

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



Excelencia que trasciende

DEL VALLE
GRUPO EDUCATIVO

**Aplicación de Sistemas Tecnológicos enfocados al Diseño
Estructural**

Análisis de marcos estructurales de concreto armado, mediante modelos computacionales y modelos físicos a escala.

Trabajo de Megaproyecto presentado por José Roberto Paiz y Carlos Enrique Obiols para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil.

Guatemala

2012

MEGAPROYECTO

Aplicación de Sistemas Tecnológicos enfocados al Diseño
Estructural

TOMO II

Análisis de marcos estructurales de concreto armado, mediante
modelos computacionales y modelos físicos a escala

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



**Aplicación de Sistemas Tecnológicos enfocados al Diseño
Estructural**

Análisis de marcos estructurales de concreto armado, mediante modelos computacionales y modelos físicos a escala.

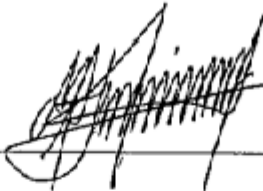
TOMO II

Trabajo de Megaproyecto presentado por José Roberto Paiz y Carlos Enrique Obiols para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil.

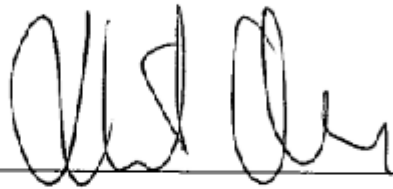
Guatemala

2012

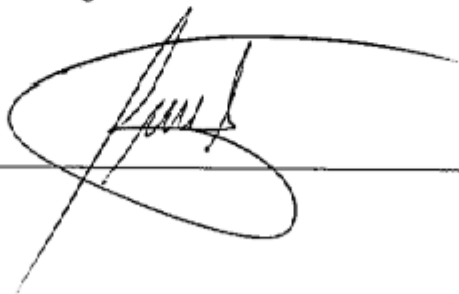
Vo. Bo. :

(f) 
Ing. Manuel Antonio Jiménez

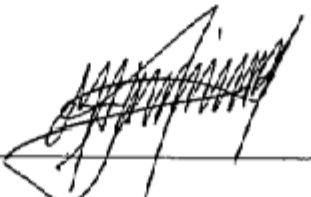
Tribunal Examinador:

(f) 

Ing. Roberto Godo

(f) 

Ing. Luis Diaz Coto

(f) 
Ing. Manuel Antonio Jiménez

Fecha de aprobación: Guatemala, 6 de noviembre de 2012.

PREFACIO

Este trabajo de investigación surge del deseo de experimentar con modelos físicos y computacionales, los conocimientos obtenidos durante los estudios universitarios de Ingeniería Civil con relación al concreto reforzado. Debido a los diversos problemas económicos y sociales que presentan los países latinoamericanos en vías de desarrollo, entre ellos Guatemala, existe cierto rezago en el campo del modelismo para el estudio y análisis de elementos estructurales.

Por esta razón, en este trabajo de investigación se implementarán las bases teóricas ya existentes sobre modelos computacionales y físicos de marcos de concreto reforzados, para así profundizar en el estudio del microconcreto aplicado en modelos a escala. Así también en expandir nuestro conocimiento en relación a las mezclas de concreto, utilizando un factor de escala y modificando sus propiedades para utilizarlo en el desarrollo y fabricación de modelos estructurales. Todo esto se llevará a cabo, con el fin de analizar si los modelos en microconcreto son representativos con la realidad en conjunto con el estudio de parámetros que hagan real dicho estudio.

También es de gran interés promover el uso del microconcreto y modelismo de elementos estructurales a escala, como prácticas de laboratorio en el departamento de ingeniería civil en las universidades de Guatemala, con el propósito de comprender mejor el comportamiento del concreto armado en los diferentes elementos estructurales.

En primer lugar, agradecemos a Dios por ser el centro de nuestras vidas y guiarnos a lo largo de ella poniéndonos en el camino a las personas que agradecemos a continuación.

A nuestros padres, por su apoyo incondicional y su motivación brindada a lo largo de nuestras vidas y ser ejemplo de superación y perseverancia. A nuestros hermanos y demás familiares por su cariño y grata compañía.

María Aguilar y Regina Bagur por su cariño y apoyo incondicional. A nuestros amigos y compañeros por hacer este camino una aventura inolvidable.

Agradecemos a Leonel Morales, Erick Díaz, Miguel Monroy y Beiter Reina, por abrir sus puertas y brindar su conocimiento técnico y apoyo incondicional durante la elaboración del presente trabajo de investigación.

Queremos agradecer al Ing. Roberto Godo y a todos los miembros de la UVG, incluyendo catedráticos, personal administrativo y de servicio, por hacer un grato recuerdo estos años de estudio.

Esperamos contribuir con futuras investigaciones sobre el análisis de modelos estructurales y que estos sean promovidos en las universidades de Guatemala como prácticas de laboratorio.

ÍNDICE

PREFACIO	vi
ÍNDICE.....	viii
LISTA DE TABLAS	x
LISTA DE FIGURAS.....	xii
LISTA DE IMÁGENES	xiv
LISTA DE GRÁFICOS	xv
RESUMEN	xvi
II. INTRODUCCIÓN.....	1
III. Objetivos.....	3
A. Generales	3
B. Específicos.....	3
IV. MARCO CONCEPTUAL	4
A. Conceptos generales	4
B. Introducción al modelismo en la Ingeniería Estructural.....	13
C. Acero de refuerzo	20
D. Técnicas para la fabricación de modelos.....	26
E. Aspectos a considerar en el diseño de elementos estructurales.....	28
F. Requerimientos de similitud.....	30
V. METODOLOGÍA.....	33
A. Recopilación de información.....	33
B. Alcance de estudio.....	34
C. Desarrollo del modelo	34
D. Proceso de diseño	36
VI. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	57

A.	Modelo teórico del marco prototipo	57
B.	Modelo teórico del marco a escala	63
C.	Acero de refuerzo.	73
D.	Módulo de elasticidad.....	73
E.	Ensayo de modelo físico.....	75
F.	Calibración de modelo computacional	79
VII.	CONCLUSIONES.....	90
VIII.	RECOMENDACIONES	91
IX.	BIBLIOGRAFÍA	92
X.	APÉNDICE	94

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Escalas típicas para modelos de resistencia y elástico	17
Tabla 2. Dimensiones de columna para modelo prototipo.	37
Tabla 3. Dimensiones de viga para modelo prototipo.	37
Tabla 4. Proporciones de materiales en diseño de la mezcla 1.....	41
Tabla 5. Proporción de materiales en diseño de mezcla 2.....	42
Tabla 6. Elaboración de espécimen de mezcla 2.	42
Tabla 7. Molde con especímenes terminados.	42
Tabla 8. Proporciones de materiales en diseño de mezcla 3.....	44
Tabla 9. Porcentaje de materiales dentro de las mezclas realizadas.	44
Tabla 10. Matriz de fuerza.....	49
Tabla 11. Matriz K' para columnas de modelo prototipo.	58
Tabla 12. Matriz de rotación para columnas de modelo prototipo.	58
Tabla 13. Matriz de rotación transpuesta para columna de modelo prototipo.....	58
Tabla 14. Matriz de rigidez de las columnas del modelo prototipo.....	58
Tabla 15. Matriz K' para viga de modelo prototipo.....	59
Tabla 16. Matriz de rotación para viga de modelo prototipo.	59
Tabla 17. Matriz de rotación transpuesta para viga de modelo prototipo.	59
Tabla 18. Matriz de rigidez para viga de modelo prototipo.	59
Tabla 19. Matriz ensamblada para modelo prototipo.	60
Tabla 20. Matriz de rigidez reducida para modelo prototipo.	60
Tabla 21. Matriz de rigidez reducida inversa para modelo prototipo.....	60
Tabla 22. Vector fuerza de modelo prototipo.	61
Tabla 23. Vector deformación de modelo prototipo.....	61
Tabla 24. Matriz K' para columnas de modelo en escala 1:4	64
Tabla 25. Matriz de rotación para columnas de modelo en escala 1:4	64
Tabla 26. Matriz de rotación transpuesta para columnas de modelo en escala 1:4	64
Tabla 27. Matriz de rigidez para columnas de modelo a escala de 1:4.	64
Tabla 28. Matriz K' para viga de modelo en escala 1:4.....	65
Tabla 29. Matriz de rotación para viga de modelo en escala 1:4.....	65
Tabla 30. Matriz de rotación transpuesta para viga de modelo en escala 1:4.	65
Tabla 31. Matriz de rigidez para viga de modelo en escala 1:4	65

Tabla 32. Matriz ensamblada de rigidez de modelo en escala 1:4.	66
Tabla 33. Matriz reducida de modelo en escala 1:4.	66
Tabla 34. Matriz reducida inversa de modelo en escala 1:4.	66
Tabla 35. Vector fuerza del modelo en escala 1:4.	67
Tabla 36. Vector deformación del modelo en escala 1:4.	67
Tabla 37. Deformaciones laterales causadas por carga aplicada en ensayo de módulo de elasticidad.	74
Tabla 38. Resultados de módulo de elasticidad.	74
Tabla 39. Deformación generada por carga aplicada en el marco #1.	77
Tabla 40. Deformación generada por carga aplicada en el marco #2.	77
Continuación de Tabla 40. Deformación generada por carga aplicada en el marco #2. ..	78
Tabla 41. Fractura en la viga superior de los marcos.	79
Tabla 42. Fractura en la viga inferior de los marcos.	79
Tabla 43: Deformación y deriva de modelo computacional modificado en escala 1:1	87
Tabla 44. Comparación de resultados de modelos computacionales fracturados.	88
Tabla 45: Resultados de deformaciones y derivas de los modelos computacionales No fracturados.	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Estructura de una mezcla de concreto.	8
Figura 2. Proporción volumétrica de la mezcla del concreto.	8
Figura 3. Zonificación sísmica para la República de Guatemala	12
Figura 4. Detalles de mapa de zonas sísmicas.	12
Figura 5. Esquema del modelo inicial y la carga aplicada.	34
Figura 6. Esquema del marco con sus ejes respectivos.	48
Figura 7. Compresómetro/extensómetro utilizado para determinar el módulo de elasticidad.	54
Figura 8. Dibujo del modelo prototipo con descripción de los ejes en los nudos.	57
Figura 9: Imagen de fuerza aplicada a marco prototipo	62
Figura 10: Extrusión de modelo prototipo.....	62
Figura 11: Resultado de deformación de modelo prototipo	63
Figura 12. Fuerza aplicada al modelo computacional en escala 1:4.....	68
Figura 13. Vista del modelo computacional a escala 1:4	68
Figura 14. Resultado de deformaciones del modelo computacional en escala 1:4.....	69
Figura 15. Resultados de resistencia a compresión de las mezclas de concreto trabajadas.	69
Figura 16. Revenimiento y relación agua/cemento de los diseños de mezcla trabajados.....	70
Figura 17. Datos de resistencia de varillas de refuerzos del fabricante.....	73
Figura 18. Datos y dimensionales de varillas de refuerzo del fabricante.	73
Figura 19. Modelo computacional modificado en escala 1:4	80
Figura 20. Módulo de elasticidad modificado en el modelo computacional.....	80
Figura 21. Sección fracturada de viga superior en el modelo computacional.....	81
Figura 22. Sección fracturada de viga inferior en el modelo computacional.	81
Figura 23. Deformación del modelo computacional modificado en escala 1:4	82
Figura 24. Valores de deformación del modelo computacional modificado en escala 1:4	82
Figura 25. Valor del levantamiento en la columna derecha del marco de microconcreto.	83

Figura 26. Deformación de una viga en voladizo afectada por una carga puntual en un extremo.	85
Figura 27: Fuerza aplicada a modelo computacional modificado en escala 1:1.	87
Figura 28: deformación de modelo computacional modificado en escala 1:1	87

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1. Muestra de arena caliza utilizada como agregado fino.....	39
Imagen 2. Muestra de grava caliza utilizada como agregado grueso.	39
Imagen 3. Tamizadora.	40
Imagen 4. Bachadora de 1 litro.....	40
Imagen 5. Elaboración de espécimen de mezcla 1.	41
Imagen 6. Molde con especímenes terminados.	41
Imagen 12. Formaleta de madera.....	50
Imagen 7. Varillas y estribos de columnas.	51
Imagen 8. Armadura de columnas y vigas del marco a escala.	51
Imagen 9. Armadura del marco a escala.	51
Imagen 10. Proceso de fundición.....	52
Imagen 11. Marco 2 fundido en su totalidad.	52
Imagen 13. Modelo físico a escala durante el ensayo.....	54
Imagen 14. Modelo físico durante el ensayo.	76
Imagen 15. Apoyo con excentricidad en el modelo físico.....	76
Imagen 16. Efecto de volteo en la columna derecha del marco de microconcreto.....	83
Imagen 17. Proceso de soldado en el apoyo rediseñado.....	94
durante el ensayo del modelo físico.	
Imagen 18. Punta de acero del gato hidráulico utilizado para.....	94
ensayar el modelo físico.	
Imagen 19. Deformímetro digital utilizado para medir la.	95
deformación del modelo físico durante el ensayo.	
Imagen 20. Gato hidráulico utilizado para aplicar una carga.	95
lateral puntual al modelo físico.	

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfica 1. Resistencia a compresión versus tiempo, para la mezcla 1.	71
Gráfica 2. Resistencia a compresión versus tiempo, para mezcla 2.	71
Gráfica 3. Resistencia a compresión versus tiempo, para mezcla 3.	72
Gráfica 4. Resistencia a compresión versus tiempo de la mezcla usada en la fabricación del modelo físico.....	72

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo de investigación, consiste en la implementación de modelos físicos y computacionales de marcos de concreto reforzado resistentes a momento, con la finalidad de analizar su desempeño y comportamiento al ser afectado por una carga lateral. Se pretende con este estudio, promover en el Departamento de Ingeniería Civil el modelismo, como parte del proceso de diseño y análisis de elementos y marcos de concreto reforzado.

El análisis de modelos físicos conlleva el estudio de casos análogos, para lo cual se llevó a cabo una recopilación de estudios previos para la fabricación del modelo a escala y el modelo computacional. La base teórica se recopiló del libro escrito por Harry Harris y Gajanan Sabnis titulado *Structural Modeling and Experimental Techniques*. Este libro contiene de varias investigaciones realizadas en relación al modelismo, las cuales fueron llevadas a cabo en centros de investigación y Universidades de alto prestigio de Estados Unidos, Asia y Europa. A partir de la información recolectada, se determinó una escala apropiada para modelar un marco de concreto reforzado a escala.

La primera parte del proceso consistió en determinar la escala y definir los parámetros con los que se van a trabajar. Una vez definida la escala y los parámetros, se procedió a hacer un predimensionamiento del modelo prototipo, el cual servirá de guía para elaborar y comparar los resultados del modelo a escala. El siguiente paso fue realizar un diseño de mezcla apropiado para el modelo físico, se eligió un modelo de resistencia con una escala $\frac{1}{4}$. Se diseñó una mezcla de concreto a escala con un mínimo de resistencia a compresión de 4,000 psi. El acero utilizado como refuerzo longitudinal fueron varillas de alta resistencia con un diámetro de 6mm. Para los estribos se utilizó alambre galvanizado. Una vez definida la mezcla a utilizar mediante ensayos de compresión, se procedió a calcular mediante el método de rigidez la deformación del modelo al aplicar una carga lateral. El diseño estructural se basó en AGIES y en ACI 318, para una estructura tipo D no mayor a 12 metros de altura. El diseño de la armadura de refuerzo, se basó en un tipo de armado para pórticos y vigas intermedios resistentes a momento.

Luego se elaboró el modelo prototipo y el modelo a escala en un programa computacional (ETABS) para modelar la deformación de ambos modelos y analizar los resultados. Por último se fabricó el modelo físico a escala para comprar y analizar nuevamente los resultados, y de esta forma determinar si el modelo físico de microconcreto es consistente con el modelo prototipo.

I. INTRODUCCIÓN

La aplicación de modelos estructurales en el campo de la Ingeniería ha sido desde hace varios años un campo de gran alcance para analizar elementos y estructuras antes de ser construidas. Este proceso ha sido responsable de grandes descubrimientos y ha ayudado a perfeccionar, cada vez más, el proceso de construcción de grandes proyectos alrededor del mundo. Para poder desarrollar un modelo estructural a escala, existen ciertos requerimientos de similitud que deben ser tomados en cuenta para la fabricación del modelo. Debido a que el modelismo es un campo de ciencia empírica, se presta para realizar estudios y teorías. Las cuales son probadas por investigadores alrededor del mundo para poder progresar cada vez más en éste amplio campo de estudio.

Los modelos estructurales y la reducción de estructuras a escala, siempre han jugado un papel muy importante en la enseñanza de la ingeniería estructural, la investigación y el diseño. Experimentos de estructuras a escala han sido importantes para la enseñanza de la mecánica estructural y conceptos de la misma Ingeniería Estructural. (Harris-Sabnis, 1999)

Los requerimientos de similitud y demás bases teóricas se obtuvieron principalmente del libro *Structural Modeling and Experimental Techniques* escrito por Harry Harris y Gajanan Sabnis. A partir de esas bases teóricas, se llevó a cabo un riguroso análisis del tipo de modelo a elaborar. Para esto se investigó en el mercado de construcción local los materiales existentes y otros materiales alternativos para llevar a cabo el modelo. La escala 1:4 que se utilizó en el modelo a escala, fue seleccionada debido a que una escala más pequeña conlleva el uso de materiales alternativos que cada vez se separan más de las características del modelo prototipo y permiten una mejor similitud con el modelo real.

Para diseñar el refuerzo de los elementos del marco se basó en el ACI 318-05 sección 21.12, la cual cita los requisitos para pórticos intermedios resistentes a momento. Debido a que se estudió un tipo de estructura ordinaria sin ascensor, (Nivel de protección D, según AGIES, pues no sobrepasa los 12 metros de altura), fue posible utilizar el tipo de armado intermedio. Pues si fuera una estructura mayor a los 12 metros, debería de considerarse un armado especial.

A partir de las pruebas de resistencia a compresión de la mezcla de microconcreto, se procedió a dimensionar las columnas y la viga del modelo del marco a escala para así después diseñar el refuerzo adecuado en referencia al modelo prototipo. Luego, mediante el método de rigidez se analizaron ambos modelos (prototipo y escala) para determinar las deformaciones obtenidas al ser aplicada una carga lateral al marco. Se determinó si el modelo a escala se estaba comportando de manera coherente con el modelo prototipo. Posteriormente se modelaron ambos marcos por medio del software ETABS, para así comprobar las derivas y su comportamiento producido por la aplicación lateral de una carga.

Para culminar el proceso de modelado, se fundieron los marcos de microconcreto a escala. Tras 28 días de fraguado se ensayaron los modelos y se analizaron los resultados para comprobar con lo determinado teóricamente. El análisis consiste en la comparación de la deformación producida por una carga lateral aplicada, en un diseño de un modelo teórico y físico de un marco, con el fin de estudiar si los materiales utilizados para su construcción, pueden ser utilizados en estudios de elementos estructurales.

II. Objetivos

A. Generales

- Estudiar el comportamiento de un marco de concreto armado a escala, utilizando microconcreto y acero de refuerzo, para verificar su viabilidad y factibilidad mediante los resultados de un modelo teórico y computacional.
- Implementar las bases teóricas para la elaboración de modelos físicos estructurales a escala mediante el uso de microconcreto y acero de refuerzo.
- Proyectar los resultados de un modelo a escala para predecir el comportamiento de un marco de concreto reforzado real.

B. Específicos

- Investigar casos análogos de modelismo (contexto y requerimientos) y antecedentes sobre microconcreto y modelos físicos.
- Investigar antecedentes sobre mezclas de concreto y microconcreto, así también su aplicación en modelos físicos a escala.
- Investigar los tamaños, diámetros y resistencias de varillas de refuerzo.
- Desarrollar y optimizar un diseño de mezcla de micro concreto representativa para modelos a escala.
- Diseñar y desarrollar dos modelos a escala de un marco físico de micro concreto reforzado con acero.
- Ensayar, analizar y comparar el modelo computacional vs el modelo físico propuesto, y determinar si el modelo físico a escala con micro concreto es representativo con la realidad.

III. MARCO CONCEPTUAL

A. Conceptos generales

Un marco es una estructura formada por dos pilares o columnas unidos por una viga. Una columna, a nivel general en la ingeniería, es un elemento estructural que transmite, a través de compresión, el peso de las vigas y la estructura a otros elementos estructurales ubicados por debajo de ella. (Arqhys, 2004)

Las vigas son piezas de madera, hierro u hormigón armado, que se colocan horizontalmente dentro de la estructura, se apoyan en dos puntos y están destinadas a soportar cargas. Las vigas están sometidas a esfuerzos de flexión. (Arquigrafico, 2012)

Para realizar el modelo de un marco estructural de concreto a escala, se deben considerar muchos aspectos en el diseño. Desde la naturaleza de los materiales a utilizar, antecedentes de estudios similares, el tipo de modelo y su escala, los diferentes ensayos que conlleva el diseño, el proceso de elaboración del modelo y muchos otros aspectos.

1. Concreto. En términos generales un concreto u hormigón, puede definirse como la mezcla de un material aglutinante (Cemento Portland Hidráulico), un material de relleno (agregados o áridos), agua y eventualmente aditivos, que al endurecerse forma un todo compacto (piedra artificial) y después de cierto tiempo es capaz de soportar grandes esfuerzos de compresión. Es importante incluir entre los componentes del concreto al aire, pues juega un papel muy importante dentro de éste. (Torres, 2009)

Posee una baja resistencia a la tensión, por lo que se hace una combinación de concreto y acero de refuerzo para mejorar esta característica. El acero proporciona la resistencia a tensión de la cual carece el concreto. A esta combinación se llama concreto reforzado.

