

**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DOCTORADO EN CIENCIAS APLICADAS**

**MODELO DE DAÑO PARA PORTICOS PLANOS
DE ACERO BAJO CARGAS HISTERÉTICAS**

Por:

Rafael José Febres Cedillo

**TESIS DE GRADO PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL
PARA LA OBTENCIÓN DEL DOCTORADO EN CIENCIAS
APLICADAS**

WWW.BDIGITAL.ULA.VE
MÉRIDA, VENEZUELA

ABRIL 2002

Tutor:

Dr. Julio Flórez López

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MODELO DE DAÑO PARA PORTICOS PLANOS DE ACERO BAJO CARGAS HISTERETICAS

AUTOR

Rafael José Febres Cedillo

Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela

RESUMEN

El comportamiento inelástico de un pórtico plano de acero bajo cargas monotónicas e histeréticas presenta diferencias radicales. Bajo cargas monotónicas, la forma física de las rótulas plásticas formadas en los extremos de algunos elementos exhiben pandeo local solamente en el lado sujeto a esfuerzos de compresión. Por otro lado, si el pórtico se encuentra bajo cargas cíclicas, las rótulas plásticas presentan pandeo local en ambos lados. Esta diferencia indica que el pandeo local no es un fenómeno simple que puede aparecer en cualquier extremo de un elemento, sino un fenómeno doble. Una vez que el pandeo local aparece en un extremo de cualquier elemento, éste degrada su comportamiento presentando pérdida de rigidez y resistencia. Esto se conoce como Daño Unilateral.

Para poder predecir el comportamiento de pórticos planos de acero basados en este modelo de daño unilateral, se propone un Nuevo elemento finito capaz de describir el desarrollo del pandeo local. Tomando en consideración los conceptos de la Mecánica del Daño Concentrado, este nuevo elemento es un ensamblaje de una viga-columna elástica con dos rótulas inelásticas con comportamiento unilateral ubicadas en sus extremos. Bajo estas condiciones, el comportamiento de una rótula plástica está signado por dos matrices de flexibilidad, cada una de las cuales está relacionada con un daño unilateral y es dependiente de ese nivel de daño, de igual modo, funciones de fluencia interdependientes y leyes de evolución del daño unilaterales, completan la definición de este nuevo elemento finito.

Antes de la aparición del Pandeo Local, el desempeño de estas rótulas plásticas puede ser descrito con el uso de una función de fluencia con endurecimientos isotrópico y cinemático, de tal modo que cualquier Ley de Evolución para el endurecimiento puede ser incluida. Una vez comienza el Pandeo Local y las variables de daño toman valores entre cero (sin daño) y uno (daño total), el comportamiento de una rótula plástica con Pandeo Local depende de la existencia y evolución de dicho Pandeo Local y la diferencia entre el comportamiento monótonico e histerético se asume como una consecuencia de otro fenómeno diferente llamado “contrapandeo”, dependiente del pandeo previo en el lado opuesto de la rótula. Para completar esta descripción, la resistencia remanente de los elementos localmente pandeados también se toma en cuenta en el desarrollo de las leyes de evolución del daño unilateral.

Para poder verificar tanto el modelo como el elemento finito, fueron ensayados algunos elementos y pórticos a pequeña escala bajo solicitaciones monótonicas e histeréticas. Se aplicaron fuerzas laterales controladas en el tope de los pórticos hasta que aparece y se desarrolla el pandeo local en varias ubicaciones del pórtico y logra alcanzar su capacidad última. Estas pruebas fueron simuladas con el nuevo elemento finito propuesto y las correlaciones encontradas entre ensayos y simulaciones son presentadas y discutidas.

A DAMAGE MODEL OF PLANE STEEL FRAMES UNDER HYSTERETIC LOADS

AUTHOR

Rafael Jose Febres Cedillo

Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela

ABSTRACT

The inelastic behavior of a plane steel frame under monotonic and hysteretic loads presents radical differences. Under monotonic loads, the shape of the plastic hinges formed in certain element ends exhibits local buckling in only the side subject to compressive stresses. On the other hand, if the frame is under cyclic loads, the plastic hinges exhibit local buckling in both sides. This difference indicates that the local buckling is not a single phenomenon that could appear in a plastic hinge, but a double one. Once the local buckling appears in any element end, its performance degrades, showing losses of stiffness and resistance. This is well known as Unilateral Damage.

In order to predict the behavior of plane steel frames and based on this unilateral damage model, a new finite element that can describe the development of local buckling is proposed. Taking account the Lumped Damage Mechanics concepts, this new element is the assemblage of an elastic beam-column and two inelastic hinges with unilateral behavior at its ends. Under these conditions, the behavior of a plastic hinge are signed by two flexibility matrices, each of them related to one unilateral damage and dependent on the level of such damage, interdependent yielding functions and unilateral damage evolution laws of the two end-hinges define the new finite element.

Before the LB appears, the behavior of these plastic hinges can be described with the use of a yielding function with nonlinear kinematic and isotropic hardenings, so any

kind of evolution law for the hardening moments must be included. Once the Local Buckling begins and damage variables take values between zero (no damage) and one (total damage), the behavior of a plastic hinge with Local Buckling depends on the existence and evolution of such LB and the difference between the monotonic and hysteretic behavior is assumed to be a consequence of another phenomenon called “unbuckling”, dependent on the previous buckling in the opposite side of the hinge. For the completeness of this description, the remaining strength of the locally buckled elements are also taken in account in the development of the unilateral damage evolution laws.

In order to verify both model and finite element, several elements and small-scale frames were tested in laboratory under monotonic and hysteretic loadings. A lateral load at the top of the frames were applied in a stroke-controlled mode until local buckling appears and develops in several locations of the frame and its ultimate capacity was reached. These tests were simulated with the new finite element and the agreement between model and tests is presented and discussed.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Dedico esta tesis a mis hijos, Maria Gabriela y Rafael Enrique, quienes son la razón de mi vida. Le pido a Dios me regale el tiempo suficiente para compensar todos los momentos que les he robado.

A mi esposa, Indira, mi gran amor, por el apoyo incondicional que me has dado durante tanto tiempo y sin el cual no hubiera sido posible culminar este trabajo. Gracias por compartir tu vida conmigo.

A mis padres y hermanos, por su gran ayuda y comprensión. Siempre he contado con ustedes y son parte integrante de mi corazón.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

AGRADECIMIENTOS

Agradezco profundamente a la Universidad de Los Andes y en especial a las autoridades de la Facultad de Ingeniería y compañeros del Departamento de Estructuras por haberme brindado la oportunidad de llevar a cabo uno de mis mas grandes anhelos.

Quiero agradecer de modo muy especial a mi tutor, Dr. Julio Flórez López por su valiosa guía en el desarrollo de este trabajo. Difícilmente se encuentra un mejor ejemplo de amor por la investigación y deseo de compartir con otros los conocimientos adquiridos. Ha sido un doble honor ser su tesista y ser su amigo.

A los compañeros del grupo de investigación que me acompañaron en esta aventura, Denis Avon, Alexis López, Maria Eugenia Marante y Ricardo Picón, quienes compartieron muchos de sus conocimientos y facilitaron el camino a la culminación de este trabajo.

A mi amigo querido, Dr. Pether Inglessis. Gracias por todos tus regaños, consejos, comentarios, discusiones, acuerdos y desacuerdos; pero sobre todo, un millón de gracias por ser mi amigo incondicional.

A mis compañeros del Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Universidad de Los Andes, Elisaul, Oneyde y Rafael, por su desinteresada colaboración en la realización de la parte experimental en conjunto con mis queridos alumnos los Ingenieros Yesenia Lacruz y Luis B. Fargier.

Agradezco asimismo a los integrantes de mi jurado de tesis, quienes dedicaron mucho de su valioso tiempo en la revisión y mejoramiento de este trabajo.

