.

Park R. y Paulay T. (1997), **Estructuras de concreto reforzado**, novena reimpresión, Limusa, D.F., México, pp 279-284, 691-692.

Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992), **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**, John Wiley and Sons, Nueva York, E.U.A, pp 163.

Prodomos D. Z. (2003), “Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete beams”, *ACI Journal*, vol 100, no 2, pp 203-214.

Reineck K. H., Kuchma D. A., Su-Kim K. y Marx S. (2003), “Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement”, *ACI Journal*, vol 100, no 2, pp 240-249.

Reyes Salinas Carlos (2001), Comunicación personal.

Rodríguez Rodríguez M. y Botero Palacio J. C. (1996), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México”, *Serie del Instituto de Ingeniería. No. 575. Serie azul*. UNAM.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, SMIS, (1998), **Manual de evaluación postsísmica de la evaluación estructural de edificaciones**, SMIS-GDF, D.F., México.

Tena-Colunga A. y Abrams D.P. (1990), “Estimating of masonry structures with linear finite elements”, *Fifth North American Masonry Conference*, Urbana-Champaign, Illinois. E.U.A.

- Tena-Colunga, A. (1994) "Concerns regarding the seismic design of RC haunched beams", *ACI Structural Journal*, vol 91, no 3, pp 287-293.
- Tena-Colunga, A. (1996), "Stiffness formulation for nonprismatic beam elements", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 12, pp 1484-1489.
- Tena-Colunga, A. (1997), Closure of "Stiffness formulation for nonprismatic beam elements", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 12, pp 1694-1695.
- Tena Colunga A., Archundia Aranda H. I. y González Cuevas O. M. (2001) "Diseño sismo-resistente de trabes acarteladas de concreto", Reporte UAM-A/DAME-2001/02, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, diciembre.
- Terán Gilmore A. (2001) "Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado (notas de curso)". *División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería*, UNAM, México.
- UBC-97 (1997), "Uniform Building Code: 1997 edition", *International Conference of Building Officials*, Whittier, California.
- Uribe Arroyabe C. M. (2000), "Comportamiento de vigas peraltadas diseñadas con el método de puntales y tensores", *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México, México, agosto.
- Wang C. K y Salmon C. G. (1979), **Reinforced concrete design**, tercera edición, Harper and Row Publishers, Nueva York, E.U.A.
- Wilson E.L.(1999) SAP2000. "*Structural Analysis Program.*" Computers and Structures Inc. Berkeley, California, E.U.A.

APÉNDICE A

PROPIEDADES DEL CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

A.1 INTRODUCCIÓN.

Este apéndice muestra las propiedades índice del concreto y acero de refuerzo utilizados en la elaboración de este trabajo.

A.2 CONCRETO.

Por cada trabe se obtuvieron dos cilindros de control (15x30cm), los cuales se ensayaron a compresión en un intervalo de ± 48 horas respecto al ensaye del correspondiente elemento. La resistencia de diseño fue $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Los cilindros se cabecearon con una pasta de azufre, con la finalidad de garantizar una superficie uniforme en los extremo. El ensaye a compresión de los cilindros se realizó según la norma NMX-C-083. Para uno de los dos cilindros de cada trabe, se obtuvo el módulo de elasticidad secante según la norma NMX-C-128. Ambos cilindros de control se llevaron a la falla y el promedio de la resistencia a compresión, f'_c , se consideró representativo de la resistencia a compresión en las trabes. En la tabla A.1 se enumeran los cálculos correspondientes.

De los resultados de la tabla A.1, se concluye que según la clasificación del concreto para fines estructurales de las NTCC-01, el concreto es clase 2, ya que el coeficiente que relaciona el módulo de elasticidad con la raíz de la resistencia a compresión tuvo un valor promedio alrededor de 8000.

Además, basándonos en el coeficiente de variación, $C.V.$, determinado para los veinte cilindros ensayados, se establece que en general el control de fabricación del concreto fue muy bueno, ya que la variación porcentual respecto al promedio estuvo dentro de un intervalo del trece al quince por ciento, (González Cuevas, 2002).