El concreto porque proporciona mejores características que las rocas naturales, como por ejemplo:

- Mayor resistencia a compresión

- Resistencia a esfuerzos de tracción
- Resistencia a flexión

2. Componentes del concreto.

a. Cemento. A la mezcla de piedra caliza, arcilla y puzolanas (en algunos casos), se le llama cemento Portland. Posee un color grisáceo y es el principal componente del concreto. Los cementantes que se utilizan para la fabricación del concreto son hidráulicos, es decir, fraguan y endurecen al reaccionar químicamente con el agua, aun estando inmersos en ella. (Fundación ICA, 2,000)

El cemento que se utiliza es un cemento Portland Hidráulico, con propiedades adhesivas y cohesivas que le dan capacidad de aglutinar los agregados para conformar el concreto. Estas propiedades dependen de su composición química, grado de hidratación, finura de las partículas, velocidad de fraguado, calor de hidratación y resistencia mecánica que es capaz de soportar.

b. Agregados (finos y gruesos). Como agregados o áridos (piedra y/o Arena) podemos tomar en consideración aquellos materiales que poseyendo una resistencia propia suficiente (resistencia del grano) no perturban ni afectan el proceso de endurecimiento del cemento hidráulico, es decir, que son inertes y garantizan una adherencia con la pasta de cemento. Estos materiales pueden ser naturales o artificiales, dependiendo de su origen. (Rocas y arenas).

Los agregados forman $\frac{3}{4}$ partes del volumen del concreto. En la mezcla se utilizan agregados finos (arena) y agregado grueso (grava o piedra triturada). El agregado fino es aquel que pasa la malla del tamiz No.4 (1/4 de pulgada de separación entre alambres), el agregado de mayor tamaño es considerado grueso. En la sección 3.3.2 del código ACI se especifican los tamaños máximos de los agregados que pueden usarse en concreto reforzado. Los agregados deben ser fuertes, durables y limpios. No deben contener polvo u otras partículas que puedan interferir en la adherencia entre la pasta de cemento y los agregados. La resistencia de los agregados afecta de forma directa en las propiedades y durabilidad del concreto.

c. Agua. El agua que se utilice debe ser limpia y pura y debe tener las siguientes características: PH máximo 5, sustancias disueltas máximo 15 gr/litro, sulfatos máximo 1 gr/litro, Iones Cloro máximo 6 gr/litro y no debe contener Hidratos de Carbono. (Torres, 2009)

Resulta más perjudicial para el concreto utilizar aguas no adecuadas en su curado, que en su amasado. (Torres, 2009)

La razón de que los cementos sean hidráulicos es debido a que presentan propiedades de fraguar y endurecer al ser humedecidos. Esto ya que experimentan una reacción química que produce que se forme un material aglutinante. (Torres, 2009)

Al mezclarse agua con cemento, se desarrolla lo que normalmente se le llama “pasta”. En el proceso de fraguado de la pasta existe cierto porcentaje de agua que se evapora. (Torres, 2009)

d. Aditivos. Los aditivos son los materiales o sustancias que se le agregan al concreto antes o después del mezclado. Estos se utilizan para mejorar el desempeño del concreto en ciertas situaciones. Según el comité ACI-212 (American Concrete Institute), se llaman aditivos a aquellas sustancias o productos que incorporados al concreto, antes, durante el amasado y/o un amasado suplementario, en una proporción no superior al 5% del peso del cemento, producen modificaciones al concreto en estado fresco y/o endurecido. (Torres, 2009)

Pueden ser líquidos, polvos y gases (adiciones) y espumas. Según la normativa ASTM C-494 (American Standard Test Method), los aditivos se catalogan de la siguiente manera:

- TIPO A Aditivos reductores de Agua (5-8%)
 - TIPO B Aditivos retardantes (5-12 ó 15%)
 - TIPO C Aditivos acelerantes (5-12 ó 15%)
 - TIPO D Aditivos reductores de agua y retardantes (5-10 a 20%)
 - TIPO E Aditivos reductores de agua y acelerantes (5-10 a 20%)
 - TIPO F Aditivos reductores de agua de alto rango (10 a 40%)
 - TIPO G Aditivos reductores de agua de alto rango y retardantes (10 a 40%).
- (Torres, 2009)

Excepto las adiciones, que son regidas por la ASTM C-618.

Cada uno de los tipos de aditivos cumple con una función específica en el concreto para alguna situación específica en la construcción. También existen otros tipos de aditivos:

- Incluidores de aire
- Generadores de Expansión
- Protectores contra las heladas
- Aditivos Impermeabilizantes
- Inhibidores de corrosión
- Para Bombeo
- Para inyecciones
- Colorantes
- Para concretos lanzados o proyectados

(Torres, 2009)

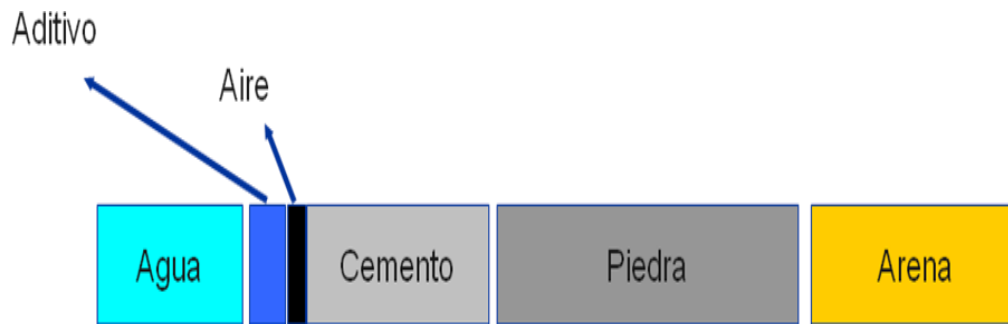
Es importante mencionar que los aditivos únicamente reaccionan con las partículas de cemento dentro del concreto, por lo que su dosificación es en proporción al peso del cemento en la mezcla.

e. Aire. Cuando el concreto entra en proceso de mezclado es normal que quede aire incluido dentro de la masa (0.5% a 3.2%). Este aire es liberado posteriormente por los procesos de compactación o vibrado que se somete el concreto al momento de ser colocado. Sin embargo como la compactación nunca es perfecta, siempre queda aire residual dentro de la masa de concreto en estado endurecido. (Torres, 2009)

Por otro lado existen aditivos que permiten incluir aire a un concreto en estado fresco para beneficiar al mismo en estado endurecido. Por eso incluir aire a un concreto no es malo, siempre y cuando exista prescripción para ello al momento del diseño de la mezcla. (Torres, 2009)

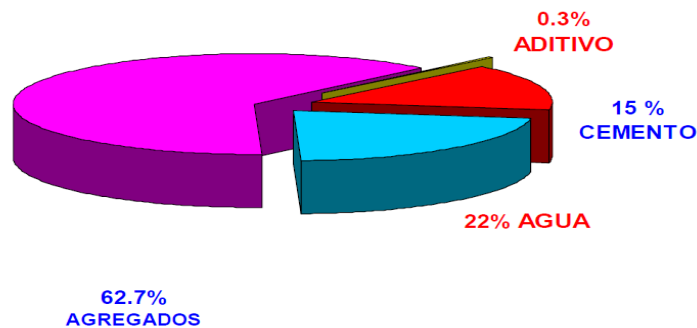
La siguiente figura describe la estructura general de una mezcla de concreto:

Figura 1. Estructura de una mezcla de concreto.



(Torres, 2009)

Figura 2. Proporción volumétrica de la mezcla del concreto.



(García, 2007)

3. Propiedades de concreto

a. Manejabilidad. Según el Comité 211 de la ACI, la manejabilidad, conocida también como “trabajabilidad” se considera como aquella propiedad del concreto mediante la cual se determina su capacidad para ser colocado y consolidado apropiadamente y para ser terminado sin segregación dañina alguna. (Torres, 2009)

b. Consistencia. Este es otro término que caracteriza al concreto en estado plástico, que aunque esté relacionado con la manejabilidad no es su sinónimo. En términos generales la consistencia se refiere a su estado de fluidez, es decir, que tan dura (seca) o blanda (fluida) es una mezcla de concreto en estado plástico. (Torres, 2009)

c. Plasticidad. Se denomina plasticidad a una consistencia del concreto tal que pueda ser fácilmente moldeable, pero que le permita al concreto fresco cambiar de forma lentamente si se saca del molde. (Torres, 2009)

4. Concreto prototipo y concreto modelo. Tanto el concreto prototipo y el concreto modelo consisten de una mezcla de sustancias granulares inertes que se mantienen juntas gracias a un agente cementante. En términos más específicos, el concreto prototipo es una mezcla de agua, cemento, agregados finos, agregados gruesos y posiblemente algún aditivo. El concreto modelo normalmente consiste de agregados finos, cemento, agua y probablemente algún aditivo, dependerá mucho de la escala escogida. (Harris y Sabnis, 1999)

5. Módulo de elasticidad del concreto. E_c se define como la pendiente de la secante trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0.45 f_c'$. El módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede diferir del valor especificado. Los valores medidos varían típicamente de 120% a 80% del valor especificado.

En estructuras arriostradas para desplazamiento lateral los valores relativos de la rigidez son importantes. En este caso, las dos suposiciones más comunes son: utilizar los valores basados en la sección bruta $E_c I$ para todos los elementos, o utilizar la mitad del valor total de $E_c I$ del alma de la viga para las vigas, y el valor total de $E_c I$ para las columnas. (ACI 318-05, 2005).

6. Método de rigidez. Una de las características más importantes del método de la rigidez es la forma en que las propiedades elásticas de las piezas, y su orientación dentro de la estructura, son introducidas en el cálculo antes de que se efectúe ninguna consideración sobre el equilibrio o la compatibilidad de los nudos. Esto permite establecer relaciones entre las fuerzas de extremo de barras y los desplazamientos de nudo. Estas relaciones expresadas en forma matricial se denominan o conforman la matriz de rigidez de barra. (UNNE, 2012).

Al considerar la interrelación de cada barra con las demás, se obtiene un sistema global de ecuaciones que define el comportamiento de toda la estructura y conduce a la solución del problema. Podemos considerar seis etapas fundamentales en la solución de un problema: (UNNE, 2012)

- Identificación estructural

- Cálculo de la matriz de rigidez de barra y del vector de cargas nodales equivalentes
- Cálculo de la matriz de rigidez global y del vector de cargas global de la estructura.
- Introducción de las condiciones de borde
- Solución del sistema de ecuaciones
- Cálculo de solicitaciones en los extremos de barras y reacciones nodales.

7. Nivel de protección de estructuras en Guatemala. Para diseñar los elementos del marco se basó en el ACI 318-05 sección 21.12, la cual cita los requisitos para pórticos intermedios resistentes a momento. Debido a que se estudió un tipo de estructura ordinaria sin ascensor, (Nivel de protección D, según AGIES, pues no sobrepasa los 12 metros de altura), fue posible utilizar el tipo de armado intermedio. Pues si fuera una estructura mayor a los 12 metros, debería de considerarse un armado especial.

a. Clasificación de obras. Las obras se clasifican en categorías ocupacionales para los requisitos de diseño por sismo, viento e inundaciones. Toda obra nueva o existente se clasifica en una de las categorías ocupacionales según el impacto socioeconómico que implique la falla o cesación de funciones de la obra. (AGIES, 2010)

1) Categoría I: Obras utilitarias. Son las obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o no son habitables; obras auxiliares de infraestructura.

Pertenecen a esta categoría obras como las siguientes:

- Instalaciones agrícolas o industriales de ocupación incidental
- Bodegas que no deban clasificarse como obras importantes

(AGIES, 2010)

2) Categoría II: Obras ordinarias. Son las obras que no están en las categorías I, III o IV. (AGIES, 2010)

3) Categoría III: Obras importantes. Son las que albergan o pueden afectar a más de 300 personas; aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; las que se prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades, obras que albergan valores culturales reconocidos o equipo de alto costo. (AGIES, 2010)

- Obras y edificaciones gubernamentales que no son esenciales
- Prisiones
- Museos
- Todos los edificios de más de 3,000 metros cuadrados de área rentable (excluyendo estacionamientos)
- Teatros, cines, templos, auditorios, mercados, restaurantes y similares que alojen más de 300 personas en un mismo salón o más de 3,000 personas en la edificación. (AGIES, 2010)

4) Categoría IV: Obras esenciales. Son las que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento. Se incluyen en esta categoría las obras estatales o privadas especificadas a continuación, aunque no están limitadas a ellas:

- Instalaciones de salud con servicios de emergencia, de cuidado intensivo o quirófanos
- Instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres
- Centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión
- Aeropuertos, hangares de aeronaves, estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transportes

- Plantas de energía e instalaciones para la operación continua de las obras de esta categoría
- Puentes sobre carreteras de primer orden

(AGIES, 2010)

b. Aspectos sísmicos. El índice de sismicidad (I_o) es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño. (AGIES, 2010)

Para efecto de esta norma, el territorio de la República de Guatemala se divide en macrozonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad que varía desde $I_o = 2$ a $I_o = 4$. (AGIES, 2010)

Figura 3. Zonificación sísmica para la República de Guatemala

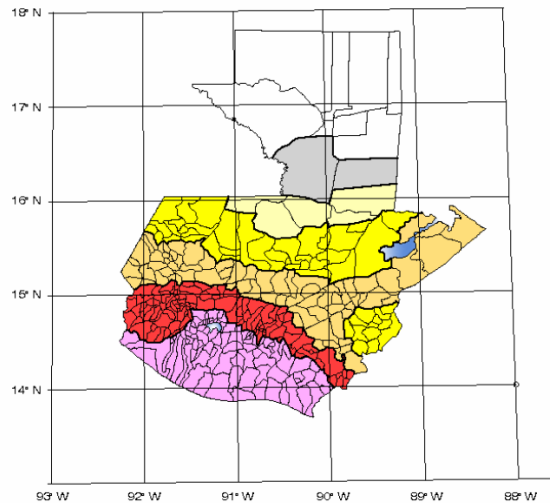


Figura 4. Detalles de mapa de zonas sísmicas.

	I_o	S_{cr}	S_{1r}
2a	0.50g	0.20g	
2b	0.70g	0.27g	
3a	0.90g	0.35g	
3b	1.10g	0.43g	
4	1.30g	0.50g	
4	1.50g	0.55g	
4	1.65g	0.60g	

**ZONIFICACION SISMICA
REPUBLICA DE GUATEMALA**

**INDICE DE SISMICIDAD (I_o)
Y PARAMETROS DEL SISMO EXTREMO
CON $P_e=2\%$ EN 50 AÑOS
 S_{cr} y S_{1r} EN EL BASAMENTO ROCOSO**

MAPA AGIES BASADO EN RESIS II

(AGIES, 2010)

El nivel de protección es una medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras nuevas o existentes contra los riesgos derivados de las solicitaciones de carga y de amenazas naturales. (AGIES, 2010)

En estas normas se establecen cinco niveles de protección a las estructuras: A, B, C, D y E. El nivel E es el que da la protección más alta.

Cuadro 1. Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 5$	E	E	D	C
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica

(AGIES, 2010)

B. Introducción al modelismo en la Ingeniería Estructural

1. Modelos físicos a escala. Los modelos estructurales y la reducción de estructuras a escala, siempre han jugado un papel muy importante en la enseñanza de la ingeniería estructural, la investigación y el diseño. Experimentos de estructuras a escala han sido importantes para la enseñanza de la mecánica estructural y conceptos de la misma ingeniería estructural. (Harris-Sabnis, 1999)

2. Modelos estructurales

a. Modelos verdaderos. Lo mejor siempre sería poder tener un modelo con completa similitud, pero a veces se tienen limitantes económicas que no permiten armar un modelo completo, por lo que se puede optar a un modelo adecuado que cumple con los aspectos más importantes de la prueba. Los modelos verdaderos también presentan varias complicaciones. Decir que un modelo llenará totalmente las similitudes con el prototipo es falso ya que siempre habrá aspectos que no se cumplen en un 100%. Por ser un modelo y no una estructura real se pueden relajar los requerimientos de diseño del modelo (Harris y Sabnis, 1999).

b. Modelos adecuados. Considerando las dificultades de hacer un modelo verdadero, y aprovechando que podemos relajar los requerimientos de diseño se puede considerar un modelo adecuado para trabajar. El modelo adecuado será aquel que cumpla con las condiciones importantes para el ingeniero, y que los errores que muestre el modelo en aspectos que no serán de primer orden puedan ser ignorados. Existen algunos tipos de problemas estructurales que son de especial consideración. La naturaleza de estos problemas puede ser entendida de mejor manera al considerar la naturaleza de todas las respuestas estructurales. En cuanto a esto, las deformaciones de cualquier estructura son dependientes de (Harris y Sabnis, 1999):

- La fuerza, el desplazamiento y las condiciones iniciales impuestas a la estructura.
- La geometría de la estructura.
- Los materiales que componen a la estructura.

Para determinar estas deformaciones, y por consiguiente esfuerzos, desde un punto de vista matemático se han categorizado varios tipos de comportamiento. Analíticamente se entiende que la respuesta estructural se debe a una deformación axial; por cortante, proveniente de un momento flexionante; por torsión o por cualquier combinación entre estas cuatro. Estas categorías se han creado para poder superar algunas dificultades asociadas con el análisis de los esfuerzos analíticos (Harris y Sabnis, 1999).

Ahora bien, la principal dificultad que se presenta en el método experimental es el hecho que tanto el modelo como el prototipo no son conscientes de estas cuatro categorías y por ende sólo responden a un comportamiento total. Sin embargo, ciertos problemas especiales pueden surgir, para los cuales los conocimientos de estas cuatro categorías pueden ser aplicados al problema del modelo (Harris y Sabnis, 1999).

Dependiendo del tipo de estudio que se quiera hacer, algunas categorías no son de gran importancia. En un marco rígido, en el cual el grado de indeterminación es alto, las deformaciones son dominadas más que todo por los momentos flexionantes, por lo cual se le puede dar menor importancia a las fuerzas axiales, cortantes y por torsión (Harris y Sabnis, 1999).

c. Modelos distorsionados. Los modelos distorsionados no necesariamente son modelos que no sirvan. Los modelos distorsionados únicamente son modelos en los que algún aspecto de primer orden puede ser obviado. El grado en el cual se puede obviar con condición de primer orden se da si se considera y se entienden bien la influencia de estos aspectos ignorados tendrán sobre el resultado final. (Harris y Sabnis, 1999).

3. Clasificación de modelos. De acuerdo con Harry Harris y Gajanan Sabnis (1999) los modelos estructurales se pueden clasificar de diferentes maneras de acuerdo al tipo de estudio y comportamiento que éstos vayan a complementar. Con base en esto, los modelos pueden ser clasificados como:

a. Modelos elásticos. Los modelos elásticos son aquellos realizados con un material elástico que no necesariamente va a representar el comportamiento del material prototipo. El modelo elástico está restringido únicamente a un comportamiento elástico (según la gráfica de esfuerzo deformación) y no puede representar un comportamiento post agrietamiento del concreto o el comportamiento de fluencia del acero (Harris y Sabnis, 1999).

b. Modelos indirectos. Un modelo indirecto es un tipo de modelo elástico del cual se esperan obtener líneas de influencia que puedan representar distintos comportamientos de la estructura. Las cargas utilizadas en este tipo de modelo no tienen una correspondencia con las cargas del prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

c. Modelos directos. Los modelos directos son geoméricamente proporcionales a los prototipos. Las deformaciones, fuerzas y esfuerzos en el modelo tienen cierta similaridad y son representativos del prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

d. Modelos de resistencia. Estos modelos también son conocidos como replicas, y son modelos que requieren estar lo más apegados a la realidad. Los materiales deben tener una representación lo más similar posible a la realidad. Estos modelos pueden ser sometidos a todo tipo de pruebas que representen las condiciones reales a las que se someta el prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

e. Modelos de efectos del viento. Estos modelos tienen como finalidad mostrar la interacción que se da entre el viento y la estructura. El material en realidad no es tan importante como lo es la forma ya que con esto se puede evaluar dicha interacción (Harris y Sabnis, 1999).

f. Modelos dinámicos. Estos modelos son utilizados para estudiar los efectos de sismo y vibraciones mecánicas ocurridas dentro de la estructura (Harris y Sabnis, 1999).

g. Modelos para estudio, enseñanza y diseño. Estos modelos varían según su finalidad y su nivel de detalle. Son utilizados más que todo para dar una idea de cómo se verá el prototipo en la realidad (Harris y Sabnis, 1999).

h. Otro tipo de modelos. Otros tipos de modelos pueden incluir modelos térmicos, modelos fotomecánicos y modelos para visualización y optimización de métodos constructivos (Harris y Sabnis, 1999).

4. Reseña histórica del modelismo. Los modelos a escala han sido utilizados en la ingeniería prácticamente desde los inicios de ésta hace miles de años. Los primeros modelos obviamente no permitían medir deformaciones ni fuerzas de los prototipos sino más bien eran modelos arquitectónicos que servían para demostrar cómo debía verse y funcionar, a grandes rasgos, el prototipo. Los dispositivos y técnicas desarrolladas para medir esfuerzos y deformaciones en modelos se han desarrollado junto con la tecnología electrónica a finales del siglo pasado (Harris y Sabnis, 1999).

5. Modelos de concreto a escala. El mayor problema al hacer modelos físicos de concreto a escala, es la selección del material adecuado y la escala adecuada. Este modelo funciona también para elementos de acero, madera, etc. Y en todos los casos el mayor problema consiste en seleccionar los materiales adecuados así como también las técnicas utilizadas para la fabricación de los modelos. (Harris-Sabnis, 1999)

Cualquier modelo físico construido en un laboratorio, cuenta con un factor de escala geométrico óptimo.

Modelos pequeños requieren de cargas livianas, pero presentan dificultades en su elaboración y en la instrumentación. Los modelos de escala más grande, son más sencillos

de construir, pero es necesario un equipo con potencial de cargas mayores. (Harris-Sabnis, 1999)

En la tabla siguiente se presentan los típicos valores de escala para los modelos de resistencia y elástico.

6. Selección de la escala geométrica. Una selección de una escala adecuada para un modelo es esencial para que este sea representativo del prototipo. Un modelo muy pequeño puede ser cargado fácilmente, pero su fabricación e instrumentación pueden resultar muy complicadas. Un modelo muy grande puede resultar fácil de ensamblar pero debe ser sometido a cargas muy grandes, las cuales pueden sobrepasar la capacidad de un laboratorio (Harris y Sabnis, 1999).

Tabla 1. Escalas típicas para modelos de resistencia y elástico

Tipo de estructura	Modelo elástico	Modelo de resistencia
Cubierta de techo	1/200 a 1/30	1/30 a 1/10
Puente de carretera	1/25	1/20 a 1/4
Reactor nuclear	1/100 a 1/30	1/20 a 1/4
Viga/Losa	1/25	1/10 a 1/4
Presa	1/400	1/75
Efectos de viento	1/300 a 1/30	No aplica

(Harris y Sabnis, 1999)

Estas escalas han sido determinadas empíricamente por diferentes investigadores según la fabricación y carga que se le pueda someter a cada tipo de modelo. Por ejemplo para modelos de concreto, se debe tomar en cuenta con el espaciamiento entre barras y el recubrimiento (Harris y Sabnis, 1999).