Gracias a todos

CONTENIDO

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTOS.....	III
LISTA DE FIGURAS.....	VI
LISTA DE TABLAS.....	IX
CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Normativas referentes al pandeo local.....	3
1.3 Enfoques iniciales del problema del pandeo local.....	9
1.4 Modelo basado en Resistencia de Materiales.....	10
1.5 Modelos basados en la Teoría de Cáscaras.....	12
1.6 Modelo basado en la Teoría del Daño Concentrado.....	14
1.7 El presente trabajo.....	16
CAPÍTULO 2.- ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL PANDEO LOCAL BAJO CARGAS MONOTONICAS DE FLEXION.....	19
2.1 Descripción del ensayo.....	19
2.2 Descripción de resultados.....	23
2.3 Resultados de los ensayos monotónicos.....	25
CAPÍTULO 3.- PANDEO LOCAL.....	28
3.1 Modelado del pandeo local bajo cargas monotónicas.....	28
3.2 Ley de Evolución del pandeo local.....	31
3.3 Ley de Evolución de la Rotación Plástica.....	37
3.4 Resultados de la aplicación del modelo planteado.....	41
CAPÍTULO 4.- ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL PANDEO LOCAL BAJO CARGAS CÍCLICAS.....	46
4.1 Descripción del ensayo.....	46
4.2 Descripción de resultados.....	49
CAPÍTULO 5.- MODELADO DEL PANDEO LOCAL BAJO CARGAS CÍCLICAS DE FLEXION.....	53
5.1 Limitaciones del modelo con una variable de daño por rótula.....	53
5.2 Unilateralidad de la Ley de Estado.....	55

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

5.3 Unilateralidad de la Función de Fluencia.....	60
5.4 Contrapandeo en ensayos histeréticos.....	62
5.5 Mecanismos físicos del pandeo unilateral y contrapandeo.....	69
5.6 Resumen del modelo planteado ante cargas cíclicas de flexión y resultados obtenidos de su aplicación.....	71
CAPÍTULO 6.- IMPLEMENTACIÓN Y SIMULACIÓN NUMÉRICA.....	75
6.1 Cinemática y Dinámica de Pórticos planos.....	75
6.2 Formulación de los problemas: Global y Local.....	84
6.3 Análisis de Pórticos Elastoplásticos con pandeo local.....	86
6.4 Implementación numérica.....	89
CAPÍTULO 7.- ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS APORTICADAS CON PANDEO LOCAL.....	97
7.1 Identificación de los parámetros del modelo.....	97
7.2 Verificación del modelo. Caso monotónico.....	105
7.3 Comprobación del modelo propuesto en el caso de pórticos planos- Modelo experimental.....	105
CAPÍTULO 8.- CONCLUSIONES Y REFERENCIAS.....	118
8.1 Conclusiones.....	118
8.2 Referencias.....	120
ANEXO.....	124
Artículos derivados de esta tesis.....	124

LISTA DE FIGURAS

FIGURA

1.1 Dimensiones consideradas en la tabla 1.1.....	6
1.2 Comportamientos elastoplásticos.....	8
1.3 Modelo de Sohal y Chen.....	11
1.4 Modelado de pandeo local en elementos tubulares por medio de elementos de placa o membrana.....	14
2.1 Esquema del equipo utilizado para los ensayos.....	20
2.2 a) Modelo de prueba. b) Historia de prueba monotónica.....	20
2.3 Viga-columna elástica con rótula inelástica en el extremo derecho.....	21
2.4. Etapas del ensayo. a) Etapa lineal b) Etapa no lineal c) Etapa de deterioro.....	22
2.5 Pandeo local en probeta de ensayo.....	24
2.6 Pandeo local en probeta de ensayo.....	24
2.7 Curvas Fuerza-deflexión en ensayos monotónicos.....	25 y 26
2.8 Variación de la rigidez en ensayos monotónicos.....	26
3.1 Deformaciones y esfuerzos generalizados.....	28
3.2 Modelo de inelasticidad concentrada.....	29
3.3 Modelo de inelasticidad concentrada.....	31
3.4 Pendiente de descarga elástica vs. deflexión.....	32
3.5 Daño vs. Deflexión.....	33
3.6 Daño vs. rotación plástica de la rótula en ensayos monotónicos.....	34
3.7 Obtención de valores de p_{cr} y b según Ingleddis.....	36
3.8 Comparación de valores de $R(d_i)$ según modelos.....	37
3.9 Distribución de esfuerzos. a) Cuando se alcanza m_e b) Al alcanzar m_y	38
3.10 Relaciones momento-curvatura para diferentes secciones.....	39
3.11 Relaciones momento-rotación según ecuaciones 3.14 y 3.15.....	39
3.12. a) Ensayo monotónico N° 1 b) Simulación N° 1.....	42
3.13. a) Ensayo monotónico N° 2 b) Simulación N° 2.....	42
3.14. a) Ensayo monotónico N° 3 b) Simulación N° 3.....	42
3.15 a) Ensayo monotónico N° 4 b) Simulación N° 4.....	43
3.16 a) Ensayo monotónico N° 5 b) Simulación N° 5.....	43
3.17 Comportamiento general y parámetros dominantes.....	45
4.1 a) Modelo de prueba. b) Historia de prueba histerética.....	48
4.2. Etapas del ensayo. a) Lineal b) No lineal c) Etapa de deterioro.....	49

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

4.3 Curva Fuerza vs. Deflexión probeta hysterética 1.....	50
4.4 Curva Fuerza vs. Deflexión probeta hysterética 2.....	51
4.5 Curva Fuerza vs. Deflexión probeta hysterética 3.....	51
4.6 Curva Fuerza vs. Deflexión probeta hysterética 4.....	51
4.7 Pandeo local ante cargas cíclicas.....	52
5.1 Modelo de Inglessis ante cargas monotónicas.....	54
5.2 Modelo de Inglessis ante cargas hysteréticas.....	54
5.3 Pandeo local caso monotónico.....	56
5.4 Pandeo local caso hysterético.....	56
5.5 Elemento estructural con daño unilateral.....	57
5.6 Ensayo Hysterético 3.....	58
5.7 Pendientes de descarga elástica ensayo hysterético 3.....	58
5.8 Ensayo mixto.....	61
5.9 a) Caso Monotónico b) Caso Hysterético.....	63
5.10. Comparación entre caso monotónico y caso hysterético.....	63
5.11. a) Caso Monotónico b) Caso Hysterético.....	65
5.12 Comparación entre caso monotónico y caso hysterético.....	65
5.13 Comparación de caso monotónico e hysterético.....	67
5.14 Probeta durante un ciclo de carga.....	68
5.15 Probeta al final del ciclo de carga.....	68
5.16 Mecanismo de pandeo local unilateral.....	70
5.17 a)Ensayo cíclico Nº 1 b)Simulación Nº 1.....	73
5.18 a)Ensayo cíclico Nº 2 b)Simulación Nº 2.....	73
5.19 a)Ensayo cíclico Nº 3 b)Simulación Nº 3.....	74
5.20 a)Ensayo cíclico Nº 4 b)Simulación Nº 4.....	74
5.21 a)Ensayo "Mixto" b)Simulación "Mixto".....	74
6.1. Sistema aporticado plano.....	75
6.2. Desplazamientos generalizados del nodo i.....	76
6.3. Deformaciones generalizadas positivas del miembro i – j.....	77
6.4. Deformaciones generalizadas por desplazamientos infinitesimales.....	78
6.5. Configuraciones físicas del miembro.....	80
6.6. Esfuerzos generalizados en un miembro en un pórtico plano.....	81
6.7. Flujograma general.....	90
6.8. Flujograma de Superdeg.....	91
6.9. Flujograma del módulo de deformaciones DEFTOT.....	91
6.10. Flujograma del módulo DEG.....	92

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial ^{vii} Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

6.10. Flujograma del módulo DEG. (continuación).....	93
6.11. Flujograma del módulo de cálculo de Fuerzas Internas (RESIDU).....	94
6.12. Flujograma del módulo CAL-JACOB de cálculo del Jacobiano Local.....	95
6.13. Flujograma general simplificado.....	96
7.1. Modelo experimental e historia de carga monotónica.....	97
7.2. Ensayo monotónico en elemento de viga 1.....	98
7.3. Ensayo monotónico en elemento de viga 2.....	99
7.4. Ensayo monotónico elemento de columna 1.....	99
7.5. Ensayo monotónico elemento de columna 2.....	100
7.6. Simulación monotónica elemento de viga 1.....	101
7.7. Simulación monotónica elemento de viga 2.....	101
7.8. Simulación monotónica elemento columna 1.....	102
7.9. Simulación monotónica elemento columna 2.....	102
7.10. Ensayo y simulación elemento viga 1.....	103
7.11. Ensayo y simulación elemento viga 2.....	103
7.12. Ensayo y simulación elemento columna 1.....	104
7.13. Ensayo y simulación elemento columna 2.....	104
7.14. Características de los pórticos ensayados por Inglessis y Medina.....	106
7.15. Ensayo monotónico.....	106
7.16. Ensayo histerético.....	107
7.17. Ensayo pórtico monotónico.....	108
7.18. Simulación del ensayo monotónico.....	108
7.19. Ensayo y simulación del ensayo monotónico.....	109
7.20. Ensayo pórtico histerético 1.....	110
7.21. Ensayo pórtico histerético 2.....	111
7.22. Ensayo pórtico histerético 3.....	111
7.23. Simulación pórtico histerético 1.....	112
7.24. Simulación pórtico histerético 2.....	112
7.25. Simulación pórtico histerético 3.....	113
7.26. Ensayo y simulación pórtico histerético 1.....	114
7.27. Ensayo y simulación pórtico histerético 2.....	114
7.28. Ensayo y simulación pórtico histerético 3.....	115
7.29. Mapa de evolución del daño en pórtico monotónico.....	116
7.30. Mapa final de daño positivo y negativo en pórtico histerético 1.....	116
7.31. Mapa final de daño positivo y negativo en pórtico histerético 2.....	117
7.32. Mapa final de daño positivo y negativo en pórtico histerético 3.....	117

