

01161

13



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**LOSAS DE CONCRETO
REFORZADAS CON ACERO INOXIDABLE
UNA ALTERNATIVA EN VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(E S T R U C T U R A S)**

P R E S E N T A:

JORGE ALBERTO PÉREZ GONZÁLEZ

DIRIGIDA POR:
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

*Para Betty, mi inspiración...
porque después de todo, también existe
una gran mujer detrás de quienes no
somos tan grandes.*

ÍNDICE

	Pag
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I ACEROS INOXIDABLES	5
I.1 Definición	
I.2 Clasificación	
I.3 Propiedades de los aceros inoxidable al cromo	
I.4 Comportamiento a tensión del acero inoxidable designación AISI 430	
I.4.1 Programa de ensayos	
I.4.2 Análisis estadístico	
I.5 Comportamiento a tensión de la malla de cospeles de acero inoxidable	
I.5.1 Programa de ensayos	
I.5.2 Análisis estadístico	
CAPÍTULO II CONCRETO HIDRÁULICO	16
II.1 Características generales de los concretos utilizados	
II.1.1 Generalidades	
II.1.2 Resistencia y comportamiento carga - deformación	
II.2 Proporcionamientos empleados	
II.2.1 Criterios generales de dosificación	
II.2.2 Dosificación y proporcionamientos empleados	
II.3 Control de calidad del concreto	
II.3.1 Técnicas estadísticas	
II.3.2 Resistencia mínima y resistencia media	
II.3.3 Criterios de aceptación y resistencia esperada	
II.3.4 Evaluación estadística de los resultados de las pruebas de resistencia	
CAPÍTULO III PROGRAMA DE PRUEBAS	35
III.1 Mallas de refuerzo	
III.2 Especímenes tipo	
III.3 Programa experimental	

CAPÍTULO IV RESULTADOS EXPERIMENTALES	47
IV.1 Pruebas de resistencia	
IV.1.1 Especímenes Tipo A reforzados con Malla de Cospes de 1.15 mm	
IV.1.2 Especímenes Tipo A reforzados con Malla de Cospes de 1.43 mm	
IV.1.3 Especímenes Tipo A reforzados con Malla de Cospes de 1.43 mm en dos lechos.	
IV.1.4 Especímenes Tipo A reforzados con Malla Electrosoldada	
IV.1.5 Especímenes Tipo B con y sin refuerzo	
IV.1.6 Análisis comparativo	
IV.2 Análisis comparativo de costos	
 CAPÍTULO V MODELO MATEMÁTICO	 68
V.1 Comportamiento de los materiales	
V.1.1 Características del comportamiento del concreto	
V.1.2 Características del acero de refuerzo	
V.2 Resistencia de elementos en flexión	
V.3 Calibración del modelo analítico	
 CAPÍTULO VI ANALISIS COMPARATIVO ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES	 82
VI.1 Resistencia teórica de los especímenes de prueba. Comparación	
 CONCLUSIONES	 86
AGRADECIMIENTOS	90
REFERENCIAS	91
 APÉNDICE A ALGORITMO DE CÓMPUTO PARA LA OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN BASADO EN LA CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN	 94

INTRODUCCIÓN

JUSTIFICACIÓN

Cuando a principios de la década de 1920 se utiliza por primera vez el acero inoxidable en aplicaciones arquitectónicas y constructivas, fue considerado como un material para edificios costosos o de prestigio. El desarrollo posterior de nuevas técnicas de producción abarató el costo real del acero inoxidable y la imagen inicial que del mismo se tenía como material semiprecioso se extinguió. Hoy día cuenta con un amplio rango de aplicación en la industria de la construcción, especialmente en elementos arquitectónicos tales como recubrimientos, remates, barandales, escarapes, etc. Sin embargo, el uso estructural del acero inoxidable se ha visto limitado en comparación con el del acero al carbón; por un lado, el relativamente elevado costo, y por el otro la reducida gama de productos disponibles colocan a aquél en clara desventaja respecto de este.

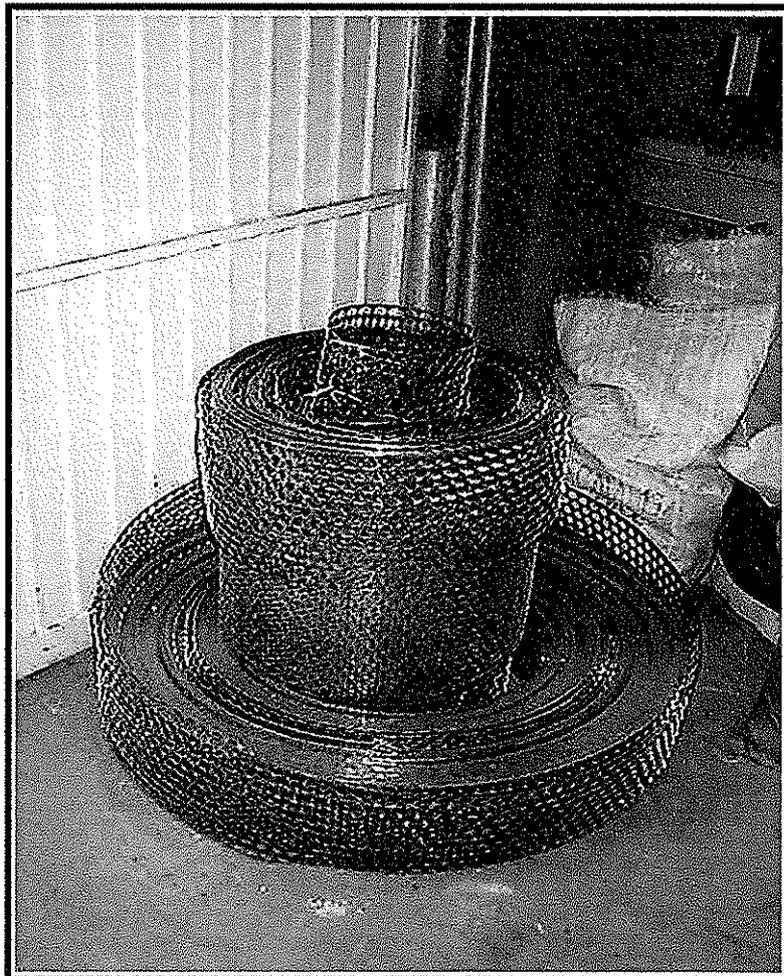
El acero inoxidable cuenta con una gran variedad de aplicaciones distintas a las arquitectónicas o estructurales. Una de las más importantes en nuestro país es la acuñación de moneda de diferentes denominaciones que forman parte del sistema monetario mexicano y de otros países centro y sudamericanos. A partir del año de 1983 se estableció en el parque industrial de la ciudad de San Luis Potosí la planta de Productora de Cospelles S.A. de C.V. (PROCOSSA), empresa filial de Casa de Moneda de México, constituida en 1981 y especialmente proyectada para la fabricación de cospeles o discos metálicos para la acuñación de moneda en diversas aleaciones conforme a las características que establece el Banco de México en nuestro país.



FIGURA I.1 Cospelles de diversas aleaciones para acuñación de moneda

Una de las principales materias primas utilizadas en la fabricación del cospel consiste en láminas de acero inoxidable suministradas en rollos de más de 200 metros de longitud y en distintos espesores de acuerdo a la denominación de la moneda. Dichas láminas, una vez troqueladas para la obtención del producto final, se convierten en material de desecho cuya mayor parte es vendido a compañías fundidoras, muy por debajo del precio de mercado, para su posterior reutilización en productos con menores requerimientos de calidad del material. Algunos estudios experimentales previos, que sin embargo aún no han sido debidamente documentados, demuestran que es posible utilizar dicho material de desecho a manera de refuerzo de tensión en losas de concreto de claros pequeños como los que se emplean en viviendas de interés social, a precios competitivos respecto al refuerzo convencional a base de malla de alambre electrosoldado.

La figura 0.2 muestra parte de este material de desecho del que se obtuvieron cospeles para la acuñación de moneda de un peso del sistema monetario mexicano. En este trabajo, como se verá más adelante, se estudiaron dos tipos de malla de acero inoxidable de diferentes espesores en los especímenes de prueba a fin de determinar el más adecuado como refuerzo.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIGURA I.2 Lámina troquelada de acero inoxidable

ALCANCE

En la edificación de vivienda de interés social en el Estado de San Luis Potosí, como en el resto del país, se cuenta con diversas alternativas para refuerzo de losas de concreto tales como malla de alambre electrosoldado, vigueta y bovedilla, o lo que se conoce como sistema viga-losa, que consiste en semiviguetas prefabricadas aligeradas con poliestireno a fin de dar un mayor aislamiento acústico, solo por mencionar algunas de las más comunes. El desarrollo de todas estas alternativas ha buscado fundamentalmente abaratar los costos de construcción en este tipo de vivienda.



FIGURA I.3 Vivienda típica de interés social en México

En este trabajo se muestran los resultados de un proyecto de investigación en el que se pretende explorar la posibilidad de la reutilización de materiales de desecho de la industria metalmeccánica como refuerzo en losas de concreto de claros pequeños, específicamente láminas de acero inoxidable producto de la fabricación de cospeles para la acuñación de moneda, aprovechando la coyuntura de contar en la región con las instalaciones fabriles de la Compañía Productora de Cospeles S.A. de C.V., tratando de encontrar alternativas más económicas en la construcción de vivienda de bajo costo y teniendo como principal objetivo la determinación experimental y analítica de la capacidad de carga de losas de concreto reforzadas con dicho material.

La presentación, para fines prácticos, se compone básicamente de tres partes, la primera de las cuales se refiere a la descripción de las propiedades de los materiales a utilizar, acero inoxidable y concreto hidráulico, así como las pruebas efectuadas en dichos materiales; la segunda parte consiste en la caracterización de la fase experimental de las pruebas de carga efectuadas durante el desarrollo de la investigación; finalmente, la tercera parte del trabajo se compone de la interpretación de los resultados obtenidos durante la etapa experimental, su evaluación estadística y su correlación con la resistencia obtenida así como la elaboración de

modelos matemáticos a partir del prototipo real, utilizando para esto último modelos característicos del comportamiento del concreto y del acero inoxidable a partir de la compatibilidad de deformaciones entre ambos materiales; dichos modelos serán calibrados con los resultados obtenidos experimentalmente para llegar finalmente a expresiones y recomendaciones prácticas para diseño.

CAPITULO I

ACEROS INOXIDABLES

DEFINICIÓN

Originalmente los aceros inoxidables eran simples aleaciones de fierro, cromo y carbón; actualmente, la mayoría de los aceros al cromo contienen cantidades pequeñas pero significativas de uno o más elementos como níquel, molibdeno, tungsteno, cobre, selenio, azufre, fósforo y nitrógeno, siendo el cromo el elemento aleante clave. Para que el acero realmente pueda considerarse como inoxidable, el contenido de Cromo debe ser por lo menos el 11.5 % de la aleación por casi nueve veces más de fierro^(Ref. 1), ya que con estas cantidades se forma espontáneamente una delgada película de óxido de cromo sobre la superficie expuesta al aire, la cual actúa como barrera para retener la oxidación o corrosión, evitando que el acero se manche; de ahí su nombre de acero sin mancha o acero inoxidable.

CLASIFICACIÓN

Metalúrgicamente, los aceros inoxidables se agrupan en tres clases básicas de acuerdo a su microestructura, a saber, martensíticos, ferríticos y austeníticos; los dos primeros, también conocidos como aceros al cromo por su alto contenido de este elemento, son altamente magnéticos, y no son recomendables para trabajar a bajas temperaturas; los aceros austeníticos cuentan adicionalmente con cantidades importantes de níquel y no son magnéticos. Debido a que las láminas de refuerzo que nos ocupan pertenecen al primer grupo, hablaremos un poco más sobre las propiedades de dichos aceros.

PROPIEDADES DE LOS ACEROS INOXIDABLES AL CROMO

Existen aproximadamente 15 tipos de aceros inoxidables al cromo clasificados por el Instituto Americano del Hierro y del Acero (AISI)^(Ref. 2), con cantidades controladas de carbón y pequeñas cantidades de otros elementos para proveer dureza, tenacidad y otras características físicas. Comercialmente son conocidos como aceros inoxidables de la serie 400; como ya se mencionó, son altamente magnéticos y la diferencia significativa que existe entre estas aleaciones es la cantidad de cromo agregada al fierro en los límites de 12 % a 27 %.

Los aceros inoxidables martensíticos contienen de 12 % a 17 % de cromo como elemento principal; se endurecen al aire, son duros, frágiles y requieren de precalentamiento para soldarse; sin embargo, poseen buena resistencia a la corrosión y un amplio rango de propiedades mecánicas^(Ref. 3). Algunos de los aceros inoxidables de la serie 400 que pertenecen a este tipo son los AISI 403, 410, 414, 416 y 420.

Los aceros inoxidable ferríticos contienen de un 17 % a 27 % de cromo; no se endurecen y generalmente son blandos y dúctiles, llegando a ser frágiles al soldarse. Toman el nombre de ferríticos por tener la misma estructura atómica que el hierro a la temperatura ambiente. Incluyen los tipos AISI 430 y 431 parcialmente endurecibles, y los tipos 405, 442 y 446 no endurecibles.

El acero inoxidable utilizado en la fabricación de cospeles, y por ende como refuerzo en los especímenes de concreto objeto de este estudio, es el designado por la AISI como tipo 430, acero ferrítico con un 16 % a 18 % de cromo, lo que le da una mayor resistencia a la corrosión y al calor que los tipos 12 % cromo, pero que lo hace también parcialmente endurecible^(Ref. 1). Este tipo de acero inoxidable tiene buenas propiedades de soldabilidad; sin embargo no se recomienda soldar donde se van a tener cargas por impacto, choque o vibración, ya que, aunque la zona de soldadura no es dura, es muy frágil debido al crecimiento de grano producido por las altas temperaturas alcanzadas al soldar; una vez soldado, se puede hacer muy poco para obtener la tenacidad del metal depositado o de la zona de fusión en virtud de que la estructura áspera del grano no se refina apreciablemente por tratamiento térmico.

COMPORTAMIENTO A TENSIÓN DEL ACERO INOXIDABLE DESIGNACIÓN AISI 430

Programa de ensayos

A fin de determinar la respuesta del material en condiciones de carga para establecer las relaciones constitutivas que rigen su comportamiento e incorporar estas, posteriormente, en los modelos teóricos a desarrollar, se efectuaron ensayos de tracción en probetas de acero inoxidable del tipo 430 de distintos espesores, probetas obtenidas del mismo material enviado a la Compañía Productora de Cospeles S.A. de C.V. Para ello se utilizaron las medidas y procedimientos que señalan las normas ASTM A-370^(Ref. 4) y ASTM E-8^(Ref. 5), las dimensiones y tolerancias de las probetas son las que aparecen en la figura 1.1 y en la tabla 1.1.

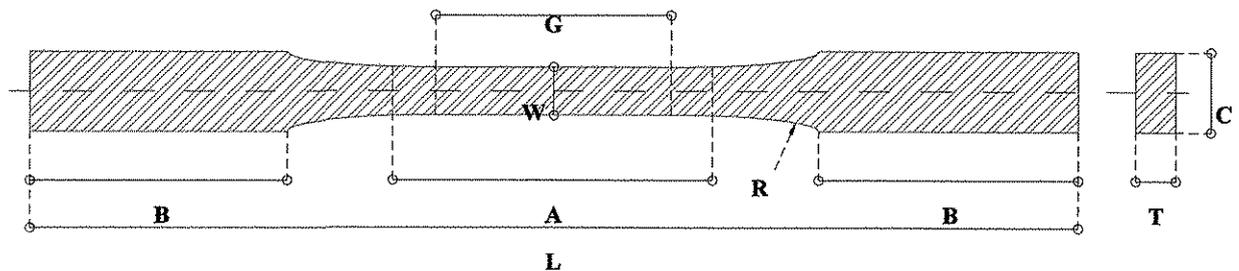


FIGURA 1.1 Esquema de las probetas de tracción

DESCRIPCIÓN		PULGADAS	MILÍMETROS
G	Longitud de medida	1.000 +/- 0.003	25.0 +/- 0.08
W	Ancho de la sección reducida	0.250 +/- 0.002	6.25 +/- 0.05
T	Espesor	Espesor del material	
R	Radio (min.)	0.25	6
L	Longitud total (min.)	0.25	100
A	Longitud de la sección reducida (min.)	1.25	32
B	Longitud de la sección de mordazas (min.)	1.25	32
C	Ancho de la sección de mordazas (min.)	3/8	10

Tabla 1.1 Dimensiones y tolerancias de las probetas de tracción

Las pruebas se realizaron en una Máquina Universal de Pruebas de Tracción marca Tinius Olsen Super L 290 con capacidad de 30 toneladas y velocidad de movimiento de cabezal máxima de 200 mm/min. Se utilizó un extensómetro electrónico marca Tinius Olsen con intervalo de 1.00 pulgada.

La prueba de tensión se efectuó a temperatura ambiente en las direcciones longitudinal, diagonal y transversal con respecto al sentido de laminación de la muestra. Las muestras fueron ensayadas a una velocidad de cabezal de 1.55 mm/min hasta su falla o bien hasta un 6 % de alargamiento nominal, esto es, 1/16 de pulgada por pulgada de longitud calibrada por minuto para llegar al límite elástico, y 1/2 pulgada por pulgada de longitud calibrada por minuto para la ruptura, como lo indican las normas a las que ya se ha hecho referencia.

Se ensayaron un total de 249 especímenes correspondientes a diferentes bobinas de embarque en diversos espesores que van desde 0.29 mm hasta 2.97 mm, obteniéndose en todos los casos los valores de esfuerzos y deformaciones hasta la falla, el límite de fluencia, el esfuerzo máximo alcanzado a la ruptura y el porcentaje de alargamiento, y como información complementaria la dureza del material en la escala Rockwell B (HRB) utilizando para ello un durómetro Ateliers Stockvis con licencia de Wilson.

Análisis estadístico

Se ha demostrado ya que el comportamiento a tensión de este tipo de acero inoxidable con fase dual ferrita-martensita presenta una excelente isotropía en las tres direcciones planares respecto al sentido de laminación de la muestra^(Refs. 6 y 7), por lo que este parámetro no es factor determinante en el análisis estadístico de los resultados obtenidos. En la figura 1.2 se muestra el histograma de frecuencias para los resultados del límite de fluencia en los 249 especímenes ensayados, valores obtenidos con el método conocido como de la caída de la viga o detención de la aguja indicadora de la máquina de prueba, conforme a lo especificado por la norma ASTM A-370, método en el que el esfuerzo correspondiente al breve intervalo de tiempo en el que la aguja se detiene es registrado como el esfuerzo de fluencia de la probeta.

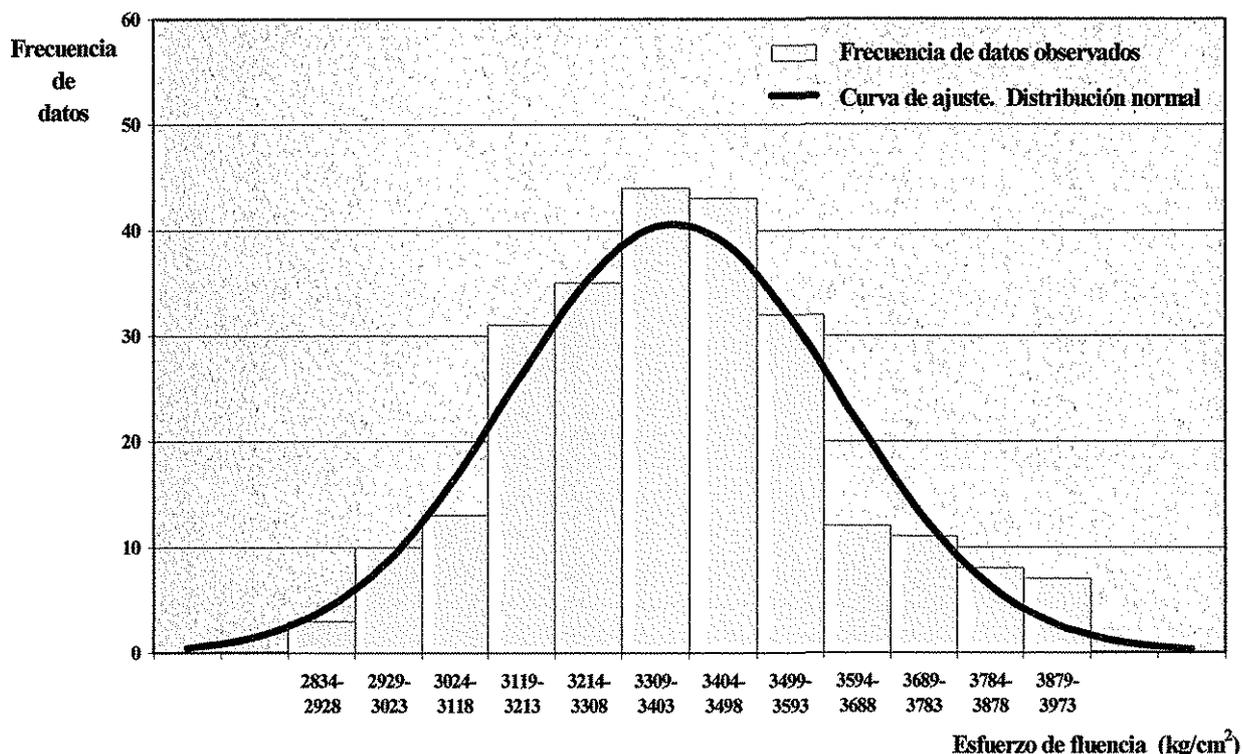


FIGURA 1.2 Histograma de frecuencias. Esfuerzo de fluencia

Como una medida de tendencia central de los resultados arriba expuestos se obtuvo un valor para la media aritmética de 3383 kg/cm^2 , y como medida de dispersión una desviación estándar de 227.4 kg/cm^2 , lo que representa un coeficiente de variación de 6.7% respecto de la media, valor este último que, sin ser excelente, representa un buen control tanto de las variaciones inherentes a la prueba como de aquellas que pueden ser atribuidas a la producción del propio material.

Se puede presuponer que, en proyectos controlados de evaluación de pruebas de resistencia, los valores obtenidos experimentalmente agrupados en clases o categorías asumirán un patrón similar a la curva teórica de distribución de probabilidades conocida como *normal* o *gaussiana*, y a partir de la formulación de esta hipótesis, estar en condiciones de interpretar los resultados obtenidos e inferir el comportamiento de la población en su conjunto. En la figura 1.2 se halla representada la curva de ajuste correspondiente a la distribución normal obtenida a partir de los parámetros estadísticos de la muestra real a los que ya se ha hecho referencia, esto es, la media aritmética y la desviación estándar. Si a partir del histograma se obtiene el polígono de frecuencias suavizado es posible observar en mayor detalle la calidad del ajuste de la distribución real respecto de la distribución teórica (figura 1.3).

Una medida de la discrepancia existente entre las frecuencias observadas y las frecuencias teóricas esperadas viene proporcionada por el estadístico χ^2 (léase ji cuadrado),

a la frecuencia teórica; si $\chi^2 = 0$ las frecuencias observadas y las esperadas coinciden completamente, mientras que si $\chi^2 > 0$ estas no coinciden exactamente; a mayor valor del parámetro en cuestión, menor será la calidad del ajuste.

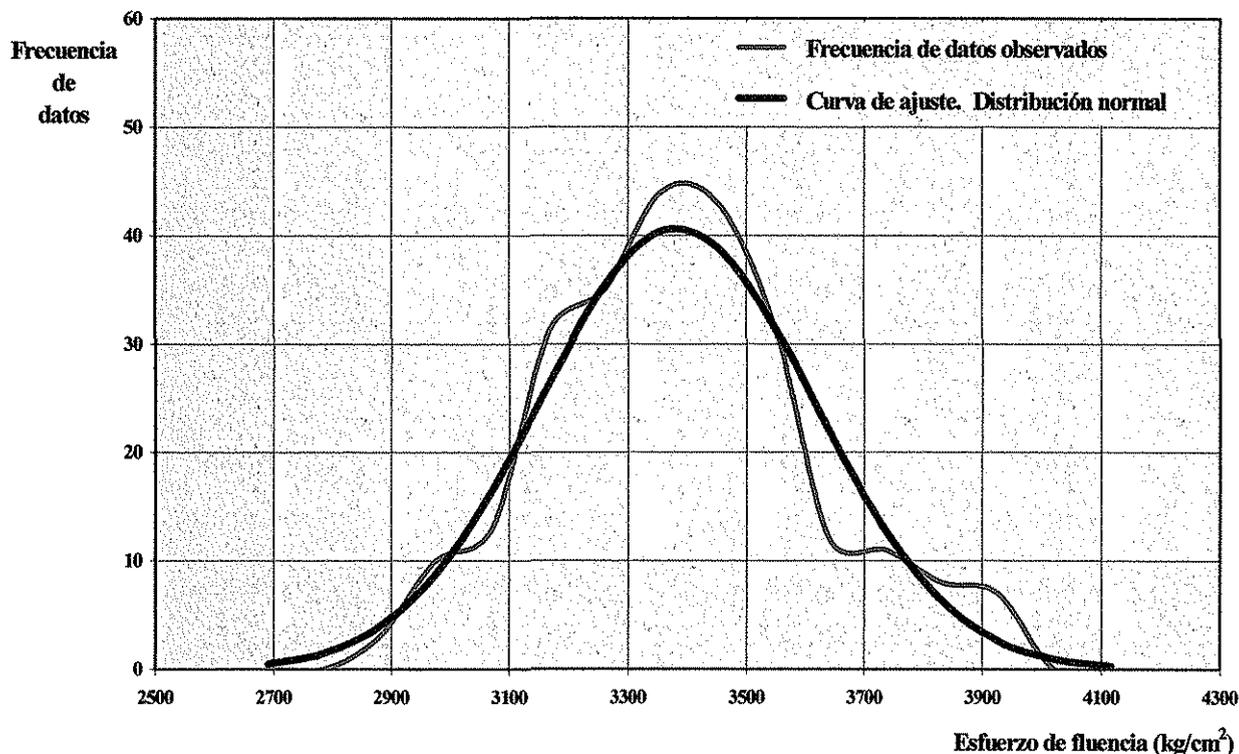


FIGURA 1.3 Polígono de frecuencias. Esfuerzo de fluencia

Al intentar alcanzar una decisión acerca de si deberemos o no aceptar la hipótesis del ajuste de la distribución real de frecuencias con una distribución teórica, debemos recurrir a ciertos procedimientos estadísticos que nos capacitan para determinar si las muestras observadas difieren significativamente de los resultados esperados y que, por tanto, nos ayudan a decidir si aceptamos o rechazamos dicha hipótesis; tales procedimientos se denominan contrastes de hipótesis o de significación^(Ref. 8). Al contrastar la hipótesis, la máxima probabilidad con la que estamos dispuestos a correr el riesgo de rechazarla cuando debiera ser aceptada se llama nivel de significación del contraste, así, si consideramos un nivel de significación de, digamos 5 %, ello implica que tendremos un 95 % de confianza de que hemos adoptado la decisión correcta, valor frecuentemente aceptado en teoría de decisiones. El valor crítico de la distribución χ^2 para el nivel de significación de 5 % se denota por $\chi^2_{0.95}$ y es numéricamente igual a 16.9^(Ref. 8) para el número de categorías que se ha manejado en la distribución de frecuencias del valor del límite de fluencia; en este caso, el valor calculado del estadístico χ^2 resultó ser de 15.1, por lo que se concluye que el ajuste, sin ser extremadamente bueno para el nivel de significación manejado, sí es lo suficiente como para no rechazar dicha hipótesis.

Caso contrario lo representa la distribución de frecuencias para el esfuerzo a la ruptura, representado a través de un polígono de frecuencias suavizado y contrastado con la hipótesis del ajuste a la distribución gaussiana, como se muestra en la figura 1.4. En este caso se obtuvo un valor para la media de **4988 kg/cm²** y una desviación estándar de **205.6 kg/cm²**, y, aunque esta última medida de dispersión representa un coeficiente de variación de tan solo **4.1 %** respecto de la media, lo que refleja un excelente control de las variaciones en las pruebas, el contraste del test χ^2 revela un muy pobre ajuste con la distribución normal, como también se puede apreciar en el diagrama, ya que se obtuvo un valor para dicho estadístico de **52.9**, lo que nos obliga a rechazar tal hipótesis bajo el nivel de significación del 5 %.

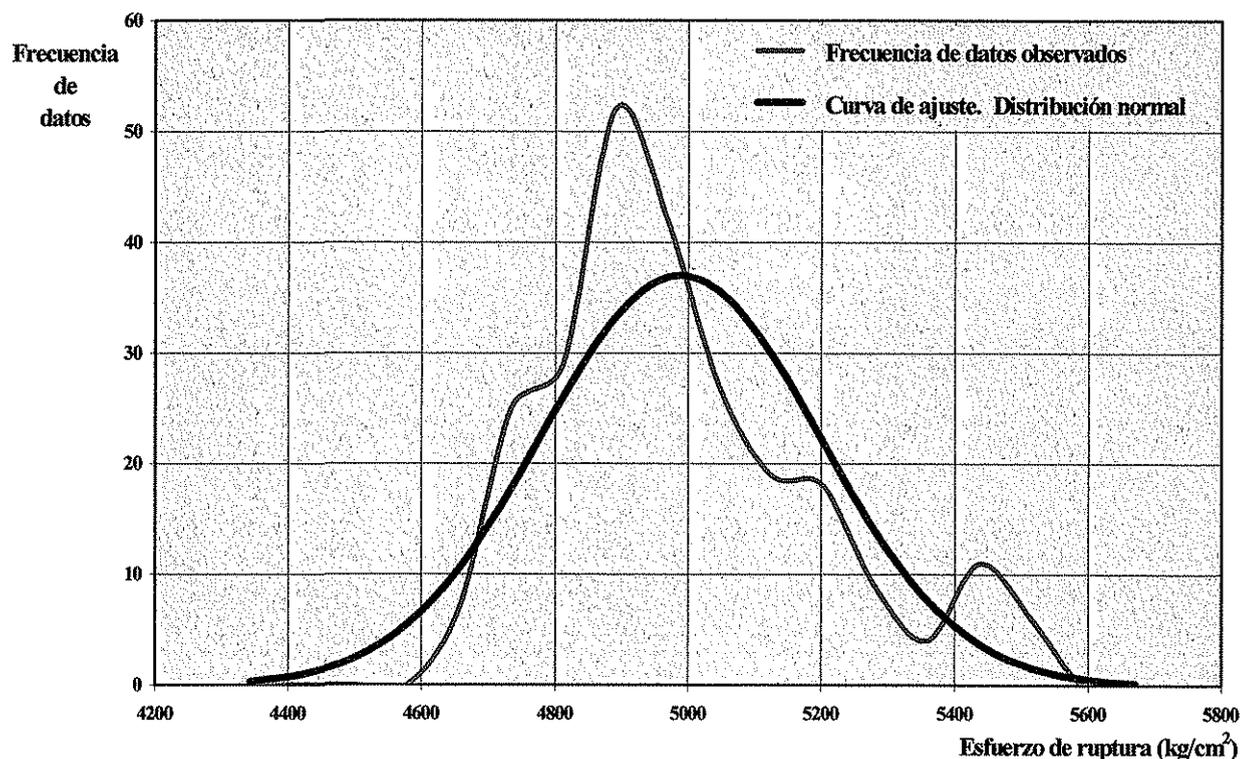


FIGURA 1.4 Polígono de frecuencias. Esfuerzo de ruptura

Por todo lo anterior, es posible inferir el comportamiento de la población en lo que se refiere al límite elástico, a partir de los resultados obtenidos en la muestra considerada, ajustando dichos resultados a una distribución normal o gaussiana de probabilidades, sin embargo, ha de procederse con cautela si se desea hacerlo de la misma manera con el valor del esfuerzo de ruptura ya que, como se ha visto, el ajuste con la mencionada distribución teórica no resultó ser lo suficientemente aceptable.

Debe recordarse que el número de pruebas con resistencias a la fluencia inferiores a la deseada es más importante en el cálculo de la capacidad de carga de una estructura, que la resistencia promedio obtenida. De esta manera, se deberá fijar un valor para dicho límite de fluencia lo suficientemente por debajo del valor promedio obtenido, para minimizar la frecuencia de resultados de pruebas de resistencia inferiores a la especificada; dicho valor

depende de la variabilidad medida en la muestra, expresada a través de la desviación estándar, y de la proporción admisible de pruebas con resultados menores que los indicados en el nivel de resistencia y, ya que no existe un criterio definido para este tipo de material, en este trabajo se adoptará un valor para dicha proporción de 9 %, valor similar al especificado por el Comité 214 del Instituto Americano del Concreto en su “Práctica Recomendable para la Evaluación de los Resultados de las Pruebas de Resistencia del Concreto”, valor que más adelante, en el capítulo 2, se discutirá ampliamente.

De esta manera, empleando las propiedades de la distribución normal, es posible inferir que, para minimizar a un 9 % la probabilidad de obtener resistencias a la fluencia inferiores a un valor dado, dicho valor deberá ser inferior a la media una cantidad de 1.343 veces la desviación estándar^(Ref. 6), por lo que, considerando los valores de dichos parámetros obtenidos a partir de la muestra, la resistencia confiable a la fluencia del material resulta ser de **3078 kg/cm²**, y el valor correspondiente a la resistencia a la ruptura es de **4712 kg/cm²**, aunque este último valor, como ya se ha discutido, debe ser tomado con cautela.

COMPORTAMIENTO A TENSIÓN DE LA MALLA DE COSPELES DE ACERO INOXIDABLE

Programa de ensayos

Se realizaron pruebas de tracción en láminas de acero inoxidable una vez troqueladas, con el objeto de determinar sus parámetros característicos tales como carga de fluencia y de ruptura y la determinación del rango elástico, y de esta manera estar en condiciones de correlacionar dichos valores con las propiedades elásticas del acero inoxidable obtenidas en la etapa anterior. Para ello se obtuvieron especímenes de lámina de 1.15 mm de espesor, producto de desecho en la acuñación de monedas de 10 centavos del sistema monetario mexicano; se ensayaron un total de 20 muestras con una longitud total de 100 cm, longitud de medida de 20 cm y ancho de 8 cm. La figura 1.5 muestra dichos especímenes y en la fotografía de la figura 1.6 se puede apreciar la forma de falla de uno de ellos de manera “escalonada” a través del ancho del espécimen, lo que le provee de un comportamiento más dúctil en el rango inelástico.