Los modelos por resistencia de concreto presentan muchas limitaciones en el dimensionamiento, tales como el recubrimiento, el espesor, el espaciamiento entre barras, etc. Mantener la similitud de los requerimientos en los materiales es un gran reto en este tipo de modelo. Se recomienda utilizar la mayor escala física posible. (Harris & Sabnis, 1999)

Se recomienda realizar y ensayar dos modelos de concreto reforzado para demostrar y comprobar bien el comportamiento de las áreas de tensión y compresión de las vigas. El equipo para ensayar debe tener una capacidad aproximada de 45 kN y el área de trabajo debe ser de por lo menos de 0.5x2 metros. Basado en lo anterior, para una viga de sección transversal de 50x100 mm de arena y de grava del tamaño de una alverja, se puede utilizar varilla No. 2 (6.35mm) para el acero de refuerzo. Un modelo de viga como el anterior mencionado, correspondería a una escala de 1/4 a 1/6. (Harris & Sabnis, 1999)

7. Proceso de modelado. El proceso de modelado en sí es un pequeño proceso de ingeniería por lo cual conlleva una secuencia lógica que debe ser planificada con mucho cuidado y atención. La planificación del modelo debe estar basada según los aspectos que este debe cumplir. Esto depende de las pruebas para las cuales se esté elaborando el modelo y de la calidad de detalle que se pretenda obtener. Los modelos deben planificarse para que estos no queden cortos de llenar las expectativas ni que sea tan complejo que el tiempo de elaboración y planeación se compliquen y demanden mucho tiempo y dinero. Un proceso adecuado se describe a continuación, según Harry Harris y Gajanan Sabnis:

- Determinar el alcance del estudio a realizar.
- Determinar la similitud que se tendrá con el prototipo en los aspectos de geometría, materiales, cargas e interpretación de datos.
- Determinar el tamaño del modelo y el nivel de fiabilidad y la precisión que nos puede dar el modelo.
- Selección adecuada de los materiales.
- Planeación de la fabricación.
- Selección de la instrumentación, métodos de medición y dispositivos de medición.
- Diseño y preparación del equipo de carga.
- Observar cuidadosamente y tomar la mayor cantidad de datos durante la prueba de carga para poder entender el comportamiento del modelo.
- Realizar el análisis y reporte de la prueba lo antes posible dando recomendaciones de cómo se puede mejorar una prueba similar en el futuro.

8. Ventajas y limitaciones en el proceso de modelado. La principal ventaja que tiene un proceso de modelado sobre un método analítico es que permite observar un comportamiento de la estructura a lo largo de todo el proceso de carga y colapso. El estudio de una estructura durante todo su comportamiento de carga y colapso analíticamente es demasiado complejo y se necesitan equipos computarizados (Harris y Sabnis, 1999).

Los modelos a escala proveen una forma más barata para visualizar el comportamiento de una estructura creando una representación empírica de la misma. Un modelo a escala también provee una facilidad en la aplicación de cargas e instrumentación para llevar a cabo una prueba de laboratorio (Harris y Sabnis, 1999).

Un modelo a escala puede resultar más barato que un modelo a escala real pero definitivamente requiere de más tiempo y de más costo que un proceso analítico. Además lo que se pueda aprender de un modelo que implique un cambio en el diseño de una estructura puede necesitar de un segundo modelo duplicando los costos de tiempo y materiales para poder asegurar que el prototipo sí mejorara (Harris y Sabnis, 1999).

Los modelos a escala normalmente requieren tiempo para planificarse y fabricarse, pero la decisión de realizar un modelo se toma a último momento. Antes de proceder a realizar un modelo a escala, un ingeniero agota las opciones analíticas que tiene. Al tiempo perdido en agotar los métodos analíticos se le debe añadir el tiempo de planeación, fabricación y análisis de resultados del modelo (Harris y Sabnis, 1999).

Otras aplicaciones de investigación en las cuales puede tener ventajas realizar un modelo estructural son Según Harry Harris y Gajanan Sabnis:

- Desarrollo de datos experimentales para verificar los resultados de un método analítico.
- Estudio de estructuras complejas tales como estructuras en forma de paraboloides hiperbólicos.
- Estudios de comportamiento de elementos estructurales.
- Estudios de estructuras sometidas a cargas complejas.
- Desarrollo de nuevos sistemas estructurales.

9. Precisión de los modelos estructurales. La precisión de los modelos estructurales es el factor de mayor importancia en el proceso de modelado. Los principales factores que pueden afectar la precisión de un modelo estructural son las propiedades de los materiales, la fabricación en sí, las técnicas de carga, los métodos de medición y la interpretación de datos. Los mejores diseños de modelos para vigas, marcos, paraboloides hiperbólicos y otras estructuras de concreto reforzados, han tenido un error hasta del 15% al predecir el comportamiento de elementos en el rango agrietado. Una mejor forma de aceptar los resultados de los modelos a escala es realizar muchos modelos, compararlos con muchos prototipos y realizar un análisis estadístico. El problema es que esto sería demasiado costoso y probablemente el costo no resultaría rentable comparado con los beneficios que pueda brindar (Harris y Sabnis, 1999).

C. Acero de refuerzo

La mayoría de estructuras de concreto reforzado se encuentran sub reforzadas, esto es, que el refuerzo colocado en la estructura no es el refuerzo requerido. Esto se diseña así, a modo que el concreto funcione en su totalidad al resistir los esfuerzos de compresión, y que se pueda dar un tipo de falla dúctil. El comportamiento de la gráfica esfuerzo, deformación del refuerzo del modelo y del refuerzo prototipo deben ser parecidos para poder determinar un comportamiento posterior al agrietamiento (Zia, 1,970)

1. Acero. La mayoría de aceros tienen una estructura cristalina que consiste en un sistema de hierro y carbón. Cualquier cambio pequeño en las cantidades de carbón o de alguna otra aleación puede resultar en cambios considerables en el comportamiento del acero. Las propiedades mecánicas del acero que son de gran interés para el ingeniero diseñador son la curva de esfuerzo deformación, la resistencia a la fluencia, la deformación en el momento de fluencia, la elongación al momento de falla (ductilidad) y la resistencia última a la tensión. Aunque las propiedades del acero son grandemente afectadas por la cantidad de carbón, existen otros factores como la composición química o el método de fabricación, que también pueden afectar las propiedades del acero. Las propiedades mecánicas del acero son afectadas por los siguientes parámetros: (Harris y Sabnis, 1999)

- a. Composición química
 - Contenido de carbón.

- Presencia de aleaciones como el níquel, cromo, vanadio y cobre.
- Presencia de otros elementos como el azufre, fósforo, manganeso y sílice.

b. Condiciones físicas

- Enfriamiento lento después de un derretimiento
- Recocido
- Características de endurecimiento
- Operaciones de formación
- Soldabilidad

2. Barras de refuerzo. La Especificación Estándar para Barras de Acero para Refuerzo de Concreto de la ASTM cubre aceros de Grado 40, 60 y 75 con resistencias a la tensión de 483, 621 y 690 MPa respectivamente. El acero utilizado para fabricar las barras de refuerzo es rolado específicamente con este fin o es un acero reciclado de viejas líneas férreas. El contenido de carbono de estos tipos de acero comúnmente es de 0.25%. los tamaños de barras desde el número 3 hasta el 11, el número 14 y el número 18 se pueden encontrar en Grado 60, del número 6 al 14 y el 18 se pueden encontrar en grado 75, y en grado 40 se pueden encontrar todas las barras excepto el 14 y 18. (Harris y Sabnis, 1999)

3. Acero de preesfuerzo. Los aceros de preesfuerzo se encuentran como cables simples, cables roscados, o barras de alta resistencia. Los cables roscados consisten de seis cables enrollados en forma de hélice alrededor de un cable central. Los diámetros de estos pueden variar de 6 a 12 mm. Los cables simples varían de 5 a 7 mm. Las barras de alta resistencia tienen diámetros de 19 a 35 mm. (Harris y Sabnis, 1999).

a. Características de esfuerzo/deformación. Existirán variaciones en las propiedades del acero de una estructura a otra, o incluso dentro de la misma estructura, a pesar de una fabricación de alta calidad. Esto demuestra que la resistencia a la fluencia que se utilizará en el diseño debe ser escogida con cautela (Harris y Sabnis, 1999).

Variaciones en la resistencia por fluencia normalmente no están acompañadas por cambios similares en la primera parte de la curva esfuerzo deformación. El módulo de elasticidad E de varios aceros varía entre límites muy cercanos. El valor de E para cables de

preesfuerzo está en el orden de 190 GPa. Para la mayoría de aceros de refuerzo el módulo de elasticidad tiene un valor típico de 200 GPa (Harris y Sabnis, 1999).

b. Refuerzo para modelos de concreto. Para reforzar elementos de concreto normalmente se utilizan barras de acero, utilizando barras de resistencia baja o media para refuerzos convencionales y aceros de alta resistencia para refuerzos para preesfuerzo. La mayoría de elementos de concreto están reforzados con barras que tienen un punto de fluencia bien definido y suficiente ductilidad para llenar el requerimiento de un elemento sub reforzado. Las propiedades más importantes del acero que deben ser tomadas en cuenta para el refuerzo modelo son (Harris y Sabnis, 1999):

- Fluencia y resistencia última en tensión, y fluencia en compresión.
- Forma de la curva esfuerzo deformación.
- Largo de la parte plana en la gráfica que muestra la fluencia.
- Razón del endurecimiento.
- Ductilidad.
- Las características del enlace en la interfaz del acero con el concreto.

El procedimiento para seleccionar el refuerzo adecuado para un modelo de Micro concreto es el paso más importante en todo el proceso de modelado. Una muestra esquemática del proceso de producción de un modelo de concreto reforzado. El proceso para la selección del acero de refuerzo comienza con la curva esfuerzo deformación del material prototipo. Si el material conseguido es plano, este debe ser deformado y corrugado para lograr un comportamiento más parecido al prototipo. En la mayoría de estudios realizados con anterioridad, se ha descubierto que el espaciamiento y la forma de las deformaciones en la superficie de la barra deben quedar comprometidos (Harris y Sabnis, 1999).

c. Refuerzo utilizado con anterioridad por otros investigadores. En varios centros de investigación, se han utilizados distintos tipos de cables de acero para modelar las barras de refuerzo. Se tiene un gran problema para obtener un enlace adecuado entre las barras de refuerzo y el Micro concreto, y ésta es la característica de mayor importancia para poder simular adecuadamente el concreto reforzado. Los cables disponibles comercialmente se pueden agrupar como (Harris y Sabnis, 1999):

- Alambre redondo disponible en diferentes tamaños y resistencias.
- Barras roladas en frío.
- Alambre deformado disponible comercialmente.
- Alambre deformado en máquinas para producir corrugas adecuadas.
- Barras deformadas del No. 2, No. 3 y de 6 mm.

Una elección cuidadosa, combinada con los procesos de recocción adecuados, resultará en un modelado adecuado. Es de hacer notar que, un modelo preciso del acero de refuerzo es el aspecto más importante para poder concluir adecuadamente de un estudio realizado a modelos (Harris y Sabnis, 1999).

En el presente la mayoría de investigadores norteamericanos usan barras No 3 y No 4 para modelos de escalas grandes, y alambres deformados para modelos a pequeña escala. También se han probado otros materiales y técnicas para simular el refuerzo prototipo. Barras planas con superficies rugosas han sido probadas con resultados parcialmente adecuados en las universidades MIT, Cornell y McGill. Brock en 1959, Lord en 1965, Kim, et al. en 1988 y El-Attar en 1991, realizaron distintos estudios utilizando cable enrollado, obteniendo resultados aceptables en el agrietamiento y un enlace adecuado. Harris, *et al.* en 1966 utilizó un dispositivo similar a dos engranes para deformar barras planas en frío. White y Clark produjeron un modelo 1/6 en la Asociación Británica del Concreto y Cemento, pero su máquina en vez de realizar deformaciones internas en las barras, causaba protuberancias en estas. Así otros investigadores han desarrollado maquinaria especial para deformar sus barras (Harris y Sabnis, 1999).

d. Refuerzo con alambre para modelos a pequeña escala. El rango de los tamaños de alambre utilizados en modelos a pequeña escala varía desde SWG No 11,3 mm de diámetro; hasta SWG No 21,08 mm de diámetro. Estos alambres normalmente se consiguen como rollos de cable enrollado, pero se pueden encontrar cables rectos. Los cables rectos son requeridos para poder tener un manejo y colocación más sencilla. (Harris y Sabnis, 1999).

Comercialmente los cables deformados se encuentran en diámetros de 2.7 mm. Algunos proveedores ofrecen alambres deformados hasta de 1.6 mm bajo pedido especial. Se pueden

conseguir cables enrollados también, pero el costo de estos es considerablemente más alto (Harris y Sabnis, 1999).

Algunos alambres no tiene un comportamiento plano de fluencia y tienen una ductilidad limitada en tensión por el proceso altamente deformable utilizado para fabricarlos. Algunos cables enrollados pueden ser utilizados pero se necesita maquinaria y cierto relajamiento en las deformaciones de manufactura para que estos puedan ser utilizados adecuadamente como refuerzo. Si se está modelando un acero de alta resistencia se requiere una fluencia menos marcada en el refuerzo de modelo. Esto se puede lograr haciendo ciertos procesos de calentamiento. Durante los procesos de calentamiento se debe cuidar que los cambios en las propiedades del acero se den a lo largo de todo el elemento (Harris y Sabnis, 1999).

e. Alambre especial para modelos a escala. Se puede tener una gran variabilidad en las gráficas de esfuerzo deformación en los cables utilizados para modelos ya que el contenido químico de carbón no es especificado correctamente. Si el estudio amerita pedir una gran cantidad de acero de refuerzo se puede hacer un pedido de uno o varios lingotes de acero especificando adecuadamente su cantidad de carbón. El cable entonces se puede fabricar al diámetro determinado, deformar en fría y tratar en calor para obtener las propiedades mecánicas especificadas (Harris y Sabnis, 1999).

4. Selección del acero de refuerzo. Una vez han sido vencidos los obstáculos de deformación y recocido, el próximo paso en el proceso de modelado con Micro concreto es la selección adecuada de las barras de refuerzo. En algunos casos raros, se puede tener que el refuerzo modelo logrado se ajusta a la escala sin ninguna otra modificación. Más a menudo se debe usar un diámetro distinto al diámetro requerido. Tomando en cuenta el área de la barra y la resistencia de fluencia una fuerza, se debe diseñar el refuerzo tomando en cuenta este nuevo diámetro, o se puede modificar la fuerza aplicada (Harris y Sabnis, 1999).

a. Refuerzo modelo para modelos preesforzados

1) Refuerzo modelo de preesfuerzo. Hay varios sustitutos que se pueden utilizar como refuerzo modelo para preesfuerzo (Harris y Sabnis, 1999):

- Tiras independientes de cable de preesfuerzo.
- Cuerdas de piano.

- Alambre trenzado de acero inoxidable
- Cables de freno de bicicleta (de mejor aplicación para post tensado)
- Cable trenzado de naves aéreas o de maquinaria.

2) Características del enlace del refuerzo modelo. Los requerimientos de similitud del enlace fueron discutidos previamente. A continuación se enumeran estas características (Harris y Sabnis, 1999).

- El uso de barras deformadas de pequeños diámetros no garantiza un enlace fuerte ya que por lo regular estas barras son producidas comercialmente para usos que no requieren de tanta resistencia.
- El enlace que se tiene en el material prototipo no se conoce en un 100%, lo que dificulta que este pueda ser representado adecuadamente.
- La resistencia última del enlace por unidad de largo es proporcional a $\sqrt{f'_c}$.
- La distribución real de los esfuerzos de enlace son muy desiguales a la unidad medida del esfuerzo de enlace, haciendo así muy difícil de modelar esta característica.
- El efecto del recubrimiento de concreto sobre la fuerza de enlace es difícil de predecir y de modelar.

Varios especímenes y pruebas han sido desarrollados para estudiar la resistencia del enlace del refuerzo, incluyendo las pruebas de jalado concéntricas y excéntricas, la prueba de tensión de la barra embebida entre otros. Las pruebas de flexión son las más seguras y garantizan mayor representatividad de los resultados ya que son más apegados a las situaciones reales. La prueba de jalado concéntrico es más económica, lleva menos tiempo y es simple, pero tiene la desventaja que presenta agrietamiento transversal. Esto incrementa el deslizamiento entre el concreto y las barras de refuerzo. Para alambres lisos se han realizado pruebas en las cuales se ha descubierto que los alambres de menor diámetro pueden tener mejores características de enlace. También se han realizado experimentos con alambre ligeramente oxidados, logrando así un mejor enlace. Si se utilizan alambres oxidados se debe cuidar que el óxido no sea tal que deteriore la barra por completo. Si se utilizan barras lisas u oxidadas no se pueden hacer estudios de falla de enlace; número, tamaño y distribución de grietas; deflexiones post elásticas; efectos de

cargas revertidas o repetidas; o redistribución de esfuerzos internos. Para garantizar el enlace adecuado, las deformaciones de las barras deben ser similares a las del prototipo. (Schuring. 1,977)

b. Similitud de enlace. Aunque muchos otros investigadores han realizado pruebas con alambres planos y elementos deformados de acero, los datos experimentales han demostrado que prácticamente no existe similitud de enlace. Harris desarrolló dos modelos prototipo para estudiar el efecto del alambre deformado, en el enlace y el agrietamiento en modelos de concreto reforzado. Los patrones de agrietamiento entre los prototipos y el modelo resultaron similares, respecto a grietas secundarias y terciarias. Las grietas principales también fueron similares con las grietas prototipo, sin embargo, el número de grietas formadas en el modelo eran únicamente entre un 25 a 50% de las grietas en el prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

c. Similitud de agrietamiento y similitud en la deformación general de elementos de concreto. La deflexión inelástica de los elementos de concreto comúnmente es dependiente del grado y manera del agrietamiento. Los modos de grietas también tienen una gran influencia bajo cargas revertidas o repetidas, redistribución de momentos y fuerzas de sistemas indeterminados, y ocasionalmente en el modo final de falla. El modo de agrietarse es tan difícil de modelar que los enlaces; los dos son fenómenos íntimamente relacionados. El poco entendimiento que existe en los mecanismos de falla contribuye enormemente a esta dificultad. Es importante notar que las grietas que se hacen notar primero en un prototipo son prácticamente invisibles al ojo humano en un modelo. Estos se pueden detectar utilizando una lupa magnificadora y por el cambio repentino en la gráfica de carga deformación. Es de hacer notar que el número de grietas se ve muy afectado con la disminución del tamaño de la viga (Harris y Sabnis, 1999).

D. Técnicas para la fabricación de modelos

1. Modelos de concreto reforzado. En el proceso de modelado, la fabricación del refuerzo forma una parte muy importante. Uno podría pensar que los alambres se pueden doblar de la misma manera en que se dobla el refuerzo prototipo y que estos se podrían amarrar con pequeño alambre. Para modelos grandes esto puede resultar cómodo, pero para

modelos a pequeña escala no necesariamente. Algunos métodos para colocar adecuadamente el alambre son el uso de epóxicos y la soldadura (Harris y Sabnis, 1999).

a. Métodos de fabricación.

- Doblado del refuerzo: el doblado del refuerzo debe hacerse cuidadosamente para que los alambres queden colocados adecuadamente. El refuerzo principal para vigas puede ser doblado fácilmente. Para evitar pequeños ganchos en los extremos, se debe dejar suficiente longitud para desarrollar un gancho adecuado. Para los dobleces de estribos, se puede utilizar un molde del tamaño requerido y doblar los alambres (Harris y Sabnis, 1999).
- Uso de amarres: Los amarres en los modelos a escalas grandes pueden ser hechos con cables metálicos o alambre de amarre. Estos tipos de amarre sirven mucho para colocar los estribos junto con el refuerzo principal (Harris y Sabnis, 1999).
- Refuerzo soldado: Soldar el acero de refuerzo puede ser una forma muy fácil de fabricar armados de concreto en un corto tiempo. También puede facilitar el armado de nodos complejos. El soldador debe tener la precaución de no calentar demasiado el nodo. Esto es de gran importancia ante nodos con poca separación entre alambres (Harris y Sabnis, 1999).
- Uso de epóxico: existen varios epóxicos que pueden resultar útiles en la fabricación de modelos. Se puede seleccionar una amplia variedad de epóxicos metal-metal con periodos de curado de entre unos minutos a algunas horas. En vigas, los alambres del refuerzo principal puede ser sostenido por bloques y colocar los estribos en donde correspondan. El epóxico entonces debe ser colocado entre el refuerzo principal y los estribos con un clavo u otro alambre. Las desventajas de este proceso son que las conexiones tienden a ser más largas que las fabricadas con las otras técnicas y pueden llevar mucho tiempo (Harris y Sabnis, 1999).

- Uso de soldadura: Soldar el armado de refuerzo es tal vez la manera más antigua de mantener el refuerzo en su lugar previo a ser fundido el elemento. Al igual que la aplicación de epóxico, este proceso puede llevar mucho tiempo (Harris y Sabnis, 1999).

b. Precisión en la colocación del refuerzo. Es necesario asegurar que el refuerzo será colocado de manera precisa en el modelo de la misma manera que debe hacerse en un prototipo. Esta colocación es uno de los pasos más importantes en el proceso de modelismo. Los alambres deben estar colocados en forma recta, y sostenidos con tacos miniatura. Una mejor colocación se logra en modelos pretensados ya que la tensión en los cables ayuda a mantenerlos en su lugar. La carga en el cable también elimina o al menos disminuye cualquier catenaria que se forme en el alambre (Harris y Sabnis, 1999).

2. Formaletas para la fabricación de modelos de microconcreto armado.

a. Formaletas de plexiglás. Las formaletas de modelos reforzados deben ser hechas con un material no absorbente y no escurriente, para que el contenido de agua dentro del concreto se mantenga constante de punto a punto. Adicionalmente, cuando se requieren varias repeticiones, un material que no cambie dimensiones es adecuado. Por estas razones el uso extenso de materiales no corrosivos, fáciles de manipular por maquinaria, como los plásticos acrílicos y aluminio, ganan popularidad. El aluminio ayuda al plástico a rigidizarse y a su vez presenta un apoyo fuerte para los alambres en los extremos. El plástico transparente tiene la ventaja que permite visualizar la calidad del concreto después de ser fundido. Previo a colocar el concreto dentro de la formaleta se aplica una capa de aceite mineral para facilitar el retiro de la formaleta (Harris y Sabnis, 1999).

b. Formaletas de Plywood. Cuando se necesitan pocas repeticiones de un molde, se pueden emplear planchas de plywood cubiertas con resina o poliuretano (Harris y Sabnis, 1999).