Licencia Creative Commons:

LISTA DE TABLAS

1.1 Límites de relaciones de esbeltez según código AISC/LRFD.....	5
3.1 Parámetros utilizados en las simulaciones.....	44
5.1 Parámetros utilizados en simulaciones histeréticas.....	73
7.1 Características Nominales de las Probetas de Acero.....	98
7.2 Valores de las variables internas o parámetros del modelo.....	105
7.3 Dimensiones del pórtico de ensayo monotónico.....	107
7.4 Características nominales de los miembros.....	107
7.5 Dimensiones de los pórticos de ensayo histeréticos.....	109
7.6 Características nominales de los miembros.....	109
7.7 Valores de los parámetros del modelo utilizados en las simulaciones....	110

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El análisis estructural de edificaciones es una de las ramas de la ingeniería que puede cobrar importancia primordial en nuestra vida diaria, especialmente cuando la edificación en cuestión se encuentra localizada en una región susceptible de presentar grandes movimientos sísmicos.

Hasta hace poco tiempo, las teorías de pórticos y de comportamiento elástico de los materiales eran universalmente utilizadas por los ingenieros estructurales debido al escaso conocimiento que se tenía del comportamiento de los materiales cuando éstos se veían sometidos a deformaciones superiores a aquellas que implican proporcionalidad con los esfuerzos internos del material.

Recientes avances en la informática permiten a los investigadores refinamientos importantes de los modelos basados en la teoría de pórticos, tratando de representar todas las etapas del comportamiento real en las estructuras. Es así como se desarrollan los modelos elásticos no lineales que toman en cuenta los efectos de grandes desplazamientos y deformaciones y los modelos inelásticos bajo solicitaciones estáticas y dinámicas.

Debido a la creciente importancia que los aspectos económicos poseen en el diseño, análisis y construcción de edificaciones, se hace cada vez más necesario utilizar las capacidades resistentes de los materiales de forma eficiente. Conceptos tales como Ductilidad de los materiales y Confiabilidad de las Estructuras se hacen comunes en los Códigos de Diseño y son utilizados por los ingenieros de la práctica. Sin embargo, todos los conceptos anteriores se basan primordialmente en el buen conocimiento que se tenga de dos factores fundamentales, a saber: el comportamiento de los materiales de construcción y las cargas a que se van a ver sometidos.

Se han planteado numerosos enfoques de diseño que tratan de lograr un comportamiento eficiente del material acercándose en mayor o menor medida a sus capacidades máximas, admitiendo incursiones en el rango del comportamiento inelástico e incluso un deterioro probable del sistema estructural. Las incertidumbres que se presentan en estos enfoques de tipo probabilístico se deben tanto al desconocimiento de las características reales de las cargas actuantes, como del comportamiento del material una vez éste ha incurrido fuertemente en el rango inelástico.

Las investigaciones llevadas a cabo hasta la fecha coinciden en que una vez que los elementos estructurales sufren una fuerte plastificación, entran en una etapa de deterioro en la que disminuyen las capacidades de los elementos, tanto su resistencia como su rigidez. Esta etapa, conocida como etapa de daño ha sido estudiada en diversos materiales y bajo enfoques diversos.

En este trabajo se investiga acerca de uno de los problemas que se presentan con mas frecuencia en las edificaciones, que es el pandeo local de elementos estructurales de acero con secciones conformadas por láminas delgadas, caso para el que se presenta al pandeo local como uno de los principales factores que definen el deterioro del comportamiento de los elementos estructurales.

Constantemente se reporta en la bibliografía de Ingeniería Sismorresistente el hecho de que el comportamiento de las estructuras de acero es altamente dependiente del comportamiento histerético de sus componentes. Una vez sometida una estructura a las cargas sísmicas, el pandeo local ocurre y progresa en algunos de los elementos. Esto sucede en general con la repetición de los ciclos de cargas revertidas, lo que produce una modificación sustancial en el comportamiento de dichos elementos debido al pandeo local. Para la ingeniería sismorresistente es frecuente la presencia de daños estructurales severos debidos al pandeo local de elementos y este es un fenómeno que debe estudiarse con detenimiento a fin de poder proporcionar métodos y soluciones ante este tipo de situaciones.

Se tiene como ejemplo el caso de las pilas de puentes metálicos, las que ante excitaciones sísmicas inician sus mecanismos de falla generalmente por la aparición de rótulas inelásticas localizadas en los lugares de mayor concentración

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial 2 Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

de esfuerzos. El avance de la deformación de la sección producto del pandeo local es el principal factor que gobierna el comportamiento post-pandeo. Esto es un hecho tan claro que algunos autores han enfocado su atención en reforzar las secciones sujetas a pandeo a fin de controlar de alguna manera su comportamiento ante el pandeo, reconociendo de este modo la importancia del fenómeno de pandeo local en elementos de acero.[27,36]

De igual modo se tiene que la industria aeroespacial toma muy en cuenta este fenómeno debido a que en la construcción de transbordadores espaciales y sus accesorios, se requiere el uso de elementos metálicos de secciones muy delgadas debido a sus muy especiales requerimientos de resistencia y peso, abundando en sus diseños las cáscaras reforzadas por elementos de sección hueca o tubular e incluso piezas y elementos inflables.[38]

1.2 NORMATIVAS REFERENTES AL PANDEO LOCAL

Dentro de los códigos de diseño mas utilizados actualmente por los ingenieros proyectistas debemos mencionar a las especificaciones para miembros estructurales Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction del AISC[2] y el Eurocódigo 3. El primero de los códigos enfrenta en sus artículos el problema de pandeo local en secciones de acero mediante la clasificación de las secciones de miembros estructurales en tres tipos básicos. Estos tipos son las Secciones compactas, No Compactas y Formadas por Elementos Esbeltos.

Esta clasificación se hace tomando los siguientes parámetros fundamentales:

- Si las alas de los elementos están conectadas al alma en forma continua y si las relaciones entre el ancho y espesor de los elementos comprimidos no exceden λ_p , la sección califica como compacta.
- Si la relación del ancho y espesor de al menos uno de sus elementos excede λ_p pero no excede λ_r , la sección califica como No Compacta.
- Si alguno de los elementos en compresión posee una relación entre el ancho y el espesor mayor que λ_r , ese elemento califica como de elementos esbeltos a compresión.

En el capítulo E de la especificación AISC/LRFD se tratan los elementos a flexión o flexo compresión cuya sección califica como Compacta o No Compacta, a fin de evitarles el posible pandeo lateral; las calificadas como de elementos esbeltos son tratadas en el Apéndice B5 de la especificación. Las vigas con secciones compactas y no compactas son tratadas en el capítulo F de la misma especificación y todas las demás secciones deben ser diseñadas según los apéndices B5, F1 y/o apéndice G.

Si se hace una revisión exhaustiva de los artículos que en este código consideran el pandeo local de secciones, se tiene que en general, estas especificaciones no están orientadas a tratar el problema de evaluación o tratamiento del pandeo local, sino que están destinadas al reforzamiento de las secciones que pudiesen eventualmente presentar este problema, a fin de evitar su falla por aparición del fenómeno de pandeo local.

Es claro que en secciones conformadas por elementos esbeltos, el pandeo local aparece antes de la cedencia inicial del material, limitando la capacidad del elemento e impidiendo que el elemento llegue a estar completamente plastificado.

Por su parte, las secciones no compactas alcanzan la cedencia y se inicia la plastificación de la sección antes de la aparición del pandeo, pero este último fenómeno impide también la total plastificación del material constituyente del elemento. Para el caso de las secciones compactas, que son las que presentan un comportamiento mas estable y acorde con los conceptos del cálculo plástico, se tiene que el comportamiento general del elemento estructural está basado en la formación de rótulas plásticas antes de la aparición del pandeo local.

