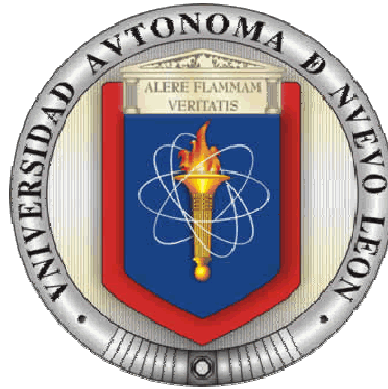


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL DE LA DEFLEXIÓN EN VIGAS DE CONCRETO
REFORZADO CON ALTOS CONSUMOS DE CENIZA VOLANTE**

POR:

OMAR YOLOTZIN DÍAZ SÁNCHEZ

**Como requisito parcial para obtener el Grado de
MAESTRÍA EN CIENCIAS con orientación en
Materiales de Construcción**

ASESORES

**Dr. César Antonio Juárez Alvarado
Dr. Alejandro Durán Herrera**

DICIEMBRE, 2 0 1 1



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

Oficio SDEPI-466-2011

ING. LÁZARO VARGAS GUERRA

Director del Departamento de Escolar y de
Archivo de la UANL
Presente.-

Estimado Ing. Vargas:

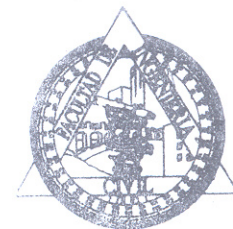
Por este conducto me permito comunicarle que el **Ing. Omar Yolotzin Díaz Sánchez**, pasante de la **Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción**, ha solicitado su examen de grado, para lo cual a cubierto la totalidad de los requisitos académicos y administrativos que exige el Reglamento de Exámenes Profesionales y el Reglamento General de Estudios de Posgrado de nuestra Institución.

De la manera más atenta, le solicito su colaboración para que se dé el trámite correspondiente en el Departamento a su digno cargo.

Sin más por el momento, quedo a sus apreciables órdenes para cualquier duda o aclaración.

ATENTAMENTE,
“ALERE FLAMAM VERITATIS”
Cd. Universitaria a 5 de diciembre del 2011.

DR. PEDRO L. VALDEZ TAMEZ.
Subdirector de Estudios de Posgrado e Investigación



SUB DIRECCION DE ESTUDIOS
DE POSGRADO E INVESTIGACION

C.c.p. Archivo.
Rtp.



Cd. Universitaria S/N, Apdo. Postal No. 17
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, C.P. 66450
Tels y Fax: (81) 8376 3970, 8332 1902
www.ingenieriacivil.uanl.mx



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

“EVALUACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL DE LA DEFLEXIÓN EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO CON ALTOS CONSUMOS DE CENIZA VOLANTE”

Aprobación de la Tesis:

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
Director de la Tesis

DR. ALEJANDRO DURÁN HERRERA
Co director de la Tesis

DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
Subdirector de Estudios de Posgrado e Investigación



Cd. Universitaria, CP 66450
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México
Tels y Fax: (81) 8376 3970, 8332 1902
www.ingenieriacivil.uanl.mx



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**

Presente:

Estimado Dr. Valdez:

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Director de la Tesis “EVALUACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL DE LA DEFLEXIÓN EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO CON ALTOS CONSUMOS DE CENIZA VOLANTE”, que presenta el Ing. Omar Yolotzin Díaz Sánchez, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente
“ALERE FLAMMAM VERITATIS”
Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 2 de diciembre de 2011

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
DIRECTOR DE LA TESIS



Cd. Universitaria, CP 66450
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México
Tels y Fax: (81) 8376 3970, 8332 1902
www.ingenieriacivil.uanl.mx



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**

Presente:

Estimado Dr. Valdez:

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Director de la Tesis “EVALUACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL DE LA DEFLEXIÓN EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO CON ALTOS CONSUMOS DE CENIZA VOLANTE”, que presenta el Ing. Omar Yolotzin Díaz Sánchez, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

“ALERE FLAMMAM VERITATIS”

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 2 de diciembre de 2011

DR. ALEJANDRO DURÁN HERRERA
CO DIRECTOR DE LA TESIS



Cd. Universitaria, CP 66450
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México
Tels y Fax: (81) 8376 3970, 8332 1902
www.ingenieriacivil.uanl.mx

OFICIO

051/SDSCP/11

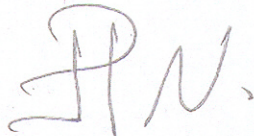
Monterrey, Nuevo León, a 5 de diciembre de 2011.

Dr. PEDRO L. VALDEZ TAMEZ
Subdirector Posgrado
Facultad de Ingeniería Civil, UANL
PRESENTE.-

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Evaluador de la Tesis "EVALUACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL DE LA DEFLEXIÓN EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO CON ALTOS CONSUMOS DE CENIZA VOLANTE", que presenta el Ing. **Omar Yolotzin Díaz Sánchez**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber evaluado la tesis, he enviado las correspondientes sugerencias mismas que han sido atendidas por el Ing. Díaz Sánchez, por lo cual dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

ATENTAMENTE,



MC JUAN PABLO NAVARRO MATA
Evaluador
COORDINACIÓN DE PAVIMENTOS
SECRETARÍA DE DESARROLLO SUSTENTABLE
GOBIERNO DEL ESTADO DE NUEVO LEÓN

c. c. p. Archivo



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL

Presente:

Estimado Dr. Valdez:

Por medio de la presente nos dirigimos a Usted de la manera más atenta posible, para informarle que ha sido **CONCLUIDA** la Tesis de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción del **Ing. Omar Yolotzin Díaz Sánchez**, con matrícula **No. 1537415**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias. El nombre de la Tesis es el siguiente: "EVALUACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL DE LA DEFLEXIÓN EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO CON ALTOS CONSUMOS DE CENIZA VOLANTE", la cual fue realizada bajo la dirección de sus servidores.

Agradeciendo de antemano su apoyo para las gestiones respectivas, sin más por el momento nos despedimos quedando a sus respetables órdenes para cualquier aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

"ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 2 de diciembre de 2011

DR. ALEJANDRO DURÁN HERRERA
CO DIRECTOR DE LA TESIS

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ
ALVARADO
DIRECTOR DE LA TESIS

c.c.p. archivo



Cd. Universitaria, CP 66450
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México
Tels y Fax: (81) 8376 3970, 8332 1902
www.ingenieriacivil.uanl.mx

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que, de una manera u otra, han hecho posible que el trabajo desarrollado en esta investigación llegara a buen término.

A mi familia, mis hermanos Cristina Montserrat y Marco Tulio Díaz Sánchez y a mi madre Norma Alicia Sánchez Montes, gracias por todo el apoyo que me han dado durante todo este tiempo, por todos los consejos que me han dado y me han hecho ser mejor cada día. A Indira por el gran apoyo incondicional brindado durante todo este tiempo.

Agradezco especialmente a mis asesores, los Doctores Cesar Antonio Juárez Alvarado y Alejandro Durán Herrera, quienes me iniciaron, aconsejaron, guiaron y corrigieron en esta investigación. Les agradezco las innumerables horas dedicadas al avance de mi labor, en donde recibí de cuantiosas enseñanzas, además de sus conocimientos y consejos en todas las fases de este trabajo.

Al M.C. Juan Pablo Navarro Mata y al Dr. Ricardo X. Magallanes por sus sabios consejos, recomendaciones y sugerencias.

A la Subdirección de Posgrado e Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León, por permitirme estar en sus aulas y otorgarme el privilegio de formar parte la Maestría.

A todo el personal profesional y técnico del departamento de Tecnología del Concreto, al laboratorio de investigación de materiales de construcción y al Ing. José Román Villa por su apoyo incondicional.

A mis compañeros de la Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, por su compañía, apoyo y ayuda.

A todos los amigos, compañeros y personas que ayudaron y contribuyeron en forma directa o indirecta en este proyecto.

DEDICATORIA

A Dios.

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mi madre Norma.

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mis hermanos.

A mi hermana Cristina por ser el ejemplo de una hermana mayor y de la cual aprendí aciertos y de momentos difíciles y a mi hermano Marco por el gran apoyo que me ha dado todo el tiempo y a todos aquellos que participaron directa o indirectamente en la elaboración de esta tesis. ¡Gracias a ustedes!

A mis amigos.

Que nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional y que hasta ahora, seguimos siendo amigos.

Omar Yolotzin Díaz Sánchez

CONTENIDO

Agradecimientos	vii
Dedicatoria	viii
Contenido	ix
Índice de tablas	xi
Índice de figuras	xii
Nomenclatura	xv
Resumen	xviii

Capítulo

Página

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Generalidades	2
1.2. Concreto reforzado	5
1.2.1 Comportamiento de elementos a flexión	5
1.2.2 Flexión de una viga de concreto reforzado	6
1.2.3 Agrietamiento de una viga a flexión	9
1.3. Concreto	10
1.3.1 Componentes	12
1.4. Ceniza volante	17
1.4.1 Producción de la ceniza volante	17
1.4.2 Características químicas y físicas	18
1.4.3 Características de la partícula	20
1.4.4 Composición química y mineralógica	21
1.5. La ceniza volante como sustituto parcial del cemento portland	22
1.5.1 Definiciones. Aditivo mineral y puzolana	22
1.5.2 Beneficio del uso de adiciones minerales	23
1.5.3 Mecanismos por los cuales la ceniza volante mejora las propiedades del concreto	25
1.5.4 Concretos con altos consumos de ceniza volante	26
1.6. Efecto de la ceniza volante en el concreto	27
1.6.1 Propiedades del concreto fresco	27
1.6.2 Propiedades del concreto endurecido	28
1.6.3 Aspectos de durabilidad	33
1.7. Antecedentes	35
1.8. Justificación de la investigación	40
1.9. Objetivos	41
1.10. Hipótesis	41
2. DESARROLLO EXPERIMENTAL	42
2.1. Diseño teórico de las vigas	43
2.1.1 Dimensiones generales	43
2.1.2 Diseño estructural a flexión	43
2.1.3 Revisión estructural por cortante	45

2.1.4	Evaluación teórica de la deflexión de vigas de concreto reforzado	46
2.2	Caracterización física y química de los materiales	49
2.2.1	Acero de refuerzo	49
2.2.2	Agregados	50
2.2.3	Ceniza volante.....	51
2.2.4	Cemento	52
2.2.5	Aditivo.....	53
2.3	Fabricación de los especímenes	53
2.3.1	Cilindros de concreto	55
2.3.2	Vigas de concreto reforzado	55
2.4	Ensaye mecánico de los especímenes	58
2.4.1	Resistencia a compresión y módulo de elasticidad de cilindros.....	58
2.4.2	Resistencia a flexión de vigas de concreto reforzado	59
3.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	62
3.1	Diseño estructural de las vigas	63
3.1.1	Resistencia nominal a flexión y cortante.....	63
3.2	Propiedades físicas y químicas de los materiales	64
3.2.1	Acero de refuerzo	64
3.2.2	Agregados	70
3.2.3	Ceniza volante y cemento.....	74
3.2.4	Concreto	80
3.3	Propiedades mecánicas de los especímenes.....	81
3.3.1	Cilindros	81
3.3.2	Vigas.....	86
3.4	Evaluación teórica – experimental de la deflexión.....	113
4.	CONCLUSIONES.....	117
5.	RECOMENDACIONES	120
	REFERENCIAS	121
	ANEXOS	128

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
1. <i>Componentes principales del cemento</i>	13
2. <i>Principales componentes hidratados de la pasta de cemento portland</i>	15
3. <i>Especificaciones para las cenizas según la norma ASTM C 618 08a</i>	19
4. <i>Clasificación de las puzolanas</i>	23
5. <i>Dimensiones de las varillas ensayadas</i>	50
6. <i>Proporcionamiento de los concretos fabricados</i>	54
7. <i>Nomenclatura de las vigas</i>	58
8. <i>Resistencia nominal a flexión y a cortante</i>	63
9. <i>Datos de esfuerzos y deformaciones unitarias del refuerzo transversal (estribos) G-50</i>	66
10. <i>Datos de esfuerzos y deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal G-60</i>	67
11. <i>Datos de esfuerzos y deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal G-42</i>	68
12. <i>Propiedades físicas del refuerzo</i>	69
13. <i>Propiedades físicas del fabricante de las varillas de refuerzo</i>	69
14. <i>Características de los agregados</i>	70
15. <i>Granulometría agregado grueso</i>	71
16. <i>Granulometría del agregado fino</i>	73
17. <i>Densidad de la ceniza volante y del cemento</i>	74
18. <i>Densidades de CV empleadas en diferentes investigaciones</i>	75
19. <i>Composición química del cemento y de la ceniza volante</i>	76
20. <i>Tamaños de las partículas de cemento y ceniza volante</i>	78
21. <i>Valores de revenimiento</i>	80
22. <i>Carga máxima y de agrietamiento para la relación a/cm de 0.50</i>	87
23. <i>Carga máxima y de agrietamiento para la relación a/cm de 0.60</i>	88
24. <i>Rigidez en vigas con relación a/cm de 0.50</i>	90
25. <i>Rigidez en vigas con relación a/cm de 0.60</i>	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
1. <i>Flexión en una viga de concreto reforzado</i>	7
2. <i>Resistencia interna a la flexión en una viga de concreto reforzado</i>	8
3. <i>Agrietamiento de una viga sometida a flexión</i>	9
4. <i>Estructura de concreto reforzado. Construcción de Museo Mercedes Benz, Stuttgart, Alemania</i>	11
5. <i>El Partenón, Roma</i>	11
6. <i>Componentes del concreto</i>	12
7. <i>Esquema de la hidratación del cemento portland</i>	14
8. <i>Compuestos principales de la hidratación del cemento portland en función del tiempo</i>	15
9. <i>Esquema de central térmica convencional de carbón</i>	18
10. <i>Generación de la ceniza volante</i>	18
11. <i>Esquema de reacción de la ceniza volante con el hidróxido de calcio</i>	20
12. <i>Aspecto de una cenosfera típica presente en cenizas volantes</i>	21
13. <i>Industria cementera</i>	25
14. <i>Parámetros que influyen en el módulo de elasticidad del concreto [Mehta et al. 1998]</i>	32
15. <i>Nomenclatura para la teoría a flexión</i>	44
16. <i>Localización del eje neutro</i>	48
17. <i>Ensaye a tensión de la varilla de refuerzo</i>	50
18. <i>Determinación de la densidad de la ceniza volante, ASTM C 188 03</i>	52
19. <i>Prueba de revenimiento ASTM C 143 08</i>	54
20. <i>a)- Refuerzo tipo ARMEX empleado, b)- Cimbra metálica utilizada</i>	56
21. <i>a) Colocación de la mezcla, b) compactación (vibrado) dentro de la cimbra, c) acabado del elemento</i>	57
22. <i>Curado de las vigas</i>	57
23. <i>Ensayes a flexión de las vigas de concreto reforzado</i>	60
24. <i>Registro de grietas durante su desarrollo y hasta la carga de falla</i>	61
25. <i>Sección longitudinal y transversal de la viga, acotación en cm</i>	64

Figura	Página
26. Sección del acero de refuerzo, acotación en cm.....	65
27. Comportamiento a tensión del acero transversal (estribos) G-50	65
28. Comportamiento a tensión del acero longitudinal G-60	66
29. Comportamiento a tensión del acero longitudinal varilla No. 3 G-42.....	68
30. Análisis granulométrico del agregado grueso.....	72
31. Análisis granulométrico del agregado fino.....	73
32. Distribución de tamaño máximo de partícula	78
33. Microscopia electrónica de barrido (MEB) de la ceniza volante	79
34. Resistencia a compresión del concreto con relación $a/cm = 0.50$	81
35. Resistencia a compresión del concreto con relación $a/cm = 0.60$	82
36. Módulo de elasticidad del concreto con relación $a/cm = 0.50$	84
37. Módulo de elasticidad del concreto con relación $a/cm = 0.60$	84
38. Relación módulo de elasticidad, K_{max} y ceniza volante, a/cm 0.50 - 12 sem.....	92
39. Relación módulo de elasticidad, K_{max} y ceniza volante, a/cm 0.50 - 24 sem.....	92
40. Relación módulo de elasticidad, K_{max} y ceniza volante, a/cm 0.60 - 12 sem.....	93
41. Relación módulo de elasticidad, K_{max} y ceniza volante, a/cm 0.60 - 24 sem.....	93
42. Curva esfuerzo deformación las vigas V1-0 y V2-0.....	94
43. Curva esfuerzo - deformación las vigas V3, V4 y V12.....	95
44. Curva esfuerzo - deformación las vigas V5, V6, V13 y V14.....	96
45. Curva esfuerzo - deformación las vigas V7, V8, V15 y V16.....	97
46. Curva esfuerzo - deformación para las vigas V17 y V18	98
47. Curva esfuerzo - deformación las vigas V19, V20, V27 y V28	99
48. Curva esfuerzo - deformación las vigas V21, V22, V29 y V30	100
49. Curva esfuerzo - deformación las vigas V23, V24, V31 y V32	101
50. Modelo trilineal experimental [Gómez Cassab et al, 2007]	101
51. Curva idealizada esfuerzo deformación [Rashid M. A. and Mansur M. A., 2005]	102
52. Comportamiento de un elemento de concreto sometido a flexión [Luizaga Patino Alfredo M, 2005]	103
53. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas, $a/cm = 0.50$, edad de 12 semanas.....	106

Figura	Página
54. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas, $a/cm = 0.50$, edad de 24 semanas.....	107
55. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas, $a/cm = 0.60$, edad de 12 semanas.....	108
56. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas, $a/cm = 0.60$, edad de 24 semanas.....	109
57. Longitud de grieta para las vigas de relación $a/cm = 0.50$ a la edad de 12 semanas	110
58. Longitud de grieta para las vigas de relación $a/cm = 0.50$ a la edad de 24 semanas	110
59. Longitud de grieta para las vigas de relación $a/cm = 0.60$ a la edad de 12 semanas	111
60. Longitud de grieta para las vigas de relación $a/cm = 0.60$ a la edad de 24 semanas	111
61. Cantidad de Trabajo, a/cm de 0.50	113
62. Cantidad de Trabajo, a/cm de 0.60	113
63. Comparación teórica-experimental a la edad de 12 semanas	115
64. Comparación teórica-experimental a la edad de 24 semanas	116

NOMENCLATURA

a	<i>Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos</i>
a/cm	<i>Relación agua-cementante</i>
$A's$	<i>Área de acero longitudinal a compresión</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
A_s	<i>Área de acero longitudinal a tensión</i>
ASTM	<i>American Society for Testing Materials</i>
b	<i>Ancho de la cara en compresión del elemento</i>
C_2S	<i>Silicato dicálcico</i>
C_3A	<i>Aluminato tricálcico</i>
C_3S	<i>Silicato tricálcico</i>
C_4AF	<i>Ferroaluminato tricálcico</i>
CH	<i>Hidróxido de calcio</i>
cm	<i>Centímetros</i>
CO_2	<i>Bióxido de carbono</i>
CSH	<i>Silicato de calcio hidratado</i>
CV	<i>Ceniza volante</i>
d	<i>Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tensión</i>
d'	<i>Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión</i>
E_c	<i>Módulo de elasticidad del concreto</i>
E_s	<i>Módulo de elasticidad del acero</i>
$f'c$	<i>Esfuerzo a compresión del concreto especificado a los 28 días</i>
f_r	<i>Módulo de ruptura del concreto</i>
F_y	<i>Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal</i>
g	<i>Gramos</i>
h	<i>Peralte total</i>
H_2O	<i>Agua</i>
I_{cr}	<i>Momento de inercia de la sección agrietada</i>

I_e	<i>Momento de inercia efectivo</i>
I_g	<i>Momento de inercia de la sección total</i>
IMCYC	<i>Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto</i>
k_d	<i>Localización del eje neutro</i>
kg	<i>Kilogramos</i>
K_{cr}	<i>Rigidez de agrietamiento</i>
K_{max}	<i>Rigidez máxima</i>
L	<i>Claro efectivo de la viga</i>
m	<i>Metros</i>
m^2	<i>Metros cuadrados</i>
m^3	<i>Metros cúbicos</i>
Ma	<i>Momento máximo de servicio</i>
M_{cr}	<i>Momento de agrietamiento</i>
MEB	<i>Microscopio electrónico de barrido</i>
mm	<i>Milímetros</i>
M_n	<i>Momento nominal</i>
MPa	<i>Megapascuales</i>
M_u	<i>Momento último</i>
n	<i>Relación modular</i>
NMX	<i>Norma Mexicana</i>
NOM	<i>Norma Oficial Mexicana</i>
ONNCCE	<i>Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación</i>
P	<i>Carga concentrada</i>
P_{cr}	<i>Carga de agrietamiento</i>
$P_{cr\ prom}$	<i>Carga de agrietamiento promedio</i>
P_{max}	<i>Carga máxima</i>
$P_{max\ prom}$	<i>Carga máxima promedio</i>
S	<i>Separación del acero transversal</i>
T	<i>Tensión</i>
V	<i>Fuerza cortante externa</i>

V_c	<i>Resistencia a cortante aportada por el concreto</i>
V_n	<i>Resistencia nominal a cortante</i>
V_s	<i>Resistencia a cortante aportada por el acero</i>
V_u	<i>Resistencia al cortante última</i>
w	<i>Carga uniformemente distribuida debido al peso propio de la viga</i>
y_t	<i>Distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección total a la fibra extrema en tensión</i>
δ	<i>Deflexión al centro del claro</i>
δ_{cr}	<i>Deflexión 1ra grieta</i>
δ_{ult}	<i>Deflexión última</i>
ϕ	<i>Diámetro</i>
μm	<i>Micrómetros</i>
ρ	<i>Porcentaje de acero</i>

RESUMEN.

El uso de la ceniza volante como sustituto parcial del cemento en el concreto está ampliamente extendido por 3 razones: el ahorro económico al reducir la cantidad de cemento empleado, beneficios ingenieriles al incorporar partículas más finas y beneficios ecológicos al proporcionar una alternativa en donde emplear los desechos de la industria. Un parámetro importante en la deflexión de una viga de concreto reforzado es el módulo de elasticidad del concreto. El módulo de elasticidad del concreto es un parámetro básico para estimar la deformación de elementos estructurales de una edificación y es un indicativo de la capacidad de un concreto de conservar su forma original después de estar sujeto a cargas externas. Dicho valor se me modificado y se reduce en gran medida al ser empleado en dosis altas de ceniza volante, pudiéndose ver reflejado en un comportamiento estructural diferente al modificar la rigidez de la viga.

En este trabajo de investigación se propone realizar estudios en vigas de concreto reforzado con 3 porcentajes de sustitución de ceniza volante (20%, 40% y 60%) más las de referencia (0%) y dos relaciones agua/cementante (0.50 y 0.60). Se ensayaron a 2 edades (12 y 24 semanas). Se determinó mediante cilindros de concreto la resistencia a compresión y módulo de elasticidad a 4, 8, 12, 16, 20 y 24 semanas de curado. Se midió la deflexión máxima en el centro del claro de la viga. La deflexión experimental fue comparada de manera teórica.

Los principales resultados indicaron que la capacidad de carga máxima en las vigas de concreto reforzado se redujo, presentando reducciones de hasta un 23% para las vigas con relación a/cm de 0.50 y de hasta un 58% para las vigas con relación a/cm de 0.60, con respecto a las vigas de control. Otra propiedad que fue afectada por el uso de ceniza volante, fue la rigidez de la viga, ya que se observan reducciones de hasta un 28 y 45% para las vigas de relación a/cm de 0.50 y 0.60, respectivamente. Al comparar con el modelo teórico se puede observar que el modelo solo se ajusta en la etapa plástica, hasta antes que el acero de refuerzo empiece a fluir. El modelo

teórico no predice el comportamiento en la etapa plástica de la viga de concreto reforzado cuando está es probada a flexión.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1.

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Generalidades.

En el transcurso de la historia, el hombre ha buscado de satisfacer sus necesidades, desde la alimentación hasta la necesidad de protegerse de la intemperie. Conforme evolucionaron los grupos humanos, fueron surgiendo requerimientos cada vez mayores, viéndose en la necesidad de construir ellos mismos sus propios espacios habitacionales y desarrollar la infraestructura necesaria para satisfacer el crecimiento como sociedad. A raíz de esto, se inicia una búsqueda de materiales adecuados que satisfagan los requerimientos constructivos para sus obras en constante evolución.

Quizá uno de los primeros problemas a los que se enfrentaron fue el de encontrar la manera de mantener unidos dos materiales sólidos, desarrollando así técnicas que los llevaron al uso de materiales con propiedades cementantes.

Los primeros constructores utilizaron concreto o mortero fabricado a partir de materiales naturales (yeso calcinado y ceniza volcánica).

El concreto moderno, que está elaborado con cemento producido industrialmente apareció a principios del siglo XIX, cuando se creó el proceso para la elaboración del cemento Portland. El concreto tiene una alta resistencia a la compresión, como el de las piedras naturales, por lo cual es empleado principalmente en elementos que se encuentren sometidos a este tipo de esfuerzo. Sin embargo, el concreto es un

material relativamente frágil y con una baja resistencia a la tensión, en comparación con su resistencia a la compresión [Nilson, 1999].

A finales del siglo XIX, varios constructores experimentaron con la técnica de colocar varillas de hierro o acero en estructuras de acero delgadas para mejorar su capacidad de resistir fuerzas de tensión [Parker, 2008]. Este fue el comienzo de lo que conocemos como concreto armado o reforzado.

La combinación del concreto y el acero conocida como concreto reforzado, aprovecha muchas de las ventajas de cada uno: el costo relativamente bajo, la buena resistencia al clima y al fuego, la buena resistencia a la compresión y buen comportamiento a tensión. La popularidad de este material de construcción es atribuida a su versatilidad, simplicidad en su fabricación, diseño, durabilidad, bajo costo de mantenimiento y mínimo consumo de energía [Mehta et al. 1998].

Un problema que se presenta en la actualidad en la industria del concreto es el relacionado con el proceso de producción del cemento portland, ya que por cada tonelada de cemento que se fabrica, se liberan aproximadamente 1 tonelada de CO₂ al ambiente y la industria cementera es la responsable del 7% de emisiones de CO₂ en el mundo [Burak et al. 2007].

En la actualidad, existe la urgente necesidad de proteger el medio ambiente mediante la reducción de las emisiones de gas en todos los sectores productivos, incluyendo el sector de la industria de la construcción. Esto ha motivado el surgimiento de nuevas tecnologías encaminadas a reducir el impacto ambiental a través del mejor uso de los recursos naturales. Es así, que en la actualidad se utilizan subproductos industriales de otros procesos, que pueden contribuir a reducir las emisiones contaminantes de gran perjuicio para el medio ambiente. Hoy en día, la mayoría de las mezclas de concreto contienen adiciones minerales al cemento que constituyen una porción del material cementante en el concreto. Estos materiales son generalmente subproductos de otros procesos o materiales de origen natural, ellos pueden o no ser procesados antes de ser utilizados en los concretos.

En diferentes investigaciones se ha visto que el uso de diferentes adiciones minerales (ceniza volante, escoria), empleados como cementantes suplementarios, presentan buenas características puzolánicas al reaccionar con los productos de hidratación del cemento, mejorando las características del concreto en estado fresco y endurecido, siendo la ceniza volante una de las puzolánas mas empleadas en la actualidad [Bijen, 1996; Vagelis, 1999; Vagelis, 2000].

Los materiales cementantes suplementarios tales como las cenizas volantes, las escorias y el humo de sílice, le permiten a la industria del concreto utilizar centenares de millones de toneladas de subproductos que de otra forma serían vertidos en el terreno como desechos. Por otro lado su utilización reduce el consumo de cemento portland por unidad de volumen de concreto. El cemento portland tiene un elevado consumo de energía y de emisiones asociadas con su producción, este consumo energético se disminuye cuando se reduce la cantidad de cemento portland utilizada en el concreto.

Los productos de hidratación de la mezcla de concreto con ceniza volante son esencialmente las mismas que los del cemento portland en condiciones normales de curado. Una desventaja que se presenta es la relacionada con la velocidad de desarrollo de productos de hidratación, ya que en un concreto con ceniza volante, dicha velocidad es lenta [Diamond et al. 1981].

Carette et al. 1993; Dan Ravina et al. 1986; Dan Ravina et al. 1988; Rafat, 2004; Stuart et al. 1980, en estos estudios se ha observado que concretos con altos consumos de ceniza volante, presentan buenas características en estado fresco pero en estado endurecido presentan un bajo valor en la resistencia a compresión y en el módulo de elasticidad del concreto a edades tempranas (28 días) pero con un incremento considerable en edades tardías (56 a 365 días), incluso algunas superando valores de las muestras de referencia (sin ceniza volante) [A. Duran et al 2009]. Este comportamiento afecta en la rigidez de elementos estructurales, dándole un comportamiento estructural diferente.

1.2. Concreto reforzado.

Las estructuras de concreto reforzado son estructuras heterogéneas producto de la combinación o mezcla de materiales con características diferentes como son el concreto y el acero de refuerzo, los procedimientos de diseño para estas estructuras consideran las propiedades de estos materiales en sus planteamientos. El uso de concreto reforzado comenzó en la segunda mitad del siglo XIX, desde los inicios de su empleo hasta la actualidad, la calidad de ambos materiales se ha incrementado, también las tecnologías de construcción y los procedimientos de diseño han avanzado de manera que las estructuras de concreto reforzado son de reconocida importancia en el ámbito ingenieril y arquitectónico. A partir del siglo XX prácticamente cada país cuenta con códigos y manuales propios para diseño y construcción de este tipo de estructuras.

1.2.1. Comportamiento de elementos a flexión.

El comportamiento de las estructuras de concreto reforzado se basa en el comportamiento básico de los materiales que lo constituyen. Las vigas de concreto son ineficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tensión en flexión (módulo de ruptura) es una pequeña fracción de la resistencia a compresión. Por lo tanto, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de compresión. Es por eso que ante la poca capacidad del concreto a resistir esfuerzos de tensión, se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión. Así, ante los efectos de flexión, los esfuerzos axiales de compresión serán soportados por el concreto, y los esfuerzos axiales de tensión serán soportados por el acero de refuerzo. Esta acción conjunta de los dos materiales se garantiza si se impide su deslizamiento relativo (buena adherencia), lo que se logra mediante la utilización de barras de acero corrugadas con su alta resistencia por adherencia en la interfase acero-concreto [Nilson, 1999].

La resistencia a la fluencia por tensión del acero de refuerzo empleado y la resistencia a la compresión del concreto, junto con las dimensiones de la sección transversal, determinan básicamente la resistencia de un elemento de concreto reforzado ante el agrietamiento, la fluencia y la carga última por flexión. La flexión de una viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a las cargas externas aplicadas perpendicularmente al eje longitudinal de la viga.

Las consideraciones principales en el diseño de vigas de concreto reforzado se relacionan con su resistencia necesaria a la flexión y al cortante y cierta limitación en su deflexión. Los parámetros que influyen en la deflexión del concreto son: el módulo de elasticidad, el módulo de ruptura, *creep* (flujo) y la contracción. El valor de estos parámetros se encuentran bien definidos para el acero de refuerzo a diferencia del concreto que sus valores varían según las características de su componentes, como lo son: características de los agregados, pasta, contenido de cemento, relación agua/cemento, zona intersticial, entre otras. Por tal motivo en esta investigación para el cálculo de la deflexión máxima se controló en gran medida el módulo de elasticidad del concreto.

1.2.2. Flexión en una viga de concreto reforzado.

Cuando un miembro se somete a flexión, como la viga mostrada en la figura 1(A), se requieren, en general, dos clases básicas de resistencias internas. Las acciones internas se “ven” al hacer un corte imaginario en una sección, tal como se indica en X-X de la figura 1(A). Al retirar la porción de la viga que se encuentra a la izquierda de la sección del corte, se presentan sus acciones en el diagrama de cuerpo libre, tal como se muestra en la figura 1(B). En la sección de corte, la consideración del equilibrio estático requiere que se produzca la fuerza cortante interna (V en la figura 1(B)) y el momento interno resistente (representado por el par de fuerzas C y T en la figura 1(B)).

Si la viga consta de una sección rectangular con refuerzo para tensión únicamente, como se muestra en la figura 1(C), se considera que la fuerza C se produce por los

esfuerzos de compresión en el concreto, que se indican por el área sombreada por encima del eje neutro. Sin embargo, se considera que solo el acero produce la fuerza de tensión, ya que se ignora la resistencia a la tensión del concreto.

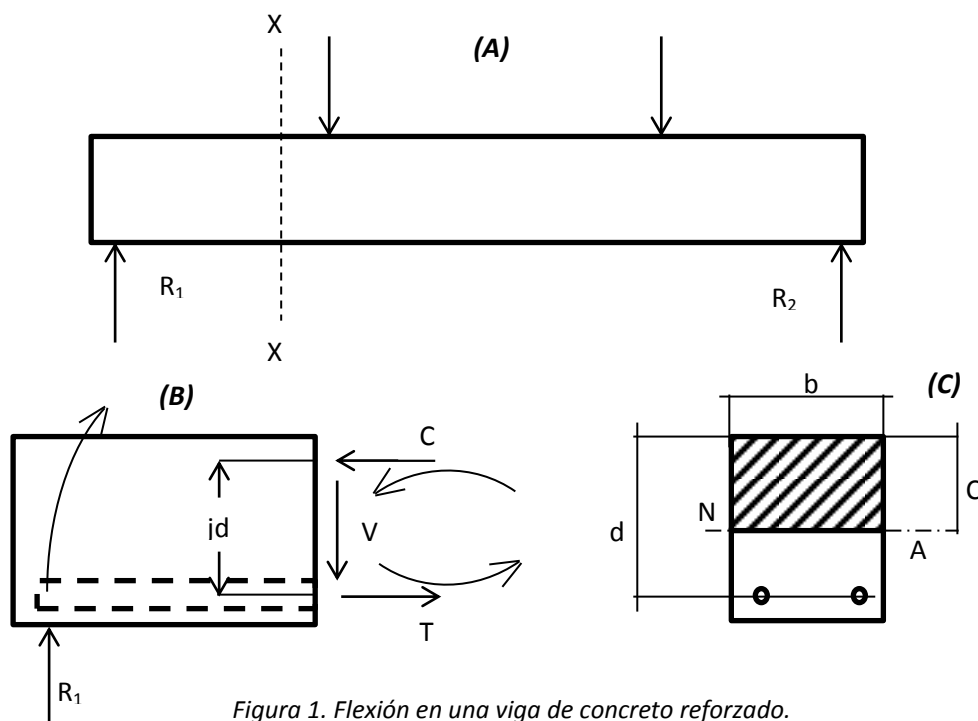


Figura 1. Flexión en una viga de concreto reforzado.

A niveles moderados de esfuerzo, el momento resistente se concibe tal como se muestra en la figura 2(A), con una variación lineal del esfuerzo de compresión, desde cero en el eje neutro hasta un valor máximo de resistencia a compresión en el borde de la sección. A medida que se incrementan los niveles de esfuerzo, el carácter no lineal de la variación esfuerzo-deformación del concreto se vuelve más significativo y, por lo tanto, se torna necesario representar, de manera más realista, la variación del esfuerzo de compresión, tal como se muestra en la figura 2(B). A medida que los niveles se aproximan al límite del concreto, la compresión alcanza una magnitud casi constante de esfuerzo unitario, concentrada cerca de la cara superior de la sección. Para realizarse el diseño por resistencia, en el cual la capacidad de momento se expresa como el límite último, es común suponer la forma de distribución de esfuerzos que se muestra en la figura 2(C).

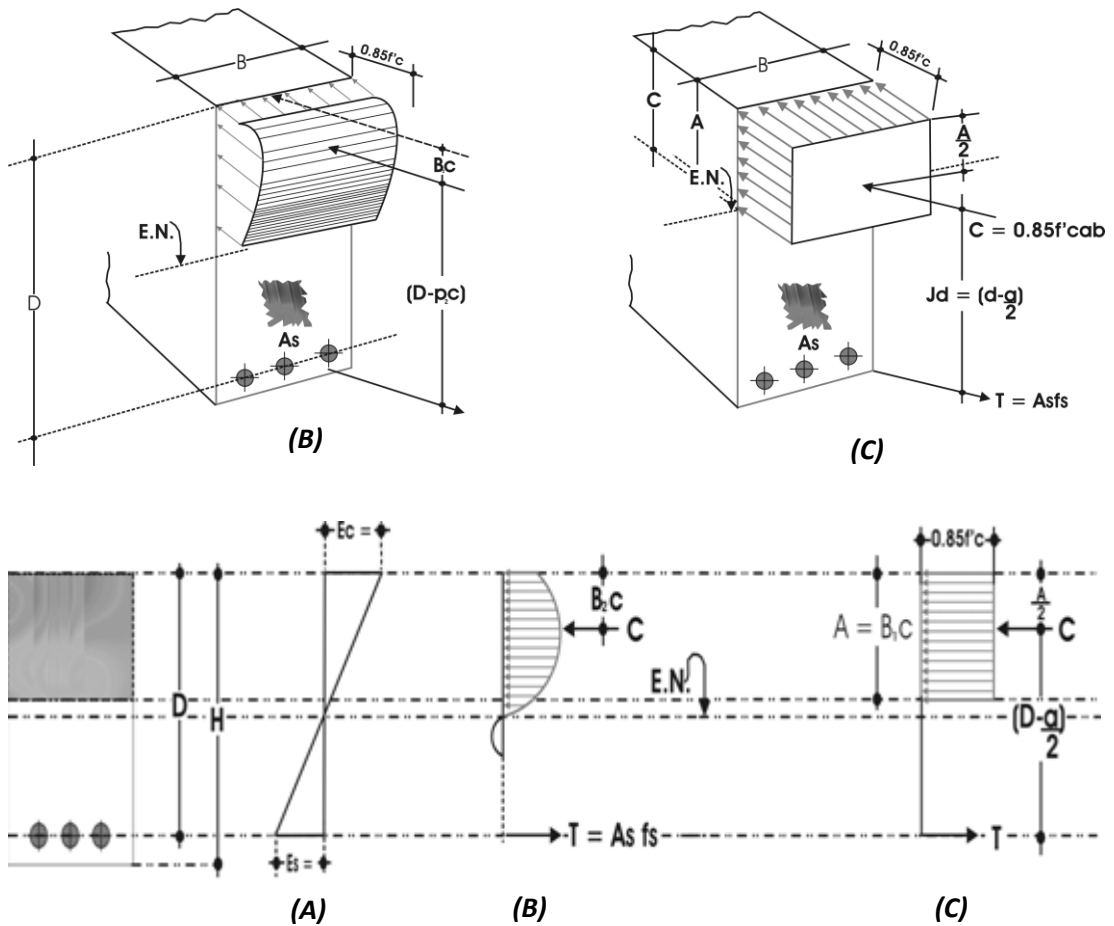


Figura 2. Resistencia interna a la flexión en una viga de concreto reforzado.

La respuesta del acero de refuerzo se representa y se expresa de manera más simple. Como el área de acero sujeta a tensión se encuentra concentrada en un sitio pequeño en comparación con el tamaño de la viga, se considera que el esfuerzo en las varillas es constante. Por lo tanto, a cualquier nivel de esfuerzo, el valor total de la fuerza de tensión interna puede expresarse como:

$$T = A_s f_s \tag{1}$$

Y para el límite práctico de T,

$$T = A_s f_y \tag{2}$$

1.2.3. Agrietamiento de una viga a flexión.

Al ensayar una viga de concreto reforzado, pronto se alcanza la resistencia a la tensión del concreto y en esta etapa se desarrollan las grietas de tensión. Éstas se propagan con rapidez hacia arriba y muy cerca del nivel del plano neutro, que a su vez se desplaza hacia arriba con agrietamiento progresivo. La forma general y la distribución de estas grietas de tensión aparecen en la figura 3. La presencia de grietas afecta profundamente el comportamiento de la viga sometida a carga. Evidentemente, en una sección fisurada, es decir, en una sección transversal localizada en una grieta como la sección a-a en la figura 3, el concreto no transmite ningún esfuerzo de tensión; de ahí que, al igual que en los elementos sometidos a tensión, al acero le corresponde resistir toda la tensión.