E. Aspectos a considerar en el diseño de elementos estructurales

Para diseñar los elementos del marco se basó en el ACI 318-05 sección 21.12, la cual cita los requisitos para pórticos intermedios resistentes a momento. Debido a que se estudió un tipo de estructura ordinaria sin ascensor, (Nivel de protección D, según AGIES, pues no

sobrepasa los 12 metros de altura), fue posible utilizar el tipo de armado intermedio. Pues si fuera una estructura mayor a los 12 metros, debería de considerarse un armado especial.

En la sección 12.12 del ACI 318-05, se presenta un reglamento para el refuerzo de los diferentes elementos estructurales. Para el diseño de la viga y de las columnas en el modelo a escala, se basó en lo siguiente.

1. Vigas. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un quinto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos. (ACI 318-05, 2005)

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a $2h$ medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

- a) $d/4$
- b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento y
- d) 300 mm.

Los estribos deben estar espaciados a no más de $d/2$ a lo largo de la longitud del elemento. (ACI 318-05, 2005)

2. Columnas. En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento so por una longitud l_0 medida desde la cara del nudo. El espaciamiento so no debe exceder al menor entre (a), (b), (c) y (d):

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro,
- (b) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento,
- (c) la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento del pórtico;

(d) 300 mm.

La longitud l_o no debe ser menor que la mayor entre (e), (f) y (g):

(e) una sexta parte de la luz libre del elemento,

(f) la mayor dimensión de la sección transversal del elemento,

(g) 450 mm.

(ACI 318-05, 2005)

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ a partir de la cara del nudo. (ACI 318-05, 2005)

F. Requerimientos de similitud

Modelar el comportamiento inelástico completo, incluyendo el modo apropiado de falla y la capacidad, de una estructura de concreto reforzado o una estructura pre o post tensada, no es fácil. La naturaleza altamente post elástica del concreto reforzado es un problema sustancial en sí mismo. La otra dificultad mayor está en la fase de reforzamiento de este material de dos componentes. Se le debe prestar especial atención a las propiedades de resistencia y a las características rugosas de la superficie para poder lograr modelos efectivos (Harris y Sabnis, 1999).

El criterio de falla para un modelo de concreto sometido a esfuerzos multi-axiales debe ser idéntico al del prototipo porque las pruebas realizadas a los modelos de concreto se llevan hasta que estos fallen. Los requerimientos más importantes para un modelo de concreto reforzado son (Harris y Sabnis, 1999):

- Las curvas de esfuerzo deformación tanto para el modelo como para el prototipo deben ser geoméricamente similares para fuerzas de tensión y compresión axial.
- Las deformaciones unitarias del modelo y del prototipo, bajo cargas axiales de tensión o compresión deben ser iguales.

Se debe hacer énfasis en que las propiedades de resistencia a la tensión deben ser escaladas adecuadamente si se quiere lograr una resistencia al corte, agrietamiento y deflexiones modeladas. Normalmente los esfuerzos son transmitidos del concreto al acero

en la interfaz entre los mismos. El enlace que se forma entre el acero y el concreto es muy importante en todos los elementos estructurales y por ningún motivo debe ser ignorado en el proceso de modelado. La siguiente discusión explica dicha importancia:

«El requerimiento de similitud básico para el enlace entre el concreto y su refuerzo, para modelos reales, es que los esfuerzos generados entre el enlace por el acero de refuerzo sean idénticos a aquellos del refuerzo prototipo. También se requiere que la resistencia última del enlace sea idéntica en el modelo y en el prototipo» (Zia et al, 1970).

La escala del modelo es un factor importante en este problema de similitud. Para modelos grandes, las barras No. 2 ó No. 3 pueden ser utilizadas como parte del modelo principal. En el caso de modelos más pequeños se puede utilizar cables, o materiales más delgados de acero. Utilizar barras comerciales u otro material de acero no asegura para nada que este enlace vaya ser representado idénticamente, por la rugosidad entre las barras. (Batchelor, 1972)

Se conoce que el enlace formado entre las barras y el acero es muy bueno y sus características de adherencia se deben tanto a enlaces químicos como a propiedades físicas como la rugosidad natural de las barras y los espacios entre corrugas del acero, aunque éstos no se han comprendido en su totalidad. Está comprendido que de las anteriores, la propiedad mecánica friccionante es la que fortalece más este enlace. Por esto es que es muy complicado de representar este enlace en un modelo ya que los cables o barras delgadas no tienen la misma rugosidad que pueden tener las barras utilizadas en el prototipo. Según el Código ACI la resistencia última de este enlace está dada por (Harris y Sabnis, 1999):

$$U_{\mu} = 30 \sqrt{f'_c} < 2500D$$

En donde U_{μ} es la resistencia última del enlace, f'_c es la resistencia del concreto a la compresión en PSI, y D es el diámetro de las barras en pulgadas. Podría llegar a ser completamente erróneo tratar de representar esta relación exactamente en un modelo que utilice los tipos de refuerzo pequeño mencionados anteriormente. Primero la expresión anterior no es dimensionalmente homogénea. Segundo, ésta fue desarrollada experimentalmente en pruebas realizadas en prototipos, por lo cual no debe de utilizarse directamente en otros tipos de materiales y estructuras como lo sería el Micro concreto. Si la expresión anterior fuera verdadera para todo tipo de barras, las barras No 2 y menores,

todas estarían limitadas a 2500D. Tercero, las barras prototipos, los alambres y los cables tienen distintas geometrías y distintas superficies, tanto que la acción de enlace de estos será diferente sin duda alguna. (Harris y Sabnis, 1999)

Estos problemas de diferencias entre el acero de refuerzo de modelo como el del prototipo no necesariamente significan que estos vayan a generar un enlace de menor resistencia. Según algunas pruebas realizadas con anterioridad se han tenido resultados que el refuerzo utilizado incluso pudo duplicar la fuerza de enlace. De igual manera, no está cumplido el requerimiento de similitud (Harris y Sabnis, 1999).

Algunos refuerzos que pueden utilizarse en el modelo ya han sido estudiados con anterioridad por lo que se puede tener información que permita un diseño adecuado del modelo. Este método de diseño del modelo se enfoca más en tener una resistencia adecuada en el enlace en vez de tener una resistencia escalada. Este método puede tener mayor mérito ya que puede generar un modelo mucho más representativo y mucho menos propenso a errores. (Harris y Sabnis, 1999)

IV. METODOLOGÍA

A. Recopilación de información

La escasez de fuentes de casos análogos sobre modelaje de estructuras fue uno de los principales obstáculos que se atravesó durante el desarrollo de este trabajo de investigación. En general, son pocas las empresas o Universidades que tienen la capacidad de llevar a cabo estudios e investigaciones profundas en el tema del modelismo.

En los países europeos, asiáticos, y en Estados Unidos, es más común ver que se invierte en investigaciones y en equipo de alta tecnología para llevar a cabo estudios sobre modelismo. A nivel Latinoamericano es difícil encontrar información sobre estudios realizados acerca de este tema debido a la situación socio-económica que se vive en la mayoría de países. A excepción de países como Chile, México, Colombia y Brasil, en donde la industria privada y las universidades tienen un mayor apoyo económico y poseen más y mejores recursos para llevar a cabo investigaciones y estudios más avanzados en el campo de la Ingeniería. Se puede encontrar cierta información útil en el campo de la construcción, sin embargo, no se cuentan con investigaciones relacionadas al tema del modelismo.

En países más desarrollados, como Estados Unidos, las universidades cuentan con centros de investigación en donde se estudia la posibilidad de incorporar nuevos materiales al campo de la construcción y nuevas formas de analizar estructuras y lograr prever posibles fallas en ciertas circunstancias. Aquí es donde entra en práctica el tema del modelismo. El modelismo de estructuras puede ser una herramienta muy efectiva para estudiar el comportamiento de las estructuras y además permite tanto a ingenieros como a estudiantes de ingeniería comprender mejor como los diferentes materiales utilizados en el campo de la construcción se comportan en la realidad.

En este trabajo de investigación se utilizó el libro *Structural Modeling and Experimental Techniques* como fuente de información primaria para el desarrollo del proyecto, ya que este libro cuenta con suficiente información sobre modelismo y técnicas de modelismo para llevar desarrollar los modelos de forma adecuada haciendo uso correcto de las normas de

construcción. También se investigó por aparte fuentes en referencia al concreto y acero de refuerzo para la fabricación del modelo físico. Para el modelo computacional se utilizaron programas de diseño como SAP200 e ETABS los cuales nos permitieron afinar los detalles para la construcción del modelo físico.

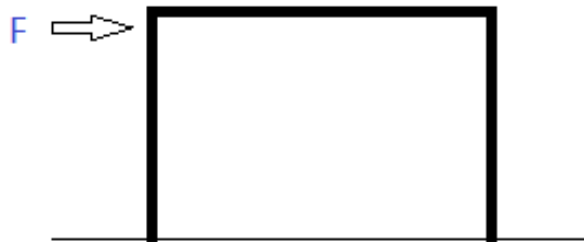
B. Alcance de estudio

El estudio se basa en un tipo de modelo presentado por Harris y Sabnis en su publicación *Structural Modeling and Experimental Techniques*, modelo de resistencia. El cual también es conocido como modelo réplica, ya que pretende ser lo más apegado a la realidad. Desde la similitud de sus materiales hasta las pruebas a las que pueden ser sometidos.

Los marcos se realizaron con una mezcla de concreto a escala (microconcreto) y varillas de refuerzo también a escala, formando así un concreto armado. El diseño estructural se basó en AGIES y en ACI 318, para una estructura tipo D no mayor a 12 metros de altura. El diseño de la armadura de refuerzo, se basó en un tipo de armado para pórticos y vigas intermedios resistentes a momento. Las columnas se diseñaron empotradas con el fin de crear una situación real.

La variable de estudio en el modelo y diseño estructural realizado, es la deformación del marco producida por la aplicación de una carga lateral en un punto específico. Diseño que consistió en un concreto con una resistencia a compresión mínima de 4,000 psi, que representa al marco prototipo estudiado.

Figura 5. Esquema del modelo inicial y la carga aplicada.



C. Desarrollo del modelo

Con base en los requerimientos y recomendaciones presentadas en la publicación *Structural Modeling and Experimental Techniques*, se definió la escala y los parámetros

que debía tener el modelo, para que el modelo físico a escala se desempeñara de forma similar con la realidad. Para esto se desarrolló un modelo computacional, el cual brindó la información necesaria para determinar si la teoría fue bien aplicada y verificar que los materiales escogidos fueron los apropiados.

1. Planteamiento inicial. Para poder desarrollar un modelo a escala, es necesario analizar el alcance y parámetros con los que se deben trabajar. Se presentaron y analizaron distintos métodos para modelar estructuras, así como también las herramientas y materiales que requiere cada propuesta.

En el proceso de modelado se debe tomar en cuenta, que para ciertas partes del proceso se tienen que llevar a cabo diferentes pruebas y ensayos. Esto para poder acertar con las características de los materiales ya estando a escala. Una vez teniendo calibrado los resultados necesarios, se procede a elaborar un diseño computacional para analizar el comportamiento de los elementos y poder fabricar el modelo a escala.

El modelo a escala se basó en un diseño de un marco prototipo de concreto armado resistente a momento, empotrado, con un $f'c$ mínimo de 280 kg/cm² (4,000 psi) y una armadura de tipo intermedia según el código ACI 318 sección 12.21. Siendo las dimensiones de ambas columnas cuadradas de 0.60m de cada lado por una altura de 3 metros y una viga rectangular de 0.30m de ancho, 0.60 de peralte y una longitud de 5 metros.

2. Selección del modelo. Para seleccionar el modelo ideal, es necesario considerar que las dimensiones y las cargas a las que se someta el modelo, sean representativas y proporcionales al modelo prototipo. Según los modelos expuestos por Harris y Sabnis, para el estudio de la deformación del marco de concreto armado, se eligió un modelo de resistencia. El cual pretende estar lo más apegado a la realidad, desde la similitud de sus materiales y diseño, hasta en las pruebas y condiciones a las que pueden ser sometidas.

Por lo tanto, se decidió diseñar un marco de concreto reforzado, con las siguientes dimensiones y proporciones de sus elementos. Columnas cuadradas de 60 x 60 cm y una viga rectangular de 60 x 35 cm. El refuerzo en las columnas utilizado para el diseño prototipo, fueron varillas #8 de acero grado 60.

Para simplificar el diseño y fabricación del modelo, se decidió utilizar un refuerzo para pórticos y vigas de tipo intermedio especificado en el ACI 318, 12.21. Por lo que los estribos pueden estar a un espaciamiento constante. Tras definir la geometría del modelo prototipo, se procedió a analizar la escala a la cual se debía trabajar.

3. Selección de la escala. Según Harris y Sabnis, el mayor problema al hacer modelos físicos de concreto a escala, es la selección de la escala ideal y los materiales adecuados. Los modelos de escalas más grandes, son más sencillos de construir, pero es necesario un equipo con potencial de cargas mayores. (Harris-Sabnis, 1999)

Dependiendo qué elemento estructural se desee representar y analizar, Harris y Sabnis recomiendan un rango de escalas. En el caso de un marco (columnas y vigas), para un modelo de resistencia, una escala comprendida en el rango de 1/10 hasta 1/4. Por cuestión de facilidad de mantener la similitud en los materiales, por sus respectivas dimensiones en la escala, se eligió la mayor escala posible, 1/4. Esto pues a una menor escala, el diámetro del acero de refuerzo disminuye a tal punto, que es muy difícil encontrar varillas que tengan las mismas capacidades de resistencia.

Con la escala seleccionada, se determinaron las dimensiones de los elementos del marco a modelar. Al ser la escala $\frac{1}{4}$, se redujeron las dimensiones y se obtuvieron columnas cuadradas de 0.15 x 0.15m con una altura de 0.75m y una viga rectangular de 0.075 x 0.15m por 1.25 metros de largo.

D. Proceso de diseño

1. Dimensionamiento del modelo prototipo. El modelo prototipo a escala real, en el que se basó el modelo a escala, fue el de un marco estándar para un edificio de 3 niveles, sin elevador y no mayor a 12 metros de altura. Para el modelo computacional los valores de las dimensiones para las columnas y del módulo de elasticidad utilizado fueron:

Tabla 2. Dimensiones de columna para modelo prototipo.

B	60 cm
H	60 cm
L	300 cm
E concreto	253225 kg/cm ²

Debido a las dimensiones de las columnas, el refuerzo principal calculado fue de 8 varillas #8 (área de acero: 6.32 in²), distribuidas simétricamente en la columna y con un recubrimiento de 1 pulgada.

Para la viga apoyada en las dos columnas, las dimensiones son las siguientes:

Tabla 3. Dimensiones de viga para modelo prototipo.

B	60 cm
H	30 cm
L	500 cm
E concreto	253225 kg/cm ²

Para esta viga, se utilizó también refuerzo de acero #8 ubicando en cada esquina de la sección una varilla. Obteniendo así un área de acero de 3.16 in².

Para el diseño del refuerzo a corte o estribos, se utilizaron varillas #3 colocadas a un espaciamiento de 13 centímetros. La separación entre estribos cerrados, se diseñó de acuerdo al ACI-318-05 en donde se debe utilizar el menor valor de las cuatro opciones presentadas:

- $d/4$

- ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300 mm

2. Dimensionamiento del modelo a escala 1:4. Los elementos del marco prototipo se redimensionaron en función de la escala 1:4. El cálculo del acero de refuerzo y el espaciamiento entre estribos, se calcularon con las nuevas dimensiones del marco. Analizando posteriormente la relación entre el refuerzo y el espaciamiento utilizado en el marco prototipo y el marco a escala, se determinó que la relación coincidía con la escala 1:4.

Las dimensiones de los elementos que componen el modelo a escala y el módulo de elasticidad teórico, son las siguientes:

Tabla 4. Dimensión de columnas y viga de modelo a escala.

B	15	cm
H	15	cm
Largo	75	cm
Ec	287,844.9753	Kg/cm ²
Área =	225	cm ²
Inercia =	4218.75	cm ⁴

3. Diseño de la mezcla de microconcreto. Con las investigaciones, se hizo posible diseñar una mezcla de micro concreto adecuada para el modelaje de un marco estructural a momento. Se determinó la importancia que los materiales presenten las mismas características y propiedades mecánicas, aun estando a escala.

Los primeros diseños de mezclas propuestos se ensayaron en el laboratorio regidos por la norma ASTM C109, la cual normaliza los ensayos de resistencia a compresión de morteros de cemento hidráulico, utilizando especímenes cúbicos de 2 pulgadas. Las mezclas se consideraron como morteros, debido al tamaño de los agregados.

Para diseñar las mezclas de micro concreto se utilizó cemento hidráulico, agua, grava caliza, arena caliza y un aditivo reductor de agua de alto rango como superplastificante.

Imagen 1. Muestra de arena caliza utilizada como agregado fino.



Imagen 2. Muestra de grava caliza utilizada como agregado grueso.



La grava caliza pasó por un proceso de tamizado de 2 a 3 minutos en la tamizadora. Utilizando malla número 3/8 como retención de material, malla 1/4 como agregado a utilizar y el fondo como desecho. Este proceso fue necesario para mantener la escala elegida en el modelo, 1/4. Tomando como referencia un agregado grueso de 1" en el diseño del concreto real, por lo que a escala sería agregado de 1/4.

Imagen 3. Tamizadora.



Los diseños de mezcla se realizaron en una bachadora de 1 litro con las siguientes proporciones en sus componentes:

Imagen 4. Bachadora de 1 litro



a. Mezcla 1.

Resistencia mínima requerida: 280 Kg/cm² (4,000 psi).

Tabla 4. Proporciones de materiales en diseño de la mezcla 1.

COMPONENTE	DOSIFICACIÓN
Cemento	370 gr
Grava caliza	1000 gr
Arena aliza	960 gr
Agua	255 cc
Aditivo Glenium 3020	1.295 cc*

* Dosificación de 3.5 cc/kg de cemento.

Relación A/C = 0.66

Imagen 5. Elaboración de espécimen de mezcla 1.



Imagen 6. Molde con especímenes terminados.



b. Mezcla 2.

Resistencia mínima requerida: 280 Kg/cm² (4,000 psi)

Tabla 5. Proporción de materiales en diseño de mezcla 2.

COMPONENTE	DOSIFICACIÓN
Cemento	370 gr
Grava caliza	965 gr
Arena caliza	931 gr
Agua	205 cc
Aditivo Glenium 3020	1.11 cc*

*Dosificación de 3 cc/kg de cemento.

Relación A/C = 0.55

Tabla 6. Elaboración de espécimen de mezcla 2.



Tabla 7. Molde con especímenes terminados.



4. Proceso de elaboración de la mezcla. Para realizar las mezclas anteriores, se siguió un proceso de mezclado en dónde se llevó un orden específico.

Los primeros elementos que se introdujeron a la hoya fueron la grava caliza y la arena caliza sucesivamente. Posterior se agregó el 60% de la totalidad del agua de diseño, se adicionó el cemento y por último, se vertió el 40% de agua restante con el aditivo.

El motivo de introducir los componentes en un cierto orden, es para evitar dos principales efectos: que los arenas y demás agregados se queden adheridos a la hoya provocando una mala mezcla y para que las agregados no absorban antes de tiempo el agua que necesita el cemento para hidratarse.

El aditivo se agrega al agua restante no con el fin de diluirlo, sino para que el agua sea el medio de transporte para que el aditivo se esparza a lo largo de la mezcla. Pues las dosificaciones de aditivo son muy pequeñas y hay que distribuirlo por la mezcla para que éste afecte en su totalidad.

De las mezclas anteriores, se notaron diferencias de homogeneidad en cada una. La mezcla 1 presentaba un porcentaje del agregado grueso depositado en el fondo, por lo que casi se segrega. En la mezcla 2 estaban homogéneamente distribuidos todos sus componentes.

Las resistencias de las dos mezclas mencionadas anteriormente, sobrepasaron las esperadas. Lo que llevó a crear un tercer diseño, el cual fue una modificación de las dos anteriores.

El diseño de la tercera mezcla contempló la utilización de dos aditivos, un reductor de agua de alto rango y un reductor de medio rango y retardante de fraguado. Este segundo es el tipo de aditivo que se utiliza en todos los concretos creados en las plantas de concreto, es el aditivo llamado de línea. Por lo que se desarrolló un diseño que representa a un concreto de planta.

En este caso, como ya se tenía un previo conocimiento de los resultados anteriores y ya se esperaba buen resultado respecto a la resistencia a compresión, se realizó la mezcla en una bacadora de mayor volumen. El volumen de la mezcla realizada fue de 44 litros (0.044 m³), de los cuales se aprovecharon para realizar pruebas de revenimiento, porcentaje de aire y los cilindros para ensayar la compresión y obtener el módulo de elasticidad del concreto. El diseño de la mezcla 3 tuvo las siguientes proporciones en sus componentes:

a. Mezcla 3.

Resistencia mínima requerida: 280 Kg/cm² (4,000 psi).

Tabla 8. Proporciones de materiales en diseño de mezcla 3.

COMPONENTE	DOSIFICACIÓN
Cemento	12.76 kg
Grava caliza	41.877 kg
Arena caliza	41.033 kg
Agua	8.39 lt
Aditivo Glenium 3020	38 cc*
Aditivo Polyheed 789	38 cc*

*Dosificación de 3 cc/kg de cemento.

Masa total del material = 104.136 kg

Masa unitaria = 2,368.64 kg/m³

Contenido de aire = 2.6%

Relación A/C = 0.69

Para tener una comparación de los porcentajes de cada material utilizado en los tres diseños anteriores, se presenta la siguiente tabla:

Tabla 9. Porcentaje de materiales dentro de las mezclas realizadas.

MATERIALES	PORCENTAJES		
	MEZCLA 1	MEZCLA 2	MEZCLA 3
CEMENTO	14.31	14.97	12.25
GRAVA	38.67	39.04	40.21

Continuación Tabla 9. Porcentaje de materiales dentro de las mezclas realizadas.