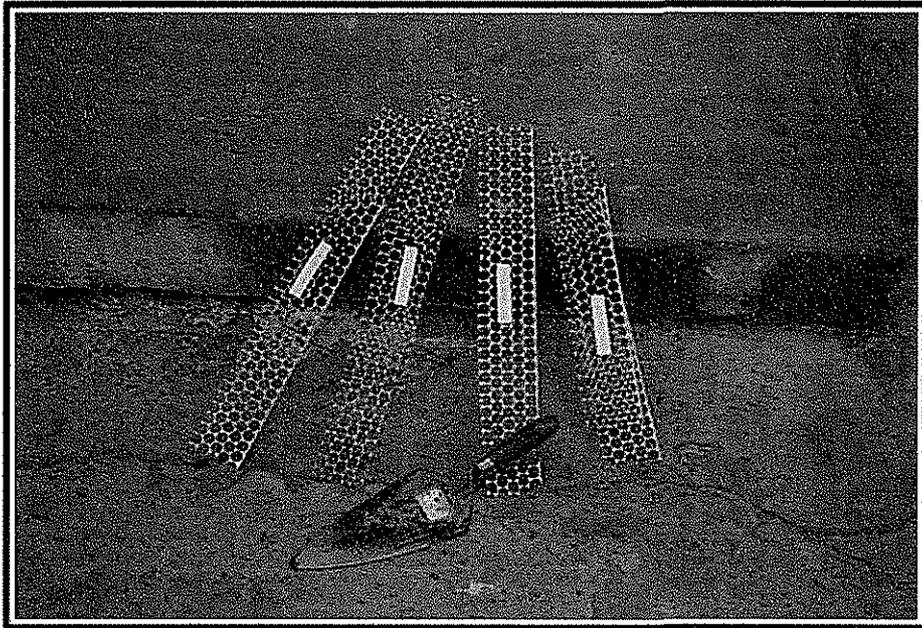


FIGURA 1.5 Especímenes de lámina de acero troquelada

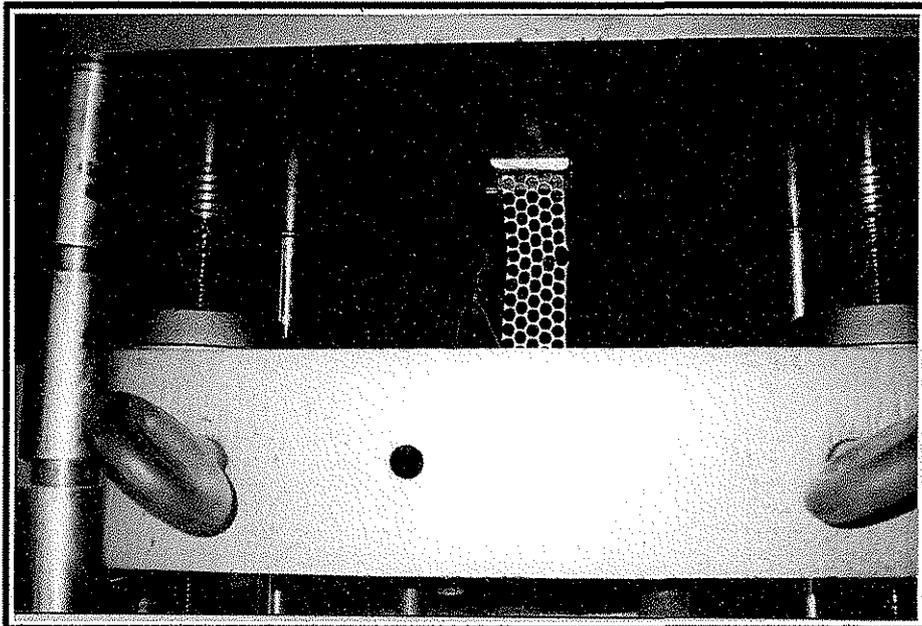


FIGURA 1.6 Prueba de tracción en espécimen de lámina de acero troquelada

A diferencia del programa de pruebas de las probetas de acero inoxidable, discutido líneas arriba, en los ensayos de tracción de las láminas troqueladas se obtuvo la curva carga deformación del espécimen a través de toda su historia de cargas hasta la falla del mismo, ya que, al no tener este un límite de fluencia definido debido a las perforaciones, fue necesaria su

obtención a partir del llamado “método offset” especificado en la norma ASTM A-370 con base en el alargamiento bajo carga del 0.5 %. Este método se ilustra en la figura 1.7, en la que se muestra la curva carga – deformación correspondiente a uno de los especímenes ensayados; la línea auxiliar para la obtención de la carga de fluencia tiene su origen en una deformación de 1.0 mm que, para un espécimen con una longitud inicial de 20 cm, corresponde a una deformación unitaria de 0.005 (0.5 % offset), la pendiente de dicha línea es igual a la de la curva carga - deformación en su etapa inicial. Nótese la forma escalonada de la curva en el rango inelástico, producto del tipo de falla del espécimen que se ilustra en la fotografía de la figura 1.5.

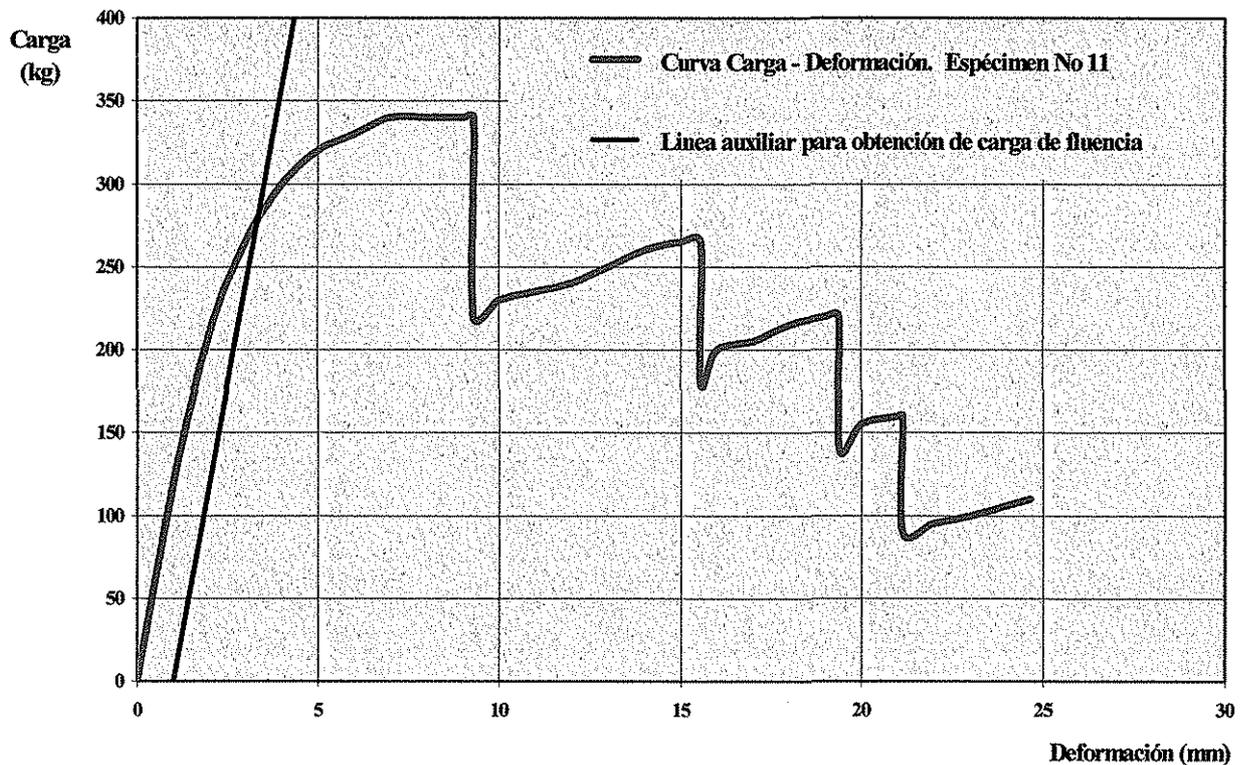


FIGURA 1.7 Curva carga – deformación. Lámina de acero troquelada.

Análisis estadístico

Se obtuvo la carga de fluencia de los veinte especímenes ensayados con los criterios arriba descritos, el promedio de las cuales resultó ser de **264 kg.**, con una desviación estándar de **17.9 kg.** y un coeficiente de variación de **6.8 %** respecto de la media, valor este último que representa un adecuado control del programa de pruebas. Puede observarse en la figura 1.8 que al contrastar el histograma de frecuencias de los resultados observados con la curva de la distribución gaussiana de probabilidades el ajuste no es demasiado bueno, lo que significa que la muestra ensayada es demasiado pequeña para lograr la representatividad de la población en su conjunto y que, con los resultados obtenidos, no es posible hacer predicciones acerca del comportamiento de aquella bajo los principios y propiedades de la distribución teórica.

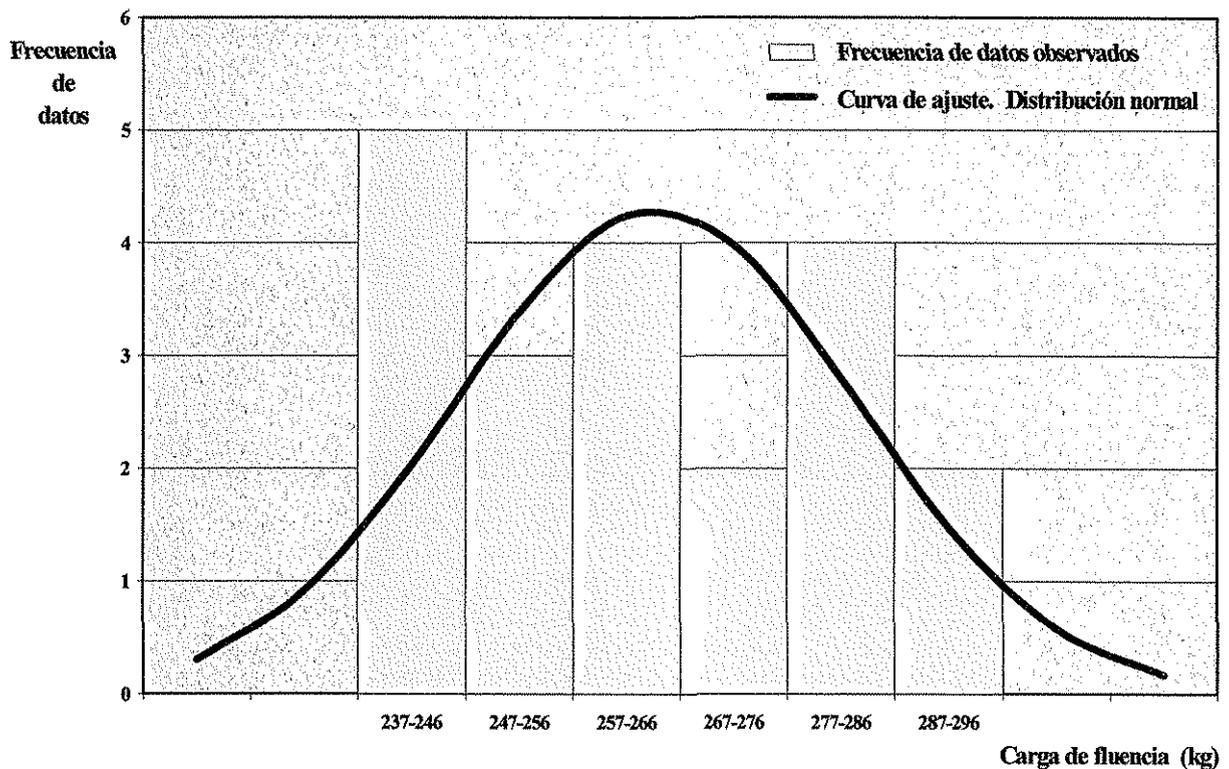


FIGURA 1.8 Histograma de frecuencias. Carga de fluencia

Debido a la dificultad práctica en la obtención de la carga de fluencia de las probetas ensayadas se hizo necesario trabajar de manera alternativa con la carga de ruptura de dichos especímenes, la cual resulta mucho más sencilla de cuantificar. El valor medio obtenido a partir del análisis estadístico es de **337 kg.**, con una desviación estándar de **27.8 kg.** y un coeficiente de variación de **8.25 %**; nuevamente al efectuar la correlación de la distribución de frecuencias con la distribución de gauss a partir de la prueba χ^2 se obtuvo un valor de 4.86 para dicho estadístico, siendo el valor crítico para un nivel de significación de 5 % numéricamente igual a 7.81, lo cual indica un buen ajuste, como puede observarse de una manera gráfica en la figura 1.9.

De acuerdo a estos resultados parece ser de una mayor objetividad el trabajar con los valores correspondientes a la ruptura en lugar de hacerlo con aquellos que cuantifican la fluencia del material, siempre y cuando el comportamiento de las vigas prototipo ensayadas así lo permita.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

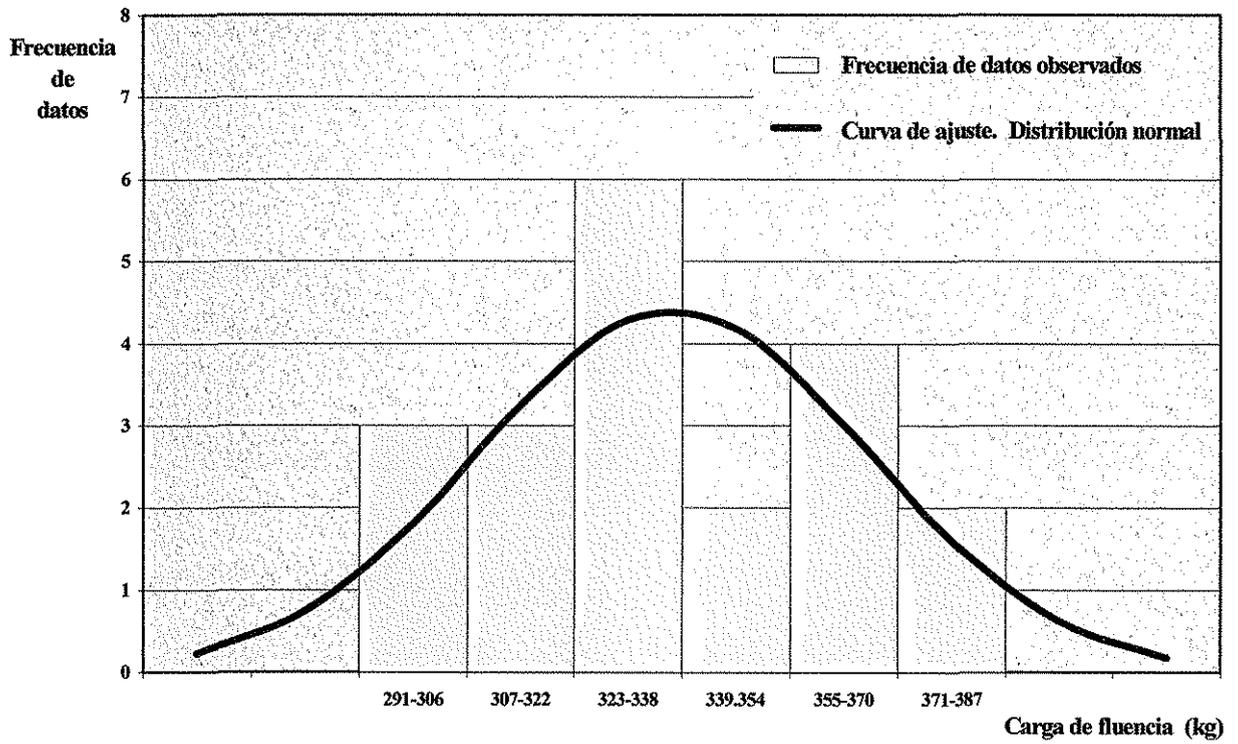


FIGURA 1.9 Histograma de frecuencias. Carga de fractura

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO II

CONCRETO HIDRÁULICO

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS CONCRETOS UTILIZADOS

Generalidades

El concreto es una masa endurecida de materiales heterogéneos, principalmente cemento, agregados pétreos y agua, aunque también puede contener cierta cantidad de aire atrapado y de aire deliberadamente incluido, así como algunos tipos de aditivos a fin de acelerar o retardar su fraguado, mejorar la trabajabilidad, reducir la cantidad de agua requerida en la mezcla, incrementar la resistencia y durabilidad o alterar otras propiedades del concreto. Tal vez el material cementante sea el más importante de los que intervienen en la mezcla de concreto; el cemento Portland moderno (denominado así debido a las características similares a una piedra gris muy dura extraída de las canteras de la isla de Portland en el Reino Unido) es un material finamente pulverizado constituido por cuatro ingredientes principales, cal, sílice, alúmina y óxidos de hierro, mezclados y calcinados a temperaturas que oscilan entre los 1400° C y los 1500° C aproximadamente. Aunque el proceso que en la actualidad se sigue en la fabricación y producción del cemento es relativamente reciente, pues data apenas de principios del siglo XIX, lo cierto es que el empleo de materiales cementantes era ya utilizado desde la antigüedad, siendo la arcilla el primer material aglutinante empleado en albañilería, a la que siguieron otros como el mortero de cal y el yeso vivo; así, los egipcios emplearon yesos en la erección de sus pirámides hace más de 25 siglos y los romanos fabricaron concretos con cementos naturales calcinados por acción volcánica para la construcción de sus acueductos y de la famosa Vía Apia^(Ref. 9).

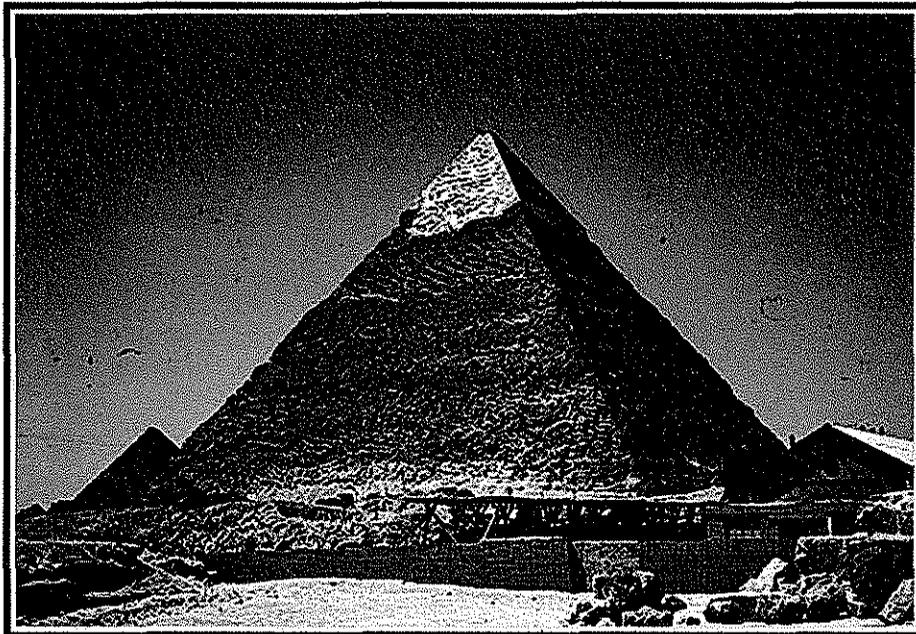


FIGURA 2.1 La Gran Pirámide de Keops

A pesar de lo anterior, de todos los materiales empleados en la construcción, el concreto a base de cemento hidráulico parece ser el más complejo y el menos comprendido. No obstante, las excelentes características del concreto son innegables: se obtiene fácilmente, es duro, resiste el fuego y no se pudre, además de requerir de poco o ningún mantenimiento cuando se le trata apropiadamente.

Resistencia y comportamiento Carga – Deformación

Aún cuando el concreto presenta un cierto comportamiento plástico, se considera como un material frágil ya que presenta fracturas bajo carga elástica a deformaciones relativamente pequeñas. La resistencia real de la pasta de cemento, o de un material similar como la piedra, es mucho menor que la resistencia teórica estimada sobre la base de la cohesión molecular, calculada a partir de la energía superficial de un sólido supuesto perfectamente homogéneo y sin defectos; la resistencia teórica se ha estimado en alrededor de $100,000 \text{ kg/cm}^2$ (Ref. 10). Dicha discrepancia puede explicarse por la presencia de defectos que conducen a concentraciones de esfuerzos en el material bajo carga, las que originan esfuerzos muy altos en volúmenes pequeños del espécimen, con la consecuente fractura microscópica, mientras que el esfuerzo promedio en el espécimen es comparativamente bajo (Ref. 11). Los defectos varían en tamaño y solamente los mayores causan fallas; la resistencia de un espécimen es, por tanto, un problema de probabilidad estadística, como se verá mas adelante, y el tamaño del espécimen afecta el esfuerzo nominal probable al cual se presenta la falla.

Se sabe que la pasta de cemento tiene numerosas discontinuidades, ya sea en forma de poros, fisuras u oquedades, pero el mecanismo exacto a través del cual éstas discontinuidades afectan la resistencia se desconoce. Las oquedades mismas no actúan como defectos, aunque pueden estar formados por grietas, en cristales individuales asociados con las oquedades o grietas causadas por la contracción o la mala adherencia (Ref. 12); en concretos sin segregación las oquedades están distribuidas de una manera aleatoria. Mientras no se conozca el mecanismo exacto de la rotura del concreto, éste se relaciona con la adherencia entre la pasta de cemento y el agregado.

Como es bien conocido, para un conjunto determinado de materiales y condiciones, la resistencia del concreto se rige por la cantidad neta de agua empleada por cantidad unitaria de cemento, excluyendo el agua absorbida por los agregados. Pueden observarse diferencias en la resistencia de una mezcla con determinada relación agua/cemento, debidas a cambios en el tamaño máximo de los agregados, la graduación, la textura de la superficie, forma, resistencia y rigidez de las partículas del agregado, diferencias en el tipo de cemento y las fuentes de aprovisionamiento, el contenido de aire y el empleo de aditivos que afecten el proceso de hidratación del cemento o que desarrollen por sí mismos propiedades aglutinantes.

Una característica de suma importancia en la determinación del comportamiento del concreto y de gran aplicación en el análisis y diseño de muchos tipos de estructuras, lo establece la curva esfuerzo-deformación. Los dos componentes del concreto, pasta de cemento y agregados, cuando están sujetos en forma individual a esfuerzos presentan una relación esfuerzo-deformación sensiblemente lineal; la razón para el comportamiento no lineal en el

material compuesto (concreto) se debe a la presencia de interfaces entre la pasta de cemento y el agregado y al desarrollo de microagrietamiento en esas interfaces. Debido a que las grietas evolucionan progresivamente en las interfaces, hay un incremento similar en la intensidad del esfuerzo local y en la magnitud de la deformación, por lo que se incrementa más rápidamente que el esfuerzo promedio aplicado y la curva esfuerzo-deformación se hace cóncava hacia abajo presentando una rama descendente con un comportamiento pseudoplástico^(Ref. 13); dicha rama descendente de la relación, que representa una baja en el esfuerzo acompañada de un incremento en la deformación, ocurre inmediatamente antes de la falla, y puede apreciarse notablemente en las pruebas de cilindros a compresión axial cuando el espécimen se carga a una velocidad constante de deformación. La figura 2.2 muestra la curva esfuerzo – deformación de uno de los especímenes cilíndricos ensayados durante la fase experimental de este proyecto, correspondiente a una de las mezclas elaboradas para tal fin.

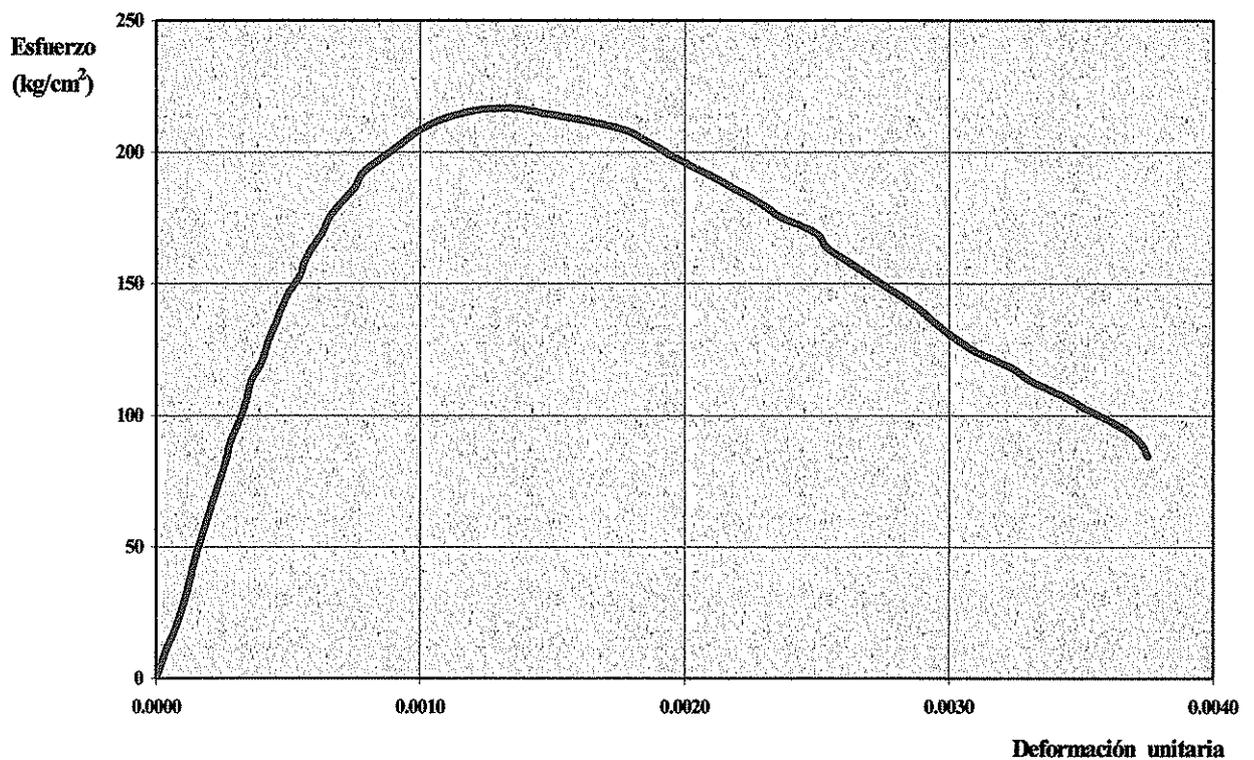


FIGURA 2.2 Curva esfuerzo – deformación del concreto

La magnitud de la deformación registrada y la curvatura de la gráfica dependen, al menos en parte, de la velocidad de aplicación del esfuerzo; cuando la carga se aplica rápidamente, en menos de 0.01 segundos, las deformaciones se reducen apreciablemente, y la curvatura resulta muy pequeña. Un aumento en el tiempo de aplicación de carga de 5 segundos a 2 minutos puede incrementar la deformación hasta un 15 %, sin embargo, en un intervalo de 2 a 10 minutos, tiempo requerido usualmente para probar un espécimen en una máquina de ensayos ordinaria, el incremento en deformación unitaria es pequeño^(Ref. 14).

Lamentablemente, ciertas características de la curva esfuerzo-deformación se deben no a la propiedad intrínseca del concreto, sino a las características de la máquina de ensaye, así, por ejemplo, la forma de la rama descendente de la curva puede verse afectada por la restricción que el dispositivo de ensaye proporcione a las deformaciones transversales del espécimen: mientras menor sea la restricción, la falla del concreto se presentará también a una deformación menor, al contrario de lo que ocurre con la rama ascendente, la cual no se ve afectada sensiblemente por las características del dispositivo de ensaye; por otro lado, los cilindros de prueba presentarán una falla rápida cuando la pendiente de la parte descendente de la curva esfuerzo-deformación es igual a la pendiente de la curva de descarga de la máquina de ensaye.

PROPORCIONAMIENTOS EMPLEADOS

Criterios generales de dosificación

El Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural del Instituto Americano del Concreto, en su edición de 1995, señala en su capítulo 5, sección 5.2.1: “*El proporcionamiento de los materiales para el concreto se deberá establecer para lograr la trabajabilidad y consistencia que permitan trabajar fácilmente el concreto dentro de las cimbras y alrededor del refuerzo en las condiciones de colado que vayan a emplearse sin segregación ni sangrado excesivo. ...*”^(Ref. 15). Para los fines de este estudio, se considera que la **trabajabilidad** es una propiedad del concreto que determina su capacidad de ser colado y compactado apropiadamente y de tener un acabado sin segregación nociva, la afectan la granulometría, forma de las partículas y proporción del agregado, así como la cantidad de cemento y la presencia de aire incluido. Por otro lado, la **consistencia** puede ser considerada como la humedad de la mezcla de concreto, medida en términos del revenimiento, también afectada por la forma, tamaño, graduación y textura de los agregados. Los procedimientos aquí utilizados para la práctica de dosificación, permiten que todos éstos factores sean tomados en cuenta para lograr un colado económico satisfactorio.

Una adecuada dosificación del concreto implica el equilibrio entre una economía razonable y los requisitos especificados de resistencia y durabilidad, características que deben ser regidas por el empleo y el uso que se va a dar al concreto y por las condiciones que se espera encontrar en el momento del colado. La capacidad para ajustar las propiedades del concreto a las necesidades de la obra refleja un desarrollo tecnológico que no tuvo lugar sino a partir de los primeros años del siglo XX. Como ya se ha mencionado, una de las propiedades más importantes del concreto reside en la relación agua/cemento, mientras menos agua se utilice, la pasta de agua/cemento quedará mas espesa y será mejor su calidad; el conocimiento de este hecho y su posterior utilización como herramienta para estimar la resistencia fue reconocido alrededor del año 1918^(Ref. 16). Las notables mejoras en la durabilidad, resultantes de la inclusión de aire, fueron reconocidas a principios de la década de los cuarenta del siglo pasado. Estos dos importantes adelantos en la tecnología del concreto se han visto aumentados por las numerosas y extensas investigaciones y el desarrollo de muchas áreas afines, incluido el empleo de aditivos.

A fin de balancear cuidadosamente los principales ingredientes del concreto, cemento, agregados minerales y agua, para dar las propiedades adecuadas al concreto fresco y endurecido, se buscó desde un inicio contar con toda la información concerniente, por un lado, a las características de los agregados que se emplearon en todas y cada una de las mezclas elaboradas, tales como análisis granulométricos, peso unitario, absorción y gravedad específica, y, por el otro, los requisitos de agua de mezclado, información relativa a las relaciones existentes entre la resistencia y la relación agua/cemento así como el peso específico del cemento empleado. Aún cuando, en lo posible, la dosificación del concreto debe basarse en los datos obtenidos de pruebas o en la experiencia adquirida con los materiales que de hecho serán empleados, tal y como lo señala el Comité 211 del ACI en su "Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo", lo cierto es que durante todo el programa de pruebas se buscó trabajar con los mismos proporcionamientos empleados desde un inicio, haciendo únicamente correcciones en el agua de mezclado debido a las variaciones día con día en el contenido de humedad en los agregados, a fin de buscar una mayor uniformidad en las mezclas empleadas y estar en condiciones de poder realizar análisis comparativos, relegando a un segundo término el valor de la resistencia promedio alcanzada por la mezcla.

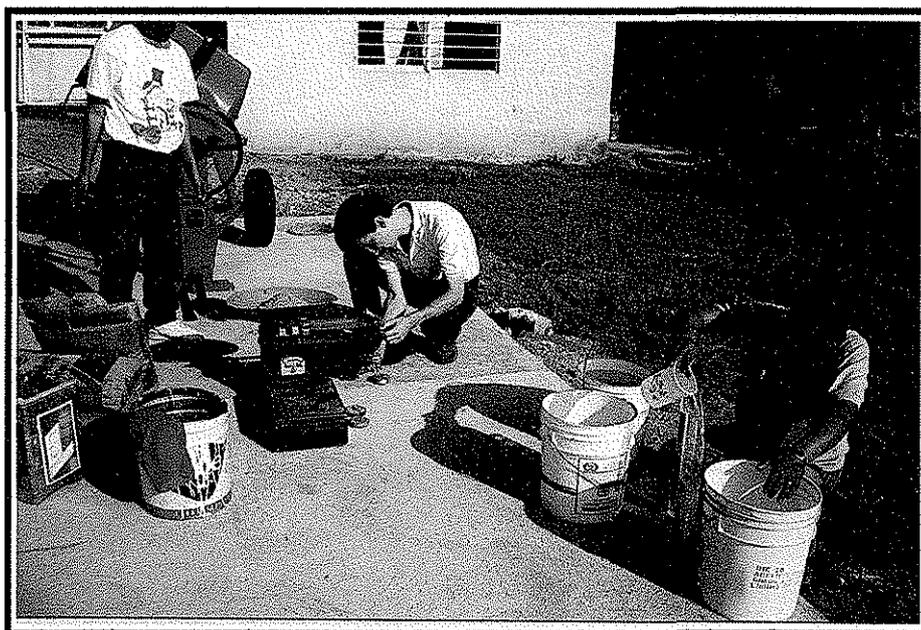


FIGURA 2.3 Dosificación de las mezclas de concreto empleadas

Dosificación y proporcionamientos empleados

Los criterios considerados en el proporcionamiento de los materiales para las mezclas empleadas se basaron en las prácticas recomendadas por el Comité 211 del Instituto Americano del Concreto, con base en el método de peso estimado. De acuerdo a ello, un primer paso a seguir consiste en la elección del revenimiento de manera tal que se obtengan mezclas de consistencia densa pero que puedan colarse con buen rendimiento; el rango de valores recomendado por la referencia antes citada está entre 2 y 8 cm para el caso de

pavimentos y losas, sin embargo, se decidió utilizar una mezcla mas fluida, con valores del orden de 10 cm, a fin de garantizar una total penetración de la misma a través de los huecos de la malla de cospeles hasta el fondo del molde del espécimen.

Debe elegirse, como siguiente paso, el tamaño máximo del agregado grueso. Los tamaños más grandes de agregados bien graduados tienen menos huecos que los tamaños más pequeños, por lo que los concretos con agregados de tamaños mayores requieren menos mortero por volumen unitario. Sin embargo, de acuerdo al reglamento de diseño del ACI, el tamaño máximo nominal del agregado no debe exceder de $1/5$ de la separación menor entre los lados de la cimbra, en nuestro caso $1/5$ de 30 cm, es decir 6 cm, ni de $1/3$ del peralte de la losa, es decir, $1/3$ de 10 cm, 3.33 cm, ni de $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las varillas de refuerzo, en este caso, tratándose de la malla de cospeles con huecos de 21 mm de diámetro, la especificación indica un valor de 1.6 cm, por lo que se eligió un tamaño máximo de agregado grueso de $1/2$ pulgada.

La cantidad de agua por volumen unitario de concreto requerida para producir determinado revenimiento depende del tamaño máximo, de la forma de la partícula y de la granulometría de los agregados, así como de la cantidad de aire incluido. Esta cantidad, que a continuación debe ser calculada con base en los datos obtenidos de pruebas, puede sin embargo estimarse a partir de los valores aproximados pero suficientemente precisos, propuestos por el Comité 211; así, para producir un concreto con un revenimiento de 8 a 10 cm, con agregado grueso máximo de $1/2$ pulgada, y sin aire intencionalmente incluido, el agua de mezclado requerida es de aproximadamente 215 kg/m^3 , y la cantidad aproximada de aire atrapado es del orden de 2.5 %.

El código de diseño del ACI señala: *“El concreto debe dosificarse y producirse para asegurar una resistencia a la compresión promedio lo suficientemente alta para minimizar la frecuencia de resultados de pruebas de resistencia por debajo del valor de la resistencia a la compresión especificada f'_c ...”*. Cuando se elige un valor especificado de f'_c como base del esfuerzo tolerable en los cálculos del proyecto, éste se modifica con coeficientes para tomar en cuenta las incógnitas de diseño y construcción, pero éstos coeficientes no dejan margen a la variabilidad aleatoria en la resistencia del concreto, por lo que la resistencia promedio del concreto producido debe siempre exceder el valor especificado de f'_c ; esto se basa, como se verá en la sección siguiente, en conceptos probabilísticos, y pretende asegurar que se desarrollará la resistencia adecuada en la estructura. Así, el valor de la relación agua/cemento seleccionada para la mezcla deberá ser tal que produzca una resistencia promedio considerablemente más alta que el valor de diseño f'_c , y el grado de sobrediseño de la mezcla dependerá de la variabilidad de los resultados de la prueba; sin embargo, cuando en condiciones iniciales aún no se cuentan con registros de dichos resultados, de acuerdo al Reglamento del ACI la mezcla deberá diseñarse para producir un concreto con resistencia promedio superior a la especificada en 70 kg/cm^2 para un valor de f'_c de 200 kg/cm^2 , es decir, 270 kg/cm^2 , valor para el cual la relación agua/cemento por peso será de 0.586 para un concreto sin aire incluido^(Ref. 16).