De esta forma se pueden desarrollar al máximo las capacidades de la sección antes de la aparición del pandeo local y se garantiza una capacidad rotacional de al menos tres veces la rotación elástica antes del comienzo del pandeo local. Este código hace en consecuencia recomendaciones destinadas a limitar la esbeltez de los elementos que componen las secciones de elementos resistentes de modo que no lleguen a pandear localmente de forma prematura.

A efectos de diseño, se permite el análisis plástico de secciones, siempre y cuando éstas cumplan con ser secciones compactas, a modo de garantizar la

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial 4 Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

plastificación del material constituyente sin la presencia de efectos de pandeo local.

Para el caso que nos ocupa, que es el de secciones cerradas, el código AISC/LRFD plantea fórmulas empíricas tanto para el caso de secciones compactas como para no compactas; estas limitaciones de esbeltez de los elementos se muestran en la tabla 1.1. Todas estas relaciones están dadas en función de relaciones de esbeltez b/t , h/t_w o D/t de las láminas que componen la sección estudiada y se proponen asimismo relaciones límite de esbeltez en función del esfuerzo de fluencia F_y del material para poder calificar una sección como compacta o no compacta.

Tabla 1.1 Límites de relaciones de esbeltez según código AISC/LRFD

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO / ESPESOR	RELACIONES LÍMITE DE ANCHO/ESPESOR (λ_p)	
		(S. Compactas)	(S. No Compactas)
Alas de cajones cuadrados y rectangulares, así como secc. huecas de espesor uniforme sujetas a flexión o compresión	b/t	$\frac{190}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{238}{\sqrt{F_y}}$
Almas en flexocompresión	h/t_w	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$
Secciones huecas circulares en compresión	D/t	NA	$\frac{3300}{F_y}$
Secciones huecas circulares en flexión	D/t	$\frac{2070}{F_y}$	$\frac{8970}{F_y}$

En la figura 1.1 se muestra la simbología utilizada en la tabla 1.1.

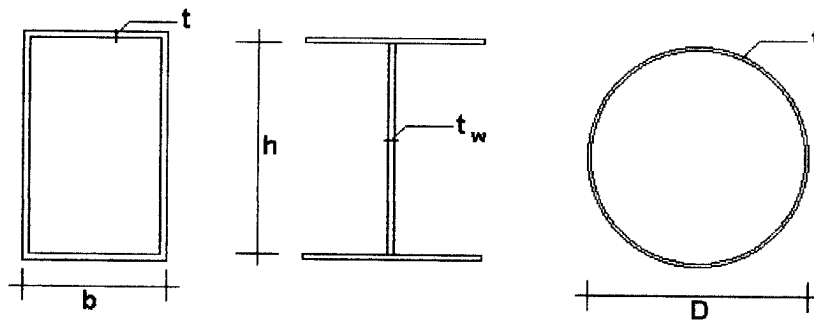


Figura 1.1 Dimensiones consideradas en la tabla 1.1

Para elementos estructurales, el código considera como aceptable una capacidad de rotación que no debe ser menor de 3 veces la rotación elástica. En el caso de zonas de alta sismicidad, los elementos estructurales se limitan aun más en lo que a su compacidad se refiere, restringiendo fuertemente al límite λ_p para lograr mayores capacidades de rotación, oscilando entre 7 y 9 veces la rotación elástica.

Por su parte el Eurocódigo 3 vigente en toda la Unión Europea, incluye entre sus recomendaciones unas destinadas a lograr un desempeño aceptable del elemento y se toman limitaciones similares a las del AISC/LRFD; para este Eurocódigo 3, la relación entre ancho y espesor debe cumplir en todos los casos la ecuación

$$\frac{b}{t} \leq 56.8\varepsilon$$

donde ε es la deformación unitaria que posee el material constitutivo del elemento estructural cuando presenta los llamados esfuerzos de trabajo.

De igual modo se tiene que la recomendación EA95[24] española indica un límite para esta relación dado por

$$\frac{b}{t} \leq 45\varepsilon$$

siendo ésta una restricción aun mayor; por su parte la norma americana AASHTO establece un límite para la esbeltez ancho/espesor de los elementos por medio de la ecuación

$$\frac{b}{t} \leq \frac{5000}{\sqrt{\sigma_{\text{psi}}}}$$

donde σ es la tensión inducida por las cargas de trabajo.

La filosofía general de estos códigos de diseño está orientada al análisis de los diferentes efectos inelásticos que pueden estar presentes en los elementos estructurales para un estado de cargas dado, sin incluir el pandeo local. Tal vez esto se deba a las dificultades existentes en el análisis de elementos con daños producto del pandeo local o a las dificultades de reparación o rehabilitación de elementos estructurales de edificios una vez que se presenta este tipo de pandeo.

En el caso de presentarse rótulas plásticas en medio de miembros de un pórtico, es posible efectuar fácilmente el análisis de la estructura, se puede obtener la redistribución de momentos y de esfuerzos internos; en cambio, en el caso de elementos que muestren pandeo local, la sección varía su geometría original, el elemento reduce bruscamente su capacidad y las barras cambian en su longitud, con lo que el análisis se complica enormemente dado que este efecto debilita al miembro afectado reduciendo tanto su resistencia como su rigidez.

Las teorías actuales de análisis de estructuras con comportamiento inelástico están basadas en la premisa de que la sección resistente es capaz de mantener su capacidad de resistir el Momento Plástico M_p , cosa que no es posible una vez iniciado el pandeo local. Los códigos antes mencionados están destinados a cubrir la mayor parte de los aspectos inherentes al análisis plástico, por lo que se centran en aquellas secciones que pueden usarse como elementos estructurales en este tipo de análisis.

En el diseño elastoplástico de estructuras es necesario que las curvas Momento-curvatura de cada uno de los elementos constituyentes posea una amplia zona horizontal al nivel de M_p , antes de que se presente la falla por reducción de la capacidad para resistir flexión, iniciada con la presencia del pandeo local en la zona comprimida de la sección, tal como se muestra en la figura 1.2. Esta zona horizontal de la curva expresa la capacidad del elemento de soportar al momento M_p incluso ante grandes curvaturas.

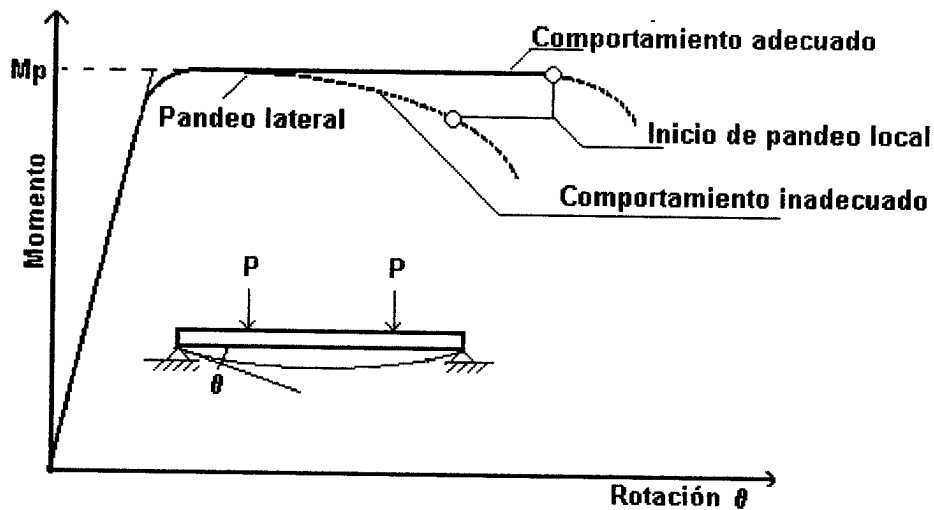


Figura 1.2 Comportamientos elasto-plásticos

En la figura anterior se puede apreciar que la meseta de comportamiento plástico puede mantenerse de forma mas o menos constante mientras no haga su aparición el pandeo local, instante en el cual se dejan de cumplir las premisas en las que se basa el método. Es fácil entender entonces los motivos por los que se evitan a toda costa estos efectos, al ser los que acotan el rango de utilización de los modelos y análisis planteados en los métodos de diseño actualmente en uso.