	PORCENTAJES		
MATERIALES	MEZCLA 1	MEZCLA 2	MEZCLA 3
ARENA	37.12	37.66	39.40
AGUA	9.86	8.29	8.06
ADITIVO	0.05	0.04	0.07
TOTAL	100.00	100.00	100.00

El módulo de elasticidad es muy importante, pues juega un papel significativo en el diseño y en el comportamiento del marco estudiado.

Los ensayos realizados a los cilindros de la mezcla 3, fueron regidos por la norma ASTM C39, la cual establece el método de prueba estándar para la determinación de la resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de concreto. (ASTM International, 2012)

Al ensayar los cilindros también se basó en la ASTM C617, la cual describe los procedimientos para proporcionar superficies planas en los extremos de cilindros de concreto recién moldeados, cilindros perforados o endurecidos, núcleos de hormigón cuando las superficies de extremo no se ajustan a los requisitos de planicidad. Para lo cual se utilizó una tapa de azufre para mantener el nivel, esto para que el esfuerzo de compresión se transmita al cilindro de manera uniforme por toda su superficie. (ASTM International, 2012)

5. Varillas de refuerzo. El marco prototipo tiene un diseño de varillas corrugadas de alta resistencia de 1" de diámetro como refuerzo principal y varillas de 3/8" como estribos para el confinamiento. Por lo que a nivel del modelo, se eligió varilla de 1/4" (6mm) como refuerzo principal y alambre galvanizado de 2.41mm de diámetro como estribos.

Las varillas de 6mm son de alta resistencia y corrugadas, las cuales son vendidas con certificados de resistencia de fluencia, por lo que no fue necesario hacer pruebas de resistencia.

En el modelo a escala, se utilizaron varillas con resistencia de 70 Ksi para los refuerzos principales. Es importante que las varillas de refuerzo presenten corrugas a lo largo de ella, pues forman un perfil de adherencia mecánico entre la varilla y el concreto. En el caso del

refuerzo al cortante o estribos, no son necesarias las corrugas en algunos casos según lo expresa el código ACI 318. Según la escala seleccionada, a los estribos corresponderían varillas con diámetro de 2.38mm. En el mercado de Guatemala no existen varillas corrugadas de ese tamaño, por lo que se obviaron las corrugas y se utilizó alambre galvanizado calibre 13, de 2.41mm de diámetro.

6. Determinación de la deformación teórica. La deformación del marco se mide mediante el desplazamiento de sus elementos al ser aplicada una carga lateral en un punto específico. Se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$K * D = F$$

En donde,

K = Matriz de rigidez del marco

D = Vector desplazamiento

F = Matriz fuerza

(UNNE, 2012)

Para poder calcular la deformación del marco sufrida por la aplicación de una carga lateral, es necesario conocer la rigidez del marco y la de sus elementos. Según el diccionario Definición, la rigidez se define como la capacidad de un elemento estructural, para resistir esfuerzos sin presentar deformaciones ni desplazamientos. La rigidez se mide por medio de coeficientes que son magnitudes físicas y por el resultado de la multiplicación de la fuerza aplicada con el desplazamiento producido.

Para calcular la rigidez del marco, es necesario conocer la rigidez de cada uno de sus elementos (viga y columnas). La cual se calcula mediante una matriz de rigidez en la que afectan directamente las dimensiones del elemento y el módulo de elasticidad del concreto.

Según la sección 8.5.1 del código ACI 318 – 05, el módulo de elasticidad, (E_c), teórico para el concreto puede tomarse como: $W_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ (en MPa), para valores de w_c comprendidos entre 1500 y 2500 kg/m³. Para concreto de densidad normal, E_c puede

tomarse como $E = 57000 \times \sqrt{f'c}$, en psi. Por lo que para un concreto de 4,000 psi (280 kg/cm²) $E_c = 3,604,996.53$ psi.

Para determinar la matriz rigidez de los elementos que componen el marco (dos columnas y una viga), se utilizó la siguiente fórmula:

$$K_{columna} = R_{\theta} * K'_{columna} * R_{\theta}^T$$

En donde,

K = Matriz de rigidez del elemento

R_{θ} = Matriz rotación

K' = Matriz inversa de K

R_{θ}^t = Matriz transpuesta de R_{θ}

La matriz K para un elemento de sección rectangular, está definida por:

$$K_{elemento} = \begin{pmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{pmatrix}$$

Y la matriz R_{θ} está definida por:

$$R_{\theta} = \begin{pmatrix} \cos(\theta) & -\text{sen}(\theta) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{sen}(\theta) & \cos(\theta) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\theta) & -\text{sen}(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \text{sen}(\theta) & \cos(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Para realizar los cálculos anteriores, es necesario conocer y determinar algunos valores de forma teórica. Las dimensiones geométricas de los elementos que ya se conocen, son utilizadas para calcular el área transversal del elemento. Como en ésta sección se determinó la rigidez teórica, se utilizó un valor del módulo de elasticidad de un concreto promedio teórico también.

Obtenidas las matrices de rigidez de cada elemento, se creó una matriz materna ensamblando las matrices de rigidez de los tres elementos que constituyen el marco, obteniendo así una matriz ensamblada de rigidez global del marco.

La deformación dependerá directamente de la rigidez del marco y de la carga lateral aplicada al mismo. Por lo que en el estudio se consideró una carga hipotética que se redujo en una proporción numérica respecto a la escala escogida.

La matriz fuerza está compuesta por los valores de los momentos y cargas aplicadas en el marco en cada uno de sus ejes. Como en este estudio se está estudiando la deformación por una carga lateral aplicada en su vértice superior, la matriz fuerza solo tiene un valor diferente a cero (El valor de la carga en el eje x).

Figura 6. Esquema del marco con sus ejes respectivos.

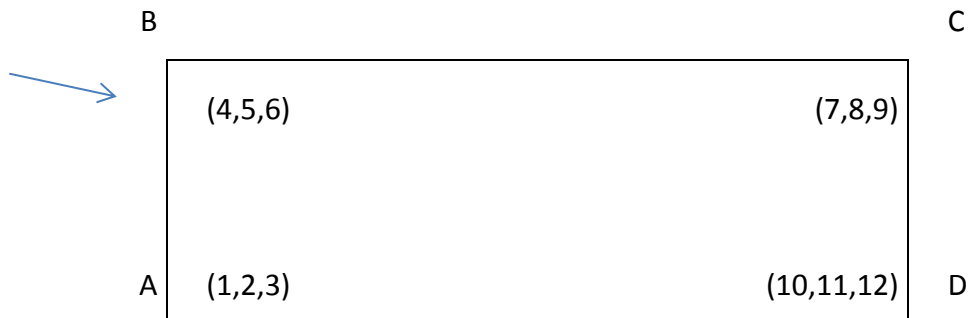


Tabla 10. Matriz de fuerza.

Matriz de fuerza		
1		Fx
2		Fy
3		Mz
4	Valor carga aplicada	Fx
5	0	Fy
6	0	Mz
7	0	Fx
8	0	Fy
9	0	Mz
10		Fx
11		Fy
12		Mz

Como se puede observar en el diagrama anterior, la matriz fuerza sólo comprende los ejes superiores del marco (del 4 al 9), pues es donde es afectado por la carga aplicada. Por lo tanto, para calcular la deformación de la matriz ensamblada obtenida anteriormente, sólo se utilizaron las celdas en las que afecten los valores de la matriz fuerza, obteniendo una matriz de rigidez del marco reducida (K reducida) de 6x6.

A la matriz reducida se le sacó la inversa y se multiplicó por la matriz fuerza, obteniendo así un vector desplazamiento que nos indica el valor, en centímetros, desplazado en cada punto del marco. Para una carga de 10,000 lb se obtuvo una deformación teórica de 0.35 cm, dato que se debe corroborar con los resultados de los marcos estudiados.

7. Diseño del modelo físico a escala 1:4

a. Diseño de la formaleta. Las formaletas son una especie de “moldes” utilizados en las fundiciones para mantener la mezcla de concreto fresco en su lugar hasta que éste fragüe, existen de diversos materiales, formas y tamaños.

Por cuestiones de facilidad de armado y de costos, se utilizó formaleta de madera rústica para la construcción de las formaletas de los marcos. Las dimensiones de las columnas y vigas se determinaron respecto al modelo prototipo e hipotético en proporción a la escala 1:4.

Se diseñó una formaleta rectangular por cuestiones de simplificar las fundiciones y el transporte de los marcos, pues debido a su tamaño es factible transportarlos. La formaleta consta de dos columnas cuadradas de 15cm de ancho por 75cm de altura (luz libre) y de dos vigas, una de 7.5cm de ancho, 15cm de alto y 125cm de largo y la viga de abajo es cuadrada de 15cm de ancho por 125 cm de largo simulando un cimiento corrido y dándole un grado de empotramiento a las columnas.

Imagen 7. Formaleta de madera.



b. Diseño de armadura. Para calcular la cantidad de acero necesario para el refuerzo de cada elemento del marco, según lo indicado en la sección 21.4.3.1 del ACI 318-05, El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$. Por lo que se trabajó con el mínimo (el 1% del área transversal del elemento). Se trabajaron vigas con refuerzo en la parte superior e inferior. Se calculó que tuviera más del acero mínimo requerido por flexión.

Para las columnas se utilizaron 8 varillas de alta resistencia (70 ksi) de 6mm de diámetro, distribuidas uniformemente en el contorno cuadrado. Para las vigas se requirieron 4 varillas de la misma media, ubicadas una en cada esquina del elemento. Para el refuerzo a corte de los elementos, se utilizó alambre galvanizado de calibre 13 (2.41mm de diámetro).

Se basó en el código ACI 318 sección 21.12 en donde indica el espaciamiento de los estribos requerido para una estructura intermedia (Ver condiciones en Marco Conceptual). En las columnas se trabajó un espaciamiento entre estribos de 3.75cm y en las vigas de 3.25. Siempre iniciando con el primer estribo a una distancia de 2cm.

Imagen 8. Varillas y estribos de columnas.



Imagen 9. Armadura de columnas y vigas del marco a escala.



Imagen 10. Armadura del marco a escala.



Proceso de fundición. En el mercado existen unos aditivos llamados desencofrantes o desmoldantes, utilizados para evitar que el concreto se adhiera a los diversos tipos de formaletas. Así que para facilitar el desencofrado y evitar que se peguen las piezas de madera al concreto, se utilizó un desencofrante a base de aceites. Este fue aplicado a la formaleta, momentos antes de la fundición.

El proceso de fundición de los marcos consistió en generar de nuevo la mezcla 3 y fundir los dos marcos construidos. En un marco se fundieron las dos columnas y la “cimentación” de una vez, dejando la fundición de la viga para días siguientes, simulando así el mismo proceso que en la realidad. En cambio, se fundió la totalidad de los elementos del segundo marco de una sola vez.

Debido a que el concreto utilizado es bastante fluido, se redujo la necesidad de vibrar el concreto colocado. Con un martillo de hule, se le dieron golpes al exterior de la formaleta, produciendo que el concreto se acomodara en su sitio.

Imagen 11. Proceso de fundición.



Imagen 12. Marco 2 fundido en su totalidad.



Terminada la fundición, se esperó a que el concreto terminara su proceso de exudación e inmediatamente se le aplicó un curado por medio de un rociador. Los curadores de concreto se aplican sobre la superficie del concreto fresco, secan rápidamente dejando adherida una película continua, flexible y de color blanquecino (en este caso), que actúa de barrera contra la evaporación del agua y repele el calor solar. De tal modo, el concreto completa su fraguado en presencia de la humedad necesaria para la correcta hidratación del cemento. (BASF, 2006)

c. Ensayo del modelo físico. Luego de que los marcos cumplieran sus 28 días de fraguado, se procedió a realizar los ensayos respectivos para medir la deformación de los mismos al aplicarles una carga lateral.

Ambos marcos se montaron sobre una viga metálica nivelada y el gato hidráulico, encargado de aplicar la carga lateral, se instaló en una columna metálica a una altura ideal para el ensayo. Para evitar que el marco se levantara debido al momento producido por aplicar la carga lateral en la parte superior de la columna, se soldaron dos pernos a la viga y se colocó una placa metálica sobre ellos, con el fin de sujetar el marco y evitar que se “levante” de la viga metálica. Esto pues no se logró simular un empotramiento en las bases de las columnas.

Para lograr fijar el marco y evitar a que éste se corriera a lo largo de la viga al aplicarle la carga lateral, se colocó una pieza de madera y metal en la base del marco (lado contrario al gato hidráulico) para que el marco tuviera un tope y así evitar su movimiento. Esto con el fin de restringir su movimiento lateral en la base del marco.

Se colocó un deformímetro para medir la deformación producida por la carga lateral, en el extremo opuesto en donde se aplicó la carga.

Imagen 13. Modelo físico a escala durante el ensayo.



Se inició a aplicar carga lateral con el gato hidráulico a razón de 200 psi (equivalentes a 981 lb) hasta llegar a su punto de falla. Se ensayaron ambos marcos de la misma manera, para obtener una comparación real de los resultados obtenidos.

d. Determinación del módulo de elasticidad práctico. Para determinar el módulo de elasticidad de una forma práctica, se utilizó un Compresómetro extensómetro, el cual consiste en una serie de anillos colocados alrededor del cilindro de concreto que tiene dos esclerómetros. El deformímetro ubicado en el anillo de en medio, mide la deformación lateral utilizada para calcular el módulo de elasticidad. Mientras que el ubicado en los dos anillos restantes, mide el cambio de altura sufrido por el cilindro al comprimirse y se utiliza para medir el coeficiente de Poisson.

El instrumento utilizado de la marca Humboldt, cumple con las especificaciones de la norma ASTM C-469.

Figura 7. Compresómetro/extensómetro utilizado para determinar el módulo de elasticidad.



Al instalar el cilindro dentro del instrumento, se calculó una fuerza última que soporta a compresión el cilindro con los datos de un ensayo anterior de compresión. Se prosiguió a agregarle carga con el propósito de comprimir el cilindro. Se tomaron las lecturas dadas por el deformímetro del anillo medio a cada 5% de la fuerza total estimada, hasta llegar a un 60% de la fuerza última. Para fines de calcular el módulo de elasticidad, sólo son necesarios los valores dados por el deformímetro del anillo medio, pues este mide la expansión lateral del cilindro. Teniendo los datos anteriores, se desmontó el cilindro del compresómetro extensómetro y se le siguió aplicando carga hasta fallarlo y obtener su resistencia última a compresión.

Para determinar el módulo de elasticidad con los datos obtenidos en el ensayo, se utilizó la siguiente fórmula que se especifica en el manual del instrumento:

$$E = (S2 - S1) / (\epsilon2 - 0.000050)$$

Siendo,

E = módulo de elasticidad

S2 = Esfuerzo correspondiente al 40% de carga última

S1 = Esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.00005

$\epsilon2$ = Deformación producida por el esfuerzo S2 (Nótese que según las indicaciones de uso del instrumento, los valores de la deformación dados por el deformímetro, están afectados por un coeficiente de dos veces el valor real. Lo que significa que el valor real, en realidad es la mitad del dato que muestran los instrumentos. (Humboldt, 2012))

8. Comparación del modelo físico con modelo computacional. Se compararon los resultados teóricos obtenidos en el pre-dimensionamiento, para una carga lateral aplicada en el marco. En el marco prototipo, se aplicó una carga puntual de 36,000 kg, mientras que para el marco a escala 1:4 se aplicó una carga puntual de 9,000 kg correspondiente a la relación 1:4 de la escala.

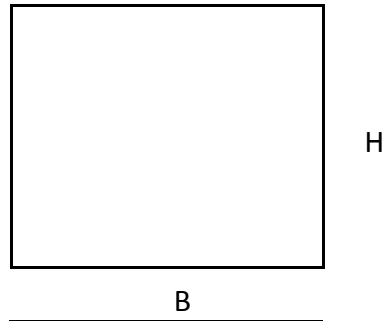
Posterior se compararon las deformaciones para cada caso, (modelo prototipo y modelo a escala), por medio del software de diseño ETABS. Luego de analizar y calibrar los

modelos computacionales, se compararon con los resultados obtenidos en los dos marcos ensayados y con las condiciones reales presentes en su ensayo.

V. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A. Modelo teórico del marco prototipo

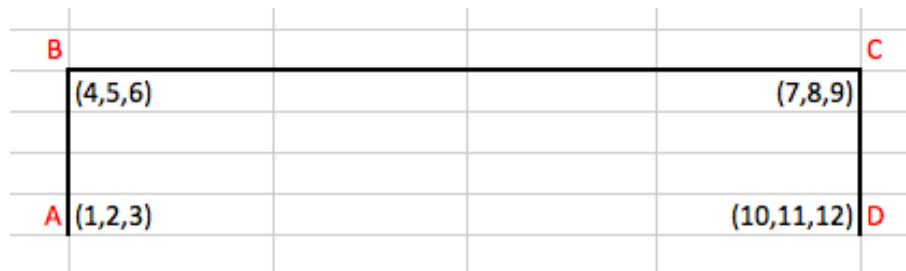
Figura 1. Sección transversal de columnas de modelo



Los cálculos necesarios para determinar la deformación del marco se llevaron a cabo teóricamente en el software Excel, el cual facilitó las operaciones numéricas del proceso de diseño.

Por medio del método de rigidez y la fórmula $K_{columna} = R_{\theta} * K'_{columna} * R_{\theta}^T$ se calcularon las matrices de rigidez de los elementos involucrados. Se obtuvieron las matrices K' , R_{θ} y R_{θ}^T . Necesarias para obtener la matriz de rigidez “K” de los elementos y del marco.

Figura 8. Dibujo del modelo prototipo con descripción de los ejes en los nudos.



1. Cálculos teóricos

a. Rigidez de las columnas. Las siguientes tablas muestran los resultados de la matriz K' , R_{θ} y R_{θ}^T y la de rigidez “K” para las columnas.

Tabla 11. Matriz K' para columnas de modelo prototipo.

$$K' = \begin{bmatrix} 3038708 & 0 & 0 & -3038708 & 0 & 0 \\ 0 & 121548 & 18232250 & 0 & -121548 & 18232250 \\ 0 & 1823225 & 36464499 & 0 & - & 1823225000 \\ & 0 & 99 & & 18232250 & \\ -3038708 & 0 & 0 & 3038708 & 0 & 0 \\ 0 & -121548 & -18232250 & 0 & 121548 & -18232250 \\ 0 & 1823225 & 18232250 & 0 & - & 3646449999 \\ & 0 & 00 & & 18232250 & \end{bmatrix}$$

Tabla 12. Matriz de rotación para columnas de modelo prototipo.

$$R_0 = \begin{bmatrix} 6.12574E-17 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 6.12574E-17 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6.12574E-17 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 6.12574E-17 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Tabla 13. Matriz de rotación transpuesta para columna de modelo prototipo.

$$R_0^T = \begin{bmatrix} 6.12574E-17 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 6.12574E-17 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6.12574E-17 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 6.12574E-17 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Tabla 14. Matriz de rigidez de las columnas del modelo prototipo.

$$K = R_0 K' R_0^T = \begin{bmatrix} 121548 & 0 & -18232250 & -121548 & 0 & -18232250 \\ 0 & 3038708 & 0 & 0 & - & 0 \\ & & & & 3038708 & \\ - & 0 & 364644999 & 1823225 & 0 & 182322500 \\ 18232250 & & 9 & 0 & & 0 \\ -121548 & 0 & 18232250 & 121548 & 0 & 18232250 \\ 0 & - & 0 & 0 & 3038708 & 0 \\ & 3038708 & & & & \\ - & 0 & 182322500 & 1823225 & 0 & 364644999 \\ 18232250 & & 0 & 0 & & 9 \end{bmatrix}$$

b. Rigidez de la viga. Las siguientes tablas muestran los resultados de la matriz K' , R_0 y R_0^T y la de rigidez "K" para la viga

Tabla 15. Matriz K' para viga de modelo prototipo.

$$K' = \begin{bmatrix} 911612 & 0 & 0 & -911612 & 0 & 0 \\ 0 & 13127 & 3281805 & 0 & -13127 & 3281805 \\ 0 & 3281805 & 1093935000 & 0 & -3281805 & 546967500 \\ -911612 & 0 & 0 & 911612 & 0 & 0 \\ 0 & -13127 & -3281805 & 0 & 13127 & -3281805 \\ 0 & 3281805 & 546967500 & 0 & -3281805 & 1093935000 \end{bmatrix}$$

Tabla 16. Matriz de rotación para viga de modelo prototipo.

$$Ro = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Tabla 17. Matriz de rotación transpuesta para viga de modelo prototipo.

$$Ro^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Tabla 18. Matriz de rigidez para viga de modelo prototipo.

$$K = Ro K' Ro^T = \begin{bmatrix} 911612 & 0 & 0 & -911612 & 0 & 0 \\ 0 & 13127 & 3281805 & 0 & -13127 & 3281805 \\ 0 & 3281805 & 1093935000 & 0 & - & 546967500 \\ & & & & 3281805 & \\ - & 0 & 0 & 911612 & 0 & 0 \\ 911612 & & & & & \\ 0 & -13127 & -3281805 & 0 & 13127 & -3281805 \\ 0 & 3281805 & 546967500 & 0 & - & 1093935000 \\ & & & & 3281805 & \end{bmatrix}$$

c. Deformación. Obtenidas las matrices de rigidez de cada elemento, se creó una matriz materna ensamblando las matrices de rigidez de los tres elementos que constituyen el marco, obteniendo así una matriz ensamblada de rigidez global del marco.

Tabla 19. Matriz ensamblada para modelo prototipo.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	121548	0	-18232250	-121548	0	-18232250	0	0	0	0	0	0
2	0	3038708	0	0	-3038708	0	0	0	0	0	0	0
3	-18232250	0	3646449999	18232250	0	1823225000	0	0	0	0	0	0
4	-121548	0	18232250	1033161	0	18232250	-911612	0	0	0	0	0
5	0	-3038708	0	0	3051836	3281805	0	-13127	3281805	0	0	0
6	-18232250	0	1823225000	18232250	3281805	4740384999	0	-3281805	546967500	0	0	0
7	0	0	0	-911612	0	0	1033161	0	18232250	-121548	0	18232250
8	0	0	0	0	-13127	-3281805	0	3051836	-3281805	0	-3038708	0
9	0	0	0	0	3281805	546967500	18232250	-3281805	4740384999	-18232250	0	1823225000
10	0	0	0	0	0	0	-121548	0	-18232250	121548	0	-18232250
11	0	0	0	0	0	0	0	-3038708	0	0	3038708	0
12	0	0	0	0	0	0	18232250	0	1823225000	-18232250	0	3646449999

Las celdas resaltadas, son las que forman la matriz ensamblada de rigidez reducida, ya que en esos puntos es donde se debe analizar la deformación luego de aplicar una carga lateral sobre el marco. Pues son los únicos ejes que presentan desplazamiento.