**APÉNDICE A: PROPIEDADES DEL CONCRETO YACERO
DE REFUERZO**

Tabla A.1 Propiedades del concreto utilizado en las traves acarteladas.													
Elemento	Cilindro	Edad (días)	φ (cm)	H (cm)	W (kg)	Área (cm ²)	Vol. (cm ³)	γ (kg/m ³)	P (kg)	f' _c (kg/cm ²)	f' _{c prom} (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	$\frac{E}{f'_c}$
TASCα0-R0	1	64	14.9	29.8	10.68	174.4	5196	2055	53890	309	-	-	-
	2	64	14.4	29.5	11.20	162.9	4804	2331	58481	359	334	145371	7954
TASCα1-R0	1	43	15.2	30.2	11.34	181.5	5480	2069	51002	281	-	-	-
	2	43	15.3	30.3	11.45	183.9	5571	2055	66388	361	321	148049	8263
TASCα2-R0	1	49	15.0	30.1	11.41	176.7	5319	2145	54600	309	-	-	-
	2	49	14.9	29.8	11.00	174.4	5196	2117	49006	281	295	152503	8879
TASCα3-R0	1	67	14.9	29.8	11.12	174.4	5196	2140	44821	257	-	-	-
	2	67	15.1	30.1	11.47	179.1	5390	2128	38507	215	236	147345	9591
TASCα4-R0	1	71	14.8	30.1	11.22	172.0	5178	2167	46956	273	-	-	-
	2	71	14.8	30.1	11.28	172.0	5178	2178	49708	289	281	140186	8363
TASCα0-R1	1	53	15.0	30.0	11.25	176.7	5301	2122	56721	321	-	-	-
	2	53	14.9	30.0	11.15	174.4	5231	2132	53890	309	315	171025	9636
TASCα1-R1	1	56	14.7	29.9	11.16	169.7	5075	2199	51589	304	-	-	-
	2	56	15.0	30.1	11.27	176.7	5319	2199	41348	234	269	161903	9871
TASCα2-R1	1	64	14.6	29.8	11.02	167.4	4989	2209	50053	299	-	-	-
	2	64	14.9	30.5	11.77	174.4	5318	2213	49704	285	292	143347	8389
TASCα3-R1	1	73	15.1	29.9	10.95	179.1	5354	2045	50506	282	-	-	-
	2	73	15.3	30.2	11.40	183.9	5552	2053	54067	294	288	140613	8286
TASCα4-R1	1	74	14.9	30.1	10.83	174.4	5248	2063	38368	220	-	-	-
	2	74	15.2	29.8	11.33	181.5	5407	2095	37026	204	212	119700	8221
Promedio	-	-	-	-	-	-	-	2132	-	284	-	-	8745
σ	-	-	-	-	-	-	-	69	-	41	-	-	664
C.V.	-	-	-	-	-	-	-	3 %	-	14 %	-	-	8 %

A.2 ACERO DE REFUERZO.

Para el refuerzo longitudinal se emplearon varillas de 2.54 cm de diámetro (No. 8), y para el refuerzo transversal se utilizó varilla de 0.79 cm de diámetro (No. 2.5). Por cada diámetro se probaron tres probetas de 80 cm de longitud, de los cuales 20 cm corresponden a la longitud calibrada. Las probetas se sometieron a tensión monótona según la norma NMX-B-310. En la tabla A.2 se muestra un resumen de las propiedades de las probetas ensayadas y se comparan con los resultados estadísticos para varillas de diámetro pequeño, y grande (Rodríguez y Botero, 1996). En la figura A.1 se muestra una curva típica esfuerzo contra deformación de varillas sometidas a tensión, donde se indican los los parámetros indicados en la tabla A.1.

Tabla A.1 Propiedades del acero de refuerzo utilizado en las traves acarteladas.					
PROBETAS	f _y (kg/cm ²)	ε _y	ε _{sh}	f _{su} (kg/cm ²)	ε _{su}
Varilla No. 8	4348	0.00237	0.0086	7707	-
Referencia	4577	-	0.0088	7491	0.1171
Varilla No. 2.5	4592	0.00235	0.0074	7448	-
Referencia	4609	-	0.0060	7436	0.1420