Una vez seleccionado el valor mas adecuado de la relación agua/cemento y conocida la cantidad de agua de mezclado por volumen de la misma, es posible determinar la cantidad de cemento requerida, la cual será igual al cociente del contenido estimado de agua entre la relación agua/cemento.

$$\text{Cantidad de cemento requerida} = \frac{\text{Contenido de agua de mezclado (kg/m}^3\text{)}}{\text{Relación agua/cemento}}$$

$$\text{Cantidad de cemento requerida} = \frac{215 \text{ (kg/m}^3\text{)}}{0.586} = 366.9 \text{ kg/m}^3$$

A continuación se deberán estimar las cantidades de agregado grueso y agregado fino en la mezcla. Los agregados gruesos con tamaño máximo y granulometría esencialmente iguales producen concretos con un grado de trabajabilidad adecuado a la construcción reforzada común cuando se emplea un volumen dado de agregado grueso por volumen unitario de concreto en condiciones de varillado en seco, tal y como se señala en la norma ASTM C29^(Ref. 17); se ha comprobado que, para igual trabajabilidad, el volumen requerido de agregado grueso por volumen unitario de concreto depende únicamente de su tamaño máximo y del módulo de finura del agregado fino, las diferencias en la forma y granulometría de las partículas del agregado, que podrían influir en la cantidad de mortero requerido para la trabajabilidad, quedan compensadas automáticamente por las diferencias en la cantidad de huecos en el varillado en seco. Se determinó en campo el módulo de finura de la arena que se utilizará durante todo el proceso, así como el peso unitario de varillado en seco por metro cúbico de agregado grueso, resultando éstos de 2.94 y 1469.86 kg/m³ respectivamente. A partir de éstos valores, y tomando en cuenta que el tamaño máximo del agregado grueso es de 1/2", se puede llegar a establecer, con base en las relaciones empíricas dadas en la referencia 16, la relación del volumen de agregado grueso al volumen de concreto, y fijar éste para nuestro caso en un valor de 0.536; ésta relación se convierte a peso seco del agregado grueso multiplicándolo por el peso unitario ya obtenido.

$$\text{Cantidad de agregado grueso} = \text{Volumen de agregado grueso (m}^3\text{)} * \text{Peso unitario (kg/m}^3\text{)}$$

$$\text{Cantidad de agregado grueso} = (0.536 \text{ m}^3) * (1469.86 \text{ kg/m}^3) = 787.8 \text{ kg}$$

Finalmente, una vez establecidas las cantidades de agua, cemento y agregado grueso, el material restante que complementa un metro cúbico de concreto debe consistir en agregado fino y aire atrapado. La cantidad de agregado fino por volumen unitario de concreto puede determinarse con base en el peso estimado; si consideramos que un metro cúbico de concreto tiene un peso aproximado de 2250 kg., el peso de la arena está dado por:

$$\text{Cantidad de agregado fino} = \text{Peso total} - \text{Peso del agua} - \text{Peso de cemento} - \text{Peso de grava}$$

$$\text{Cantidad de agregado fino} = 2250 \text{ kg} - 215 \text{ kg} - 366.9 \text{ kg} - 787.8 \text{ kg} = 880.3 \text{ kg}$$

Las cantidades preliminares de cada uno de los ingredientes para producir un metro cúbico de concreto queda como sigue:

Cemento	366.9 kg.
Agua	215.0 kg.
Agregado grueso (seco)	787.8 kg.
Agregado fino (seco)	880.3 kg.

Sin embargo, es necesario hacer algunas correcciones debido a la humedad y absorción de los agregados en estado natural. Las pruebas señalaron valores de absorción para el agregado grueso y agregado fino de 1.42 % y 4.37 % respectivamente, los que fueron considerados fijos durante todo el programa de pruebas (lo cual es suficientemente preciso), a diferencia de la cantidad de humedad en los agregados, la cual fue necesario calcular inmediatamente antes de la elaboración de cada una de las mezclas; así, valores típicos para los porcentajes de humedad resultaron ser de 1.15 % y 6.33 % para la grava y la arena respectivamente. Para ésta mezcla en particular, la corrección del agua debida a la humedad y absorción del agregado grueso será de 1.42 % - 1.15 % = 0.27 % respecto del peso del agregado (añadir, ya que el agregado absorbe más agua de la que tiene), y la corrección debida al agregado fino será de 4.37 % - 6.33 % = -1.96 % respecto de su peso (quitar, ya que aporta más agua de la que absorbe). La cantidad de agua, ya corregida, puede calcularse como sigue:

Cantidad de agua final = Cantidad de agua inicial - Corrección por humedad y absorción

$$Cantidad\ de\ agua\ final = 215\ kg + (0.27\ \%)(787.8\ kg) - (1.96\ \%)(880.3\ kg) = 199.9\ kg$$

Las cantidades de agregados deben modificarse en la misma proporción de la humedad con la que cuentan, ya que los valores iniciales fueron calculadas en base a peso seco. Así, la cantidad en exceso de agregado que deberá añadirse será igual al producto de la humedad con la que cuenta por su peso seco, esto es, 1.15% * 787.8 kg. = 9.1 kg., para el caso del agregado grueso, y 6.33% * 880.3 kg. = 55.72 kg.; las cantidades finales se calculan como sigue:

Cantidad de agregado final = Cantidad de agregado inicial + Corrección por humedad

$$Cantidad\ de\ agregado\ grueso\ final = 787.8\ kg + 9.1\ kg = 796.9\ kg$$

$$Cantidad\ de\ agregado\ fino\ final = 880.3\ kg + 55.72\ kg = 936.0\ kg$$

En resumen, para ésta mezcla en particular, con los materiales a que ya se ha hecho referencia, las cantidades en peso utilizadas para obtener un concreto con un promedio de resistencia especificado de 270 kg/cm² con un revenimiento de 10 cm, resultaron ser:

Cemento	367 kg.
Agua	200 kg.
Agregado grueso	797 kg.
Agregado fino	936 kg.

CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO

Técnicas estadísticas

La naturaleza misma del concreto, producto de la mezcla de materiales heterogéneos, lo sujeta a la influencia de numerosas variables, factores que dependen no solo de la variabilidad intrínseca de los ingredientes que lo componen, sino también de aquellos que surgen como resultado de las prácticas seguidas durante la dosificación, el mezclado, la transportación, la colocación y el curado. Aunado a lo anterior, existen además numerosas variables que afectan los resultados de las pruebas de resistencia en el concreto, atribuibles no solo a la fabricación, sino al tratamiento de las muestras de prueba y a la prueba misma (se ha comentado ya cómo influyen las características de la máquina de ensaye en la obtención de la curva esfuerzo – deformación del espécimen); se han llegado a identificar mas de 60 variables que influyen en la determinación de la resistencia de un espécimen cilíndrico de concreto^(Ref. 18).

No obstante lo anterior, se puede confiar en producir un concreto de calidad adecuada si se mantiene un control apropiado de la variación de las propiedades de los componentes de la mezcla, de la precisión de todas las operaciones que afectan la resistencia o consistencia del concreto, si se interpretan correctamente los resultados de las pruebas y si además se toman en consideración las limitaciones de las mismas. Un control apropiado se alcanza por medio de la utilización de materiales satisfactorios, la dosificación y el mezclado correctos de dichos materiales y la buena práctica en la transportación, la colocación, el curado y la realización de pruebas. El mejoramiento del control puede permitir una reducción en los costos de producción del concreto, puesto que la resistencia promedio se puede acercar más a los requisitos de las especificaciones, como se verá mas adelante.

Los métodos y procedimientos estadísticos para interpretar las variaciones que ocurren en la resistencia del concreto fueron introducidos por primera vez de manera normativa, como una recomendación práctica, en el año de 1957 por el Comité 214 del Instituto Americano del Concreto a través de su publicación “Práctica Recomendada para la Evaluación de Resultados de Pruebas de Compresión en el Campo”, en la que se exponen métodos para aplicar la teoría de probabilidades en la evaluación de la resistencia del concreto, y se ofrecen también criterios para establecer especificaciones y para mantener la uniformidad requerida. Desde entonces se han reconocido los procedimientos estadísticos como medios valiosos para la evaluación de los resultados de las pruebas de resistencia, y la información que se deriva de dichos procedimientos es útil también para reafirmar los criterios de diseño.

Resistencia mínima y resistencia media

La magnitud de las variaciones en la resistencia de las muestras de prueba dependen de lo adecuado del control de los materiales, de la fabricación del concreto y de la realización de las pruebas. Se puede encontrar el origen de las diferencias en la resistencia básicamente en dos fuentes distintas, las variaciones en las propiedades de la mezcla de concreto y sus ingredientes y en las variaciones inherentes a la prueba. Sin embargo, como ya se ha visto, para un adecuado manejo analítico de dichas variaciones es necesario considerarlas en términos de estadística.

Para obtener el máximo de información se debe efectuar una cantidad de pruebas de resistencia en especímenes elaborados que “*deben representar materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas...*” tal y como lo señala el Reglamento del Instituto Americano del Concreto. Se puede suponer que, en proyectos controlados, la resistencia de las muestras de prueba asumirá un patrón similar a la curva de distribución normal, suposición que se acerca lo suficientemente a la realidad como para que ésta última constituya una herramienta extremadamente útil en los cálculos de predicción de resistencia esperada. Allí donde exista un buen control, los valores de resistencia tenderán a agruparse cerca del valor medio de la población, y la curva de distribución será alta y estrecha; conforme aumentan las variaciones en la resistencia, los valores se apartan de la media y producen una distribución mas dispersa, con una forma baja y alargada.

Por lo anterior, debido a éstas dispersiones en los resultados de las pruebas de resistencia, es conveniente fijar un valor “mínimo” para dicha resistencia, en el cual el diseño estructural se pueda basar (y que comúnmente se relaciona con el valor de diseño $f'c$). Sin embargo, no es posible especificar un valor absoluto para la resistencia mínima en determinada situación, ya que desde el punto de vista estadístico siempre existirá cierta probabilidad de obtener resultados de una prueba por debajo de dicho valor; resulta más conveniente, por tanto, definir la resistencia mínima como un valor que debe excederse por una proporción predeterminada de todos los resultados de las pruebas. Así, por ejemplo, el British Code for the Structural Use of Concrete de 1972 definió inicialmente lo que denominó *resistencia característica* del concreto como el valor que debe excederse por un 95 % de las muestras de prueba, y las normas suizas emplean el concepto de *resistencia nominal* como el valor que debe excederse por un 84 % de los especímenes de prueba^(Ref. 10).

A partir del conocimiento de la probabilidad de que un espécimen tenga una resistencia que difiera del valor medio (o valor por alcanzar en el diseño de la mezcla) en una cantidad dada, es posible definir el valor mínimo o característico de la resistencia de determinada mezcla (o valor de diseño de la estructura), con auxilio de las propiedades de la curva de ajuste de distribución. La diferencia entre los valores medio y mínimo de la resistencia puede obtenerse en función de la desviación estándar de la muestra, parámetro éste último que determina la dispersión en los resultados de las pruebas: a mayor valor de la desviación estándar, mayor será también la diferencia en los valores de la resistencia media y mínima. Dicha diferencia puede también ser obtenida a partir del coeficiente de variación, valor que representa la relación entre la desviación estándar y el valor medio de la resistencia.

Ambos parámetros de dispersión, desviación estándar y coeficiente de variación, son útiles para determinar el valor de la resistencia mínima en función del valor medio, y arrojan el mismo resultado cuando se aplican a concretos de la misma resistencia media, pero cuando se trata de predecir la variabilidad de una mezcla de resistencia diferente el resultado puede variar dependiendo de si se toman como valor constante uno u otro parámetro, como se discutirá en la sección siguiente.

Criterios de aceptación y resistencia esperada.

Aún cuando el problema de la variabilidad de concretos con resistencias diferentes no ha sido resuelto en su totalidad, y la cuestión de si es la desviación estándar o el coeficiente de variación el que debe considerarse como un valor constante es aún tema de controversia, lo cierto es que los criterios actuales para el diseño de mezclas de concreto y su consiguiente control de calidad, establecen la necesidad de producir concreto con una resistencia a la compresión promedio f_{cr} lo suficientemente alta para minimizar la frecuencia de valores por debajo de la resistencia mínima especificada f'_c , con el fin de asegurar que se desarrollará la resistencia adecuada en la estructura, pero ello ha sido fruto de una constante evolución en los criterios de aplicabilidad.

En 1944, durante la 14ª reunión anual de la National Ready Mixed Concrete Association, efectuada en la ciudad de Nueva York, Stanton Walker propuso una práctica de control de calidad de los resultados de pruebas de resistencia en el concreto sobre la base de un coeficiente constante de variación, es decir, una relación constante entre la desviación estándar y la resistencia media, para todos los concretos hechos con determinado grado de control. Así, por ejemplo, cualquier concreto de cualquier nivel de resistencia promedio, debería considerarse satisfactorio en su grado de control si el valor del coeficiente de variación fuera inferior a 15 %, y excelente si este no rebasara un valor de 12 %^(Ref. 19).

Posteriormente, en la década de 1960, análisis efectuados por Newlon en la Universidad de Virginia, Erntroy en la Gran Bretaña y Rush en Alemania, a partir de pruebas reales en obra, coincidieron al afirmar que ni la suposición de una desviación estándar constante ni un coeficiente constante de variación para todos los niveles de resistencia son válidos para especímenes de prueba hecho en obra. De acuerdo a dichos resultados, el coeficiente de variación es constante hasta cierto valor límite de resistencia, y para resistencias más elevadas es la desviación estándar la que permanece constante; éste valor límite varía en función del tipo de especímenes empleados en las pruebas, pero su rango va desde un valor de 176 kg/cm² para especímenes cilíndricos, hasta un valor de 352 kg/cm² para cubos^(Ref. 20).

Lo anterior fue reconocido por el Código Británico, el cual en su norma de 1972 considera que el concreto cumple con la resistencia especificada cuando los especímenes de prueba individuales proporcionan resultados tales que el promedio de cuatro pruebas cualesquiera consecutivas excede de la resistencia característica especificada en un tercio de la misma para concretos con resistencia característica menor a 200 kg/cm², y por 77 kg/cm² para concretos más resistentes.

La norma de 1977 del Instituto Americano del Concreto también proporciona valores fijos de sobrediseño pero que varían en función de la desviación estándar. Así, cuando ésta última es inferior a 21 kg/cm², la resistencia media deberá ser superior a la mínima en 28 kg/cm², y aumenta hasta llegar a 84 kg/cm² cuando la desviación estándar alcanza un valor 42 kg/cm², manteniéndose constante para valores mayores^(Ref. 21). Estos valores representan los requeridos para cumplir los tres criterios siguientes:

- a) Una probabilidad menor al 10 % de que una prueba de resistencia individual tomada al azar sea más baja que la resistencia mínima especificada f'_c . De acuerdo con las propiedades de la distribución normal, la resistencia media f_{cr} puede ser obtenida a partir de la resistencia mínima f'_c y de la desviación estándar σ como sigue:

$$f_{cr} = f'_c + 1.282 \sigma \quad \text{EC. 2.1}$$

- b) Una probabilidad de 1 % de que el promedio de tres pruebas consecutivas de resistencia sea más bajo que la resistencia mínima especificada, lo que puede expresarse como:

$$f_{cr} = f'_c + \frac{2.326 \sigma}{\sqrt{3}}$$

$$f_{cr} = f'_c + 1.343 \sigma \quad \text{EC. 2.2}$$

- c) Una probabilidad de 1 % de que una prueba individual de resistencia sea inferior en 35 kg/cm² a la resistencia mínima especificada:

$$f_{cr} = f'_c + 2.326 \sigma - 35 \quad \text{EC. 2.3}$$

Puede observarse que el segundo criterio siempre producirá una resistencia media requerida mayor que aquella obtenida con el primer criterio, el cual nunca es crítico.

Las ecuaciones 2.2 y 2.3 aparecen por primera vez de manera explícita para el proporcionamiento de mezclas de concreto en el código del ACI de 1983 y se han mantenido sin cambios hasta el actual reglamento. Sin embargo, el criterio para la evaluación y aceptación del concreto una vez elaborado consiste en el cumplimiento de dos requisitos:

- 1) Que cada promedio aritmético de cualesquiera tres pruebas de resistencia consecutivas sea igual o superior a la resistencia f'_c requerida, y
- 2) Que ningún resultado individual de la prueba de resistencia sea menor que f'_c en más de 35 kg/cm².

Es bajo las premisas anteriores como fueron evaluados los resultados de las pruebas de resistencia del concreto elaborado para los especímenes de prueba en este estudio, y la base para definir el valor de la resistencia de diseño en la elaboración de los modelos matemáticos para predecir la capacidad de carga de los mismos.

Evaluación estadística de los resultados de las pruebas de resistencia

Generalmente, la única evidencia fehaciente para determinar la calidad del concreto utilizado en la construcción de una estructura la constituyen los resultados de pruebas de resistencia en cilindros de control. Se ha discutido ya aquí la bondad de los procedimientos

estadísticos para la evaluación de dichos resultados de resistencia, pero para que estos procedimientos sean válidos los datos deben derivarse de muestras obtenidas en el curso del desarrollo de un plan de muestreo al azar diseñado para reducir la posibilidad de que aquél que haya de hacer la prueba escoja las muestras^(Ref. 22). El Reglamento del ACI señala que los parámetros estadísticos utilizados en los cálculos de resistencia promedio deben obtenerse a partir de mezclas elaboradas con materiales y en condiciones semejantes a las esperadas con base en un registro de por lo menos 30 pruebas consecutivas; la razón de lo anterior radica en que el empleo de muestras pequeñas en los análisis estadísticos introduce incógnitas indeseables, y los expertos han designado 30 pruebas como la línea divisoria entre las muestras grandes y las pequeñas, considerando que éste número constituye una muestra adecuada del material que se está probando. Sin embargo, el código en cuestión permite la utilización de una muestra que consista en un número de 15 a 29 pruebas, introduciendo los factores correctivos en el cálculo de la desviación estándar que se reproducen en la Tabla 2.1.

NUMERO DE PRUEBAS	FACTOR DE MODIFICACION PARA LA DESVIACION ESTANDAR
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

Tabla 2.1 Factor de modificación para la desviación estándar cuando se disponen de 15 a 29 pruebas

Como se verá en el capítulo siguiente, fueron elaborados un total de 26 especímenes tipo viga-losa reforzados tanto con malla de cospeles como con malla de alambre electrosoldado a fin de determinar su capacidad de carga. Por cada uno de dichos especímenes se obtuvieron dos cilindros de concreto a partir de la misma mezcla, haciendo un total de 52 de ellos, seis de los cuales tuvieron que ser rechazados por detectarse errores en su manejo antes o durante la prueba de compresión simple, algunos de los cuales se reflejaron en la correspondiente gráfica de comportamiento esfuerzo deformación. Las muestras fueron preparadas de conformidad con el "Método de Fabricación y Curado en el Laboratorio de Muestras de Prueba" de la norma ASTM C 192^(Ref. 23), y ensayados a una edad de 28 días de acuerdo con el "Método de Prueba para Determinar la Resistencia a la Compresión de Cilindros Moldeados de Concreto" de la norma ASTM C 39^(Ref. 24), en una Máquina Universal Forney con capacidad de 150 ton. y sensibilidad de 5 kg., empleando como dispositivo auxiliar un compresómetro y extensómetro con carrera de 25 mm * 0.001. La Tabla 2.2 muestra los resultados del programa de pruebas efectuado con los 46 cilindros presumiblemente confiables.

CLAVE DE ESPECIMEN	FECHA DE ELABORACION	PESO VOL. (kg/m ³)	RESISTENCIA (kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (prueba individual) (kg/cm ²)
CV1-1.15-110796 (1)	11 / Jul / 1996	2274.74	228.02	231.63
CV1-1.15-110796 (2)	11 / Jul / 1996	2270.73	235.24	
MV3-6/6-110796 (5)	11 / Jul / 1996	2248.02	233.94	226.84
MV3-6/6-110796 (6)	11 / Jul / 1996	2256.75	219.74	
CV1-1.15-160796 (1)	16 / Jul / 1996	2258.07	227.45	222.16
CV1-1.15-160796 (2)	16 / Jul / 1996	2256.32	216.87	
CV2-1.15-160796 (3)	16 / Jul / 1996	2259.95	232.39	235.98
CV2-1.15-160796 (4)	16 / Jul / 1996	2269.95	239.57	
MV3-6/6-160796 (5)	16 / Jul / 1996	2275.08	230.37	220.05
MV3-6/6-160796 (6)	16 / Jul / 1996	2244.49	209.72	
CV1-1.15-180796 (1)	18 / Jul / 1996	2238.74	212.62	207.33
CV1-1.15-180796 (2)	18 / Jul / 1996	2240.90	202.05	
CV2-1.15-180796 (3)	18 / Jul / 1996	2242.41	207.67	208.04
CV2-1.15-180796 (4)	18 / Jul / 1996	2312.32	208.42	
MV3-6/6-180796 (5)	18 / Jul / 1996	2232.04	204.81	204.48
MV3-6/6-180796 (6)	18 / Jul / 1996	2329.69	204.15	
CV2-1.15-090996 (3)	9 / Sep / 1996	2265.06	283.23	275.47
CV2-1.15-090996 (4)	9 / Sep / 1996	2236.28	267.71	
CV1-1.15-180996 (1)	18 / Sep / 1996	2236.28	186.11	186.34
CV1-1.15-180996 (2)	18 / Sep / 1996	2240.52	186.56	
CV2-1.15-180996 (3)	18 / Sep / 1996	2227.65	194.21	193.21
CV2-1.15-180996 (4)	18 / Sep / 1996	2227.27	192.21	
MV3-6/6-180996 (5)	18 / Sep / 1996	2238.18	209.16	195.73
MV3-6/6-180996 (6)	18 / Sep / 1996	2239.96	182.30	
CV2-1.43-270996 (3)	27 / Sep / 1996	2251.61	289.57	280.41
CV2-1.43-270996 (4)	27 / Sep / 1996	2268.63	271.25	
MV3-6/6-270996 (5)	27 / Sep / 1996	2264.01	240.56	238.60
MV3-6/6-270996 (6)	27 / Sep / 1996	2249.01	236.63	
CV1-1.43-071096 (1)	7 / Oct / 1996	2266.18	258.50	257.45
CV1-1.43-071096 (2)	7 / Oct / 1996	2248.77	256.40	
CV2-1.43-071096 (3)	7 / Oct / 1996	2295.94	278.46	272.00
CV2-1.43-071096 (4)	7 / Oct / 1996	2286.18	265.54	
MV3-6/6-071096 (5)	7 / Oct / 1996	2256.53	243.68	247.57
MV3-6/6-071096 (6)	7 / Oct / 1996	2241.47	251.46	
CV1-1.43-161096 (1)	16 / Oct / 1996	2258.26	252.18	256.07
CV1-1.43-161096 (2)	16 / Oct / 1996	2261.27	259.95	
CV2-1.43-161096 (3)	16 / Oct / 1996	2254.07	250.07	252.89
CV2-1.43-161096 (4)	16 / Oct / 1996	2251.28	255.70	
MV3-6/6-161096 (5)	16 / Oct / 1996	2175.37	233.04	234.51
MV3-6/6-161096 (6)	16 / Oct / 1996	2239.58	235.98	
CV1-1.43-090197 (1)	9 / Ene / 1997	2241.54	243.03	243.92
CV1-1.43-090197 (2)	9 / Ene / 1997	2268.68	244.80	
CV2-1.43-090197 (3)	9 / Ene / 1997	2234.11	228.21	239.12
CV2-1.43-090197 (4)	9 / Ene / 1997	2244.67	250.04	
MV3-6/6-090197 (5)	9 / Ene / 1997	2261.36	231.95	226.17
MV3-6/6-090197 (6)	9 / Ene / 1997	2253.11	220.40	

Tabla 2.2 Resultados de pruebas de resistencia en especímenes cilíndricos de concreto

Un primer resultado que se antoja interesante lo constituye el peso volumétrico de los especímenes ensayados. La gráfica de la figura 2.4 reproduce el histograma correspondiente a la distribución de frecuencias de la variable en cuestión, así como la curva de ajuste de la distribución normal, y, aunque al contrastar ambas a través del test χ^2 (el cual arrojó un resultado de 16.3, siendo el máximo admisible de 11.1 para un nivel de significación de 5 %), puede apreciarse que el nivel de ajuste resulta ser muy pobre, éste pasa a segundo plano al constatar los excelentes resultados obtenidos para los valores de los parámetros estadísticos ya que se obtuvo una desviación estándar de 23.8 kg/m³ con un coeficiente de variación de solo 1.05 % respecto del valor medio calculado de 2254.2 kg/m³, resultados que indican prácticamente una nula variabilidad del parámetro medido (recuérdese por otro lado que el valor supuesto para el peso volumétrico del concreto fue de 2250 kg/m³ por lo que no fue necesaria la aplicación de factores correctivos).

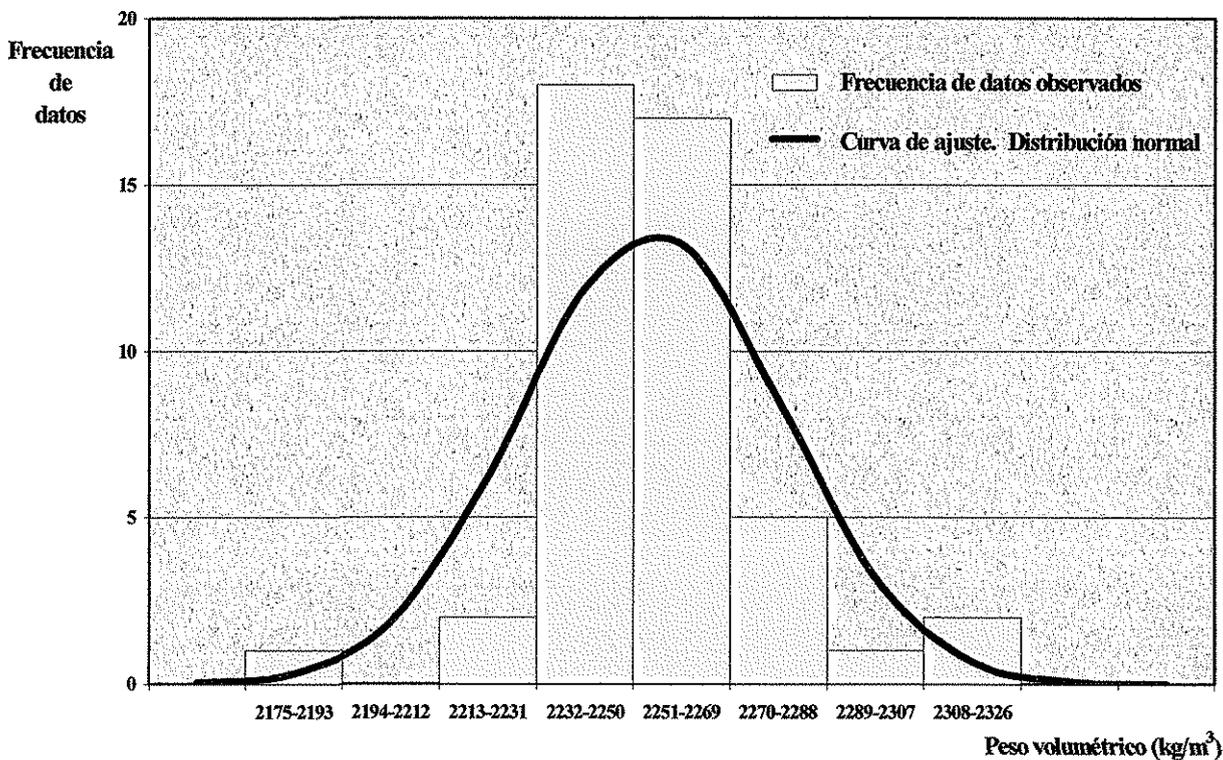


FIGURA 2.4. Histograma de frecuencias. Peso volumétrico de los cilindros ensayados

El Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado del ACI define una prueba individual como la resistencia promedio de dos cilindros compañeros elaborados a partir de una misma mezcla, resultados, que, para nuestro caso se consignan en la quinta columna de la Tabla 2.2, totalizando 23 pruebas individuales. A diferencia de la distribución de frecuencias correspondiente al peso volumétrico, la de resistencias se ajusta perfectamente a la distribución gaussiana como también se puede apreciar en las figuras 2.5 y 2.6. Al contrastar dicha hipótesis a través del test χ^2 se obtuvo un valor de 3.54, en contraposición con un valor máximo de 7.81 para un nivel de significación de 5 %, de manera que se constata la aplicabilidad de los criterios anteriormente expuestos para definir la resistencia esperada.

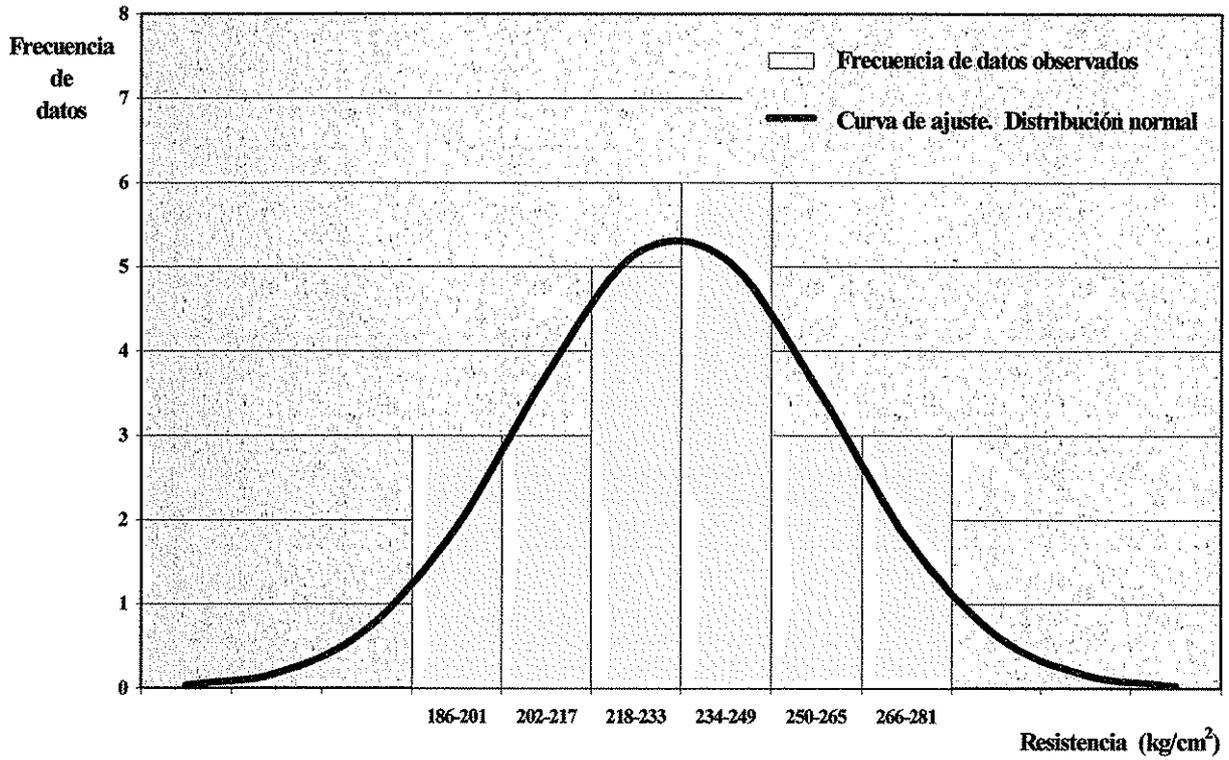


FIGURA 2.5. Histograma de frecuencias. Resistencia de pruebas individuales

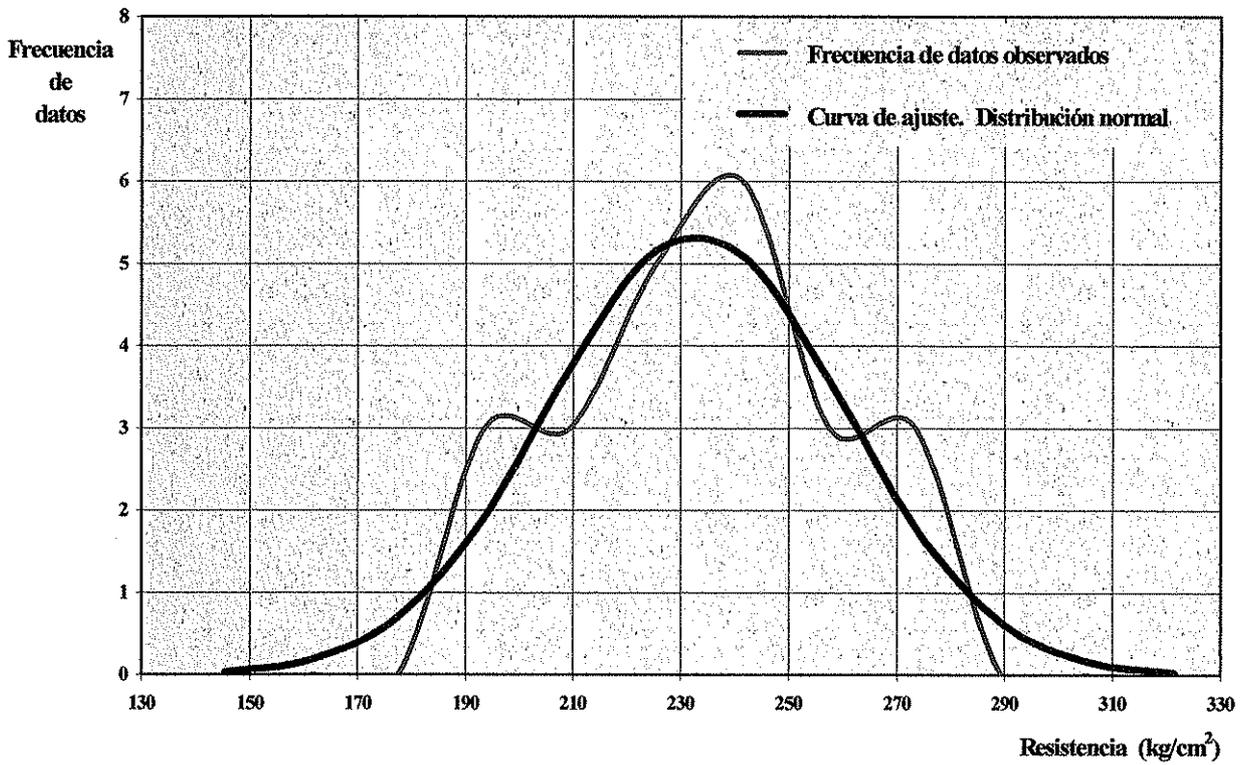


FIGURA 2.6. Polígono de frecuencias. Resistencia de pruebas individuales

A partir de los datos de resistencia de las pruebas individuales se obtuvo un valor promedio f_{cr} de **232.9 kg/cm²**, con una desviación estándar de **26.2 kg/cm²** y un coeficiente de variación de **11.3 %**, valores éstos últimos que reflejan un muy buen grado de control de las mezclas de concreto elaborado de acuerdo a las normas señaladas por el Comité 214 del ACI, en las que se señala un rango de la desviación estándar de 25 a 35 kg/cm² para ser calificado como tal, incluso algunos autores califican el orden de magnitud del coeficiente de variación de entre el 10 y 12 % como excelente, con un grado de precisión cercano al de laboratorio. Sin embargo, el valor de la desviación estándar debe ser corregido por un factor de 1.05, de conformidad con la Tabla 2.1 para un número de 23 pruebas individuales, de manera que, finalmente, el valor de la desviación estándar que deberá ser utilizado en los cálculos de la resistencia característica será de **27.5 kg/cm²**.

Con los datos así obtenidos, la resistencia mínima esperada f'_c puede ser deducida a partir del menor valor obtenido de las ecuaciones 2.2 y 2.3 que representan, como ya se ha visto, los criterios del código de diseño del ACI para definir la resistencia a la compresión promedio requerida. De acuerdo con la primera de éstas expresiones, el valor esperado resulta ser:

$$f'_c = f_{cr} - 1.343 \sigma$$

$$f'_c = 232.9 \text{ kg/cm}^2 - 1.343 * (27.5 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f'_c = 195.97 \text{ kg/cm}^2$$

y de acuerdo con la segunda:

$$f'_c = f_{cr} - 2.326 \sigma + 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 232.9 \text{ kg/cm}^2 - 2.326 * (27.5 \text{ kg/cm}^2) + 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 203.94 \text{ kg/cm}^2$$

siendo el primer criterio el que, en este caso, resulta ser el más crítico, con un valor confiable para la resistencia de diseño f'_c de **196 kg/cm²**.