Tabla 20. Matriz de rigidez reducida para modelo prototipo.

1033161	0	18232250	-911612	0	0
0	3051836	3281805	0	-13127	3281805
18232250	3281805	4740384999	0	-3281805	546967500
-911612	0	0	1033161	0	18232250
0	-13127	-3281805	0	3051836	-3281805
0	3281805	546967500	18232250	-3281805	4740384999

A partir de ésta matriz K reducida, se obtiene la siguiente matriz k^{-1} (inversa) la cual se utilizará para calcular las deformaciones al ser multiplicada por un vector fuerza. Partiendo de la ecuación de equilibrio:

$$K * D = F$$

Tabla 21. Matriz de rigidez reducida inversa para modelo prototipo.

8.81344E-06	6.32716E-08	-3.07108E-08	8.27739E-06	-6.32716E-08	-2.83802E-08
6.32716E-08	3.28581E-07	-4.21811E-10	6.32716E-08	5.06173E-10	-4.21811E-10
-3.07108E-08	-4.21811E-10	3.21271E-10	-2.83802E-08	4.21811E-10	7.26688E-11
8.27739E-06	6.32716E-08	-2.83802E-08	8.81344E-06	-6.32716E-08	-3.07108E-08
-6.32716E-08	5.06173E-10	4.21811E-10	-6.32716E-08	3.28581E-07	4.21811E-10
-2.83802E-08	-4.21811E-10	7.26688E-11	-3.07108E-08	4.21811E-10	3.21271E-10

Despejando la ecuación de equilibrio, se transforma en lo siguiente:

$$D = F * K^{-1}$$

Teniendo el vector fuerza, definido por:

Tabla 22. Vector fuerza de modelo prototipo.

1		Fx
2		Fy
3		Mz
4	40,000	Fx
5	0	Fy
6	0	Mz
7	0	Fx
8	0	Fy
9	0	Mz
10		Fx
11		Fy
12		Mz

La matriz de rigidez se multiplica con el vector fuerza para así obtener los desplazamientos correspondientes. Nótese que el vector fuerza solo tiene un valor diferente a cero, pues es el valor de la carga lateral de 40,000 kg aplicada en el eje 4. El vector desplazamiento obtenido se presenta a continuación:

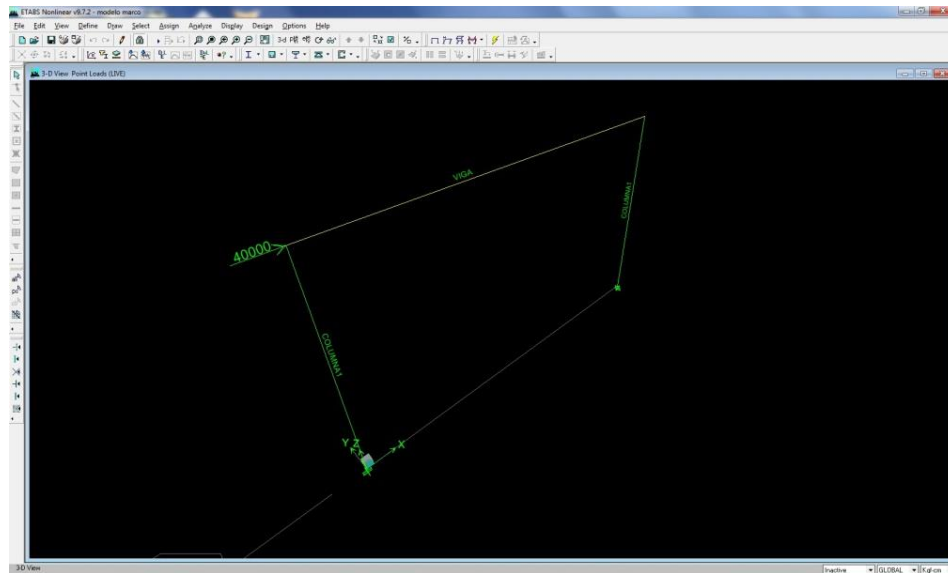
Tabla 23. Vector deformación de modelo prototipo.

1	0.000
2	0.000
3	0.000
4	0.353
5	0.003
6	-0.001
7	0.331
8	-0.003
9	-0.001
10	0.000
11	0.000
12	0.000

Como se puede observar, en el eje 4 la deformación es de 0.353 cm.

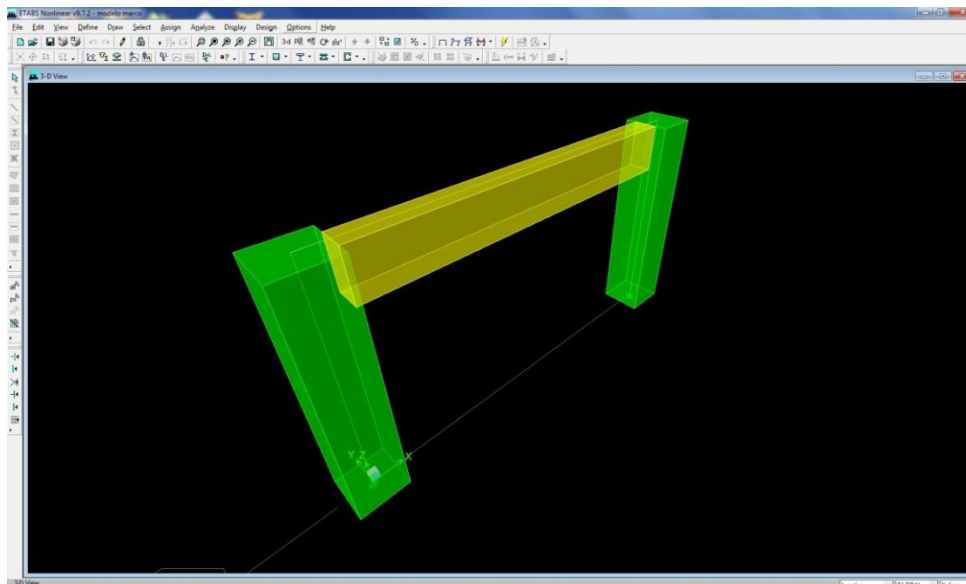
2. Modelo computacional prototipo. El modelo computacional se desarrolló en ETABS. El modelo prototipo se diseñó con las mismas dimensiones y parámetros con que se pre-dimensionó en Excel. La siguiente imagen muestra la carga de 40,000 kg aplicada al marco del modelo prototipo.

Figura 9: Imagen de fuerza aplicada a marco prototipo



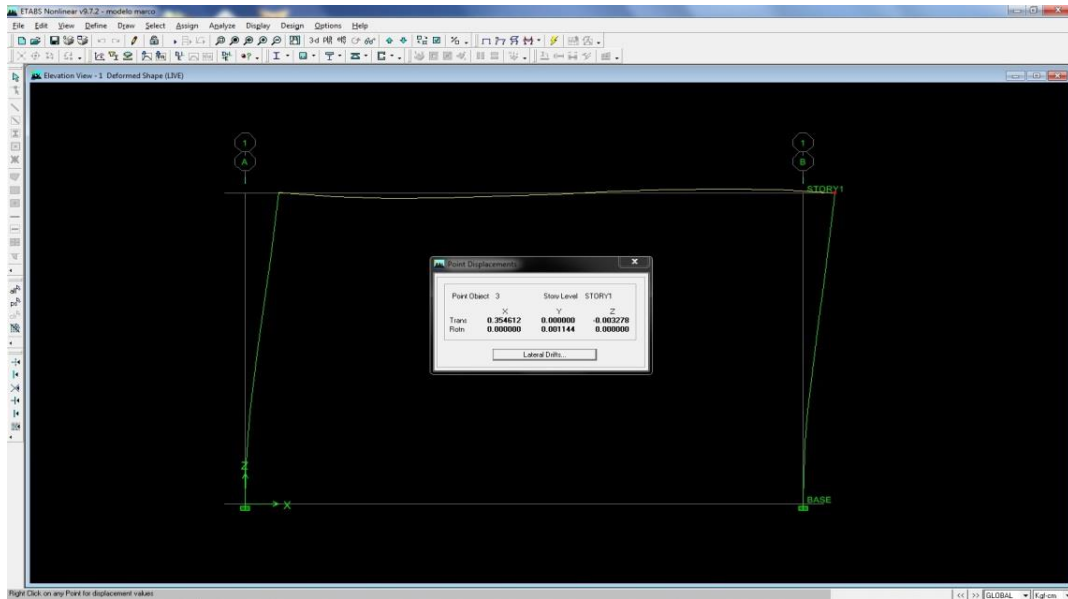
El modelo extruido nos da una idea de las dimensiones y forma que tendrá el modelo físico:

Figura 10: Extrusión de modelo prototipo



Una vez definidas las dimensiones, cargas y parámetros en el modelo computacional, se procedió a correr el programa y obtener el resultado de deformación:

Figura 11: Resultado de deformación de modelo prototipo



Como se puede observar en la figura anterior, la deformación que modeló el programa computacional fue de 0.354 cm, la cual es consistente a la deformación obtenida en el cálculo en Excel para el modelo prototipo.

B. Modelo teórico del marco a escala

Para el modelo a escala se desarrolló el mismo procedimiento de diseño que en el modelo prototipo. Con la diferencia debido a la reducción por la escala 1:4 sobre las dimensiones y una reducción en la carga en base a una proporción numérica de la escala.

1. Cálculos prácticos

a. Columnas. Al igual que con las columnas del modelo prototipo, se formaron las matrices K' , $R\theta$ y $R\theta T$ y la de rigidez K .

Tabla 24. Matriz K' para columnas de modelo en escala 1:4

$K' =$	759677	0	0	-759677	0	0
	0	30387	1139516	0	-30387	1139516
	0	1139516	56975781	0	-1139516	28487891
	-759677	0	0	759677	0	0
	0	-30387	-1139516	0	30387	-1139516
	0	1139516	28487891	0	-1139516	56975781

Tabla 25. Matriz de rotación para columnas de modelo en escala 1:4

$R_0 =$	6.12574E-17	-1	0	0	0	0
	1	6.12574E-17	0	0	0	0
	0	0	1	0	0	0
	0	0	0	6.12574E-17	-1	0
	0	0	0	1	6.12574E-17	0
	0	0	0	0	0	1

Tabla 26. Matriz de rotación transpuesta para columnas de modelo en escala 1:4

$R_0^T =$	6.12574E-17	1	0	0	0	0
	-1	6.12574E-17	0	0	0	0
	0	0	1	0	0	0
	0	0	0	6.12574E-17	1	0
	0	0	0	-1	6.12574E-17	0
	0	0	0	0	0	1

Tabla 27. Matriz de rigidez para columnas de modelo a escala de 1:4.

$K = R_0 K' R_0^T$	30387	0	-1139516	-30387	0	-1139516
	0	759677	0	0	-759677	0
	-1139516	0	56975781	1139516	0	28487891
	-30387	0	1139516	30387	0	1139516
	0	-759677	0	0	759677	0
	-1139516	0	28487891	1139516	0	56975781

b. Cálculo de vigas. Al igual que con la viga del modelo prototipo, se formaron las matrices K' , R_0 y R_0^T :

Tabla 28. Matriz K' para viga de modelo en escala 1:4

$$K' =$$

227903	0	0	-227903	0	0
0	3282	205113	0	-3282	205113
0	205113	17092734	0	-205113	8546367
-227903	0	0	227903	0	0
0	-3282	-205113	0	3282	-205113
0	205113	8546367	0	-205113	17092734

Tabla 29. Matriz de rotación para viga de modelo en escala 1:4.

$$R_0 =$$

1	0	0	0	0	0
0	1	0	0	0	0
0	0	1	0	0	0
0	0	0	1	0	0
0	0	0	0	1	0
0	0	0	0	0	1

Tabla 30. Matriz de rotación transpuesta para viga de modelo en escala 1:4.

$$R_0^T =$$

1	0	0	0	0	0
0	1	0	0	0	0
0	0	1	0	0	0
0	0	0	1	0	0
0	0	0	0	1	0
0	0	0	0	0	1

Tabla 31. Matriz de rigidez para viga de modelo en escala 1:4

$$K = R_0 K' R_0^T$$

227903	0	0	-227903	0	0
0	3282	205113	0	-3282	205113
0	205113	17092734	0	-205113	8546367
-227903	0	0	227903	0	0
0	-3282	-205113	0	3282	-205113
0	205113	8546367	0	-205113	17092734

c. Deformación. Una vez obtenidas las matrices K' , R_0 y R_0^T de las columnas y la viga del marco a escala, se ensambló la matriz de rigidez del marco.

Tabla 32. Matriz ensamblada de rigidez de modelo en escala 1:4.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	3038 7	0	- 1139516	- 30387	0	- 1139516	0	0	0	0	0	0
	0	759 677	0	0	- 759677	0	0	0	0	0	0	0
	- 1139516	0	5697 5781	113 9516	0	2848 7891	0	0	0	0	0	0
	- 30387	0	1139 516	258 290	0	1139 516	- 227903	0	0	0	0	0
	0	- 759677	0	0	762 959	2051 13	0	- 3282	2051 13	0	0	0
	- 1139516	0	2848 7891	113 9516	205 113	7406 8516	0	- 205113	8546 367	0	0	0
	0	0	0	- 227903	0	0	258 290	0	1139 516	- 30387	0	1139 516
	0	0	0	0	- 3282	- 205113	0	762 959	- 205113	0	- 759677	0
	0	0	0	0	205 113	8546 367	113 9516	- 205113	7406 8516	- 1139516	0	2848 7891
0	0	0	0	0	0	0	30387	0	- 1139516	3038 7	0	- 1139516
1	0	0	0	0	0	0	0	- 759677	0	0	759 677	0
2	0	0	0	0	0	0	113 9516	0	2848 7891	- 1139516	0	5697 5781

A partir de esta matriz, nuevamente se obtiene la matriz K reducida (de los ejes 4 al 9):

Tabla 33. Matriz reducida de modelo en escala 1:4.

258290	0	1139516	-227903	0	0
0	762959	205113	0	-3282	205113
1139516	205113	74068516	0	-205113	8546367
-227903	0	0	258290	0	1139516
0	-3282	-205113	0	762959	-205113
0	205113	8546367	1139516	-205113	74068516

Luego, se calcula la matriz K^{-1} reducida para así poder calcular la deformación en el marco producida por una fuerza de 10,000 kg:

Tabla 34. Matriz reducida inversa de modelo en escala 1:4.

3.52537E-05	2.53086E-07	-4.91373E-07	3.31096E-05	-2.53086E-07	-4.54083E-07
2.53086E-07	1.31432E-06	-6.74897E-09	2.53086E-07	2.02469E-09	-6.74897E-09
-4.91373E-07	-6.74897E-09	2.05613E-08	-4.54083E-07	6.74897E-09	4.6508E-09
3.31096E-05	2.53086E-07	-4.54083E-07	3.52537E-05	-2.53086E-07	-4.91373E-07
-2.53086E-07	2.02469E-09	6.74897E-09	-2.53086E-07	1.31432E-06	6.74897E-09
-4.54083E-07	-6.74897E-09	4.6508E-09	-4.91373E-07	6.74897E-09	2.05613E-08

Multiplicando por la matriz de 6×6 de K^{-1} reducida, por el siguiente vector fuerza:

Tabla 35. Vector fuerza del modelo en escala 1:4

1		Fx
2		Fy
3		Mz
4	10,000	Fx
5	0	Fy
6	0	Mz
7	0	Fx
8	0	Fy
9	0	Mz
10		Fx
11		Fy
12		Mz

Se obtiene la deformación en los ejes respectivos del modelo a escala, los cuales se presentan en el vector siguiente:

Tabla 36. Vector deformación del modelo en escala 1:4.

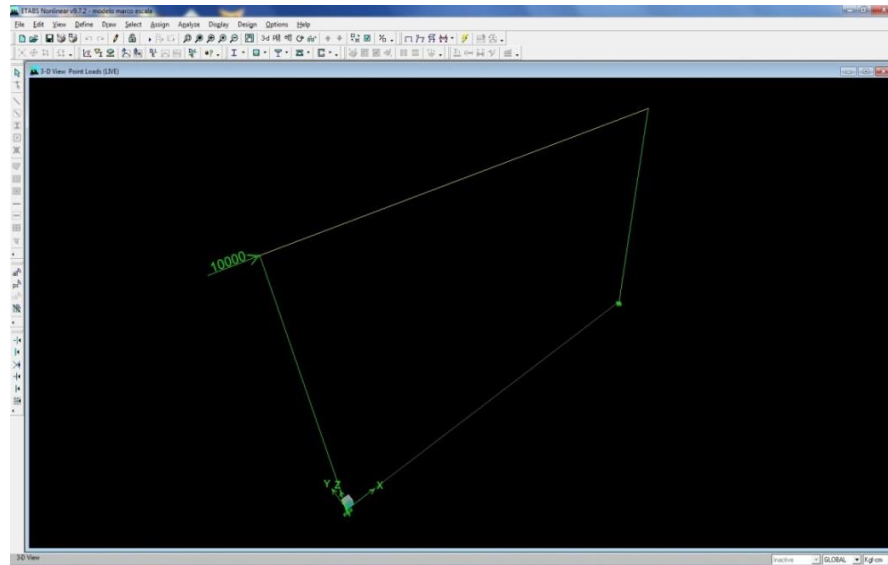
1	0.000
2	0.000
3	0.000
4	0.353
5	0.003
6	-0.005
7	0.331
8	-0.003
9	-0.005
10	0.000
11	0.000
12	0.000

La reducción de las dimensiones y de la fuerza debido a la escala, genera el mismo desplazamiento que en el marco prototipo. Deformación o desplazamiento que se comparó con los resultados de los modelos computacionales.

2. Modelo Computacional. Al igual que con el modelo prototipo, el modelo a escala también se desarrolló en el software ETABS, para así modelar y conocer las deformaciones y lograr compararlas con los obtenidos en los cálculos teóricos.

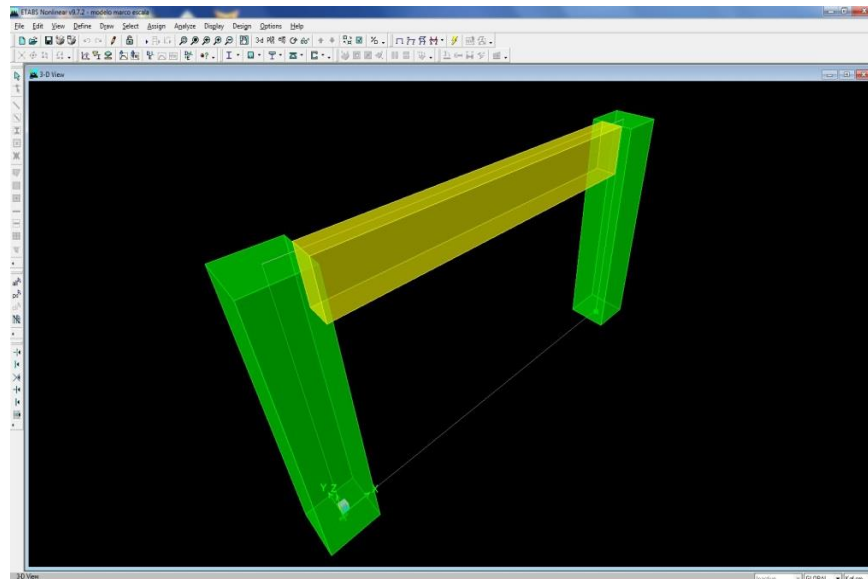
A continuación se muestra la carga lateral aplicada al modelo a escala:

Figura 12. Fuerza aplicada al modelo computacional en escala 1:4



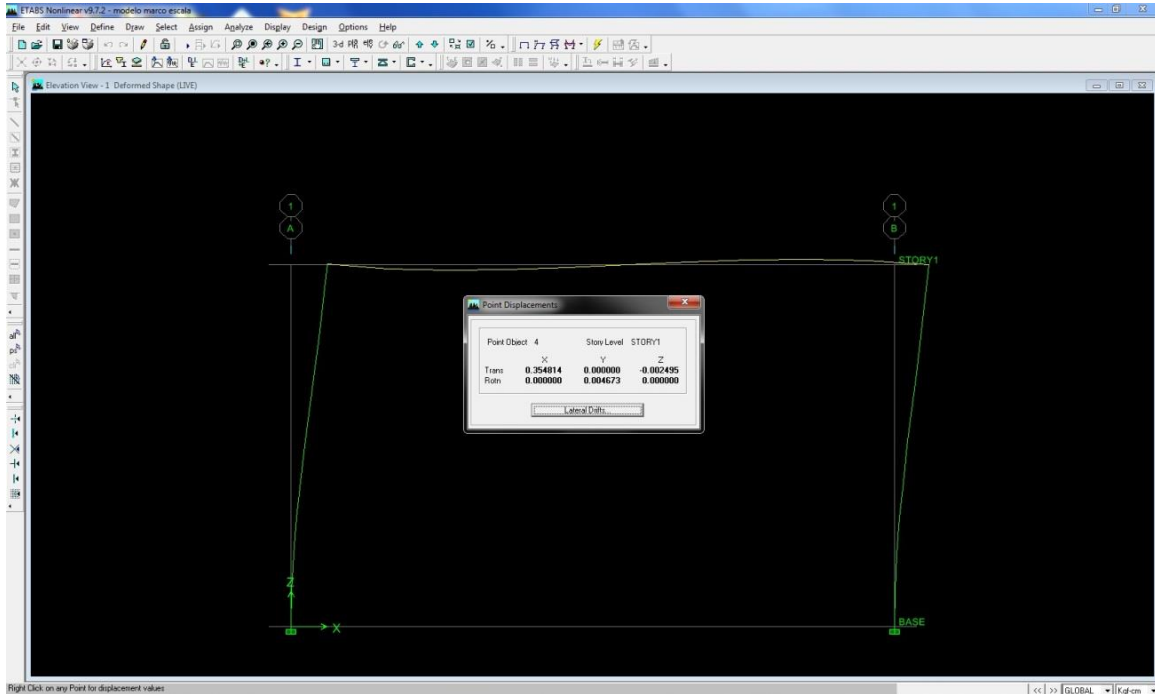
En la siguiente imagen se aprecia el modelo extruido del marco a escala en el modelo computacional:

Figura 13. Vista del modelo computacional a escala 1:4



Al igual que en el modelo prototipo, una vez ya definidas las dimensiones, cargas y parámetros del marco, se procedió a correr el programa para obtener los resultados de la deformación:

Figura 14. Resultado de deformaciones del modelo computacional en escala 1:4.