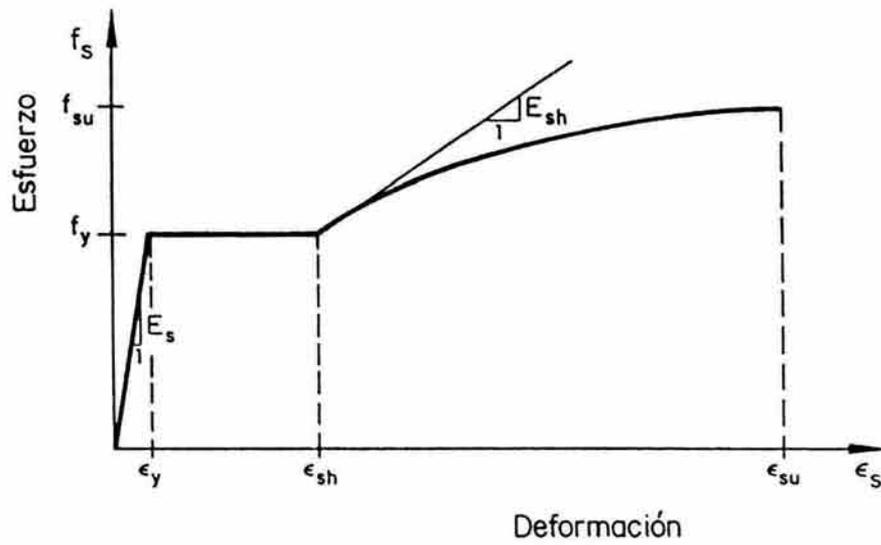


Figura A.1 Parámetros involucrados en la curva esfuerzo deformación de varillas de refuerzo (Rodríguez y Botero, 1996).

Se observa que las propiedades mecánicas del acero de refuerzo, tienen buena correspondencia con los recomendados por Rodríguez y Botero (1996).

APÉNDICE B

ELEMENTOS VIGA-COLUMNA DE SECCIÓN VARIABLE

B.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se muestra la formulación matricial de elementos viga-columna de sección variable (Tena-Colunga, 1996), ocupada para determinar las deflexiones en las trabes acarteladas de concreto reforzado estudiadas en este trabajo.

B.2 SOLUCIÓN CERRADA BIDIMENSIONAL PARA ELEMENTOS DE SECCIÓN VARIABLE CON SECCIÓN RECTANGULAR.

La matriz de rigidez local, K , para un elemento viga-columna de sección rectangular que varía linealmente en la longitud del elemento, es la que se muestra en la ecuación B.1:

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \quad \text{B.1}$$

donde las submatrices de rigidez son las siguientes:

$$\begin{aligned} k_{11} &= \begin{bmatrix} r_{ax} & 0 & 0 \\ 0 & r_{aax} & r_{abx} \\ 0 & r_{abx} & r_{11x} \end{bmatrix} \\ k_{22} &= \begin{bmatrix} r_{ax} & 0 & 0 \\ 0 & r_{aax} & -r_{bax} \\ 0 & -r_{bax} & r_{22x} \end{bmatrix} \\ k_{12} &= \begin{bmatrix} -r_{ax} & 0 & 0 \\ 0 & -r_{aax} & r_{bax} \\ 0 & -r_{bax} & r_{12x} \end{bmatrix} = k_{21}^T \end{aligned} \quad \text{B.2}$$

Los términos implicados en las submatrices de la ecuación B.2 se expresan en términos de flexibilidad, según se muestra en las ecuaciones B.3:

$$\begin{aligned}
 r_{ax} &= \frac{1}{f_{11}}; & Det_x &= f_{22}f_{66} - f_{26}^2; & r_{11x} &= \frac{f_{22}}{Det_x}; & r_{12x} &= \frac{f_{26}L - f_{22}}{Det_x}; \\
 r_{22x} &= \frac{f_{66}L^2 - 2f_{26}L + f_{22}}{Det_x}; & r_{aax} &= \frac{r_{11x} + r_{22x} + 2r_{12x}}{L^2}; & r_{abx} &= \frac{r_{11x} + r_{12x}}{L}; \\
 r_{bax} &= \frac{r_{22x} + r_{12x}}{L}
 \end{aligned}
 \tag{B.3}$$

La solución cerrada de los coeficientes de flexibilidad para elementos con sección rectangular son:

$$\begin{aligned}
 f_{11} &= \frac{L}{Ebh_1} \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right) \ln \left(\frac{h_2}{h_1} \right); \\
 f_{22} &= \frac{6L^3}{Ebh_1^3} \left\{ \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 - \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right)^3 \left(\frac{h_2}{h_1} - \frac{h_1}{h_2} - 2 \ln \left[\frac{h_2}{h_1} \right] \right) \right\} + \frac{6L}{5Gbh_1} \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right) \ln \left(\frac{h_2}{h_1} \right); \\
 f_{26} &= \frac{6L^2}{Ebh_1^3} \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right)^2 \left[1 + \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 - 2 \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \right]; & f_{66} &= \frac{6L}{Ebh_1^3} \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right) \left[1 - \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 \right]
 \end{aligned}
 \tag{B.4}$$

donde:

- E = Módulo de Young
- G = Módulo de cortante
- L = Longitud del tramo acartelado
- b = ancho del tramo acartelado
- h_1 = altura en el extremo 1 del tramo acartelado
- h_2 = altura en el extremo 2 del tramo acartelado

APÉNDICE C

DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS A FLEXIÓN Y CORTE EN TRABES DE SECCIÓN CONSTANTE SEGÚN LAS NTCC-04

C.1 INTRODUCCIÓN.

En este apéndice se mencionan las consideraciones generales de la propuesta de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto, (NTCC-04), respectivas al diseño por flexión y cortante de trabes de sección rectangular.

C.2 CONCRETO.

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: *clase 1*, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m³ y *clase 2* con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m³. El agregado grueso para los concretos clase 1 tendrá un peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) y el correspondiente para concretos clase 2 tendrá un peso específico superior a 2.3 (andesita). En ambos casos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características. El agua de mezclado deberá ser limpia.

C.2.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c , igual o mayor que 250 kg/cm². La resistencia especificada para los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm² pero no menor a 200 kg/cm². Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos. El de clase 1 debe proporcionarse por peso y el de clase 2 puede proporcionarse por volumen.

Para diseñar se usará el valor nominal, f^*_c , determinado con la siguiente expresión:

$$f^*_c = 0.8 f'_c \quad \text{C.1}$$

El valor de f^*_c es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura.

C.2.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD.

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c , se supondrá igual a:

$$14000\sqrt{f'_c} \quad \text{C.2}$$

en concretos clase 2 se tomará igual a:

$$8000\sqrt{f'_c} \quad \text{C.3}$$

donde f'_c está en kg/cm^2 .

C.3 ACERO.

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o mallas de alambre soldado. Las barras deberán ser corrugadas, salvo para varilla del número 2 (diámetro de 6.4 mm.), en los casos donde se permita utilizarla.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^6 kg/cm^2 . En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos especificados en las normas NMX-B-6, NMX-B-294 o NMX-B-457.

C.4 RESISTENCIA A FLEXIÓN.

La determinación de la resistencia a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de compatibilidad de deformaciones y equilibrio:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
 - Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
 - El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
 - La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia es de 0.003;
- y
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c , igual a $0.85f^*_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a β_1c

donde:

$$\beta_1 = 0.85; \text{ si } f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f^*_c}{1400}; \text{ si } f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2.$$

c es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión. El momento resistente obtenido de esta manera, debe ser afectado por el factor de reducción de resistencia, F_R , correspondiente.

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque sea torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s , y una recta horizontal por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva según el inciso C.3. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente.

C.4.1. LÍMITES DEL ACERO DE REFUERZO.

El área mínima de refuerzo en secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal sin refuerzo por compresión, se puede calcular con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \text{C.4}$$

El límite superior para el acero de refuerzo en elementos estructurales que deban resistir cargas sísmicas es el 75% del área correspondiente al área balanceada, mientras que en elementos que no soportarán cargas sísmicas, el área máxima de acero a tensión se limita al 90% del área balanceada. En el caso de secciones rectangulares sin acero de compresión, el área balanceada se estima como:

$$A_{s,\rho_b} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd \quad \text{C.5}$$

donde b y d son el ancho y peralte efectivo de la sección.

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de compatibilidad de deformaciones y equilibrio.

C.5 RESISTENCIA A CORTANTE.

C.5.1 CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO.

La resistencia a cortante que toma el concreto, V_{CR} , para trabes con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5 será de la siguiente manera:

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R bd(0.2 + 20p)\sqrt{f_c^*} \quad \text{C.6}$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5F_R bd\sqrt{f_c^*} \quad \text{C.7}$$

si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} será el valor calculado con la ecuación C.7 multiplicado por

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0 \quad \text{C.8}$$

pero sin que V_{cR} se tome mayor que

$$1.5F_R bd\sqrt{f_c^*} \quad \text{C.9}$$

donde M y V son el momento y cortante que actúan en la sección.