Ahora únicamente resta por definir si el nivel de resistencia confiable anteriormente obtenido puede ser considerado satisfactorio. Para ello, el código de diseño ya citado proporciona un conjunto único de criterios para la aceptación de la resistencia, el cual es aplicable a todo concreto usado en estructuras diseñadas de acuerdo al mismo código, independientemente del método de diseño utilizado; el primero de dichos criterios, como ya se ha visto, considera que la resistencia del concreto es satisfactoria si los promedios de cualesquiera tres pruebas consecutivas permanece por encima de la resistencia especificada f'_c . En la figura 2.7 se muestra una carta simplificada de control de calidad similar a las utilizadas por la industria premezcladora para reducir la variabilidad de la producción e

incrementar su eficiencia; en ella se ha trazado el promedio de las resistencias obtenidas en los tres grupos previos de las pruebas individuales llevadas a cabo, a partir de la tercera de ellas, y puede apreciarse que solamente en un caso (que corresponde al promedio de las resistencias de las pruebas 10, 11 y 12), el valor obtenido es inferior al mínimo especificado, situación que, de conformidad siempre al reglamento, corresponde a una desviación estadística previsible que puede ser tolerable, ya que dicho valor medio representa únicamente un 2 % por debajo del valor de $f'c$.

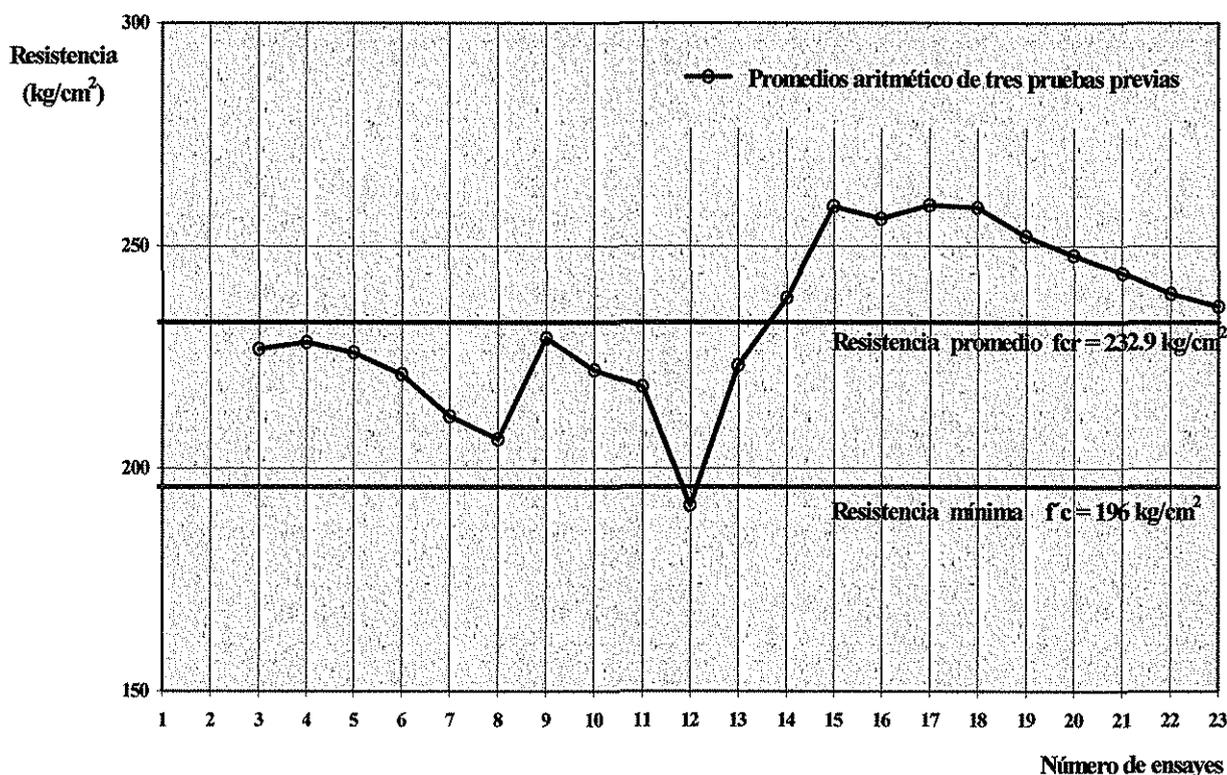


FIGURA 2.7 Carta de control de calidad para producción de concreto

El segundo criterio al que se refiere el reglamento especifica que ninguna prueba individual de resistencia resulte menor que la resistencia mínima especificada $f'c$ en más de 35 kg/cm². La carta de control de calidad que se ilustra en la figura 2.8, de manera similar a la anterior, muestra de manera gráfica los resultados de resistencia obtenidos tanto a partir de los cilindros individuales como de los promedios de cilindros compañeros; aquí se puede ver que en absolutamente todos los casos se cumple con una resistencia superior a la señalada, cumpliendo con este segundo criterio.

Del extenso análisis anterior puede concluirse que el concreto producido para la elaboración de los especímenes de prueba obtuvo un muy buen control en su variabilidad y los resultados obtenidos para la resistencia de diseño pueden ser empleados con la confiabilidad necesaria en posteriores análisis de capacidad de carga.

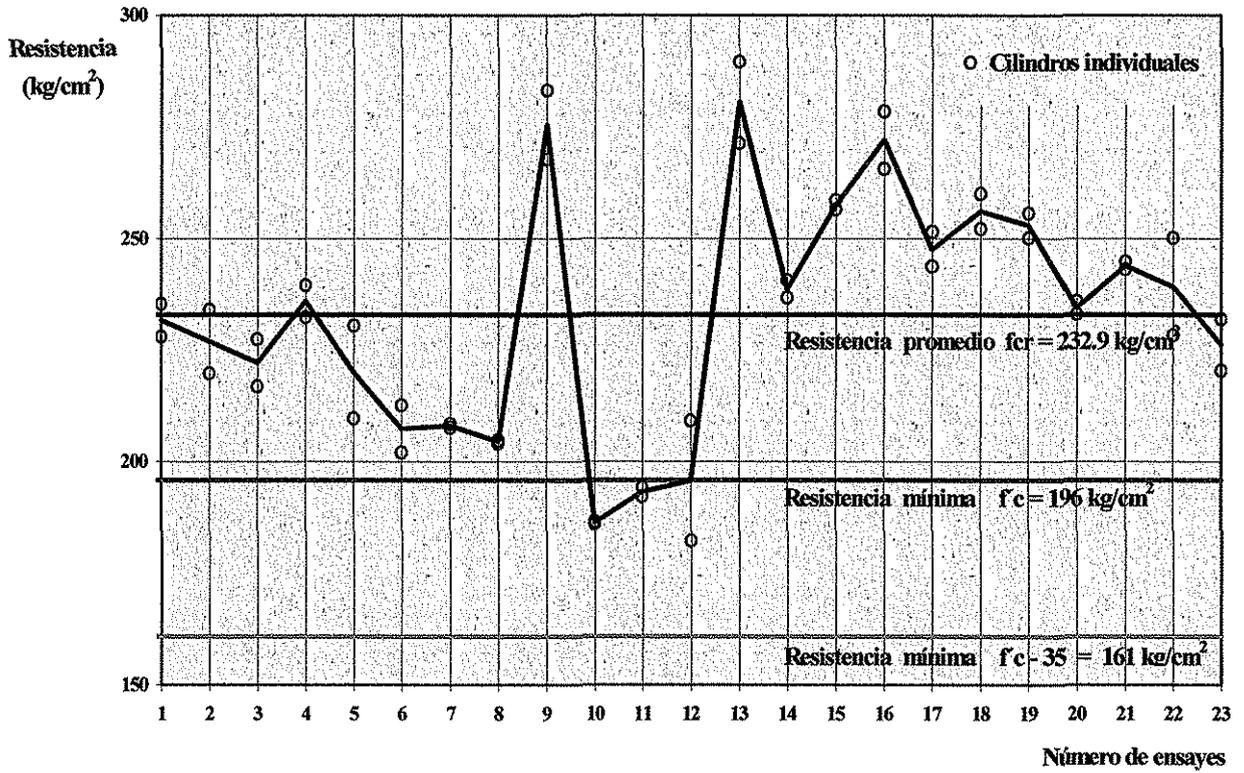


FIGURA 2.8 Carta de control de calidad para producción de concreto

CAPÍTULO III

PROGRAMA DE PRUEBAS

MALLA DE REFUERZO

El objetivo que se persigue con este estudio consiste en la determinación de la factibilidad del uso de material de desecho industrial como refuerzo de losas de concreto de claros pequeños, tratando de encontrar nuevas alternativas en la edificación de vivienda de interés social, y como tal fue apoyado financieramente por el Sistema de Investigación Regional Miguel Hidalgo del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, en el año de 1996. El material empleado como refuerzo consiste en láminas de acero inoxidable troqueladas producidas por la compañía Productora de Copeles S.A de C.V. durante el proceso de fabricación de copeles para la acuñación de moneda. Dicha empresa produce copeles en diversas aleaciones, no solo de acero inoxidable sino de cobre, níquel, aluminio, bronce y oro, y en diversos espesores que varían desde 0.7 mm hasta 3.5 mm.

Para este análisis experimental fueron elegidos dos tipos de malla como refuerzo en base a consideraciones más que nada de tipo económico y de facilidad en su manejo desde el punto de vista constructivo. La primera de ellas, resultante de la elaboración de monedas de diez centavos del sistema monetario mexicano, tiene un espesor de 1.15 mm, 305 mm de ancho efectivo y perforaciones de 17 mm de diámetro, mientras que el segundo tipo de malla elegida, a partir del desecho en la fabricación de monedas de un peso, cuenta con un espesor de 1.43 mm, ancho de 152 mm y perforaciones con diámetro de 21 mm; en ambos tipos de malla las perforaciones no siguen una línea continua en su troquelado, aunque este se genera de una manera uniforme. La figura 3.1 muestra las mallas utilizadas.

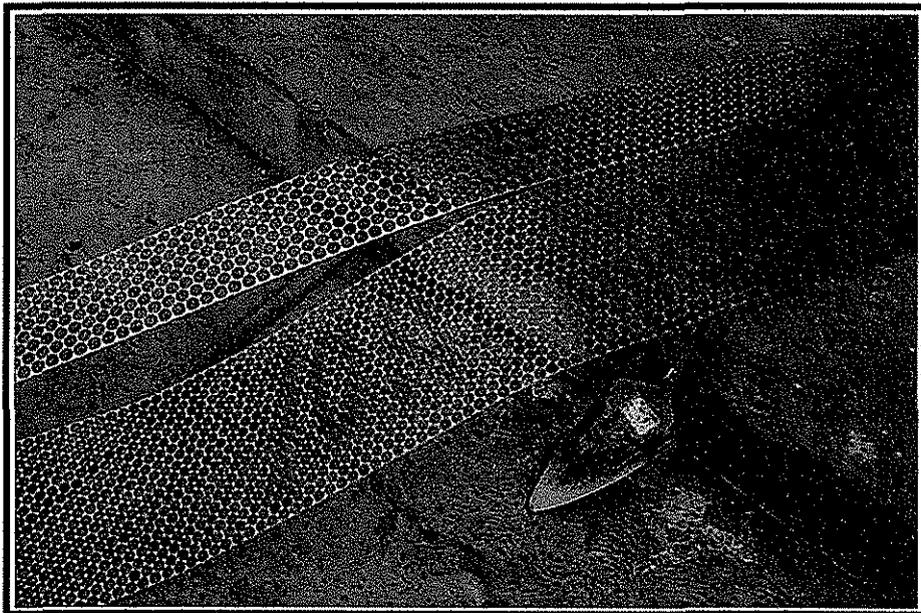


FIGURA 3.1 Malla de copeles

Como se verá en la sección siguiente, las mallas de acero inoxidable arriba descritas se utilizaron como refuerzo de los especímenes fabricados para los ensayos de flexión y pruebas de capacidad de carga. Paralelamente se elaboraron especímenes reforzados convencionalmente con malla de alambre electrosoldado estirado en frío, con un esfuerzo de fluencia mínimo especificado de 5000 kg/cm^2 , con tres alambres calibre 6 de 4.88 mm de diámetro en el sentido longitudinal, con una separación de 152 mm a centros, y alambres en el sentido transversal de las mismas características. Este tipo de especímenes fueron fabricados con la finalidad de servir como referencia en su comportamiento relativo al de los elaborados con la malla de acero inoxidable. Un arreglo típico de la forma en que fueron colocados ambos tipos de refuerzo, el convencional así como la malla de cospeles, se ilustra en la figura 3.2.

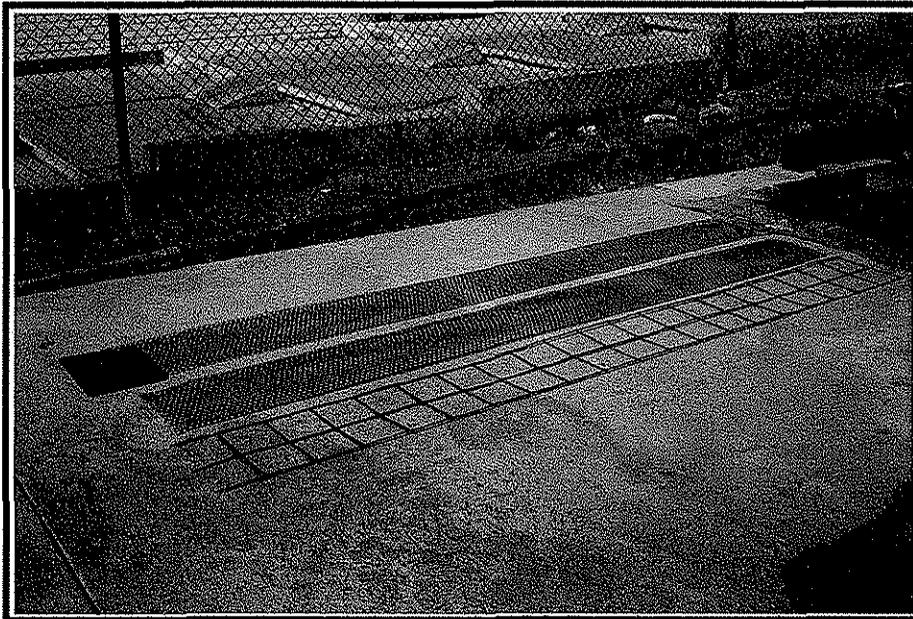


FIGURA 3.2 Mallas de refuerzo en especímenes de prueba

ESPECÍMENES TIPO

A fin de cumplir satisfactoriamente con los objetivos del programa, se fabricaron dos tipos de especímenes de concreto reforzados tanto con malla de cospeles de acero inoxidable como con malla de alambre electrosoldado de alta resistencia, como las que se describen líneas arriba.

El espécimen denominado aquí como **Tipo A** constituye lo que podríamos considerar un prototipo a escala natural, ya que cuenta con un claro libre similar a los que usualmente se manejan en viviendas de interés social. Sus dimensiones corresponden a las de una losa prefabricada de 10 cm de espesor, con una longitud de 305 cm y un ancho de 34 cm en promedio, con un peso total aproximado de 240 kg. En este tipo de especímenes se puede colocar en un solo lecho el refuerzo consistente en una malla de cospeles de 1.15 mm de espesor, o bien dos mallas adyacentes de 1.43 mm; los especímenes que fungieron como testigo para fines comparativos se reforzaron con una malla de alambre electrosoldado como la que ya ha sido descrita, colocada en un solo lecho. El refuerzo utilizado, ya sea el que consta

de acero inoxidable o el de acero de alta resistencia, se colocó en el lecho inferior de los especímenes con un recubrimiento libre de 3 cm. La figura 3.3 muestra de manera esquemática tanto la geometría como la posición del acero de refuerzo colocado en este primer tipo de espécimen manejado, y en la fotografía de la figura 3.4 pueden apreciarse los prototipos una vez elaborados en bloques de tres.

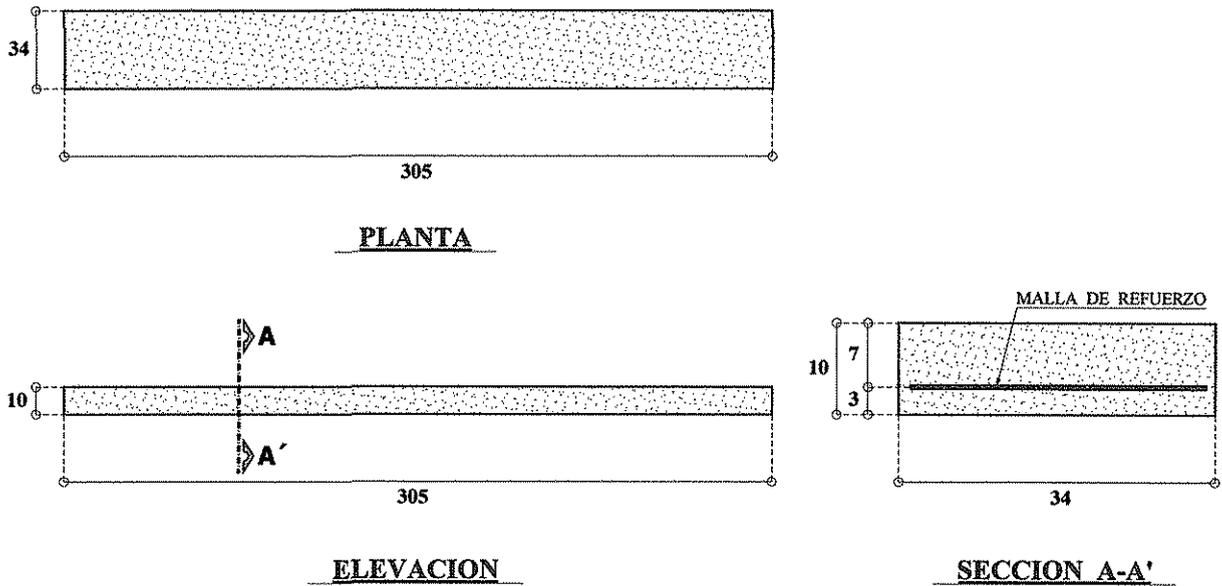


FIGURA 3.3 Geometría y refuerzo de especímenes Tipo A

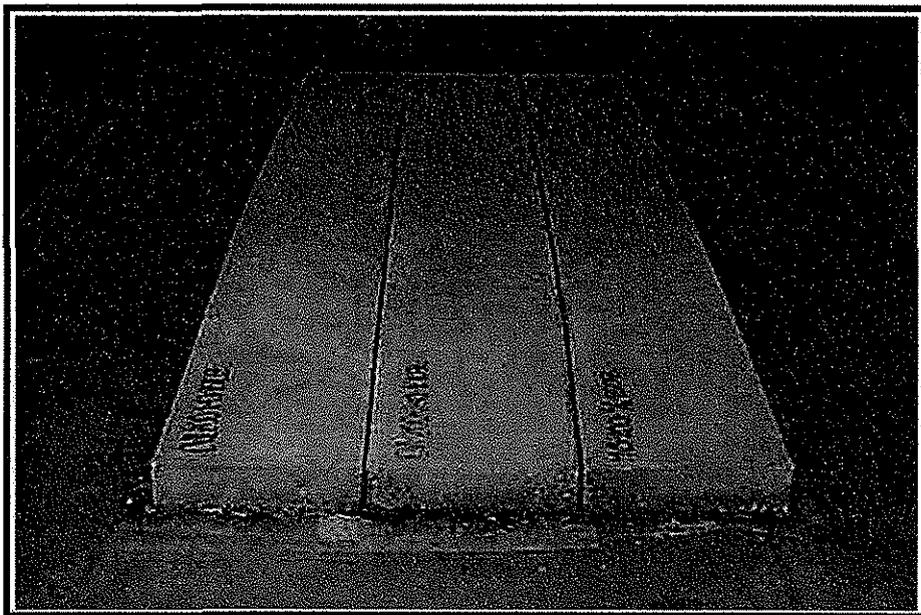


FIGURA 3.4 Especímenes Tipo A

Los especímenes Tipo A fueron sometidos a pruebas de carga en flexión a fin de determinar su capacidad máxima resistente, su comportamiento bajo posibles solicitaciones de servicio y el grado de ductilidad desarrollado bajo cargas cercanas a la de colapso, así como el tipo de falla que podría esperarse. Durante su fabricación, a fin de garantizar una total penetración de la mezcla de concreto por debajo de la malla de cospeles, se procedió a realizar primeramente un colado de 3 cm de espesor en el fondo del molde, para colocar sobre de él la malla metálica y posteriormente colar el resto de la trabe. La secuencia fotográfica de las figuras 3.5 a 3.9 muestra el proceso de fabricación.



FIGURA 3.5 Colocación de la malla de refuerzo en especímenes Tipo A



FIGURA 3.6 Colado del espécimen central



FIGURA 3.7 Proceso de acabado del espécimen central



FIGURA 3.8 Preparación para el colado del espécimen lateral

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

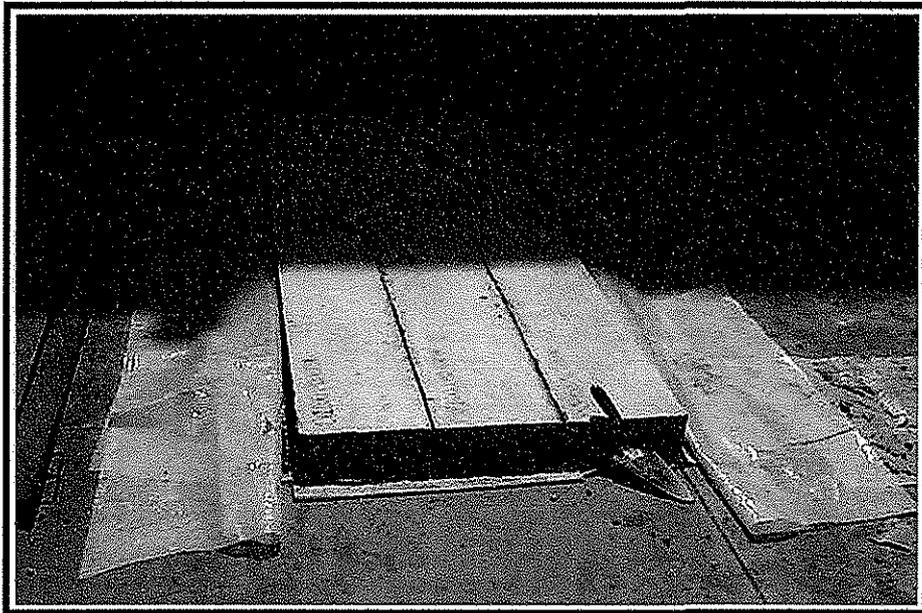
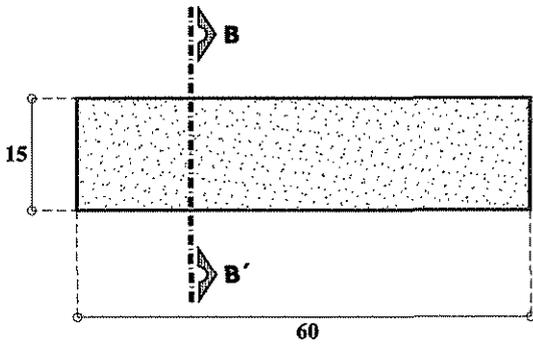


FIGURA 3.9 Especímenes colados y descimbrados

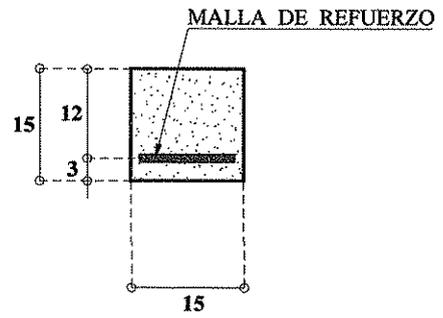
Aún cuando el concreto no es diseñado para resistir esfuerzos de tensión directa, el conocimiento de la resistencia a la tensión es de gran valor para estimar la carga bajo la cual se desarrollará el agrietamiento, misma que deberá controlarse y limitarse a ciertos niveles a fin de garantizar la continuidad de la estructura y evitar la corrosión en el acero de refuerzo. El diseño de una prueba de tensión directa, libre de excentricidades, es hasta cierto punto complicado debido a la presencia de esfuerzos secundarios inducidos por mordazas o pernos empotrados; por ello, es preferible medir la resistencia a la tensión del concreto sometiendo a flexión una viga sencilla sin ningún tipo de refuerzo. Las normas ASTM C 31^(Ref. 25) y ASTM C 192^(Ref. 23) *Práctica para Elaboración y Curado de Especímenes de Concreto para Pruebas en Campo y en Laboratorio*, respectivamente, especifican que este tipo de especímenes para pruebas de flexión deberán ser vigas de concreto moldeadas con su eje axial en sentido horizontal; la dimensión mínima de su sección transversal no deberá ser menor a 152 mm y la relación entre el ancho y el peralte de la misma no deberá exceder de 1.5, con una longitud de cuando menos 50 mm mayor que tres veces su peralte.

El segundo tipo de espécimen utilizado en el programa experimental, denominado aquí como **Tipo B**, corresponde precisamente al utilizado en este tipo de pruebas de flexión. Cuenta con una sección transversal de 152 mm de ancho y 152 mm de peralte, con una longitud de 600 mm y un peso total aproximado de 32 kg., de conformidad con las normas arriba señaladas. Esquemáticamente, este segundo tipo de espécimen puede ser apreciado en la figura 3.10, y en la fotografía de la figura 3.11 se muestran dichos especímenes una vez fabricados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



ELEVACION



SECCION B-B'

FIGURA 3.10 Geometría y refuerzo de especímenes Tipo B



FIGURA 3.11 Especímenes Tipo B

Se elaboraron especímenes tanto de concreto simple, como utilizando la malla de cospeles como refuerzo en el lecho inferior. Los primeros fueron utilizados con el objetivo de determinar la resistencia del concreto a tensión por flexión, mediante la obtención teórica del máximo esfuerzo alcanzado en la fibra inferior de la viga de prueba, también conocido como módulo de ruptura, de conformidad con la norma ASTM C 78^(Ref. 26) *Prueba Estándar para Determinación de la Resistencia a Flexión del Concreto*, aún cuando, como se verá en la sección correspondiente a la interpretación de los resultados de los ensayos, dicho valor del módulo de ruptura sobrestima la capacidad resistente del concreto a la tensión, ya que para su determinación normalmente se presupone que el esfuerzo es proporcional a la distancia desde el eje neutro de la viga, en tanto que se sabe que la forma real del bloque de esfuerzos bajo cargas cercanas a la de falla no es triangular sino parabólica.

Los especímenes reforzados con la malla de cospeles se utilizaron para determinar el efecto de esta última en el valor del módulo de ruptura del concreto, así como para obtener información adicional en cuanto a capacidad de carga de elementos sometidos a flexión, que pudiera complementar los datos recabados a partir de las pruebas en los especímenes **Tipo A**; en su elaboración se siguió un proceso similar a la de estos últimos, colando primeramente el recubrimiento inferior de 3 cm de espesor y colocando posteriormente la malla de refuerzo, como se aprecia en la fotografía de la figura 3.12.



FIGURA 3.12 Colocación de la malla de cospeles como refuerzo en especímenes Tipo B

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PROGRAMA EXPERIMENTAL

La Tabla 3.1 muestra el número de especímenes denominados aquí como **Tipo A** que fueron elaborados y ensayados en una prueba de carga como la que más adelante se describe, así como la cantidad, posición y tipo de refuerzo con el que se les dotó. Como se recordará, la malla de cospeles de 1.43 mm de espesor cuenta con un ancho de 152 mm, por lo que debieron colocarse dos malla de este tipo a fin de complementar el refuerzo en todo el ancho del espécimen; en el caso de aquellos reforzados con tres mallas, la tercera se colocó en un segundo lecho directamente por encima de las dos primeras, únicamente en el tercio medio del espécimen, con la finalidad de mejorar el comportamiento y la ductilidad bajo cargas cercanas a la de colapso. En la Tabla 3.2, de manera similar, se muestra la información relativa a los especímenes **Tipo B**.

TIPO DE REFUERZO	ESPECÍMENES ENSAYADOS
1 Malla de cospeles de 1.15 mm de espesor y 305 mm de ancho en un solo lecho	5
2 Mallas de cospeles de 1.43 mm de espesor y 152 mm de ancho en un solo lecho	5
3 Mallas de cospeles de 1.43 mm de espesor y 152 mm de ancho en dos lechos	3
1 Malla de alambre electrosoldado de 3 alambres de 4.88 mm de diámetro	10

Tabla 3.1 Programa de pruebas. Especímenes Tipo A

TIPO DE REFUERZO	ESPECÍMENES ENSAYADOS
1 Malla de cospeles de 1.15 mm de espesor y 152 mm de ancho en un solo lecho	5
1 Malla de cospeles de 1.43 mm de espesor y 152 mm de ancho en un solo lecho	5
Sin refuerzo	10

Tabla 3.2 Programa de pruebas. Especímenes Tipo B

Los especímenes fueron ensayados en la totalidad de los casos a la edad de 28 días en una Máquina Universal de Pruebas marca Forney con capacidad de 150 ton y sensibilidad de 5 kg; las lecturas de deformación fueron tomadas a partir del registro de micrómetros de carátula con sensibilidad de una milésima de pulgada colocados en el centro del claro de los modelos.

La prueba de carga en los especímenes tipo viga-losa consistió en la aplicación de una sola carga concentrada al centro del claro, como se puede apreciar en la figura 3.13, de manera monótonica desde un valor nulo hasta el que produjo el colapso de la viga, con una velocidad de movimiento del cabezal en un rango comprendido entre 0.80 mm/min y 1.00 mm/min. El comportamiento de la viga fue verificado a partir de los niveles de carga aplicados y de las deformaciones medidas al centro del claro; el nivel de agrietamiento de las vigas reforzadas con la malla de cospeles, comparativamente con el de los especímenes de referencia, así como el tipo de falla de ambos, se tomaron en consideración únicamente de manera cualitativa.

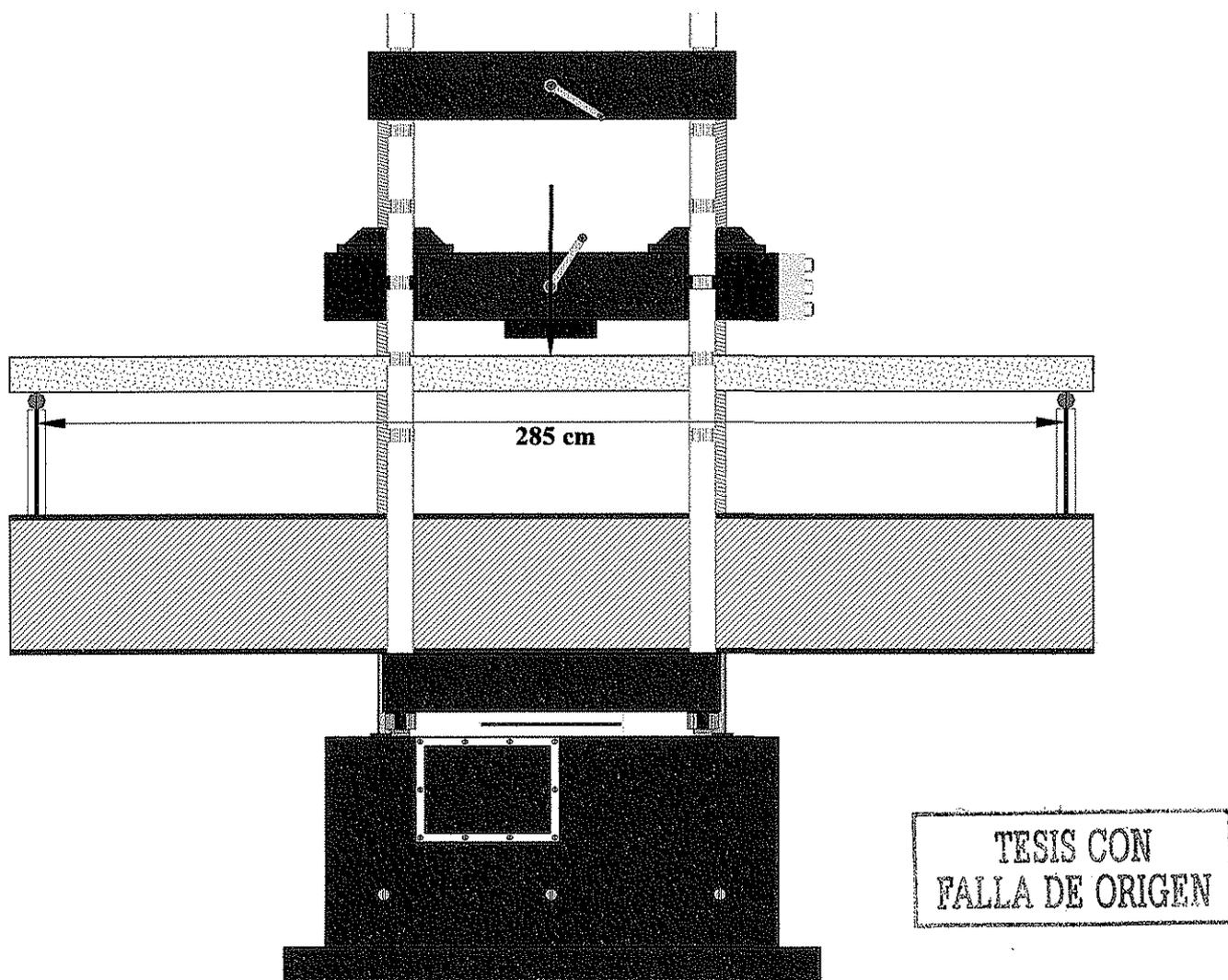


FIGURA 3.13 Prueba de carga en especímenes Tipo A

En la figura 3.14 se muestra el montaje de uno de los especímenes tipo viga-losa sobre la máquina de pruebas.

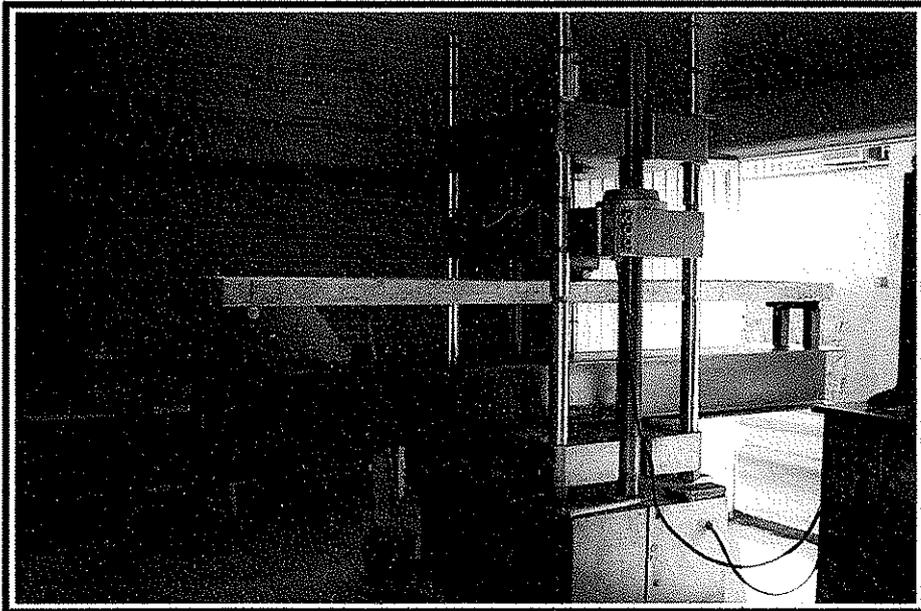


FIGURA 3.14 Prueba de carga en especímenes Tipo A

Los especímenes **Tipo B** fueron ensayados bajo los lineamientos de la norma **ASTM C 78** para la determinación de la resistencia a flexión de especímenes de concreto. En este caso la prueba se realizó mediante la aplicación de dos cargas concentradas en los tercios del claro libre, que fue fijado en 450 mm (tres veces el peralte del elemento, como lo especifica la norma arriba referida), hasta provocar la falla del espécimen. La figura 3.15 muestra de manera esquemática la prueba de carga en este tipo de espécimen, y en la fotografía de la figura 3.16 se aprecia el montaje real sobre la máquina de ensayos.