La deformación obtenida fue de 0.353 cm que concuerda con la deformación obtenida en los cálculos teóricos.

3. Materiales. Se recomienda utilizar la escala más grande recomendada para cada elemento estructural a estudiar, pues es más sencillo encontrar materiales que cumplan con los requerimientos de resistencia, a diferencia de las escalas menores.

a. Mezclas de concreto a escala (Microconcreto). En el siguiente cuadro se presentan los resultados de las diferentes mezclas realizadas

Figura 15. Resultados de resistencia a compresión de las mezclas de concreto trabajadas.

Diseño	% de Cemento	Resistencia (psi)			Módulo de elasticidad (PSI)
		4 días	21 días	28 días	
mezcla 1	14%	3,938.94	5,360.94	6,025.74	-
mezcla 2	15%	5,542.53	7,729.42	8,451.51	-
mezcla 3 (modificada)	12%	3,422.61	7 días	4,842.85	2,859,846.15
			3,891.87		

Como se puede observar, para un requerimiento de resistencia a compresión de 4,000 psi, las dos mezclas iniciales realizadas se sobre pasaron. Por este motivo se aumentó la

relación a/c y se redujo la cantidad de cemento de las primeras mezclas y con esto se logró disminuir el valor de la resistencia a compresión para generar la mezcla 3, que fue la escogida para la construcción del modelo.

La relación agua/cemento de la mezcla modificada se aumentó en una pequeña proporción respecto a las dos mezclas anteriores.

Figura 16. Revenimiento y relación agua/cemento de los diseños de mezcla trabajados.

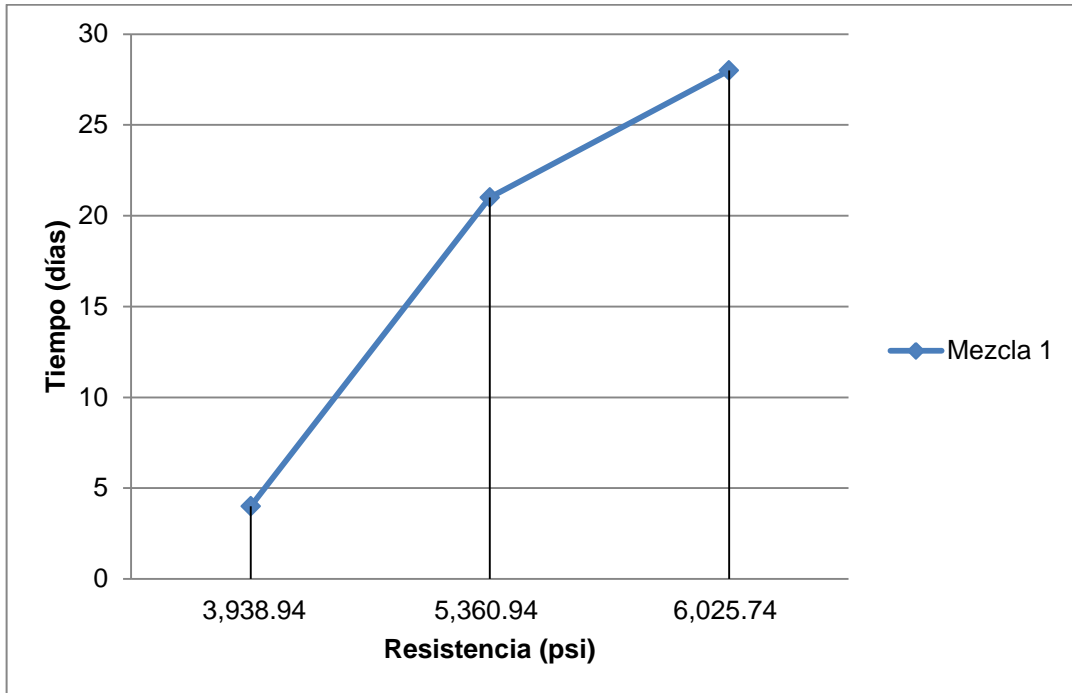
Mezcla	Relación A/C	Revenimiento (cm)
1	0.66	20
2	0.55	19.5
3 (modificada)	0.69	20

Al aumentar la relación a/c y reducir la cantidad de cemento del diseño de las primeras mezclas, se logró disminuir el valor de la resistencia a compresión de la mezcla 1 y 2 para generar la mezcla 3. Obteniendo un valor de 4,842.85 psi para la mezcla 3, la cual se utilizó de base para la fabricación del modelo.

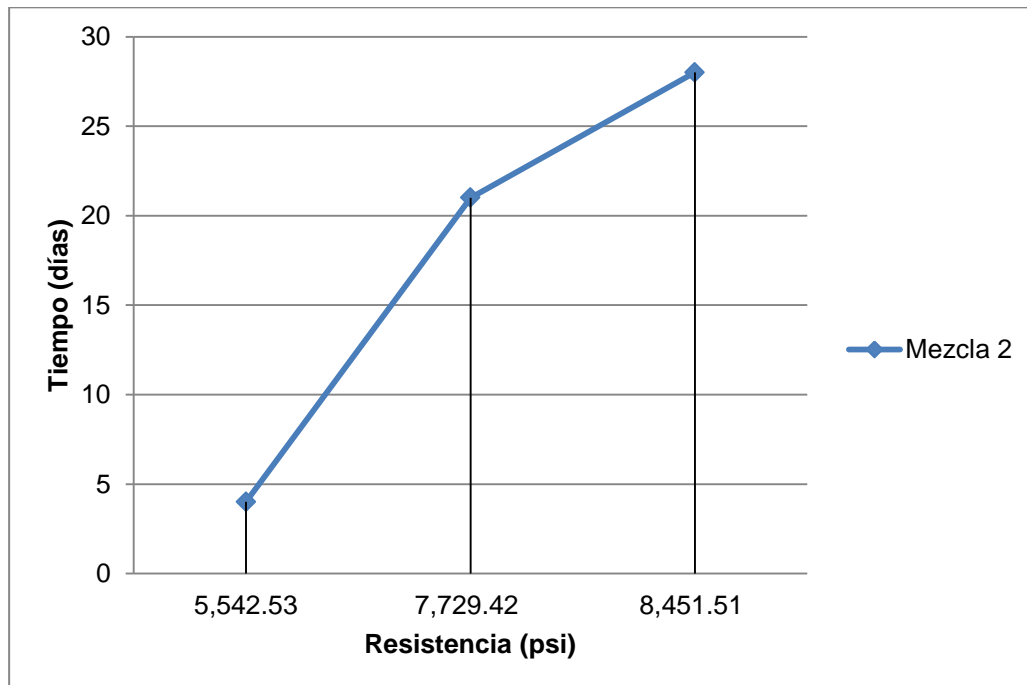
Se recomienda utilizar un aditivo reductor de agua de alto rango, como fluidificante, en la mezcla de microconcreto. De tal modo de generar un concreto fluido y facilitar la colocación en la fundición. En un concreto fluido no es necesario mayor vibrado, pues por su fluidez rellena mejor los espacios entre la armadura y formaleta.

Los especímenes de cada mezcla fueron ensayados en el laboratorio a diferentes edades. Para las mezclas 1 y 2 se realizaron pruebas a los 4, 21 y 28 días; para la mezcla 3 a los 4, 7 y 28. Normalmente se recomienda ensayar a 3, 7, 14 y 28 días, en este estudio por cuestiones de facilidad de tiempo y de horario se ensayaron a los días anteriormente mencionados.

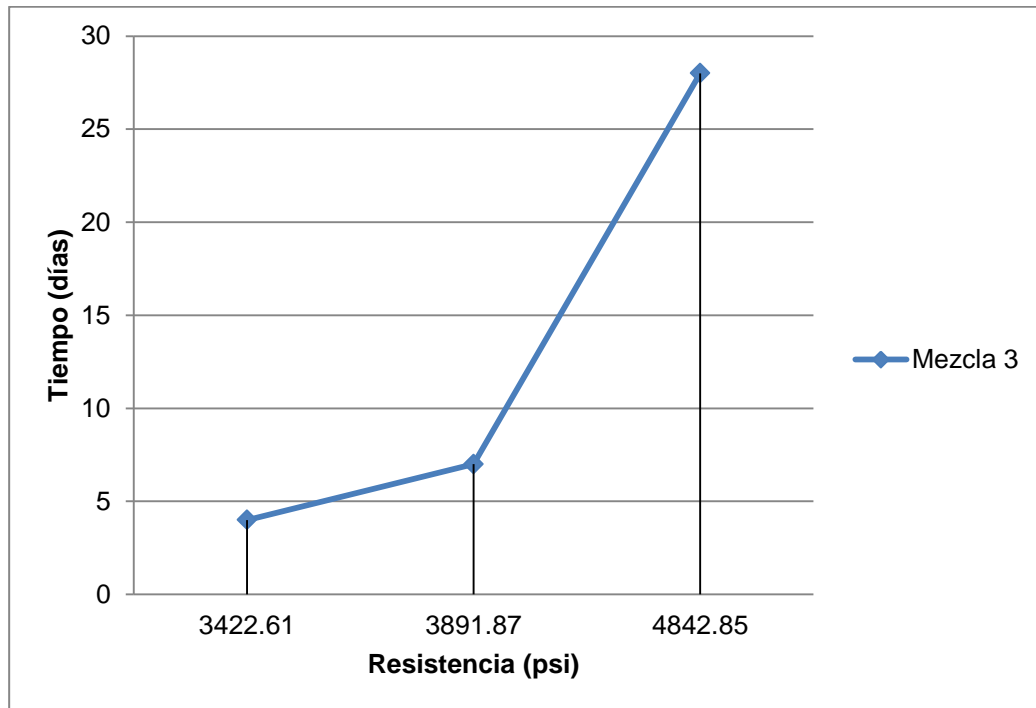
Gráfica 1. Resistencia a compresión versus tiempo, para la mezcla 1.



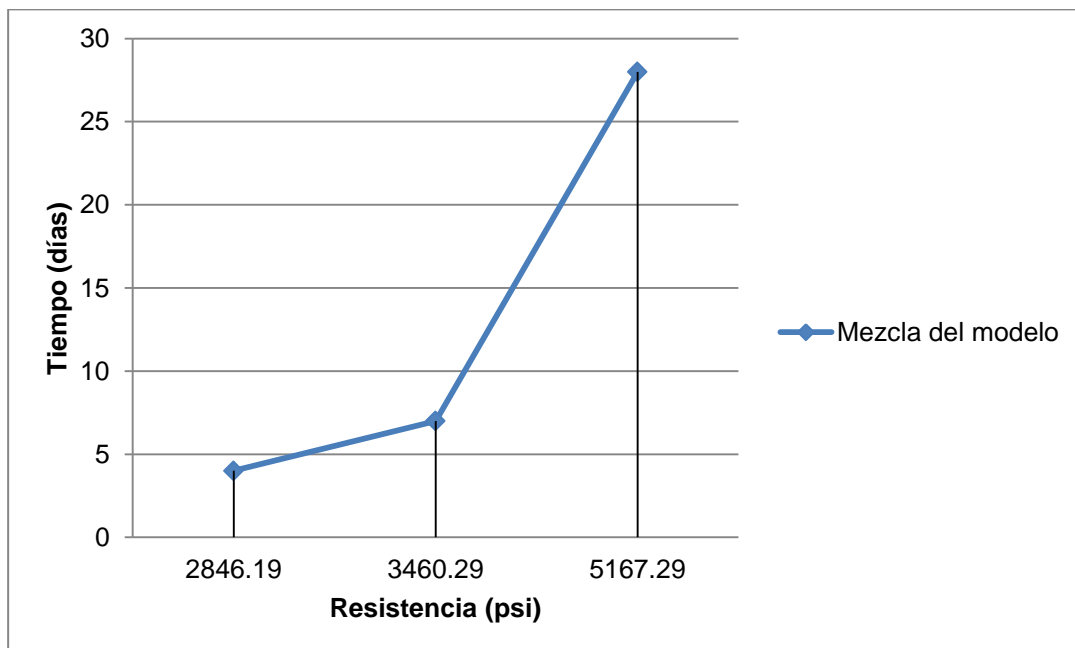
Gráfica 2. Resistencia a compresión versus tiempo, para mezcla 2.



Gráfica 3. Resistencia a compresión versus tiempo, para mezcla 3.



Gráfica 4. Resistencia a compresión versus tiempo de la mezcla usada en la fabricación del modelo físico.



C. Acero de refuerzo.

Las varillas de refuerzo utilizadas ya vienen con certificado de resistencia a fluencia del fabricante. A continuación se presenta un cuadro con las resistencias de las varillas trabajadas como refuerzo principal, 6mm de alta resistencia.

Figura 17. Datos de resistencia de varillas de refuerzos del fabricante. (Monolit, 2012)

VARILLA DE HIERRO MONOLIT			
Diámetro mm	Área de Acero cm ²	Fy kg / cm ²	Capacidad de Carga cm ²
3.8	0.113	5,000	567.06
4.5	0.159	5,000	795.22
5.5	0.238	5,000	1,187.91
6	0.283	5,000	1,413.72
6.2	0.302	5,000	1,509.54
7.2	0.407	5,000	2,035.75
9.5	0.708	5,000	3,544.11

Figura 18. Datos y dimensionales de varillas de refuerzo del fabricante. (Monolit, 2012)

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS Límite mínimo de Fluencia: 5,000 Kg./cm ² (Grado 70)					
Diámetro mm.	Varillas por atado	Área / Varilla cm ²	PESO		
			kg/m	lb/ 6m	lb/ atado
3.8	84	0.113	0.089	1.175	98.952
4.5	60	0.159	0.125	1.648	98.88
5.5	40	0.238	0.187	2.462	98.48
6	34	0.283	0.221	2.929	99.586
6.2	31	0.302	0.237	3.128	96.968
7.2	23	0.407	0.319	4.217	96.991
9.5	13	0.708	0.556	7.344	95.472

D. Módulo de elasticidad.

Según el ACI 318-05, el módulo de elasticidad teórico se debe calcular con la fórmula siguiente: $E = 57000 \times \sqrt{f'c}$, (psi). Entonces, para la prueba de resistencia a compresión realizada al cilindro de concreto del marco a 28 días, se tiene que $f'c = 5,167.29$ psi.

Por lo que,

$$E_{teórico} = 4,097,380.29 \text{ psi.}$$

En el ensayo práctico realizado para determinar el módulo de elasticidad, se obtuvieron las siguientes deformaciones con las respectivas cargas aplicadas.

Tabla 37. Deformaciones laterales causadas por carga aplicada en ensayo de módulo de elasticidad.

Deformación (in/in)	Fuerza (kg)	Porcentaje de la fuerza total
0.00005	749.98	1.10%
0.00010	3,508.8 8	5%
0.00030	7,017.7 6	10%
0.00050	10,526. 64	15%
0.00075	14,035. 52	20%
0.00090	17,544. 4	25%
0.00120	21,053. 28	30%
0.00145	24,562. 16	35%
0.00175	28,071. 04	40%
0.00210	31,579. 92	45%
0.00240	35,088. 8	50%
0.00335	42,106. 56	60%
-----	70,177. 60	100%

Aplicando la siguiente fórmula,

$$E = (S2 - S1) / (\epsilon 2 - 0.000050)$$

Tabla 38. Resultados de módulo de elasticidad.

E=	3,514,092.857	psi
S2=	2519.705	psi
S1=	59.84	psi
$\epsilon 2=$	0.00075	in/in

Recordando que el valor real de la deformación es la mitad del que los deformímetros indican y comparando con $E_{teórico} = 4,097,380.29$ psi; se obtuvo una variación de 14.24%

mayor respecto al teórico, que según el ACI 318-05 en la sección 8.5, los valores medios varían típicamente entre un más-menos 20% del valor especificado. Esto debido a que el módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede diferir del valor teórico. Por lo que el resultado es aceptable entre los rangos recomendados.

E. Ensayo de modelo físico.

Al colocar los marcos sobre la viga metálica y al haberles instalado la placa metálica para fijarla y evitar su movimiento, las condiciones en los apoyos cambiaron totalmente.

Esto causó que la deformación obtenida al aplicarle carga, fuera mucho mayor. Lo que llevó a remodelar el modelo en el software ETABS y comprobar si la deformación obtenida experimentalmente coincide con la calculada por el programa ya con las nuevas condiciones en los apoyos.

Ambos marcos se ensayaron con las mismas condiciones y se obtuvieron resultados similares.

1. Condiciones de apoyo. Por no lograr un empotramiento en las bases de las columnas, se soldó un par de pernos en la base del marco, a los cuales se le instaló una placa metálica que al colocarles tuercas encima, se fijó a la viga de cimentación.

Esto provocó que el diseño del marco se alterara en el sentido de la ubicación y los tipos de apoyos presentados en el marco. Pues como no se logró un debido empotramiento, se asumieron dos apoyos simples a distancias específicas unidos por una viga, como se puede observar en la figura de abajo.

La distancia entre apoyos es de 102.5 cm y se generó un voladizo de 22.5 cm de largo, como se puede observar en la figura anterior.

El marco presenta condiciones de apoyo diferentes a las previamente diseñadas. No se logró simular un empotramiento en la base de las columnas, por lo que las condiciones de apoyo cambiaron de “empotradas” a “simplemente apoyadas”.

Imagen 14. Modelo físico durante el ensayo.



Es importante mencionar, que un apoyo del marco no estaba directamente en el eje de la columna, sino que poseía una excentricidad de 22.5cm en el eje “X” a partir de la columna más cercana. En la siguiente imagen se puede observar que debido a la posición del apoyo, se generó un voladizo en el extremo.

Imagen 15. Apoyo con excentricidad en el modelo físico.



En la imagen anterior, se puede observar el efecto de volteo generado por la aplicación de la carga sobre la columna en un extremo del marco, la cual presentó un desplazamiento vertical de aproximadamente 8 milímetros.

En ambas vigas (superior e inferior), se produjeron fracturas considerables, las cuales fueron contabilizadas y medidas para determinar una sección fracturada para realizar la

calibración en el modelo computacional. Por lo que fue necesario un análisis forense, en el cual se determinó cuáles fueron las condiciones que variaron durante el ensayo y no fueron tomadas en cuenta en el proceso de diseño.

Para calibrar el modelo computacional a escala, se ingresaron los cambios en las condiciones de los apoyos y su excentricidad, el porcentaje de sección fracturada y el módulo de elasticidad de la mezcla utilizada en el software ETABS.

2. Deformaciones. Los dos marcos ensayados se comportaron de la misma manera al aplicarles la carga lateral. Ambos fallaron alrededor de las 1300 psi de presión, que multiplicada por el área del pistón de salida se obtienen kg fuerza (2900.18 kg). La deformación generada en cada marco por esta carga lateral aplicada varió un poco.

Tabla 39. Deformación generada por carga aplicada en el marco #1.

carga (kg)	Deformación (mm)
892.36	1.27
1338.55	6.38
1784.73	9.96
2230.91	15.23
2454.00	21.52
2677.09	24.89
2900.18	35.40

Tabla 40. Deformación generada por carga aplicada en el marco #2.

carga (kg)	Deformación (mm)
892.36	0.58
1338.55	2.80
1561.64	5.80
1784.73	7.47
2007.82	10.99
2230.91	14.29

Continuación de Tabla 41. Deformación generada por carga aplicada en el marco #2.

2454.00	17.89
2677.09	24.38
2900.18	28.38

Como se puede observar, para el marco 1 se obtuvo una deformación lateral total (en el momento que el marco falló) de 3.54cm y para el marco 2 de 2.84cm, para un promedio de 3.19cm. Se debe mencionar que ambas vigas se fracturaron en su mayor parte.

Los marcos no resistieron la carga ni la deformación previamente calculadas, debido a que las condiciones en los apoyos fueron modificadas a las inicialmente diseñadas. Además la “viga” que une ambas columnas en la parte inferior del marco, no contiene acero de refuerzo, por lo que el concreto no resistió la tensión recibida al aplicarle carga. Provocando así que se fracturara más rápidamente.

3. Análisis de fisuras. Al ensayar el modelo físico en el laboratorio, las condiciones en los apoyos cambiaron de forma drástica el análisis. Lo que llevó a un análisis “forense” debido a la forma en que se comportaron los marcos.

Luego de haber calibrado de nuevo el modelo computacional, se comparó con los resultados del modelo físico. Se realizó un análisis sobre la ubicación en el que se presentaron las fracturas en las vigas.

En las siguientes imágenes se pueden observar las fisuras surgidas en las vigas superior e inferior de los marcos de microconcreto, al aplicarle una carga lateral de 2,900 Kg.

Para poder verificar la deformación obtenida al ensayar los marcos con las nuevas condiciones en los apoyos, se midió la fractura en cada viga del modelo a escala. Al tener los datos anteriores, se recreó el modelo del marco en el software ETABS con las nuevas condiciones en los apoyos y los porcentajes reales fracturados de las vigas.

Tabla 42. Fractura en la viga superior de los marcos.



Tabla 43. Fractura en la viga inferior de los marcos.



F. Calibración de modelo computacional

1. Calibración de modelo físico y computacional en escala 1:4.

A partir de los resultados del ensayo del modelo físico, se procedió a calibrar nuevamente el modelo computacional, para lo cual se hicieron cambios en el diseño original, obteniendo así el siguiente modelo:

Figura 19. Modelo computacional modificado en escala 1:4



En la figura anterior, se puede observar como las condiciones en los apoyos fueron modificados de empotrados a “simplemente apoyados”. El apoyo derecho se colocó a una distancia de 22.5 cm de la columna. Como se puede observar, la carga modelada fue de 2,900 Kg, que representa a la carga máxima aplicada al modelo físico a escala. Luego se modificó el valor del módulo de elasticidad, el cual fue obtenido por ensayos realizados con la mezcla utilizada para la fundición de los modelos físicos a escala. En la siguiente imagen se puede observar el valor del módulo de elasticidad (287,844.9753 kg/cm²) corregido en el programa computacional (ETABS).

Figura 20. Módulo de elasticidad modificado en el modelo computacional.