Resulta claro que las recomendaciones incluidas en los códigos AISC/LRFD-93, AISC/LRFD-99, Eurocódigo 3, EA95 y AASHTO antes referidos, consisten esencialmente en obligar al diseñador a utilizar secciones metálicas cuyos elementos constitutivos posean una esbeltez suficientemente baja como para evitar la presencia de pandeo local y poder de este modo, centrar sus recomendaciones en elementos cuyo comportamiento esté signado por esfuerzos suficientemente altos como para lograr la plastificación total antes de presentarse los efectos de pandeo local. No intentan estudiar el fenómeno, estimar sus efectos ni plantean ningún método de análisis del comportamiento de estructuras una vez iniciado el pandeo local de las secciones de los elementos.

De igual modo y al ver los límites impuestos en la tabla anterior, se puede intuir que las recomendaciones dadas en estos códigos han sido basadas en resultados experimentales y los coeficientes sugeridos o exigidos por cada uno de los

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial 8 Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

códigos incluyen factores de seguridad suficientemente amplios como para garantizar el comportamiento deseado y por ende, la validez del método de diseño.

El fenómeno de pandeo local ha sido considerado en los códigos de diseño, pero no como un problema que se pueda controlar, sino como una situación que pone en peligro la integridad del miembro estructural y que debe evitarse a toda costa; sin embargo resulta importante analizar el problema de pandeo local mucho mas a fondo, a fin de poder proporcionar herramientas para el análisis del comportamiento post-pandeo de elementos estructurales de acero debido a la utilización común de elementos de paredes esbeltas por parte de los diseñadores y a las necesidades de optimizar cada vez mas el uso de los materiales a fin de abaratar los costos de construcción.

1.3 ENFOQUES INICIALES DEL PROBLEMA DEL PANDEO LOCAL

El problema de pandeo local en secciones cerradas de acero ha sido tratado en forma extensiva por algunos autores, cuyo problema principal se centra en tuberías que trabajan a flexión y/o flexo compresión con la presencia de presiones hidrostáticas externas. Este problema se presenta cuando se están tendiendo tuberías subacuáticas y en caso de estructuras costa afuera generalmente destinadas a la explotación petrolera. En estos casos se deben calcular las tuberías y/o elementos estructurales de forma tal que no se presenten problemas de pandeo local que tengan carácter catastrófico.

El problema de pandeo de secciones circulares es analizado por primera vez por Brazier en 1927[3], quien trata uno de los tipos de pandeo que consiste en el problema de la ovalización de la sección de una tubería bajo esfuerzos de flexión y sin presiones externas, llegando a desarrollar expresiones que relacionan momento y curvatura considerando comportamiento elástico y secciones delgadas de material, extendiendo la solución de St. Venant mediante un tratamiento aproximado de los efectos de segundo orden. Sin embargo este tipo de pandeo no es frecuente en los elementos estructurales de pórticos planos, solo en estructuras costa afuera.

Ades en 1957 [1] avanza en este problema y presenta mediante expansión de series, una solución aproximada de la ovalización de secciones circulares, considerando a la sección deformada de una tubería ante cargas de flexión pura como una forma elíptica; en este trabajo se introducen conceptos de Teoría de Plasticidad. Esta solución de Ades fue mejorada posteriormente por Reissner[33]en 1961 y Reissner y Weinitschke[34]en 1963.

En el año 1977, Fabian[7] trata ya el problema de pandeo elástico de tuberías con paredes de grosor moderado, incluyendo posteriormente en 1981[8] algunos efectos inelásticos y el concepto de endurecimiento isotrópico, suponiendo siempre que se tiene curvatura longitudinal constante y que las secciones planas permanecen planas. Posteriores investigaciones han incluido otros conceptos tales como grandes desplazamientos y teoría no lineal de placas. Sin embargo todas estas investigaciones han sido orientadas hacia el problema de flexión con cargas hidrostáticas y aplicadas a la resolución de problemas que implican paredes con un grosor suficiente como para que no se presente pandeo local en las secciones.

Posteriores investigaciones ya consideran el pandeo local de las paredes de la sección y dan origen a nuevos modelos y soluciones mas aproximadas, que son referidas en este trabajo.

1.4 MODELO BASADO EN RESISTENCIA DE MATERIALES

En el análisis inelástico de elementos estructurales se tiene siempre como permisiva que cada elemento es capaz de mantener una capacidad de momento durante todo el análisis. Sin embargo, cuando ocurren grandes deformaciones de las piezas, la presencia del pandeo local hace que la sección transversal del elemento cambie bruscamente, perdiendo de este modo gran parte de la capacidad de soportar esfuerzos debidos a momentos y/o cargas axiales.

Este efecto de distorsión de la sección al presentarse el pandeo local, ha sido estudiado en secciones circulares por Sohal y Chen[36], quienes en 1987, brillantemente enfocan al pandeo local como un problema de Resistencia de Materiales. Mediante esta teoría y apoyándose en experimentación, asumen que

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

una sección circular con pandeo local puede ser modelada como una porción plana que representa la zona pandeada y una porción que permanece circular, pero con una pequeña distorsión, tal como se muestra en la figura 1.3. Describen asimismo que el cambio de sección circular a sección distorsionada se presenta en aquel instante en que la fibra mas comprimida alcanza una cierta deformación crítica ε_c , dada por la ecuación

$$\varepsilon_{cr} = 4.1 - 500\left(\frac{t}{D}\right) + 22500\left(\frac{t}{D}\right)^2$$

que logran relacionar con la curvatura por medio de la ecuación:

$$\Phi_{cr} = \frac{2\varepsilon_{0,cr}}{D}$$

en la que ε_{cr} es obtenido en forma experimental

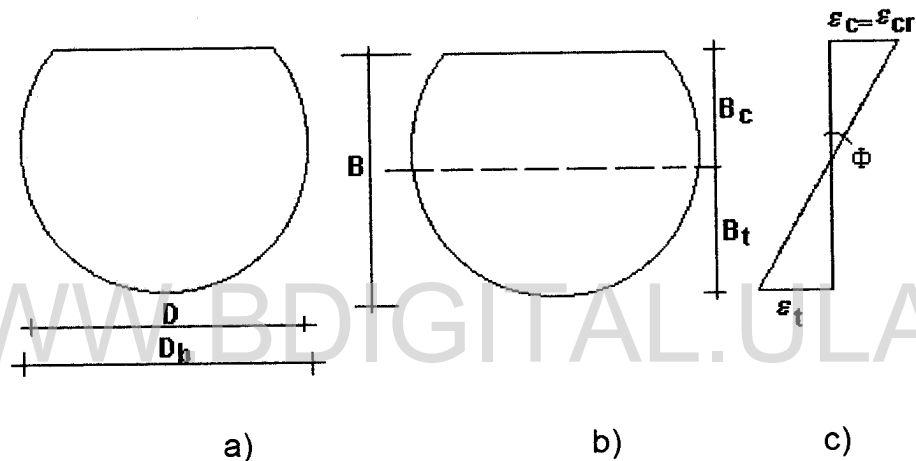


Figura 1.3 Modelo de Sohal y Chen

En la figura 1.3a, se muestra el cambio de la forma de la sección asumido por Sohan y Chen, mientras que en las figuras 1.3b y 1.3c se muestran la configuración deformada y las deformaciones asumidas por su modelo.

La altura B_c de la zona comprimida es calculada mediante la expresión

$$B_c = \frac{\varepsilon_{0,cr}}{\Phi}$$

y la altura B_t de la zona de tracciones es calculada mediante la condición de equilibrio

$$P = \int_A \sigma dA$$

Los autores concluyen que la deformación normalizada ϵ_{cr} requerida para determinar la forma distorsionada es una función que depende principalmente de la relación diámetro a espesor del tubo. Obtienen una expresión para esta deformación y posteriormente para la curvatura relacionada; obtienen los momentos resistentes y miden el deterioro de la capacidad resistente de la sección relacionando diferentes combinaciones de momento, esfuerzo axial para diferentes relaciones diámetro contra espesor. Concluyen en que la reducción de la capacidad de resistir momento de una sección circular está estrechamente relacionada con el cambio de forma de dicha sección.

Sin embargo, no logran llegar a una expresión general para las diversas combinaciones que se pudiesen presentar, sino un conjunto de expresiones particulares para cada uno de los casos, perdiendo de este modo la simplicidad del modelo. Del mismo modo no se considera la posibilidad de momentos revertidos y su influencia sobre la distorsión de las secciones, que es el caso normal ante cargas cíclicas o de tipo sísmico. En definitiva, el modelo de Sohal y Chen solo podría ser válido para cargas monotónicas y no para cargas cíclicas.