Los resultados obtenidos a partir del programa de pruebas aquí descrito se discuten ampliamente en el capítulo siguiente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

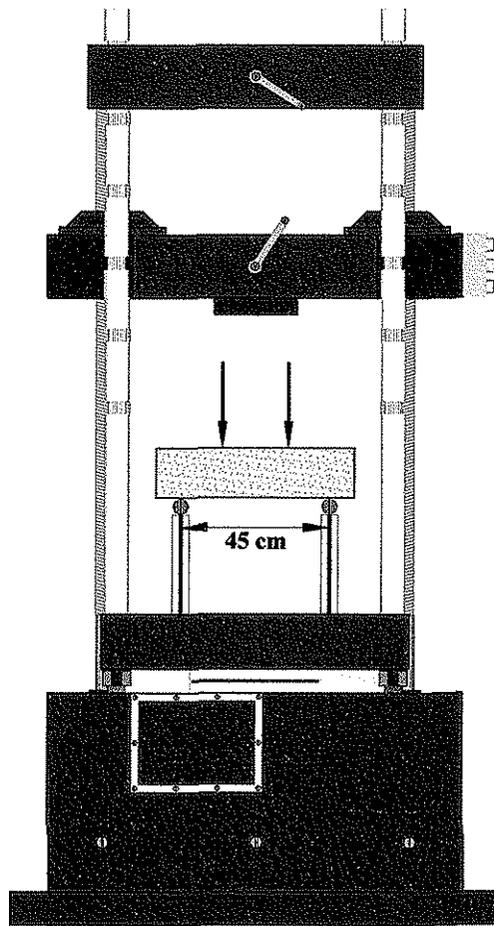


FIGURA 3.15 Prueba de carga en especímenes Tipo B

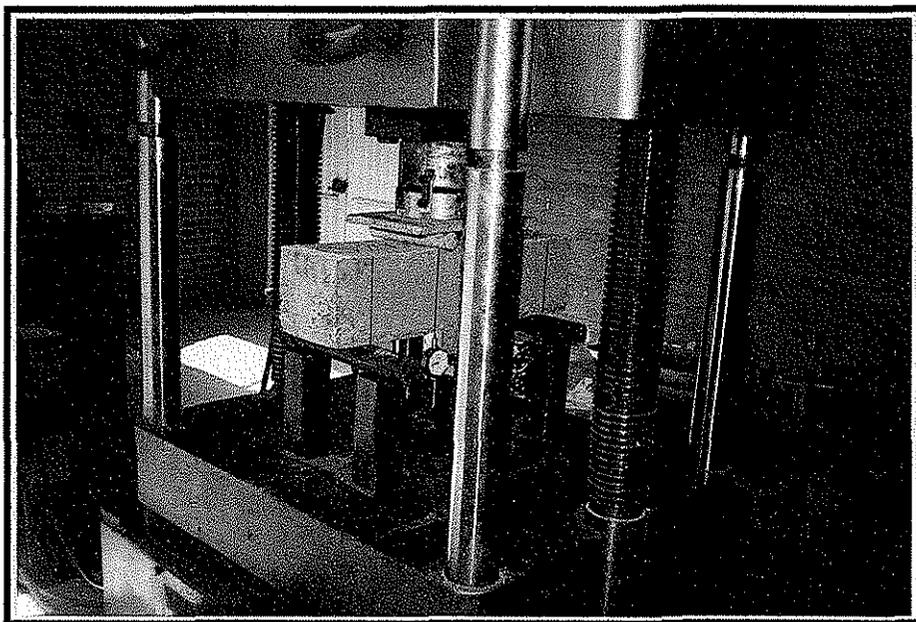


FIGURA 3.16 Prueba de carga en especímenes Tipo B

CAPÍTULO IV

RESULTADOS EXPERIMENTALES

PRUEBAS DE RESISTENCIA

El análisis de los resultados obtenidos a partir de los ensayos en los especímenes de prueba, tanto los que fueron reforzados con la malla de acero inoxidable como los que sirvieron como referencia con refuerzo convencional, así como el estudio comparativo entre ambos, tiene como fundamento el comportamiento de los especímenes bajo la acción de las cargas de prueba expresado a través de la curva Carga – Deflexión al centro del claro, tanto en lo que respecta a los niveles de resistencia alcanzados como a la ductilidad desarrollada, esta última expresada en base a la máxima deformación medida antes de la falla del elemento.

Para llevar a cabo lo anterior los especímenes fueron sometidos a pruebas de carga de corta duración con las características que ya han sido descritas en el capítulo anterior; los resultados de dichas pruebas fueron analizados a través del estudio de las deflexiones máximas registradas y de los estados de agrietamiento observados, como condiciones de servicio, y del colapso y la forma cómo este se presenta, como condición de falla.

Las deflexiones máximas de los especímenes, como ya se mencionó, fueron medidas mediante la colocación de micrómetros de carátula en el centro del claro y fueron recabadas cada cierto intervalo de las mismas de manera simultánea con los niveles de carga impuestos, a fin de obtener la historia de cargas sobre la viga en estudio. Desde un punto de vista práctico, la magnitud de las deflexiones máximas absolutas medidas al momento del colapso de la viga sirvieron, conjuntamente con la máxima carga aplicada sobre la misma, como punto de comparación entre los especímenes con diferente tipo de refuerzo de una manera rápida y sencilla; sin embargo se obtuvieron índices de ductilidad mediante el cociente entre la deformación máxima y la deformación elástica como información complementaria.

Los índices de agrietamiento son parámetros hasta cierto punto laboriosos de determinar, sobre todo en pruebas de carga de corta duración, por lo que únicamente se estudió esta característica del comportamiento desde un punto de vista cualitativo, a través de la observación de la cantidad y posición de las grietas a lo largo del espécimen con fines comparativos.

El análisis del colapso de los modelos ensayados se determinó a través de la máxima carga aplicada (que por supuesto no corresponde con el momento de la falla, toda vez que esta ocurre en la totalidad de los casos en la etapa de descarga del elemento) y de la forma en que este, el colapso, ocurre, el cual también se analizó de manera cualitativa, comparativamente entre los distintos especímenes.

A continuación se muestran de manera individual los resultados obtenidos para cada uno de los tipos de especímenes con diferente grado de refuerzo, así como una breve discusión al respecto.

Especímenes Tipo A reforzados con Malla de Cospes de 1.15 mm

Se ensayaron primeramente los cinco especímenes Tipo A que fueron reforzados en un solo lecho con la malla de cospeles de 1.15 mm de espesor y, como ya se mencionó, se obtuvo la curva Carga – Deflexión al centro del claro de cada uno de ellos. La figura 4.1 muestra, en línea delgada, las cinco curvas respectivas así obtenidas y, en línea gruesa, la curva correspondiente al promedio de los cinco especímenes; obsérvese la similitud que estas guardan respecto a la curva típica esfuerzo – deformación de un espécimen cilíndrico de concreto sujeto a una prueba de compresión axial, con una rama ascendente con ciertas características pseudoelásticas hasta un valor máximo, seguida de una rama descendente hasta la falla de la viga, si bien es cierto que en este caso, a diferencia de los cilindros, el intervalo elástico del comportamiento se encuentra definido de una manera más precisa; esta similitud entre ambos tipos de gráficas puede conducir a establecer la hipótesis, al menos de manera preliminar, de que la cantidad de acero de refuerzo del que han sido provistos los especímenes ensayados se encuentra muy por debajo de los límites mínimos establecidos por los códigos de diseño, aunque no lo suficiente para impedir el desarrollo de una cierta ductilidad en su comportamiento.

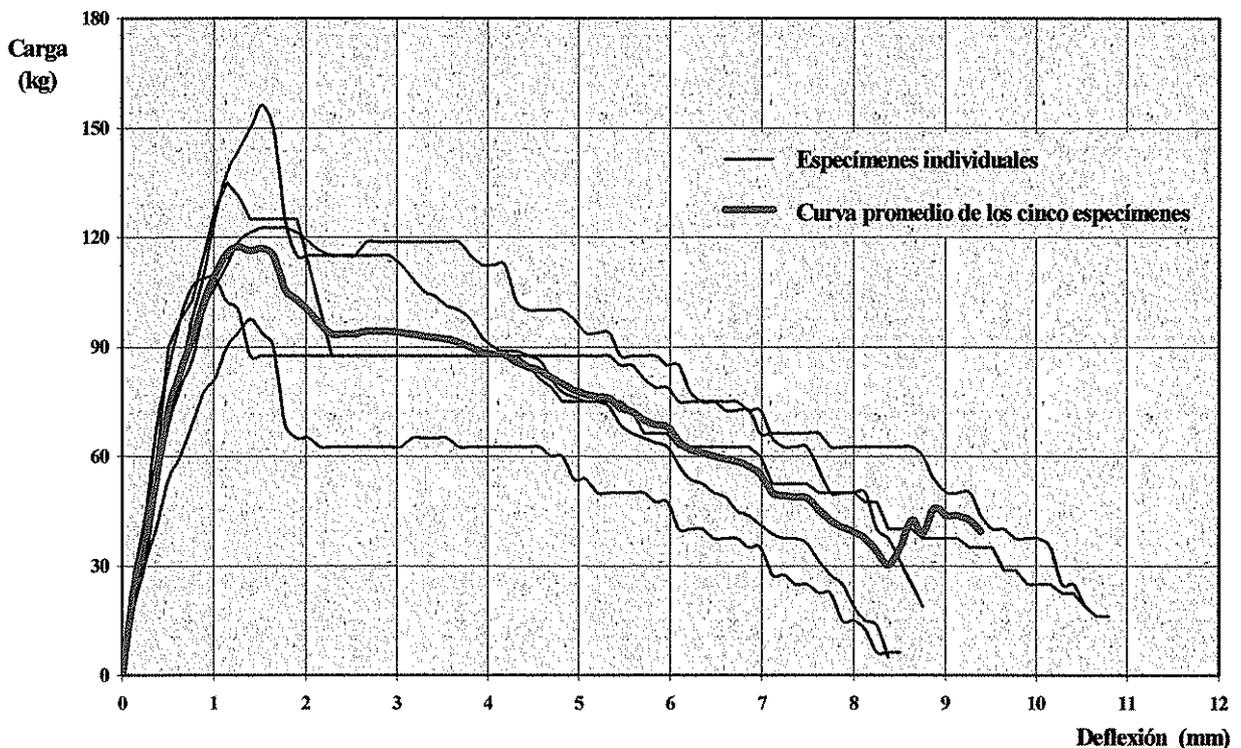


FIGURA 4.1 Curvas Carga – Deflexión al centro del claro. Especímenes Tipo A reforzados con malla de cospeles de 1.15 mm

Las deflexiones máximas registradas al centro del claro resultaron ser del orden de 9.40 mm en promedio para las cinco vigas ensayadas, y las deflexiones elásticas de aproximadamente 1.30 mm; el criterio para establecer este último parámetro, hasta cierto punto arbitrario, consistió en determinar la deflexión que ocurre bajo la máxima carga aplicada, es decir, el punto de inflexión de la curva Carga – Deflexión, valor que, como puede

ser apreciado en la gráfica de la figura 4.1, corresponde aproximadamente con el límite superior del intervalo elástico. Todos estos valores fueron obtenidos promediando los correspondientes a los resultados de cada prueba individual. A partir de ambos valores indicativos de los niveles de deflexión, es posible determinar la demanda de ductilidad que en promedio los especímenes ensayados fueron capaces de satisfacer, establecida como el cociente entre ambos parámetros, en este caso con un valor de 7.73.

Los valores obtenidos de 9.40 mm para la deflexión máxima, y 1.30 mm para la deflexión elástica, corresponden respectivamente a relaciones claro libre a deflexión de 303 y 2192 (para el claro ensayado de 2850 mm), valores que se encuentran por debajo de los recomendados por los códigos de diseño. Tómese como ejemplo el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal^(Ref. 27), norma que ha servido como modelo para la elaboración de otros reglamentos generales de construcción en distintas entidades del país; en ella se establece como criterio de aceptación un estado límite, en cuanto a deflexión se refiere, de un valor tal que la relación entre el claro del elemento a aquella no exceda de 240 en condiciones de servicio, ello implica que el elemento en cuestión deberá ser capaz de desarrollar dicho nivel de deformaciones sin sufrir algún tipo de daño que no pueda ser reversible, y que además no exceda los límites elásticos aparentes de manera que en condiciones de descarga pueda tener recuperación de la deflexión, si no en su totalidad, al menos en niveles superiores al 80 % de la misma. Bajo esta perspectiva, es claro que estos primeros especímenes ensayados no fueron capaces de desarrollar los niveles de ductilidad necesarios para satisfacer los criterios aquí vertidos, toda vez que la falla se presenta bajo niveles de deformación excesivamente bajos.

El patrón de agrietamiento observado en la totalidad de los casos consistió en la aparición de una sola grieta en la superficie inferior del espécimen, formada prácticamente en la zona de aplicación de la carga de prueba, bajo niveles de deflexión que correspondieron con la terminación del rango elástico, del orden de los 2 mm. Dicha grieta se propagó rápidamente hacia la parte superior de la viga hasta el colapso de la misma.

La máxima carga concentrada al centro del claro que los especímenes ensayados fueron capaces de admitir resultó ser de 124.00 kg., valor que se obtuvo a partir del promedio de los valores máximos registrados en cada prueba individual, que no necesariamente coincide con el valor máximo de la curva promedio mostrada con línea gruesa en la figura 4.1, ya que esta última muestra los promedios de las cargas aplicadas en cada espécimen para cada nivel de deflexión. A partir de esta carga puntual es posible la obtención de una carga uniformemente repartida equivalente, a través de la igualación del momento flector máximo que ambas producen, a cuyo efecto puede ser atribuida la falla del elemento; de esta manera, el momento debido a una carga concentrada en el centro del claro es de:

$$M = \frac{P * L}{4}$$

y el máximo provocado por una carga uniformemente repartida:

$$M = \frac{\omega * L^2}{8}$$

Igualando ambas expresiones y despejando la carga uniforme ω :

$$M = \frac{P * L}{4} = \frac{\omega * L^2}{8}$$

$$\omega = 2 * \frac{P}{L} = 2 * \frac{124.00 \text{ kg}}{2.85 \text{ m}}$$

$$\omega = 87.02 \text{ kg/m}$$

Este valor puede ser convertido a una carga por unidad de superficie:

$$\omega_a = \frac{\omega}{b} = \frac{87.02 \text{ kg/m}}{0.34 \text{ m}}$$

$$\omega_a = 256 \text{ kg/m}^2$$

valor este último que puede ser visto como la máxima sobrecarga adicional al peso propio, por unidad de superficie, que una viga con las condiciones de geometría, refuerzo y restricción en los apoyos que aquí se han comentado, puede ser capaz de soportar hasta la falla.

El colapso se presenta de manera repentina, con deformaciones imperceptibles a simple vista, sin el desarrollo de una ductilidad apreciable, y como ya se mencionó, con la aparición de una sola grieta aproximadamente al centro del claro, donde los esfuerzos debidos a la flexión son máximos, grieta que una vez que se genera se propaga muy rápidamente.

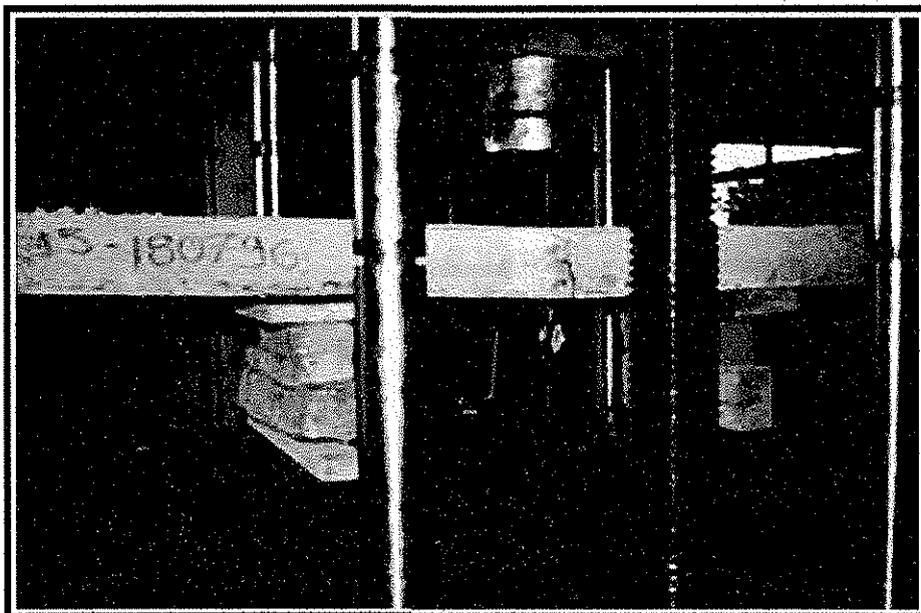


FIGURA 4.2 Tipo de falla con una sola grieta al centro del claro

Especímenes Tipo A reforzados con Malla de Cospes de 1.43 mm

En la figura 4.3 se muestra, nuevamente en línea delgada, los resultados obtenidos a partir de los ensayos de los cinco especímenes que fueron reforzados con doble malla de cospeles de 1.43 mm de espesor en un solo lecho, en términos de la curva Carga – Deflexión al centro del claro, así como la curva que representa el promedio de las anteriores, en línea gruesa.

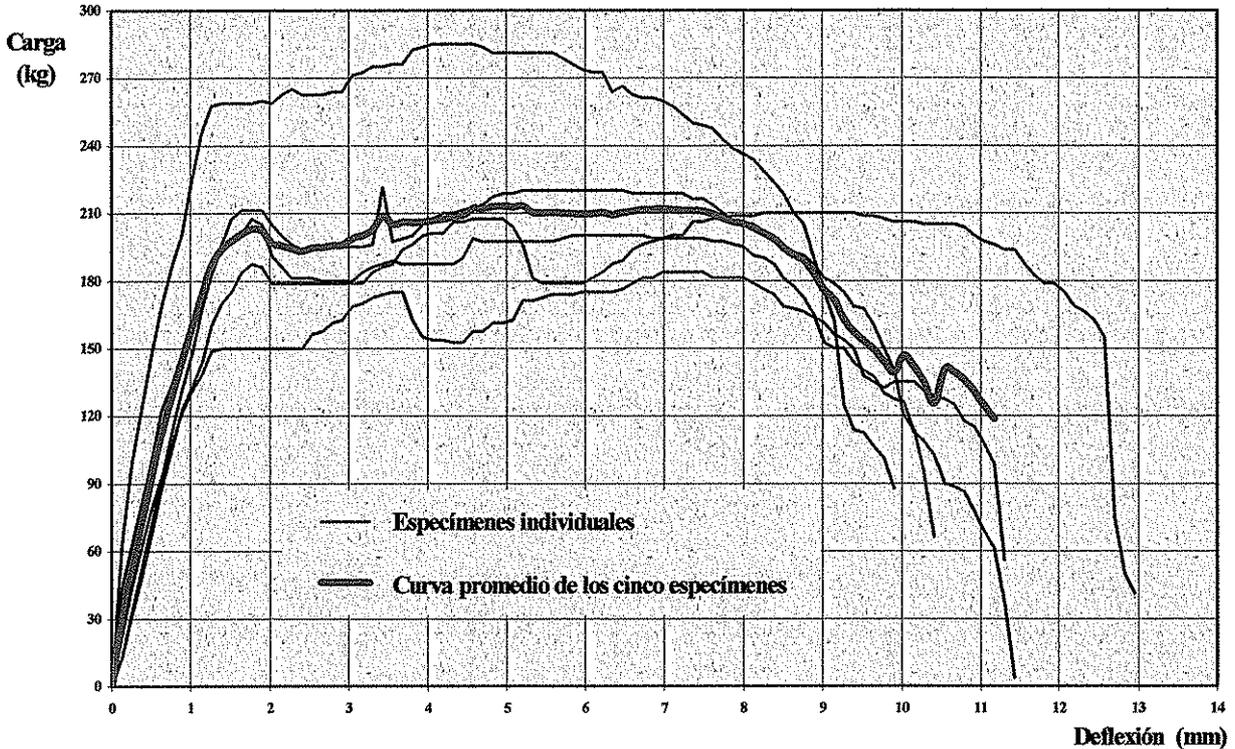


FIGURA 4.3 Curvas Carga – Deflexión al centro del claro. Especímenes Tipo A reforzados con malla de cospeles de 1.43 mm

Aún cuando, como se puede apreciar, los niveles de deflexiones máximas registradas son del orden de magnitud de las que se obtuvieron en los prototipos cuyo comportamiento fue descrito en la sección anterior, la respuesta de estos difiere sensiblemente de la de aquellos. Obsérvese que, una vez que se alcanza el punto correspondiente a la cedencia del material, la curva de la gráfica no decae en este caso, sino que, por el contrario, la carga se sostiene a medida que se desarrollan mayores niveles de deformación, lo que denota un mejor comportamiento, a pesar de que los valores de ductilidad alcanzados son similares a los anteriores.

El promedio de las máximas deflexiones alcanzadas resultó ser en este caso de 11.2 mm, y el valor correspondiente a la deflexión elástica registrada, empleando el mismo criterio que en la sección anterior, de 1.6 mm, valores ligeramente superiores a los obtenidos en los

modelos reforzados con la malla de 1.15 mm, sin ser esta diferencia significativa. La ductilidad resultante tampoco varía mucho con relación a la anterior, con un valor de 7.04.

El patrón de agrietamiento resultó ser similar al anterior, con la aparición de una sola grieta en la zona cercana al centro del claro, que se propaga rápidamente tornándose esta en la sección de falla del espécimen, a excepción de uno de los prototipos ensayados en los que se detectó la aparición de una segunda grieta en un área cercana a la primera, bajo niveles de deformación del orden de la mitad de los máximos registrados, sin embargo, este último comportamiento parece ser la excepción que debe confirmar la regla general.

El máximo nivel de cargas aplicadas que en promedio fueron capaces de resistir los especímenes ensayados con este tipo de refuerzo resultó ser de 221.50 kg., concentrada al centro del claro; la carga uniforme equivalente por unidad de longitud, nuevamente asumiendo que la falla de la viga es provocada por un exceso de flexión en la zona central, se obtiene como:

$$\omega = 2 * \frac{P}{L} = 2 * \frac{221.50 \text{ kg}}{2.85 \text{ m}}$$

$$\omega = 155.44 \text{ kg/m}$$

y si también se asume que el comportamiento a flexión de un elemento ancho es similar al de una viga de dimensiones más reducidas, la carga uniforme resistente por unidad de superficie resulta ser:

$$\omega_{\alpha} = \frac{\omega}{b} = \frac{155.44 \text{ kg/m}}{0.34 \text{ m}}$$

$$\omega_{\alpha} = 457 \text{ kg/m}^2$$

la cual representa un valor superior en aproximadamente 80 % a la capacidad portante de las vigas que se reforzaron con la malla cospeles de 1.15 mm.

A pesar de que se advierte cierta mejoría en el aspecto relativo a la capacidad de carga de este tipo de especímenes con respecto al anterior, el comportamiento sigue siendo deficiente, particularmente en condiciones cercanas al colapso, en las que este se presenta de una manera muy frágil, sin aceptar grandes deformaciones inelásticas antes de sobrevenir el colapso.

Especímenes Tipo A reforzados con Malla de Cospes de 1.43 mm en dos lechos

Tratando de mejorar las características de la respuesta de las vigas ensayadas en términos de la ductilidad desarrollada al momento del colapso, se fabricaron tres especímenes similares en dimensiones y geometría a los que hasta aquí se han descrito, colocando dos mallas de cospes de 1.43 mm de espesor y 152 mm de ancho, lado con lado en un solo lecho, y una tercera malla adicional en un segundo lecho, directamente por encima del primero; esta última únicamente se colocó en el tercio medio de la viga. Los resultados del comportamiento individual de estos prototipos a través de su historia de cargas durante las pruebas de flexión efectuadas, así como la curva que promedia dichos resultados, se muestran en la gráfica de la figura 4.4.

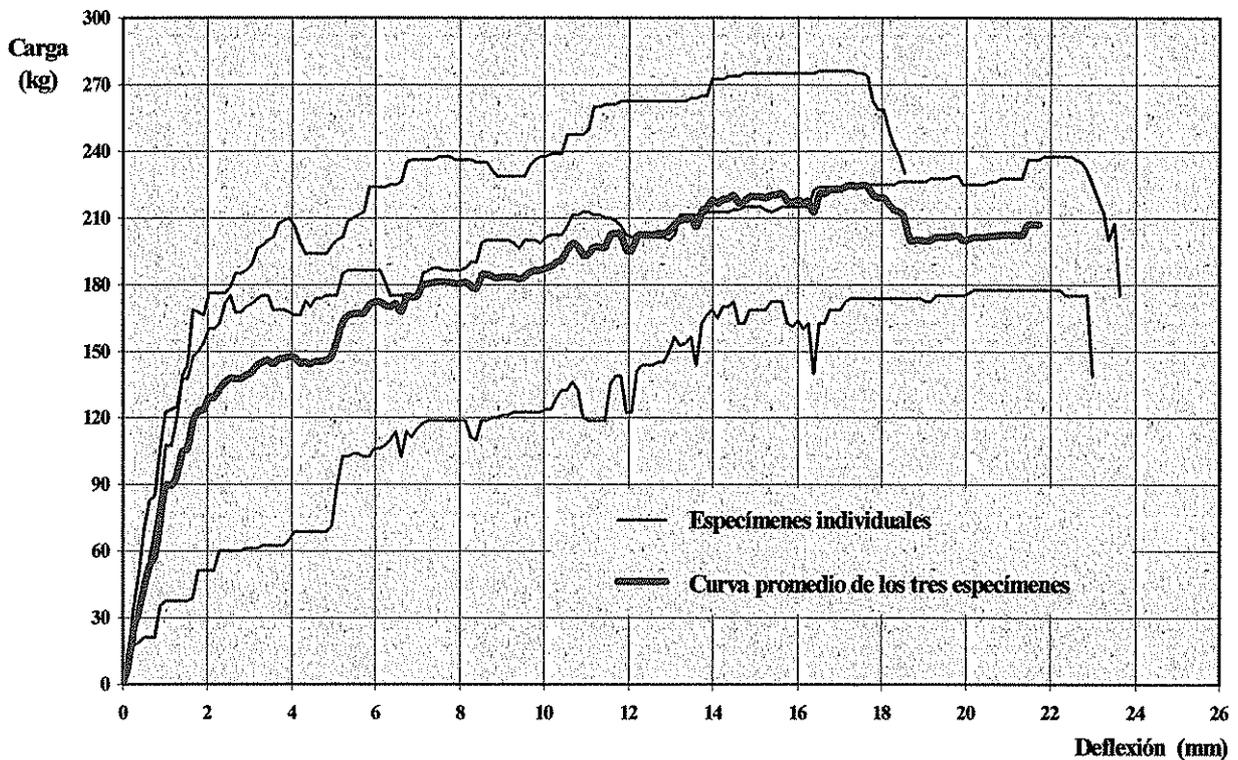


FIGURA 4.4 Curvas Carga – Deflexión al centro del claro. Especímenes Tipo A reforzados con malla de cospes de 1.43 mm. en dos lechos

Las máximas deflexiones registradas alcanzaron un valor promedio de 21.72 mm, y la deflexión elástica obtenida con los criterios ya comentados resultó ser de 2.16 mm, valores estos que duplican prácticamente los obtenidos en los ensayos con los especímenes reforzados con mallas de 1.15 mm y 1.43 mm en un solo lecho. El valor del coeficiente de ductilidad es, en este caso, de 10.2.

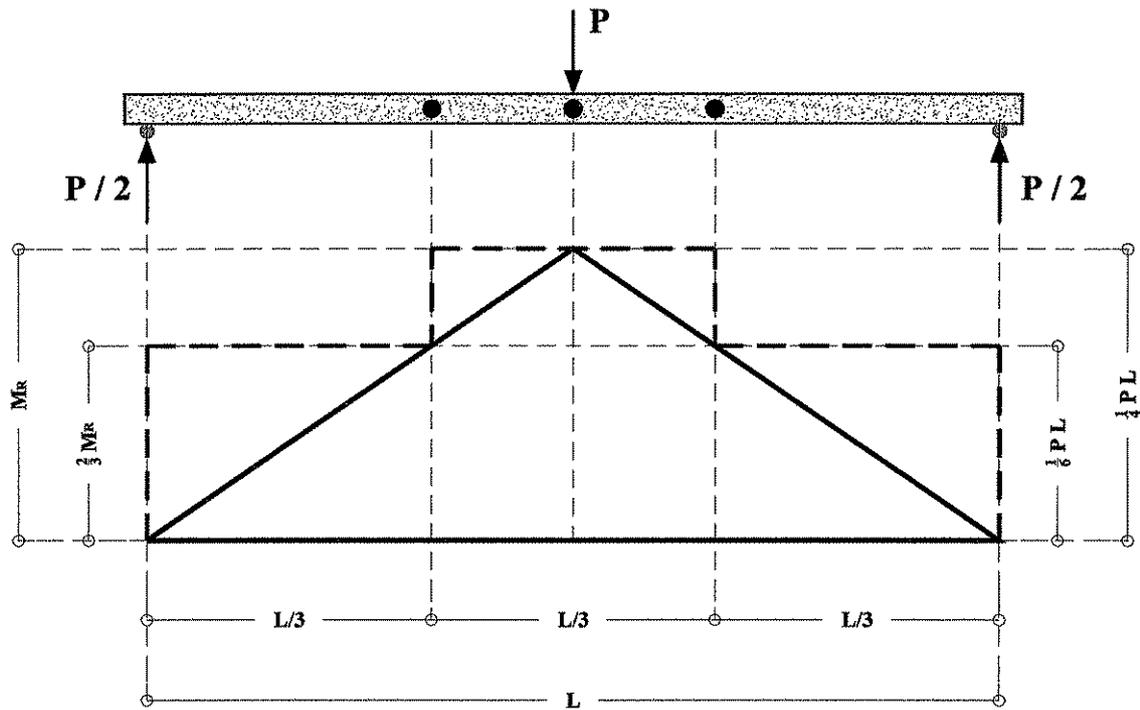


FIGURA 4.6 Diagrama de momentos flexionantes actuantes y resistentes

Los círculos oscuros representan las zonas donde existe una mayor probabilidad de ocurrencia de articulación plástica. Si se analiza en primer término la sección al centro del claro, igualando el momento actuante con el resistente se obtiene:

$$M_R = \frac{P * L}{4}$$

si ahora se considera la sección en el tercio del claro para la formación de la articulación plástica, se obtiene, para el momento plástico resistente, un valor de:

$$\frac{2}{3} M_R = \frac{P * L}{6} \quad M_R = \frac{P * L}{4}$$

de tal manera que ambos mecanismos cumplen con los requisitos para ser considerados mecanismos de colapso y la falla podría sobrevenir de manera indistinta bajo cualquiera de las condiciones estudiadas.

Lo cierto es que en la totalidad de los especímenes ensayados con este tipo de refuerzo, el colapso se presentó, como ya se mencionó, acompañado de la aparición de un patrón de agrietamiento a todo lo largo del tercio central de la viga, pero con la ubicación de la zona de falla exactamente a un tercio del claro libre, es decir, de acuerdo a como lo predice el segundo

mecanismo analizado. Ello significa que el momento flexionante que produce el colapso de la viga no es, a diferencia de los casos anteriores, el máximo que se presenta al centro del claro, sino un valor menor, en el tercio del claro, con lo que ahora la carga uniforme equivalente será la que genere dicho valor de momento en dicha sección transversal.

La carga máxima resistente al centro del claro en promedio para los tres especímenes ensayados es de 230.42 kg., esta carga produce un momento flexionante a un tercio del claro, a 95 cm del apoyo, de 109.45 kg-m (figura 4.7); la carga uniforme por unidad de longitud que produce un valor similar para el momento flexionante en la sección en cuestión puede ser calculada a partir de:

$$M = 109.45 \text{ kg} \cdot \text{m} = (1.425 \text{ m})(0.95 \text{ m}) \omega - \frac{(0.95 \text{ m})^2}{2} \omega$$

$$\omega = 121.27 \text{ kg/m}$$

y la carga equivalente por unidad de superficie:

$$\omega_\alpha = \frac{\omega}{b} = \frac{121.27 \text{ kg/m}}{0.34 \text{ m}}$$

$$\omega_\alpha = 357 \text{ kg/m}^2$$

De haber ocurrido la falla al centro del claro, la capacidad de carga uniforme equivalente por unidad de longitud podría calcularse conforme al criterio seguido para los dos tipos de especímenes anteriormente descritos, esto es, igualando los momentos producidos en la sección central y despejando el valor de ω , con lo cual se obtendría un resultado de 161.70 kg/m, y una carga por unidad de superficie de 476 kg/m², valores estos últimos que revelarían un mejor comportamiento de los prototipos en términos de la capacidad portante. Para que esto último tuviera lugar, la tercera malla de refuerzo colocada en el segundo lecho debería prolongarse más allá de los tercios medios del claro de la viga, incluso llegar hasta los apoyos, a fin de garantizar la formación de la articulación plástica en el centro del claro; con ello se lograría no solo un mejor comportamiento en cuanto a la resistencia del elemento, sino también en cuanto a los niveles de ductilidad desarrollados.

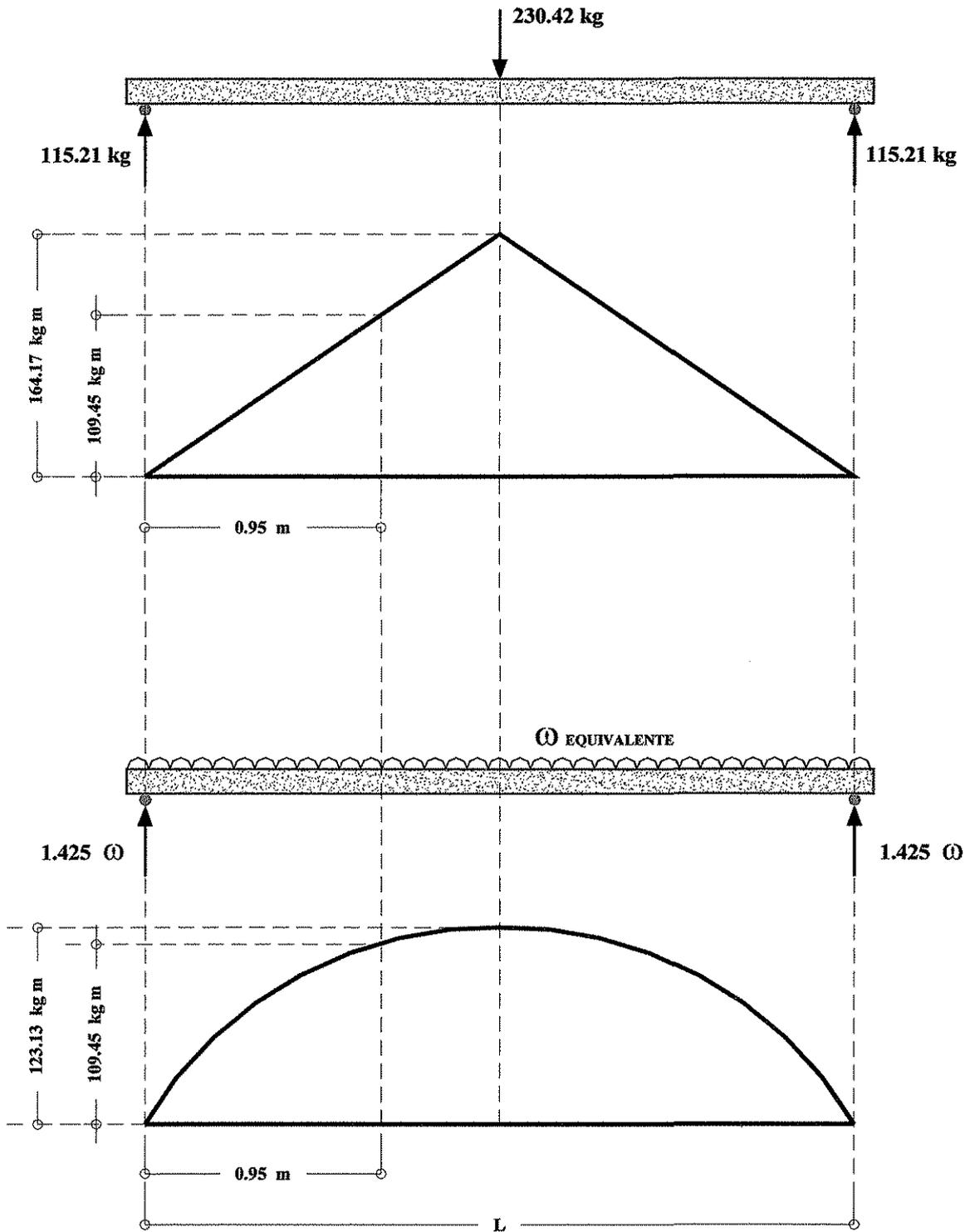


FIGURA 4.7 Diagrama de momentos flexionantes. Carga uniforme equivalente

Especímenes Tipo A reforzados con Malla Electrosoldada

Se fabricaron diez vigas con refuerzo convencional a base de malla de alambre electrosoldado, con la finalidad de contar con un parámetro de referencia en el análisis del comportamiento y capacidad resistente de los prototipos reforzados con la malla de acero inoxidable. Como se puede apreciar en la gráfica de la figura 4.8, los niveles de ductilidad desarrollados comparativamente con los especímenes antes estudiados resultan ser mucho mayores; aún cuando la deflexión elástica obtenida es del mismo orden de magnitud que las anteriores, de 1.31 mm, el promedio de las máximas deflexiones registradas al centro del claro alcanzó un valor de 38.0 mm, y cocientes de ductilidad de 34.4 en promedio.