Material Property Data	
Material Name	CONC
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Design: Concrete
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2.448E-06
Weight per unit Volume	2.403E-03
Modulus of Elasticity	287844.9753
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	105460.444
Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	281.2279
Bending Reinf. Yield Stress, fy	4218.4178
Shear Reinf. Yield Stress, fys	4218.4178
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	Shear Strength Reduc. Factor

Posterior se ingresó el porcentaje de las secciones fracturadas al modelo computacional.

Figura 21. Sección fracturada de viga superior en el modelo computacional.

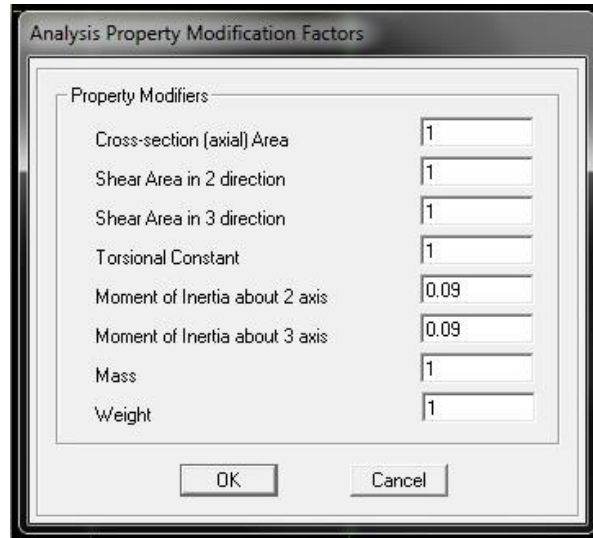
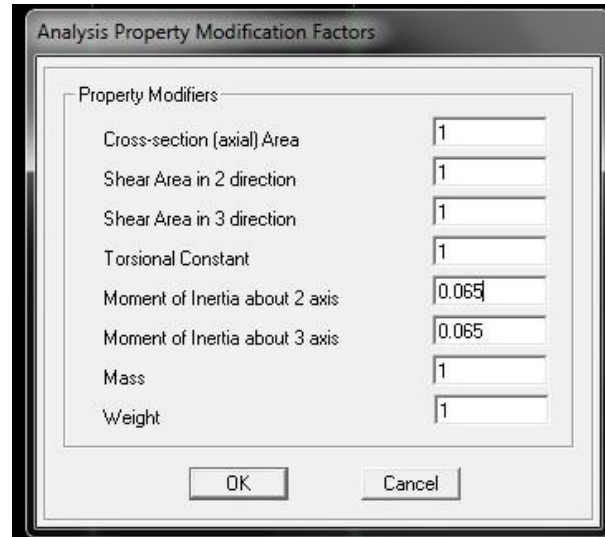


Figura 22. Sección fracturada de viga inferior en el modelo computacional.



Como se muestra en las figuras 12 y 13, la viga superior se fracturó en un 91% de su sección transversal y la viga inferior se fracturó en un 93.5% de su sección transversal.

Una vez modificado y configurado nuevamente el modelo computacional, se procedió a correr el programa para así obtener los resultados de deformación:

Figura 23. Deformación del modelo computacional modificado en escala 1:4



Figura 24. Valores de deformación del modelo computacional modificado en escala 1:4

Point Object 1		Story Level STORY1		
	X	Y	Z	
Trans	-2.945618	0.000000	-0.001546	
Rotn	0.000000	-0.037939	0.000000	

Lateral Drifts...

Como se puede observar en las figuras anteriores, el modelo computacional modificado y recalibrado tuvo una deformación horizontal aproximada de 2.95 cm por una carga de 2,900 Kg. El cual comparado con el promedio de la deformación obtenida en los marcos a escala, 3.19 cm, se obtuvo un porcentaje de error de 7.5%.

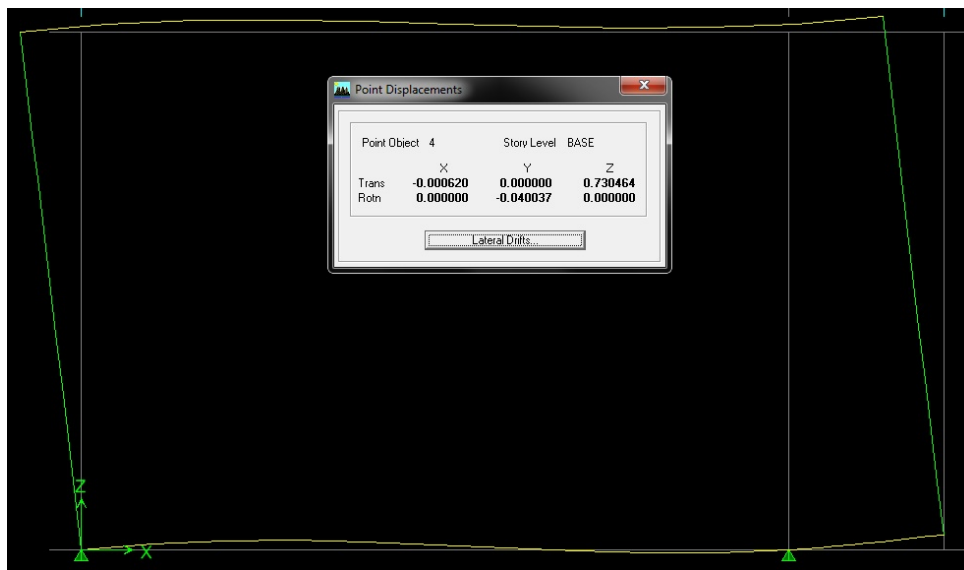
Durante el ensayo también se observó que el marco de microconcreto sufrió un efecto de volteo en la columna derecha. Debido al momento generado por la carga lateral aplicada en la parte superior de la columna.

Imagen 16. Efecto de volteo en la columna derecha del marco de microconcreto.



Como se describió anteriormente, el desplazamiento vertical producido fue de 0.8 cm. En el modelo computacional se produjo el mismo comportamiento. En la figura siguiente se puede apreciar cómo también existe una deformación en ese mismo punto.

Figura 25. Valor del levantamiento en la columna derecha del marco de microconcreto.



El desplazamiento registrado en el modelo computacional es de 0.73cm, el cual comparado con los 0.8cm obtenidos en el ensayo del modelo físico, se obtuvo una variación de 8.75%.

2. Calibración de modelo computacional 1:4 y 1:1 fracturados. Posterior a la calibración del modelo computacional en escala 1:4 en base al modelo físico a escala, se procedió a realizar un análisis comparativo del modelo computacional a escala 1:4 con el modelo computacional a escala 1:1.

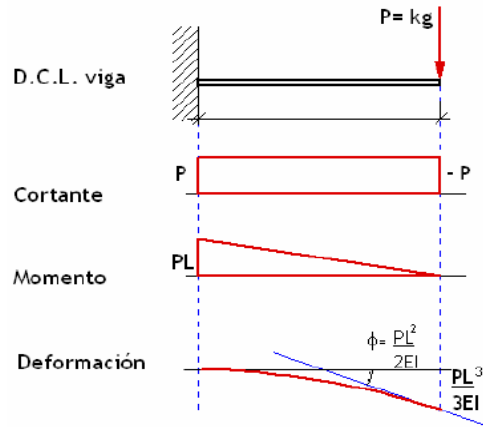
Con el fin de obtener los resultados de las derivas y deformaciones del marco en escala 1:1 y determinar si los resultados fueron representativos. Para esto se llevaron a cabo dos procesos, el primero fue comparar ambas escalas con las secciones de la viga superior e inferior, fracturadas, conforme a los resultados obtenidos del modelo físico. Con el propósito de comparar la deriva de ambos modelos, las cuales no deben de exceder un porcentaje de error del 15%.

Luego, el segundo paso fue modificar la sección fracturada, de ambos modelos computacionales, y analizar los marcos sin fracturar. Esto para obtener los resultados de deriva y deformación de un marco de concreto reforzado en escala 1:1 sin fracturas, lo cual representa una situación real.

Anteriormente se describió la comparación del modelo computacional en escala 1:4 con el modelo físico ensayado en el laboratorio. Con el cual se obtuvo un error del 8% en los resultados de deformación horizontal. En los análisis iniciales de los modelos computacionales, se trabajó con una carga aplicada con un factor de escala de $\frac{1}{4}$ y se obtuvo una deformación muy parecida en ambos modelos (escala 1:1 y escala 1:4).

Se determinó el factor de carga que se le debe aplicar a la fuerza en el modelo a escala 1:1, con el fin de conseguir la misma deriva o mismo porcentaje de deformación obtenido en el modelo a escala. La carga aplicada al modelo a escala fue de 2,900 kg, ahora para calcular la fuerza necesaria para el modelo real (escala 1:1), se utilizó la ecuación de deformación para una viga en voladizo, la cual representa la fuerza aplicada en forma lateral en una columna del modelo estructural desarrollado.

Figura 26. Deformación de una viga en voladizo afectada por una carga puntual en un extremo.



De la imagen anterior, se define la deformación como:

$$U = \frac{PL^3}{3EI}$$

Donde:

U = Deformación

P = Carga puntual

L = Largo de la viga

E = Módulo de elasticidad

I = Momento de inercia

El momento de inercia de una sección rectangular está definida por:

$$I = \frac{bL^3}{12}$$

Donde,

b = base

L = Largo de la viga

De las ecuaciones de deformación y momento de inercias descritas anteriormente, se generó el siguiente análisis:

$$U = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{PL^3}{3E \left(\frac{bL^3}{12} \right)} = \frac{12P}{3Eb}$$

Por lo tanto, desglosando las dos ecuaciones, se tiene como resultado que la deformación es igual a:

$$U = \frac{4P}{Eb}$$

Ahora, analizando la deformación del modelo en escala 1:1 con el modelo en escala 1:4, en donde la deformación del modelo 1:1 debe ser 4 veces mayor que el modelo 1:4, se define lo siguiente:

$$U_{1:4} = \frac{1}{4} U_{1:1}$$

$$\frac{4P_{1:4}}{b_{1:4}} = \frac{1}{4} \left(\frac{4P_{1:1}}{b_{1:1}} \right)$$

$$\frac{4P_{1:4}}{b_{1:4}} = \frac{P_{1:1}}{b_{1:1}}$$

$$\text{siendo } b_{1:1} = \frac{1}{4} (b_{1:4})$$

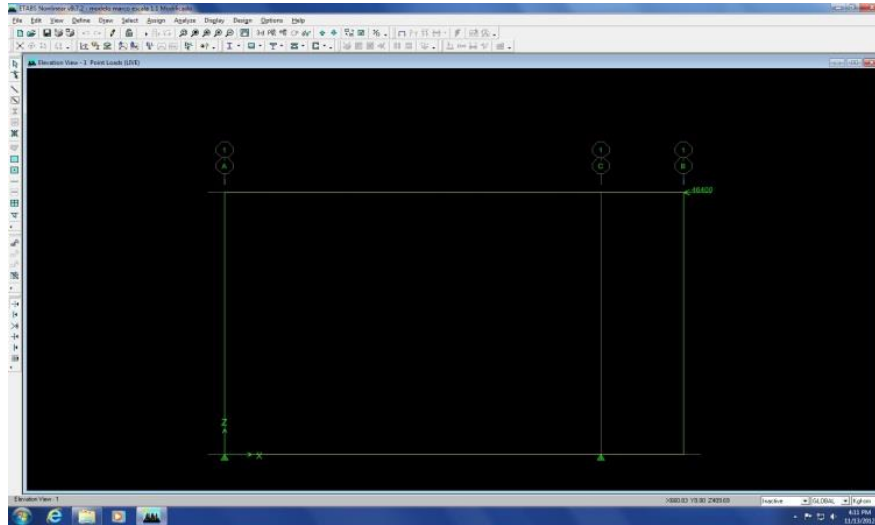
$$\frac{4P_{1:4}}{b_{1:4}} = \frac{P_{1:1}}{\frac{1}{4} (b_{1:4})}$$

$$16P_{1:4} = P_{1:1}$$

Por lo que se obtienen que la fuerza aplicada de forma lateral al modelo en escala 1:1 debe ser 16 veces mayor que la aplicada en el modelo en escala 1:4. Para que de esta forma se pueda obtener un resultado de deformación en la escala definida.

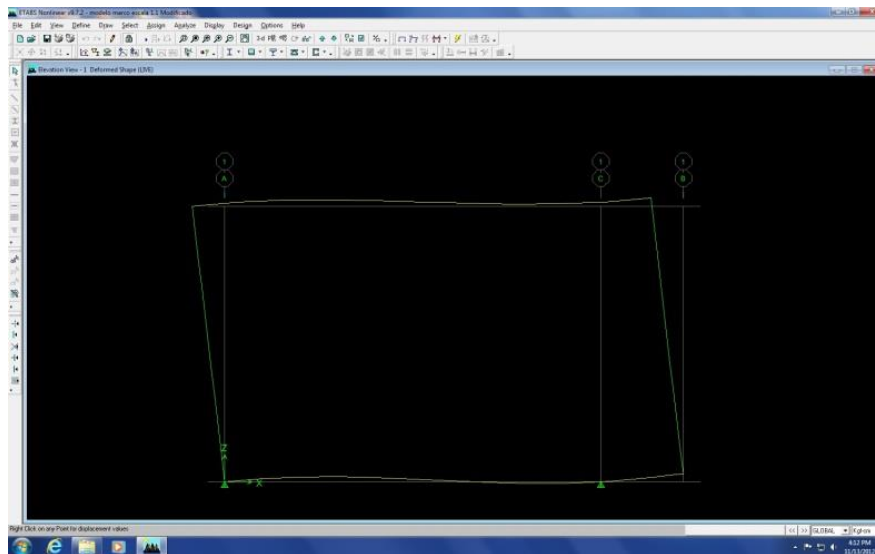
Tomando esto en consideración se procedió a realizar el modelo computacional en escala 1:1, introduciendo una carga lateral de 46,400 Kg.

Figura 27: Fuerza aplicada a modelo computacional modificado en escala 1:1.



Luego se corrió el programa para obtener las deformaciones y derivas de los puntos de análisis:

Figura 28: deformación de modelo computacional modificado en escala 1:1



En la siguiente tabla se describe la deformación y deriva de la viga superior e inferior del modelo computacional modificado en escala a 1:1:

Tabla 44: Deformación y deriva de modelo computacional modificado en escala 1:1

	Deformación	Deriva
Viga superior	11.782 cm	0.039275
Viga inferior	2.922 cm	0.039355

El siguiente paso fue hacer una comparación entre los resultados del modelo computacional en escala 1:1 y el modelo computacional en escala 1:4

Tabla 45. Comparación de resultados de modelos computacionales fracturados.

	Modelo en escala 1:4		Modelo en escala 1:1	
	Viga superior	Viga inferior	Viga superior	Viga inferior
Deformación	2.946 cm	0.730 cm	11.782 cm	2.922 cm
Deriva	0.044666	0.044756	0.039275	0.039355

De la tabla anterior se observa que la deformación del modelo en escala 1:1 es aproximadamente 4 veces mayor que el modelo en escala 1:4. La deriva entre ambos modelos varia en un 12.07%, lo cual es un porcentaje de error admisible de acuerdo al establecido por Harris y Sabnis el cual es del 15%.

3. Análisis de modelos computacionales sin fracturar. Luego de verificar que el modelo en escala 1:4 y el modelo en escala 1:1 están correctamente calibrados con las secciones fracturadas, el siguiente paso fue analizar ambos modelos sin fracturas en sus secciones. Esto con el fin de replicar las condiciones reales de un marco de concreto reforzado en escala 1:1 con las condiciones de apoyo del modelo físico y una carga puntual de forma lateral de 46,400 Kg de fuerza. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos de los modelos computacionales a escala 1:4 y 1:1 sin las secciones fracturadas:

Tabla 46: Resultados de deformaciones y derivas de los modelos computacionales No fracturados.

	Modelo en escala 1:4		Modelo en escala 1:1	
	Viga superior	Viga inferior	Viga superior	Viga inferior
Deformación	0.338 cm	0.082 cm	1.189 cm	0.289 cm
Deriva	0.004510	0.004599	0.003965	0.004044

De la tabla anterior, se puede observar que la deformación producida por un fuerza lateral de 46,400 Kg aplicada sobre el marco de concreto reforzado en escala 1:1 es de 1.189 cm sobre el eje X (deformación horizontal) y de 0.289 cm sobre el eje Z (deformación vertical). El error entre las derivas de ambos modelos es de 12.08%, sin embargo, la deformación obtenida en el modelo computacional en escala 1:1 es de 3.52

veces más que la obtenida en el modelo computacional en escala 1:4. Lo cual representa un error del 12% en el factor de uno a cuatro aplicado en el cálculo de la deformación a escala. Esto sigue estando dentro del rango del 15% de error permisible según Harris y Sabnis.

VI. CONCLUSIONES

Según los diferentes casos de modelaje en elementos estructurales investigados, se determinó que el modelo de Resistencia presentado por Harris y Sabnis es el indicado para el análisis requerido, esto debido a la similitud de los materiales y ensayos a los que pueden ser sometidos.

Estudiados los antecedentes sobre las mezclas de concreto y microconcreto, se pudo determinar que la diferencia principal radica en el tamaños de los agregados, pues en un microconcreto normalmente no existe agregado grueso o es muy pequeño dependiendo de la escala escogida.

Se determinó que la mezcla de microconcreto ideal para el modelo desarrollado a escala fue la mezcla 3, con resistencia a compresión de 4,842.45 psi con un agregado máximo de $\frac{1}{4}$ ".

Los resultados obtenidos respecto a las deformaciones, demuestran que los modelos a escala de microconcreto sí son representativos a los diseños prototipos reales.

La calibración adecuada del modelo de ETABS (como por ejemplo: dimensionamiento, módulo de elasticidad, aplicación de cargas, condiciones de apoyo, entre otros) representa parte esencial para el estudio, ya que de lo contrario los resultados al comparar el modelo prototipo y el modelo a escala puede variar significativamente.

Un promedio del 8% de error entre el modelo físico y el modelo computacional es un buen resultado de acuerdo a los estudios realizados por Harris y Sabnis donde describen que los mejor modelos estructurales han tenido hasta un 15% de error. El modelo computacional 1:1 tienen aproximadamente un 12% de error con respecto al modelo computacional en escala 1:4.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda utilizar el modelo de Resistencia presentado por Harris y Sabnis para el estudio de estructuras o elementos estructurales, ya que representan condiciones reales a las que son sometidas las estructuras.

Es recomendable utilizar la escala más grande entre los rangos presentados por Harris y Sabnis dependiendo del elemento a estudiar, pues entre más pequeños sean los agregados, más complicado será llegar a la resistencia requerida en el microconcreto.

Antes del diseño del modelo prototipo, se recomienda investigar y analizar bien sobre las posibles condiciones a modelar en el sitio del ensayo, ya que de lo contrario se tendrá que llevar a cabo un rediseño y re-calibración del proceso de modelado para poder comparar de forma adecuada los resultados.

Para obtener una resistencia a compresión con agregados tan pequeños, se recomienda utilizar un aditivo reductor de agua de alto rango.

Se recomienda la utilización de microconcreto para el modelado de elementos de concreto por el método de resistencia expuesto por Harris y Sabnis.

Se recomienda tomar nota de todo lo ocurrido durante el ensayo, de ésta forma se puede analizar de forma detenida después del ensayo que condiciones variaron y que aspectos se deben de contemplar para analizar

VIII. BIBLIOGRAFÍA

ARQHYS. (n.d.). *Información sobre columnas*. Retrieved 10 de 10 de 2009 from Architects: www.arqhys.com/tutoriales/2009/02/informacion-sobre-columnas.html

ASTM International . (1 de 1 de 1996). *ASTM C109 / C109M-11b*. Retrieved 20 de 10 de 2012 from Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars: www.astm.org/Standards/C109.htm

ASTM International. (1 de 1 de 1996). *ASTM C617 / C617M-11* . Retrieved 20 de 10 de 2012 from Standard Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens: www.astm.org/Standards/C617.htm

BASF . (2006). *Construction Chemicals Latin America*. Guatemala: BASF The Chemical Company.

Batchelor, B. (1972). *Materials for Model Structures*. Kingston, Ontario, EEUU: Queens University.

Fernández Reynosa, R. (2009). *Desarrollo de Microconcreto para modelos a escala de vigas simplemente reforzadas, pretensadas y postensadas*. Guatemala, Guatemala, Guatemala: UVG.

Grupo Monolit S.A. (15 de Octubre de 2008). *Productos*. Retrieved 2012 from Grupo Monolit: www.grupomonolit.com/index_productos.htm

Harris, H., & Sabnis, G. (1999). *Structural Modeling and Experimental Techniques*. EEUU: CRC Press.

Leet, K. M., & Uang, C.-M. (2006). *Fundamentos de análisis Estructural* (Vol. 2). Mexico: McGraw-Hill.

McCormac, J. (2005). *Diseño de concreto reforzado*. México: Alfaomega.

Schuring, D. (1977). *Scale Models in Engineering Fundamentals and Applications*. NY, EEUU: Pergamon Press.

Torres, R. (2009). *Concreto y Aditivos*. Guatemala: Tecnomaster-BASF.

Zia, P., White, R., & Van Horn, D. (1970). *Principles of Models Analysis in Models for Concrete Structures*. Detroit, EEUU: ACI SP-24 American Concrete Institute.

Arquigrafico. 2012. Las vigas, elementos estructurales de mucha importancia. Architecture, Engineering, Construction. <http://www.arquigrafico.com/las-vigas-elementos-estructurales-de-mucha-importancia>

UNNE. 2012. *Análisis matricial de estructuras por el método de la rigidez*. Universidad Nacional del Nordeste, Argentina. http://ing.unne.edu.ar/pub/e3_cap4.pdf

García, F. (2007). Curso internacional de estudios avanzados de Tecnología del concreto Modulo vi “concretos especiales”. Universidad Católica de Santiago De Guayaquil.

Humboldt. 2012. Construction Materials Testing Equipment. Manual H-2912 Man 1209. Humboldt Mfg. Obtenido de: <http://www.humboldtmfg.com/c-3-p-244-id-3.html>

IX. APÉNDICE

Imagen 17. Proceso de soldado en el apoyo rediseñado durante el ensayo del modelo físico.



Imagen 18. Punta de acero del gato hidráulico utilizado para ensayar el modelo físico.



Imagen 19. Deformímetro digital utilizado para medir la deformación del modelo físico durante el ensayo.



Imagen 20. Gato hidráulico utilizado para aplicar una carga lateral puntual al modelo físico.