C.5.2 CONTRIBUCIÓN DEL ACERO.

El refuerzo por tensión diagonal debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado. Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de f_y mayor que 4200 kg/cm^2 para dimensionar, el refuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 4200 kg/cm^2 . No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45° , ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor a 30° .

Cuando en vigas el cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} se suministrará un refuerzo mínimo por tensión diagonal. El área de este refuerzo mínimo se determinará de la siguiente manera:

$$A_{v,min} = 0.25\sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} \quad \text{C.10}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (#2.5), cuya separación, s , no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$, ni será menor a 6 cm.

Cuando V_u sea mayor que V_{cR} la separación del refuerzo por tensión diagonal requerido con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad \text{C.11}$$

donde

A_v es el área transversal del refuerzo en una distancia, s , θ es el ángulo que el refuerzo forma con el eje de la pieza y V_{sR} es el cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR} = V_u - V_{cR}$).

APÉNDICE D

PROPIEDADES DE TRABES ACARTELADAS ENSAYADAS EN ESTUDIOS PREVIOS

D.1 INTRODUCCIÓN.

En este apéndice se muestran las propiedades generales de las travesas ensayadas por Debaiky y El-Niema (1982). Solamente se incluyen las travesas que poseen el peralte del apoyo mayor al del tramo central prismático.

D.2 PROPIEDADES.

En la tabla E.1 se muestran las propiedades geométricas, materiales empleados, diferentes cortantes y fuerzas observados para cada espécimen.

Tabla D.1 Propiedades de las travesas acarteladas seleccionadas para la comparación de resultados.

Trabe	Geometría			Estribos					As	Resistencias		
	h_{max} (cm)	l_c (cm)	α	f'_c (kg/cm ²)	ϕ (cm)	s (cm)	ρ (10 ⁻³)	f_y (kg/cm ²)		V_{cR} (Ton)	V_{agr} (Ton)	V_u (Ton)
A4	37.50	90	4.76	220	5.5	20	1.98	3.245	3(20mm)	3.65	2.50	5.13
A5	45.00	"	9.46	225	"	"	"	"	"	3.49	2.50	5.70
C4	45.00	"	9.46	311	"	"	"	"	"	4.66	2.75	6.10
C5	37.50	"	4.76	314	"	"	"	"	"	3.70	2.50	5.75
D5	45.00	"	9.46	289	"	10	3.96	"	"	4.22	1.00	6.50
D6	45.00	"	9.46	322	8.0	20	4.19	"	"	7.51	2.00	7.50
E1	45.00	"	9.46	348	6.0	15	3.14	3200	3(16mm)	7.67	2.50	9.50
E2	37.50	"	4.76	335	"	15	3.14	"	"	5.45	2.50	7.50
F1	45.00	"	9.46	211	"	20	4.19	"	"	1.77	2.50	6.70
F2	45.00	"	9.46	208	"	20	4.19	"	3(18mm)	3.07	2.50	7.05

Todo el acero longitudinal tiene un $f_y=4610$ kg/cm².

El recubrimiento de todos los especímenes es de $r=4$ cm. Todos los estribos son de dos ramas.

$$\rho = \frac{A_v}{sb} \quad \text{D.1}$$

donde A_v es el área de los estribos, s la separación entre estribos y b el ancho de las travesas.

APÉNDICE E

DEMOSTRACIÓN DE LA ECUACIÓN QUE DETERMINA EL LÍMITE DEL PERALTE CRÍTICO

E.1 INTRODUCCIÓN.

En este apéndice se demuestra como se obtiene la ecuación que determina el máximo valor que se le debe asignar al peralte crítico, d_{crit} , en la determinación del cortante resistente del concreto, V_{cR} , (ecuación 11.10), en traveses de concreto reforzado con cartelas lineales.

E.2 VALOR LÍMITE PARA EL PERALTE CRÍTICO, d_{crit} .