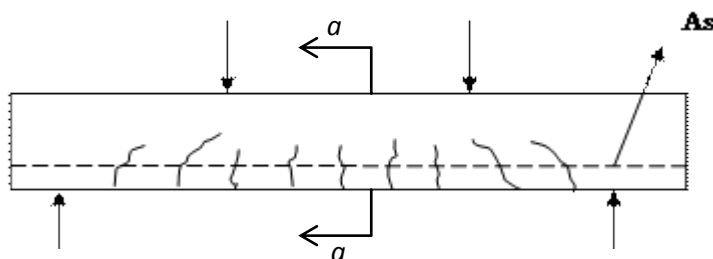


Figura 3. Agrietamiento de una viga sometida a flexión

Cuando la carga se incrementa aún más, el esfuerzo y las deformaciones aumentan en forma correspondiente y desaparece la proporcionalidad. En algún momento se alcanza la capacidad de carga de la viga. La falla se puede presentar de dos maneras. Cuando se emplea una cantidad de refuerzo relativamente moderada, el acero alcanza su punto de fluencia con determinado valor para la carga. Para este esfuerzo, el acero de refuerzo fluye en forma súbita y se alarga de manera considerable, entonces las grietas de tensión en el concreto se ensanchan de manera visible y se propagan hacia arriba, presentándose simultáneamente una deflexión significativa de la viga. Cuando esto ocurre, las deformaciones unitarias en la zona de compresión restante del concreto se incrementan hasta tal punto que sobreviene el aplastamiento del concreto, o sea una falla por compresión secundaria con una carga sólo ligeramente superior que la carga que causó la fluencia en el acero. Esta falla por fluencia es gradual y está precedida por signos

visibles de peligro, como el ensanchamiento y alargamiento de las grietas y el aumento notorio en la deflexión.

De otra parte, si se emplean grandes cantidades de refuerzo o cantidades normales de acero de muy alta resistencia, la resistencia a la compresión del concreto puede agotarse antes de que el acero comience a fluir. El concreto falla por aplastamiento cuando las deformaciones unitarias son tan grandes que destruyen su integridad. La falla por compresión debida al aplastamiento del concreto es repentina, de naturaleza casi explosiva y ocurre sin ningún aviso.

1.3. Concreto.

Debido al crecimiento de la población, se necesitará de construcciones y de infraestructura para áreas urbanas e industriales, tales como el transporte público, e instalaciones para el suministro de agua potable y alcantarillado, obviamente se requiere de grandes cantidades de materiales de construcción, uno de ellos es el concreto. Para muchas aplicaciones estructurales, el concreto se convirtió indiscutiblemente en el material de elección debido principalmente a su bajo costo, fácil disponibilidad, versatilidad y adecuadas propiedades ingenieriles, llevándolo a ser el material de construcción mas empleado en el mundo. Se dice que es versátil porque puede realizarse variando su mezcla y dosificación, utilizando diversos agregados, aglutinantes e incluso diversos aditivos a las mezclas; y es durable porque su vida útil puede prolongarse por décadas si cuenta con un buen diseño del material, si está alejado en lo más posible de agentes corrosivos tanto externos como internos que lo dañen y por supuesto si lleva un uso adecuado en determinada aplicación.



Figura 4. Estructura de concreto reforzado. Construcción de Museo Mercedes Benz, Stuttgart, Alemania.

Es difícil precisar con exactitud desde cuando se empezó a emplear concreto en el sentido más amplio, es decir, como un material hecho por el hombre mezclando materiales naturales para formar un nuevo material sólido. Quizá, la obra más emblemática construida con materiales cementantes, como el concreto, fue el construido por los romanos en el año 27 a. c. en Roma, El Partenón.



Figura 5.- El Partenón, Roma.

El pueblo egipcio utilizaba un mortero (mezcla de arena con materia cementante) para unir bloques y losas de piedra al elegir sus asombrosas construcciones.

El concreto hidráulico que empleamos actualmente es una mezcla en la cual el cemento y el agua interactúan químicamente para unir a los agregados y formar una masa sólida, teniendo una naturaleza interna muy compleja, la cual después de un tiempo endurece para tomar forma y dimensiones deseadas. En la reacción química de hidratación entre el agua y el cemento se forman silicatos de calcio hidratados (CSH) que se enlazan y endurecen en un solo conjunto con los agregados, dando como resultado un material con apariencia similar al de una roca [Kosmatka et al. 2004].

1.3.1. Componentes del concreto.

Como se ha mencionado, la gran mayoría de los concretos actuales están elaborados por agregados finos y gruesos, cemento, agua y con frecuencia otras adiciones.

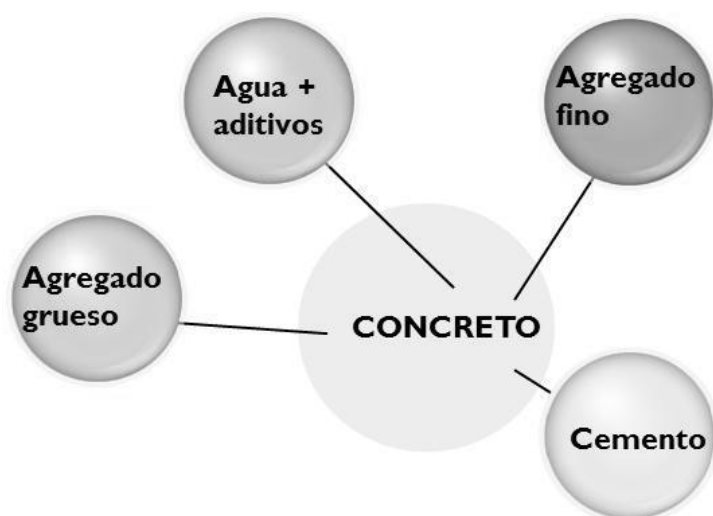


Figura 6.- Componentes del concreto.

Cemento.

El cemento p^ortland es el conglomerante hidráulico más utilizado en la fabricación del concreto. Éste fue patentado en el Reino Unido por Joseph Aspdin el 21 de

octubre de 1824. Los cementos empleados en la actualidad han evolucionado mucho respecto del cemento patentado por Aspdin.

El cemento portland es un conglomerante hidráulico, es decir, un material inorgánico finamente molido que, mezclado con agua, forma una pasta que fragua y endurece por medio de reacciones y procesos de hidratación y que una vez endurecido, conserva su resistencia y estabilidad incluso bajo el agua, además que de él dependen muchas de las propiedades mecánicas y la durabilidad [Powers, 1990].

La base de todos los tipos de cementos, excepto para los compuestos por aluminato de calcio, es el clínker, producto industrial obtenido por un proceso de fabricación en la que se combinan a alta temperatura (1450 °C aproximadamente) cal, sílice, alúmina y óxido férrico, provenientes de materias primas como la caliza, arcilla y el mineral de hierro, bien dosificadas y finamente molidas que constituyen el crudo de cemento. El clínker obtenido una vez enfriado, se muele con el yeso y conjunta o separadamente con otros componentes adicionales. Los componentes potenciales del cemento son el silicato de tricálcico, silicato dicálcico, aluminato tricálcico y el ferroaluminato tetracálcico.

Tabla 1. Componentes principales del cemento.

Componente	Fórmula química	Fórmula abreviada
Silicato tricálcico	$3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_3S
Silicato dicálcico	$2\text{Ca}\cdot\text{SiO}_2$	C_2S
Aluminato tricálcico	$3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Ferroaluminato tetracálcico	$4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF

Los silicatos de calcio C_3S (Alita) y C_2S (Belita) representan entre el 45 – 60 % y el 15 – 30 % por peso del cemento pórtland, respectivamente.

Hidratación del cemento portland

Al ponerse en contacto el cemento pórtland y el agua comienza el proceso de hidratación. La hidratación es un proceso complejo de disolución-precipitación que da lugar al fraguado y al endurecimiento del concreto.

La reacción del C₃A con el agua se genera inmediatamente al contacto del cemento con el agua. Cristales hidratados como C₄AH₁₃₍₁₉₎ se forman rápidamente, con liberación de una gran cantidad de calor de hidratación y ocasiona que la pasta de cemento adquiera rigidez rápidamente. Este problema es generalmente solucionado cuando se agrega yeso. La hidratación del C₄AF produce compuestos cristalinos similares a la etringita y con bajo contenido de calcio. La hidratación del C₃S y del C₂S produce silicatos de calcio hidratados denominados geles de sílice y representados esquemáticamente por la abreviación C-S-H. Estos geles son en gran medida los responsables del endurecimiento y la resistencia mecánica de las pastas del cemento. Además, de los geles C-S-H la hidratación de los silicatos produce hidróxido cálcico (CH) denominado portlandita. El hidróxido cálcico no contribuye significativamente a las propiedades mecánicas de la pasta, pero aporta la alcalinidad que protege de la corrosión del acero de refuerzo.

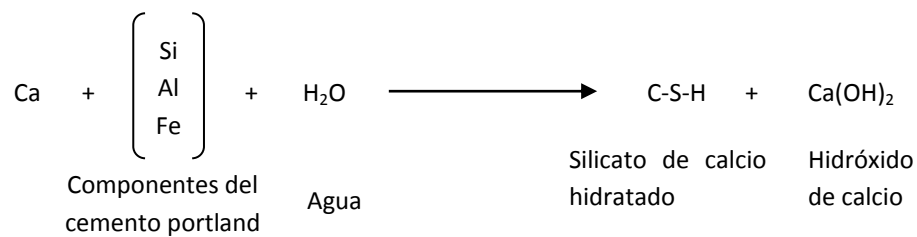


Figura 7. Esquema de la hidratación del cemento portland.

El fraguado se produce en las primeras horas, se disuelven en la fase líquida de la pasta los componentes más solubles del cemento, a medida que esta fase se satura en iones comienzan a precipitar los compuestos que se incorporan a la fase sólida. Este es un proceso exotérmico que termina cuando el concreto pierde su elasticidad y adquiere rigidez hasta consolidarse. El endurecimiento es posterior al fraguado y de forma más pausada continúan los procesos de hidratación y solidificación del material. Esta fase puede durar años, pero se establece la edad de 28 días para caracterizar las propiedades del concreto.

Tabla 2. Principales componentes hidratados de la pasta de cemento portland.

Componente	Fórmula química	Fórmula abreviada
Silicato de calcio hidratado	$x\text{CaO} \cdot y\text{SiO}_2 \cdot z\text{H}_2\text{O}$	C-S-H
Hidróxido de calcio	$\text{Ca}(\text{OH})_2$	CH
Aluminato de calcio hidratado	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 13\text{H}_2\text{O}$	$\text{C}_4\text{AH}_{13(19)}$
Trisulfoaluminato de calcio hidratado (etringita)	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$	$\text{C}_3\text{A}_3\text{CS}_{32}\text{H}_2\text{O}$ (Aft)
Monosulfoaluminato de calcio hidratado (Sal de Friedel)	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$	$\text{C}_3\text{A}_3\text{CS}_{12}\text{H}_2\text{O}$ (Aft)
Trisulfoferrito de calcio hidratado (Etringita férrica)	$3\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$	$\text{C}_3\text{F}_3\text{CS}_{12}\text{H}_2\text{O}$
Hidróxido de magnesio (Brucita)	$\text{Mg}(\text{OH})_2$	MH

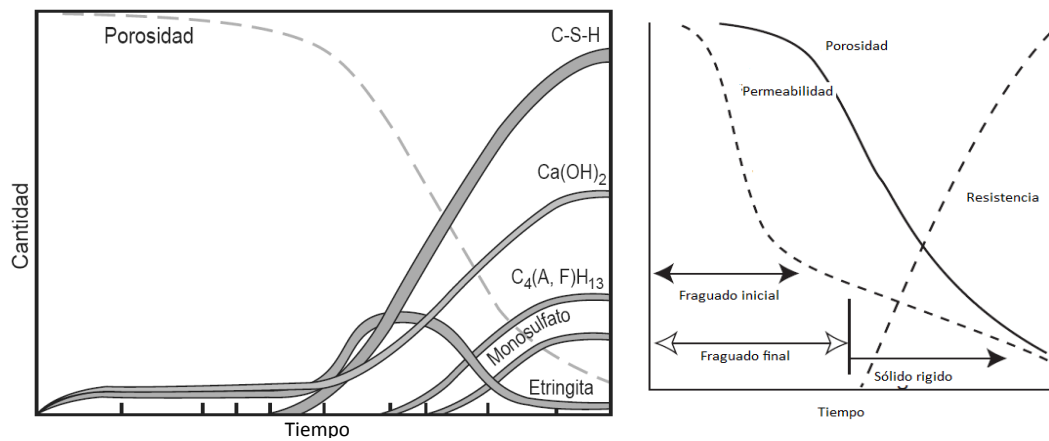


Figura 8. Compuestos principales de la hidratación del cemento portland en función del tiempo [PCA, 2004].

Gel C-S-H.

El gel C-S-H constituye entre el 50% y el 60% de volumen total de los sólidos de la pasta de cemento completamente hidratada. Es el componente mayoritario y se considera el material más importante de la pasta de cemento por sus aportaciones a las propiedades mecánicas del material. La estructura interna del gel es compleja, se presenta en una fase pobremente cristalina y su composición química y morfológica suelen variar en el tiempo. La estructura del gel C-S-H no está completamente determinada, pero existen modelos que intentan determinarla.

Hidróxido de calcio.

El hidróxido cálcico o portlandita constituye entre el 20% y el 25% de volumen total de los sólidos de la pasta de cemento completamente hidratada. Es un compuesto que, dependiendo de la relación agua/cemento y en función del espacio disponible, las impurezas del sistema y las condiciones de curado, presenta una microestructura cristalina de simetría hexagonal o prismática. Las fuerzas de enlace de sus cristales son débiles, por lo que no contribuye a la resistencia del material.

Agua.

Prácticamente cualquier agua que no presente un olor o sabor fuerte y sea potable, puede ser empleada en la mezcla de concreto.

Agregados.

Los agregados suelen ocupar un volumen cercano al 80% de la masa total y contribuyen a la estabilidad volumétrica, a la resistencia y economía de las mezclas de concreto. Entre las características más importantes de los agregados empleados en el concreto, destacan la distribución granulométrica, el coeficiente de forma y que estén libres de partículas orgánicas. Los agregados que forman parte de los componentes del concreto, son materiales granulares e inertes y de procedencia natural o artificial. En la mayoría de los casos son gravas (agregado grueso) y arenas (agregado fino) de tamaño comprendido entre 0 y 100 mm. Los agregados gruesos son partículas mayores a 4.75 mm y el agregado fino son partículas más pequeñas a 4.75 mm.

Aditivos.

ASTM C 125 define como un aditivo al material diferente del agua, cemento, agregados y fibras de refuerzo que es usado como ingrediente del concreto o mortero y es agregado a la mezcla inmediatamente antes o durante la mezcla. Los aditivos son compuestos inorgánicos u orgánicos que se añaden en estado sólido o líquido a los componentes habituales de la mezcla de concreto, en una dosis inferior

al 5 % en peso de cemento. Su finalidad es modificar una o varias de las propiedades del concreto en estado fresco o endurecido.

Concreto endurecido.

El concreto endurecido se puede contemplar como un material compuesto de partículas inertes, los agregados, dispersos en un matriz de pasta de cemento semirrígida, pero a nivel microscópico la complejidad del sistema aumenta debido a que las fases no poseen una distribución homogénea, ni son homogéneas entre sí.

1.4. Ceniza Volante.

1.4.1. Producción de la ceniza volante.

Debido a la eficiente combustión del carbón mineral, éste es empleado en muchas plantas de energía eléctrica. El carbón mineral se introduce en los quemadores que se encuentran a una temperatura de 1500°C, molido a un tamaño de partícula de 74µm. El combustible viaja a través de zonas de altas temperaturas en el horno, el material volátil y el carbón se quema, mientras que la mayoría de las impurezas minerales se funden y permanecen suspendidas. En la zona de combustión, las cenizas fundidas se enfrían rápidamente (de 1500°C a 200°C en unos pocos segundos) y solidifican en forma esférica y vítrea [J.L.Alonso et al. 2005; Malhotra et al. 1996; P. Asokana et al. 2005]. Algunos de los materiales fusionados se aglomeran formando cenizas en la parte inferior (cenizas de fondo), pero la mayoría vuela con la corriente del gas combustible y es por lo tanto llamada ceniza volante. Posteriormente, la ceniza volante es removida por medio de unos separadores mecánicos y precipitadores electrostáticos. Debido a sus características mineralógicas y granulométricas, la ceniza volante generalmente no necesita algún proceso antes de usarse como adición mineral. La ceniza de fondo es mucho más gruesa, menos reactiva y por lo tanto requiere de una finura para desarrollar propiedades puzolánicas.

En la actualidad, la producción anual de ceniza de carbón en todo el mundo se estima que es de alrededor de 600 millones de toneladas, y la ceniza volante consta

alrededor de 500 millones de toneladas que constituye un 70-80% de la ceniza total producida [Ahmaruzzaman, 2010].

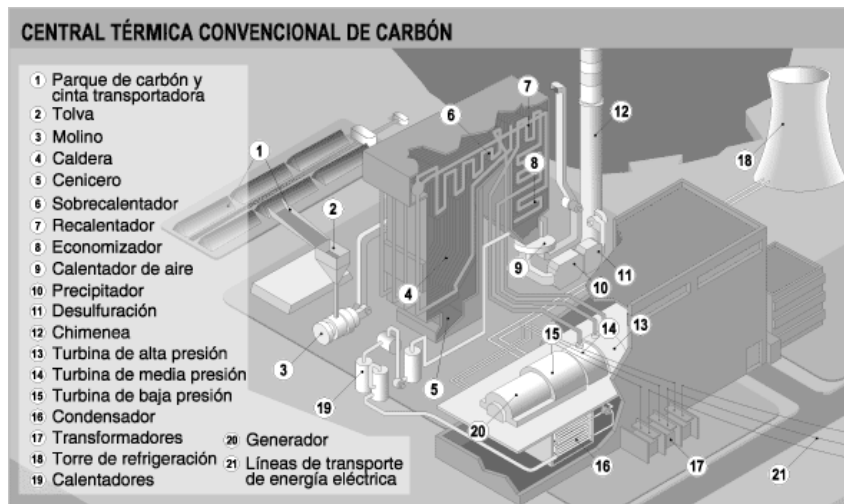


Figura 9. Esquema de central térmica convencional de carbón (planta termoeléctrica).

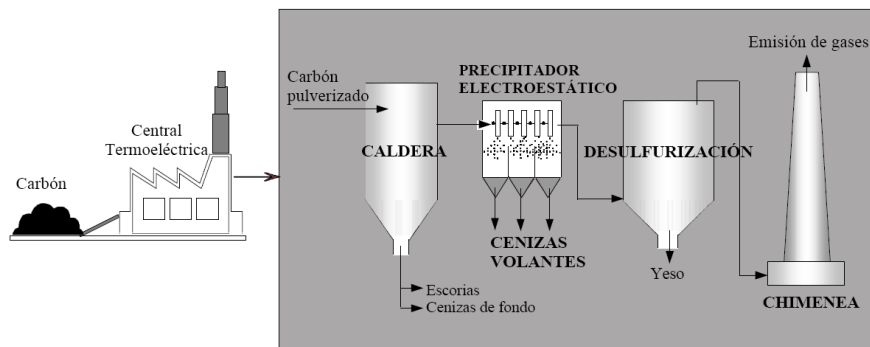


Figura 10. Generación de la ceniza volante.

1.4.2. Características químicas y físicas.

La ceniza volante está compuesta principalmente de sílice, alúmina e hierro, que forma un compuesto similar al cemento portland cuando se mezcla con agua y cal (hidróxido de calcio). Sus características pueden variar significativamente según la fuente de carbón mineral que se quema [Ubbriaco, 2001]. Esto hace que no solo varíe de una planta a otra, sino que también se encuentren variaciones dentro de la misma planta. Afortunadamente, las propiedades puzolánicas de la ceniza volante

no dependen mucho por composición la química sino por la composición mineralógica y el tamaño de partícula de la ceniza [Álvarez et al. 1988; Pacewska, 2008]. La ceniza volante utilizada en el concreto debe cumplir con la norma ASTM C 618 08. Existen principalmente dos tipos de ceniza volante: tipo C y F (ASTM C 618 08a).

Tabla 3. Especificaciones para las cenizas según la norma ASTM C 618 08a.

	Clase C	Clase F
SiO₂ + Al₂O₃ + Fe₂O₃	>50%	>70%
CaO	>10%	<10%
SO₃	<5%	<5%
Álcalis disponibles como Na₂O	<1.5%	<1.5%
Pérdida por ignición (LOI)	<6% generalmente es <1%	<6% generalmente es >3%
Humedad	<3%	<3%

La composición química y mineralógica de la ceniza volante depende de las características y composición del carbón, así como del quemado en la central termoeléctrica. La actividad puzolánica de la ceniza volante es fuertemente influenciada por la cantidad y composición de la fase vítrea presente. Debido al rápido enfriamiento del material, la ceniza volante está compuesta principalmente (50-90%) de material en forma amorfa o vítrea [Kokubu, 1969].

La reactividad de la ceniza volante depende del contenido de calcio en la ceniza volante. Las cenizas volantes con bajo contenido de oxido de calcio (Clase F) son menos reactivas que las que contiene un alto contenido de oxido de calcio (Clase C), debido a la fase vítrea de aluminosilicatos presentes en la ceniza clase F y a la fase vítrea de aluminosilicato de calcio presente en la ceniza clase C. Los minerales cristalinos típicos encontrados en una ceniza volante clase F son cuarzo, mulita (3Al₂O₃·2SiO₂), silimanita (Al₂O₃·SiO₂), hematita y magnetita. Estos minerales no poseén muchas propiedades puzolánicas. Los minerales cristalinos típicos encontrados en una ceniza volante clase C son cuarzo, aluminosilicato tricalcico (3CaO·Al₂O₃), aluminosulfato calcico (4CaO·3Al₂O₃·SO₃), anhidrita (CaSO₄), CaO libre, periclasia (MgO libre) y sulfatos alcalino. A excepción del cuarzo y la periclasia, todos los minerales cristalinos presentes en este tipo de ceniza volante son reactivos. La actividad puzolánica es atribuida a la presencia de SiO₂ y Al₂O₃.

Como se explicó anteriormente, en los concretos que se utilizan cenizas volantes como adición, el hidróxido de calcio se combina con los óxidos de aluminio y sílice de las cenizas para formar nuevos geles de C-S-H:

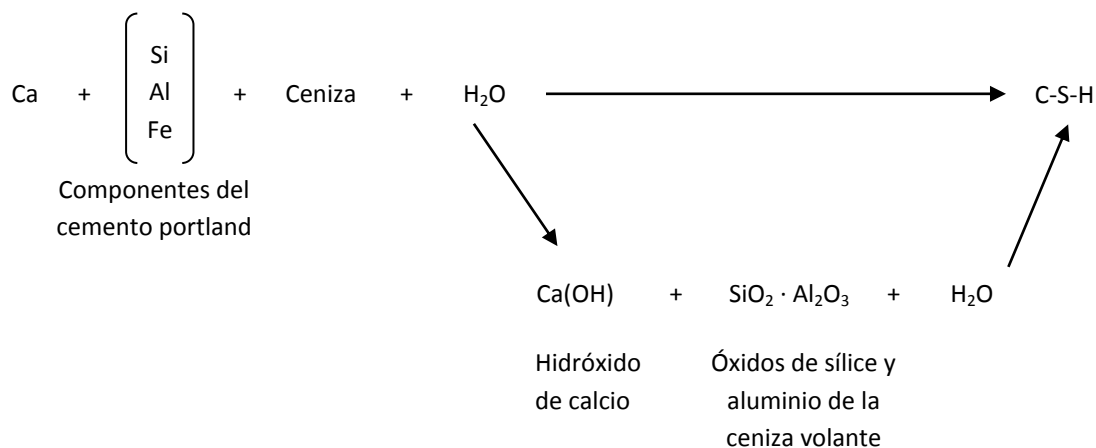


Figura 11. Esquema de reacción de la ceniza volante con el hidróxido de calcio.

Entre todos los componentes, los cristales de dióxido de silicio (SiO_2) son los principales contribuyentes en la formación de los nuevos geles de C-S-H.

1.4.3. Características de la partícula.

En general, los mecanismos por los cuales la ceniza volante influye en las propiedades del concreto en estado fresco y endurecido, dependen del tamaño, forma y textura de la partícula. Las cenizas volantes presentan un aspecto polvoriento, suave al tacto, con coloración grisácea, dependiendo de la cantidad de hierro que poseé (que le da una coloración parda) y del contenido en carbón sin quemar que presenta (que le proporciona una tonalidad más oscura). Si se observa en el microscopio electrónico de barrido, se puede apreciar que están constituidas principalmente por esferas compactas de tamaño variable y algunas huecas (cenosferas) que pueden presentar otras esferas más pequeñas en su interior (pleurosferas). La proporción de las partículas esféricas aumenta con la finura de la ceniza [Kokubu, 1969] y las partículas con alto contenido de calcio suelen ser gránulos esféricos y lisos, mientras que las que tienen altos contenidos de hierro son esferas más vítreas y con superficie rugosa.

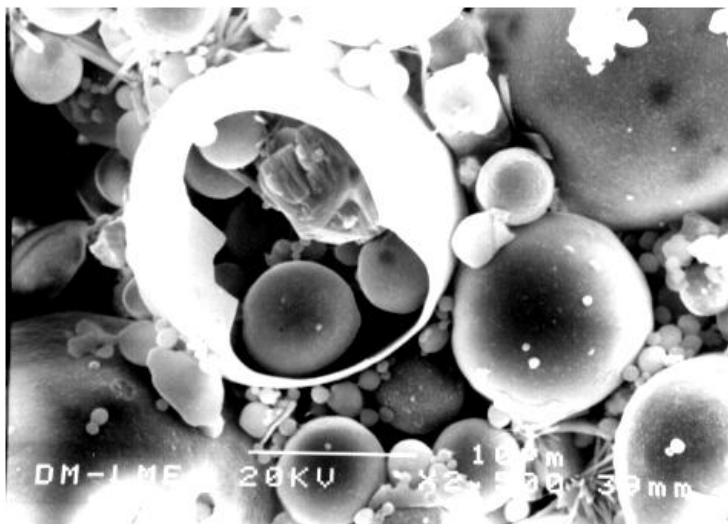


Figura 12. Aspecto de una cenosfera típica presente en cenizas volantes.

Típicamente, la actividad puzolánica de la ceniza volante es proporcional a la cantidad de partículas por debajo de $10\mu\text{m}$ mientras que partículas más grandes que $45\mu\text{m}$ muestran una pequeña o nula propiedad puzolánica.

Las partículas son esféricas, irregulares o angulares, etc., dependiendo de la naturaleza y la granulometría del carbón quemado y las condiciones de combustión en la central eléctrica. Si la temperatura de combustión es baja, los minerales de la ceniza no se funden y la forma final es irregular. A temperaturas de combustión alta, la materia mineral del carbón se funde, formando esferas huecas. A una temperatura de combustión de aproximadamente 1500°C , la mayoría de las partículas son de forma redonda y hueca, con superficie lisa o rugosa.

1.4.4. Composición química y mineralógica.

La composición química y mineralógica de la ceniza volante depende de las características y composición del carbón quemado en la planta termoeléctrica. Debido al rápido enfriamiento del material, la ceniza volante está compuesta principalmente de material mineral en forma de partículas vítreas.

Se puede emplear difracción de rayos X para determinar las fases vítreas y cristalinas de la ceniza volante. Los minerales más importantes encontrados en la ceniza volante son Magnetita, hematita, cuarzo, mulita y óxido de calcio libre.

Las cenizas volantes son particularmente ricas en SiO_2 , Al_2O_3 y Fe_2O_3 y también contienen otros óxidos tales como CaO , MgO , MnO , TiO_2 , Na_2O , K_2O , SO_3 , etc.

1.5. La ceniza volante como sustituto del cemento portland.

Como se mencionó anteriormente, la industria cementera es la responsable de aproximadamente el 7% de emisiones de bióxido de carbono (CO_2) en el mundo y actualmente una de las estrategias que deben ser adoptadas para reducir este impacto negativo de la industria del cemento sobre el medio ambiente, es la reducción del clínker. Con el inicio del siglo 21, se inicia un cambio a favor del desarrollo sustentable. Esto significa que en un futuro, no será posible tener metas económicas y tecnológicas sin tomar en cuenta la importancia del balance ecológico en el planeta.

En los cementos con adiciones se sustituye parte del clínker por otros compuestos con características puzolánicas. Las adiciones más usadas son la escoria de alto horno, las puzolanas naturales, el humo de sílice y las cenizas volantes. En los concretos que se adicionan cenizas volantes, el hidróxido cálcico se combina con los óxidos de aluminio y sílice de la ceniza para formar nuevos geles de C-S-H, obteniendo un concreto de mejores propiedades, entre las que destaca la resistencia a compresión y la densidad. Por otro lado, la disminución del hidróxido de cálcico disminuye la alcalinidad del concreto lo que puede ocasionar la despasivación del acero de refuerzo.

1.5.1. Definiciones. Aditivo mineral y puzolana.

Las puzolanas tienen su origen de fuentes tan diversas como un volcán y la ceniza de cascarilla de arroz o bien como subproductos industriales en la elaboración de silicio metálico, generación de desechos geotérmicos o ceniza volante de plantas termoeléctricas. Así, las puzolanas podrían clasificarse según su origen ya sean naturales como las arcillas o sintéticos, además de su necesidad de recibir activación.

Tabla 4. Clasificación de las puzolanas.

Tipo	Material
Puzolanas Naturales (crudas o calcinadas)	Tierras Diatomáceas Cenizas volcánicas, rocas vítreas y silíceas,
Puzolanas artificiales (subproductos industriales)	Cenizas volantes, humo de sílice, escoria granulada de alto horno.

Un material puzolánico y un material cementante son generalmente clasificados bajo el término aditivo, adición mineral o cementante suplementario. Estrictamente hablando, el término aditivo se refiere a cualquier otro material diferente del agua, agregados y cemento, usados como ingredientes del concreto, y añadidos inmediatamente antes de la mezcla o durante el mezclado. Se llama como adición mineral cuando el material puzolánico o cementante es integrado o mezclado en el proceso de fabricación del cemento [Rodríguez, 1988].

De acuerdo con ASTM C 618, una puzolána es un material silíceo y aluminoso que por sí solo posee poco o nulo valor cementante, pero que en presencia de humedad reacciona químicamente con el hidróxido de calcio a temperatura ambiente para formar compuestos con propiedades cementantes. Ejemplos de materiales puzolánicos son las cenizas volcánicas, arcillas calcinadas y carbón pulverizado provenientes de plantas de energía eléctrica.

Los materiales clasificados como cementantes son aquellos que están finamente molidos amorfos o pobremente cristalizados, similares a los materiales puzolánicos, pero que contienen suficiente calcio para formar compuestos con propiedades cementantes después de interactuar con el agua. Ejemplo de adiciones minerales cementantes son la escoria granulada de alto horno y la ceniza volante con alto contenido de calcio.

1.5.2. Beneficio del uso de adiciones minerales.

Los beneficios derivados del uso de adiciones minerales en las industrias del cemento y del concreto, pueden ser divididos en tres categorías: beneficios funcionales o ingenieriles, beneficios económicos y beneficios ecológicos.

Beneficios ingenieriles. Al incorporar partículas finamente molidas, incluso de menor tamaño que las del cemento, en la mezcla de concreto, tiende a mejorar la trabajabilidad y a reducir los requerimientos de agua a una consistencia dada [Vagelis, 1990; Vagelis, 2000]. Otro beneficio en general es el mejoramiento de la resistencia última, la impermeabilidad, y la durabilidad debido al ataque químico [Álvarez et al. 1988]. Además se genera un bajo calor de hidratación en la mezcla de concreto [P. Chindaprasirt et al. 2007].

Beneficios económicos. Como ya se ha dicho anteriormente, los componentes básicos del concreto son agua, agregados y cemento portland. Si comparamos los costos de cada uno de estos, observaremos que el componente más caro es el cemento portland. Por otra parte, muchos de los materiales puzolánicos o cementantes son residuos de la industria, los cuales requieren relativamente pocos o nulos gastos de energía para ser empleados como adiciones minerales. Obviamente cuando se usa como remplazo parcial del cemento portland en diferentes porcentajes, comúnmente 20 a 60% en sustitución, las adiciones minerales pueden resultar en ahorros energéticos y de costos [Fernández et al. 2009; Rafat, 2003].

Beneficios ecológicos. Muchos de los materiales puzolánicos y cementantes, producto de las plantas térmicas y hornos de las plantas metalúrgicas, no son empleados y son vertidos en diferentes terrenos como desechos sin darle ningún uso, además de que algunos pueden ser perjudiciales en la salud humana [Jan Bijen, 1996; M.L. Berndt , 2009]. La industria del cemento y concreto proporciona una alternativa en donde poder emplear los diferentes adiciones minerales, ya que estos pueden reaccionar con los productos de hidratación del cemento, mejorando las propiedades del concreto.



Figura 13. Industria cementera.

Como se ha mencionado anteriormente, el emplear adiciones minerales en la industria cementera y del concreto, trae consigo muchos beneficios. También se ha mencionado que existen diferentes adiciones minerales que pueden ser empleadas, ya sea como sustitución parcial o como adición del cemento portland en el concreto.

1.5.3. Mecanismos por los cuales la ceniza volante mejora las propiedades del concreto.

El uso de materiales cementantes suplementarios como la ceniza volante en el concreto, permite tener una influencia favorable sobre muchas propiedades ya sea a través de efectos puramente físicos asociados con la presencia de partículas muy finas o efectos físico-químicos asociados con la reacción puzolánica o cementante que resulta en una reducción del tamaño de poro y de tamaño de grano. Entre las propiedades que se ven favorecidas son la reología en el concreto fresco, la resistencia a la compresión y durabilidad en el concreto endurecido. Sin embargo la experiencia de campo muestra que los beneficios esperados por el uso de ceniza volante no siempre ocurren. Esto es comúnmente atribuido a la calidad de la ceniza volante, un inadecuado proporcionamiento, falta de curado o una combinación de todas.

Se ha realizado diferentes investigaciones de la utilización de la ceniza volante, como remplazo parcial del cemento portland, en mezclas de concreto y morteros reduciendo los requerimientos de agua para mantener una misma consistencia. El

fenómeno es generalmente atribuido a la forma esférica y lo suave de la superficie de las partículas de las cenizas volantes. Se ha encontrado que la reducción del agua causada por la utilización de la ceniza volante es por el resultado del mecanismo de adsorción-dispersión el cual es similar a los aditivos químicos reductores de agua [Helmuth, 1987].

1.5.4. Concretos con altos consumos de ceniza volante.

Desde el año 1930 se ha empleado la ceniza volante clase F como remplazo de cemento portland en la construcción de presas [Malhotra et al. 2002]. El objetivo principal del uso de la ceniza volante fue el de reducir el calor de hidratación. La baja resistencia a compresión a edades tempranas no fue un impedimento para la utilización de la ceniza volante. En un inicio se limitó el uso de ceniza volante a un 30%, pero en años recientes, se pueden incorporar grandes volúmenes de ceniza volante a las mezclas de concreto.

En el año 1985, el grupo de tecnología del concreto avanzada del CANMET bajo la dirección de Malhotra [Malhotra et al. 2002] iniciaron estudios sobre el concreto estructural incorporando altos volúmenes de ceniza volante (>50%) clase F. El propósito de esta investigación fue el de desarrollar un concreto con una adecuada resistencia a una edad temprana y adecuada trabajabilidad, bajo incremento de temperatura y una alta resistencia a edades tardías para la agencia federal en Ottawa, Canadá.

El término concreto con altos volúmenes de ceniza volante fue dado por Malhotra del CANMET en el año de 1980. El concreto contenía bajo contenido de agua y por lo menos 50% de cemento portland remplazado con ceniza volante clase F o clase C. La resistencia a edades tardías se obtuvo por la reducción de la relación agua-material cementante, las cuales eran de 0.40 o menores. El concreto con altos contenidos de ceniza volante presentó una excelente trabajabilidad, bajo calor de hidratación, baja contracción por secado, y con excelentes características de durabilidad que son esenciales para el mejoramiento de la sustentabilidad de las construcciones modernas [Malhotra et al. 2002].

1.6. Efecto de la ceniza volante en el concreto.

1.6.1. Propiedades del concreto en estado fresco.

El exceso del agua de mezclado es probablemente la causa más importante de muchos problemas que se encuentran en las mezclas de concreto. La demanda de agua y la trabajabilidad están influenciados en gran medida por la distribución de tamaño de partícula, el efecto de empaquetamiento de partícula y los vacíos presentes en el sistema sólido. Las mezclas típicas de concreto no tienen una distribución de tamaño de partícula óptima, y esto explica la necesidad de los altos requerimientos de agua, indeseables, para lograr cierta trabajabilidad. También, para plastificar una pasta de cemento y lograr una consistencia satisfactoria, tienen que utilizarse grandes cantidades de agua para la hidratación de las partículas de cemento debido a la presencia de cargas eléctricas sobre la superficie que tienden a formar flóculos que atrapan grandes volúmenes del agua de mezclado.

Se ha observado de manera general, que una sustitución parcial de cemento portland por ceniza volante en una mezcla de mortero o concreto reduce los requerimientos de agua para obtener una misma consistencia [Malhotra et al. 2002; P. Asokana et al. 2005]. El fenómeno de reducción de agua en una mezcla de concreto con altos volúmenes de ceniza volante, se debe principalmente a tres factores. El primero, las partículas finas de ceniza volante se adhieren a la superficie con carga opuesta a las partículas del cemento y previenen la floculación. Las partículas de cemento son dispersadas efectivamente y no habría flóculos que atrapen grandes cantidades de agua. Esto significa que el sistema tendrá una reducción en la demanda de agua para una determinada consistencia. Segundo, la forma esférica y la superficie lisa de la ceniza volante ayudan a reducir la fricción entre las partículas de la mezcla de concreto y facilitan la movilidad. Tercero, el efecto de empaquetamiento es responsable del volumen reducido de pasta de cemento necesario por el sistema para la plastificación. Cabe señalar que tanto las partículas del cemento y como las de ceniza volante se encuentran en su mayoría en un rango de tamaño de 1-45 μm , y por lo tanto sirven como un excelente relleno de espacios vacíos en la mezcla de agregados. De hecho, debido a la baja densidad y

alto volumen por unidad de masa, la ceniza volante es más eficiente como relleno de vacíos para mezclas de mortero o concreto realizados con cemento portland.

La demanda de agua del concreto incorporando una adición mineral, depende principalmente de las características físicas de la adición. En el caso de la ceniza volante, debido a su tamaño pequeño y principalmente a la forma esférica de sus partículas, se ha creído que influye en las propiedades reológicas de la pasta de cemento, esto causa una reducción en la cantidad de agua requerida para obtener un grado de trabajabilidad equivalente a la de una pasta sin ceniza volante.

En un estudio [Campton et al. 1952] se reportó que un concreto elaborado con una sustitución del 30% de ceniza volante por cemento, requiere 7% menos agua que la mezcla de control para un igual revenimiento. Sin embargo [Carette et al. 1984] se han encontrado investigaciones donde se trata de demostrar lo contrario, donde se encontró que también que no siempre al incorporar ceniza volante en una mezcla de concreto, se obtiene una reducción de agua.

El sangrado de un concreto con ceniza volante depende de la manera de cómo es usada la ceniza volante, ya sea como remplazo o como adición del cemento. Cuando la ceniza volante es usada directamente como remplazo por cemento, el volumen de la ceniza volante es mayor que el volumen del cemento remplazado debido a que la ceniza volante tiene una densidad menor que la del cemento, resultando en un mayor volumen de pasta, el cual debe reducir el sangrado.

1.6.2. Propiedades del concreto endurecido.

Hidratación del concreto.