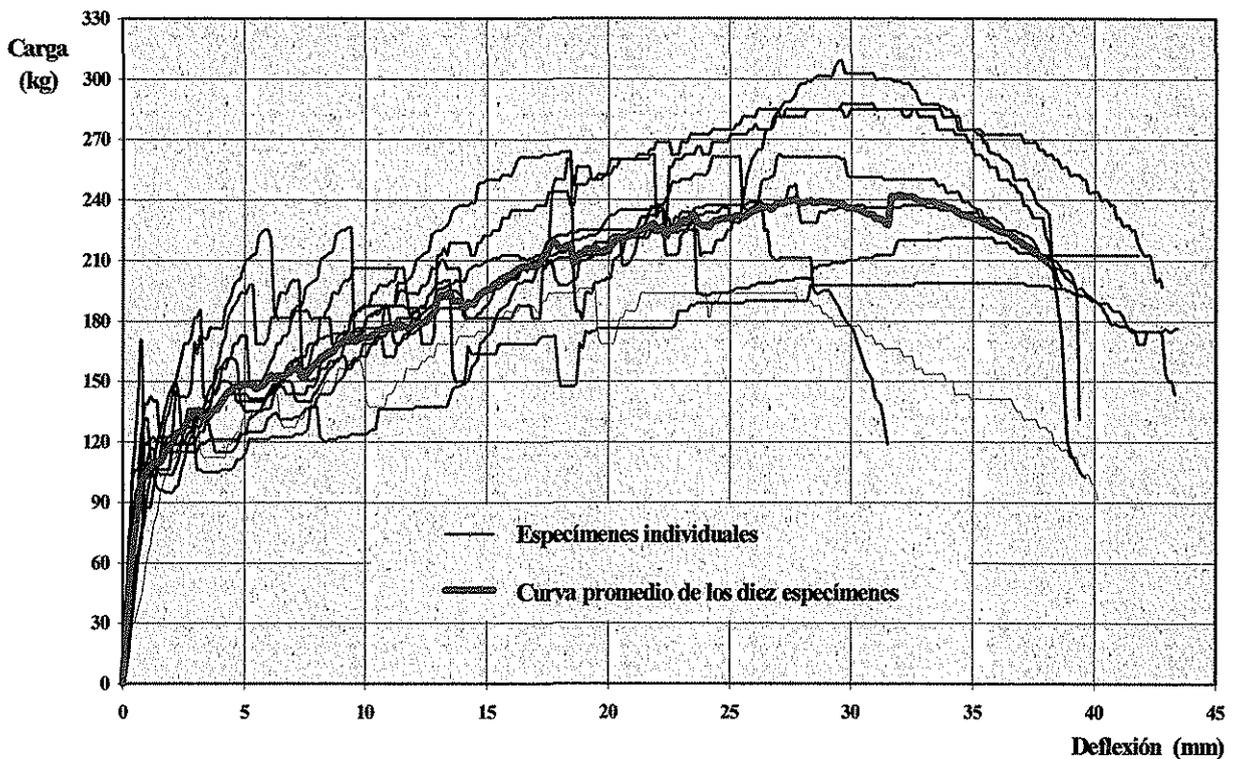


FIGURA 4.8 Curvas Carga – Deflexión al centro del claro. Especímenes Tipo A reforzados con malla de alambre electrosoldado

Se presentaron grietas verticales de flexión a lo largo de prácticamente toda la longitud de los especímenes ensayados, distribuidas uniformemente con una separación aproximada de 15 a 20 cm, generándose en la zona central y propagándose hacia los extremos; en la totalidad de los casos la falla se presentó en la sección al centro del claro o en un área cercana a ella. La carga máxima resistente alcanzada en promedio resultó ser de 246.63 kg, de manera que la carga uniforme equivalente puede ser obtenida mediante la igualación de los momentos flexionantes que ambas generan al centro del claro, puesto que la falla ocurre por flexión en esa zona:

$$\omega = 2 * \frac{P}{L} = 2 * \frac{246.63 \text{ kg}}{2.85 \text{ m}}$$

$$\omega = 173.07 \text{ kg/m}$$

y la carga por unidad de superficie:

$$\omega_a = \frac{\omega}{b} = \frac{173.07 \text{ kg/m}}{0.34 \text{ m}}$$

$$\omega_a = 509 \text{ kg/m}^2$$

El colapso sobreviene después del desarrollo de grandes deformaciones inelásticas, muestra de un comportamiento francamente dúctil.

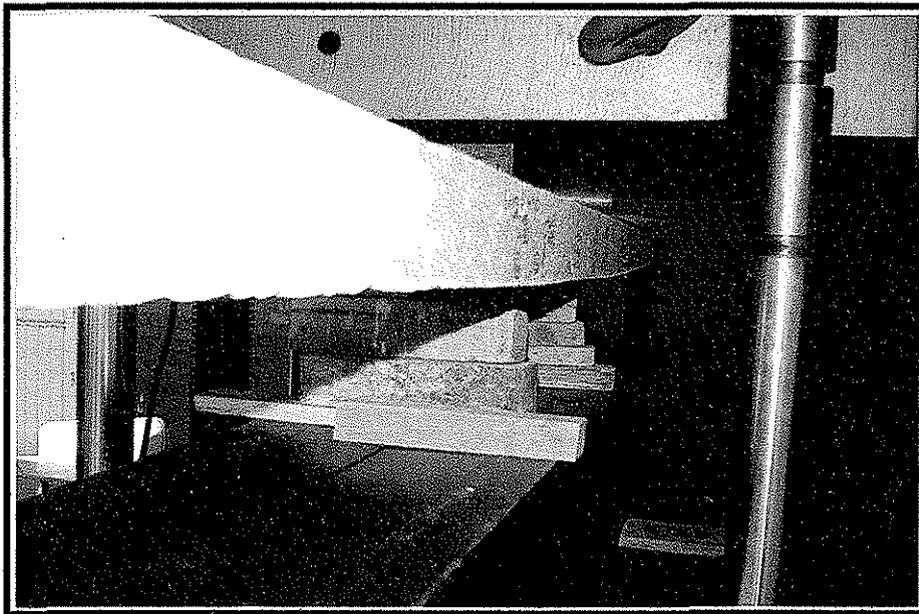


FIGURA 4.9 Deflexiones en especímenes reforzados con malla de alambre electrosoldado

Especímenes **Tipo B** con y sin refuerzo

Uno de los objetivos perseguidos en la elaboración y ensaye de este tipo de especímenes para pruebas de flexión, además de complementar la información relativa a la capacidad de carga que fue obtenida a partir de las pruebas de carga en los modelos tipo viga-losa, consiste en la determinación de la resistencia a tensión por flexión del concreto empleado en la elaboración de los especímenes, también conocida como módulo de ruptura, y a través de este valor, la obtención de la carga y el momento flexionante bajo los cuales se desarrollará el agrietamiento. Las pruebas de carga se efectuaron de manera similar a los ensayos de los

especímenes **Tipo A**, pero a diferencia de estos últimos y debido al carácter frágil de la falla esperada, únicamente se obtuvo la máxima carga resistente registrada por la máquina de pruebas. Los resultados de los diez especímenes ensayados bajo las consideraciones anteriores, sin ningún tipo de refuerzo, se muestran en la cuarta columna de la tabla 4.1, y al final de la misma el promedio de dichos resultados, correspondiendo este a un valor de 2162.50 kg.

ESPÉCIMEN	TIPO DE REFUERZO		
	Malla de cospeles de 1.15 mm	Malla de cospeles de 1.43 mm	Sin refuerzo
1	2118.75 kg	2600.00 kg	1837.50 kg
2	2162.50 kg	2787.50 kg	2037.50 kg
3	1785.00 kg	2762.50 kg	1600.00 kg
4	2200.00 kg	2450.00 kg	2100.00 kg
5	2262.50 kg	2237.50 kg	2700.00 kg
6			2037.50 kg
7			2500.00 kg
8			1950.00 kg
9			2162.50 kg
10			2700.00 kg
Promedio	2105.75 kg	2567.50 kg	2162.50 kg

Tabla 4.1 Resultados de pruebas de carga en especímenes Tipo B

De acuerdo con la norma **ASTM C 78**, *Prueba Estándar para la Determinación de la Resistencia a Flexión del Concreto*, es fácil demostrar que para un espécimen ensayado bajo cargas concentradas en los tercios del claro, si la fractura inicia en la superficie de tensión dentro del tercio medio de la viga el módulo de ruptura puede ser obtenido de:

$$f_T = \frac{P L}{b d^2}$$

$$f_T = \frac{(2162.50 \text{ kg})(45 \text{ cm})}{(15 \text{ cm})(15 \text{ cm})^2}$$

$$f_T = 28.83 \text{ kg/cm}^2$$

y el momento flexionante que en teoría inicia el agrietamiento en las vigas ensayadas se obtiene, de acuerdo al Reglamento del Instituto Americano del Concreto ACI 318-95:

$$M_{CR} = f_T \frac{I_g}{y}$$

$$M_{CR} = f_T \frac{b h^3 / 12}{h / 2} = f_T \frac{b h^2}{6}$$

$$M_{CR} = (28.83 \text{ kg/cm}^2) \frac{(34 \text{ cm})(10 \text{ cm})^2}{6}$$

$$M_{CR} = 163.37 \text{ kg m}$$

Valor este último que se discutirá más adelante a la luz de los resultados obtenidos a partir de los ensayos de los especímenes **Tipo A**.

La segunda y tercera columna de la tabla 4.1 muestran los resultados de los especímenes reforzados con malla de cospeles de 1.15 mm y 1.43 mm, así como los promedios respectivos; nótese que en el caso de los primeros, este último valor prácticamente es similar a aquel obtenido de los especímenes sin refuerzo, lo que puede ser indicativo que la cantidad de acero de refuerzo que contiene la malla de cospeles de 1.15 mm es tan pequeña que esta no representa diferencia alguna en el comportamiento de una viga con este tipo de refuerzo respecto de una viga de concreto simple; en una discusión posterior se volverá sobre este punto.

Análisis comparativo

De una manera absolutamente objetiva es posible realizar un primer análisis comparativo entre los especímenes tipo viga-losa con distinto tipo de refuerzo, a través de su comportamiento expresado mediante las respectivas curvas Carga – Deflexión en un solo gráfico (figura 4.10).

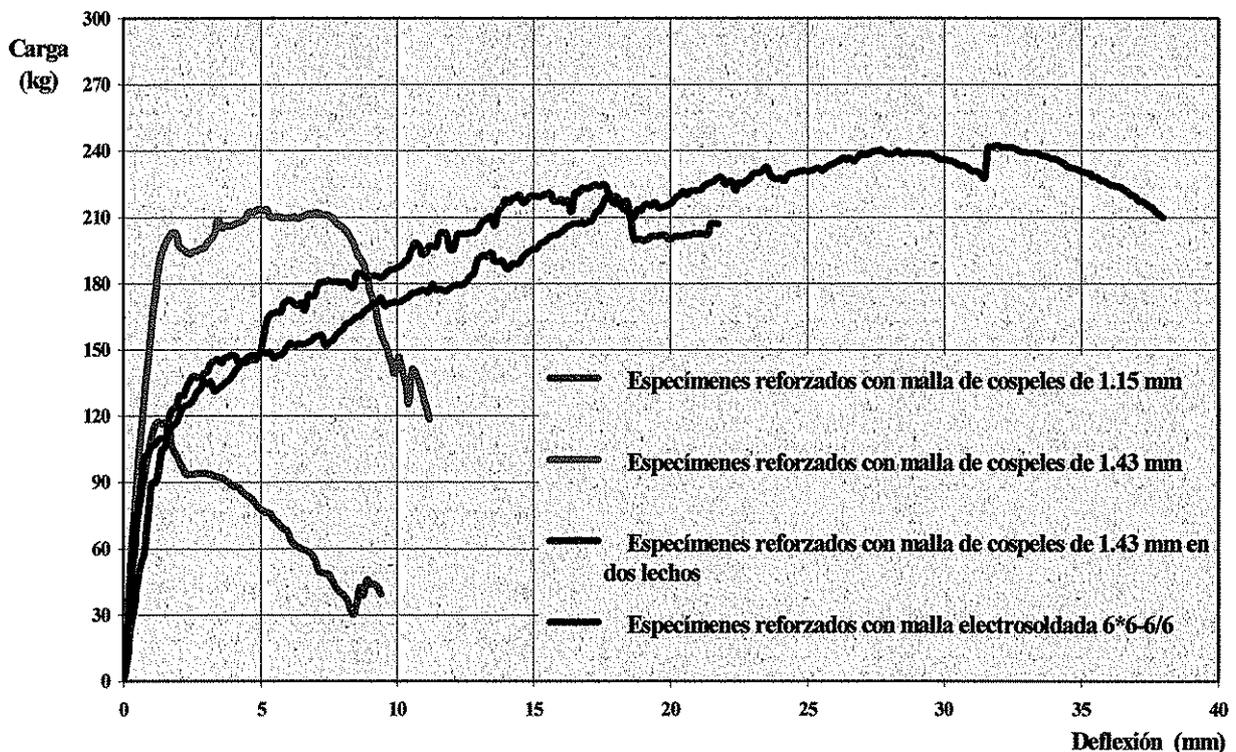


FIGURA 4.10 Curvas Carga – Deflexión al centro del claro. Especímenes Tipo A

Desde un punto de vista netamente cualitativo, comparativamente hablando, es evidente el pobre desempeño que representa el comportamiento de los especímenes que fueron reforzados con la malla de cospeles de 1.15 mm, tanto en lo que se refiere a la capacidad de carga como a la demanda de ductilidad que estos fueron capaces de satisfacer, tomando no solo como referencia los especímenes testigo con refuerzo convencional a base de malla electrosoldada, sino los que se reforzaron con malla de cospeles de 1.43 mm, cuyo comportamiento representa una notable mejoría. Siguiendo estos criterios existiría una natural inclinación a desechar, en una primera instancia, los especímenes con tal refuerzo, por constituir este una cantidad probablemente muy por debajo de la cuantía mínima requerida, aunque esta aseveración deberá ser confirmada, más adelante, desde un punto de vista analítico, y tratar de explicar el porqué de una respuesta a todas luces inferior incluso a la que correspondería a una viga de concreto simple.

Los especímenes reforzados con malla de cospeles de 1.43 mm tuvieron un comportamiento más acorde con el que cabría esperar a partir de la evidencia representada por los prototipos de referencia, en especial aquellos en los que se colocó una tercera malla en el tercio medio del claro. Como se puede apreciar en el gráfico de la figura 4.10, ambos tipos de vigas alcanzaron resistencias similares a la de los especímenes con refuerzo convencional, aunque como ya se discutió, el hecho de que la falla de la totalidad de los especímenes reforzados en dos lechos halla ocurrido en el tercio del claro prevé una capacidad de carga uniforme equivalente inferior a la que aparentemente podría discernirse, como ya fue discutido previamente.

En la tabla 4.2 se han reproducido, a manera de resumen, los valores hasta aquí obtenidos relativos al comportamiento de los prototipos ensayados; los parámetros de dicho comportamiento susceptibles de comparación se refieren por una parte a las máximas deformaciones alcanzadas y el grado de ductilidad desarrollado, y por la otra a la capacidad resistente del elemento; sin embargo, una tercera fuente de datos que pueden resultar decisivos al momento de desechar algunos de los resultados obtenidos, se consignan en la última columna de la tabla y son los que corresponden al tipo de falla del elemento y a su respuesta en condiciones cercanas al colapso. Atendiendo a ello, parece claro y definitivo que no solo los especímenes reforzados con malla de 1.15 mm, como se comentó líneas arriba, sino también aquellos que se reforzaron con malla de 1.43 mm en un solo lecho, deberán ser descartados como alternativas viables a los sistemas de cubierta en edificaciones de claros pequeños, ya que el carácter frágil de su comportamiento en la cercanía de la falla resulta inadmisiblemente de conformidad con la filosofía actual del diseño estructural, resultado de una aparentemente muy pobre cantidad de acero de refuerzo. Esto puede ser confirmado si se observan los resultados relativos al grado de deformación alcanzado por los especímenes en cuestión en las columnas 3 y 4, y se comparan con los parámetros de referencia en el último renglón de la tabla, siendo estos últimos del orden de casi cuatro veces el valor de aquellos en el caso de las deflexiones máximas alcanzadas, y casi cinco veces en lo que respecta a la ductilidad (aún cuando este valor podría parecer hasta cierto punto arbitrario por la forma en que fue calculado, resulta de gran utilidad para fines comparativos), si bien es cierto, y no habrá que perder de vista, que la capacidad resistente de los especímenes con malla de 1.43 mm alcanzó un 90 % de la de los especímenes testigo.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
TIPO DE REFUERZO	Deflexión elástica (mm)	Deflexión máxima (mm)	Coef. De Ductilidad	Carga Máxima (kg)	Momento Flexionante (kg-m)	M_{cr}^* (kg-m)	ω_{eq}^{**} (kg/m ²)	Tipo de Falla
1 Malla de cospeles de 1.15 mm de espesor y 305 mm de ancho en un solo lecho	1.30	9.40	7.73	124.00	88.35	163.37	256	Frágil, con una sola grieta al centro del claro.
2 Mallas de cospeles de 1.43 mm de espesor y 152 mm de ancho en un solo lecho	1.60	11.20	7.04	221.50	157.82	163.37	457	Frágil, con una sola grieta al centro del claro.
3 Mallas de cospeles de 1.43 mm de espesor y 152 mm de ancho en dos lechos	2.16	21.72	10.20	230.42	164.17	163.37	357	Dúctil, con grietas en el tercio central del claro.
1 Malla de alambre electrosoldado de 3 alambres de 4.88 mm de diámetro	1.31	38.00	34.40	246.63	175.72	163.37	509	Dúctil, con grietas a todo lo largo de la viga.

Tabla 4.2 Resultados comparativos de las pruebas de carga en especímenes Tipo A

* M_{cr} . Momento flexionante de agrietamiento

** ω_{eq} . Carga uniforme equivalente

Considerando lo anterior, y tratando de mejorar el comportamiento y la ductilidad de los prototipos reforzados con malla de 1.43 mm, recuérdese, se colocó una malla adicional en el tercio central del claro de la viga, pero aún cuando la deflexión máxima desarrollada al momento del colapso mejoró considerablemente (puede apreciarse en la tabla que esta alcanzó niveles superiores a la mitad de la obtenida en el promedio de las vigas testigo), aparentemente la capacidad de carga uniforme disminuyó debido a la formación del mecanismo de colapso fuera de la zona central de los especímenes (la carga uniforme equivalente con este nuevo mecanismo cayó a niveles del orden del 70 % de la carga de referencia). Cabría aquí cuestionarse si tanto la demanda de ductilidad como los niveles de resistencia alcanzados, aún cuando permanecen por debajo de los valores de referencia, son suficientes desde el punto de vista del desempeño esperado de los modelos en una estructura real; la discusión que sigue trata de arrojar alguna luz al respecto.

El Reglamento del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto, limitan la máxima deflexión vertical que es posible admitir en el comportamiento de un elemento estructural como los que aquí nos ocupa, con el fin de evitar riesgos de daños no solo para el elemento mismo, sino para otros no estructurales ligados a este. La expresión que propone el código de diseño se basa únicamente en constreñir el grado de distorsión generado por la propia deformación en función del claro del elemento y no depende de otros factores tales como la magnitud o el tipo de cargas, o incluso del material del cual se ha fabricado el elemento; está dada por:

$$\Delta_{MAX} = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$$

y en nuestro caso:

$$\Delta_{MAX} = \frac{285 \text{ cm}}{240} + 0.5 \text{ cm} = 1.687 \text{ cm} = 16.87 \text{ mm}$$

A pesar de que el valor propuesto para la máxima deformación admisible deba ser alcanzado bajo condiciones de carga de servicio, el hecho de que los especímenes de prueba puedan desarrollar la suficiente ductilidad para lograr al menos dicha deformación representa, aparentemente, una condición necesaria, aunque no suficiente, para establecer los criterios de aceptación de los resultados obtenidos a este respecto. Bajo esta perspectiva, parecería plausible aceptar en una primera instancia el valor de 21.72 mm correspondiente a la máxima deflexión registrada en promedio para estos especímenes, aunque no debe perderse de vista el hecho también de que este valor corresponde a una condición de carga de colapso, y que aquel se encuentra aún muy cercano a la deformación máxima admisible, con lo que el factor de seguridad contra la falla se puede ver reducido.

Por otro lado, se ha comentado que la capacidad portante registrada en promedio de los elementos ensayados, convertida a una carga uniforme equivalente de 357 kg/m², se encuentra aún por debajo de la de los especímenes de referencia establecida en 509 kg/m², pues aquella representa apenas un 70 % del valor de esta última. Esta sobrecarga útil (adicional al peso propio de la viga) deberá estar compuesta tanto por la carga muerta debida a elementos de recubrimiento, acabados, etc, como por la carga viva atribuible al destino de la construcción (en esta caso vivienda); para fines de diseño, en ellas deberán ser consideradas las

incertidumbres propias de su naturaleza aleatoria a través de los factores de carga apropiados cuyos valores, de acuerdo al código del ACI, han sido fijados en 1.4 y 1.7 respectivamente para las carga muertas y vivas, de tal suerte que la carga resistente puede ser expresada de la forma:

$$\omega_U = \gamma_{CM} * \omega_{CM} + \gamma_{CV} * \omega_{CV}$$

Si de acuerdo también con los códigos de diseño asumimos un valor para la carga viva de 170 kg/m² (correspondiente a cubiertas destinadas para vivienda) es posible determinar la carga muerta disponible en base a los resultados obtenidos:

$$\omega_{CM} = \frac{\omega_U - \gamma_{CV} * \omega_{CV}}{\gamma_{CM}}$$

$$\omega_{CM} = \frac{357 \text{ kg/m}^2 - 1.7 * (170 \text{ kg/m}^2)}{1.4}$$

$$\omega_{CM} = 48.6 \text{ kg/m}^2$$

valor este último que podría parecer excesivamente bajo para los estándares actuales de diseño de vivienda de interés social, pero que sin embargo es suficiente para considerar un acabado ligero a base de mosaico de pasta y un recubrimiento de yeso como plafond.

Finalmente, merece un llamado de atención el hecho de que la capacidad de carga promedio de los especímenes reforzados con malla de 1.15 mm represente apenas la mitad del valor correspondiente de una viga de concreto simple. Como puede observarse en la sexta columna de la tabla 4.2, el momento flexionante de falla de los especímenes reforzados con malla de cospeles de 1.43 mm alcanzó valores del orden de magnitud del momento de agrietamiento (cuyo valor de 163.37 kg-m fue calculado previamente y se consigna en la columna 7 para todos los especímenes de prueba), y las vigas de referencia obtuvieron un valor de 175.72 kg m, ligeramente superior, lo cual significa que tanto el refuerzo de cospeles utilizado como la malla electrosoldada representan la mínima cantidad de refuerzo con el que es posible proveer una viga de 10 cm de peralte, mientras que el refuerzo a base de cospeles de 1.15 mm cuenta con un área de acero muy por debajo de dicho valor mínimo (lo que corrobora la tesis ya expresada aquí en cuanto a desechar este tipo de refuerzo en elementos estructurales bajo esfuerzos de flexión). ¿Por qué entonces la resistencia de estos elementos resulta ser inferior a la de una viga de concreto simple? ¿Acaso no cabría esperar una capacidad de carga que al menos iguale este valor? Resulta difícil aventurar una respuesta que justifique ambos cuestionamientos sin dejar lugar a dudas; es posible que la presencia de una fuerte discontinuidad representada por la malla de refuerzo dentro de la matriz de concreto, sin que esta contribuya de manera apreciable en la resistencia del elemento, aunada a una pobre adherencia de ambos materiales, ceda lugar a una alta concentración de esfuerzo que conduzca a pequeñas fracturas microscópicas cuya propagación origine una falla prematura del espécimen; esto solo es una hipótesis que deberá ser evaluada y ser objeto de posteriores investigaciones.

A partir del análisis comparativo discutido líneas arriba es posible desechar el uso de la malla de acero inoxidable de 1.15 mm de espesor como refuerzo de losas de concreto de claros pequeños, debido al pobre desempeño registrado comparativamente respecto de los especímenes de referencia. Es concluyente también la factibilidad del empleo de la malla de acero inoxidable de 1.43 mm de espesor, toda vez que la respuesta de los especímenes provistos con tal refuerzo en términos de capacidades de carga es similar a la de aquellos reforzados de manera convencional. La adición de una tercer malla en el tercio central de la viga mejora notablemente la ductilidad de la misma, incrementando esta a valores por encima de los recomendados por los códigos de diseño; extendiendo esta tercer malla hasta los apoyos puede retardar el colapso de la viga al evitar concentraciones indeseables de esfuerzos en la zona de interrupción del refuerzo, incrementando con ello los niveles de ductilidad manteniendo aún los costos por debajo de los niveles de referencia.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS

En la época en que este programa experimental fue desarrollado (mediados de 1996), el precio neto de venta por metro cuadrado de la malla electrosoldada designada 6*6-6/6, era de **\$8.28**. Si sabemos que un metro cuadrado tiene un peso aproximado de **1.958 kg.**, es fácil efectuar la conversión para determinar el precio por kilogramo de la malla:

$$\text{Precio por peso} = \text{Precio por unidad de superficie} / \text{Peso por unidad de superficie}$$

$$\text{Precio por peso} = (\$ 8.28 / m^2) / (1.958 \text{ kg}/m^2)$$

$$\text{Precio por peso} = \$ 4.23 / \text{kg}$$

Ambos valores, el costo por unidad de superficie y el costo por unidad de peso, representan los puntos de referencia para fines comparativos.

La lámina de cospeles es un material de desecho que, como ya fue mencionado en la introducción de este trabajo, es vendida a compañías fundidoras a un precio inferior al de mercadeo del acero inoxidable. El precio de venta en 1996 de la lámina de cospeles, independientemente del espesor de esta, era de **\$ 2.18** por kilogramo de peso neto y, aunque este valor representa la mitad del costo de la malla electrosoldada, ello puede resultar engañoso, ya que la malla de cospeles contiene más cantidad de acero por unidad de superficie que aquella.

Se obtuvo una muestra de malla de cospeles de 1.15 mm con un área de 30.5 cm por 45.3 cm, cuyo peso fue de 276.8 gr., el peso correspondiente por unidad de superficie resulta ser de :

$$\text{Peso por unidad de superficie} = (0.2768 \text{ kg}) / (0.305 \text{ m} * 0.453 \text{ m})$$

$$\text{Peso por unidad de superficie} = 2.003 \text{ kg}/m^2$$

Por consiguiente, el precio de venta por unidad de superficie se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$\text{Precio por unidad de superficie} = \text{Precio por peso} * \text{Peso por unidad de superficie}$$

$$\text{Precio por unidad de superficie} = (\$ 2.18 / \text{kg}) * (2.003 \text{ kg/m}^2)$$

$$\text{Precio por unidad de superficie} = \$ 4.38 / \text{m}^2$$

valor que efectivamente representa prácticamente la mitad del costo de la malla electrosoldada que fue establecido en $\$8.28 / \text{m}^2$. Sin embargo, el refuerzo a base de este tipo de malla fue desechado por las razones que ya fueron expuestas.

De manera similar, se obtuvo una muestra de malla de cospeles de 1.43 mm con un peso de 186.9 gr y un área de 14.0 cm por 55.2 cm. El peso por unidad de superficie es de:

$$\text{Peso por unidad de superficie} = (0.1869 \text{ kg}) / (0.140 \text{ m} * 0.552 \text{ m})$$

$$\text{Peso por unidad de superficie} = 2.418 \text{ kg/m}^2$$

y el precio de venta por unidad de superficie:

$$\text{Precio por unidad de superficie} = \text{Precio por peso} * \text{Peso por unidad de superficie}$$

$$\text{Precio por unidad de superficie} = (\$ 2.18 / \text{kg}) * (2.418 \text{ kg/m}^2)$$

$$\text{Precio por unidad de superficie} = \$ 5.28 / \text{m}^2$$

Este valor representa un 64 % del costo de la malla electrosoldada, pero recuérdese que las vigas reforzadas con este tipo de malla sufrieron un comportamiento frágil en la falla, por lo que también fueron desechadas. Las que tuvieron un comportamiento significativamente mejor, aunque, como ya se ha visto, con un factor de seguridad relativamente bajo, fueron aquellas vigas a las que se les añadió una tercera malla de cospeles de 1.43 mm en el tercio central, es decir, cubriendo un área adicional de la viga un sexto mayor de la misma; de esta manera, el costo equivalente de la malla por unidad de superficie debe ser incrementado en un 16.7 % adicional, de manera que ahora el precio de la malla en este tipo de especímenes será ahora de $\$ 6.16 / \text{m}^2$, el que representa un 74.4 % del de la malla electrosoldada, es decir, un precio todavía competitivo. Aún cuando esta tercera malla se extendiera a todo lo largo de la viga hasta los apoyos, incrementando el precio original en un 50 %, es decir, elevándose hasta un valor de $\$ 7.92 / \text{m}^2$, este aún queda por debajo del correspondiente al de la malla electrosoldada, por lo que este tipo de refuerzo a base de malla de cospeles de acero inoxidable de desecho puede ser considerado como una alternativa viable a precios competitivos.

CAPÍTULO V

MODELO MATEMÁTICO

COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

La tercera y última parte de este trabajo consiste en la interpretación de los resultados de las pruebas de carga obtenidos durante la etapa experimental, su evaluación desde el punto de vista estadístico y su correlación con la resistencia teórica de los especímenes ensayados, todo ello en base a la elaboración y calibración de un modelo analítico que permita predecir con un razonable grado de precisión la capacidad portante de los mismos y que pueda eventualmente conducir a expresiones y recomendaciones prácticas para diseño. El modelo desarrollado, cuyas bases son descritas ampliamente a lo largo de este capítulo, incorpora a su vez modelos característicos del comportamiento del concreto, calibrados con los resultados de los ensayos de compresión axial en cilindros elaborados con las mezclas empleadas para la fabricación de los prototipos (capítulo 2), así como los resultados obtenidos a partir de las pruebas de tracción en probetas de acero inoxidable y en láminas troqueladas del mismo material (capítulo 1), tal y como se describe a continuación.

Características del Comportamiento del Concreto

Un elemento esencial en la determinación teórica de la resistencia de elementos de concreto reforzado sujetos básicamente a esfuerzos de flexión lo constituye la curva esfuerzo – deformación, necesaria para evaluar el verdadero comportamiento de la sección transversal, toda vez que el perfil de aquella determina la forma del bloque de esfuerzos a compresión en esta al ser las deformaciones en el concreto comprimido proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Bresler encontró en 1955 que existen ciertas diferencias en las formas de las curvas esfuerzo – deformación en la flexión y en la compresión axial, sin embargo, estudios realizados por Hognestad y colaboradores demuestran que estas diferencias no son significativas^(Ref. 28), razón por la cual, desde un punto de vista práctico, son comúnmente utilizadas las curvas deducidas de las pruebas de compresión axial.

Como ya fue comentado en el capítulo 2, los dos componentes del concreto, la pasta de cemento y el agregado, cuando se sujetan a esfuerzos en forma independiente presentan una relación esfuerzo deformación sensiblemente lineal, mientras que el comportamiento del material compuesto se aparta de dicha linealidad debido al microagrietamiento desarrollado en la interfase existente en la entrecara del agregado y la pasta de cemento; debido a que las grietas evolucionan progresivamente en las interfaces hay un incremento similar en la intensidad del esfuerzo local y en la magnitud de la deformación, por lo que se incrementa más rápidamente que el esfuerzo promedio aplicado y la curva esfuerzo-deformación se hace cóncava hacia abajo presentando una rama descendente con un comportamiento pseudoplástico.

El comportamiento arriba descrito se hace evidente en los resultados de las pruebas de compresión efectuadas en los especímenes cilíndricos elaborados a partir de las mezclas con las que se fabricaron los prototipos de prueba. La gráfica de la figura 5.1 muestra el comportamiento esfuerzo – deformación de los 46 especímenes ensayados, normalizada respecto de la resistencia individual σ_{max} . Puede apreciarse que mientras los valores en la rama ascendente se muestran estrechamente agrupados en torno a una medida de tendencia central, en la rama descendente estos se encuentran mayormente dispersos debido a la influencia que en ella ejerce el dispositivo de ensaye y la restricción que este último provoca en las deformaciones transversales.

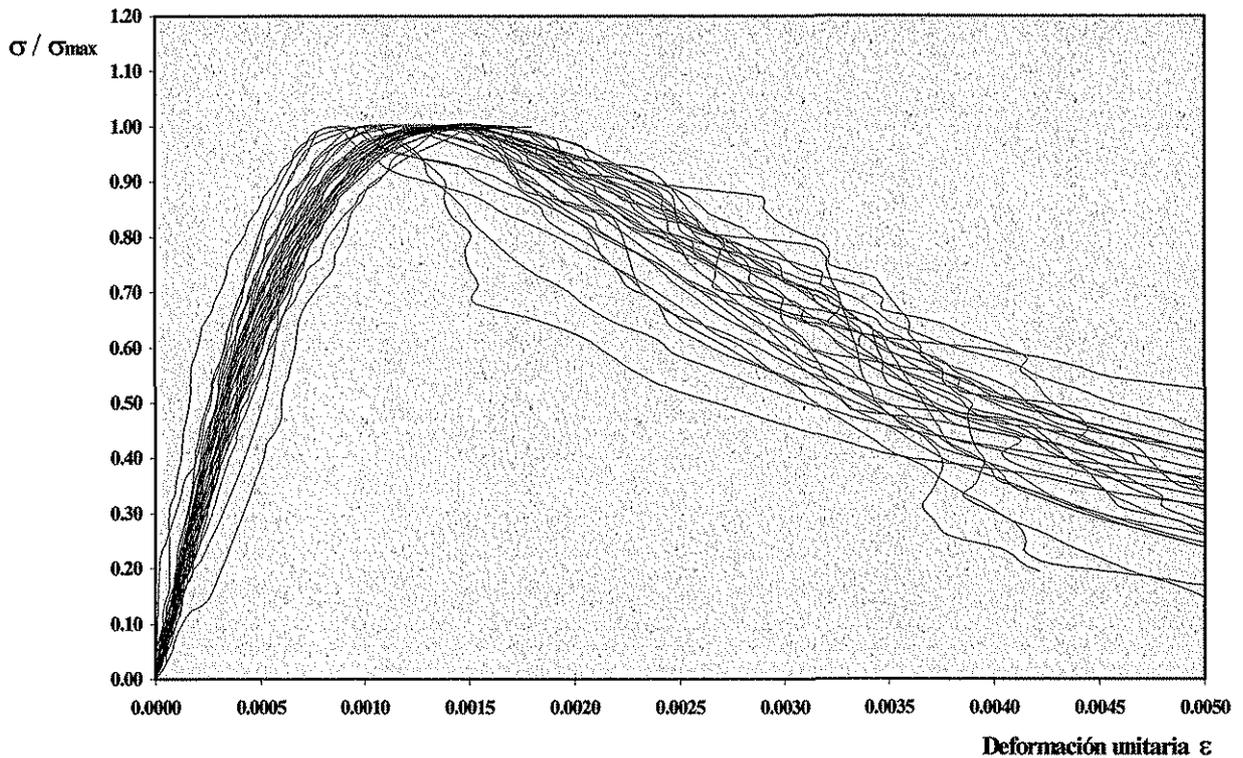


FIGURA 5.1 Curva Esfuerzo – Deformación. 46 pruebas individuales

El esfuerzo máximo alcanzado en promedio por los especímenes resultó ser de **232.9 kg/cm²** con un coeficiente de variación de **11.3 %** y una resistencia confiable f'_c de **196 kg/cm²**, según fue determinada en el capítulo 2 en base a los criterios del código de diseño del ACI. El valor promedio de la deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo alcanzado por los especímenes de prueba fue calculado en **0.0014**, con un coeficiente de variación de **16.0 %**.