1.5 MODELOS BASADOS EN LA TEORIA DE CASCARAS

Por su parte, algunos autores han enfocado el problema de pandeo local por medio de simulaciones numéricas utilizando el método de los elementos finitos basándose en configuraciones de elementos de placa o membrana. Para este enfoque han sido empleados tanto elementos planos como elementos curvos, conformando de este modo, secciones rectangulares o canales cerrados y abiertas, así como elementos de sección tubular. En la mayor parte de los estudios, el problema principal ha sido el estudio del pandeo de secciones cerradas o tubulares sometidas simultáneamente a flexión y presión externa o interna.

Chan et al. [5] modelan elementos estructurales de láminas delgadas y sección rectangular en cajón mediante el uso de conjuntos de elementos de placa. Cada uno de ellos conforma una de las caras de la sección transversal y se encuentran unidos entre sí constituyendo la sección total y proponiendo unas condiciones de contorno que simulan la continuidad entre conjuntos de elementos. El comportamiento obtenido es entonces es similar al de placas con cargas en los

bordes. El material es simulado mediante curvas modificadas de esfuerzo contra deformación que estiman el comportamiento global de la sección transversal del miembro en estudio. Estudios similares han sido llevados a cabo por Little [22,23] y Lee [20] entre otros.

Asimismo, Mulligan y Pekoz [26] estudian el comportamiento post-pandeo de elementos estructurales en canal abierto y constituidos por láminas. Los autores utilizan el método de elementos finitos, definiendo una franja finita que se encuentra sometida a fuerzas en el plano y aplicadas en los bordes. Para modelar el pandeo local, asumen que el desplazamiento fuera del plano queda representado por una función armónica en la dirección longitudinal y un vector de N funciones de aspecto en la dirección transversal, así como desplazamientos nodales desconocidos a lo largo de los bordes de la franja. Este enfoque resulta en una buena correlación entre los resultados experimentales y de las simulaciones numéricas.

En general se tiene que en los estudios en los que se considera al pandeo local como deformaciones fuera del plano en elementos planos, ya sea de placa, franja o membrana, se logran obtener resultados aceptables, buenos e incluso en algunos casos, excelentes. Sin embargo se hace notar que este tipo de enfoque carece de la practicidad necesaria para efectuar estudios estructurales a niveles prácticos. Esto se debe primordialmente a la necesidad de utilizar una gran cantidad de elementos finitos ubicados convenientemente para poder modelar el comportamiento de algún elemento estructural, tal como se muestra en la figura 1.4, tomada de Karamanos y Tassoulas [19].

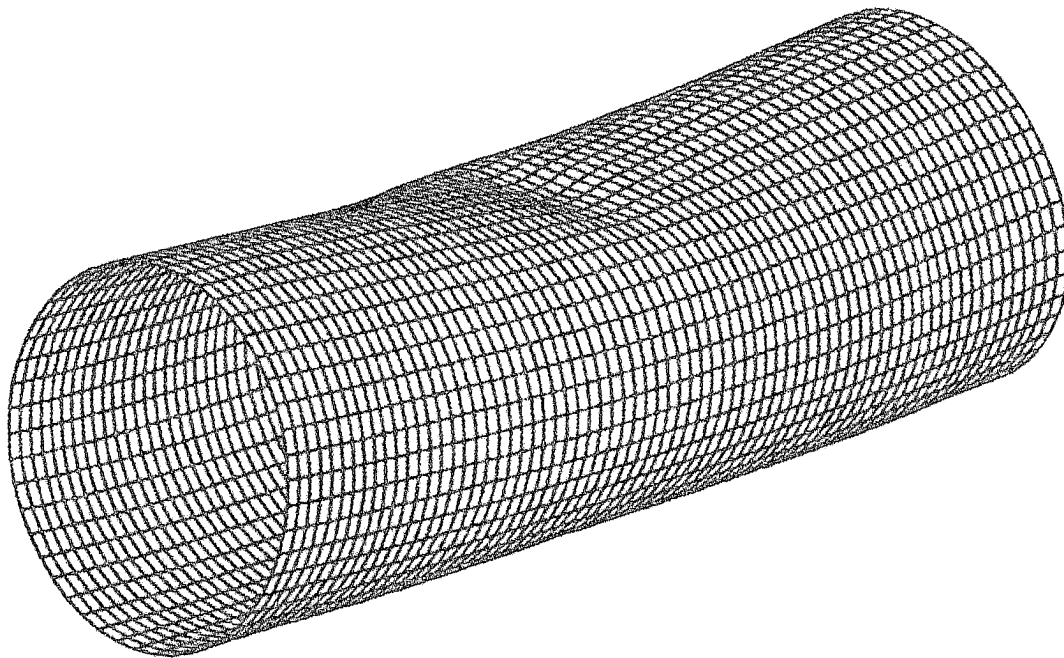


Figura 1.4. Modelado de pandeo local en elementos tubulares por medio de elementos de placa o membrana (Tomada de Karamanos y Tassoulas[19])

Esta figura nos da una clara idea de la gran cantidad de elementos en los que debe dividirse un elemento tubular o de placas delgadas, a fin de obtener una precisión aceptable; el número de elementos necesario puede incluso crecer notablemente en el caso de necesitar simular el comportamiento dentro del espesor de la lámina que conforma la barra, que debe modelarse mediante dos o tres capas de elementos de placa o membrana. Si se desean efectuar estudios a nivel práctico de elementos acoplados conformando celosías, verificar el comportamiento de uniones o analizar un sistema estructural simple, el número de elementos necesario para hacerlo es tan alto que el costo computacional se vuelve inaceptable.

1.6 MODELO BASADO EN LA TEORIA DEL DAÑO CONCENTRADO

Una vez alcanzado un cierto grado de deformación inelástica comienza a presentarse un fenómeno de deterioro irreversible del material, para el cual no solo se producen deformaciones de carácter irreversible sino también una

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

resistencia cada vez menor del material con la consiguiente pérdida de rigidez de los miembros estructurales, lo que complica aun más el análisis. Este deterioro de las capacidades del material es conocido como Daño y ha sido estudiado desde hace algún tiempo, especialmente en casos que involucran valores críticos de carga, deformaciones y fatiga de alto y bajo ciclaje, que conducen a la fractura o falla de elementos estructurales por agotamiento de las capacidades del material.

La Teoría del Daño Continuo, iniciada en 1958 por L.M. Kachanov[18] propone la evaluación de este deterioro progresivo a través de una variable interna, a la cual llama "continuity". Los conceptos de: Esfuerzo Efectivo y Equivalencia en Las Deformaciones, introducidos en las dos siguientes décadas por Y. N. Rabotnov [32] y J. Lemaitre [21] complementan las observaciones iniciales de Kachanov. En la década de los ochenta la Teoría del Daño Continuo es establecida sobre bases más rigurosas utilizando conceptos derivados desde La Termodinámica y Micro mecánica.

A comienzos de la década de los noventa y basado en los conceptos de la mecánica de la degradación clásica, en la Universidad de Los Andes (Mérida-Venezuela), un grupo de investigación propone la Teoría del Daño Concentrado para el análisis de sistemas estructurales planos, en donde se considera el daño como una variable interna que, combinada con los conceptos de plasticidad concentrada permite representar las deformaciones generalizadas permanentes y la disminución de los valores de rigidez y resistencia de los elementos resistentes, que son los efectos producidos por el deterioro progresivo de un sistema estructural.

Esta Teoría del Daño Concentrado fue inicialmente presentada en un contexto general para permitir la inclusión de cualquier modelo específico de daño y ha sido adaptada posteriormente para analizar estructuras de concreto armado [6,9,28,30,37] y acero estructural[12,14,15,31], incorporando pequeños y grandes desplazamientos, solicitaciones monotónicas y cíclicas formando parte de un programa comercial de elementos finitos.

Los avances mas recientes en esta área, efectuados por Inglessis [15], permiten simular las diferentes etapas del comportamiento de elementos estructurales simples de acero o que se encuentren conformando pórticos planos y sometidos a

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

cargas monotónicas, haciendo uso de un elemento finito acoplado a un programa comercial.

1.7 EL PRESENTE TRABAJO

En este trabajo se investiga acerca de uno de los problemas que se presentan con frecuencia en las estructuras metálicas, que es el pandeo local de elementos estructurales de acero con secciones conformadas por láminas delgadas, caso para el que se presenta al pandeo local como uno de los principales factores que definen el deterioro del comportamiento de los elementos estructurales.