Actualmente se dispone de una gran cantidad de información sobre las cenizas volantes y su utilización en el concreto, pero muy poco contribuye a la comprensión de las interacciones entre el cemento portland y la ceniza volante durante la hidratación y el proceso de endurecimiento, lo que podrían proporcionar una base para predecir y mejorar el desempeño de las cenizas volantes en el concreto. En general, se acepta que, en la reacción puzolánica de la ceniza volante, el Ca(OH)_2

producido durante la hidratación del cemento reacciona con las fases de silicatos y aluminatos en la ceniza volante para producir silicato de calcio y aluminato de calcio hidratado [Diamond et al. 1981]. Esto se ve debido a que se ha visto en diferentes estudios que, después de pocas semanas el contenido de Ca(OH)_2 empieza a disminuir, reaccionando únicamente la parte vítrea y entrando en reacción solo algunas partículas. La cantidad de ceniza volante que reacciona depende de la cantidad de material vítreo y de la cantidad de Ca(OH)_2 presente en el sistema.

Parece que el cristal se disuelve por la solución alcalina de poro que se acumula con el tiempo y reacciona con el Ca(OH)_2 para producir un gel silicato de calcio hidratado (con Al, Fe, SO_4^{-2} y posiblemente otras especies) estas no son fácilmente distinguibles del gel CSH ordinario [Edward, 1970].

El efecto de la ceniza volante en la hidratación del cemento parece ser compleja, y puede depender en gran medida de la naturaleza química y física de la ceniza volante.

Color.

Al incorporar ceniza volante en el concreto el color cambia, esto dependiendo del tipo y de la cantidad de ceniza volante empleada. Al incorporar altas cantidades de ceniza volante con alto contenido de carbón en un concreto, se observa que el concreto endurecido presenta un color más oscuro.

El color de la ceniza volante depende del Fe_2O_3 y de carbón. El porcentaje de carbón que va desde 0.50 a 10 o 12% en algunos casos, es el responsable de la apariencia negra o gris de algunos concretos. La presencia de grandes cantidades de Fe_2O_3 , de color café, en muchas cenizas volantes, es el responsable del color oscuro en los concretos. El color oscuro en el concreto generalmente no es aceptable, especialmente en construcciones urbanas, a menos de que el color sea uniforme en toda la estructura.

Resistencia a compresión.

La resistencia a compresión del concreto es la característica o propiedad ingenieril más empleada por los proyectistas e ingenieros y es uno de los mayores referentes del material en la industria de la construcción. Muchas variables influyen en el desarrollo de la resistencia a la compresión del concreto con ceniza volante, las más importantes son la actividad puzolánica de la ceniza volante, las características de los agregados, el contenido de agua y las condiciones de curado.

Tipo de ceniza volante.

En general, el incremento del desarrollo en la resistencia del concreto tiende a ser afectado por cenizas volantes con alto contenido de calcio. Un número de autores notaron que al incorporar ceniza volante con alto contenido de calcio en el concreto, no se observa un cambio significativo a edades tempranas [Bamforth, 1980; Vagelis, 2000] comparando los valores con los de referencia.

Cuando se utilizaron cenizas volantes con bajo contenido de calcio, en el concreto, las cenizas mostraron un bajo incremento en el desarrollo de la resistencia [Lamond, 1983; Vagelis, 1999], lo que ha dado lugar a considerables esfuerzos para entender los factores que afectan la resistencia del concreto con ceniza volante y la manera en la cual la ceniza volante debe ser proporcionada en mezclas de concreto con el fin de obtener un incremento en la resistencia deseada.

Las mezclas de concreto con ceniza volante, como sustituto del cemento pórtland, no desarrollan sus resistencias del mismo modo que las mezclas sin ceniza. Esto se debe principalmente a la reducción en la dosificación de cemento y a la velocidad de reacción puzolánica de las cenizas.

Tamaño de partícula.

El tamaño de partícula puede influir el desarrollo de resistencia de dos maneras. La primera, las partículas de tamaño superior a 45 μm influyen de manera adversa. La

segunda, la actividad cementante se produce sobre la superficie de la fase sólida, a través de procesos de difusión y disolución de materiales en pastas concentradas.

Se ha encontrado [Mehta, 1985] que la resistencia a la compresión de morteros que contenían ceniza volante, fue directamente proporcional para el porcentaje de partículas $<10 \mu\text{m}$ en la ceniza volante.

Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad es una característica esencial del concreto, que indica la relación entre el esfuerzo y la deformación elástica resultante. El módulo de elasticidad del concreto es un parámetro básico para estimar la deformación de elementos estructurales de una edificación. El módulo de elasticidad es una indicación de la capacidad de un concreto de conservar su forma original después de estar sujeto a cargas externas. En materiales homogéneos, el módulo de elasticidad es una medida de las fuerzas de unión interatómicas y no se ve afectada por los cambios microestructurales. Este no es el caso de los materiales heterogéneos multifásicos como lo es el concreto [Mehta et al. 1998].

La importancia del límite elástico en el diseño estructural reside en el hecho de que representa la tensión máxima permitida antes de que el material se permanezca a una deformación permanente. Por lo tanto, es necesario conocer el módulo de elasticidad del material, ya que influye en la rigidez de un diseño.

La resistencia del concreto es generalmente mucho menor que la resistencia individual de sus componentes (agregados y pasta). Tales anomalías en el comportamiento del concreto se pueden explicar sobre la base de su microestructura, especialmente el importante papel de la zona de transición interfacial (zona intersticial) entre los agregados gruesos y la pasta de cemento.

Lo que determina el comportamiento elástico del concreto son la fracción de volumen, la densidad y el módulo de elasticidad de los principales componentes del concreto, al igual que las características de la zona intersticial. Para el concreto, la relación directa entre la resistencia y el módulo de elasticidad se debe de que

ambos se ven afectados por la porosidad de las fases constituyentes, aunque no al mismo grado.

Entre las características del agregado grueso que afectan el módulo de elasticidad del concreto, la porosidad parece ser la más importante. Esto se debe a que la porosidad total determina su rigidez. Agregados densos tienen un alto módulo de elasticidad. En general, cuanto mayor sea la cantidad de agregado grueso con alto módulo de elasticidad en una mezcla de concreto, mayor será el módulo de elasticidad en el concreto. El módulo de elasticidad en la matriz de la pasta de cemento es determinado por la porosidad. Los factores que controlan la porosidad en la matriz de la pasta de cemento son la relación agua/cemento, contenido de aire, el grado de hidratación del cemento, entre otros. En la zona intersticial comúnmente se encuentran poros capilares, microgrietas y cristales de hidróxido de calcio, por lo tanto, juegan un papel importante en la determinación del módulo de elasticidad del concreto [Mehta et al. 1998].

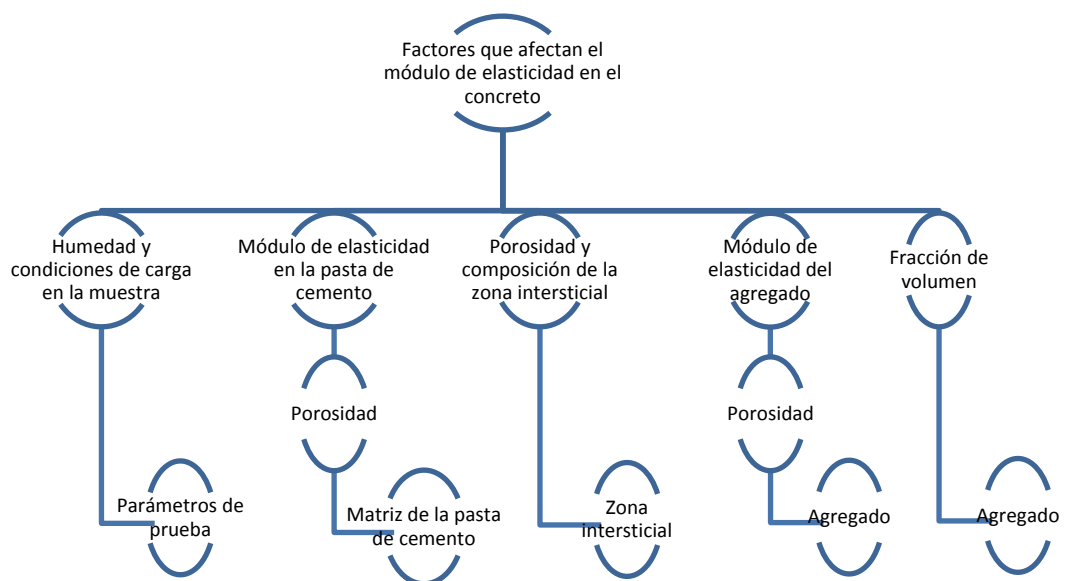


Figura 14. Parámetros que influyen en el módulo de elasticidad del concreto [Mehta et al. 1998].

Para un concreto sin adiciones se ha reportado que la resistencia y módulo de elasticidad no se ven afectadas en el mismo grado con respecto a la edad de curado. En diferentes mezclas de concreto de resistencia variable, se encontró que en edades más avanzadas el módulo de elasticidad aumentó a incrementos

mayores que la resistencia a la compresión. Esto debido a que se mejoró la densidad de la zona intersticial, como resultado de la interacción química lenta entre la pasta de cemento alcalina y agregados [Shideler, 1957].

Basado en los datos publicados por varios investigadores, se observó que concretos con ceniza volante (contenidos de un 20 a 60%) tuvieron un bajo valor de módulo de elasticidad a edades tempranas de curado (de 3 a 28 días), y un alto módulo al aumentar la edad de curado (por arriba de 56 días), comparadas con las mezclas de control (sin ceniza volante) [Jawed et al. 2005; Malhotra et al. 1996; Malhotra et al. 2002; McCarthy et al. 2005].

Basado en los resultados de varias fuentes, se muestra que el módulo de elasticidad se reduce de manera significativa conforme aumenta la sustitución de ceniza volante (mayores al 30%) por cemento portland [A. Durán et al. 2009; Heyden, et al. 1983].

1.6.3. Aspectos de durabilidad.

Las fallas en estructuras de concreto en un periodo menor que el de vida de diseño puede ser causado por factores externos, como por ejemplo el ambiente en el cual está expuesto o por diversas causas internas. Los factores pueden ser físicos o químicos, como el clima, temperaturas extremas, abrasión y exposición a químicos agresivos. Las causas internas pueden estar en la selección de los materiales o combinaciones inapropiadas de materiales. De todas las causas de la falta de durabilidad en el concreto, la más importante es el exceso de permeabilidad. Un concreto permeable es vulnerable al ataque de todas las clases de agentes agresivos. Para ser durable un concreto debe ser relativamente impermeable.

Permeabilidad.

Los agentes del medio ambiente, que generalmente ocasionan la falta de durabilidad del concreto, requieren que el material sea permeable para poder penetrar a través de la masa del material; estos agentes, además, son auxiliados

para su transporte interno por difusión, debida a los gradientes internos de humedad y temperatura, o por ósmosis.

Para el concreto hecho con agregado común de peso normal, la permeabilidad es controlada principalmente por la porosidad de la pasta de cemento. Sin embargo la permeabilidad no es una función simple de la porosidad ya que es necesario que los poros se encuentren interconectados; es decir, que para los mismos niveles de porosidad, el concreto puede tener diferentes valores de permeabilidad si sus poros se interconectan en forma ininterrumpida o no. En una pasta de cemento hidratada, el agua de mezclado es, en primera instancia, la responsable de su permeabilidad, porque su contenido determina el espacio no llenado por los sólidos, ya sea porque es utilizada por las reacciones de hidratación del cemento o debido a la evaporación en el medio ambiente. Las condiciones en las que el concreto se cure determinarán finalmente dicha permeabilidad.

La permeabilidad es uno de los parámetros más críticos en la determinación de la durabilidad del concreto. Cuando la permeabilidad es alta, la resistencia al ataque químico disminuye. Al incorporar ceniza volante al concreto, se generan pequeños cristales y se reducen los poros en la pasta de cemento, disminuyendo así la permeabilidad. Si agregamos un material con una alta actividad puzolánica, como el humo de sílice o ceniza de cascara de arroz, la permeabilidad es mucho más baja [P. Asokana et al. 2005; Rafat, 2004; Rafat, 2008].

Carbonatación.

El hidróxido de calcio, producto de la reacción del cemento con agua, reacciona en condiciones de humedad con el bióxido de carbono presente en la atmosfera para formar carbonato de calcio. Este fenómeno, denominado carbonatación, reduce la alcalinidad del concreto, causando finalmente la destrucción de la capa protectora de óxido de hierro presente de manera normal en la superficie del acero de refuerzo. La rapidez con la cual el concreto se carbonata es determinada por su permeabilidad, grado de saturación con agua y el contenido de hidróxido de calcio presente para reaccionar.

Al emplear alguna adición mineral en el concreto, se sabe que reducen el contenido de hidróxido de calcio, y esto promueve a una rápida velocidad de carbonatación. Sin embargo, este efecto se compensa por la baja permeabilidad producida, y esto tiende a impedir el ingreso del bióxido de carbono en el concreto. Este efecto es usualmente favorable pero depende de varios factores como lo son la cantidad y tipo de adición mineral, relación agua material cementante y las condiciones de curado. Todo esto puede tener una influencia significativa sobre el contenido de hidróxido de calcio y la permeabilidad del concreto.

La carbonatación del concreto es generalmente probada por un método indirecto usando fenolftaleína como un indicador de la alcalinidad, la cual pinta de color purpura la parte sin carbonatar del concreto. Este método no puede ser empleado para determinar la velocidad de carbonatación en un concreto con altos volúmenes de ceniza volante porque, con el tiempo, mucho o todo el hidróxido de calcio disponible en el concreto se consume por la reacción puzolánica de la ceniza volante, y no por la carbonatación [Jawed et al 2005; Malhotra et al. 1996, 2002].

1.7. Antecedentes.

McCarthy et al., concluyó que se pueden emplear niveles altos de ceniza volante en mezclas de concreto, de 30 a 45% de sustitución, cubriendo los requerimientos de diseño. Sin embargo, esto puede llevar a problemas con la resistencia inicial, que puede ser importante para algunos aspectos de la construcción [McCarthy et al. 2005].

Dan Ravina et al., emplearon un remplazo de 30 a 50% de ceniza volante por cemento portland, con un consumo de cemento de 350 kg/m^3 y relaciones agua-cementante de 0.83 a 0.55, encontrando que se pueden alcanzar resistencias a la compresión similares a las de un concreto convencional, pero con un periodo largo de tiempo, de 90 a 180 días. De igual manera se presenta este comportamiento en las propiedades en estado endurecido como el desarrollo de la resistencia, el módulo de elasticidad y la contracción por secado [Dan Ravina et al. 1986].

Lam et al., observó que concretos con relaciones agua/cemento de 0.50 y con una sustitución del 45% de ceniza volante, observa una reducción en resistencia a compresión de un 30%. Del mismo modo, al reducir la relación agua/cemento hasta 0,30 la disminución en la resistencia fue del 17%, a los 28 días [Lam et al. 1988].

Malhotra et al., demostró que concretos con un alto volumen (57%) de cenizas volantes ASTM Clase F, y contenido de material cementante de 350 kg/m^3 y relación a/cm de 0.29, presentaban resistencia a compresión un 20% menor, en comparación con las mezclas de referencia (sin ceniza volante), a los 28 días [Malhorta et al. 2000].

Naik et al., comparó los efectos de las clases o tipos de cenizas en las propiedades mecánicas de los concretos con alto contenido de cenizas a los 7 años. Las mezclas se prepararon con una relación agua/cemento de 0.31 y una relación cenizas/cemento de 50%, con cenizas volantes ASTM Clase F y C. El contenido de cemento no superaba los 250 Kg/m^3 (ASTM C 150: Tipo I). Concluyeron que hasta la edad de 91 días las resistencias de las mezclas preparadas con cenizas ASTM Clase C son mayores que la de los concretos elaborados con cenizas ASTM Clase F. Asimismo, afirmaron que a largo plazo las resistencias de los concretos fabricados con cenizas volantes Clase F son mayores que la de los concretos elaborados con cenizas ASTM Clase C [Naik et al. 2003].

Por otra parte al estudiar concretos con porcentajes de remplazo de 40, 45 y 50% de ceniza volante por cemento portland y empleando un contenido de material cementante (cemento + ceniza volante) de 400 kg/m^3 y relaciones a/cm de 0.40 y 0.41, se puede observar que estos porcentajes de ceniza volante reducen la resistencia a la compresión, la resistencia a la tensión, la resistencia a la flexión, y el módulo de elasticidad en el concreto a la edad de 28 días, pero conforme avanza el tiempo ocurre un incremento significativo en estas propiedades, sin poder superar los valores del concreto de referencia (sin ceniza volante) [Rafat, 2004].

A. Duran et al., mostró que el uso de grandes cantidades de ceniza volante (15, 30, 45, 60 y 75%) en remplazo por cemento portland en relaciones a/cm de 0.50, 0.55 y

0.60, reduce el módulo de elasticidad del concreto comparado con las muestras de control, sin ceniza volante [A. Durán et al 2009]. Este comportamiento igualmente fue observado por otros investigadores en donde se empleó ceniza volante en sustitución de cemento portland de 20, 40 y 60%, contenido de material cementante de 287 kg/m^3 y relación a/cm de 0.71 [Álvarez et al. 1988]. En otro estudio se empleó tres porcentajes de sustitución de cemento por ceniza volante, estos porcentajes fueron 15, 30 y 45% y diferentes consumos de material cementante ($255, 385$ y 510 kg/m^3) y diferentes relaciones a/cm (0.75, 0.49 y 0.37) [McCarthy et al. 2005].

Sivasundaram et al., determinó que concretos con altos contenido de cenizas (58%) en adición a la mezcla de concreto, exhiben una relación directa entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad. Mayores resistencia, implican mayores valores de módulo de elasticidad. En el mismo trabajo aclara que concretos con alto contenido de cenizas volantes, alcanzan altos valores de módulo de elasticidad como resultado de cenizas no hidratadas, actuando como agregados finos (microagregados) [Sivasundaram et al. 1991].

En cuanto lo relacionado con la durabilidad del concreto, se ha mostrado que presenta buenas características de durabilidad (ciclos de hielo deshielo). También presenta una buena resistencia al paso de iones cloro [Alain et al. 2000; Malhotra, 1990].

Se realizó otro estudio con el objetivo principal de investigar cómo influye la ceniza volante en la permeabilidad del concreto con altos volúmenes de la ceniza volante (50 y 70%), mostraron que a edades tempranas (28 días) la permeabilidad al agua del concreto fue alta, pero a edades superiores (90 días) fue todo lo contrario. En la permeabilidad al ion cloro a la edad de 2 y 3 meses, mostraron que los concretos con altos volúmenes de ceniza volante presentaron una permeabilidad baja, comparados con los de referencia [Tarun et al. 1994].

Rafat y Dan Ravina estudiaron el remplazo del agregado fino por ceniza volante como un medio de utilizar grandes cantidades de ceniza volante. Los resultados

muestran que puede ser conveniente utilizar ceniza volante como remplazo del agregado fino. Se puede observar que existe un incremento en la resistencia conforme se aumenta el tiempo, sin embargo, conforme aumenta el contenido de ceniza volante la resistencia disminuye. Esto debido a la acción puzolánica de la ceniza volante. A edades tempranas, la ceniza volante reacciona lentamente con el hidróxido de calcio liberado durante la hidratación del cemento y no contribuye significativamente a la densificación de la matriz de concreto a edades tempranas. La diferencia en los valores de la resistencia se ve más clara después de los 28 días [Dan Ravina, 1997; Rafat, 2003].

En cuanto a las pruebas mecánicas, resultados de las pruebas muestran claramente que las cenizas volantes de calidad marginal, como el reemplazo parcial de arena fina, tiene un efecto beneficioso sobre la resistencia a la compresión del concreto estructural, sobre todo a edades más tardías, y también en el módulo de elasticidad. La contracción por secado de las mezclas de cenizas fue similar o algo inferior a la de la mezcla de referencia. La profundidad máxima de penetración de agua bajo la presión de las mezclas de concreto con ceniza volante es algo más pequeño que el de la mezcla de referencia. Los efectos benéficos de la ceniza volante sobre la resistencia a compresión pueden estar relacionados por diferentes mecanismos. A edades tempranas el efecto de relleno es probablemente el mayor factor que contribuye. El incremento continuo en la resistencia a edades posteriores puede ser atribuido a la acción puzolánica natural de la ceniza volante [Dan Ravina, 1998].

Bouzoubaa et al., han realizado investigaciones en donde se empleó ceniza volante gruesa, que no cumple con los requerimientos de la norma ASTM C 618, en una mezcla de material cementante, dando como resultado que presentan buenas características mecánicas y de durabilidad, ofreciendo una alternativa para la utilización de cenizas volantes que no cumplen con la norma ASTM C 618 en requisitos de fineza [Bouzoubaa et al. 2001].

Swamy et al, estudiaron el empleo de ceniza volante gruesa en vigas de concreto reforzado, los resultados mostraron que en vigas T con ceniza volante gruesa

(tamaño máximo de 14mm) pueden satisfacer los requisitos de servicio de deflexión y agrietamiento, y que poseen suficiente ductilidad. Se demuestra también que no todas las vigas estudiadas, satisfacen plenamente las exigencias de deflexión a largo plazo, pero algunas otras vigas, pueden dar un rendimiento estructural satisfactorio de acuerdo a los códigos británicos y estadounidenses. La máxima deflexión en el centro de la viga vario entre 6.3 y 9.25 mm. En virtud de las cargas a corto plazo, las vigas con ceniza volante gruesa muestran un comportamiento muy similar a las vigas hechas con concreto simple. La deflexión bajo cargas de servicio a corto plazo es aceptable y en las vigas que aparecen deformaciones grandes antes de la falla, por lo que las vigas presentan la ductilidad necesaria y la capacidad de absorción de energía. Todas las vigas mostraron un comportamiento estructural a flexión, al igual que mostraron grandes deflexiones y ductilidad antes de la falla [Swamy et al. 1984].

Varias investigaciones confirman que la deflexión de las vigas de concreto ligero, en general, es mayor que las vigas de concreto normal [Bandyopadhyay, 1974; Evans et al. 1963]. Esto es debido al menor módulo de elasticidad del concreto ligero [Swamy et al. 1983].

Langley et al, emplearon ceniza volante en remplazo de 50 a 60% de cemento, encontrando que para todos los concretos que contenían ceniza volante, mostraron una disminución en la resistencia a compresión y a flexión en las edades de 28 a 365 días, comparadas con las mezclas de control [Langley et al 1989].

Estudios diversos han investigado el comportamientos de vigas de concreto reforzado con barras de refuerzo de fibra de vidrio y plásticas [Saleh, 1998], así como vigas reparadas con polímeros y con mortero común [S. K. Park et al. 2005], también vigas reforzadas con hojas de polímeros de fibra de carbón como refuerzo (CFRP) [M.R. Esfahani et al. 2007], y vigas reforzadas con fibras poliméricas de sección tubular [Hamdy et al. 2010]. En general, se observó que al investigar el comportamiento a flexión, las vigas que presentaron una mayor deflexión, eran las que tenían una menor rigidez, es decir un bajo valor en el módulo de elasticidad del concreto, comparadas con las reforzadas con acero convencional.

1.8 Justificación de la investigación

La rigidez en un elemento estructural evita que se presenten deformaciones importantes y agrietamientos excesivos. Uno de los parámetros necesarios para evaluar la rigidez de un elemento es el módulo de elasticidad del material con el que está fabricado. El módulo de elasticidad es una característica esencial para vigas de concreto reforzado, que indica la relación entre el esfuerzo y la deformación elástica resultante. El módulo de elasticidad del concreto es un parámetro básico para estimar la deformación de elementos estructurales de una edificación y es un indicativo de la capacidad de un concreto de conservar su forma original después de estar sujeto a cargas externas.

Por otra parte, el módulo de elasticidad está fuertemente influenciado por los materiales con los cuales es elaborado el concreto y por las proporciones utilizadas, a diferencia del acero que tienen un valor sin variaciones significativas.

El uso de cenizas volantes en el concreto está siendo una práctica habitual por diversos motivos: ingenieriles, económicos y ecológicos. Aunque existe consentimiento en que la incorporación de las cenizas en el concreto reduce el tamaño de los poros, los cambios de composición y micro-estructurales que se producen en el material, y que repercuten en la del mismo, no están completamente claros. Es muy comúnmente el emplear sustituciones del 20% o incluso hasta del 30% de ceniza volante en mezclas de concreto.

El alto consumo de ceniza volante como sustituto parcial en una mezcla de concreto, pueden afectar el valor del módulo de elasticidad y por consiguiente la rigidez del elemento. Por tal motivo, se requiere mayor información para conocer el efecto del alto consumo de ceniza volante en las propiedades mecánicas del concreto reforzado, sobre todo en la etapa de servicio.

1.9 Objetivos

Objetivo general.

Investigar el efecto del consumo moderado y alto de ceniza volante en la rigidez a flexión de vigas de concreto reforzado.

Objetivos específicos.

- Determinar el módulo de elasticidad en el laboratorio, mediante pruebas de especímenes cilíndricos.
- Determinar de manera teórica la deflexión al centro del claro en vigas de concreto reforzado con altos consumos de ceniza volante.
- Determinar de manera experimental la deflexión al centro del claro en vigas de concreto reforzado con altos consumos de ceniza volante.
- Comparar los diferentes modelos teóricos para el cálculo de la deflexión en vigas de concreto reforzado con los resultados experimentales obtenidos.

1.10 Hipótesis

El consumo moderado de ceniza volante ($\leq 20\%$) en vigas de concreto reforzado contribuye a incrementar su rigidez en comparación con las vigas sin ceniza volante. De igual manera, la adición de altos volúmenes de ceniza volante (60%) tendrá un afecto adverso en la rigidez estructural.

Capítulo 2

DESARROLLO
EXPERIMENTAL

CAPÍTULO 2.

2. DESARROLLO EXPERIMENTAL

Las vigas de concreto reforzado fueron diseñadas estructuralmente para que presentaran un modo de falla a flexión; en los puntos siguientes se señala el procedimiento utilizado para el diseño de las vigas.

2.1. Diseño teórico de las vigas

2.1.1. Dimensiones generales

Las dimensiones de las vigas de concreto reforzado estudiadas fueron de 250cm x 15cm x 20cm. Una vez definidas las dimensiones generales de las vigas, se procedió al análisis y diseño de las mismas, lo cual se obtuvo de acuerdo a las recomendaciones del código del Instituto Americano del Concreto (ACI 318 08).

Para asegurarse de que la viga no presente una falla por cortante, se realizó también una revisión por cortante, considerando que la carga necesaria para una falla por cortante fuera mayor a la requerida para una falla por flexión.

2.1.2. Diseño estructural a flexión

Para el diseño estructural a flexión de la viga se utilizó la teoría de última resistencia del ACI 318 08, que implica las siguientes ecuaciones:

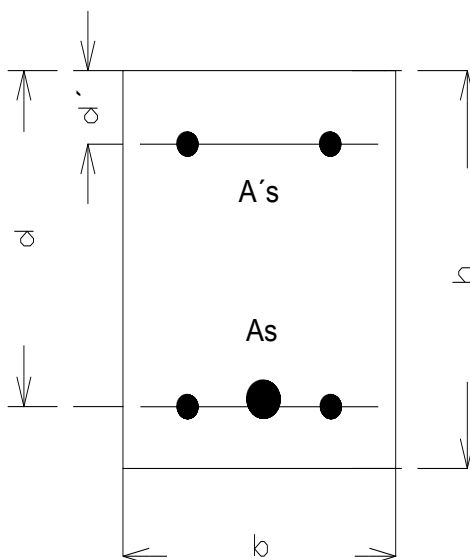


Figura 15. Nomenclatura para la teoría a flexión.

Donde:

A_s = Área de acero longitudinal a tensión, cm^2

$A's$ = Área de acero longitudinal a compresión, cm^2

b = Ancho de la cara en compresión del elemento, cm

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tensión, cm

d' = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, cm

h = Peralte total, cm

Momento nominal.

$$Mn = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3)$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} \quad (4)$$

Donde:

Mn = Momento nominal, $kg-cm$

A_s = Área de acero longitudinal a tensión, cm^2

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal, kg/cm^2

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión, cm

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, cm

$f'c$ = Resistencia a compresión del concreto especificado a los 28 días, kg/cm²

b = Ancho de la cara en compresión del elemento, cm

2.1.3. Revisión estructural por cortante

Aportación del concreto en la resistencia a cortante.

El ACI propone una ecuación de diseño semiempírica relativamente simple, en base a los resultados de numerosas pruebas. Dicha ecuación predice la resistencia a cortante de las vigas en la mayoría de los casos, tomando en cuenta factores tales como la resistencia a compresión del concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_w d \quad (5)$$

Donde:

V_c = Resistencia a cortante aportada por el concreto, kg

$f'c$ = Resistencia a compresión del concreto especificado a los 28 días, kg/cm²

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión, cm

b_w = ancho del alma de la viga, cm

Aportación del refuerzo en la resistencia a cortante.

$$V_s = \frac{A_s F_y d}{S} \quad (6)$$

Donde:

V_s = Resistencia a cortante aportada por el acero, kg

A_s = Área de acero longitudinal a tensión, cm²

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero transversal, kg/cm²

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión, cm

S = Separación del acero transversal, cm

$$V_n = V_c + V_s \quad (7)$$

V_n = Resistencia nominal a cortante, kg

V_c = Resistencia a cortante aportada por el concreto, kg

V_s = Resistencia a cortante aportada por el acero, kg

2.1.4. Evaluación teórica de la deflexión de las vigas de concreto reforzado

Para el cálculo de la deflexión al centro del claro de una viga simplemente apoyada y con una carga concentrada en el centro del claro, se empleó la siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI_e} \quad (8)$$

Donde :

δ = Deflexión al centro del claro, mm

P = Carga concentrada en el centro del claro, kg

L = Claro efectivo de la viga, cm

E = Módulo de elasticidad del concreto, kg/cm²

I_e = Momento de inercia efectivo, cm⁴

Cálculo del momento de inercia efectivo

$$I_e = I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \quad (9)$$

Donde:

I_e = Momento de inercia efectivo, cm⁴

I_g = Momento de inercia de la sección total, cm⁴

I_{cr} = Momento de inercia de la sección agrietada, cm⁴

M_{cr} = Momento de agrietamiento, kg-cm

M_a = Momento máximo de servicio, kg-cm

Momento por flexión.

$$M_a = \frac{PL}{4} + \frac{wL^2}{8} \quad (10)$$

Donde:

M_a = Momento máximo de servicio, kg-cm

P = Carga concentrada al centro del claro, kg

L = Claro efectivo de la viga, cm

w = Carga uniformemente distribuida debido al peso propio de la viga, kg/cm

Momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{frI_g}{y_t} \quad (11)$$

Donde:

M_{cr} = Momento de agrietamiento, kg-cm

fr = Módulo de ruptura del concreto, kg/cm²

I_g = Momento de inercia de la sección total, cm⁴

y_t = Distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección total a la fibra extrema en tensión, cm

Módulo de ruptura, módulo de elasticidad y relación modular.

$$fr = 2\sqrt{f'_c} \quad (12)$$

Donde:

fr = Módulo de ruptura del concreto, kg/cm²

f'_c = Esfuerzo a compresión del concreto especificado a los 28 días, kg/cm²

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (13)$$

Donde:

n = Relación modular, adimensional

E_s = Módulo de elasticidad del acero, kg/cm²

E_c = Módulo de elasticidad del concreto, kg/cm²

Momentos de inercia de la sección total y sección agrietada transformada.

$$I_g = \frac{bh^3}{12} \quad (14)$$

Donde:

I_g = Momento de inercia de la sección total, cm^4

b = Ancho de la cara en compresión del elemento, cm

h = Peralte total, cm

Inercia sección agrietada transformada.

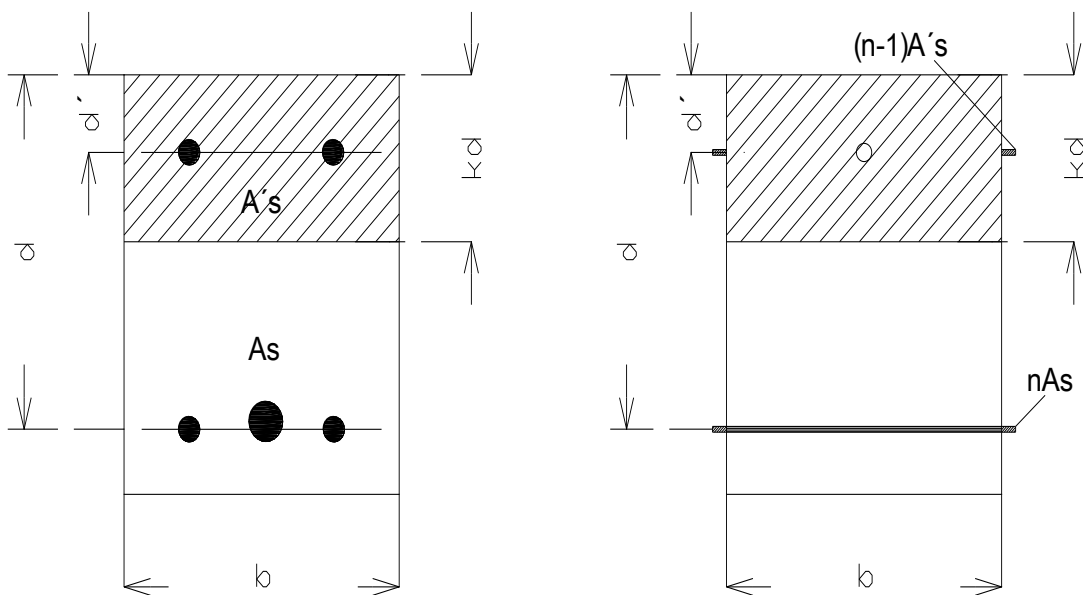


Figura 16. Localización del eje neutro.

Localización del eje neutro.

$$\frac{(kd)^2}{2}(b) + (n-1)A's(kd - d') - n * As(d - kd) = 0 \quad (14)$$

Donde:

kd = Localización del eje neutro, cm

b = Ancho de la cara a compresión, cm

n = Relación modular, adimensional

As = Área de acero longitudinal a tensión, cm^2

$A's$ = Área de acero longitudinal a compresión, cm^2

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión, cm

d' = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, cm

$$I_{cr} = \frac{bkd^3}{12} + bkd\left(\frac{kd}{2}\right)^2 + nAs(d - kd)^2 \quad (15)$$

Donde:

I_{cr} = Momento de inercia de la sección agrietada, cm^4

b = Ancho de la cara a compresión, cm

kd = Localización del eje neutro, cm

n = Relación modular, adimensional

As = Área de acero longitudinal a tensión, cm^2

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión,

2.2. Caracterización física y química de los materiales

2.2.1. Acero de refuerzo

Para verificar las propiedades mecánicas del refuerzo proporcionadas por el fabricante, se realizaron ensayos de varillas a tensión en una maquina universal marca TINUS OLSEN con capacidad de 200 toneladas, esto de acuerdo a la norma NMX-C-407-ONNCCE. Se decidió por emplear el armado tipo ARMEX para poder ahorrar tiempos en el armado y habilitado del acero de refuerzo.



Figura 17. Ensayo a tensión de la varilla de refuerzo.

Tabla 5. Dimensiones de las varillas ensayadas.

Varilla	Diámetro, mm	Longitud de ensaye, cm
Longitudinal, grado 60	6.00	60
Transversal, grado 50	4.11	13
Longitudinal, grado 42	9.50	60

El trabajo de tesis realizado nace en base a lo observado por Durán et al. [2009] en donde se observó que al incrementar el contenido de ceniza volante, el valor del módulo de elasticidad disminuía considerablemente, pudiéndose ver reflejado en la rigidez de un elemento estructural como lo es una viga. Por tal motivo se decidió respetar en la mayor parte posible las proporciones y los materiales empleados para la reproducción de la mezcla de concreto y con fines comparativos.

2.2.2. Agregados

Los agregados dentro del concreto buscan ser un relleno adecuado para la pasta (cemento y agua), reduciendo el contenido de ésta por metro cúbico, además, proporciona una masa de partículas capaz de resistir las acciones mecánicas de

desgaste o de intemperismo, que puedan actuar sobre el concreto, y reduce los cambios de volumen resultantes de los procesos de fraguado y endurecimiento, de humedecimiento y secado o de calentamiento de la pasta.

Los agregados finos y gruesos ocupan comúnmente de 60% a 75% del volumen del concreto (70% a 85% en peso), e influyen notablemente en las propiedades del concreto recién mezclado y endurecido, en las proporciones de la mezcla, y en la economía.

Los agregados empleados en esta investigación fueron de caliza triturada típicos de la región, para su caracterización física se determinó la granulometría de acuerdo a la norma ASTM C 33 08, la densidad y la absorción de agua de acuerdo a las normas ASTM C 128 07a y ASTM C 127 07 respectivamente. También se obtuvo el peso volumétrico seco suelto y compactado de acuerdo a la norma ASTM C 29 07a. El tamaño máximo del agregado grueso empleado fue de 19 mm.

2.2.3. Ceniza volante.

A diferencia de la investigación realizada por Durán et al. [2009] donde se empleó ceniza volante proveniente de la central carboeléctrica José López Portillo localizada en el estado de Coahuila en el Noreste del país de México, en esta investigación se empleó ceniza volante obtenida de la empresa Triturados Piedras Negras S.A. de C.V. (TPN), localizada en Piedras Negras, Coahuila. Esta empresa se encarga de la comercialización de concreto premezclado, venta de material triturado y ceniza volante. Las pruebas que se realizaron para su caracterización físico-química fueron la densidad según la norma ASTM C 188 03, el análisis químico para la obtención de su composición química en base de óxidos y poder clasificarla en base a la norma ASTM C 618 08a. También, el tamaño máximo de partícula por difracción laser con equipo Coulter de acuerdo a la norma ASTM B 822 10.



Figura 18. Determinación de la densidad de la ceniza volante, ASTM C 188 03.

Para determinar la estructura microscópica de la ceniza volante se realizó la caracterización por microscopía electrónica de barrido, con el propósito de obtener una información más precisa sobre la morfología, tamaño y estado de aglomeración de las partículas de ceniza volante. El procedimiento utilizado fue el siguiente: las muestras en polvo se dispersaron en una rejilla de cobre cubierta con una película de carbono. Posteriormente, las muestras se cubrieron con una película de oro-paladio para mejorar el contraste y eliminar los efectos de carga eléctrica. El análisis se realizó en un microscopio electrónico de barrido marca Jeol JSM Modelo 6490 LV utilizando un alto vacío.

2.2.4. Cemento

Para la realización de esta investigación se decidió emplear cemento portland compuesto con un requerimiento mínimo de resistencia a la compresión de 30MPa a la edad de 28 días de edad (CPC 30 R) de la marca Moctezuma que cumple con la norma NMX C 414 ONNCCE 2004. Se decidió emplear el CPC debido a que este tipo de cemento es el más empleado a nivel nacional, a diferencia del cemento portland ordinario (CPO) que ya no es muy comercializado por las empresas cementeras y también se encuentra muy restringido a determinados sectores de la construcción como lo son elementos prefabricados y a industrias concreteras, además para la

industria cementera el fabricar un CPC resulta en un ahorro de energía y dinero al emplear menos cantidad de Clinker.

Se determinó de igual manera su composición química mediante un estudio de análisis químico y la distribución de tamaño de partículas se determinó mediante difracción laser con el equipo Coulter de acuerdo a la norma ASTM B822 10. De igual forma se determinó la densidad del cemento de acuerdo a la norma ASTM 188 03.

2.2.5. Aditivo

Se empleó un aditivo superplastificante (SP) base policarboxilato de alto rango, Glenium 3030 de la marca BASF, clase A y clase F de acuerdo a la norma ASTM C 494 08a, usado para mejorar la trabajabilidad del concreto. El aditivo tiene una densidad específica de 1.03 y un porcentaje de sólidos en la solución resultó de 22%.