Existen varios modelos analíticos que han sido desarrollados a partir de los resultados de pruebas experimentales para intentar predecir la relación esfuerzo – deformación del concreto; en este trabajo se evaluarán tres de ellos a fin de incorporar en un modelo global de predicción de resistencia al que mejor se ajuste a los resultados aquí obtenidos.

Modelo de Desayi y Krishnan

Esta expresión, desarrollada por los autores en el año de 1964^(Ref. 29), es considerada generalmente como satisfactoria tanto en la rama ascendente como en la descendente:

$$\sigma = \frac{E \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}\right)^2}$$

donde ε_o representa la deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo (en nuestro caso 0.0014) y E el módulo elástico tangente inicial, supuestamente igual al doble del módulo secante en el esfuerzo máximo:

$$E = \frac{2 \sigma_{max}}{\varepsilon_o}$$

sustituyendo en la primera:

$$\sigma = \frac{2 \sigma_{max} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}\right)}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}\right)^2}$$

y normalizada respecto del esfuerzo máximo:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \frac{2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}\right)}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}\right)^2}$$

En la figura 5.2 se ha graficado esta expresión contrastada con los resultados obtenidos en los ensayos experimentales. Nótese que, aun cuando la rama ascendente se ajusta perfectamente bien al promedio de dichos resultados, la rama descendente representa el límite superior de la totalidad de los mismos; puede apreciarse que, en general, la forma de la curva coincide razonablemente bien con la evidencia experimental. Puede considerarse un ajuste bueno, sin ser excelente.

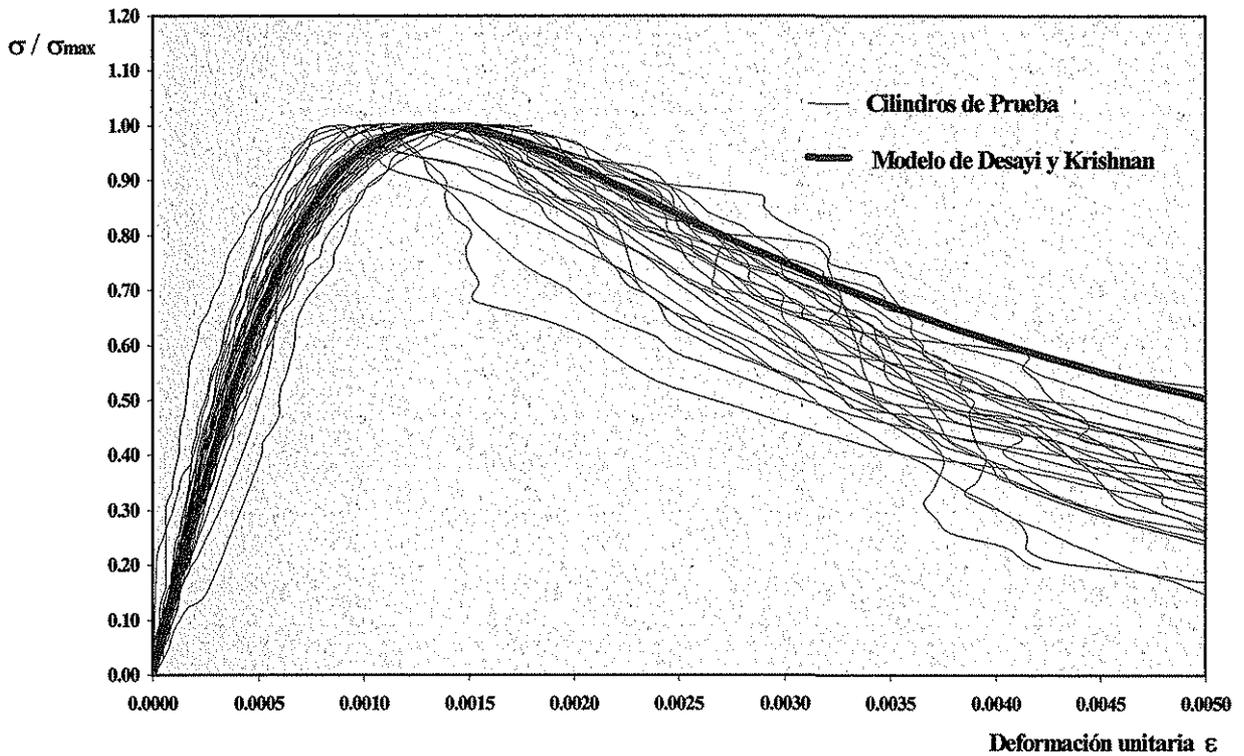


FIGURA 5.2 Curva Esfuerzo – Deformación. Modelo de Desayi y Krishnan

Modelo de Hognestad

La expresión atribuida a Hognestad y sus colaboradores data de 1951^(Ref. 30) y consta de una parábola de segundo grado en la rama ascendente y una línea recta en la descendente:

Rama ascendente:

$$\sigma = \sigma_{max} \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

y normalizada respecto del esfuerzo máximo:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = 2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2$$

Rama descendente:

$$\sigma = \sigma_{max} - 0.15 \sigma_{max} \left(\frac{\epsilon - \epsilon_0}{\epsilon_u - \epsilon_0} \right)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde ε_u representa la deformación máxima que aquí fue fijada en **0.005**. El coeficiente de 0.15 en el segundo término indica la caída del esfuerzo respecto del valor máximo en la deformación de falla; Kent y Park desarrollaron en 1971 un modelo similar en el que la única variante consiste en ajustar dicho valor para tomar en cuenta el confinamiento del concreto mediante aros rectangulares^(Ref. 31). En nuestro caso es posible realizar el ajuste de acuerdo a los datos observados, así, si en promedio el esfuerzo en la falla resultó ser de **79.2 kg/cm²**, ello representa una caída del **66 %** respecto del valor máximo alcanzado, con lo que la expresión anterior puede ser reescrita, dividiendo entre el esfuerzo máximo para hacerla adimensional, de la forma:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = 1 - 0.66 \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_o}{\varepsilon_u - \varepsilon_o} \right)$$

Nuevamente al contrastar el modelo teórico con los datos experimentales en la figura 5.3, es posible observar una buena correlación entre ambos, a pesar de que la línea recta de la rama descendente se aparta de la tendencia con cierta curvatura que muestran los resultados de los cilindros de prueba.

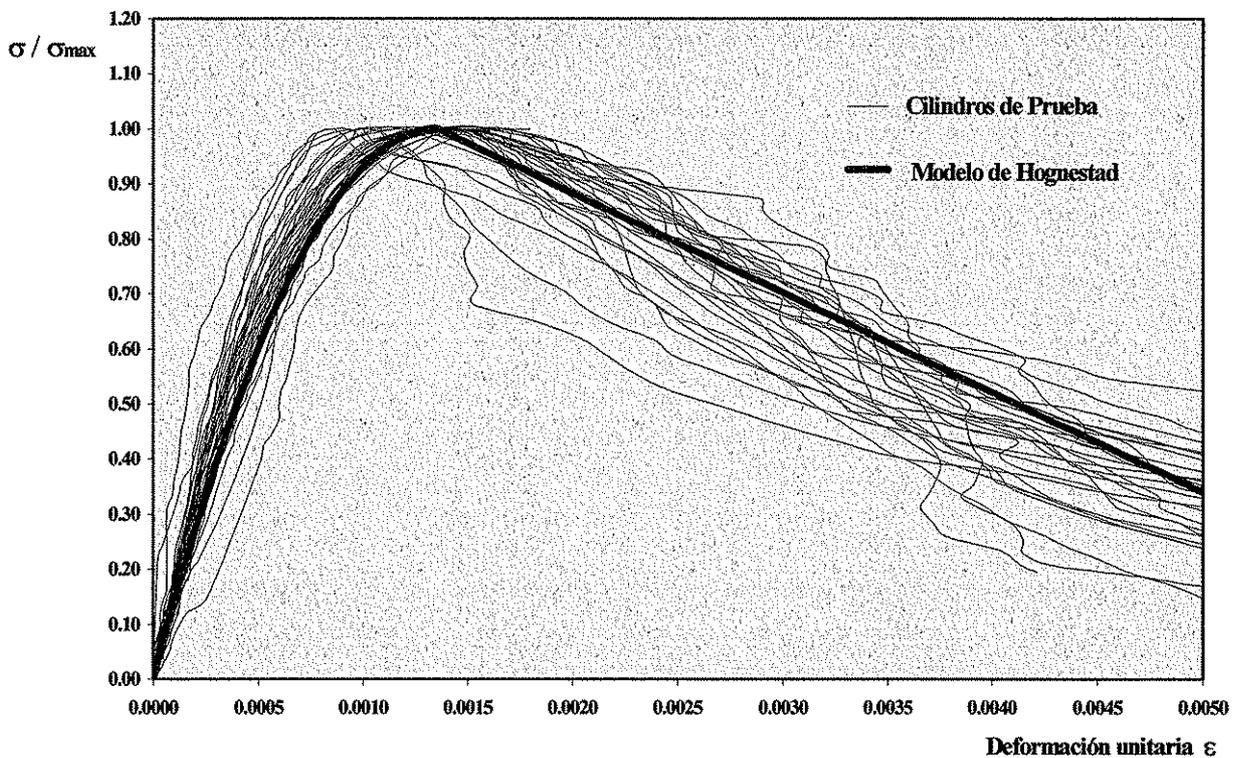


FIGURA 5.3 Curva Esfuerzo – Deformación. Modelo de Hognestad

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Modelo de Saenz

En una discusión sobre la ecuación presentada por Desayi y Krishnan, L.P. Saenz desarrolló en 1964 una expresión con cierto grado de complejidad pero que permite incorporar de una manera sencilla la relación entre el módulo tangente inicial y el módulo secante en el esfuerzo máximo R_E , la relación entre el esfuerzo máximo y el esfuerzo en la falla R_σ , y la relación entre la deformación unitaria máxima y la correspondiente al esfuerzo máximo R_ϵ ^(Ref. 32). Así:

$$R_E = \frac{E}{E_m} = 2$$

$$R_\sigma = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_u} = \frac{232.9 \text{ kg/cm}^2}{79.2 \text{ kg/cm}^2} = 2.94$$

$$R_\epsilon = \frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_u} = \frac{0.005}{0.0014} = 3.69$$

además

$$R = \frac{R_E (R_\sigma - 1)}{(R_\epsilon - 1)^2} - \frac{1}{R_\epsilon} = \frac{2 (2.94 - 1)}{(3.69 - 1)^2} - \frac{1}{3.69} = 0.265$$

La expresión propuesta por Saenz es de la forma:

$$\sigma = \frac{\epsilon}{A + B \epsilon + C \epsilon^2 + D \epsilon^3}$$

donde

$$A = \frac{1}{E} = \frac{\epsilon_o}{2 \sigma_{max}} = \frac{0.0014}{2 (232.9 \text{ kg/cm}^2)} = 2.907 \times 10^{-6}$$

$$B = \frac{R_E + R - 2}{R_E \sigma_{max}} = \frac{2 + 0.265 - 2}{2 (232.9 \text{ kg/cm}^2)} = 5.681 \times 10^{-4}$$

$$C = \frac{1 - 2R}{R_E \sigma_{max} \epsilon_o} = \frac{1 - 2(0.265)}{2 (232.9 \text{ kg/cm}^2) (0.0014)} = 0.746$$

$$D = \frac{R}{R_E \sigma_{max} \epsilon_o^2} = \frac{0.265}{2 (232.9 \text{ kg/cm}^2) (0.0014)^2} = 309.881$$

Esta expresión resulta ser la que mejor se ajusta a los datos obtenidos a partir de los ensayos en los cilindros de control, tanto en la rama ascendente como en la descendente, como puede apreciarse en la gráfica de la figura 5.4, por lo que será el modelo de Saenz el que se incorporará en el análisis teórico para la obtención de la resistencia en flexión de los especímenes de prueba.

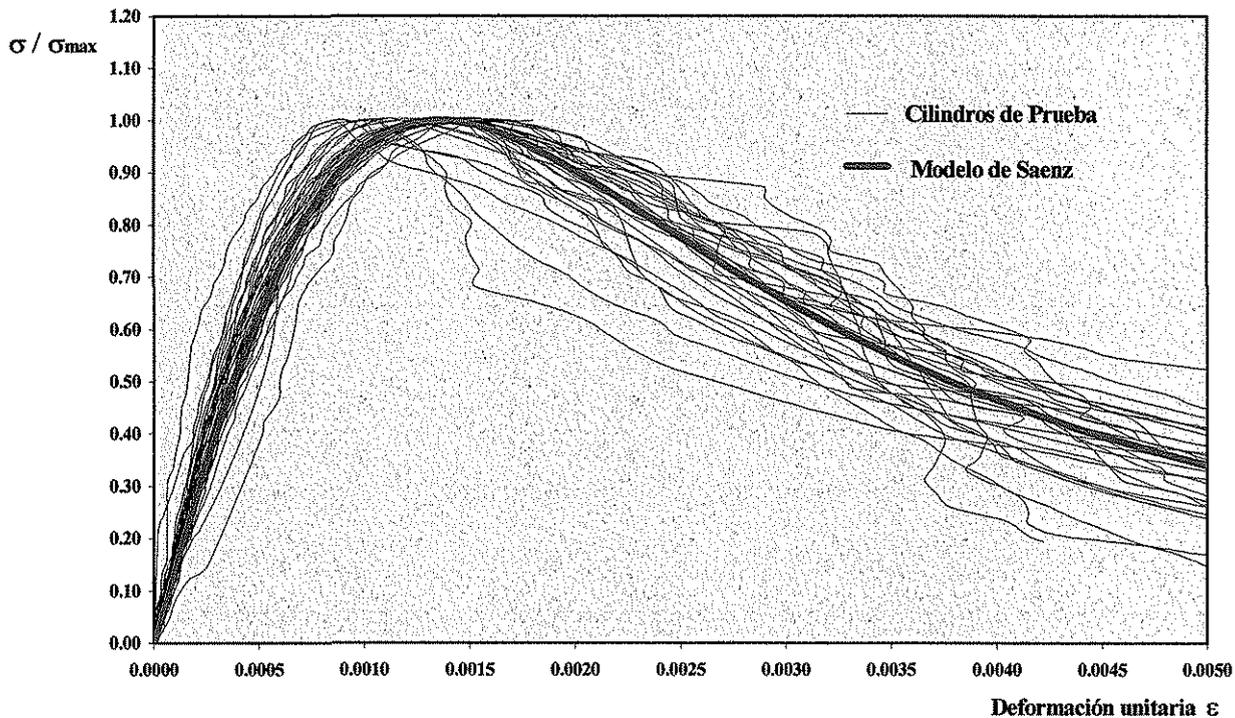


FIGURA 5.4 Curva Esfuerzo – Deformación. Modelo de Saenz

En la figura 5.5 se muestran los tres modelos ensayados a fin de apreciar mejor el contraste entre estos y la evidencia experimental.

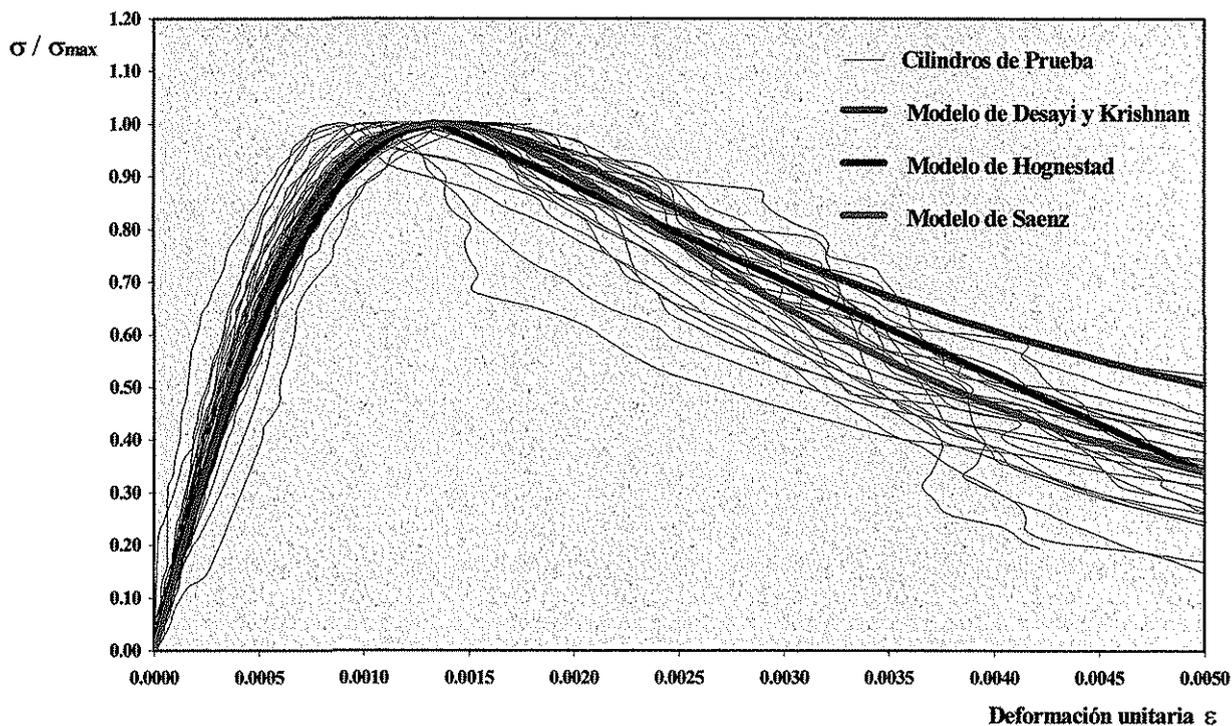


FIGURA 5.5 Curva Esfuerzo – Deformación. Modelos teóricos

Características del acero de refuerzo

Con el objeto de determinar la respuesta del refuerzo de acero inoxidable en condiciones de carga e incorporar las relaciones constitutivas que rigen dicho comportamiento en un modelo teórico de predicción de resistencia, en el capítulo 1 de este trabajo se muestran los resultados obtenidos a partir de ensayos de tracción en probetas de acero laminado y en muestras de lámina troquelada similares a las utilizadas en las vigas de prueba. Los valores confiables correspondientes a la fluencia y ruptura del material, obtenidos a partir del primer tipo de muestras, fueron de **3078 kg/cm²** y **4712 kg/cm²** respectivamente, mientras que las cargas de fluencia y de ruptura calculadas a partir del análisis estadístico de los resultados de las probetas troqueladas son de **264 kg** y **337 kg**, respectivamente; con estos datos es posible intentar obtener, como una primera aproximación, el área resistente efectiva de la malla troquelada utilizada tanto en las pruebas de tracción como en los prototipos ensayados en flexión, de una manera sencilla mediante la expresión utilizada para el cálculo de los esfuerzos axiales directos:

$$\text{Area} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\text{Esfuerzo resistente}}$$
$$A = \frac{F_y}{f_y} = \frac{264 \text{ kg}}{3078 \text{ kg/cm}^2} = 0.0858 \text{ cm}^2$$
$$A = \frac{F_u}{f_u} = \frac{337 \text{ kg}}{4712 \text{ kg/cm}^2} = 0.0715 \text{ cm}^2$$

La diferencia entre ambos es importante ya que representa un valor del orden del 17 %. Para tratar de esclarecer un poco más este punto, es necesario analizar los especímenes de lámina troquelada que fueron sometidos a pruebas de tracción. Como ya se comentó en el capítulo 1, estos especímenes corresponden a láminas de 1.15 mm de espesor y troqueles de 17 mm de diámetro; ahora bien, estos huecos no se hallan dispuestos de manera ortogonal sino en zigzag, lo que dificulta la obtención de un área resistente equivalente. Las probetas ensayadas tienen un ancho de 8 cm dentro de los cuales se hallan dispuestos un total de 5 troqueles y 5 zonas efectivas de material; es factible obtener un área neta efectiva en función del paso y el gramil de los huecos existentes dentro del ancho de la probeta de manera similar al procedimiento seguido en elementos de acero atornillados o remachados, sin embargo, debido al tamaño de los huecos y la estrecha separación entre ellos, esto puede conducir a resultados absurdos, por lo que se optó por medir directamente el área transversal de las zonas efectivas entre los huecos. Siendo la separación centro a centro de los troqueles de 18.3 mm y su diámetro de 17 mm, significa que existe un área efectiva de material entre ellos de 1.3 mm, y si, como ya fue dicho, el espécimen de prueba cuenta con cinco zonas como esta, el ancho efectivo resulta ser de $5 * 1.3 \text{ mm} = 6.5 \text{ mm}$, con lo que el área neta resultante es de $6.5 \text{ mm} * 1.15 \text{ mm} = 7.48 \text{ mm}^2 = 0.0748 \text{ cm}^2$, este valor se aproxima a aquel que se obtuvo con los resultados correspondientes a la ruptura del material, con lo que este criterio en la obtención

del área resistiva podría ser incorporado, de manera tentativa, al modelo general de análisis de la resistencia de las vigas en flexión, a reserva de calibrarlo con los resultados experimentales.

Atendiendo a este último criterio se efectuaron mediciones de los anchos y espesores efectivos en las mallas de cospeles utilizadas como refuerzo en las vigas ensayadas. La malla de 1.15 mm de espesor cuenta con un ancho total de 305 mm, en cuya sección transversal se hallan distribuidos en zigzag 19 troqueles de 17 mm de diámetro y 20 zonas de material efectivo con un ancho promedio de 1.3 mm, esto es, un ancho efectivo de $20 * 1.3 \text{ mm} = 26.0 \text{ mm}$, con un área efectiva calculada en $26.0 \text{ mm} * 1.15 \text{ mm} = 29.9 \text{ mm}^2 = 0.299 \text{ cm}^2$. Por su parte, la malla de cospeles de 1.43 mm de espesor cuenta en su sección transversal de 152 mm de ancho con un total de 7 troqueles de 21 mm de diámetro y 8 zonas efectivas de 1.8 mm, para un ancho efectivo de $8 * 1.8 \text{ mm} = 14.4 \text{ mm}$ y un área neta transversal de $14.4 \text{ mm} * 1.43 \text{ mm} = 20.6 \text{ mm}^2 = 0.206 \text{ cm}^2$, por lámina de refuerzo colocada. Estos valores, como ya se mencionó, se utilizarán en una primera instancia para calibrar el modelo matemático que se discutirá en la siguiente sección.

RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN

La teoría que predice la resistencia a flexión de secciones de concreto reforzado que actualmente es de uso y aceptación generalizada se basa en las relaciones existentes entre las fuerzas externas que actúan en dicha sección transversal y las fuerzas internas que se generan, relaciones que pueden ser deducidas a partir de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Para establecer dichas relaciones fundamentales se hace necesaria la suposición de ciertas hipótesis que puedan simplificar el fenómeno real y se pueda reducir este a niveles matemáticamente manipulables dentro de un razonable grado de exactitud.

La primera suposición, atribuida a Daniel Bernoulli del cual lleva su nombre, establece que las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de ella, e implica que la deformación longitudinal del concreto y del acero es directamente proporcional a la distancia al eje neutro. Ciertamente esta hipótesis es exacta en la zona de compresión del concreto, y numerosas pruebas así lo han demostrado en todas las etapas de carga hasta alcanzar la falla a flexión^(Ref. 31). Es importante el establecimiento de este hecho toda vez que representa el punto de partida para el cálculo de los esfuerzos y fuerzas internas resistentes.

La segunda hipótesis tiene que ver con la resistencia del concreto en la zona de tensión de la sección bajo estudio. Normalmente se desprecia esta contribución al par interno resistente, lo cual es casi exacto ya que cualquier esfuerzo a tensión existente en el concreto por debajo del eje neutro es pequeño y tiene un pequeño brazo de palanca; el no tomarlos en cuenta no afecta demasiado la resistencia calculada a la flexión.

Una tercera suposición se basa en el conocimiento de las relaciones esfuerzo – deformación tanto del concreto como del acero de refuerzo, necesarias para evaluar el verdadero comportamiento de la sección. Como ya se comentó al inicio del capítulo, al ser las deformaciones en el concreto comprimido directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, el perfil de la curva esfuerzo – deformación (ya sea obtenida de manera

experimental como los resultados de los ensayos en los cilindros de prueba, o de manera teórica como en el modelo de Saenz) determina la forma del bloque de esfuerzos a compresión en las distintas etapas de carga; la sección transversal alcanza su resistencia a flexión cuando la fuerza total de compresión en el concreto multiplicada por su brazo interno de palanca es un máximo. Algunos investigadores han sugerido remplazar el perfil actual del bloque de esfuerzos a compresión en el concreto por un rectángulo equivalente, como medida de simplificación, la cual se ha visto reflejada en la práctica por algunos códigos de diseño, entre ellos el del ACI, en el que este rectángulo equivalente tiene un esfuerzo medio de $0.85 f'_c$ y una profundidad que depende del grado de resistencia a compresión del concreto. Por otro lado, si el contenido de acero de refuerzo de la sección transversal es relativamente bajo, entonces este alcanza la resistencia de cedencia f_y antes que el concreto alcance su capacidad máxima y la fuerza en el acero $A_s f_y$ permanece entonces constante hasta la falla. Sin embargo, si, como en el caso de las láminas de acero inoxidable, este no presenta un límite de fluencia definido y la cantidad se mantiene en valores relativamente bajos, el esfuerzo puede seguir aumentando hasta alcanzar niveles cercanos a la ruptura en la cercanía de la falla, con lo que este último valor, el esfuerzo a la ruptura f_u , debería incorporarse como un límite superior en el cálculo del momento interno resistente de la sección.

A partir de las ideas aquí expuestas, es posible llegar a la expresión propuesta por el código de diseño del ACI 318-95 para el cálculo del momento resistente de una sección de concreto reforzado, expresión cuya deducción escapa a los alcances de este trabajo y que se basa en el bloque rectangular equivalente de esfuerzos en compresión (propuesto por C.S. Whitney en 1940):

$$M_R = A_s f_u \left(d - 0.59 \frac{A_s f_u}{f'_c b} \right) \quad \text{EC. 5.1}$$

El programa **REFLEXIÓN** (Resistencia de Elementos en Flexión) es un algoritmo de cómputo cuyo código se muestra en el Apéndice A de este trabajo, el cual ha sido desarrollado con el objeto de obtener, de una manera más precisa desde el punto de vista analítico, el momento flexionante resistente de una sección transversal de concreto reforzado en base a la distribución real del bloque de esfuerzos de compresión en el concreto, a partir de un modelo de ajuste que aproxime los resultados obtenidos de la evidencia experimental. El procedimiento que se sigue puede resumirse en los siguientes puntos:

- Se parte de una deformación utilizable máxima en la fibra extrema a compresión del concreto en la resistencia a flexión de la sección. La práctica norteamericana recomienda un valor de 0.003 el cual es un valor razonablemente conservador y bajo el que el concreto comprimido en un miembro a flexión normalmente no muestra grietas visibles aunque la deformación es mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo.
- Se selecciona una distribución lineal de deformaciones fijando la profundidad del eje neutro, la cual se varía en la medida en que se cumplan las condiciones de equilibrio en la sección transversal.

- A partir de los puntos anteriores y mediante relaciones geométricas, se calculan las deformaciones al nivel de cada uno de los lechos de acero de refuerzo así como en un número suficiente de fibras en la zona de compresión para establecer con razonable exactitud el bloque de esfuerzos.
- Una vez conocidas las deformaciones es posible determinar los esfuerzos a partir de los modelos teóricos de comportamiento del concreto y del acero establecidos en las secciones anteriores. En el caso del concreto se ha concluido que es el modelo de Saenz el que mejor se ajusta a los resultados de ensayos de compresión axial en los cilindros de control, mientras que en el caso del acero de refuerzo se adoptará un modelo bilineal elastoplástico con el valor del esfuerzo de fluencia como límite máximo en el caso de la malla electrosoldada, y el valor del esfuerzo de ruptura en el caso de la malla de acero inoxidable.
- La fuerza en cada uno de los lechos de acero se calcula multiplicando el esfuerzo resultante obtenido en el paso anterior por el área efectiva resistente (cuyos valores para el caso de las mallas de acero inoxidable han sido calculados en la sección anterior). Para obtener la fuerza resultante de compresión en el concreto se calcula mediante integración numérica, con la regla de Simpson, el área del bloque de esfuerzos a partir de los valores obtenidos en el punto anterior, para después multiplicar dicha área por el ancho de la sección transversal.
- Se comparan ambas fuerzas calculadas, la suma de las de tensión en los lechos de acero con la de compresión resultante en el área de concreto, en caso de existir diferencia, se vuelve al segundo paso y se modifica el valor de la profundidad del eje neutro (si la fuerza de compresión es mayor deberá reducirse dicha profundidad y aumentarse en caso contrario), si ambas son iguales ello indica que se ha cumplido con las condiciones de equilibrio interno en la sección transversal.
- Una vez garantizado el equilibrio interno, se calcula la profundidad del centroide del bloque de esfuerzos de compresión, también por integración numérica, y la profundidad del centroide de los lechos de acero de refuerzo. La diferencia entre ambos representa el brazo de palanca del par interno.
- Finalmente se obtiene el momento flexionante resistente de la sección transversal multiplicando la fuerza de tensión o de compresión por el brazo de palanca.

Vale la pena mencionar que este algoritmo de cómputo puede incorporar los tres modelos teóricos de comportamiento del concreto que aquí han sido descritos, así como la posibilidad de admitir una carga axial actuante en la sección en estudio, con lo que queda abierta la posibilidad de obtener diagramas de interacción de elementos de concreto flexocomprimidos; así mismo, permite variar el valor de la deformación máxima utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión en la condición de falla de la sección.

CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

Para poder establecer la bondad del ajuste que representa la modelación matemática de un fenómeno físico, este último debe constituirse en referencia obligada en la calibración de aquél, así como algunos otros modelos analíticos que hayan sido creados previamente. En la determinación del grado de precisión del modelo desarrollado para la obtención de la resistencia de elementos en flexión, a través del algoritmo de cómputo denominado **REFLEXIÓN**, se considerará tanto la evidencia experimental obtenida a partir de los ensayos y pruebas de carga en vigas de concreto reforzadas con malla de alambre electrosoldado, así como las expresiones analíticas propuestas por el código de diseño del Instituto Americano del Concreto ACI 318-95.

La ecuación 5.1, tomada del código de referencia, establece una manera sencilla y rápida para el cálculo del momento flexionante resistente de secciones rectangulares de concreto simplemente reforzadas cuya falla se presenta a tensión, es decir, con un contenido de acero tan bajo que este alcanza la resistencia de cedencia antes que el concreto alcance su capacidad máxima; la fuerza del acero permanece entonces prácticamente constante a mayores cargas hasta la falla de la sección. De acuerdo a ello, la resistencia de las vigas ensayadas con refuerzo a base de malla electrosoldada con tres alambres longitudinales calibre 6 de 4.88 mm de diámetro, está dada por:

$$M_{ACI} = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \quad \text{EC. 5.1}$$

donde

$$\begin{aligned} d &= 7.45 \text{ cm (en promedio a partir de mediciones efectuadas en los especímenes de prueba)} \\ b &= 34 \text{ cm} \\ A_s &= 0.56 \text{ cm}^2 \text{ (tres alambres longitudinales de 4.88 mm de diámetro)} \\ f'_c &= 196 \text{ kg/cm}^2 \text{ (a partir del análisis estadístico en las pruebas de cilindros en compresión)} \\ f_y &= 5000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

sustituyendo

$$\begin{aligned} M_{ACI} &= (0.56 \text{ cm}^2) (5000 \text{ kg/cm}^2) \left(7.45 \text{ cm} - 0.59 \frac{(0.56 \text{ cm}^2) (5000 \text{ kg/cm}^2)}{(196 \text{ kg/cm}^2) (34 \text{ cm})} \right) \\ M_{ACI} &= 20166 \text{ kg cm} = 201.66 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Como ya se comentó, el programa permite variar la deformación utilizable máxima en la fibra extrema a compresión del concreto en la resistencia a flexión de la sección. Algunos investigadores han medido la deformación cuando el momento resistente de la sección es máximo, y han llegado a la conclusión que el valor de **0.003**, adoptado ya de manera generalizada, es razonablemente conservador. Sin embargo, la resistencia calculada a flexión de una viga de concreto reforzado no es sensible al valor de la deformación máxima supuesta

del concreto; la gráfica de la figura 5.6 destaca esta afirmación; se obtuvo el momento flexionante resistente calculado a partir de la curva esfuerzo – deformación del concreto con el modelo de Saenz para diversos valores de la deformación máxima en la fibra extrema de compresión y se normalizó respecto del valor calculado con la ecuación 5.1 tomada del código del ACI; puede observarse que a partir de un valor del orden de 0.0005 para la deformación en cuestión la resistencia se vuelve prácticamente constante.

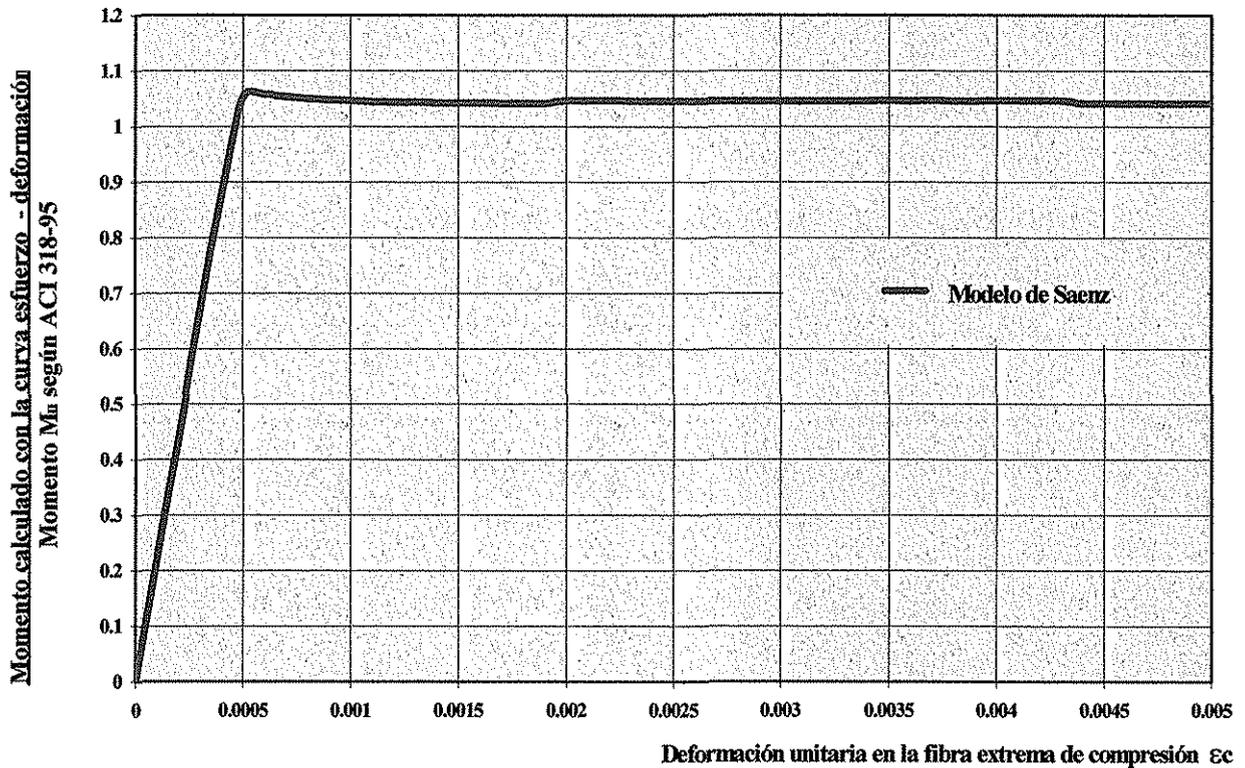


FIGURA 5.6 Curva Momento – Deformación máxima en la fibra extrema de compresión

La resistencia en flexión calculada considerando el bloque real de esfuerzos de compresión en el concreto con el modelo de Saenz resultó ser, para las vigas reforzadas con malla de alambre electrosoldado:

$$M_{CALC} = 21085 \text{ kg cm} = 210.85 \text{ kg m}$$

valor que representa apenas un 4.5 % por encima del valor obtenido con la expresión del reglamento de diseño, lo cual era de esperarse ya que este último debe conducir a resultados más conservadores.