Uno de los estudios mas exitosos efectuados hasta el presente es el llevado a cabo por Inglessis [15], que enfoca estos problemas mediante la aplicación de la Teoría del Daño Concentrado. Siendo que un problema particularmente importante en el campo de la Ingeniería Estructural es el comportamiento de este tipo de elemento ante solicitaciones sísmicas, se retoma este problema en el punto donde lo deja Inglessis para simular mediante esta Teoría del Daño Concentrado no solamente el comportamiento de pórticos planos de acero ante solicitaciones monotónicas, sino también solicitaciones histeréticas, que se constituye entonces en un avance hacia la solución del problema principal de simulación del comportamiento estructural ante solicitaciones sísmicas.

Dentro de las bondades del estudio del pandeo local mediante la Teoría del Daño Concentrado, se encuentra la simplicidad, pues es posible representar a cada miembro de una estructura completa con solamente un elemento finito que incluye el fenómeno de plasticidad en forma de rótulas plásticas concentradas en los extremos del miembro. Esto simplifica enormemente el trabajo y permite analizar fácilmente estructuras muy complejas sin pérdida apreciable de precisión y con un gran ahorro computacional. El modelo desarrollado por Inglessis muestra un excelente comportamiento ante cargas monotónicas, pero sobreestima los efectos del daño ante cargas histeréticas. Este fenómeno observado es el que determina el presente trabajo.

La finalidad de esta investigación queda entonces circunscrita a identificar y evaluar experimentalmente las variables internas necesarias para modificar las

funciones de fluencia y leyes de evolución que fueron descritas por Inghlessis et al. para análisis de estructuras de pórticos planos de acero ante cargas monotónicas[14,15,16,17], a fin de presentar un nuevo modelo de daño concentrado que sea capaz de describir correctamente el comportamiento ante cargas monotónicas e histeréticas.

Este trabajo queda organizado entonces de la siguiente manera:

En este primer capítulo se presentan los principales enfoques que se han tomado para el estudio del problema del pandeo local en secciones metálicas de paredes delgadas.

En el segundo capítulo se describen los ensayos realizados para verificar las bondades del modelo en el caso de cargas monotónicas y se muestran las observaciones iniciales efectuadas.

El tercer capítulo presenta la formulación de nuevas leyes de evolución del modelo y se demuestra que la evolución del daño en los elementos de acero bajo sollicitaciones monotónicas obedece a una ley de evolución similar a la establecida por J. Lemaitre[21] en metales con sollicitaciones axiales, con algunas modificaciones.

En el cuarto capítulo se describen los ensayos realizados para verificar las bondades del modelo propuesto en el caso de cargas cíclicas y comprobar que no tiene grandes limitaciones para representar el caso de este tipo de cargas.

El quinto capítulo muestra las limitaciones del modelo propuesto por anteriores investigaciones con una variable de daño por rótula y se presenta el modelo propuesto y las observaciones de comportamiento que dieron origen a este nuevo modelo, así como también se identifican los fenómenos de unilateralidad del pandeo local, de la función de fluencia y el fenómeno de contrapandeo observado en los ensayos efectuados.

El sexto capítulo muestra la implementación numérica desarrollada para introducir en un programa comercial de análisis no lineal por elementos finitos [13] la

subrutina que permite hacer el análisis paso a paso del comportamiento estructural de los pórticos de acero ante cargas cíclicas.

El séptimo capítulo muestra los resultados obtenidos de la aplicación del modelo planteado en el caso de pórticos planos sometidos a cargas monotónicas e histeréticas, así como los mapas de daño que se pueden construir a partir de la aplicación de este modelo.

El octavo capítulo sintetiza las conclusiones derivadas de esta investigación e indica los lineamientos para futuras investigaciones con la finalidad de aumentar el campo de aplicación del modelo propuesto en el análisis no lineal de estructuras aporticadas de acero.

Por otro lado, se indican las referencias bibliográficas así como las publicaciones en revistas indexadas y artículos en congresos internacionales derivadas de esta tesis.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Capítulo 2

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL PANDEO LOCAL BAJO CARGAS MONOTÓNICAS DE FLEXION

2.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Para efectuar el análisis experimental del pandeo local bajo cargas monotónicas de flexión, se construyeron probetas compuestas por tubos de acero estructural de una longitud de 489 mm, de sección circular con un diámetro externo de 60.3 mm y un espesor de pared de 2.6 mm. Estos tubos se encuentran comercialmente en Venezuela bajo la denominación CONDUVEN ϕ 2.5”.

Una vez cortadas las probetas de la longitud deseada, fueron fijadas al sistema de aplicación de cargas utilizando un ensamblaje metálico al cual se une la probeta mediante cordones de soldadura contruidos con electrodos E60, a fin de lograr la completa sujeción de la probeta en uno de sus extremos, tal como se muestra en la figura 2.1.

La soldadura de la probeta a su elemento de sujeción se efectuó en dos etapas formando cordones discontinuos y permitiendo el enfriamiento de la primera etapa del cordón antes de aplicar la segunda. Este proceso en dos etapas se efectuó a fin de evitar el sobrecalentamiento de la probeta y su posible debilitamiento. Una vez soldada, la probeta se colocó en el chasis metálico que se encontraba colocado sobre la máquina de aplicación de las historias de carga, que era una Máquina Universal Tinius Olsen de transmisión hidráulica, con una capacidad máxima de 200 toneladas y una precisión de 4 kilogramos. Este montaje puede verse en la figura 2.1.

Durante cada ensayo se impusieron al extremo libre de la probeta, desplazamientos perpendiculares al eje de la misma, siguiendo un esquema de cargas y descargas previamente establecido y sin cambiar el signo de las fuerzas aplicadas, de modo de lograr historias del tipo monotónico. El esquema de las historias aplicadas se muestra en la figura 2.2.

La deformación de las probetas se midió en forma sistemática utilizando un extensómetro digital de reloj, colocado en el mismo plano de carga, como lo indica la figura 2.1.

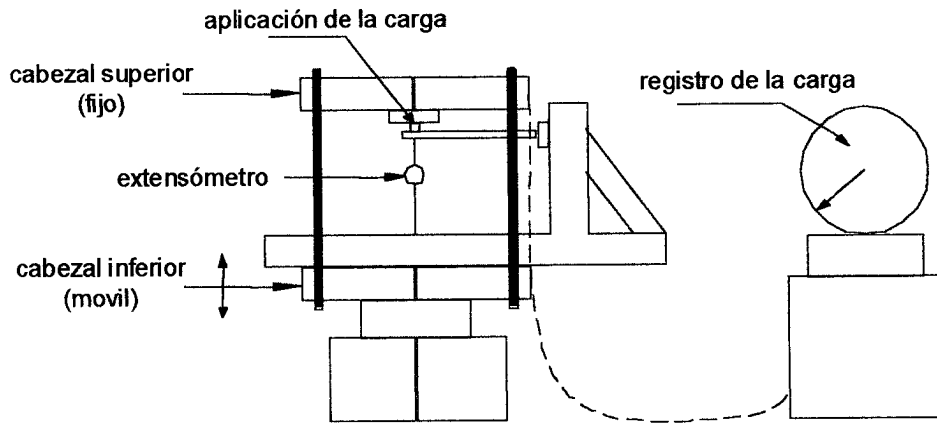


Figura 2.1. Esquema del equipo utilizado para los ensayos.

WWW.BDIGITAL.UJAVE

En la figura 2.2. se muestra la historia de la carga puntual aplicada en el extremo de la probeta para generar momento flector máximo en la unión.

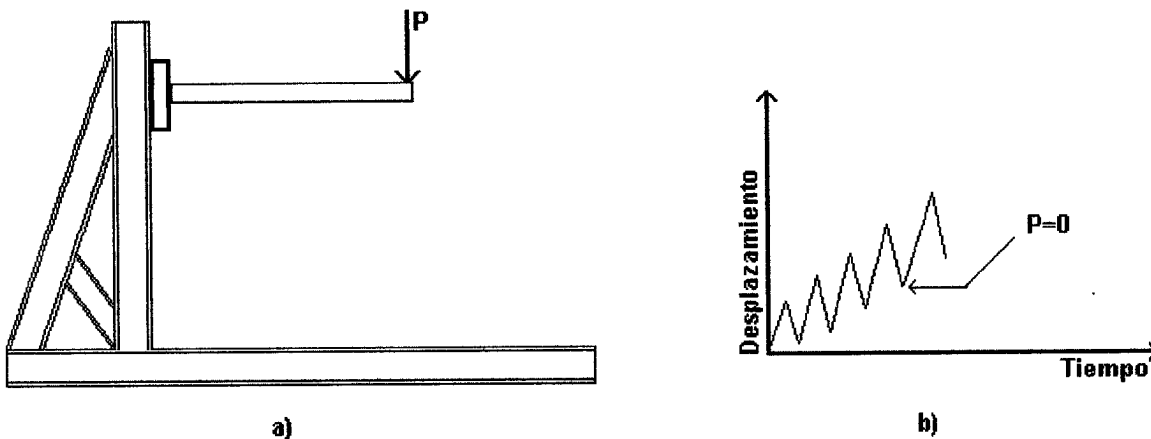


Figura 2.2 a) Modelo de prueba. b) Historia de prueba monotónica.