2.3. Fabricación de los especímenes.

Para fabricar las mezclas de concreto se emplearon dos relaciones agua-cementante (a/cm), 0.50 y 0.60, en las cuales una variable fue la cantidad de sustitución de ceniza volante (CV), 20%, 40% y 60% y la mezcla de referencia (0%) y otra el tiempo de ensaye (12 y 24 semanas). En la tabla 6 se muestran los proporcionamientos empleados para las dos relaciones a/cm. Los consumos de cemento en el proporcionamiento son altos debido a que se quería lograr un revenimiento alto y para reducir en lo mayor posible el consumo de cemento se decidió emplear el aditivo superplastificante lo cual redujo los consumos hasta los marcados en la tabla 6 para lograr un revenimiento de 20 cm \pm 2 cm. Los porcentajes de sustitución de ceniza volante se decidieron en base de que se necesitaba de un consumo elevado de ceniza volante (>50%) y se requería comparar con consumos bajos y moderados para observar su comportamiento conforme se incrementa la sustitución de ceniza

volante, al igual que realizar una comparativa con elementos de referencia (sin ceniza volante).

Tabla 6. Proporcionamiento de los concretos fabricados.

a/cm	0.50				0.60			
CV, %	0	20	40	60	0	20	40	60
Agua (kg/m ³)	212				221			
Cemento (kg/m ³)	425	340	255	170	370	296	222	148
Ceniza volante (kg/m ³)	0	85	170	255	0	74	148	222
Agregado grueso (kg/m ³)	704	688	672	657	713	700	686	672
Agregado fino (kg/m ³)	995	973	950	928	1007	988	968	950
Aditivo (L/m ³)	2.2				0.6			

Para la fabricación de todos los especímenes, se mezclaron 100 litros de concreto en una revolvedora con capacidad de 200 litros y el procedimiento de colado fue el siguiente: se introdujo en primer lugar la grava, seguido de la arena y por último el cemento y la ceniza volante, después se realizó un mezclado en seco de estos materiales durante 30 segundos para homogenizar el material; a continuación, se añadió el agua, la primera parte sin aditivo y la segunda con el aditivo superplastificante. Se mezcló todo durante 2 minutos, dejándose reposar por 1 minuto, por último se mezcló 2 minutos más. Adicionalmente se realizó la prueba de revenimiento de acuerdo con la norma ASTM C 143 08.



Figura 19. Prueba de revenimiento ASTM C 143 08.

2.3.1. Cilindros de concreto

Se fabricaron 192 cilindros de concreto de 10cm de diámetro por 20cm de altura y se colaron y curaron de acuerdo al procedimiento descrito en la norma ASTM C 31 09. A los moldes se les colocó aceite desmoldante para facilitar su desmolde. Los cilindros se desmoldaron al día siguiente de su fabricación y se colocaron en un cuarto de curado a una temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ con una humedad relativa mínima del 95% hasta su fecha de ensaye, las cuales fueron 4, 8, 12, 16, 20 y 24 semanas. Para las edades de 4, 8, 16, y 20 semanas se fabricaron 3 cilindros para cada edad, que se emplearon para obtener el módulo de elasticidad y su resistencia a compresión como un control de su desarrollo en donde, 2 cilindros se emplearon para la prueba de módulo de elasticidad y todos se ensayaron a compresión. Para las edades de 12 y 24 semanas se fabricaron 6 cilindros para cada edad, que son las edades en las cuales se ensayaron las vigas, en donde 4 cilindros se emplearon para la prueba de módulo de elasticidad y todos se ensayaron a compresión.

2.3.2. Vigas de concreto reforzado

Debido a la lenta acción puzolánica entre la ceniza volante con el hidróxido de calcio que pudiera aportar a la resistencia del elemento, se decidió estudiar dos edades las cuales fueron 12 y 24 semanas y así favorecer en mayor magnitud la reacción puzolánica. Por tener dos relaciones agua/cementante, tres porcentajes de sustitución de ceniza volante más la de referencia, dos edades de ensaye y haciendo vigas por duplicado, en total se fabricaron 32 vigas con las dimensiones mencionadas en el punto 2.1.1.

Se empleó una cimbra metálica como molde para la elaboración y dimensionamiento de las vigas de concreto reforzado. Antes de vaciar el concreto, se colocó aceite desmoldante para poder realizar el descimbrado de las mismas. Para dar el recubrimiento al acero de refuerzo, se colocaron soportes con un espesor de 2.5 cm y para poder trasladar la viga se habilitaron estribos de alambón a una distancia de 35-40 cm de los extremos de la viga embebidos en el concreto.



a)

b)

Figura 20. a)- Refuerzo tipo ARMEX empleado, b)- Cimbra metálica utilizada.

La mezcla de concreto se realizó en el laboratorio a una temperatura de $23 \pm 2^\circ \text{C}$ y fue transportada al lugar de colado. Se colocó el concreto en la cimbra en una primera capa con un espesor de 7.5 cm aproximadamente, después se vibró el concreto con un vibrador de la marca BOSH, siguiendo las recomendaciones del ACI 309R 05, posteriormente se colocó la segunda capa de concreto y se procedió nuevamente con el vibrado.

Una vez que se terminó de colocar el concreto en la cimbra se enrasó, procurando que la superficie superior, quedara completamente nivelada, dando con esto su acabado final.



a)



b)



c)

Figura 21. a) Colocación de la mezcla, b) compactación (vibrado) dentro de la cimbra, c) acabado del elemento.

Al día siguiente del colado se inició el curado de la viga con una tela absorbente (jerga), la cual se colocó en la superficie de la viga y se mantuvo en constante humectación durante siete días posteriores al día de colado. Durante este tiempo las vigas permanecieron dentro de la cimbra metálica.



Figura 22. Curado de las vigas.

Después de este tiempo (7días) de curado, se procedió a descimbrar las vigas e inmediatamente se les aplicó una membrana de curado del tipo comercial de la marca SIKA, colocándola en todas las caras de la viga con la ayuda de una brocha, tal como si fuera pintura. En la tabla 7 se muestra la nomenclatura empleada para identificar cada una de las vigas fabricadas según sus características, considerando el contenido de ceniza volante, la relación a/cm y la edad de ensaye.

Tabla 7. Nomenclatura de las vigas.

Edad de ensaye 12 semanas		
Relación a/cm = 0.50	Relación a/cm = 0.60	Contenido de CV, %
Identificación de la viga		
V1 – 0	V17 – 0	0
V2 – 0	V18 – 0	
V3 – 20	V19 – 20	20
V4 – 20	V20 – 20	
V5 – 40	V21 – 40	40
V6 – 40	V22 – 40	
V7 – 60	V23 – 60	60
V8 – 60	V24 – 60	
Edad de ensaye 24 semanas		
V9 – 0	V25 – 0	0
V10 – 0	V26 – 0	
V11 – 20	V27 – 20	20
V12 – 20	V28 – 20	
V13 – 40	V29 – 40	40
V14 – 40	V30 – 40	
V15 – 60	V31 – 60	60
V16 – 60	V32 – 60	

2.4. Ensaye mecánico de los especímenes

2.4.1. Resistencia a compresión y módulo de elasticidad en cilindros

Las pruebas mecánicas del concreto en estado endurecido fueron la resistencia a la compresión y módulo de elasticidad en los especímenes cilíndricos, de acuerdo a las normas ASTM C 39 05 y ASTM C 469 02 respectivamente. Las edades a las cuales fueron ensayados los cilindros fueron 4, 8, 12, 16, 20 y 24 semanas de edad. Los cilindros de concreto fueron ensayados en una maquina universal marca ELE con capacidad de 200 toneladas.

2.4.2. Resistencia a flexión de vigas de concreto reforzado

Las vigas fueron ensayadas mecánicamente a flexión a la edad de 12 y 24 semanas. Todas las vigas fueron sujetas a una carga concentrada al centro del claro, esto debido a que se buscó la deflexión máxima en la viga y al compararlo con una carga aplicada a los tercios del claro de manera teórica, se obtuvo que con una carga en el centro la viga presentaba la deflexión máxima. Se pensó también en la influencia de la fuerza a cortante existente en ese punto de la viga, pero al realizar vigas de prueba, en estas no se presentaron fallas por cortante ni falla por adherencia entre el acero y el concreto. La carga se aplicó de manera manual con un cilindro hidráulico accionado por una bomba con capacidad de 20 toneladas, ambos de la marca comercial ENERPAC. La viga fue ensayada en un marco de carga anclado a una losa de reacción de 100 m² y con capacidad de 50 toneladas. El cilindro hidráulico aplicó las cargas a tres placas metálicas, las cuales fueron niveladas y transmitían las cargas a la viga de concreto.

Todas las vigas fueron ensayadas simplemente apoyadas sobre un banco metálico anclados a la losa de reacción. La carga fue monitoreada por medio de una celda de carga con capacidad de 4 toneladas y con una resistencia de 350 ohm, habilitada al pistón del cilindro hidráulico. Para medir la deflexión al centro del claro durante el desarrollo de los ensayos, se utilizó un transductor de desplazamientos con aproximación de 50 mm y con un coeficiente de calibración de 0.005 mm. Ver figura 23.



Figura 23. Ensaye a flexión de las vigas de concreto reforzado.

Para el registro de los datos de ensaye se aplicó la carga en incrementos sensiblemente iguales (intervalos de 100 kg), hasta completar la carga de falla. Se realizó la adquisición de los datos experimentales mediante un puente de Wheatstone y el software Model P3 Strain Indicator And Recorder; lo que permitió relacionar la carga vs la deformación y definir el comportamiento estructural de la viga hasta la falla. El registro de los datos (carga y deflexión) correspondientes se llevaron a cabo de manera automática, por medio del equipo de adquisición de datos mencionado.

Se registró el patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas en incrementos de carga sensiblemente iguales (intervalos de 200 kg), hasta completar la carga de falla. Durante el ensaye se registró la carga correspondiente a la aparición de la primera grieta a flexión, así como el desarrollo de las mismas, cambios de longitud y ancho de nuevas grietas en ambas caras de la viga, las cuales fueron marcadas desde la aparición de la primera grieta hasta la carga de falla.

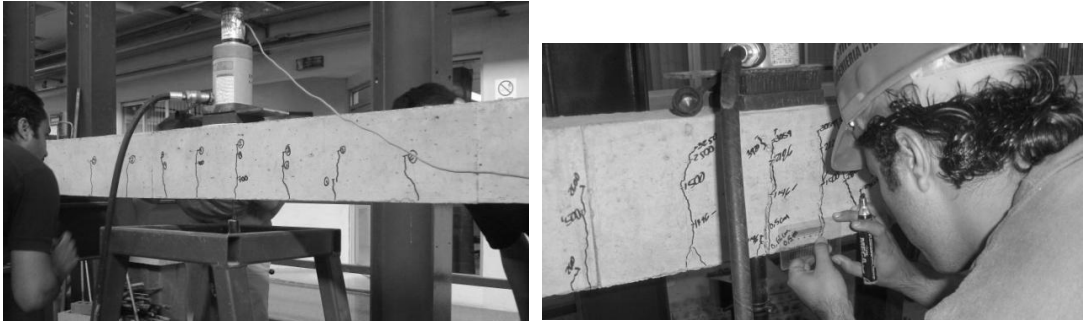


Figura 24. Registro de grietas durante su desarrollo y hasta la carga de falla.

Para la medición del ancho de las grietas se utilizó un comparador de grietas, el cual está calibrado para medir distintos espesores. La medición del ancho de grietas se realizó hasta la falla de la viga sin descargar el cilindro hidráulico.

Capítulo 3

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN
DE RESULTADOS

CAPÍTULO 3.

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

En este capítulo se discuten los resultados experimentales de la investigación realizada, analizando y discutiendo las propiedades físicas y químicas de los materiales, las propiedades mecánicas de los especímenes cilíndricos y el comportamiento estructural de las vigas. Haciendo una comparativa teórica-experimental de la deflexión.

3.1. Diseño estructural de las vigas.

3.1.1. Resistencia nominal a flexión y a cortante.

En la tabla 8 se presentan los resultados teóricos obtenidos del diseño estructural de las vigas. Estos se obtuvieron mediante las especificaciones del ACI 318-08. Los cálculos pueden ser consultados en el anexo A.

Tabla 8. Resistencia nominal a flexión y a cortante.

f'c, kg/cm ²	Flexión		Cortante	
	Mn, kg-m	Pu, kg	Vn, Kg	Pu, Kg
376	1030	1720	3972	7944

De la tabla 8 podemos observar que la carga ultima (Pu) relacionada a la resistencia nominal a flexión es cuatro veces menor que la Pu relacionada a la resistencia nominal a cortante, el elemento fue diseñado para presentar una falla a flexión.

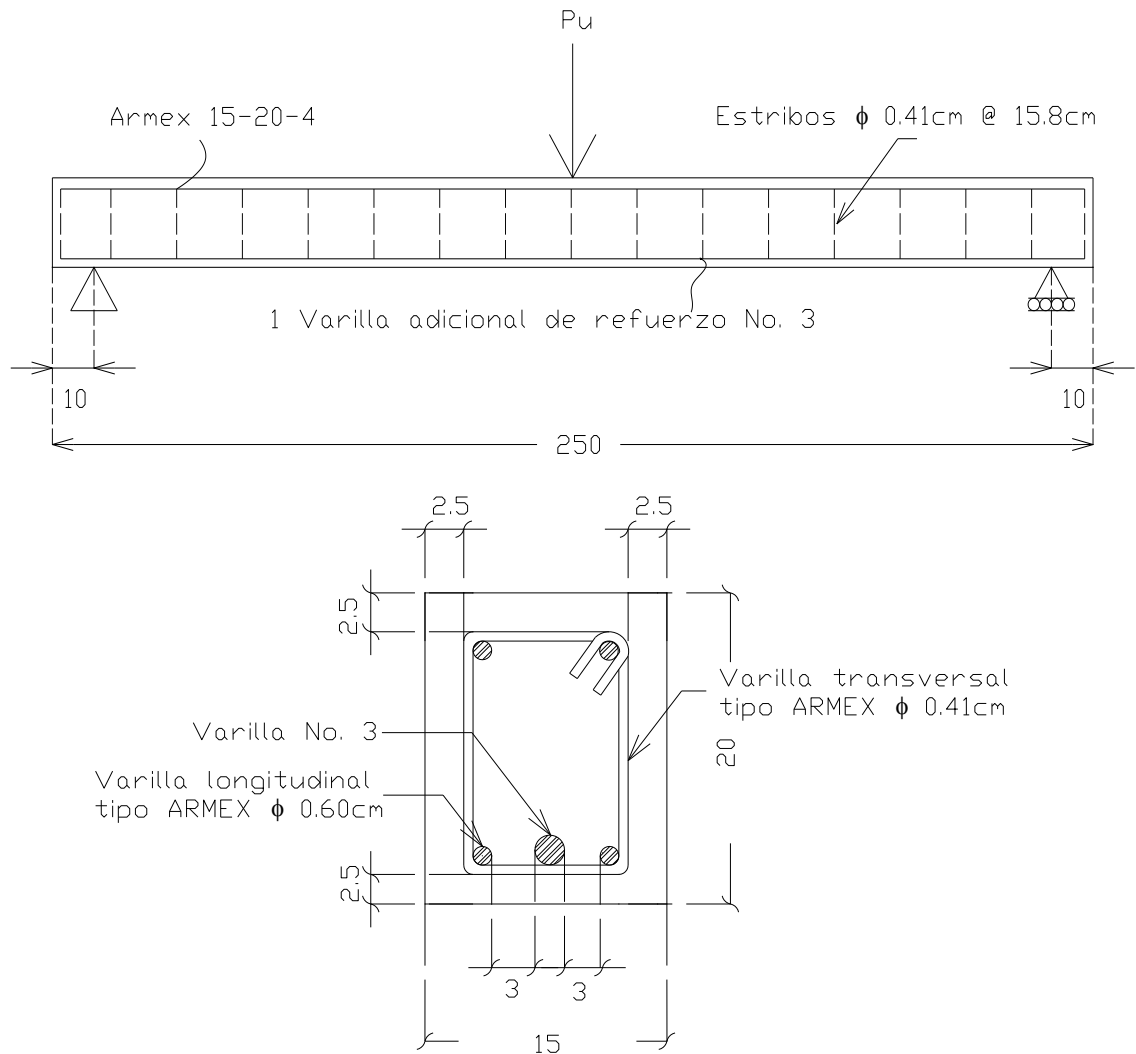


Figura 25. Sección longitudinal y transversal de la viga, acotación en cm.

3.2. Propiedades físico-químicas de los materiales

3.2.1 Acero de refuerzo

El refuerzo de las vigas de concreto fue prefabricado tipo ARMEX 15-20-4 de varilla electrosoldada y de una varilla No. 3 grado G-42 (9.5 mm de ϕ), el cual presenta la siguiente configuración:

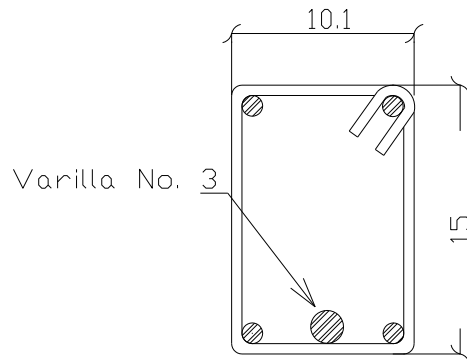


Figura 26.- Sección del acero de refuerzo, acotación en cm.

Como se mencionó en el capítulo 2, sección 2.2.1., mediante ensayos a tensión del acero de refuerzo de la viga, se determinó la resistencia a la fluencia (F_y) de los dos tipos de acero. En las figuras 27, 28 y 29 se puede observar las curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo y en las tablas 9, 10 y 11 se señala el esfuerzo de fluencia para cada tipo de acero.

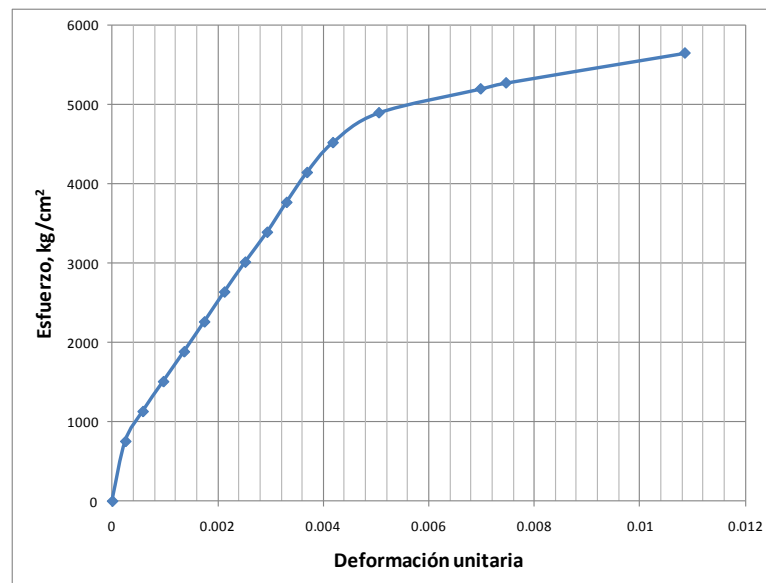


Figura 27. Comportamiento a tensión del acero transversal (estribos) G-50.

Tabla 9. Datos de esfuerzos y deformaciones unitarias del refuerzo transversal (estribos) G-50.

Esfuerzo, kg/cm ²	Deformación unitaria	Esfuerzo, kg/cm ²	Deformación unitaria
0	0	3392	0.0029
754	0.0003	3769	0.0033
1131	0.0006	4146	0.0037
1507	0.0010	4522	0.0042
1884	0.0014	4899	0.0051
2261	0.0017	*5201	0.0070
2638	0.0021	5276	0.0075
3015	0.0025	5653	0.0109

**Esfuerzo de fluencia.*

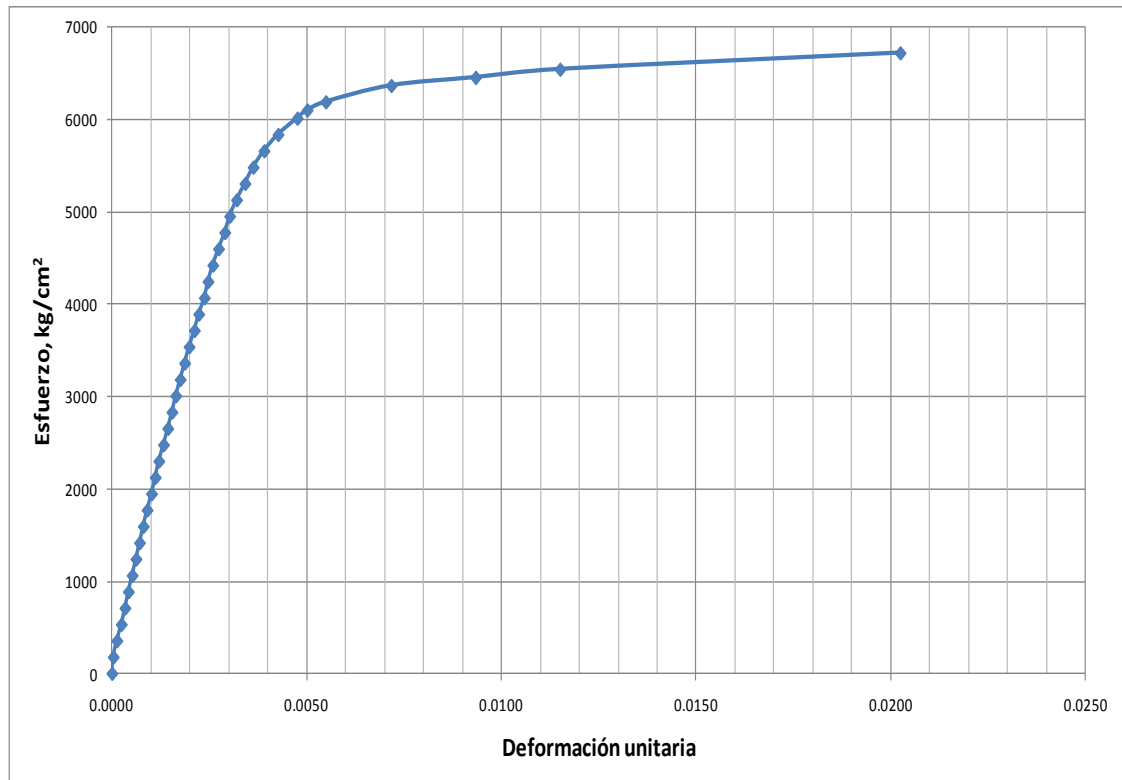


Figura 28. Comportamiento a tensión del acero longitudinal G-60.

Tabla 10. Datos de esfuerzos y deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal G-60.

Esfuerzo, kg/cm ²	Deformación unitaria	Esfuerzo, kg/cm ²	Deformación unitaria
0	0.0000	3714	0.0021
177	0.0000	3890	0.0022
354	0.0001	4067	0.0024
531	0.0002	4244	0.0025
707	0.0003	4421	0.0026
884	0.0004	4598	0.0027
1061	0.0005	4775	0.0029
1238	0.0006	4951	0.0030
1415	0.0007	5128	0.0032
1592	0.0008	5305	0.0034
1768	0.0009	5482	0.0036
1945	0.0010	5659	0.0039
2122	0.0011	5836	0.0043
2299	0.0012	6013	0.0048
2476	0.0013	6101	0.0050
2653	0.0014	*6189	0.0055
2829	0.0015	6366	0.0072
3006	0.0016	6455	0.0093
3183	0.0018	6543	0.0115
3360	0.0019	6720	0.0202
3537	0.0020		

**Esfuerzo de fluencia.*

La resistencia a fluencia obtenida fue de 5201 kg/cm² para la varilla transversal de grado 50 y un módulo de elasticidad de 1.2×10^6 kg/cm². Para la varilla longitudinal grado 60 la resistencia a la fluencia obtenida fue de 6189 kg/cm² y un módulo de elasticidad de 1.7×10^6 kg/cm². El esfuerzo de fluencia se determinó de los datos tabulados al observar una variación no proporcional en el esfuerzo y deformación de la varilla. El módulo de elasticidad por definición es la pendiente de la gráfica esfuerzo-deformación, así es que para la determinación de dicho valor se obtuvo la

pendiente en la región plástica de la gráfica. Esto se realizó para ambos tipos de varillas.

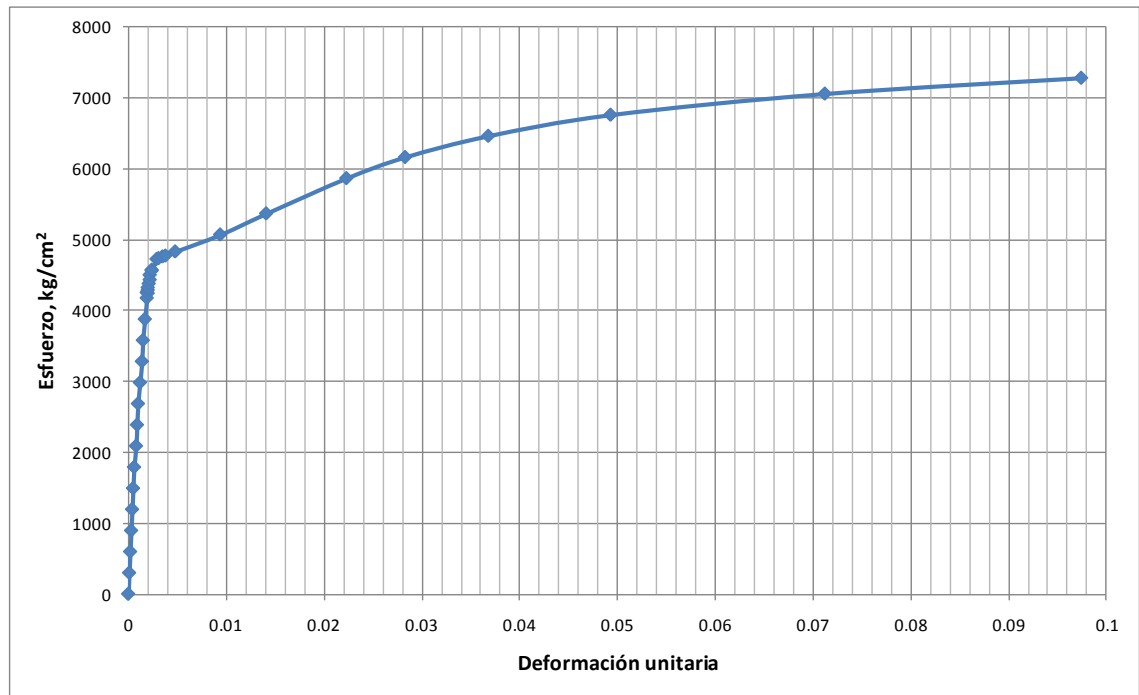


Figura 29. Comportamiento a tensión del acero longitudinal varilla No. 3 G-42.

Tabla 11. Datos de esfuerzos y deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal G-42.

Esfuerzo, kg/cm ²	Deformación unitaria	Esfuerzo, kg/cm ²	Deformación unitaria
0	0.0000	4381	0.0021
298	0.0001	4436	0.0022
597	0.0002	4504	0.0022
895	0.0003	4576	0.0024
1194	0.0004	4564	0.0024
1492	0.0005	4727	0.0029
1790	0.0006	4739	0.0031
2089	0.0008	4763	0.0035
2387	0.0009	4775	0.0038
2686	0.0010	4834	0.0048
2984	0.0012	5073	0.0094
3283	0.0014	5371	0.0141
3581	0.0015	5869	0.0223
3879	0.0017	6167	0.0283

4178	0.0019	6466	0.0368
4257	0.0019	6764	0.0493
4245	0.0020	7062	0.0712
*4289	0.0020	7285	0.0974
4325	0.0020	6400	0.1122

**Esfuerzo de fluencia.*

La resistencia a fluencia obtenida fue de 4289 kg/cm² y un módulo de elasticidad de 2.1 x 10⁶ kg/cm² para la varilla de acero longitudinal No. 3 G-42. El esfuerzo de fluencia se determinó de los datos tabulados al observar una variación no proporcional en esfuerzo y deformación de la varilla. El módulo de elasticidad por definición es la pendiente de la gráfica esfuerzo-deformación, así es que para la determinación de dicho valor se obtuvo la pendiente en la región plástica de la gráfica.

Tabla 12.- Propiedades físicas del refuerzo.

Designación del ARMEX	Diámetro de varillas longitudinal (mm)	Sección de concreto (cm)	Sección del armado (cm)	Área del acero (cm ²)
15-20-4	6.0	15 X 20	10.1 X 15.0	1.13

Diámetro de los estribos (mm)	Área del acero (cm ²)	Separación entre estribos (cm)	Diámetro varilla No. 3 G-42 (mm)	Área del acero (cm ²)
4.11	0.13	15.8	9.5	0.71

El ARMEX electrosoldados están fabricados con varillas longitudinales corrugadas y laminadas en frío de grado 60 y por estribos lisos laminados en frío grado 50. En la tabla 13 se muestran los datos proporcionados por el fabricante.

Tabla 13.- Propiedades físicas del de las varillas de refuerzo.

Propiedades mecánicas	Grado 60	Grado 50	Grado 42
Resistencia a tensión (mínimo – kg/cm ²)	7000	5700	6300
Resistencia a la fluencia (mínimo – kg/cm ²)	6000	5000	4200

Normas : NMX-B-72 y NMX-B-253

Comparando los resultados de las pruebas realizadas con los datos proporcionados por el fabricante, se observa que el acero utilizado como refuerzo en las vigas, cumple con las especificaciones mostradas en la tabla 13.

3.2.2. Agregados

En la tabla 14 se muestran los resultados experimentales de la densidad, porcentaje de absorción y peso volumétrico seco suelto (PVSS) y compactado (PVSC) de los agregados utilizados en esta investigación. Estas propiedades físicas fueron empleados en el diseño de las mezclas para producir el concreto.

Tabla 14.- Características de los agregados.

Prueba	Agregado Grueso	Agregado Fino
Densidad (g/cm ³) ¹	2.70	2.67
Absorción (%) ²	1.55	1.63
PVSS - PVSC (kg/m ³) ³	1494 – 1627	1629 – 1920

¹ ASTM C 128 07a, ² ASTM C 127 07, ³ ASTM C 29 07a

La densidad es un indicador de las características de ligereza, porosidad y permeabilidad, propiedades que pueden afectar al concreto en un mayor requerimiento de cemento para una resistencia específica y con esto tener un impacto directo sobre la economía de la mezcla. La mayoría de los agregados naturales de peso normal tienen densidades relativas entre 2.40 y 2.90 g/cm³, la densidad que tienen los agregados empleados, se encuentran dentro de este rango. La absorción debe ser tomada en cuenta así el agua total del concreto se puede controlar y de esta manera determinar las masas correctas de los materiales de la mezcla. El peso volumétrico aproximado de un agregado usado en un concreto de peso normal varía desde aproximadamente 1200 kg/m³ a 1760 kg/m³. Nuestros agregados se encuentran dentro de este margen para producir un concreto de peso normal.

Granulometría.

La granulometría es la distribución del tamaño de las partículas que se determina a través del análisis de tamices. El tamaño máximo del agregado grueso influye en la economía del concreto. A mayor tamaño máximo más económica es la mezcla de concreto debido a que en una mezcla de concreto en donde el tamaño máximo de agregados grueso es mayor y por lo tanto existen menor cantidad de finos, menor será el área superficial que habrá de cubrir con pasta, por lo que se necesita de menos cantidad de agua y cemento. Y de manera contraria, en una mezcla de concreto en donde el tamaño máximo de agregado grueso es menor, habrá una mayor cantidad de finos y una mayor área superficial que habrá de cubrir con pasta. Para el agregado grueso, grava No. 2, los valores de su distribución granulométrica obtenidos se muestran en la tabla 15 y la representación gráfica en la figura 30. Se puede observar que la granulometría del agregado grueso, no cumplió totalmente con los límites establecidos en la norma ASTM C 33 08. Se observa que se encuentra cercano al límite inferior, lo que significa que tiene una granulometría del agregado grueso con menos cantidad de finos (muchos gruesos).

Tabla 15. Granulometría agregado grueso.

Granulometría agregado grueso						
Malla, No	Retenido, g	Retenido parcial, %	Retenido acumulado, %	% Que pasa	ASTM C 33 08	
					Límites	
					Superior	Inferior
1	0	0	0	99.4	100	100
¾	1055	21.1	21.1	78.3	100	90
½	1675	33.5	54.6	44.8	80	50
3/8	1445	28.9	83.5	15.9	55	20
#4	775	15.5	99	0.4	10	0
Pasa #4	20	0.4	99.4	0	5	0
Suma	5000	99.4	357.6			

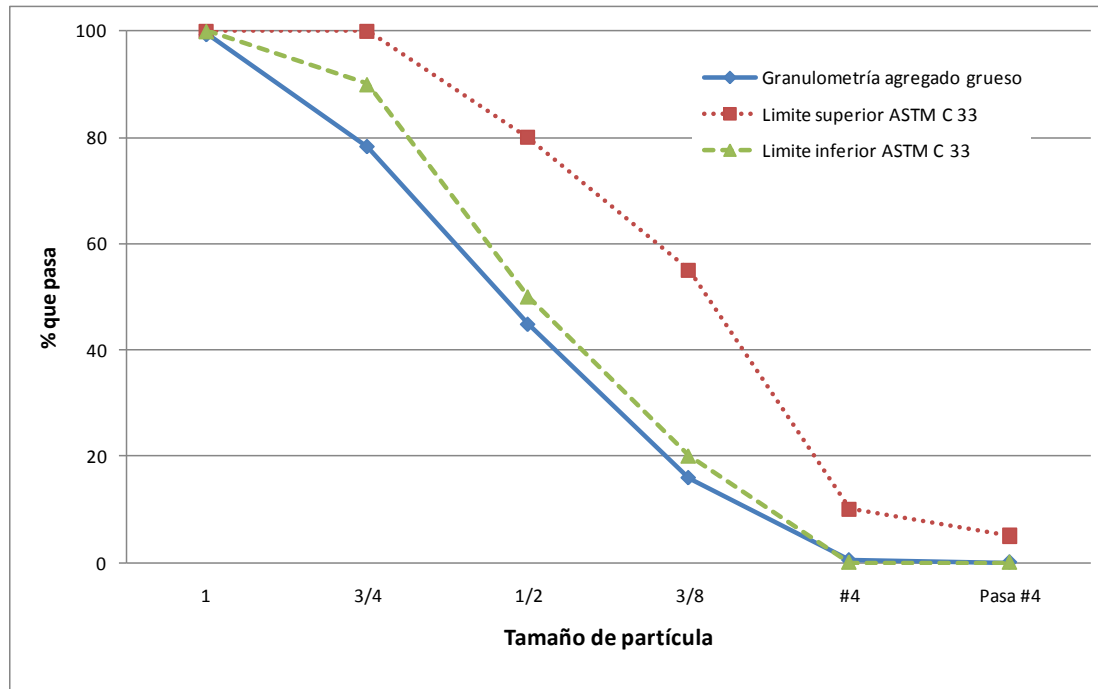


Figura 30. Análisis granulométrico del agregado grueso.

En la figura 30 observamos que el agregado grueso está en el límite inferior establecidos por la norma ASTM C 33 08. Para modificar la granulometría se pudo haber combinado agregados o tamizados especiales de agregados existentes, para hacer que la granulometría del agregado grueso, se ubicara dentro de los límites establecidos. También se puede observar en la figura 31 la granulometría del agregado fino que está muy pegada al límite inferior de lo que indica la norma, por lo que es una arena con un poco de gruesos. Esta cantidad de grueso en el agregado fino, pudiera compensar al faltante en el agregado grueso.

En el caso del agregado fino, arena No. 4, los valores de su distribución granulométrica obtenidos se muestran en la tabla 16 y la representación gráfica en la figura 31. Se puede observar que la granulometría del agregado fino, cumple con los límites establecidos en la norma ASTM C 33 08, a excepción de los límites de la malla #100, que se desfasa 2.6% del límite superior.

Tabla 16. Granulometría del agregado fino.

Granulometría arena No.4							
Malla, No	Retenido, g	Retenido parcial, %	Retenido acumulado, %	% Que pasa	ASTM C 33 08		
					Limites		
					Superior	Inferior	
3/8	0	0	0	100	100	100	
# 4	0	0	0	100	100	95	
# 8	97	19.4	19.4	80.6	100	80	
# 16	127	25.4	44.8	55.2	85	50	
# 30	97	19.4	64.2	35.8	60	25	
# 50	75	15	79.2	20.8	30	5	
# 100	41	8.2	87.4	12.6	10	0	
Pasa # 100	63	12.6	100	-	0	0	
Suma	500	100	295	-	-	-	
							MF = 2,95

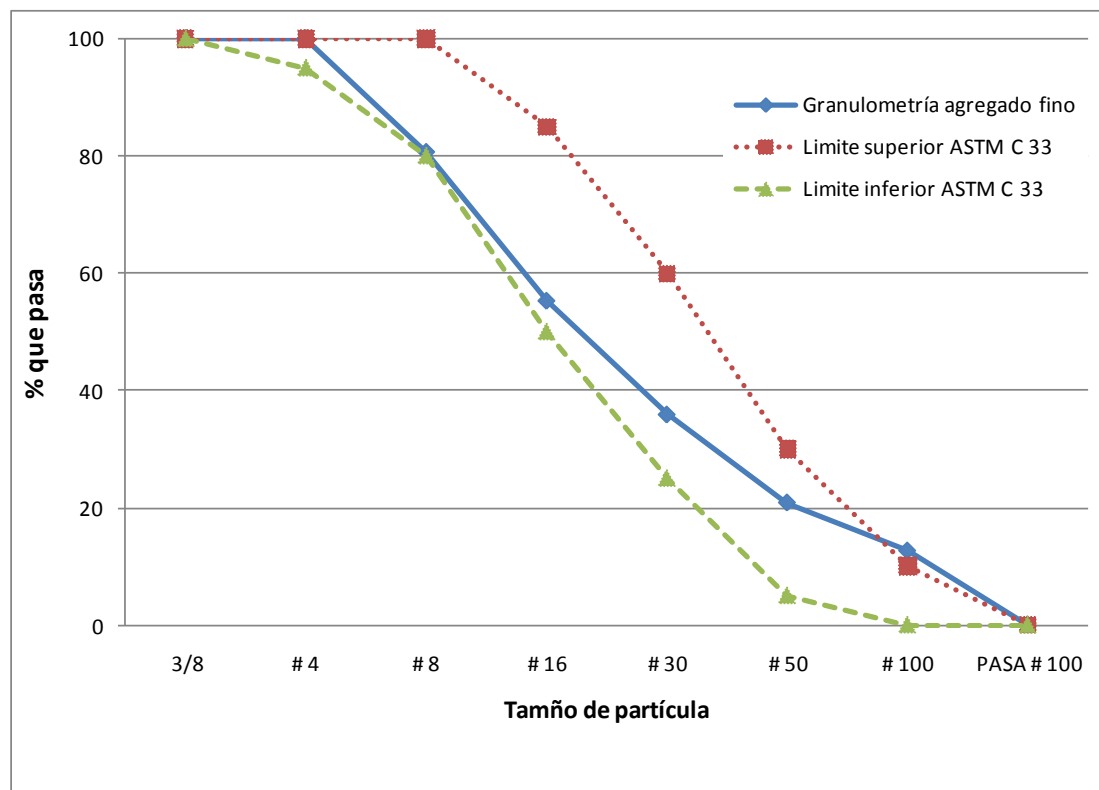


Figura 31. Análisis granulométrico del agregado fino.