Si ambos valores son afectados por un factor de reducción de resistencia de 0.9, que tome en cuenta las incertidumbres inherentes a la valuación de la misma y otro tipo de factores atribuibles a la calidad de mano de obra en el proceso de fabricación de los especímenes de prueba, entre otros, ello conduce a valores más confiables para diseño:

$$M_{ACI} = 181.49 \text{ kg m}$$

$$M_{CALC} = 189.77 \text{ kg m}$$

mismos que si se comparan con la resistencia obtenida en promedio de los diez especímenes ensayados con este tipo de refuerzo, de **175.72 kg m** (véase el resumen de resultados de la tabla 4.2), resultan ser solo un **3.3 %** y **8.0 %** respectivamente por arriba de este valor, con lo que el grado de precisión obtenido con el modelo analítico puede considerarse aceptable.

Con el modelo matemático arriba descrito, desarrollado y calibrado de manera satisfactoria con los resultados experimentales obtenidos a partir del ensaye de los especímenes reforzados convencionalmente así como con la aplicación de las disposiciones reglamentarias, es posible, como se verá en el capítulo siguiente, realizar un análisis comparativo entre la resistencia obtenida de manera teórica y la evidencia experimental para, de esta manera, estar en condiciones de emitir un juicio acerca de la conveniencia del uso de las expresiones clásicas de diseño, con qué parámetros y bajo qué consideraciones, en elementos estructurales como los que aquí nos ocupan.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES

RESISTENCIA TEÓRICA DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA. COMPARACIÓN

Uno de los objetivos planteados en la elaboración de este trabajo consiste en la determinación analítica de la capacidad de carga de los especímenes reforzados con malla de cospeles de acero inoxidable, para lo cual fue elaborado un modelo matemático basado en el comportamiento del concreto y del acero de refuerzo expresado a través de la curva esfuerzo – deformación, obtenidas estas de manera experimental. Los fundamentos y el desarrollo de este modelo analítico son descritos en el capítulo anterior, así como los resultados de la calibración del mismo, para la cual se recurrió tanto a la evidencia experimental a partir de los ensayos en los modelos físicos como a las expresiones propuestas por el código de diseño del Instituto Americano del Concreto; a partir de ambos, modelo aquí desarrollado y expresiones analíticas probadas y aceptadas, se obtuvo de manera teórica la resistencia a flexión de las vigas en estudio considerando los parámetros geométricos y mecánicos medidos directamente sobre los mismos para fines comparativos; estos resultados se muestran en la tabla 6.1.

Vale la pena hacer algunas observaciones relativas a los datos de cálculo asentados en la tabla. Tanto los peraltes efectivos como los anchos de los especímenes corresponden al promedio de los valores medidos sobre los mismos una vez que estos fueron llevados a la falla; en el caso del ancho de las vigas, las variaciones de dicho parámetro fueron tan pequeñas (debido a la rigidez del molde con el que fueron fabricadas), que se optó por utilizar el valor nominal de 34 cm para fines de cálculo. Las áreas de refuerzo de la malla de acero inoxidable corresponden a los valores calculados en el capítulo 5 bajo el criterio consistente en la medición directa de los anchos efectivos entre los troqueles; recuérdese que la malla de 1.15 mm cuenta con un ancho total aproximado de 30 cm, por lo que únicamente se empleó una sola malla de refuerzo en cada viga con un área calculada de 0.299 cm^2 , mientras que el ancho de la malla de 1.43 mm es de 15 cm, de la cual fueron empleadas dos por espécimen con un área individual de 0.206 cm^2 (de ahí que el área de refuerzo es igual al doble de la que se calculó en el capítulo anterior). Nótese que el área de acero correspondiente a los especímenes reforzados con tres mallas de cospeles es igual a la que se empleó en los cálculos relativos a aquellos que fueron reforzados con dos mallas, debido a que la falla de aquellos se presentó en la totalidad de los casos en el tercio medio del claro de la viga, en donde el refuerzo que provee la tercera malla se interrumpe. El área de la malla de alambre electrosoldado se calculó a partir de las propiedades geométricas de los tres alambres longitudinales de 4.88 mm de diámetro de que consta dicho refuerzo.

1	2	3	4	5	6	Momento flexionante resistente (kg m)		
						7	8	9
TIPO DE REFUERZO	Peralte efectivo promedio d (cm)	Ancho de la sección b (cm)	Area de Acero Calculada As (cm ²)	Esfuerzo en el concreto f _c (kg/cm ²)	Esfuerzo en el acero f _s (kg/cm ²)	Experimental (100 %)	Calculado* (ACI 318-95)	Calculado* (modelo analítico)
1 Malla de cospeles de 1.15 mm de espesor y 305 mm de ancho en un solo lecho	7.22	34	0.299	196	4712	88.35**	89.96 (101.8 %)	92.06 (104.2 %)
2 Mallas de cospeles de 1.43 mm de espesor y 152 mm de ancho en un solo lecho	8.13	34	0.412	196	4712	157.82**	139.04 (88.1 %)	143.07 (90.7 %)
3 Mallas de cospeles de 1.43 mm de espesor y 152 mm de ancho en dos lechos	7.43	34	0.412	196	4712	109.45***	126.82 (115.7 %)	130.84 (119.5 %)
1 Malla de alambre electrosoldado de 3 alambres de 4.88 mm de diámetro	7.45	34	0.561	196	5000	175.72**	181.49 (103.3 %)	189.77 (108.0 %)

Tabla 6.1 Resultados comparativos de resistencia teórica y experimental en especímenes Tipo A

* Considerando un factor de reducción de resistencia de 0.9

** Momento flexionante al centro del claro

*** Momento flexionante al tercio del claro

Los valores correspondientes a los esfuerzos de diseño del concreto y del acero son los valores confiables obtenidos en los capítulos 1 y 2 en base al análisis estadístico efectuado a partir de los resultados experimentales, excepto en el caso de la malla electrosoldada en donde el valor del esfuerzo corresponde a la resistencia de cedencia especificada por el fabricante.

El momento flexionante resistente obtenido de manera experimental en los especímenes de prueba, cuyos valores se asientan en la séptima columna de la tabla, han sido calculados a partir de relaciones de equilibrio isostático entre aquellos y la carga promedio de colapso, en la sección transversal al centro del claro de la viga en todos los casos a excepción de los especímenes reforzados con tres mallas de 1.43 mm, en los que, a diferencia del resto, la falla se presentó en la sección al tercio del claro. A dichos valores se les ha asignado, para fines comparativos con la resistencia teórica, un porcentaje equivalente al 100 %, toda vez que dicha evidencia experimental debe constituirse como parámetro de referencia respecto de los valores calculados analíticamente.

Las dos últimas columnas de la tabla corresponden a los valores de la resistencia teórica en flexión calculadas, por un lado, a partir de las expresiones del Reglamento de Construcciones del Instituto Americano del Concreto, específicamente con la ecuación 5.1 del capítulo anterior, y por el otro, con un algoritmo de cómputo que considera la distribución real de la curva esfuerzo – deformación a partir de los resultados experimentales y su integración numérica, mismo que ya ha sido descrito con anterioridad. Ambos valores teóricos representan un primer punto de análisis comparativo y discusión; obsérvese los porcentajes de variación relativos que ambos guardan entre sí para todos los casos, estos porcentajes van desde un valor del orden del 2 % correspondiente a las vigas reforzadas con malla de cospeles de 1.15 mm, es decir, las que cuentan con la menor cantidad de refuerzo, hasta valores del orden del 4 % en el caso de aquellos que fueron reforzados con la malla de alambre electrosoldado, mismas que cuentan con la mayor cantidad de refuerzo. Aunque dicho rango en el porcentaje de variación entre ambos criterios puede ser catalogado de muy bueno, lo cierto es que la tendencia observada, en la que los valores se separan entre sí a medida que aumenta la cuantía de refuerzo, puede llegar a ser crítica, no en el caso de predicción de resistencia de elementos con poco refuerzo como es el caso de losas, sino en aquellos en los que las cuantías de refuerzo son considerablemente mayores, como es el caso de trabes y columnas, así, para valores de dicha cuantía de 0.005, el porcentaje de error entre ambos criterios analíticos es del orden del 10 %. Por lo anterior, aunque la correlación entre el modelo matemático desarrollado y las expresiones del código de diseño resultan ser buenas para el caso en estudio, los resultados deberán ser tomados con cautela en el caso de utilizar dicho modelo en la predicción de la resistencia de elementos de concreto con cantidades superiores de acero de refuerzo.

Compárese ahora la resistencia obtenida de manera experimental y aquella que ha sido calculada de manera teórica con los dos criterios arriba descritos, criterios que, como ya se ha visto, prácticamente coinciden en todos los casos en estudio. Puede observarse que tanto en las vigas reforzadas con malla de cospeles de 1.15 mm, así como en los especímenes testigo provistos con refuerzo a base de malla de alambre electrosoldado, el valor de la resistencia en flexión predicho teóricamente se ajusta de una manera razonablemente precisa con los resultados experimentales, si bien es cierto que ambos métodos analíticos sobrestiman ligeramente dicha capacidad resistente (un 4 % en el caso de la malla de acero inoxidable y un

8 % en el de la malla electrosoldada). Por otro lado, el ajuste de los resultados teóricos y experimentales en las vigas reforzadas con doble malla de cospeles de 1.43 mm, sin tener el grado de precisión de las anteriores, puede ser considerado como bueno (12 % con los criterios del ACI y 9 % con el modelo analítico); en este caso, la predicción teórica de la resistencia es conservadora para ambos criterios, lo cual se traduce en una mayor conveniencia desde el punto de vista de una búsqueda de expresiones confiables para diseño.

El caso de los especímenes reforzados con una malla de acero inoxidable adicional de 1.43 mm en el tercio medio del claro debe ser analizado de manera particular debido al tipo de falla generada. Como se recordará, el colapso de este tipo de vigas ocurrió una vez que aparece la articulación plástica en el tercio del claro, justamente donde se interrumpe el refuerzo adicional, para formar el mecanismo de falla, y aunque la carga de colapso es superior a la de el resto de los especímenes ensayados con otro tipo de refuerzo (a excepción de los testigo), el valor del momento flexionante que produce la falla es, como se ha visto en el capítulo 4, muy similar al correspondiente en las vigas con malla de refuerzo de 1.15 mm. Sin embargo, la resistencia predicha de manera analítica sobrestima la resistencia real hasta en un 20 %; la aparentemente prematura falla ocurrida en la viga respecto a la predicha pudo ser debida a una concentración de esfuerzos provocada precisamente por la discontinuidad en el acero de refuerzo en una zona crítica, aunque esta última afirmación corresponde únicamente a una hipótesis de trabajo, toda vez que resulta imposible aventurar conclusiones contundentes sobre la base de los resultados de solo tres vigas ensayadas con este tipo de refuerzo.

No obstante lo anterior, es posible afirmar que los resultados obtenidos de manera teórica a través del modelo matemático basado en la curva real esfuerzo – deformación del concreto conducen a una predicción de la resistencia en flexión razonablemente precisa respecto de los resultados obtenidos de manera experimental y con las expresiones del código de diseño, ligeramente conservadores en el caso de las vigas reforzadas con malla de cospeles de 1.43 mm, especímenes que, finalmente, cuentan con una adecuada capacidad de carga y un comportamiento lo suficientemente dúctil para los fines perseguidos en este trabajo. Es de esperarse que este tipo de refuerzo, con una malla adicional cubriendo todo el claro, conduzca eventualmente a un mejor comportamiento desde el punto de vista de la resistencia de la viga y de su flexibilidad, y que la capacidad de carga predicha de manera teórica también se ajuste en un mayor grado respecto a los resultados arrojados experimentalmente, de manera similar a lo ocurrido con los otros especímenes aquí estudiados.

Resulta pues concluyente la posibilidad del uso de las expresiones analíticas asentadas en los reglamentos actuales de diseño para predecir la capacidad portante de este tipo de vigas reforzadas con láminas troqueladas de acero inoxidable, incorporando en ellas como área de acero aquella que resulta de la medición directa de los anchos y espesores del material adyacente a los troqueles de la lámina a lo largo de su sección transversal, y como esfuerzo en el acero el que corresponde a la ruptura del material ya que dichos esfuerzos pueden llegar a alcanzar este orden de magnitud (de manera conservadora puede ser utilizado el esfuerzo de fluencia).

CONCLUSIONES

Tratando de establecer nuevas alternativas de bajo costo en la edificación de vivienda de interés social, aprovechando la coyuntura del establecimiento de la planta fabril de la Compañía Productora de Cospeles S.A. en el parque industrial de la ciudad de San Luis Potosí, y con la colaboración e impulso de algunas empresas dedicadas al rubro de la construcción en la localidad, se planteó la posibilidad de la reutilización del material de desecho de la planta en cuestión (consistente en láminas troqueladas de acero inoxidable) como refuerzo en losas de concreto de claros pequeños, para lo cual se planteó un programa experimental basado en el ensaye de prototipos a escala natural con el objetivo primordial de establecer su comportamiento en condiciones de falla y de servicio, así como determinar su capacidad portante de manera confiable, tanto teórica como experimentalmente.

Para llevar a cabo lo anterior, en una primera etapa se procedió a evaluar las características físicas y mecánicas del material a utilizar, tanto del acero inoxidable de refuerzo como del concreto, a fin de establecer las relaciones constitutivas que rigen su comportamiento e incorporarlas en modelos teóricos de predicción de resistencia.

Se efectuaron primeramente ensayes de tracción tanto de probetas de acero inoxidable del tipo similar al utilizado posteriormente como refuerzo de los prototipos, así como de las láminas una vez troqueladas, utilizando para ello las medidas y procedimientos especificados por las normas de la Sociedad Americana de Ensayes y de Materiales (ASTM) aplicables en cada caso, de cuyo análisis estadístico pueden desprenderse las siguientes conclusiones:

- Los valores para los esfuerzos de cedencia y de ruptura del material pueden ser fijados en **3078 kg/cm²** y **4712 kg/cm²** respectivamente, considerando los criterios generalmente aceptados de confiabilidad estructural.
- Las cargas de cedencia y de ruptura obtenidas en promedio a partir de los ensayes de tracción de la malla troquelada, resultaron ser de **264 kg** y **337 kg**.
- El área neta resistente de las probetas de malla troquelada, obtenida a partir de la expresión utilizada para evaluar los esfuerzos axiales directos, es de **0.0858 cm²** considerando el criterio de fluencia, y de **0.715 cm²** considerando el de ruptura. Un tercer criterio que inclina la balanza a favor de este último consiste en la medición directa del ancho efectivo del material existente entre los troqueles de la malla, dando como resultado un área neta de **0.0748 cm²**.
- Considerando los resultados anteriores, el área neta medida de la malla de acero inoxidable de 1.15 mm de espesor utilizada en las vigas de prueba resultó ser de **0.299 cm²**, y la de la malla con espesor de 1.43 mm, cuyo ancho total es la mitad de la anterior, fue de **0.206 cm²**.

Por otro lado, a partir de las mezclas de concreto utilizadas en la fabricación de los prototipos de prueba, se obtuvieron especímenes cilíndricos para ensayos de compresión axial, mezclas que fueron elaboradas en base a un procedimiento de dosificación de acuerdo a las recomendaciones del Comité 211 del Instituto Americano del Concreto (ACI). Los cilindros de control, en número de 46 para totalizar 23 pruebas individuales (definida cada prueba individual como el promedio de dos cilindros compañeros), fueron preparados y ensayados de conformidad a las normas de la ASTM, de cuyos resultados se obtuvieron las correspondientes curvas esfuerzo – deformación para concluir que:

- El valor promedio de la resistencia alcanzada resultó ser de **232.9 kg/cm²** con un coeficiente de variación de **11.3 %**, valor este último que denota un muy buen grado de control de las mezclas manejadas.
- De acuerdo a los criterios del código de diseño del ACI, el valor para la resistencia confiable de diseño fue fijado en **196 kg/cm²**, valor muy próximo al de **200 kg/cm²** utilizado inicialmente en el procedimiento de diseño y dosificación de la mezcla de concreto.
- Se utilizaron tres modelos teóricos para el ajuste matemático de las curvas esfuerzo – deformación, atribuidos a Desayi y Krishnan, a Hognestad y a Saenz, siendo este último el que mejor se adaptó a la evidencia experimental, aunque el ajuste de los otros dos también resultó muy bueno.

Para el programa experimental en los prototipos de prueba fueron elegidos dos tipos de malla de acero inoxidable, la primera de ellas con un espesor de 1.15 mm y un ancho total de 305 mm, mientras que la segunda cuenta con un espesor de 1.43 mm y un ancho de 152 mm, por lo que fueron utilizadas dos de ellas en los especímenes ensayados; así mismo se construyeron especímenes con refuerzo convencional a base de malla de alambre electrosoldado calibre 6 de 4.88 mm de diámetro, cuyo comportamiento fuera tomado como referencia para fines comparativos; el programa de pruebas consistió en la fabricación y ensaye de un total de 5 vigas reforzadas con el primero tipo de malla y 5 más con el segundo, así como 10 vigas de referencia con malla electrosoldada. Los especímenes de prueba consistieron en vigas de 10 cm de peralte y 34 cm de ancho, con un claro libre entre apoyos de 285 cm, por sus dimensiones pueden ser considerados como prototipos a escala natural de losas de cubierta en viviendas de interés social; la prueba de carga consistió en una sola concentración al centro del claro de manera monótonica, desde un valor nulo hasta aquel que produjo el colapso, obteniéndose en todos los casos la historia de carga *versus* deformación al centro del claro.

Desde un punto de vista cuantitativo, y con fines comparativos, se obtuvo en todos los casos el valor de la carga uniformemente repartida por unidad de superficie que en teoría sería capaz de soportar el espécimen de prueba, mediante la igualación de los momentos flexionantes que ambas producen al centro del claro y dividiendo el resultado entre el ancho de la viga, considerando que la falla ocurre por flexión al centro del claro. A partir de los resultados así obtenidos es posible definir las siguientes conclusiones:

- Los especímenes con refuerzo a base de malla de cospeles de 1.15 mm de espesor obtuvieron una muy pobre respuesta en términos comparativos con los especímenes a base de refuerzo tradicional, toda vez que aquellos alcanzaron tan solo una capacidad resistente del orden de la mitad de estos últimos y una ductilidad cuatro veces inferior, razón por la cual este tipo de refuerzo definitivamente no puede ser recomendable para elementos que trabajen bajo fuertes solicitaciones de flexión (es factible su empleo como refuerzo por contracción y temperatura, aunque esta afirmación requiere de una mayor evidencia experimental).
- Los especímenes con refuerzo a base de malla de cospeles de 1.43 mm de espesor tuvieron un mejor desempeño que los anteriores. Su resistencia promedio alcanzó valores hasta de **221.50 kg**, que representa un **90 %** de la capacidad alcanzada por los especímenes de referencia.
- La carga uniforme equivalente resulta ser de **457 kg/m²**, compuesta por una carga viva de **170 kg/m²** y una carga muerta de **120 kg/m²**, afectando ambas por sus correspondientes factores de carga de 1.7 y 1.4 respectivamente. El valor de la carga muerta puede considerarse como satisfactorio para los estándares actuales de diseño de cubiertas en vivienda de interés social.

A pesar de lo promisorio de estos últimos resultados observados en los especímenes reforzados con malla de acero inoxidable de 1.43 mm de espesor, la relativamente baja ductilidad desarrollada, aunada al tipo de falla de naturaleza frágil que en promedio observaron, denota aún un comportamiento inadmisiblemente de conformidad con los lineamientos del diseño estructural normalmente aceptados, por lo que, tratando de mejorar las características de su respuesta tanto en condiciones de falla como de servicio, fueron fabricados tres especímenes más con una tercera malla adicional de acero inoxidable de 1.43 mm de espesor en el tercio medio del claro, cuyo comportamiento puede ser resumido en los siguientes enunciados:

- La capacidad de carga se mantuvo prácticamente en niveles similares a los especímenes anteriores.
- La ductilidad desarrollada alcanzó valores del orden de la mitad de la de los especímenes de referencia, lo que representa una notable mejoría. Los patrones de agrietamiento son similares a los que se generaron en las vigas con refuerzo tradicional.
- El mecanismo de colapso generado en la totalidad de las vigas provistas con este tipo de refuerzo, con la formación de la articulación plástica al tercio del claro, donde se interrumpe la tercera malla de refuerzo, presupone la aparición de un tipo de falla prematura respecto del valor esperado, toda vez que el momento flexionante que se genera en dicha sección de falla es menor que el correspondiente al centro del claro, siendo este último del orden de magnitud que el correspondiente a aquel que en promedio se presenta en las vigas reforzadas con solo dos mallas de acero inoxidable; surge entonces la duda de por qué en ambos tipos de especímenes la falla ocurre en una sección con la misma

cantidad de refuerzo pero bajo diferentes niveles de esfuerzo; la respuesta a tal cuestionamiento requiere de una mayor evidencia experimental.

A partir de los resultados anteriores es posible inferir que, a pesar de que las demandas de ductilidad generadas en los especímenes reforzados con la tercera malla de acero inoxidable fueron del orden de la mitad de aquellas que se presentaron en las vigas con refuerzo tradicional, aparentemente estas son suficientes para los fines para los que se pretende la utilización de dicho tipo de refuerzo, con una adecuada capacidad de carga y con un costo del acero de refuerzo que representa un 75 % aproximadamente del de la malla de alambre electrosoldado.

Desde el punto de vista teórico, los resultados arrojados por el modelo matemático desarrollado a partir de la curva real esfuerzo – deformación del concreto, permiten concluir la posibilidad de utilizar las expresiones usuales para la predicción de resistencia de elementos en flexión, como las propuestas por el código de diseño del ACI, empleando un área de acero efectiva para la malla de cospeles que resulte de medir directamente el ancho efectivo del material entre los troqueles de la misma y como esfuerzo en el acero el que corresponde a la ruptura del material, dando como resultado valores ligeramente conservadores empleando los factores de reducción de resistencia previstos reglamentariamente.

Por todo lo anterior, es concluyente la factibilidad del empleo de la malla de acero inoxidable de 1.43 mm de espesor como refuerzo de losas de concreto de claros pequeños, toda vez que la respuesta de los especímenes provistos con tal refuerzo en términos de capacidades de carga es similar a la de aquellos reforzados de manera convencional. La adición de una tercer malla en el tercio central de la viga mejora notablemente la ductilidad de la misma, incrementando esta a valores por encima de los recomendados por los códigos de diseño; extendiendo esta tercer malla hasta los apoyos puede retardar el colapso de la viga al evitar concentraciones indeseables de esfuerzos en la zona de interrupción del refuerzo, incrementando con ello los niveles de ductilidad manteniendo aún los costos por debajo de los niveles de referencia. Como se ha visto, este tipo de refuerzo representa una alternativa al uso de la malla electrosoldada a un precio razonablemente competitivo, si bien es cierto que para mantener estos niveles de competencia, su empleo se ve restringido a un contexto meramente regional.

AGRADECIMIENTOS

El autor desea patentizar su agradecimiento a las autoridades de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí y en particular al personal académico del Laboratorio de Estructuras y Materiales del Area de Ingeniería Civil, por las facilidades brindadas para la realización del programa experimental del proyecto, así como al Fondo de Apoyo a la Investigación de la propia universidad y al Sistema de Investigación Miguel Hidalgo del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo financiero otorgado.

REFERENCIAS

- 1 Figuroa, C., *Aceros y aleaciones: propiedades, aplicaciones y soldabilidad*, Gráfica Turriles, México D.F. (1984).
- 2 AISI Advisory Group, "Specification for the design of cold-formed steel structural members", American Iron and Steel Institute, Washington, D. C. (1986).
- 3 JSSA Special Committee for Roofing Materials, "Technical manual for the design and construction of roofs of stainless steel sheet", Japan Stainless Steel Association, Tokyo, Japan (1989).
- 4 ASTM A 370, "Specification for methods and definitions for mechanical testing of steel products", *1992 Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa, EUA (1992).
- 5 ASTM E 8, "Standard test methods for tension testing of metallic materials", *1992 Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa, EUA (1992).
- 6 Zapata, M. G., *Conducta de recristalización de aceros inoxidable*, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, San Luis Potosí, S.L.P., México (1994).
- 7 ASCE, "Specification for the design of cold-formed stainless steel structural members", American Society of Civil Engineers, New York, N. Y. (1990).
- 8 Spiegel, M. R., *Estadística*, Mc Graw Hill, Madrid, España (1991).
- 9 Ash, R., *Great wonders of the world*, Dorling Kindersley Limited, Londres, R. U. (2000).
- 10 Neville, A. M., *Tecnología del Concreto*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México, D.F. (1992).
- 11 Griffith, A. A., "The phenomena of rupture and flow in solids", *Philosophical Transactions*, Serie A, Royal Society, Londres, R.U. (1920).
- 12 Neville, A. M., "Some aspects of the strength of concrete", *Civil Engineering*, Londres, R.U. (1957).
- 13 Mendoza, C. J., "Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal", *Series del Instituto de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D. F. (1985).

- 14 Neville, A. M., "Some problems in inelasticity of concrete and its behaviour under sustained loading", *Structural Concrete No 4*, Londres, R. U. (1964).
- 15 ACI Committee 318, "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-95)", American Concrete Institute, Detroit, EUA (1995).
- 16 ACI Committee 211, "Selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete (ACI 211.1-81)", American Concrete Institute, Detroit, EUA (1981).
- 17 ASTM C 29, "Standard test method for unit weight and voids in aggregate", *1992 Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa, EUA (1992).
- 18 ACI Committee 704, "Concrete quality (ACI E 704.4-73)", American Concrete Institute, Detroit, EUA (1973).
- 19 Walker, S., "Application of theory of probability to design of concrete for strength specifications", National Ready Mixed Concrete Association, Washington, EUA (1955).
- 20 Newlon, H. H., "Variability of portland cement concrete", *Proceedings, National Conference on Statistical Quality Control Methodology in Highway and Airfield Construction*, University of Virginia School of General Studies, Charlottesville, Va. EUA (1966).
- 21 ACI Committee 318, "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-77)", American Concrete Institute, Detroit, EUA (1977).
- 22 ACI Committee 214, "Recommended practice for evaluation of strength test results of concrete (ACI 214-77)", American Concrete Institute, Detroit, EUA (1977).
- 23 ASTM C 192, "Practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory", *1992 Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa, EUA (1992).
- 24 ASTM C 39, "Test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens", *1992 Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa, EUA (1992).
- 25 ASTM C 31, "Practice for making and curing concrete test specimens in the field", *1992 Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa, EUA (1992).
- 26 ASTM C 78, "Test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading)", *1992 Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa, EUA (1992).

- 27 DDF, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Porrúa, México, D. F. (1994).
- 28 Bresler, B., *Reinforced concrete engineering. Materials, structural elements, safety. Vol 1*, John Wiley and Sons Inc. (1974).
- 29 Desayi, P., Krishnan, S., "Equation for the stress-strain curve of concrete", *Journal of American Concrete Institute*, Vol 61 (Marzo 1964).
- 30 Hognestad, E., "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members", *Serie de boletín No 399, Boletín No 1*, University of Illinois Engineering Experimental Station (1951).
- 31 Park, R., Paulay, T., *Reinforced concrete structures*, John Wiley and Sons Inc. (1978).
- 32 Saenz, L. P., "Discussion of Reference 29", *Journal of American Concrete Institute*, Vol 61 (Septiembre 1964).

APENDICE A

ALGORITMO DE CÁLCULO PARA LA OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN BASADO EN LA CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN.

PROGRAMA REFLEXIÓN (Resistencia de Elementos en Flexión)

USES

dos, crt;

CONST

MES = 2.039E6;

ENTER = 13;

DERECHA = 4;

TYPE

arreglo = array [0..35] of real;

VAR

i, j, INT, opcion : integer; NA, fpc, fy, M : integer;

H, B, Epc, ECM, P, INC, KD, C, AREA, Y, ECI, ECF, ey, FCM : real;

anterior, condicion, cond_ant, sumaT, momento, curvatura : real;

AS, D, FC, FS, ES, EC, T : arreglo;

arch : text;

unidad, nombre, dato : string;

tecla : char;

PROCEDURE desayi_krishnan(var FC : arreglo; INT, fpc : integer; Epc : real; EC : arreglo);

VAR

k : integer;

BEGIN

for k := 0 to INT do

FC[k] := (2 * fpc * (EC[k]/Epc)) / (1 + ((EC[k]/Epc) * (EC[k]/Epc)));

END;

PROCEDURE hognestad(var FC : arreglo; fpc : integer; ECM, Epc : real; EC : arreglo);

VAR

k : integer;

BEGIN

for k := 0 to INT do

if (EC[k] >= 0) and (EC[k] <= Epc)

then FC[k] := fpc * ((2 * (EC[k]/Epc)) - sqrt(EC[k]/Epc))

else

if Epc < EC[k]

then FC[k] := fpc * (1 + (0.15/(ECM-Epc)) * (Epc - EC[k]));

```

END;
PROCEDURE saenz(var FC : arreglo; INT, fpc : integer; ECM, FCM, Epc : real; EC : arreglo);
VAR
  k : integer;
  A, B, C, D, R, R1, R2 : real;
BEGIN
  R1 := fpc / FCM;
  R2 := ECM / Epc;
  R := (2 * (R1-1) / sqrt(R2-1)) - (1/R2);
  A := Epc / (2 * fpc);
  B := R / (2 * fpc);
  C := (1 - 2*R) / (2*fpc*Epc);
  D := R / (2*fpc*(sqrt(Epc)));
  for k := 0 to INT do
    FC[k] := EC[k] / (A+B*EC[k]+C*(sqrt(EC[k]))+D*((sqrt(EC[k])*EC[k])));
  END;

```

```

FUNCTION calcula_area(KD : real; FC : arreglo; INT : integer) : real;
VAR
  nones, pares, A : real;
  k : integer;
BEGIN
  nones := 0; k := 1;
  while k < INT-1 do
    begin
      nones := nones + FC[k];
      k := k + 2;
    end;
  pares := 0; k := 2;
  while k < INT-2 do
    begin
      pares := pares + FC[k];
      k := k + 2;
    end;
  A := (KD / (3 * INT)) * (FC[0] + (4 * nones) + (2 * pares));
  calcula_area := A;
END;

```

```

FUNCTION calcular_centroide(area, KD : real; INT : integer; Fc : arreglo): real;
VAR
  k : integer;
  Y, suma : real;
BEGIN
  suma := 0.0;
  for k := 1 to INT do
    suma := suma + (i/2*(FC[i-1] + FC[i]) - 1/6*(2*FC[i-1] + FC[i]));
  END;

```

```

    Y := (sqr(KD/INT) / area) * suma;
    calcular_centroide := Y;
END;

```

```

FUNCTION calcular_momento(C, Y, H : real; T, D : arreglo; NA : integer) : real;
VAR
    M, sumatoria : real;
BEGIN
    sumatoria := 0.0;
    for i := 0 to NA-1 do
        sumatoria := sumatoria + (T[i] * (H/2 - D[i]));
    M := (C * (H/2 - Y)) + sumatoria;
    calcular_momento := M;
END;

```

```

FUNCTION menu : integer;
VAR
    op : integer;
BEGIN
    writeln;
    writeln('1 - DESAYI Y KRISHNAN');
    writeln('2 - HOGNESTAD');
    writeln('3 - SAENZ');

    writeln('ELIGE UNA OPCION ');
    read(op);
    menu := op;
END;

```

```

BEGIN
    INC := 1.0;
    KD := 1.0;
    cond_ant := -1;
    clrscr;
    {lectura de variables}
    write('H = ');
    readln(H);
    write('B = ');
    readln(B);
    write('NA = ');
    readln(NA);
    for i := 0 to NA-1 do
        begin
            write('AS[', i, '] = ');
            readln(AS[i]);
            write('D[', i, '] = ');

```

```

    readln(D[i]);
end;
write('fpc = ');
readln(fpc);
write('Epc = ');
readln(Epc);
write('ECM = ');
readln(ECM);
write('fy = ');
readln(fy);
write('P = ');
readln(P);
write('ECI = ');
readln(ECI);
write('ECF = ');
readln(ECF);
write('FCM = ');
readln(FCM);
write('M = ');
readln(M);
write('INT = ');
readln(INT);
anterior := 0.0;
opcion := menu;

{abrir archivo para almacenar datos}
writeln;
write('Escribe la unidad : ');
readln(unidad);
write('Escribe el nombre del archivo : ');
readln(nombre);
nombre := unidad + nombre + '.txt';
assign(arch, nombre);
rewrite(arch);

EC[0] := ECI;
{calculo de incrementos M}
for j := 0 to M+1 do
begin
    {calcular el valor correcto de KD}
    repeat
        ey := fy / MES;
        for i := 0 to NA-1 do
            begin
                ES[i] := EC[0] * (1 - (D[i] / KD));
                if (abs(ES[i]) >= 0) and (abs(ES[i]) <= ey)

```

```

then
  FS[i] := MES * ES[i]
else
  if abs(ES[i]) > ey
  then
    FS[i] := fy * (ES[i] / abs(ES[i]));
  end;
{ CALCULO DE TENSIONES }
for i := 0 to NA-1 do
  T[i] := AS[i] * FS[i];
{ CALCULO DE COMPRESIONES }
for i := 1 to INT do
  EC[i] := EC[0] * (1 - (i/INT));
case opcion of
  1 : desayi_krishnan(FC, INT, fpc, Epc, EC);
  2 : hognestad(FC, fpc, ECM, Epc, EC);
  3 : saenz(FC, INT, fpc, ECM, FCM, Epc, EC);
end;

AREA := calcula_area(KD, FC, INT);
C := AREA * B;
sumaT := 0.0;

{calcular suma de tensiones T[i]}
for i := 0 to NA-1 do
  sumaT := sumaT + T[i];
condicion := C + sumaT - P;
if condicion >= 0
then
  begin
    if condicion >= 1
    then
      begin
        KD := KD - INC;
        INC := INC * 0.1;
        KD := KD + INC;
      end;
    end
  else
    KD := KD + INC;
until abs(condicion) < 1;
anterior := EC[0];
Y := calcular_centroide(AREA, KD, INT, Fc);
momento := calcular_momento(C, Y, H, T, D, NA);
curvatura := EC[0] / KD;
str(EC[0], dato);

```

```

writeln(' EC[0] = ', EC[0]);
write(arch, dato);
write(arch, ENTER);
write(arch, DERECHA);
str(KD, dato);
writeln(' KD = ', KD);
write(arch, dato);
write(arch, ENTER);
write(arch, DERECHA);
str(curvatura, dato);
writeln(' CURVATURA = ', curvatura);
write(arch, dato);
write(arch, ENTER);
write(arch, DERECHA);
str(momento, dato);
writeln(' MOMENTO = ', momento);
writeln(arch, dato);
writeln;
tecla := readkey;
KD := 1;
INC := 1;
EC[0] := EC[0] + (ECF - ECI) / (M + 1);
end;
close(arch);
END.

```