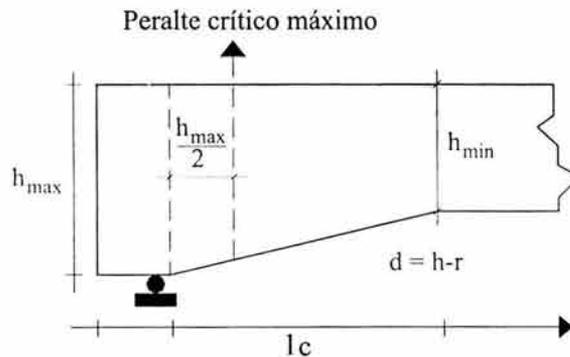


Figura 11.7 Límite superior del peralte crítico de diseño.

Como se explicó en la sección 11.6.1, es importante establecer un límite superior al valor que se le puede asignar al peralte crítico ya que de no proceder de esta manera, éste podría estar fuera de la trabe, lo que sería equivalente a perder el significado físico. Por lo tanto, se supuso una cota superior razonable la cual se definió como el peralte efectivo ubicado a una distancia de medio peralte total del extremo de las traveses, tal y como se observa en la figura 11.7.

E.3 DEMOSTRACIÓN.

Debido a que las cartelas estudiadas son de variación lineal, es fácil derivar una ecuación que determine el valor límite para d_{crit} , a partir de la geometría de las trabes.

De esta manera, se establece la ecuación de la recta que determina el perfil de la cartela (figura E.1), según la geometría de la misma.

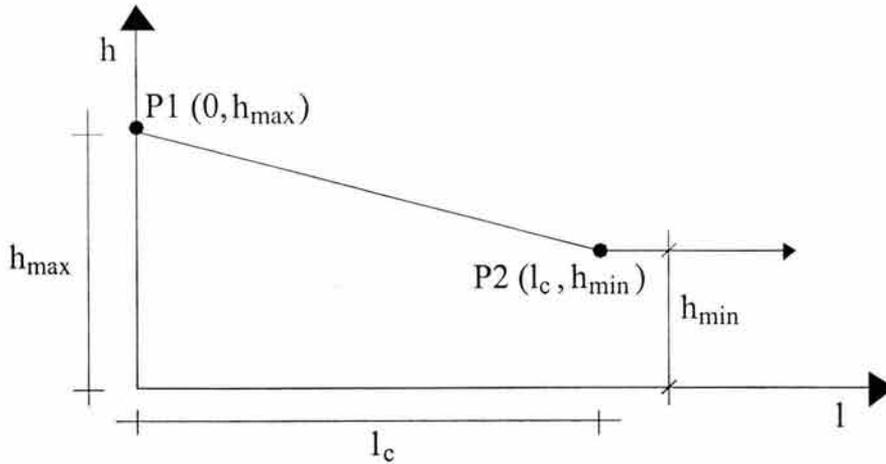


Figura E.1 Ecuación que determina el perfil de la cartela.

De la figura E.1 se distinguen los puntos P1 y P2, cuyas coordenadas x , y son:

$$\begin{aligned} P1(0, h_{max}) \\ P2(l_c, h_{min}) \end{aligned} \qquad \qquad \qquad \text{E.1}$$

donde h_{max} y h_{min} son los peraltes totales máximo y mínimo de la trabe y l_c es la longitud de la cartela.

La pendiente de la recta P1-P2, es:

$$m = \left[\frac{h_{min} - h_{max}}{l_c} \right] \qquad \qquad \qquad \text{E.2}$$

Utilizando la ecuación E.2 y el punto P1 se tiene que la ecuación de la recta que describe el perfil de las cartelas es:

$$\begin{aligned} h &= m l + h_{max} \\ h &= \left[\frac{h_{min} - h_{max}}{l_c} \right] l + h_{max} \end{aligned} \qquad \qquad \qquad \text{E.3}$$

Si $l = \frac{h_{max}}{2} \Rightarrow h = h_{crit}$:

$$h_{crit} = \left[\left[\frac{h_{min} - h_{max}}{l_c} \right] \frac{h_{max}}{2} \right] + h_{max}$$

E.4

$$h_{crit} = \left[\frac{h_{max} h_{min} - h_{max}^2}{2l_c} \right] + h_{max}$$

Sabemos que el peralte efectivo, d , es el peralte total, h , menos el recubrimiento, r , por lo que:

$$d_{crit} = \left[\frac{h_{max} h_{min} - h_{max}^2}{2l_c} + h_{max} \right] - r$$

E.5

La ecuación E.5 se propone para calcular el límite superior del peralte crítico en el cálculo de la contribución de la resistencia a cortante en las trabes acarteladas de concreto reforzado.