Teniendo en cuenta que cuando el módulo de finura es mayor a 3.1 (arena gruesa), puede ocurrir que las mezclas sean poco trabajables, faltando cohesión entre sus componentes y requiriendo mayores consumos de cemento para mejorar su trabajabilidad; y cuando el módulo de finura es menor a 2.3 (arena fina), puede ocurrir que los concretos sean pastosos y que haya mayores consumos de cemento y agua para una resistencia determinada, existe también una mayor probabilidad de que ocurran agrietamientos debido a la contracción por secado [PCA, 2004]. La arena que se empleó en esta investigación tiene un módulo de finura de 2.95 por lo que podemos decir que se encuentra en un rango aceptable. La utilización de este tipo de arena y con el consumo de cemento empleado, permitió que la mezcla de concreto tenga trabajabilidad adecuada y que la superficie de la viga tenga una textura lisa (buen acabado).

3.2.3. Ceniza volante y cemento

Densidad

En la tabla 17 se presentan los resultados obtenidos de la densidad de los cementantes empleados, ceniza volante y cemento. Los resultados fueron utilizados para el diseño de mezcla del concreto.

Tabla 17. Densidad de la ceniza volante y del cemento.

Material	Densidad (g/cm ³) ¹
Ceniza volante	2.06
Cemento	3.15

¹ASTM C 188

La ceniza volante resultó con un menor valor de densidad que el cemento portland. La ceniza volante presenta una densidad de 2.06 g/cm³ y el cemento portland de 3.15 g/cm³ el cual es normal para este tipo de cemento.

Tabla 18. Densidades de CV empleadas en diferentes investigaciones.

Referencia	Densidad de CV, g/cm ³	Clasificación ASTM C 618
A. Duran et al.	2.38	F
Burak Uzal et al.	2.37	F
Bouzoubaa N. et al.	2.01	F
Carette et al.	2.35	F
Dan Ravina	2.21	F
M.L. Berndt	2.35	F

Comparando la densidad de la ceniza volante con la encontrada en la literatura podemos observar que dichos valores de densidad varían mucho, esto es debido a que las características físicas y químicas de la ceniza volante dependen del tipo de carbón empleado, lo cual ocasiona este tipo de variación, a diferencia del cemento que es un producto industrial muy controlado y realizado con estándares de calidad, por lo cual sus la densidad para este tipo de cemento no varía en mucho.

De acuerdo con ASTM C 618 08a, podemos tener dos tipos de ceniza volante, clase C y clase F. Lo que clasifica una de la otra es el contenido de CaO, mayor al 10% para la clase C y menos al 10% para la clase F. El efecto que puede tener una de la otra está relacionado con la acción puzolánica, ya que se ha visto en diferentes investigaciones que la clase C tiene un mayor grado de acción puzolánica comparada con una ceniza clase F, pero esto no implica que no pueda ser empleada.

Composición química

En la tabla 19 se muestra el análisis químico de los materiales cementantes.

Tabla 19. Composición química del cemento y de la ceniza volante.

Compuesto	Valor obtenido		Metodología utilizada
	Cemento	Ceniza volante	
Oxido de aluminio (%P, Al ₂ O ₃)	3.98	19.61	Abs. Atómica
Oxido de calcio (%P, CaO)	57.21	1.40	Abs. Atómica
Oxido férrico (%P, Fe ₂ O ₃)	2.35	2.15	Abs. Atómica
Oxido de magnesio (%P, MgO)	1.62	0.67	Abs. Atómica
Oxido de potasio (%P, K ₂ O)	0.58	0.66	Abs. Atómica
Oxido de sodio (%P, Na ₂ O)	0.20	0.04	Abs. Atómica
Dióxido de silicio (%P, Si ₂ O)	23.20	72.70	Gravimétrico
Dióxido de titanio (%P, TiO ₂)	0.23	0.96	Abs. Atómica
Perdida por ignición a 900°C (%P)	6.04	1.80	Gravimétrico
Sulfatos (%P, SO ₄)	4.60	Menor a 0.1	Gravimétrico
Humedad a 105° C	Menor a 0.1	Menor a 0.1	Gravimétrico

De acuerdo a la clasificación de ASTM C 618 08a, la ceniza volante es de clase F ya que el contenido de óxido de calcio (CaO) es menor al 10% y la suma de Si₂O + Al₂O₃ + Fe₂O₃ es mayor al 70%. Para la ceniza volante observamos que la suma de Si₂O, Al₂O₃ y Fe₂O₃ es de 94.46%, lo cual es superior al mínimo establecido en la norma ASTM C 618 08a (mayor al 70% para ceniza clase F) y el contenido de CaO es de 1.40%, el cual es también menor al establecido en la norma (menor al 10% para ceniza clase F).

Dos valores que nos pueden dar una idea de la actividad puzolánica de la ceniza volante son el contenido de CaO y el tamaño promedio de partícula ya que conforme aumenta el contenido de CaO y el tamaño de partícula disminuye, la reacción puzolánica tiende a aumentar [Malhotra et al. 1996, Vagelis 2000].

En cuanto al cemento, observamos que cumple con lo especificado en la norma NXM C 414 ONNCCE 2004. Esto es gracias a que es un producto comercial cuenta con un control de calidad en la elaboración del producto, en comparación con la

ceniza volante que puede cambiar su composición química, incluso dentro del mismo lote.

Tamaño máximo de partícula

En la figura 32 se muestran los resultados de la distribución de tamaño de partícula del cemento y de la ceniza volante empleada en esta investigación, los cuales fueron realizados como se mencionó en el capítulo 2. En la tabla 20 se muestran los tamaños promedio, la media y la desviación estándar del cemento y de la ceniza volante.

Como podemos observar, las partículas de cemento presentan una distribución de manera más uniforme (distribución normal) que las partículas de ceniza volante, esto debido a que la ceniza volante es un subproducto de la industria y es considerado como un desecho, al cual se le da poco o ningún proceso de tamizado o molienda después de su recolección. También en la distribución de tamaño de partícula de la ceniza volante podemos observar pequeños defectos en la curva, lo que nos indica que existe una cantidad apreciable de un mismo tamaño de partículas. Estos defectos también pudieron haber sido a que posiblemente se encuentren pedazos de carbón que no hicieron combustión por completo o el ultrasonido que se le dio al equipo para no formar aglomerados entre las partículas, no fue el suficiente. De igual forma se puede observar que las partículas de la ceniza volante son de un tamaño promedio mayor que las del cemento.

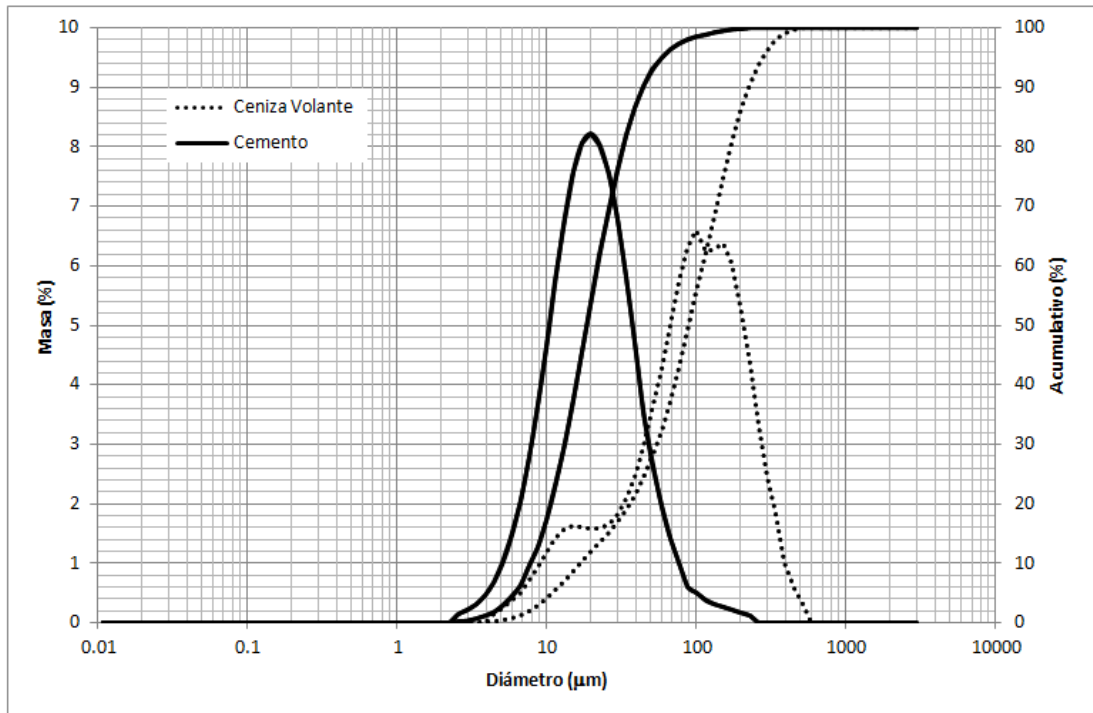


Figura 32.- Distribución de tamaño máximo de partícula

Tabla 20. Tamaños de las partículas de cemento y ceniza volante.

	Cemento	Ceniza volante
Tamaño promedio (µm)	18.70	89.88
Media (µm)	24.34	109.64
Desviación estándar (µm)	21.55	85.20

Cabe señalar que el tamaño de partícula en particular de la ceniza volante, puede mejorar el empaquetamiento, esto por la eficiencia de relleno en los tamaños de poro entre las partículas del cemento y los agregados.

Morfología de la ceniza volante

En la figura 33 se muestran las imágenes obtenidas en el microscopio electrónico de barrido (MEB). Al observar las imágenes podemos apreciar la forma típica de las partículas de ceniza volante, la cual es de forma esférica y algunas de las cuales son huecas. Las partículas esféricas huecas que se conocen como cenosferas, son muy ligeras y tienden a flotar sobre la superficie del agua [Rafat, 2008]. Las cenizas volantes a veces también pueden contener muchas partículas esféricas pequeñas

dentro de otra esfera cristalina más grande, llamada pleurosferas. Las superficies exteriores de las partículas esféricas sólidas y huecas de las cenizas volantes con bajo contenido de calcio son generalmente más lisas y están mejor definidas que las cenizas volantes con alto contenido de calcio, esto debido a que pueden contener recubrimientos de materiales ricos en calcio. También podemos observar partículas que no tienen la forma esférica característica de la ceniza volante. Estas partículas también pudieron haber influenciado en la medición de la distribución del tamaño de partícula de la ceniza volante. La forma de estas partículas es debido a que no alcanzaron a ser combustión en su totalidad en la quema de carbón.

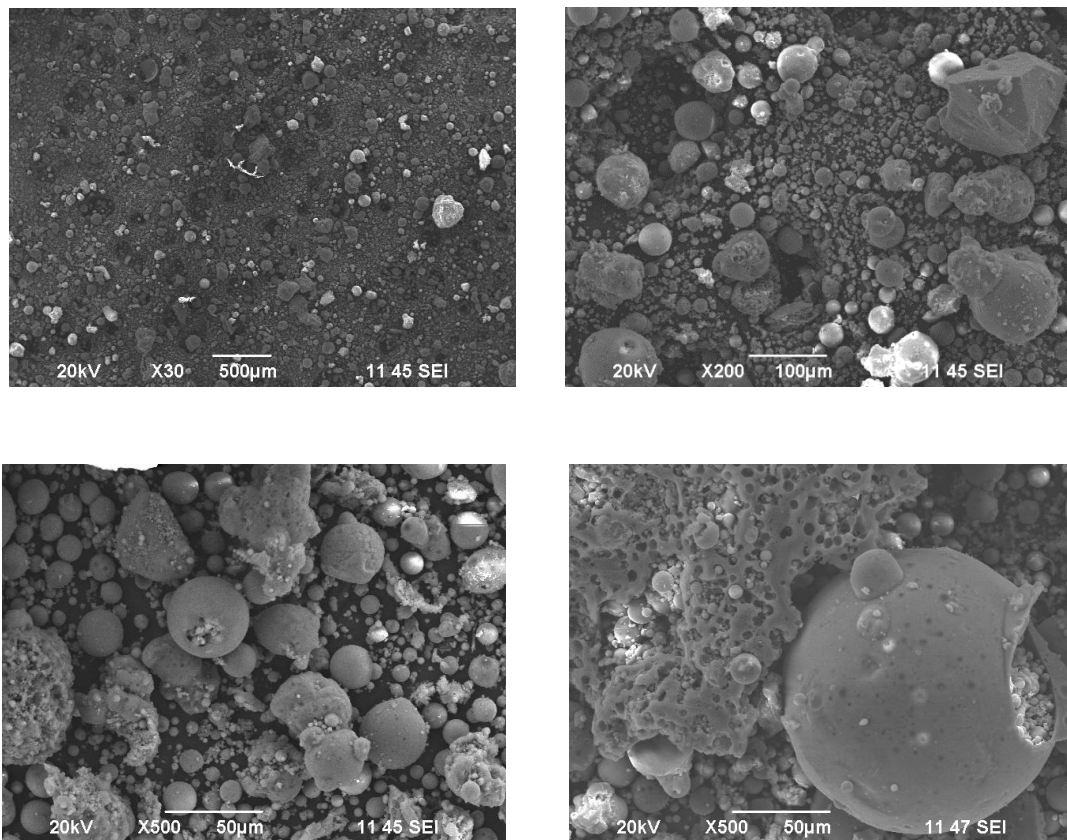


Figura 33. Microscopia electrónica de barrido (MEB) de la ceniza volante.

3.2.4. Concreto

Revenimiento

Durante el estado fresco del concreto, se realizó la prueba de revenimiento mediante el procedimiento descrito en el capítulo 2. El revenimiento de diseño fue de 20 ± 2 cm.

Tabla 21. Valores de revenimiento de la mezcla de concreto.

a/cm = 0.50		a/cm = 0.60	
Tipo de viga	Revenimiento, cm	Tipo de viga	Revenimiento, cm
V1-0	20	V17-0	21
V2-0	20	V18-0	21
V3-20	20	V19-20	19
V4-20	20	V20-20	22
V5-40	19	V21-40	22.5
V6-40	17	V22-40	22.5
V7-60	20	V23-60	23
V8-60	20	V24-60	23
V9-0	22	V25-0	21
V10-0	22	V26-0	21
V11-20	21	V27-20	21
V12-20	20	V28-20	24
V13-40	20	V29-40	22.5
V14-40	19	V30-40	22.5
V15-60	20	V31-60	23
V16-60	20	V32-60	23

Lo que podemos observar es que conforme se aumenta el contenido de ceniza volante el revenimiento también aumenta ligeramente. Este comportamiento es más notorio en las mezclas con relación a/cm de 0.60, debido a la forma esférica predominante de las partículas de ceniza volante y además de funcionar como un agregado más fino en la mezcla, lo cual reduce la fricción entre las partículas y hace más fluida la mezcla al igual que mejora la trabajabilidad en el concreto.

La trabajabilidad también está influenciada, entre otros factores, por el volumen de la pasta [Dan Ravina et al. 1986]. La sustitución de cemento por cenizas volantes, en igual peso, aumenta el volumen de pasta (ya que la densidad específica de la ceniza volante es menor que el del cemento).

3.3. Propiedades mecánicas de los especímenes

Se presentan los resultados de las pruebas mecánicas de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad realizada a los especímenes cilíndricos y los resultados de los ensayos a flexión en las vigas de concreto reforzado.

3.3.1. Cilindros

Resistencia a compresión

En las figuras 34 y 35 se encuentran representadas las gráficas de los resultados de los ensayos de resistencia a compresión para las dos relaciones agua/cementante utilizadas, con distinto porcentaje de sustitución de ceniza volante a diferentes edades de curado. Los valores se encuentran tabulados en el anexo B1.

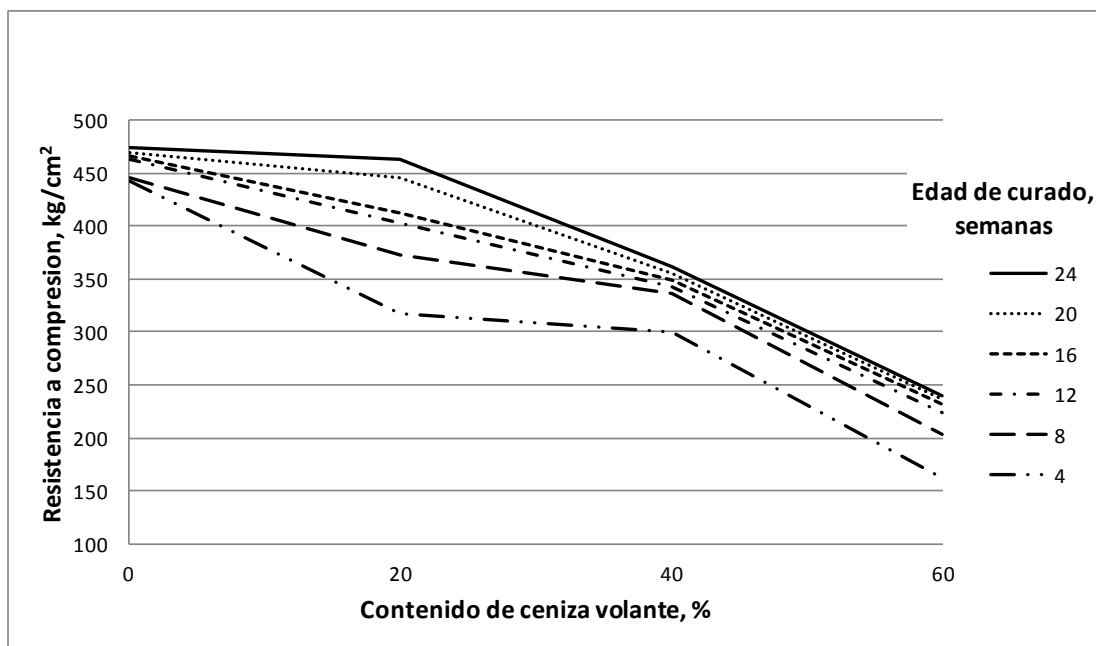


Figura 34. Resistencia a compresión del concreto con relación a/cm = 0.50

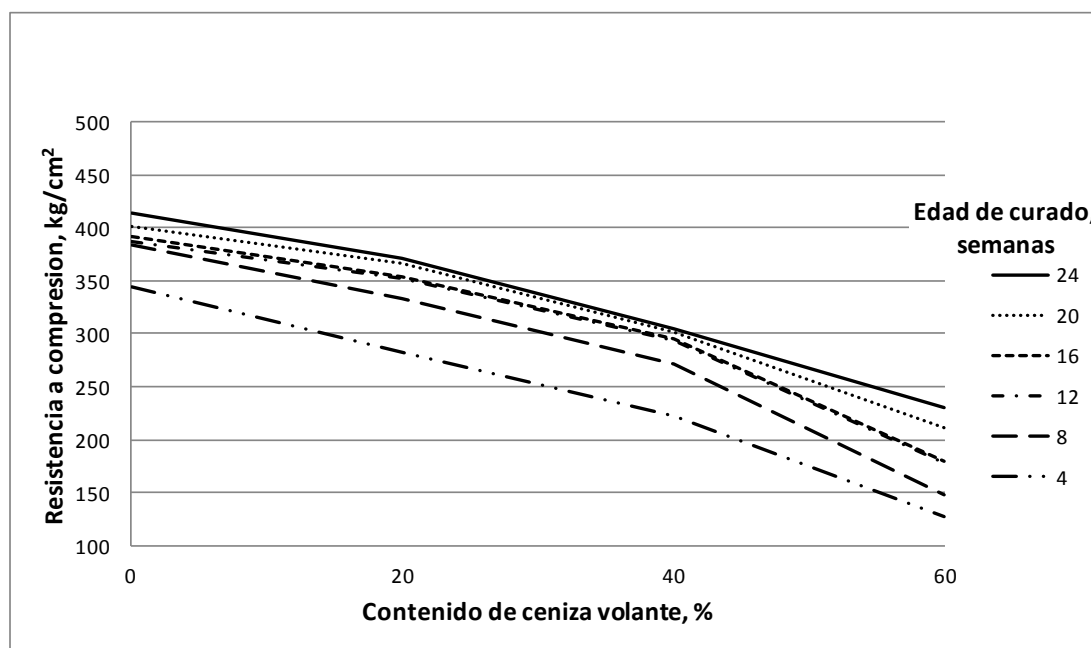


Figura 35. Resistencia a compresión del concreto con relación $a/cm = 0.60$

Al observar la evolución a través del tiempo la resistencia a compresión de los especímenes cilíndricos de todas las mezclas (20, 40 y 60% de CV y el control) en ambas relaciones a/cm (0.50 y 0.60), se puede observar que la resistencia a compresión tiende a incrementar su valor conforme se incrementa el tiempo de curado, presentando un mayor valor de resistencia a compresión los especímenes de control. Al incrementar la edad de curado de 4 a 24 semanas para los especímenes con relación a/cm de 0.50, la resistencia a la compresión se incrementó un 6% para los especímenes de referencia, un 32% para los especímenes con un 20% de ceniza volante, un 17% para los especímenes con un 40% de ceniza volante y de un 32% para los especímenes con un 60% de ceniza volante. Para los especímenes con relación a/cm de 0.60, la resistencia a la compresión se incrementó un 16% para los especímenes de referencia, un 24% para los especímenes con un 20% de ceniza volante, un 26% para los especímenes con un 40% de ceniza volante y de un 45% para los especímenes con un 60% de ceniza volante. Con esto puede verse la gran influencia e importancia del curado en del concreto.

El incremento de la resistencia es debido a que los especímenes se mantuvieron hidratados. El incremento significativo de la resistencia en los especímenes con

diferentes porcentajes de ceniza volante, se debe a la reacción puzolánica de la ceniza volante con el hidróxido de calcio, que es un producto de la hidratación del cemento, en presencia de humedad continua.

También observamos que existe una tendencia a disminuir el valor de la resistencia a compresión cuando se incrementa el porcentaje de sustitución de la ceniza volante en una misma edad de curado. Cabe destacar que la diferencia de resistencias de los especímenes de relación a/cm de 0.50, con un 20% de ceniza volante a la edad de 20 semanas es del 5% en comparación con los de referencia, la cual es poco significativa. La diferencia de resistencias de los especímenes de relación a/cm de 0.60, con un 20% de ceniza volante a la edad de 24 semanas es del 10% en comparación con los de referencia. Este comportamiento se puede atribuir a la lenta reacción puzolánica de la ceniza volante con el hidróxido de calcio, la cual a edades tempranas (4 semanas de curado) no ha reaccionado una gran cantidad de ceniza volante y mientras se incrementa el tiempo de curado (20 a 24 semanas) se generan más productos de hidratación del cemento (hidróxido de calcio) con la cual se genera la reacción puzolánica y podemos observar un incremento en la resistencia a compresión. Este comportamiento fue igualmente observado en diferentes investigaciones [Dan Ravina et al. 1986; Malhorta et al. 2000; Naik et al. 2003; Rafat, 2004; A. Durán et al 2009]. Químicamente las cenizas volantes pueden reaccionar con el hidróxido de calcio, producto de la hidratación del cemento. En el sentido físico, cuando las cenizas volantes se utilizan para remplazar una parte del cemento, habrá una menor cantidad de cemento en la mezcla, por lo tanto serán menos los productos de hidratación del cemento por lo cual la reacción puzolánica entre la ceniza volante y el hidróxido de calcio tarda más tiempo en llevarse a cabo.

Módulo de elasticidad

En las figuras 36 y 37 se encuentran representadas las gráficas de los resultados de los ensayos de módulo de elasticidad para las dos relaciones agua/cementante utilizadas, con distinto porcentaje de sustitución de ceniza volante y diferentes edades de curado. Los valores se encuentran tabulados en el anexo B2.

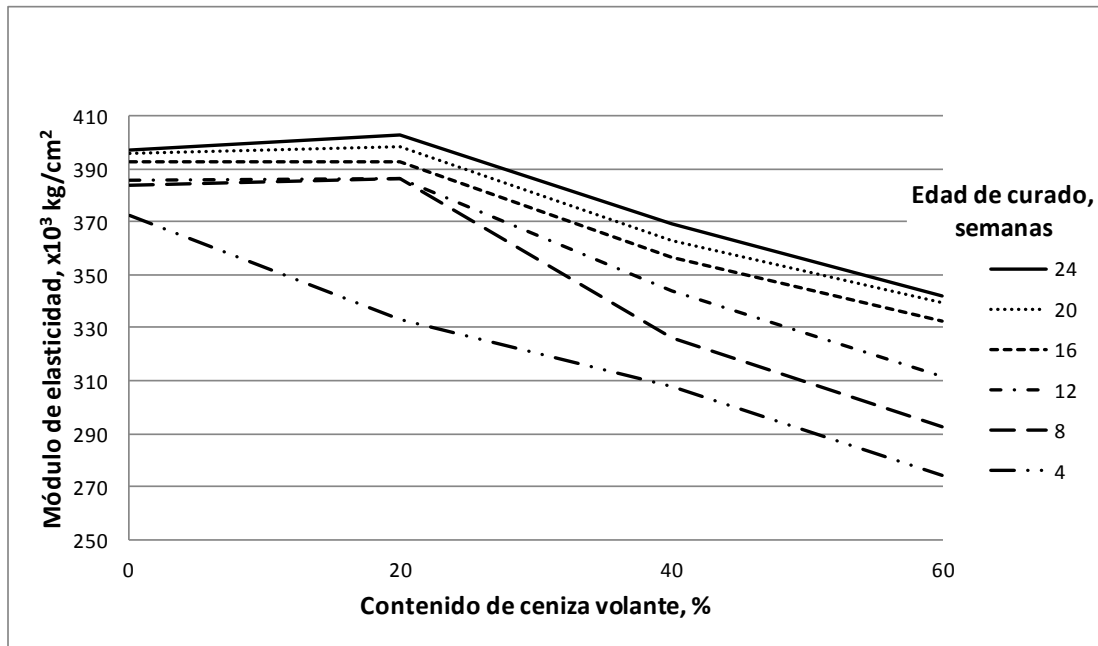


Figura 36. Módulo de elasticidad del concreto con relación $a/cm = 0.50$

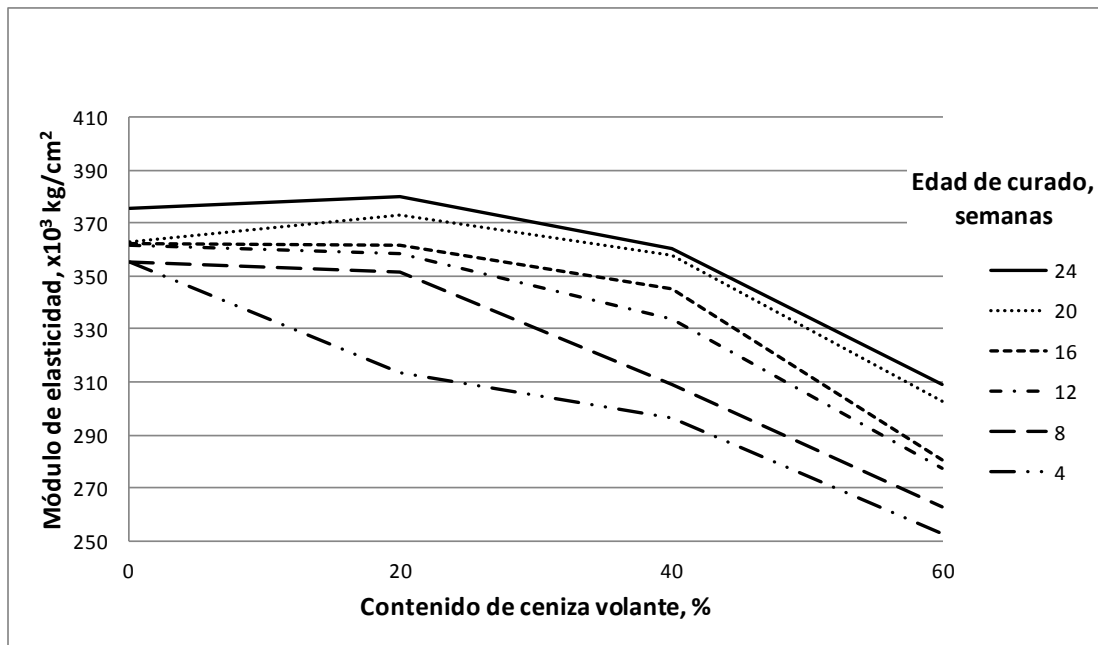


Fig. 37. Módulo de elasticidad del concreto con relación $a/cm = 0.60$

Al observar la evolución del módulo de elasticidad de los especímenes cilíndricos de todas las mezclas (0, 20, 40 y 60% de CV) en ambas relaciones a/cm (0.50 y 0.60), podemos observar que todas muestran una tendencia a incrementar el valor de módulo de elasticidad, conforme se incrementa el tiempo de curado. Al incrementar de 4 a 24 semanas la edad de curado, el incremento del módulo de elasticidad para los especímenes con relación a/cm de 0.50 fue de un 6% para los

especímenes de referencia, un 17% para los especímenes con un 20% de ceniza volante, un 16% para los especímenes con un 40% de ceniza volante y de un 20% para los especímenes con un 60% de ceniza volante. Para los especímenes con relación a/cm de 0.60, el módulo de elasticidad se incrementó un 5% para los especímenes de referencia, un 17% para los especímenes con un 20% de ceniza volante, un 18% para los especímenes con un 40% y 60% de ceniza volante.

Para ambas relaciones a/cm , los especímenes presentaron un valor mayor o muy similar de módulo de elasticidad para los especímenes que contiene un 20% de sustitución de ceniza volante en comparación con los especímenes de control para todas las edades de curado, a excepción de los de 4 semanas de curado. Teniendo un incremento en el módulo de elasticidad del 1.5% para los especímenes con relación a/cm de 0.50 y de un 1% para los especímenes con relación a/cm de 0.60, ambos para 24 semanas de curado y con un 20% de ceniza volante. Este comportamiento también fue observado por Rafat [2004], Sivasundaram et al. [1991] y Durán et al. [2009], en donde al sustituir cemento por ceniza volante en diferentes porcentajes, se observó que al incrementar el porcentaje de ceniza volante el valor del módulo de elasticidad disminuía pero a partir de porcentajes superiores al 15%, ya que con este porcentaje de sustitución y un tiempo de curado superior a los 28 días, el valor de módulo de elasticidad en los especímenes se incrementaba, superando al de referencia. Este comportamiento es debido a que se mejoró la zona intersticial entre la pasta y el agregado gracias a la reacción puzolánica entre la ceniza volante y el hidróxido de calcio al igual que con un tiempo de curado más prolongado, se favoreció a mejorar esta reacción. También podemos observar que todos los porcentajes de ceniza volante a la edad de 4 semanas descienden mucho el valor de módulo de elasticidad con respecto al de la referencia, esto debido a que a esa edad de curado no ha ocurrido en gran medida la reacción puzolánica debido a que la ceniza volante es de clase F y este tipo de ceniza no es tan reactiva.

3.3.2. Vigas

Al ensayar una viga, su comportamiento es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando el esfuerzo a tensión en la fibra más esforzada excede la resistencia del concreto a la tensión, empiezan a aparecer grietas. A medida que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, en longitud y en ancho.

A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento del espécimen ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión. En esta etapa, el esfuerzo en el acero aumenta hasta que alcanza su valor de fluencia. Desde que el acero empieza a fluir, la deflexión crece en forma considerable sin que apenas aumente la carga, esto es, la carga última del elemento es sólo ligeramente mayor que la carga que produce la fluencia del acero. Los primeros síntomas de la fluencia del acero son un incremento notable en el ancho y longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva carga-deflexión. A medida que aumenta la longitud de las grietas, la zona de compresión se va reduciendo, hasta que el concreto en esta zona es incapaz de soportar el esfuerzo a compresión. El primer indicio de aplastamiento es el desprendimiento de escamas en la zona de compresión. Cuando esto ocurre, la carga disminuye con mayor o menor rapidez, dependiendo de la rigidez del sistema de aplicación de la carga, hasta que se produce el colapso final [Torres Acosta et al. 2002].

Resistencia a flexión

En las tablas 22 y 23 observamos los datos de las vigas con relación a/cm de 0.50 y 0.60 respectivamente, los datos capturados son la carga máxima (P_{max}) y la carga de agrietamiento (carga cuando aparece la 1ra grieta - P_{cr}), se determinó un promedio de dichas cargas. Para las vigas con relación a/cm de 0.50 podemos observar que conforme se incrementa el contenido de ceniza volante el valor de la carga máxima tiende a disminuir hasta un 23% con respecto a la de control, también se observa una disminución, en las vigas con misma relación, en el valor de la carga de agrietamiento de hasta un 61% con respecto a la de control. Cabe notar que

conforme se incrementa el tiempo de ensaye se observa una mejora en estas propiedades, teniendo una reducción de hasta el 30% en la carga máxima y un 50% en la carga de agrietamiento, con respecto a las vigas de control.

Analizando ahora las vigas con relación a/cm de 0.60 podemos observar un comportamiento similar en donde se reduce hasta un 58% la carga máxima y un 62% la carga de agrietamiento para sustituciones de 60% de ceniza volante, con respecto a las vigas control. Sin embargo para las vigas con un porcentaje de sustitución de 20% de ceniza volante y con relación a/cm de 0.60, su comportamiento no fue muy adverso ya que se obtuvieron reducciones de solo 6% para la carga máxima y un 4% para la carga de agrietamiento, por lo que podemos decir que la viga de concreto reforzado con un alto porcentaje de ceniza volante (40-60%) en sustitución, reducen en gran medida la capacidad de carga de la viga pero empleando porcentaje bajos ($\leq 20\%$) no se reduce de manera adversa la capacidad de carga ni la rigidez.

Tabla 22. Carga máxima y de agrietamiento para la relación a/cm de 0.50

Viga	Carga de agrietamiento, P_{cr} - kg	Promedio, $P_{cr \text{ prom}}$ - kg	Carga máxima, P_{max} - kg	Promedio, $P_{max \text{ prom}}$ - kg	$P_{cr \text{ prom}}/P_{cr \text{ prom control}}$, %	$P_{max \text{ prom}}/P_{max \text{ prom control}}$, %
12 semanas						
V1-0	700	717	2858	3042	100	100
V2-0	733		3225			
V3-20	420	317	2347	2346	44	77
V4-20	214		2345			
V5-40	527	569	2367	2442	79	80
V6-40	610		2517			
V7-60	349	283	2380	2386	39	78
V8-60	216		2392			
24 semanas						
V1-0	700	717	2858	3042	100	100
V2-0	733		3225			
V11-20	-	630	-	2127	88	70
V12-20	630		2127			
V13-40	453	507	1987	2166	71	71
V14-40	560		2344			
V15-60	230	360	1394	2238	50	74
V16-60	490		3082			

Tabla 23. Carga máxima y de agrietamiento para la relación a/cm de 0.60

Viga	Carga de agrietamiento, P_{cr} - kg	Promedio, $P_{cr\ prom}$ - kg	Carga máxima, P_{max} - kg	Promedio, $P_{max\ prom}$ - kg	$P_{cr\ prom}/P_{cr}$ prom control, %	$P_{max\ prom}/P_{max}$ prom control, %
12 semanas						
V17-0	1146	924	3452	3248	100	100
V18-0	702		3044			
V19-20	843	879	2812	3053	95	94
V20-20	914		3293			
V21-40	535	363	2142	1884	39	58
V22-40	190		1626			
V23-60	490	350	1567	1377	38	42
V24-60	210		1186			
24 semanas						
V17-0	1146	924	3452	3248	100	100
V18-0	702		3044			
V27-20	849	890	3025	2957	96	91
V28-20	930		2888			
V29-40	624	429	2651	2051	46	63
V30-40	233		1450			
V31-60	160	203	1320	1415	22	44
V32-60	245		1509			

La ductilidad de estructuras de concreto reforzado es de suma importancia, ya que cualquier miembro debe ser capaz de experimentar grandes deformaciones antes de llegar a la carga de falla, proporcionando aviso con suficiente anticipación de la cercanía de la falla.

Para el cálculo de la deflexión al centro del claro de una viga simplemente apoyada y con una carga concentrada en el centro del claro, se empleó la ecuación (6), que es la siguiente:

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI_e}$$

Donde :

δ = Deflexión al centro del claro, mm

P = Carga concentrada en el centro del claro, kg

L = Claro efectivo de la viga, cm

E = Módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2

$I_e =$ Momento de inercia efectivo, cm^4

Despejando el producto EI , que equivale a la rigidez del espécimen en flexión obtenemos:

$$EI = \frac{PL^3}{48\delta}$$

Considerando ahora que la longitud del elemento es constante se obtiene una constante que es $L^3/48$, por lo que la rigidez del elemento dependerá de la carga que se le este aplicando y la deformación que éste tenga cuando se le aplique dicha carga.

Tomando en cuenta lo anterior se determino la rigidez de las vigas. En las tablas 24 y 25 observamos los datos de la rigidez de las vigas con relación a/cm de 0.50 y 0.60 respectivamente. Los datos capturados para el cálculo de la rigidez son la carga en que aparece la primera grieta (P_{cr}), la deflexión cuando aparece la primera grieta (δ_{cr}), la carga máxima (P_{max}) y la deflexión en la carga máxima (δ_{max}), a la edad de 12 y 24 semanas, teniendo dos datos de rigidez una cuando aparece la primera grieta (K_{cr}) y cuando la carga es máxima (K_{max}).

De las tablas 24 y 25 se puede observar que el valor de la rigidez no cambia en gran medida con respecto al tiempo para una misma viga, viendo ahora el efecto del contenido de ceniza volante, podemos observar que el valor de la rigidez disminuye en las vigas con un mayor contenido de ceniza volante (40 y 60%) teniendo reducciones de hasta 54% para las vigas con relación a/cm de 0.50 y del 66% para las vigas con relación a/cm de 0.60, con respecto a la referencia (0%). Observando ahora las vigas con un 20% de ceniza volante y comparando con las vigas de referencia (0%) se puede apreciar que el valor de la rigidez fue muy similar o incluso en algunos casos mayores que el control (0%), teniendo una ganancia de resistencia de hasta 18% en la K_{max} . Este comportamiento es más notorio para los valores de la rigidez K_{cr} .

Tabla 24. Rigidez en vigas con relación a/cm de 0.50.

Viga	Carga de agrietamiento, P_{cr} - kg	Deflexión de agrietamiento, δ_{cr} - mm	Carga máxima, P_{max} - kg	Deflexión de carga máxima, δ_{max} - mm	$K_{cr} = P_{cr} / \delta_{cr}$, kg/cm	$K_{max} = P_{max} / \delta_{max}$, kg/cm
12 semanas						
V1-0	700	2.215	2858	33.09	3160	864
V2-0	733	1.609	3225	22.14	4556	1457
V3-20	420	2.025	2347	30.22	2074	777
V4-20	214	1.62	2345	32.65	1321	718
V5-40	527	2.496	2367	25.35	2111	934
V6-40	610	2.333	2517	29.19	2615	862
V7-60	349	1.208	2380	35.34	2889	673
V8-60	216	1.18	2392	28.38	1831	843
24 semanas						
V1-0	700	2.215	2858	33.09	3160	864
V2-0	733	1.609	3225	22.14	4556	1457
V11-20	-	-	-	-	-	-
V12-20	630	1.245	2127	25.25	5060	842
V13-40	453	1.289	1987	28.39	3514	700
V14-40	560	1.314	2433	26.85	4262	906
V15-60	230	1.668	1394	38.55	1379	362
V16-60	490	1.434	3082	37.36	3417	825

Tabla 25. Rigidez en vigas con relación a/cm de 0.60.

Viga	Carga de agrietamiento, P_{cr} - kg	Deflexión de agrietamiento, δ_{cr} - mm	Carga máxima, P_{max} - kg	Deflexión de carga máxima, δ_{max} - mm	$K_{cr} = P_{cr} / \delta_{cr}$, kg/cm	$K_{max} = P_{max} / \delta_{max}$, kg/cm
12 semanas						
V17-0	1146	2.34	3452	37.09	4891	931
V18-0	702	1.58	3044	28.66	4440	1062
V19-20	843	2.98	2812	37.37	2829	752
V20-20	914	1.52	3293	26.3	5993	1252
V21-40	535	2.45	2142	35.41	2180	605
V22-40	190	2.59	1626	34.68	734	469
V23-60	490	2.16	1567	23.76	2267	660
V24-60	210	2.41	1186	25.17	870	471

24 semanas						
V17-0	1146	2.34	3452	37.09	4891	931
V18-0	702	1.58	3044	28.66	4440	1062
V27-20	849	1.51	3025	27.59	5597	1096
V28-20	930	1.40	2888	19.46	6624	1484
V29-40	624	2.13	2651	33.44	2928	793
V30-40	233	2.26	1450	40.33	1031	360
V31-60	160	1.83	1320	28.6	872	462
V32-60	245	1.70	1509	30.08	1439	502

De las figuras 38 a la 41 podemos observar en el eje principal la comparación del módulo de elasticidad de las vigas con respecto al contenido de ceniza volante y en el eje secundario se grafican los valores de la rigidez máxima obtenida con respecto al contenido de ceniza volante. En las gráficas podemos observar la influencia del contenido de ceniza volante en el módulo de elasticidad y en la rigidez de las vigas. Lo que podemos apreciar es que conforme se incrementa el contenido de ceniza volante la rigidez de las vigas disminuye al igual que el módulo de elasticidad, como se pudo apreciar en las tablas 24 y 25 y en las figuras 32 y 33 para la rigidez de las vigas y los módulos de elasticidad respectivamente. Esta relación confirma que la rigidez de la viga de concreto reforzado está influenciada por el módulo de elasticidad del concreto, ya que a mayor valor de módulo de elasticidad mayor valor en la rigidez de la viga. Este comportamiento es más notorio para las relaciones a/cm de 0.60.

Cabe resaltar que la vigas con un 20% de ceniza volante, se observó un comportamiento diferente. Observando la figura 40, los valores de módulo de elasticidad y rigidez son muy similares para las vigas de referencia y las que contienen un 20% de ceniza volante para la edad de 12 semanas. Comparando estos valores con los obtenidos a la edad de 24 semanas (figura 41) observamos un mayor valor en la rigidez y en el módulo de elasticidad para las vigas con un 20% de ceniza volante en comparación con la de referencia.

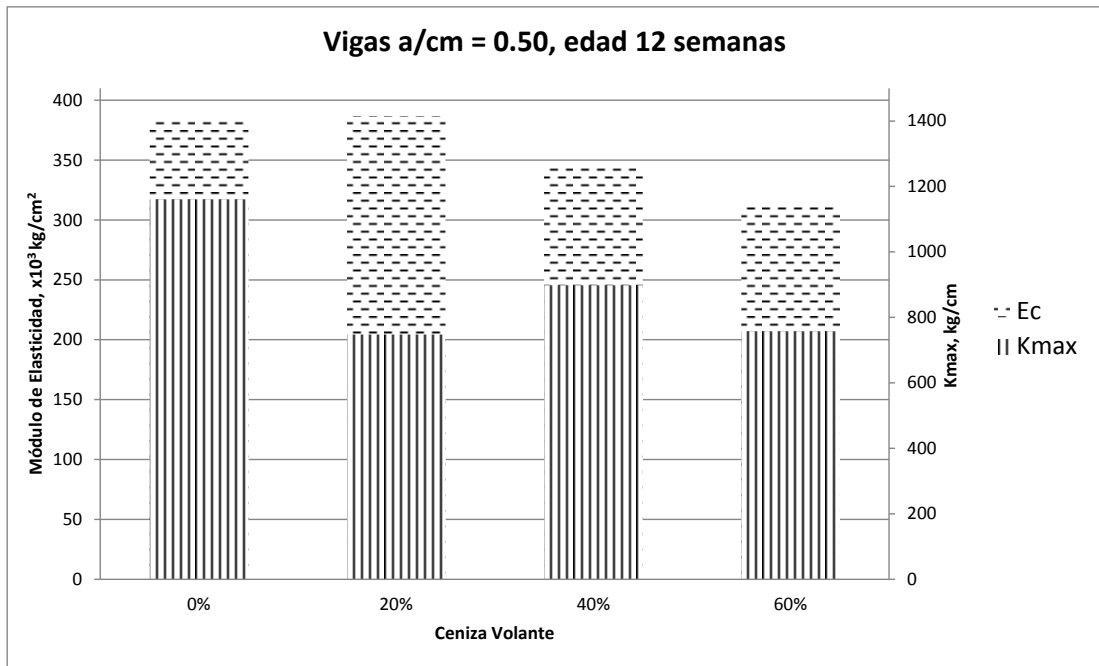


Figura 38. Relación módulo de elasticidad, K_{max} y ceniza volante, a/cm 0.50 - 12 sem.

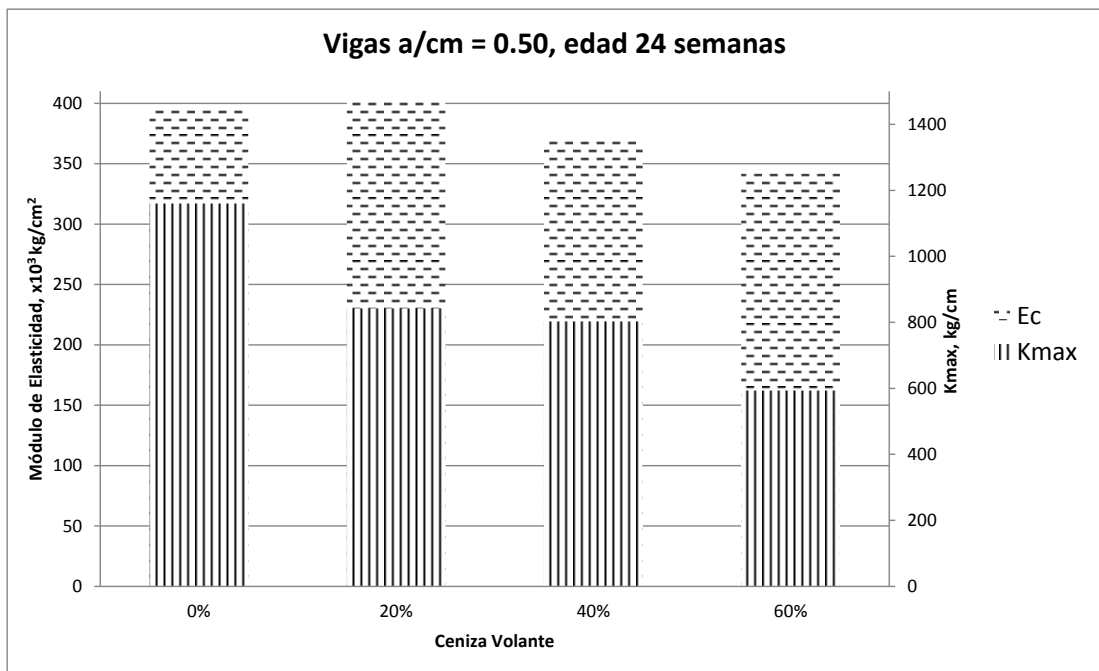


Figura 39. Relación módulo de elasticidad, K_{max} y ceniza volante, a/cm 0.50 - 24 sem.

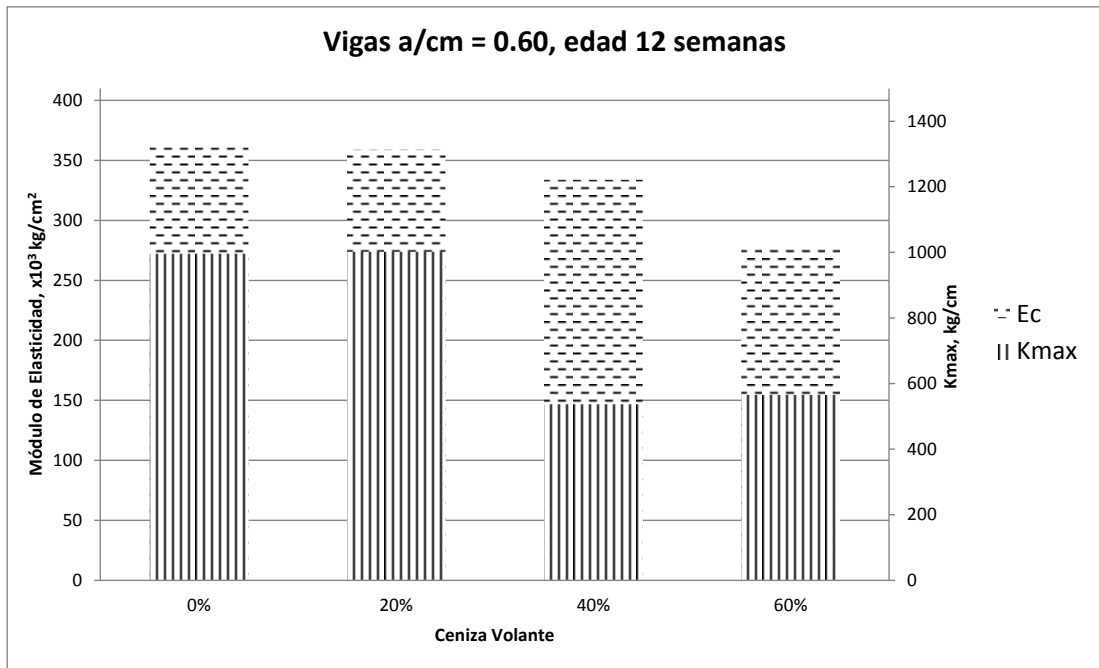


Figura 40. Relación módulo de elasticidad, K_{max} y ceniza volante, a/cm 0.60 - 12 sem.

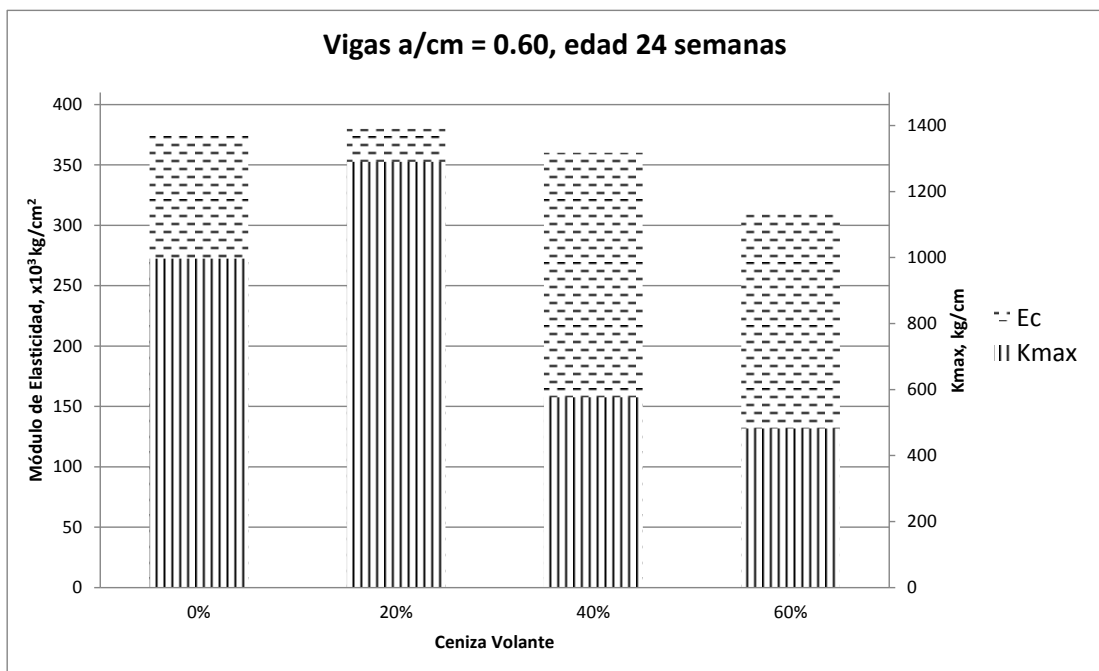


Figura 41. Relación módulo de elasticidad, K_{max} y ceniza volante, a/cm 0.60 - 24 sem.

De las figuras 42 a la 45 podemos observar el comportamiento de las vigas con relación a/cm de 0.50, con los diferentes contenidos de ceniza volante y edades de curado.

En la figura 42 observamos el comportamiento de las vigas sin ceniza volante en donde la P_{max} fue la de la viga V2 donde arrojó un valor de 3225 kg para la carga

máxima y una P_{cr} de 733 kg a la edad de 12 semanas. En esta misma grafica observamos el comportamiento de la V1 que arrojó un valor de 2858 kg como P_{max} y 700 kg como P_{cr} . La viga con un mayor valor de rigidez K_{max} fue para la viga V2, con un valor de rigidez de 1457 kg/cm, también podemos observar que una vez llegando a la carga máxima ocurre una disminución de la carga pero la deformación sigue incrementándose sin tener incrementos en la carga y sin que falle la viga, hasta llegar a los 34 mm de deformación aproximadamente donde ocurre la falla que es menor a la carga máxima.

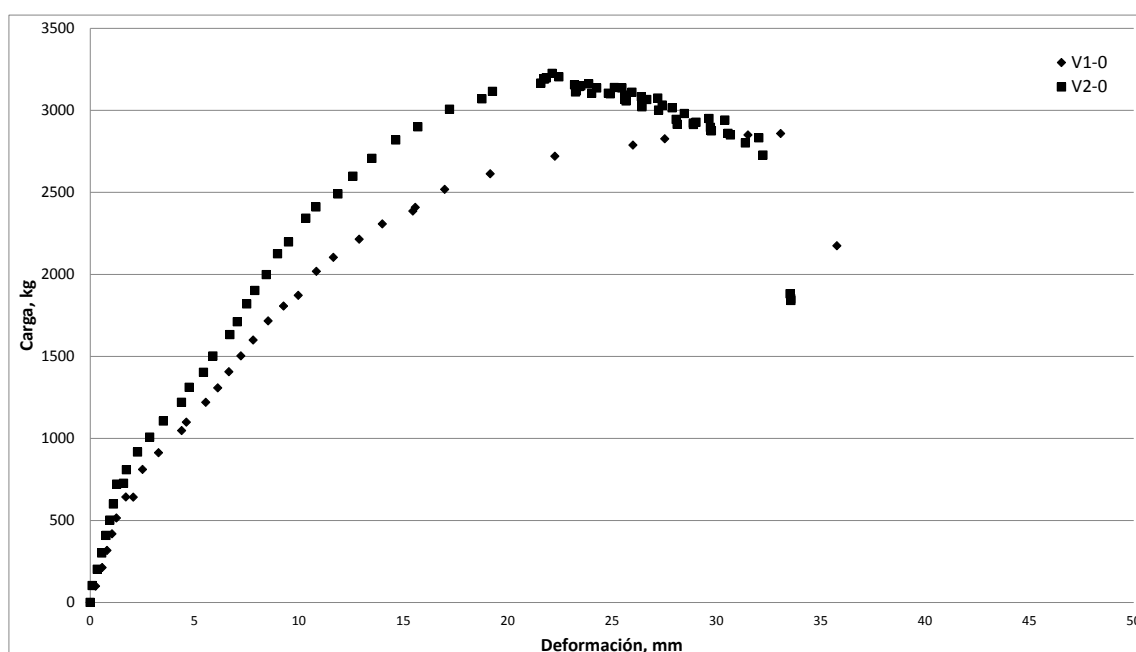


Figura 42. Curva esfuerzo deformación las vigas V1-0 y V2-0.

En la figura 43 observamos el comportamiento de las vigas con un 20% de ceniza volante a la edad de 12 y 24 semanas, teniendo un mayor valor de P_{max} la viga V3 con un valor de 2347 kg y una P_{cr} de 420 kg. Al comparar la K_{max} de las V3 y V4 con la V12, observamos que la viga con una mayor rigidez es la V12, por lo que a edades mayores la rigidez de la viga aumenta. Comparando la P_{max} con las vigas de referencia, tenemos que en promedio se obtuvo una pérdida promedio de P_{max} de un 30%. De la viga V12 podemos observar que una vez llegando a la carga máxima ocurre una disminución de la carga pero la deformación sigue incrementándose sin tener incrementos en la carga y sin que falle la viga, hasta llegar a los 44 mm de

deformación aproximadamente donde ocurre la falla que es menor a la carga máxima.

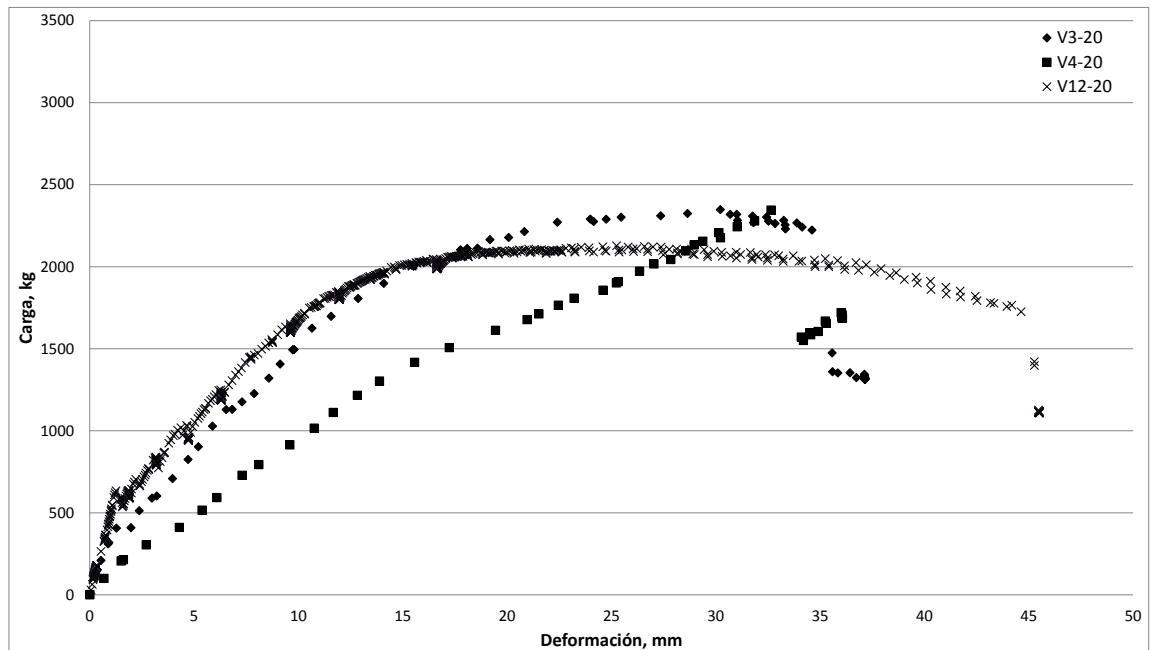


Figura 43. Curva esfuerzo - deformación las vigas V3, V4 y V12.

En la figura 44 observamos el comportamiento de las vigas con un 40% de ceniza volante a la edad de 12 y 24 semanas, teniendo un mayor valor de P_{max} la viga V6 con un valor de 2517 kg y una P_{cr} de 610 kg. Al comparar la K_{max} de las V5 y V6 con las V13 y V14, observamos que la viga con una mayor rigidez es la V5, por lo que a edades mayores la rigidez de la viga no aumentó. Cabe mencionar que al comparar la K_{max} de las cuatro vigas no hay una diferencia apreciable de dicho valor. Comparando la P_{max} con las vigas de referencia, tenemos que en promedio se obtuvo una pérdida promedio de P_{max} de un 29%.

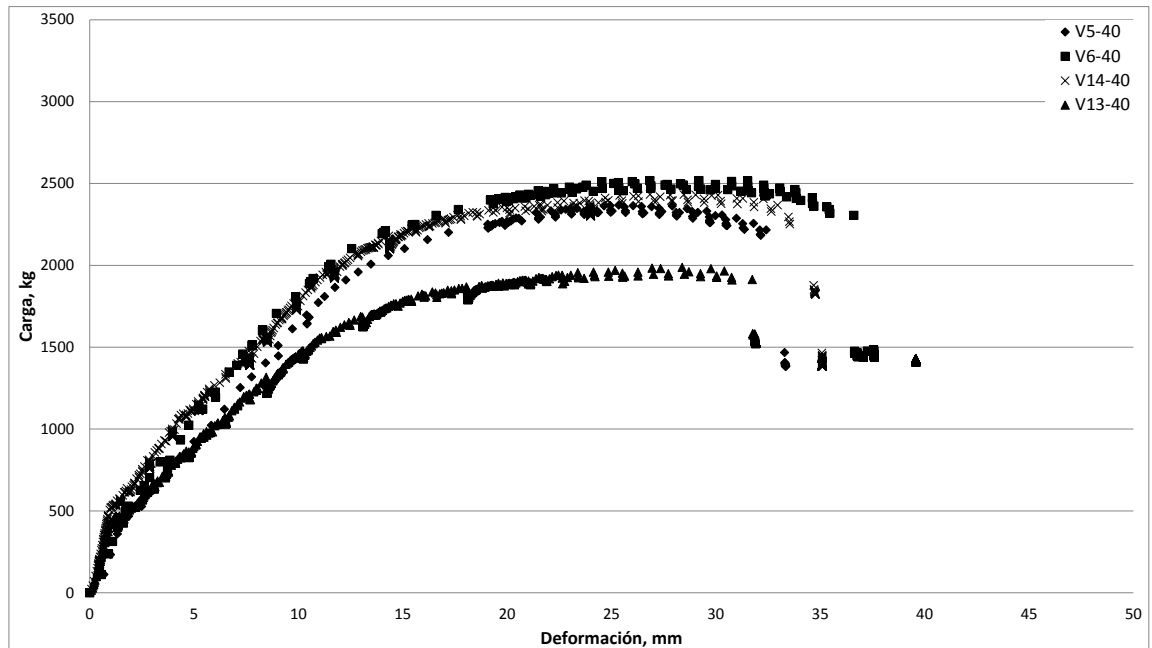


Figura 44. Curva esfuerzo - deformación las vigas V5, V6, V13 y V14.

En la figura 45 observamos el comportamiento de las vigas con un 60% de ceniza volante a la edad de 12 y 24 semanas, teniendo un mayor valor de P_{max} la viga V16 con un valor de 3082 kg y una P_{cr} de 490 kg. Al comparar la K_{max} de las V7 y V8 con la V15 y V16, observamos que la viga con una mayor rigidez es la V16, por lo que a edades mayores la rigidez de la viga aumenta. Observamos también que la V15 tiene un comportamiento poco semejante con los de la V16, esto pudo ser debido a fallas en el manejo del equipo de carga. Comparando la P_{max} con las vigas de referencia, tenemos que en promedio se obtuvo una pérdida promedio de P_{max} de un 26%.

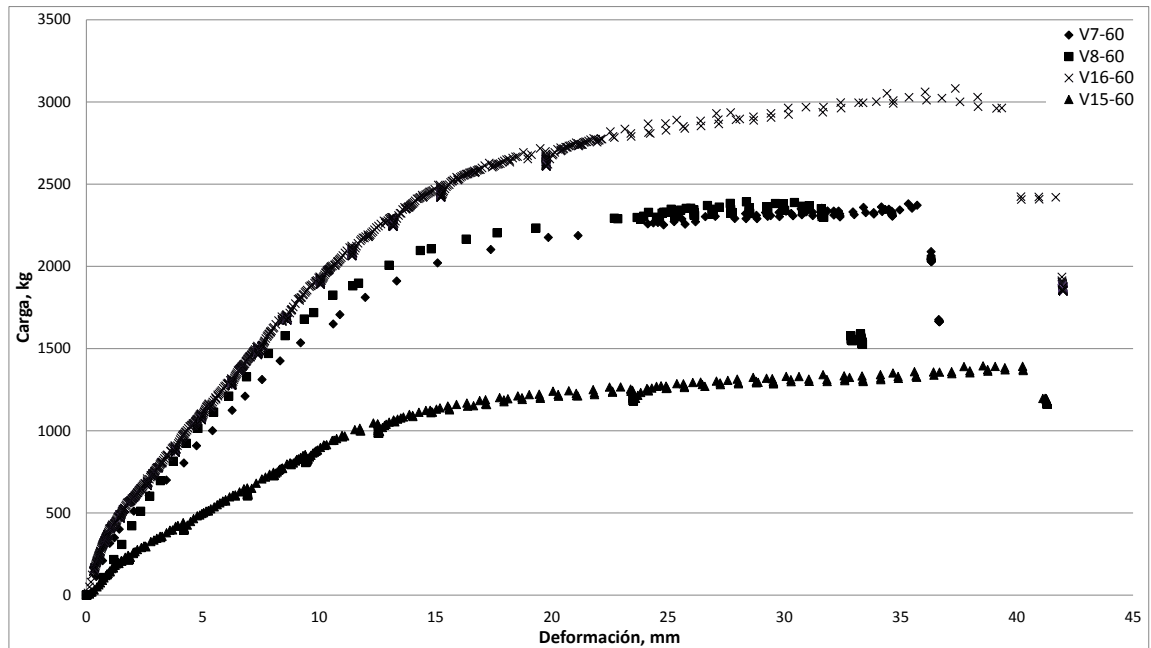


Figura 45. Curva esfuerzo - deformación las vigas V7, V8, V15 y V16.

De las figuras 46 a la 49 podemos observar el comportamiento de las vigas con relación a/cm de 0.60, con los diferentes contenidos de ceniza volante y edades de curado.

En la figura 46 observamos el comportamiento de las vigas sin ceniza volante en donde la carga máxima fue la de la viga V17 donde arrojó un valor de 3452 kg para la P_{max} y una P_{cr} de 1146 kg a la edad de 12 semanas. En esta misma grafica observamos el comportamiento de la V18 que obtuvo un valor de 3044 kg como P_{max} y 702 kg como P_{cr} . La viga que presentó un mayor valor de K_{max} fue la viga V18 con un valor de 1062 kg/cm. De la V18 también podemos observar que una vez llegando a la carga máxima ocurre una disminución de la carga pero la deformación sigue incrementándose sin incrementarse la carga y sin que falle la viga, hasta llegar a los 33 mm de deformación aproximadamente donde ocurre la falla que es menor a la carga máxima.

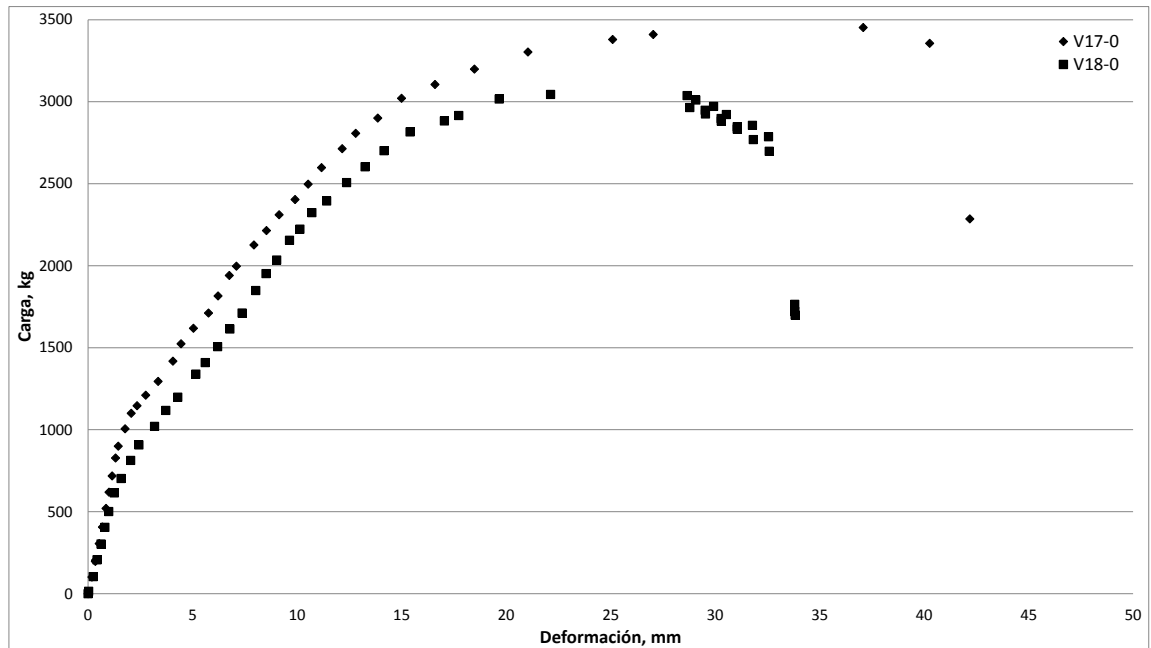


Figura 46. Curva esfuerzo deformación para las vigas V17 y V18.

En la figura 47 observamos el comportamiento de las vigas con un 20% de ceniza volante a la edad de 12 y 24 semanas, teniendo un mayor valor de P_{max} la viga V20 con un valor de 3293 kg y una P_{cr} de 914 kg. Al comparar la K_{max} de las V19 y V20 con las V27 y V28, observamos que la viga con una mayor rigidez es la V28, por lo que a edades mayores la rigidez de la viga aumenta. Comparando la P_{max} con las vigas de referencia, tenemos que en promedio se obtuvo una pérdida promedio de P_{max} de un 6%. De la viga V28 podemos observar que una vez llegando a la carga máxima ocurre una disminución de la carga pero la deformación sigue incrementándose sin incrementos en la carga y sin que falle la viga, hasta llegar a los 35 mm de deformación aproximadamente donde ocurre la falla que es menor a la carga máxima.

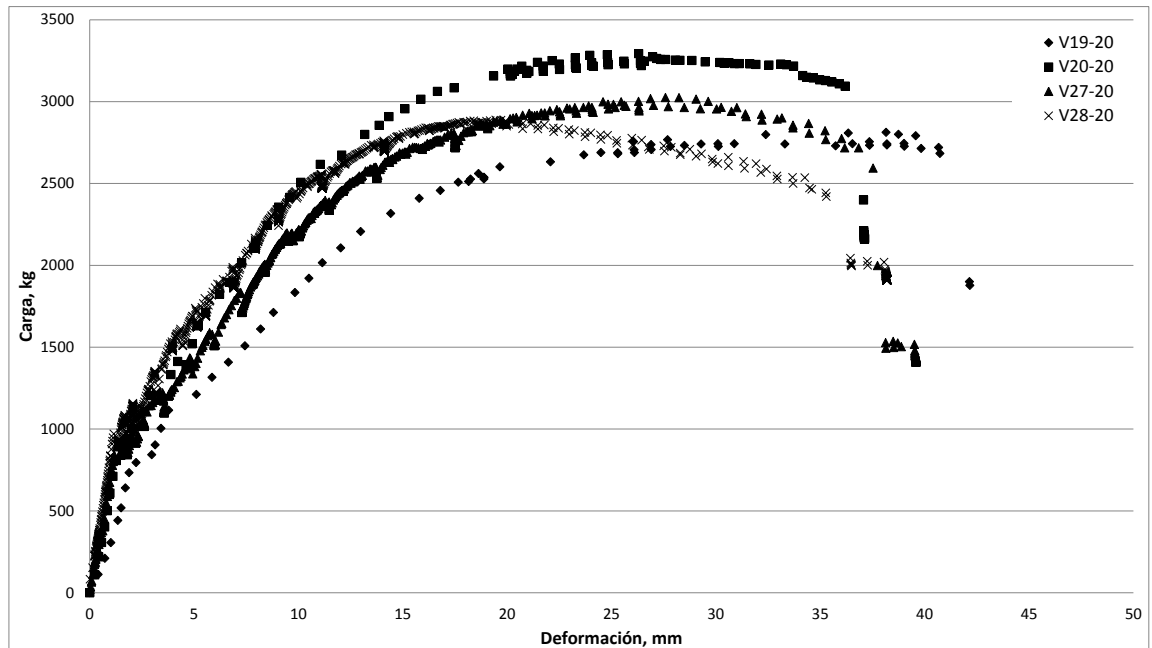


Figura 47. Curva esfuerzo - deformación las vigas V19, V20, V27 y V28.

En la figura 48 observamos el comportamiento de las vigas con un 40% de ceniza volante a la edad de 12 y 24 semanas, teniendo un mayor valor de P_{max} la viga V29 con un valor de 2651 kg y una P_{cr} de 624 kg. Al comparar la K_{max} de las V21 y V22 con las V29 y V30, observamos que la viga con una mayor rigidez es la V29, por lo que a edades mayores la rigidez de la viga aumenta. Observamos también que las vigas V22 y V29 tienen un comportamiento poco semejante con los de las vigas V21 y V30, esto pudo ser debido a fallas en el manejo del equipo de carga. Comparando la P_{max} con las vigas de referencia, tenemos que en promedio se obtuvo una pérdida promedio de P_{max} de un 42%.

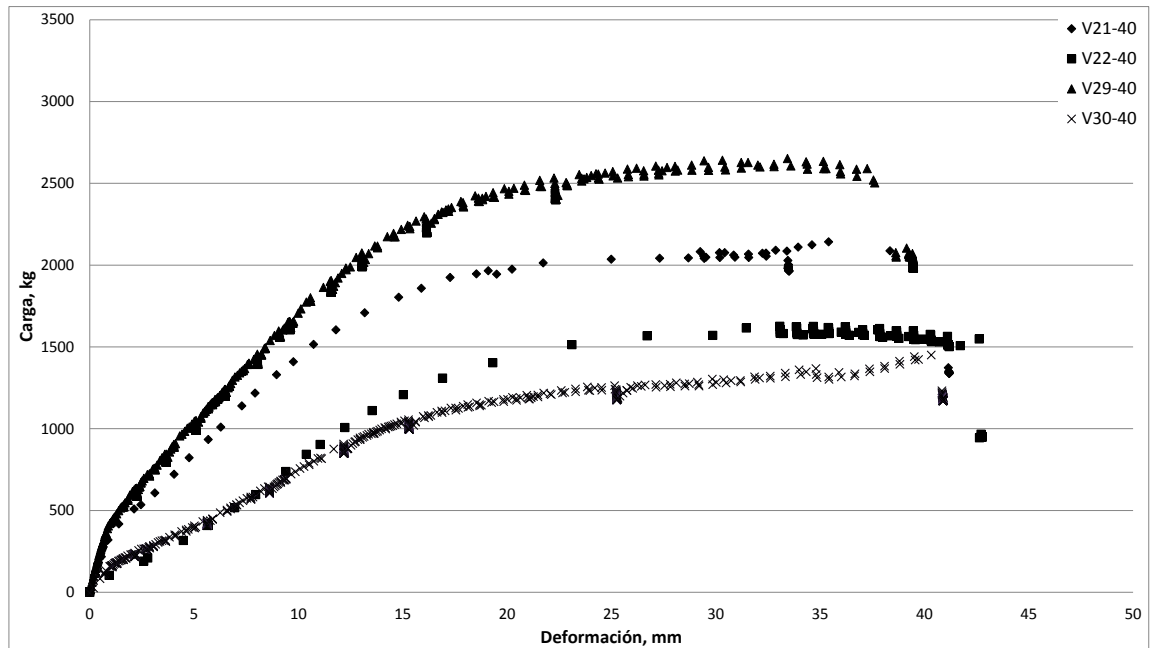


Figura 48. Curva esfuerzo - deformación las vigas V21, V22, V29 y V30.

En la figura 49 observamos el comportamiento de las vigas con un 60% de ceniza volante a la edad de 12 y 24 semanas, teniendo un mayor valor de P_{max} la viga V23 con un valor de 1567 kg y una P_{cr} de 490 kg. Al comparar la K_{max} de las V23 y V24 con las V31 y V32, observamos que la viga con una mayor rigidez es la V23, por lo que a edades mayores la rigidez de la viga no aumenta. Cabe mencionar al comparar la K_{max} , el valor no incrementa mucho. Comparando la P_{max} con las vigas de referencia, tenemos que en promedio se obtuvo una pérdida promedio de P_{max} de un 58%, por lo que a un mayor contenido de ceniza volante, obtenemos una mayor pérdida de P_{max} .

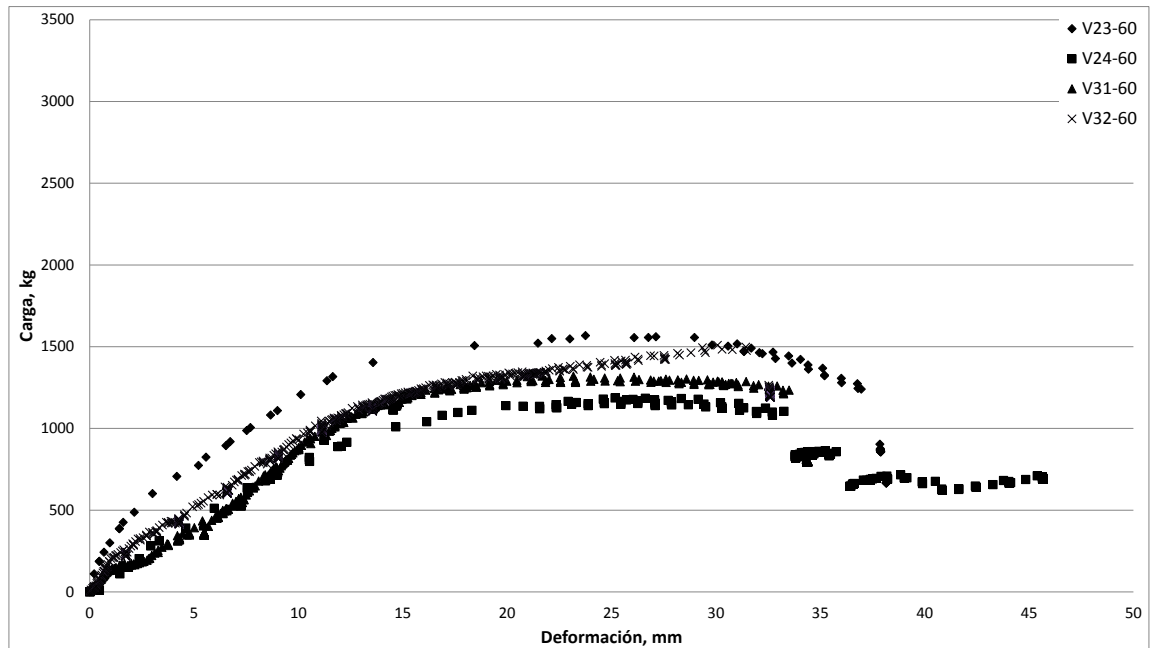


Figura 49. Curva esfuerzo - deformación las vigas V23, V24, V31 y V32.

En la Figura 50 está contenido de manera general el comportamiento idealizado de una viga de concreto reforzado sometida a cualquier condición de carga [Gómez Cassab et al, 2007]. La gran mayoría de las vigas presentaron este tipo de comportamiento.

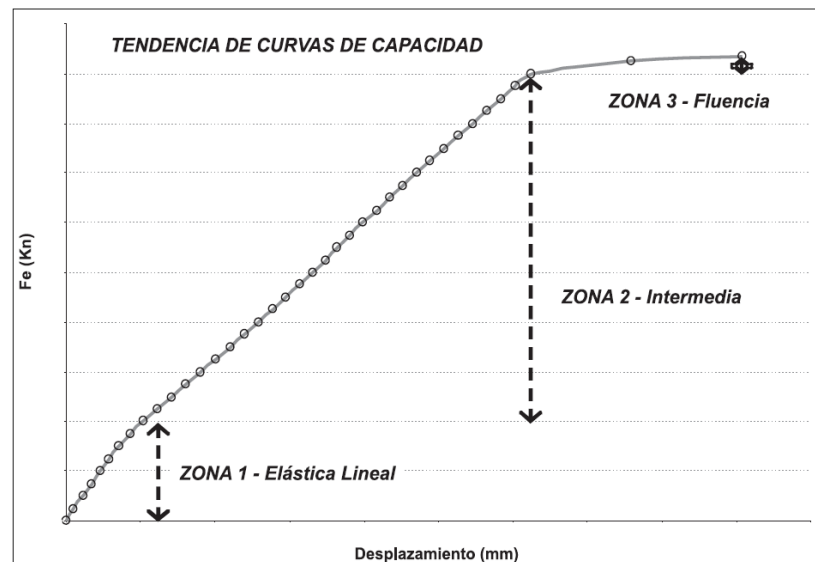


Figura 50. Modelo trilineal experimental [Gómez Cassab et al, 2007].

En la figura 51 se puede observar cuatro segmentos muy diferentes, separados por cuatro acontecimientos importantes que tienen lugar en la aplicación de la carga.

Este comportamiento es idealizado para vigas de concreto reforzado con una alta resistencia. Etiquetados como A, B, C y D, estos hechos son identificados como aparición de las primeras grietas, fluencia del acero en tensión, aplastamiento con su correspondiente desprendimiento del recubrimiento del concreto en la zona de compresión, y la falla final del concreto en compresión. Los dos primeros eventos se asocian con una reducción en la rigidez de la viga, mientras que los otros dos acontecimientos llevaron a una reducción de la carga aplicada. Entre dos eventos, una línea recta puede aproximar la curva [Rashid M. A. and Mansur M. A].

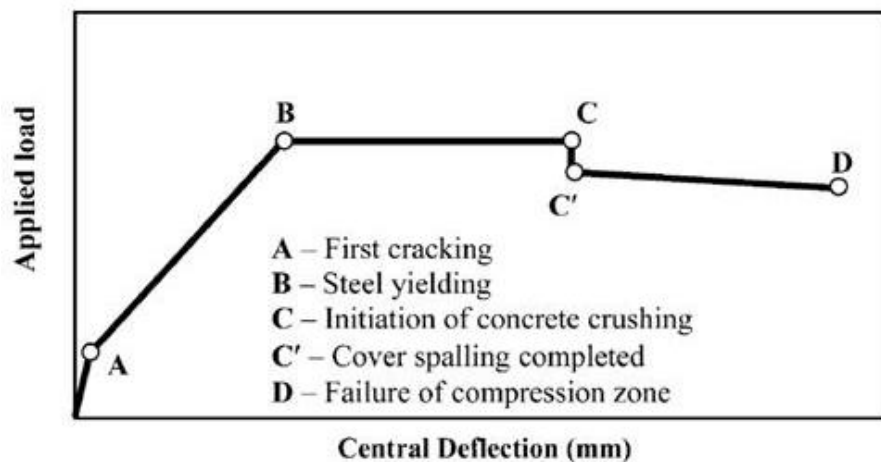


Figura 51. Curva idealizada esfuerzo deformación [Rashid M. A. and Mansur M. A., 2005].

En la figura 52 podemos observar el comportamiento mecánico de una viga de concreto reforzado solicitada por un momento flector generado por cargas distribuidas tal como se muestra en la figura, en la que se puede ver resumidas las cuatro etapas. Una etapa inicial elástica, en la que la deformación es proporcional a la carga o el momento flector, que aparece en la gráfica como zona 1. A esta etapa le sigue una intermedia en la que la relación carga - deformación deja de ser lineal, es la etapa en que aparecen las primeras fisuras, que aparece en la grafica como zona 2. La etapa plástica en la que se producen deformaciones relativamente grandes para incrementos pequeños de cargas es representada como zona 3. Por último aparece una etapa inestable que se caracteriza por una rama descendente hasta producirse el colapso de la viga, donde a mayores deformaciones la carga disminuye sustancialmente, la cual corresponde con la zona 4 [Luizaga Patino Alfredo M, 2005]. Aunque la aplicación de la carga fue diferente en esta

investigación, las vigas que presentaron un comportamiento muy similar al descrito anteriormente, son las vigas 23, 24, 31 y 32.

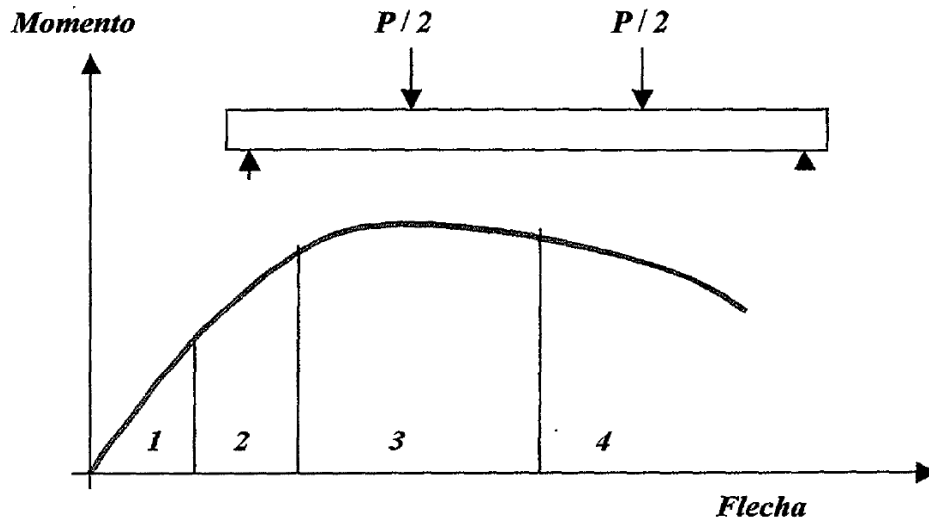


Figura 52. Comportamiento de un elemento de concreto sometido a flexión [Luizaga Patino Alfredo M, 2005].

En las curvas de carga - deformación mostradas en las figuras 42 a la 49 de las vigas experimentales, podemos observar la presencia de tres zonas definidas por cambios internos en el elemento, muy similar al descrito por Gómez Cassab et al. [2007] ; la primera zona corresponde al comportamiento elástico del material en donde el concreto aún no ha presentado degradación de rigidez por agrietamiento interno, la segunda región empieza en el inicio del agrietamiento interno del concreto y termina donde se observa el inicio de la fluencia en el acero de refuerzo, en esta zona es notoria la pérdida de rigidez ya que la pendiente de la curva es menor, comportamiento debido al agrietamiento del concreto y a la no linealidad del material. También en esta zona se desplaza el eje neutro hacia arriba debido a la aparición de grietas y la viga deja de ser elástica, por lo tanto las deformaciones o desplazamientos no son proporcionales a la carga aplicada. La tercera zona corresponde a la fluencia del acero de refuerzo, en donde se presentan grandes desplazamientos sin un aumento considerable de la carga aplicada. Los primeros síntomas de la fluencia son el incremento notable de la abertura y longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva de la grafica carga-deformación. En

algunas vigas fue más evidente y notorio apreciar este comportamiento esto debido a la no homogeneidad del elemento. Después de descargar la viga, esta no recuperó su posición original, lo cual es evidente que la viga se encuentra en una fase plástica.

Estos ensayos muestran que el emplear ceniza volante, como sustituto parcial del cemento en una viga de concreto reforzado, no afecta en gran medida las capacidades de carga, su resistencia a compresión ni el módulo de elasticidad del concreto, pero esto hasta un determinado porcentaje de sustitución que pudiera ser de un 20% o incluso hasta un 40% de sustitución, ya que como se pudo observar anteriormente, con un 60% de sustitución la viga no es capaz de mantener una resistencia aceptable, produciéndose una disminución en su capacidad de carga.

Observamos también que el tiempo de ensaye tiene poca influencia en la capacidad de carga máxima de la viga ya que en algunas vigas la capacidad de carga máxima fue muy similar aún a mayor edad. Las vigas que presentaron un incremento considerable en la capacidad de carga máxima, fue debido a que en las vigas con mayor edad de prueba (24 semanas) la reacción puzolánica de la ceniza volante tuvo más tiempo para poder desarrollarse, a diferencia de las vigas con menor edad (12 semanas). Para poder promover la reacción puzolánica entre la ceniza volante y el hidróxido de calcio, es necesario de una mayor edad de curado. Posiblemente si se hubiera dado una mayor edad de curado, se observaría un incremento en la capacidad de carga máxima para todas las vigas.

Patrón de agrietamiento

Todas las vigas mostraron un comportamiento estructural típico a flexión. Las vigas mostraron grandes deformaciones antes de la falla. En todos los casos el elemento que fallo fue el armado tipo ARMEX en la zona de tensión de la viga y la varilla de 3/8 mostró fluencia sin llegar a la falla. La primera grieta apareció muy cerca del centro del claro de la viga, donde se aplicó la carga puntual y donde el momento era máximo. Esta grieta fue de manera vertical lo que demuestra claramente que se trata de una grieta por flexión. Conforme se fue aplicando carga fueron apareciendo mas grietas verticales en ambas caras de la viga, al igual que unas fueron incrementando su longitud y otras incrementaron su espesor hasta la falla del

elemento. En las figuras 43 a la 56 podemos observar el patrón de agrietamiento que se obtuvo de las vigas ensayadas a flexión. Las grietas evolucionaron hasta alcanzar el bloque en compresión del concreto, quedando solo un tramo de 1 a 2 cm aproximadamente sin grietas. También aparecen grietas de longitud similar o igual, pero al final de su recorrido presentan una ligera inclinación hacia el punto central.

El patrón de agrietamiento es muy similar en todas las vigas, sin importar el contenido de ceniza volante ni el tiempo de ensaye, presentándose todas las grietas entre los 160 y 170 cm centrales de las vigas e igual de numero de grietas.

Observando ahora el ancho de grieta máximo por flexión, observamos que este se incrementa conforme aumenta el contenido de ceniza volante, teniendo un ancho de grieta de 1 mm en las vigas de referencia y llegando a ser de 8 mm para las vigas con un 60% de ceniza volante con relación a/cm de 0.50 a la edad de 12 semanas. Para las vigas con relación a/cm de 0.60 a la edad de 12 semanas se tiene un ancho de grieta de 6 mm para las vigas de referencia y llegando a un ancho de grieta máxima de 12.5 mm para las vigas con un 60% de ceniza volante. Comparándolo ahora con respecto a la edad de prueba, observamos que con respecto a la misma viga el ancho de grieta máxima disminuye. En base a esto podemos decir que el ancho de grieta disminuye conforme se incrementa el contenido tiempo de ensaye pero incrementa conforme aumenta el contenido de ceniza volante.

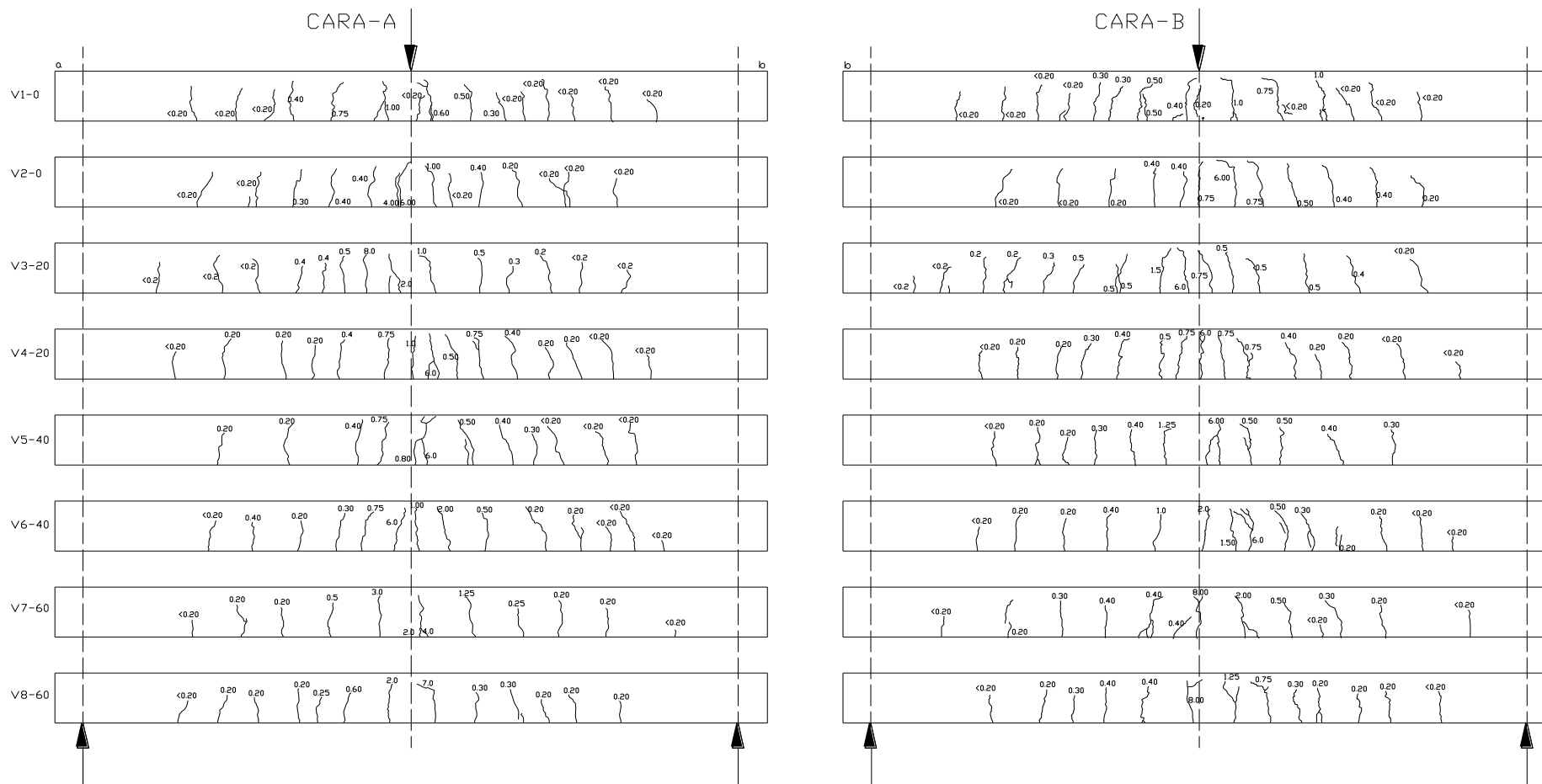


Figura 53. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas, $a/cm = 0.50$, edad de 12 semanas. Los valores sobre las grietas representan el ancho de grieta, en mm.

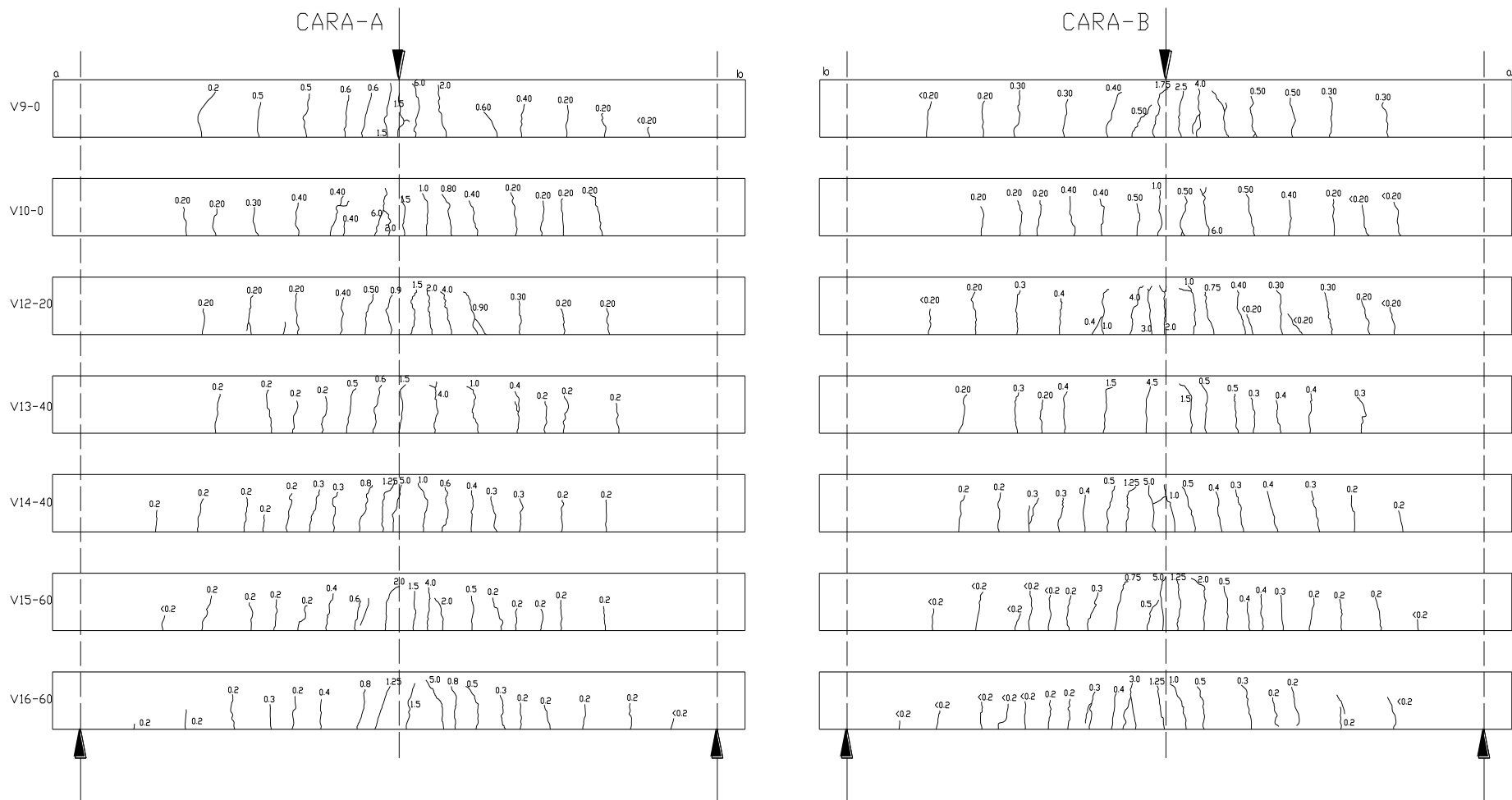


Figura 54. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas, $a/cm = 0.50$, edad de 24 semanas. Los valores sobre las grietas representan el ancho de grieta, en mm.

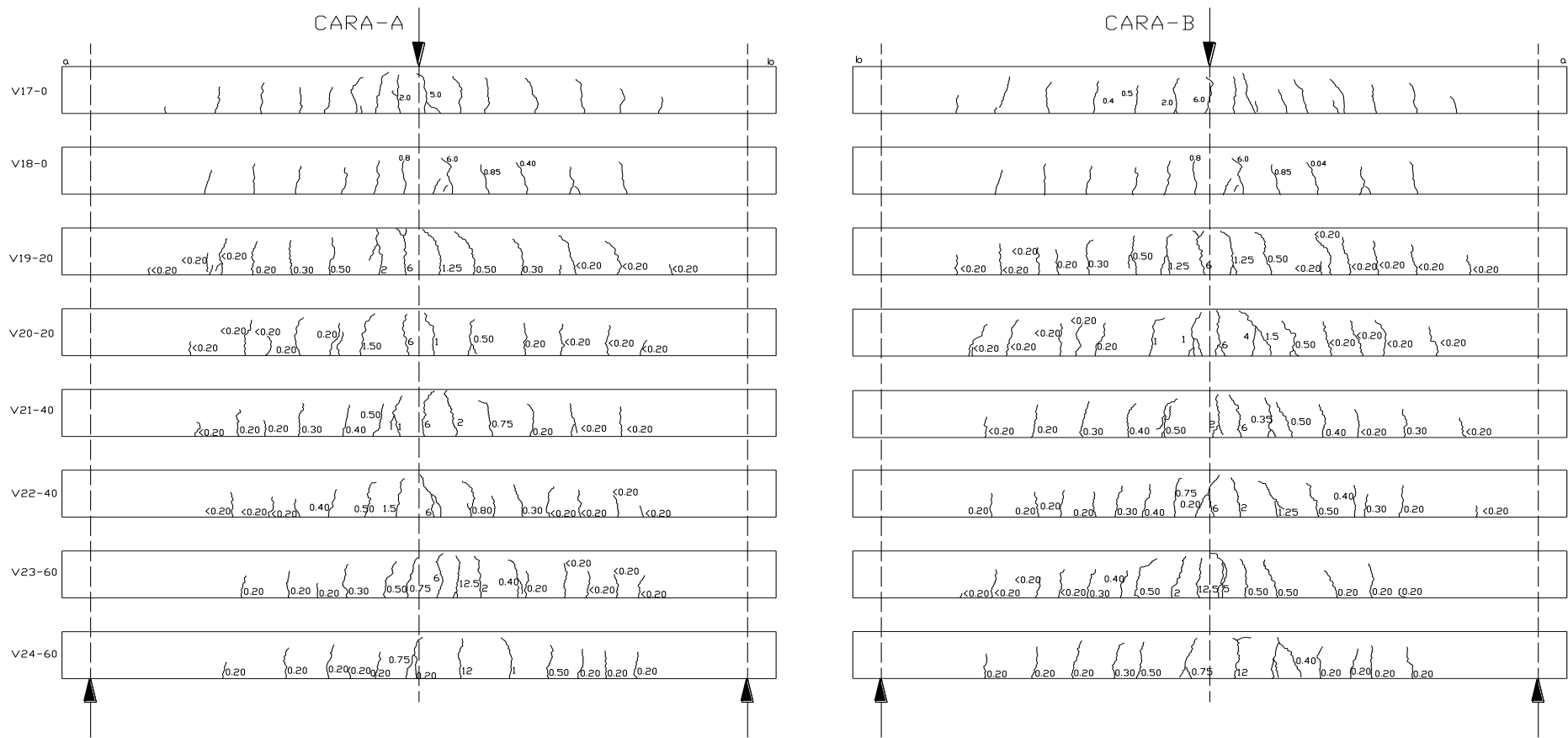


Figura 55. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas, $a/cm = 0.60$, edad de 12 semanas. Los valores sobre las grietas representan el ancho de grieta, en mm.

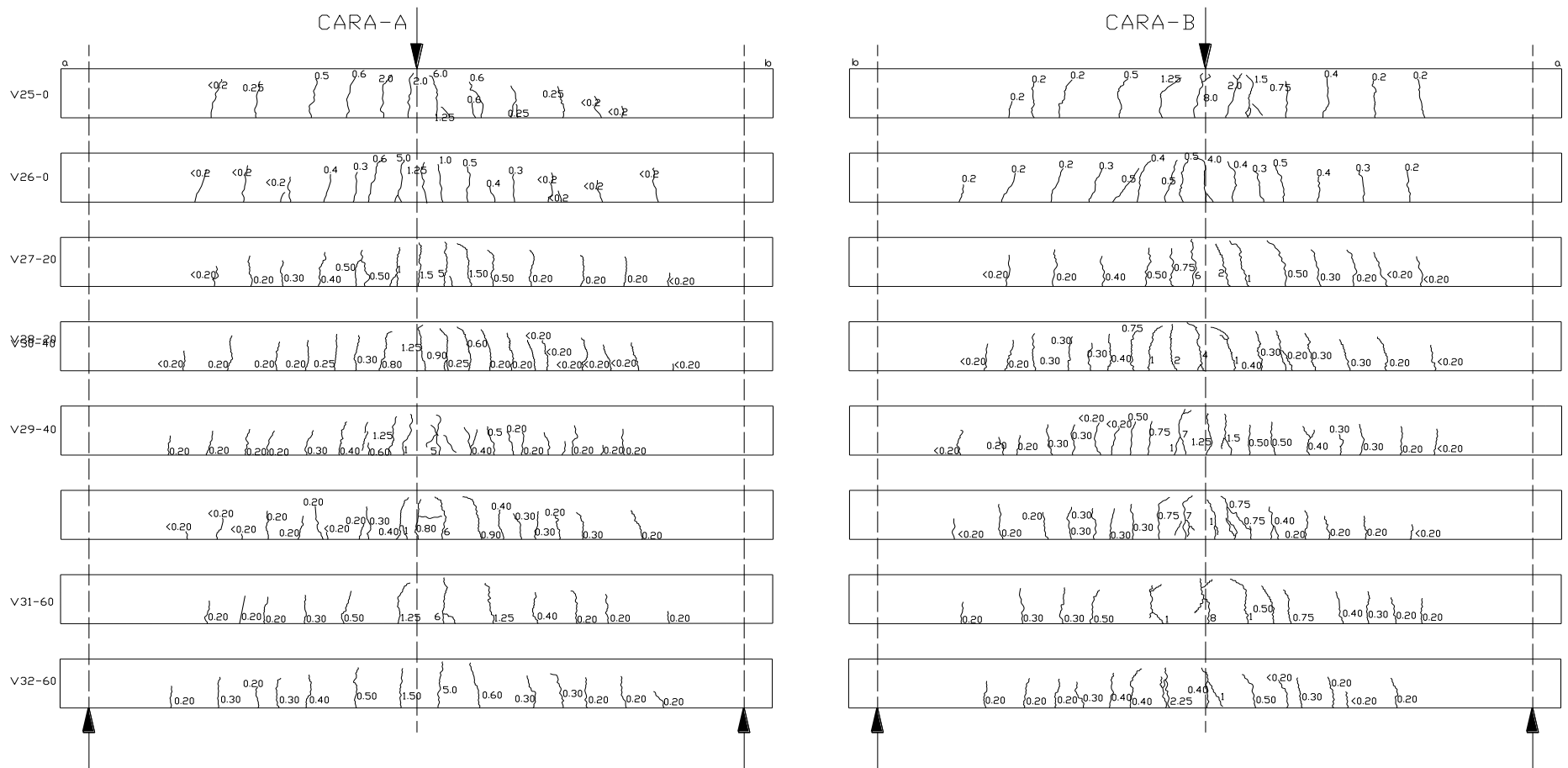


Figura 56. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas, $a/cm = 0.60$, edad de 24 semanas. Los valores sobre las grietas representan el ancho de grieta, en mm.

De la figura 57 a la 60 observamos la relación entre la longitud de grieta que se desarrolló y la carga aplicada. Esto se hizo con la finalidad de conocer cómo influye la ceniza volante en la carga de agrietamiento además del efecto en la longitud y en el desarrollo de las grietas.

Para la elaboración de las gráficas se tomaron los datos del nivel de carga y longitud de grieta de las grietas que aparecieron en los 60 cm centrales de la viga. Después de graficarse se trazó una línea que correlacionara los puntos graficados.

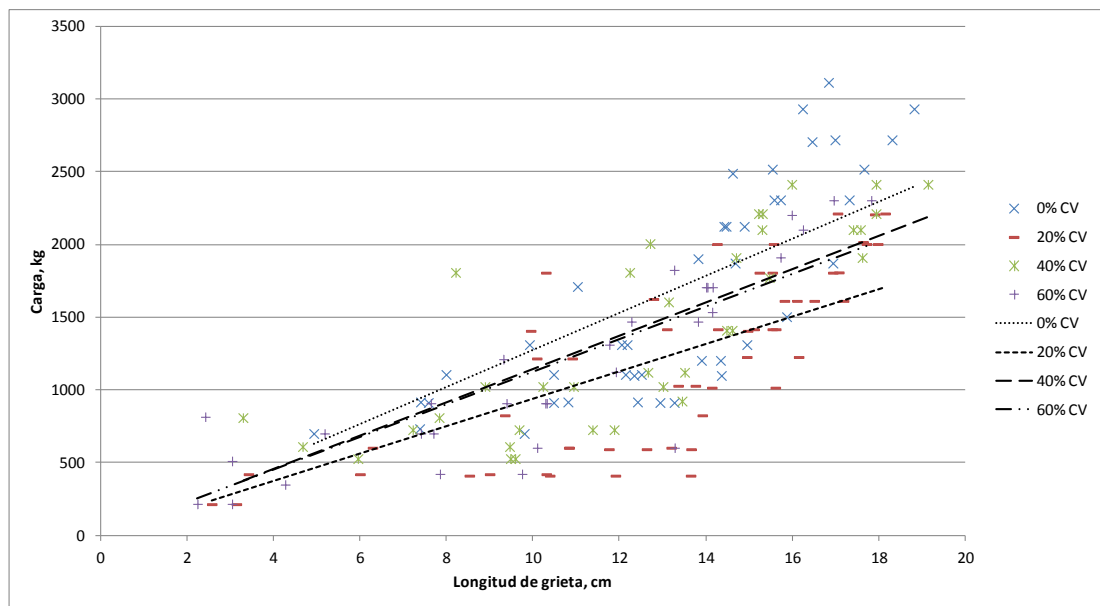


Figura 57. Longitud de grieta para las vigas de relación $a/cm = 0.50$ a la edad de 12 semanas.

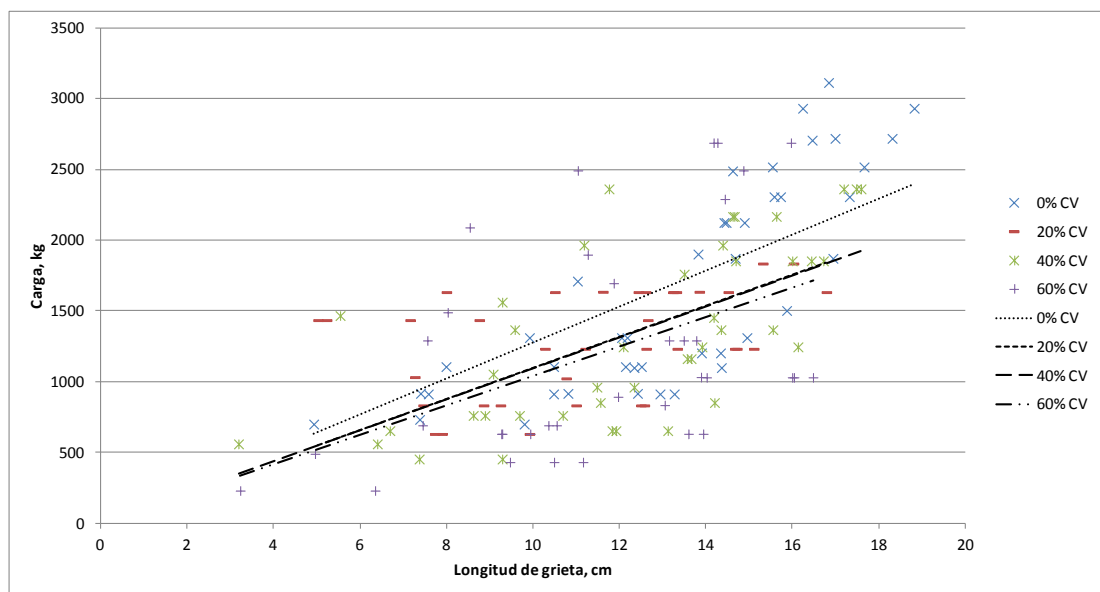


Figura 58. Longitud de grieta para las vigas de relación $a/cm = 0.50$ a la edad de 24 semanas.

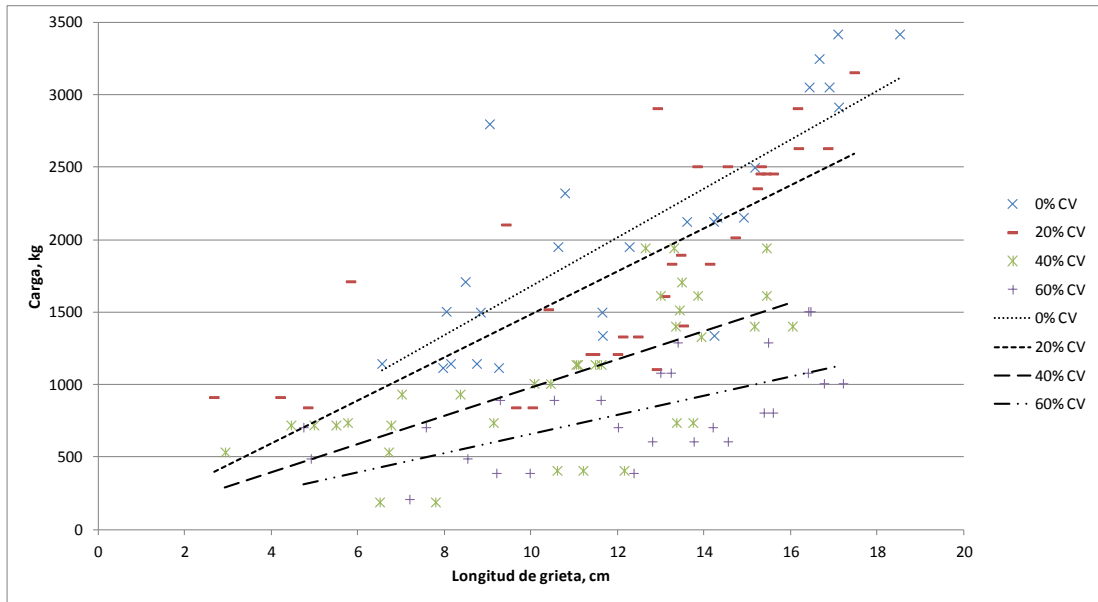


Figura 59. Longitud de grieta para las vigas de relación $a/cm = 0.60$ a la edad de 12 semanas.

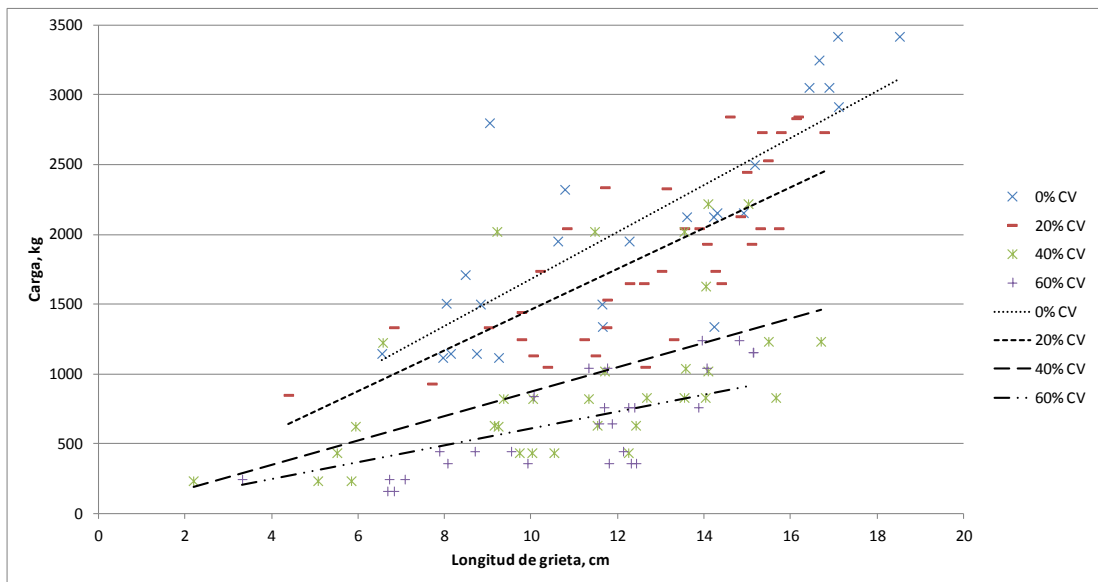


Figura 60. Longitud de grieta para las vigas de relación $a/cm = 0.60$ a la edad de 24 semanas.

Como podemos observar las grietas que primero aparecen son en las vigas que contiene ceniza volante. Mientras el porcentaje de ceniza volante incrementa, la primera grieta aparece a menor carga y en mayor longitud. La gran mayoría de las grietas presentaron una misma longitud de grieta hasta la carga de falla, que fue aproximadamente de entre 17 a 19 cm, sin importar el contenido de ceniza volante ni edad de ensaye.

Cantidad de trabajo (energía de deformación)

Los principios de la energía de deformación se usan mucho para determinar la respuesta de las máquinas y las estructuras sometidas a cargas tanto estáticas como dinámicas. Al aplicar una carga a la viga, dicha carga se mueve con lentitud al igual que la deformación y efectúa cierta cantidad de trabajo. Para calcular el trabajo efectuado por la aplicación de la carga, es necesario saber la forma en que varía la fuerza. Esta información la podemos obtener de la gráfica carga-deformación de las vigas, en donde por definición el trabajo efectuado por la carga es igual al área bajo la curva de carga-deformación.

En las figuras 61 y 62 se muestran graficados la cantidad de trabajo calculada de las vigas probadas. En dichas graficas podemos observar como conforme se incrementa en contenido de ceniza volante, la cantidad de trabajo efectuado por la carga, disminuye. En las vigas con relación a/cm de 0.50 se reduce la cantidad de trabajo hasta en un 26% a la edad de 12 semanas y se reduce hasta un 44% a la edad de 24 semanas, con respecto a las vigas de referencia. Para las vigas con relación a/cm de 0.60 se reduce la cantidad de trabajo en hasta un 58% a la edad de 12 semanas y se reduce hasta un 65% a la edad de 24 semanas, con respecto a las vigas de referencia. Lo que podemos observar es que mientras el contenido de ceniza volante se incrementa, la energía necesaria para hacer que el elemento falle es menor. También se puede relacionar la forma de falla de la viga, ya que cuando la energía liberada es grande se produce una falla frágil, y si la energía liberada es pequeña se produce una falla dúctil, teniéndose este tipo de falla en todas las vigas probadas.

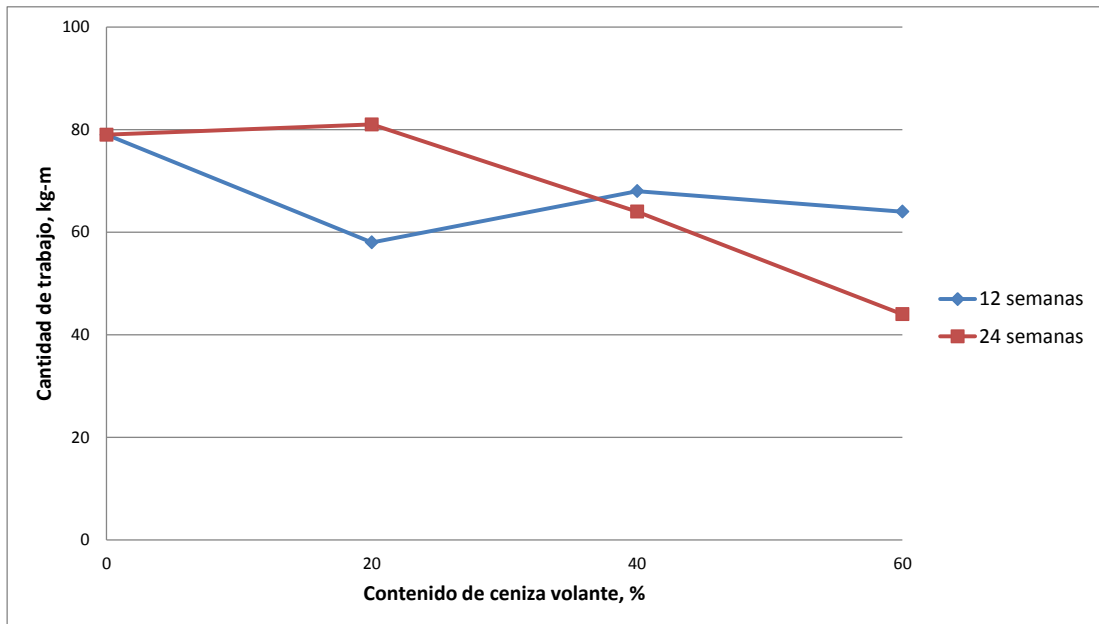


Figura 61. Cantidad de Trabajo, a/cm de 0.50

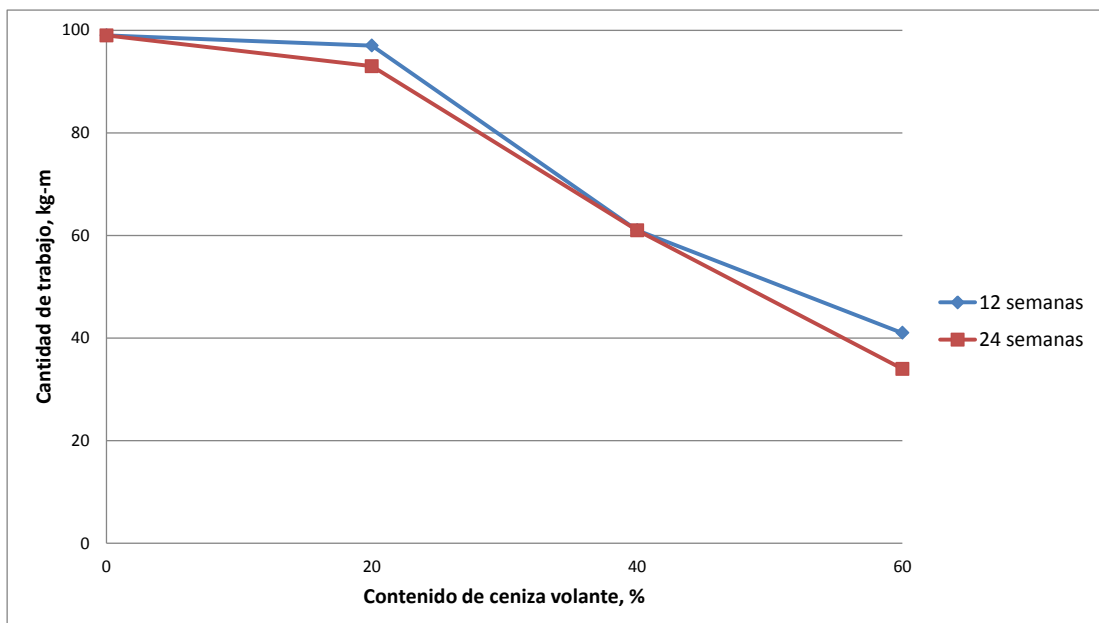


Figura 62. Cantidad de Trabajo, a/cm de 0.60

3.1. Evaluación teórica – experimental de la deflexión

La deflexión teórica se calculó de acuerdo a lo descrito en el capítulo 2, sección 2.1.4. En las figuras 63 y 64 se puede observar el comportamiento a flexión de las vigas estudiadas, tanto teórica como experimental.

Es evidente que el modelo teórico del ACI 318 solo predice el comportamiento lineal de la viga, es decir, antes de que el concreto empiece a fallar en la zona de compresión. Se puede observar que el modelo teórico se ajusta a los resultados experimentales cuando hay agrietamiento hasta antes de que el acero de refuerzo empiece a fluir. Sin embargo en la etapa plástica del comportamiento experimental de las vigas no es predicho por el modelo teórico del ACI 318. Esto es una limitante desde el punto de vista de ductilidad, ya que la etapa plástica es la que define la última deflexión que se registró. Esta diferencia entre la deflexión última medida (35 a 45 mm) y la deflexión última teórica (8 a 18 mm) en la mayoría de los casos es más del doble de la propuesta por el modelo teórico.

Lo anterior se debe a que el modelo teórico no toma en cuenta la pérdida de rigidez en sus términos y sí se registra una reducción en la carga o momento flexionante, el modelo reflejará una reducción de la deflexión, cuando en el comportamiento experimental una reducción de la carga o momento flexionante representó un incremento en la deflexión en la etapa plástica.

Con respecto al efecto del consumo de ceniza volante y la edad de prueba, no parece tener una influencia significativa en lo que a ductilidad se refiere, sin embargo es claro que con el 40% y 60% de ceniza volante la resistencia a flexión se reduce en un 20% y 50% respectivamente.

Es importante el uso de modelos teóricos por parte de los reglamentos que permiten predecir tanto la etapa elástica como la plástica, con la finalidad de conocer el comportamiento general de un elemento de concreto reforzado sujeto a flexión ya que en las construcciones reales, no en pocos casos se alcanzan estos niveles de carga y la predicción teórica generaría resultados poco apegados a la realidad de la estructura, esto hablando en términos de las deflexiones y la ductilidad del elemento estructural.

12 semanas

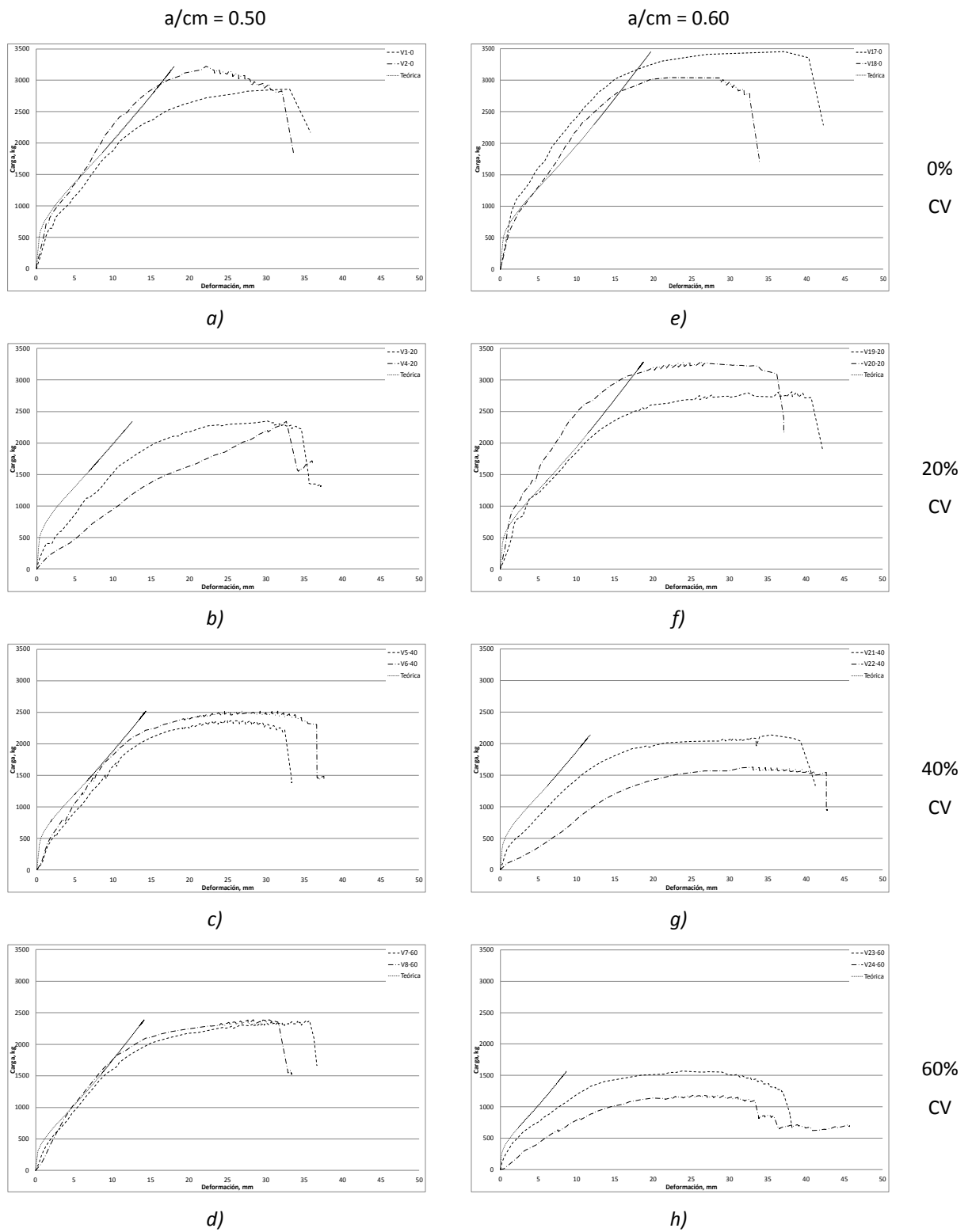


Figura 63. Comparación teórica-experimental a la edad de 12 semanas.

24 semanas

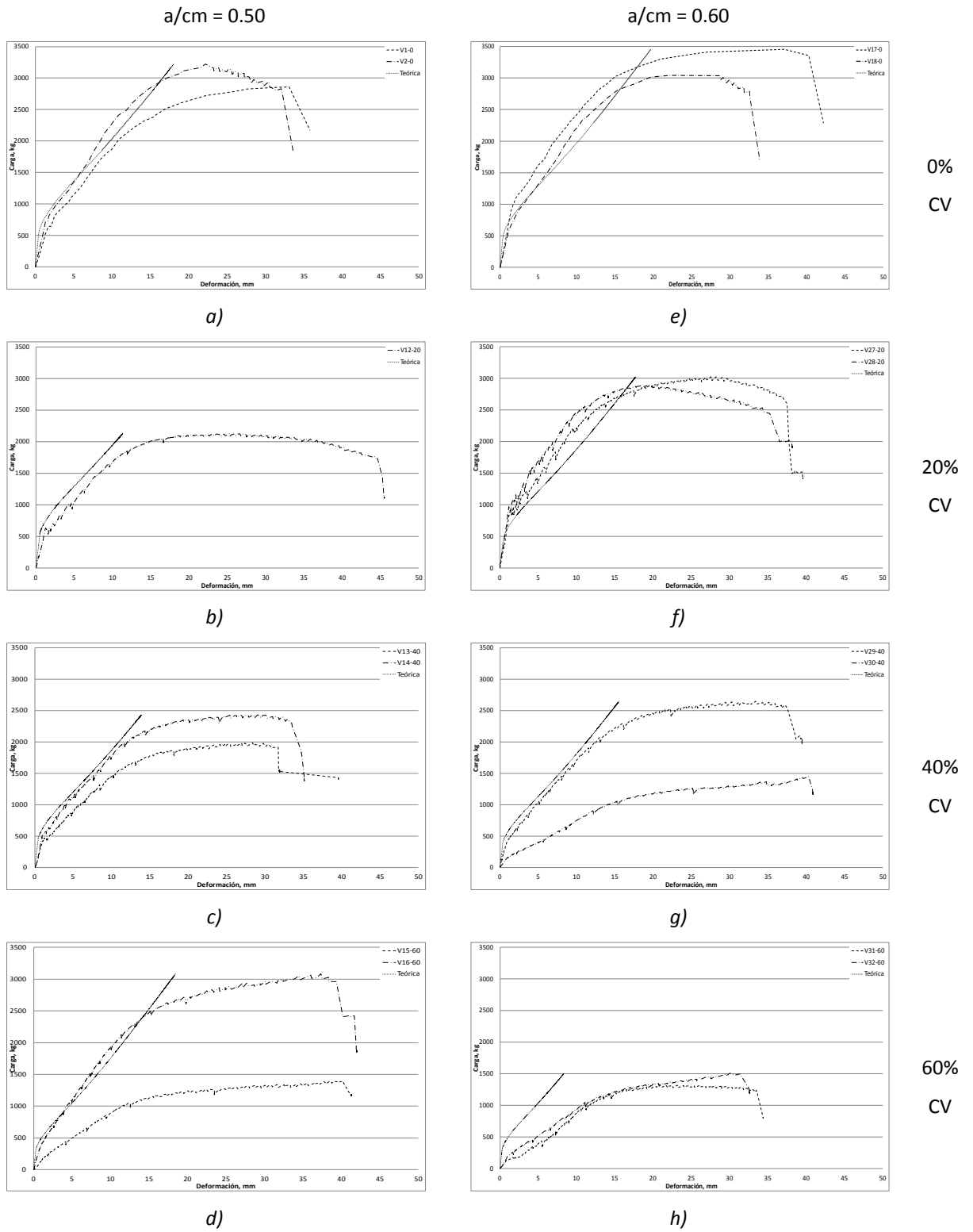


Figura 64. Comparación teórica-experimental a la edad de 24 semanas.

Capítulo 4

CONCLUSIONES

CAPÍTULO 4.

CONCLUSIONES

De la investigación realizada, se desprenden las siguientes conclusiones:

El tamaño promedio de las partículas de cemento son un 79% más pequeñas que las de ceniza volante, también las partículas de cemento tienen una distribución normal.

Las partículas de ceniza volante son de forma esférica, algunas huecas y otras sólidas.

Al incrementar el porcentaje de sustitución de ceniza volante la resistencia a compresión en los especímenes disminuye, aunque la diferencia de resistencias de los especímenes de relación a/cm de 0.50, con un 20% de ceniza volante a la edad de 24 semanas es del 5% en comparación con los de referencia. La diferencia de resistencias de los especímenes de relación a/cm de 0.60, con un 20% de ceniza volante a la edad de 24 semanas es del 10% en comparación con los de referencia.

Al incrementar la edad de curado de 4 a 24 semanas para los especímenes con relación a/cm de 0.50, la resistencia a la compresión se incrementó un 6% para los especímenes de referencia, un 32% para los especímenes con un 20% de ceniza volante, un 17% para los especímenes con un 40% de ceniza volante y de un 32% para los especímenes con un 60% de ceniza volante. Para los especímenes con relación a/cm de 0.60, la resistencia a la compresión se incrementó un 16% para los especímenes de referencia, un 24% para los especímenes con un 20% de ceniza volante, un 26% para los especímenes con un 40% de ceniza volante y de un 45% para los especímenes con un 60% de ceniza volante.

Al incrementar el porcentaje de sustitución de ceniza volante el módulo de elasticidad disminuye, pero este comportamiento es invertido o muy similar para los especímenes con un 20% de ceniza volante en comparación con los especímenes de referencia a partir de la semana 8 en ambas relaciones a/cm. Este incremento fue del 1.5% para los especímenes con relación a/cm de 0.50 y de un 1% para los especímenes con relación a/cm de 0.60, ambos para 24 semanas de curado.

Al incrementar la edad de curado de 4 a 24 semanas para los especímenes con relación a/cm de 0.50, el módulo de elasticidad se incrementó un 6% para los especímenes de referencia, un 17% para los especímenes con un 20% de ceniza volante, un 16% para los especímenes con un 40% de ceniza volante y de un 20% para los especímenes con un 60% de ceniza volante. Para los especímenes con relación a/cm de 0.60, el módulo de elasticidad se incrementó un 5% para los especímenes de referencia, un 17% para los especímenes con un 20% de ceniza volante, un 18% para los especímenes con un 40% y 60% de ceniza volante.

Al incrementar el contenido de ceniza volante se reduce la capacidad de carga máxima en las vigas de concreto reforzado, habiendo reducciones de hasta un 23% para las vigas con relación a/cm de 0.50 y de un 58% para las vigas con relación a/cm de 0.60. Conforme a la carga de agrietamiento existe una reducción en dicha carga, teniendo reducciones de hasta un 61% para las vigas con relación a/cm de 0.50 y de un 62% para las vigas con relación a/cm de 0.60.

La rigidez se reduce en las vigas para ambas relaciones a/cm a la edad de 12 semanas, existiendo reducciones de hasta un 28% para las vigas con relación a/cm de 0.50 y de un 45% para las vigas con relación a/cm de 0.60. Las vigas de relación a/cm de 0.60 a la edad de 24 semanas existe un incremento en la rigidez del 23%.

Todas las vigas presentaron grandes deformaciones entre un 35 y 45 mm en la carga de falla a flexión y mostraron grietas de este tipo de falla. En las vigas con relación a/cm de 0.50 se reduce la cantidad de trabajo hasta en un 26% a la edad de 12 semanas y se reduce hasta un 44% a la edad de 24 semanas, con respecto a las vigas de referencia. Para las vigas con relación a/cm de 0.60 se reduce la cantidad de trabajo en hasta un 58% a la edad de 12 semanas y se reduce hasta un 65% a la edad de 24 semanas, con respecto a las vigas de referencia.

Se puede observar que el modelo teórico se ajusta a los resultados experimentales cuando hay agrietamiento hasta antes de que el acero de refuerzo empiece a fluir. Sin embargo en la etapa plástica del comportamiento experimental de las vigas no es predicho de forma adecuada por el modelo teórico del ACI 318.

Capítulo 5

RECOMENDACIONES

CAPÍTULO 5.

RECOMENDACIONES

El trabajo desarrollado en esta tesis deja abierta la puerta a posibles mejoras y complementos del estudio realizado. Debe tenerse en cuenta que, con el fin de obtener una comprensión completa del comportamiento de la deflexión, las investigaciones adicionales podrán incorporar los efectos del flujo (creep), la retracción y el módulo de ruptura del concreto. Al igual que examinar de manera microscópica la zona intersticial entre la pasta y agregado, para observar el desarrollo de mejoramiento de dicha zona. Es necesario continuar preparándose aún más para poder llegar a obtener resultados concluyentes en lo referente a la influencia de la ceniza volante en la deflexión de vigas de concreto reforzado.

Adicionalmente otras líneas de investigación pueden ser:

- a) Establecer dosis de cemento mínima, que optimice la activación de una dosis preestablecida de cenizas volantes, en función de las características del cemento y de la ceniza considerada.
- b) Explorar con un cementante ternario o con otros materiales cementantes o puzolánicos (escoria granulada de alto horno, humo de sílice, ceniza volante clase C, ceniza gruesa, metacaolin, etc.), en sustitución del cemento o inclusive de los agregados (fino y grueso).
- c) Estudiar el efecto de la ceniza volante con un tiempo de curado más prolongado, de 12 y 24 semanas hasta 36 semanas o más.

Referencias

REFERENCIAS

Referencias bibliográficas.

1. Ahmaruzzaman M.; A review on the utilization of fly ash, *Progress in Energy and Combustion Science*, 2010, 36, pp. 327–363.
2. Alain Bilodeau and V. Mohan Malhotra, “High-Volume Fly Ash System: Concrete Solution for Sustainable Development”, *ACI Materials Journal/January-February 2000*.
3. Álvarez Mariana, Salas Julián, Veras Janer, “Properties of concrete made with fly ash”, *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Volume 10, Number 2 May 1988.
4. Bamforth, P.B. “In situ measurement of the effect of partial portland cement replacement using either fly ash or ground granulated blast furnace slag on the performance of mass concrete”; *Proc.Inst. Civ. Engrs.*, 69; 777-800, 1980.
5. Bandyopadhyay, A. K. “Material properties and structural behaviour of lightweight (Solite) concrete”, Ph.D. Thesis, University of Sheffield, 1974, 376 pp
6. Bouzoubaa N., M.H. Zhang, V.M. Malhotra, “Mechanical properties and durability of concrete made with high-volume fly ash blended cements using a coarse fly ash”, *Cement and Concrete Research* 31 (2001) 1393–1402.
7. Burak Uzal, Lutfullah Turanli, and P. Kumar Mehta. High-Volume Natural Pozzolan Concrete for Structural Applications. *ACI Materials Journal*. September-October 2007 pp. 535-538
8. Campton, F.R., and MacInnis, C. “Field of fly ash concrete”; *Ontario Hydro Research News*, 18-21, Jan-Mar 1952.
9. Carette, G. C.; Bilodeau, A., Cheverier, R. L., and Malhotra, V. M., *Mechanical Properties of Concrete Incorporating High Volumes of Fly Ash From Sources in the US*, *ACI Materials Journal*, V. 90, No. 6, Nov-Dic. 1993, pp 535-544.
10. Carette, G.C. and Malhotra, V.M. “Characterization of Canadian fly ashes and their performance in concrete” *Division Report, MRP/MSL 84-137; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada*, 1984.
11. Dan Ravina, “Mechanical properties of structural concrete incorporating a high volume of Class F fly ash as partial fine sand replacement”, *Materials and Structures*, Vol. 31, Mars 1998, pp 84-90
12. Dan Ravina, “Properties of fresh concrete incorporating a high volume of fly ash as partial fine sand replacement”, *Materials and Structures*, Vol. 30, October 1997, pp 473-479

13. Dan Ravina, Metha, P. K., Compressive Strength of Low Cement/High Fly Ash Concrete, *Cement and Concrete Research*, V. 18, 1988, pp 571-583.
14. Dan Ravina, P.K. Mehta. "Properties of Fresh Concrete Containing Large Amounts of Fly Ash", *Cement and Concrete Research*. Vol. 16, 1986, pp. 227-238.
15. Diamond, S.; Lopez-Flores, F.: Comparative Studies of the Effects of Lignitic and Bituminous Fly Ashes in Hydrated Cement Systems. Boston : Material Research Society—In: *Effects of Fly-ash Incorporation in Cement and Concrete: Proceedings Symposium Annual Meeting*, Boston, November 16–18, 1981, s. 112–123 21
16. Durán-Herrera A., Valdez P., Rivera-Torres J. Synergetic effect of a polycarboxilate superplasticizers and fly ash, in the production of a concrete with conventional water/binder ratios. Ninth ACI international Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete. October 2009, pp 45-59.
17. Durán-Herrera A., Juárez C.A., Valdez P., Bentz D.P., Evaluation of sustainable high-volume fly ash concretes, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 33, 2011, pp. 39-45.
18. Edward Arnold LEA, F.M.: *The Chemistry of Cement and Concrete*. Third edition London, Publ. Ltd., 1970.
19. Evans, R. H. and Dongre, A. V. "The suitability of a lightweight aggregate (Aglite) for structural concrete", *Magazine of Concrete Research*, Vol 15, July 1963, pp. 93 100.
20. Fernández-Carrasco Lucía, E. Vázquez, "Reactions of fly ash with calcium aluminate cement and calcium sulphate", *Fuel*, 2009, 88, pp 1533–1538.
21. Gómez Cassab Alexander, Lizarazo Marriaga Juan Manuel; "Influencia de la no linealidad de material en las deflexiones inmediatas de vigas de concreto reforzado", *Revista ingeniería e investigación* vol. 27 no.2, agosto de 2007 (92-99).
22. Hamdy M. Mohamed, Radhouane Masmoudi, "Flexural strength and behavior of steel and FRP-reinforced concrete-filled FRP tube beams", *Engineering Structures* 32, 2010, pp 3789–3800.
23. Helmuth, R. "Fly Ash in Cement and Concrete"; Portland Cement Association, 1987, p. 202.
24. Heyden, Van Der, I.; Biervliet, Van, I.; Mortelmans, F., "A design method of mix proportioning for concrete using fly ash", 1st international conference on the use of fly ash, silica fume, slag and other mineral byproducts in concrete, Montebello, 31. July–5. Aug. 1983.
25. J.L.Alonso and K.Wesche, "Characterization of Fly Ash", *Fly Ash in Concrete Properties and Performance*, RILEM Report 7, 2005.

26. Jan Bijen. Benefits of slag and fly ash. *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 5, pp. 309-314, 1996
27. Jawed I., J.Skalny, TH. Bach, P.Schubert, J.Bijen, H.Grube, S.Nagataki, H.Ohga and M.A.Ward, "Hardened Mortar and Concrete With Fly Ash", *Fly Ash in Concrete Properties and Performance*, RILEM Report 7, 2005.
28. Kokubu, M. (1969). *Fly Ash and Fly Ash Cement*. In *Proceedings of the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement*. Tokyo: Japan, 113p.
29. Kosmatka, H. Steven, Beatrix Kerkhoff, William C. Panarese y Jussara Tanesi, (2004). *Diseño y control de mezclas de concreto*. Portland Cement Association. Skokie, Illinois, EE.UU, 468p.
30. Lam, L., Wong, Y.L. y Poon, C.S.; "Effect of Fly Ash and Silica Fume on Comprehensive and Fracture Behaviors of Concrete". *Cement and Concrete Research*, 1998, 28, 271 - 283.
31. Lamond, J.F. "Twenty-five years' experience using fly ash in concrete", *Proceeding, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Other Mineral By-Products in Concrete*, Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983, ACI Special Publication SP79, pp 47-69.
32. Langley, W. S.; Carette, G. C.; and Malhotra, V. M, "Structural concrete incorporating high volumes of ASTM Class F fly ash", *ACI MJ*, Sep-Oct 1989, pp 507-514.
33. Luizaga Patino Alfredo M., *Comportamiento Mecánico de Vigas de Hormigón Armado Reforzadas con Bandas Encoladas con Resinas Epoxídicas*, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2005
34. M.L. Berndt, "Properties of sustainable concrete containing fly ash, slag and recycled concrete aggregate", *Construction and Building Materials*, 2009, 23, pp 2606–2613.
35. M.R. Esfahani, M.R. Kianoush, A.R. Tajari, "Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets", *Engineering Structures* 29, 2007, pp 2428–2444.
36. Malhorta, V.M., Zhang, M., Read, P.H. y Ryell, J; "Long-Term Mechanical Properties and Durability Characteristics of High-Strength/High- Performance Concrete Incorporating Supplementary Cementing Materials under Outdoor Exposure Conditions". *ACI MJ* (2000), 90 (60), 518 – 525.
37. Malhotra V. M., "Durability of Concrete Incorporating High-Volume of Low-Calcium (ASTM Class F) Fly Ash", *Cement & Concrete Composites* 12 (1990) 271-277.
38. Malhotra V.M., P. Kumar Mehta, "Puzzolanic and Cementitious Materials", *Advanced in Concrete Technology*, Volume 1, 1996.

39. Malhotra, V.M., P.K. Mehta, "High-Performance, High-Volume Fly Ash Concrete", Materials, Mixture Proportioning, Construction Practice, and Case Histories, 2002,
40. Manjit Singh, Mridul Garg, "Durability of cementing binders based on fly ash and other wastes", Construction and Building Materials 21 (2007) 2012–2016.
41. McCarthy M.J., R.K. Dhir, "Development of high volume fly ash cements for use in concrete construction", Fuel 84 (2005) 1423–1432.
42. Mehta, P. Kumar, Paulo J. M. Monteiro (1998). Concreto: estructura, propiedades y materiales. IMCYC A.C.
43. Mehta, P.K. "Influence of fly ash characteristics on the strength of Portland cement-fly ash mixtures"; Cement and Concrete Research, V. 15, 1985, pp. 669–674
44. Naik, T.R., Kraus, R., Ramme, B., Siddique, R. ; (2003) "Mechanical Properties and Durability of Concrete Pavements Containing High Volume of Fly Ash". ACI Special Publication, 212, 319 - 340.
45. Nilson Arthur, Diseño de Estructuras de Concreto, Duodécima Edición , Ed Mc Graw Hill (1999)
46. P. Asokana, Mohini Saxena, Shyam R. Asolekar, "Coal combustion residues— environmental implications and recycling potentials", Resources, Conservation and Recycling 43 (2005) 239–262
47. P. Chindaprasirt, C. Chotithanorn, H.T. Cao, V. Sirivivatnanon, "Influence of fly ash fineness on the chloride penetration of concrete", Construction and Building Materials, 2007, 21, pp 356–361.
48. Pacewska Barbara, I. Wili ska, G. Blonkowski, "Investigations of cement early hydration in the presence of chemically activated fly ash", Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, Vol. 93 (2008) 3, 769–776.
49. Parker , Diseño Simplificado de Concreto Reforzado, Ed Limusa.
50. Powers, T.C.; "The physical structure and engineering properties of concrete". Research and Development Laboratories Bulletin, (1990), 24.
51. Rafat Siddique, " Performance characteristics of high-volume class F fly ash concrete", Cement and Concrete Research Vol. 34, 2004, pp. 487–493
52. Rafat Siddique, "Coal Fly Ash", Waste Materials and By-Products in Concrete, Chapter 6, Springer 2008.
53. Rafat Siddique, "Effect of fine aggregate replacement with Class F fly ash on the mechanical properties of concrete", Cement and Concrete Research 33 (2003) 539–547.
54. Rafat Siddique, "Properties of concrete incorporating high volumes of class F fly ash and san fibers", Cement and Concrete Research, 2003
55. Rashid M. A. and Mansur M. A, Reinforced High-Strength Concrete Beams in Flexure, ACI Structural Journal, V. 102, No. 3, May-June 2005.

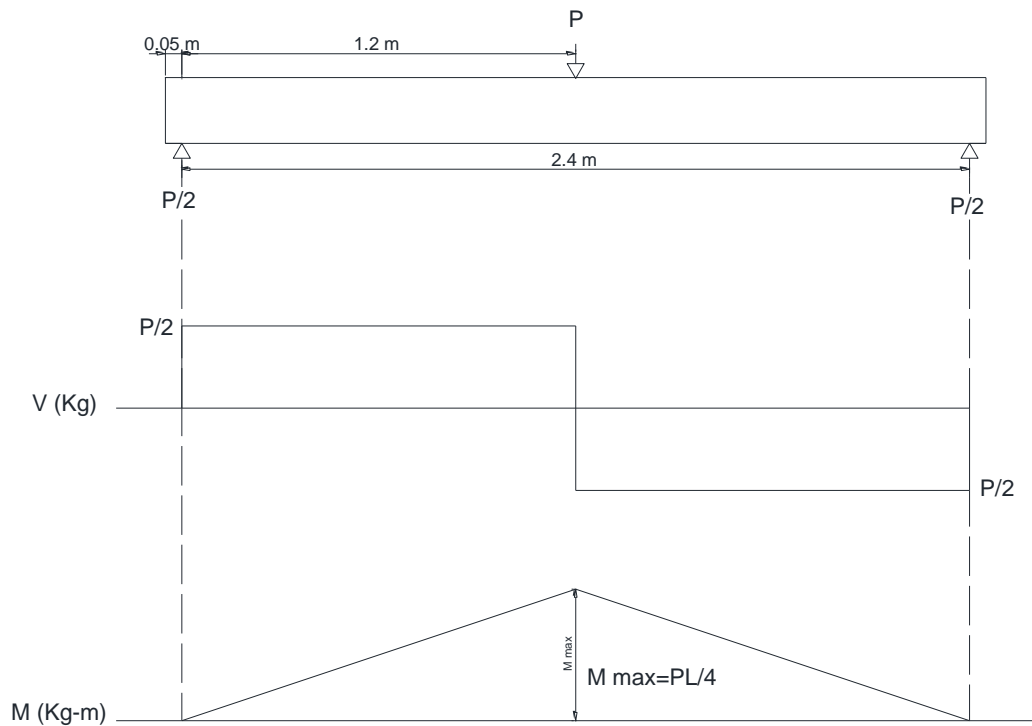
56. Rodríguez, S. Jesús, "El Empleo de Cenizas Volantes en la Fabricación de Hormigones", *Revista de Obras Publicas*, Julio 1988 p. 663-676.
57. S. K. Park, D. S. Yang. "Flexural behavior of reinforced concrete beams with cementitious repair materials", *RILEM. Materials and Structures* 38. April 2005. Pp 329-334.
58. Saleh Hamed Alsayed. "Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars", *Cement and Concrete Composites* 20, 1998, pp 1-11.
59. Shideler, J.J., *J. ACI, Proc.*, Vol. 54, No. 4, 1957
60. Sivasundaram, V., Carette, G.G. y Malhorta, V.M. ; (1991) "Mechanical Properties, Creep, and Resistance to Diffusion of Chloride Ions of Concrete Incorporating High Volumes of ASTM Class F Fly Ashes from Seven Different Sources". *ACI MJ*, 88 (4), 407 – 416.
61. Stuart, K.D., Anderson, D.A., Cady P.D., *Compressive Strength Studies on Portland Cement Mortars Containing Fly Ash Superplasticizer*, *Cement and Concrete Research*, V. 10, 1980, pp 823-832
62. Swamy R. N. and G. H. Lambert. Flexural behavior of reinforced concrete beams made with fly ash coarse aggregates. *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Volume 6, Number 3 August 1984.
63. Swamy, R. N. and Lambert, G. H. "Mix design and properties of concrete made from PFA coarse aggregates and sand", *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Vol. 5, No. 4, Nov. 1983, pp. 263--275.
64. Tarun R. Naik, Shiw S. Singh, Mohammad M. Hossain, "permeability of concrete containing large amounts of fly ash", *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, No. 5, pp. 913-922, 1994.
65. Torres Acosta Andrés A., Fabela Gallegos Manuel de Jesús, Vázquez Vega David, Hernández Jiménez José Ricardo, Martínez Madrid Miguel, Muñoz Noval Alejandro; "Cambios en la rigidez y resistencia a la flexión de vigas de concreto dañadas por corrosión del refuerzo", *Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación técnica No. 204, Sanfandila, Qro. 2002.*
66. Ubbriaco P., P. Bruno, A. Traini and D. Calabrese, "Fly Ash Reactivity, Formation of hydrate phases", *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, Vol. 66 (2001) 293–305.
67. Vagelis G. Papadakis. Effect of fly ash on Portland cement systems Part I. Low-calcium fly ash. *Cement and Concrete Research* Vol. 29, 1999, pp. 1727–1736
68. Vagelis G. Papadakis. Effect of fly ash on Portland cement systems Part II. High-calcium fly ash. *Cement and Concrete Research* Vol. 30, 2000, pp. 1647-1654

Normas.

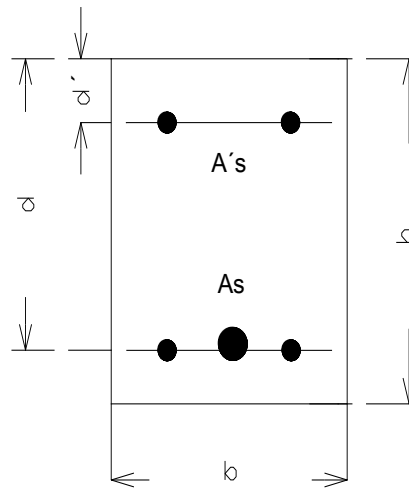
1. ACI 309 R 05. Guide for Consolidation of Concrete.
2. ACI 318 08. Reglamento de concreto estructural.
3. ASTM B 822 10. Standard Test Method for Particle Size Distribution of Metal Powders and Related Compounds by Light Scattering.
4. ASTM C 29 07a. Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate.
5. ASTM C 31 09. Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field.
6. ASTM C 33 08. Standard Specification for Concrete Aggregates.
7. ASTM C 39 05. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.
8. ASTM C 127 07. Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.
9. ASTM C 128 07a. Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate.
10. ASTM C 143 08. Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete.
11. ASTM C 188 03. Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement.
12. ASTM C 469 02. Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.
13. ASTM C 618. Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete.
14. ASTM C 494 08a. Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete.
15. NMX C 407 ONNCCE 2001. Industria de la construcción - Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto – especificaciones y métodos de prueba.
16. NMX C 414 ONNCCE 2004. Industria de la Construcción – Cementos Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Prueba.

Anexos

A) Dimensiones de las vigas y diagramas de cortante y momentos



Dimensiones de la viga



$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$d = h - (\phi \text{ varilla longitudinal}/2) - (\phi \text{ varilla transversal}) - \text{recubrimiento}$$

$$d = 20 - (0.6/2) - (0.4) - 2.5$$

$$d = 16.80 \text{ cm.}$$

Resistencia a cortante aportada por el concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_w d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{376}(15)(16.80) \quad f'c=376 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 2590 \text{ kg}$$

Resistencia a cortante aportado por el acero

$$V_s = \frac{A_s F_y d}{S}$$

S= Separación de estribos = 15.8cm

As= 0.13 cm²

$$V_s = \frac{2(0.13)(5000)(16.80)}{(15.80)}$$

Fy= 5000 kg/cm²

$$V_s = 1382 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 2590 + 1382$$

$$V_n = 3972 \text{ kg}$$

$V = P/2$ POR LO TANTO $P=2V = 2(3972) = 7944 \text{ Kg}$ carga para falla tipo cortante

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'c b}$$

Fy(armex) = 6000 kg/cm²

As (armex) = 0.57cm²

$$a = \frac{(0.57)(6000) + (0.71)(4200)}{0.85(376)(15)}$$

Fy (varilla 3/8) = 4200 kg/cm²

As (varilla 3/8) = 0.71 cm²

$$a = 1.33 \text{ cm.}$$

$$Mn = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = [(0.57)(6000) + (0.71)(4200)] \left(16.80 - \frac{1.33}{2} \right)$$

$$Mn = 1030 \text{ kg-m}$$

$$P = (4M)/L$$

$$P = 4(1030)/2.40 = 1720 \text{ Kg.}$$

Por lo tanto la carga del Mn es 4.6 veces menor que la carga para generar una falla tipo cortante, por lo tanto el elemento fallara a flexión.

Calculo de deflexión

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI_e}$$

$$I_e = I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right]$$

$$M_a = \frac{Pl}{4} + \frac{wl^2}{8} = 1030 + 51 = 1081 \text{ kg-m}$$

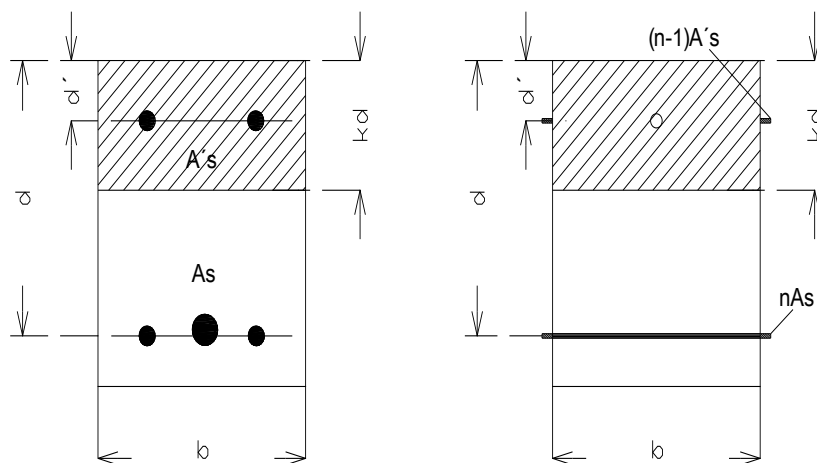
$$M_{cr} = \frac{frI_g}{y_t} \quad fr = 2\sqrt{f'_c}, \quad I_g = \frac{bh^3}{12}, \quad y_t = \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$fr = 2\sqrt{376} = 38, \quad I_g = \frac{15(20)^3}{12} = 10000 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{38(10000)}{10} = 38000 \text{ kg-cm} = 380 \text{ kg-m}$$

$$I_{cr} = \frac{bkd^3}{12} + bkd \left(\frac{kd}{2} \right)^2 + nAs(d - kd)^2$$

Localizando el eje neutro



$$\frac{(kd)^2}{2}(b) + (n-1)A's(kd - d') - n * As(d - kd) = 0$$

$$Es = \frac{(Aarmex)(Earmex) + (As)(Es)}{Aarmex + As}$$

$$Es = \frac{(957)(1524873) + (0.71)(2039000)}{0.57 + 0.71}$$

$$Es = 1810053 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{386000}{1810053} = 4.69$$

$$\frac{(kd)^2}{2}(15) + (4.69 - 1)(0.57)(kd - 3.2) - 4.69 * 1.28(16.80 - kd) = 0$$

Nota: obtenemos dos valores de Kd por medio de la formula general

$$Kd_1 = 3.28$$

$$Kd_2 = -4.35$$

Seleccionamos el Kd_1 ya que es el valor positivo

$$I_{cr} = \frac{bkd^3}{12} + bkd\left(\frac{kd}{2}\right)^2 + nAs(d - kd)^2$$

$$I_{cr} = \frac{15(3.28)^3}{12} + 15(3.28)\left(\frac{3.28}{2}\right)^2 + 4.69(1.28)(16.8 - 3.28)^2$$

$$I_{cr} = 44.1094 + 132.3283 + 1097.3273$$

$$I_{cr} = 1273 \text{ cm}^4$$

$$I_e = I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 + I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right]$$

$$I_e = 10000 \left(\frac{380}{1081}\right)^3 + 1273 \left[1 - \left(\frac{380}{1081}\right)^3\right]$$

$$I_e = 434 + 1217 = 1651 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI_e}$$

P = Cambia de acuerdo a la carga aplicada en la viga.

L = cte. 240cm.

E = cambia de acuerdo a lo obtenido en los cilindros.

I_e = cambia de acuerdo a las características de las vigas.

B) Resultados en estado endurecido.

Tabla B1. Resistencia a compresión de especímenes cilíndricos.

Edad (semanas)	a/cm = 0.50				a/cm = 0.60			
	Resistencia (kg/cm ²)							
	0%	20%	40%	60%	0%	20%	40%	60%
4	443	318	299	161	345	282	223	127
8	446	373	336	202	384	334	272	148
12	464	402	343	224	387	352	294	178
16	466	412	350	232	392	354	296	179
20	470	446	355	236	401	366	301	211
24	474	463	361	240	414	372	304	230

Tabla B2. Módulo de elasticidad de especímenes cilíndricos.

Edad (semanas)	a/cm = 0.50				a/cm = 0.60			
	Módulo de Elasticidad (x10 ³ kg/cm ²)							
	0%	20%	40%	60%	0%	20%	40%	60%
4	372	333	308	274	355	314	296	253
8	384	387	326	293	357	351	309	263
12	386	387	344	312	361	359	334	277
16	393	393	356	333	363	362	345	280
20	396	398	363	340	366	373	358	303
24	397	403	369	342	376	380	360	309