El procedimiento experimental propiamente dicho consistió en imponer los desplazamientos laterales del extremo libre de la probeta y registrar la carga indicada por la maquina universal en cada instante. La aplicación de estos desplazamientos se hizo con la progresividad necesaria para poder efectuar las mediciones correspondientes, pues la máquina de ensayo utilizada lo permite. Este proceso se hizo lentamente a fin de lograr curvas lo mas detalladas posible.

Estos ciclos fueron efectuados hasta cumplir con la historia de cargas establecida o en algunos casos, hasta el colapso de la probeta en su extremo fijo. En todos los casos se verificó la hipótesis de comportamiento esperada, compuesta por una viga –columna elástica y la presencia de una rótula inelástica en el extremo fijo con efectos de plasticidad y daño localizados en una pequeña zona. Este comportamiento se puede apreciar en la figura 2.3.

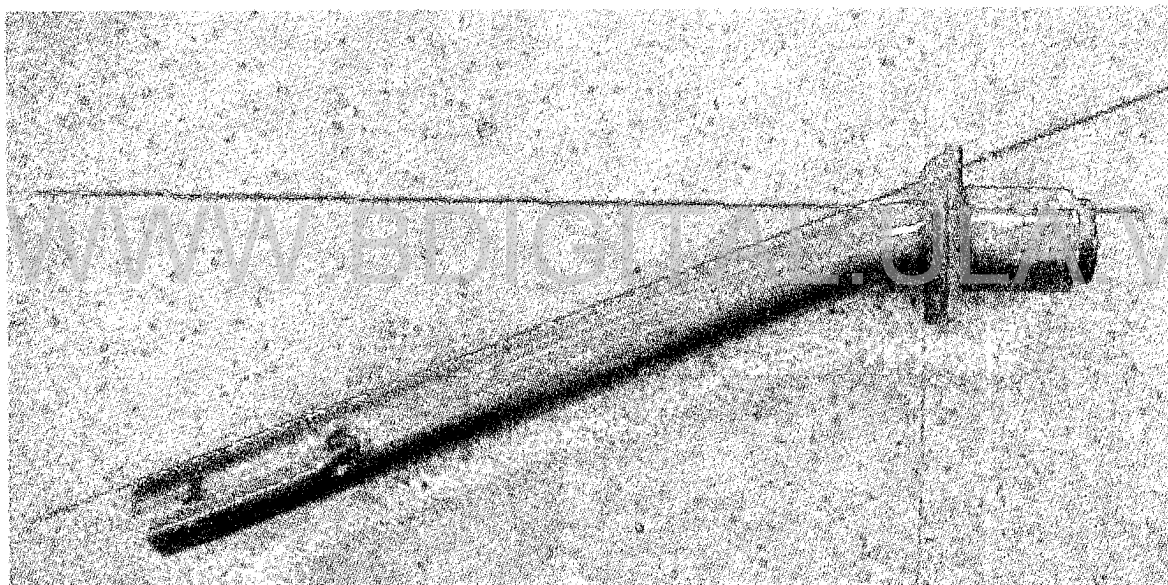


Figura 2.3 Viga-columna elástica con rótula inelástica en el extremo derecho.

No se tomaron en cuenta ninguno de los efectos que pudiesen existir en forma colateral, tal como falla de soldaduras o uniones, solo se tomaron las precauciones para su prevención.

No se presentaron ensayos en los que el mecanismo de falla fuese diferente al esperado, solo se presentaron algunas fallas por sobrecalentamiento de la probeta

debido a soldadura continua en los ensayos iniciales, los cuales fueron corregidos para ensayos posteriores realizando la soldadura mediante cordones intermitentes y permitiendo el correcto enfriamiento.

El comportamiento de las probetas mostró tres etapas fundamentales, una primera en la que el comportamiento era esencialmente lineal, sin deformaciones remanentes al momento de la descarga; una segunda etapa en la que se apreciaban deformaciones permanentes al momento de la descarga, signo de comportamiento no lineal; durante esta etapa, las probetas llegaron a su total o casi total plastificación y una tercera en la que se podía apreciar una disminución en la magnitud de la fuerza resistente de la probeta, lo que indicaba un deterioro en el comportamiento de la misma producto del pandeo que se evidenciaba en la zona del extremo fijo de la probeta.

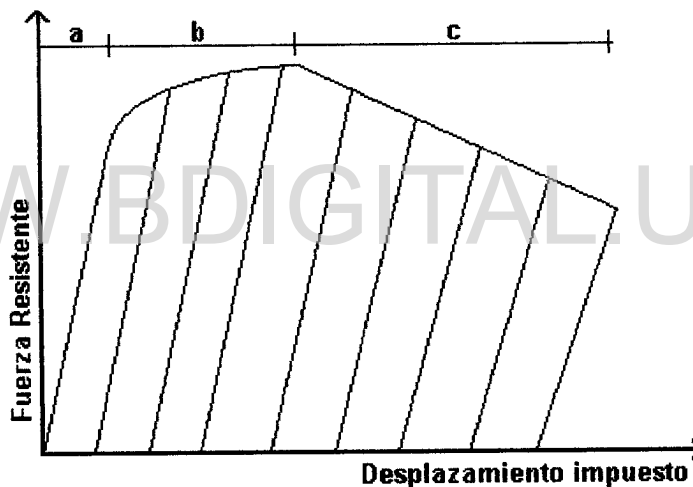


Figura 2.4. Etapas del ensayo. a) Etapa lineal b) Etapa no lineal c) Etapa de deterioro

Los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos se ajustan al comportamiento esperado. Durante cada una de las etapas del ensayo, se efectuaron descargas y recargas a fin de poder evaluar las pendientes de descarga de las probetas y así verificar variaciones en la rigidez del elemento. Estas descargas se efectuaron a intervalos regulares dentro de cada ensayo.

La plastificación de las secciones de las probetas antes de la aparición del pandeo local indica que se estaban ensayando elementos de sección compacta, según los criterios utilizados generalmente en análisis plástico.

2.2 DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS

Los resultados de los ensayos monotónicos se presentan en la figura 2.7; se aprecian en cada uno de ellos, las tres etapas de comportamiento descritas, es decir, existe una primera etapa en la que el comportamiento es esencialmente lineal y no se aprecian deformaciones permanentes en las descargas, la pendiente de las descargas permanece similar a la inicial, esta etapa es seguida de una segunda en la que el comportamiento ya es claramente inelástico y se caracteriza por la aparición de deformaciones no proporcionales a las fuerzas aplicadas aunque el material aumenta su resistencia, lo que indica un endurecimiento progresivo del material que tiende de forma asintótica hacia un límite superior de resistencia. Durante esta etapa no se observan cambios sustanciales de la pendiente de las descargas.

Una vez alcanzada la capacidad máxima de la probeta se inicia la tercera etapa, en la cual las probetas comienzan a presentar un decremento progresivo de su resistencia. Durante las descargas de la tercera etapa se hace evidente una disminución de la pendiente de descarga elástica, indicativa de la disminución progresiva de la rigidez del elemento; los fenómenos anteriores se pueden apreciar en la figura 2.4; del mismo modo se evidencia pandeo local de las paredes de la probeta en la zona donde los esfuerzos debidos a flexión son máximos, que es la zona cercana al extremo fijo de la misma. Este pandeo local fue determinado por observación directa, utilizando un teodolito Wild modelo T-1A que se ubicó convenientemente en el laboratorio de ensayo.

En todos los ensayos se observó en forma consistente la existencia de estos tres fenómenos y aunque existe un cierto grado de subjetividad en las observaciones del pandeo local, se observó una coincidencia en el instante de su aparición.

En la zona de las rótulas inelásticas se observaron diversos patrones de ondulación de la superficie de las probetas, indicativo de que el pandeo local

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

adopta una forma arbitraria producto de las debilidades, micro fisuras o irregularidades existentes en el material constitutivo del elemento ensayado, no presentando ninguna forma modal específica de pandeo local y desplazándose la zona pandeada en forma indistinta hacia el exterior o interior de la probeta, tal como se muestra en las figuras 2.5 y 2.6.

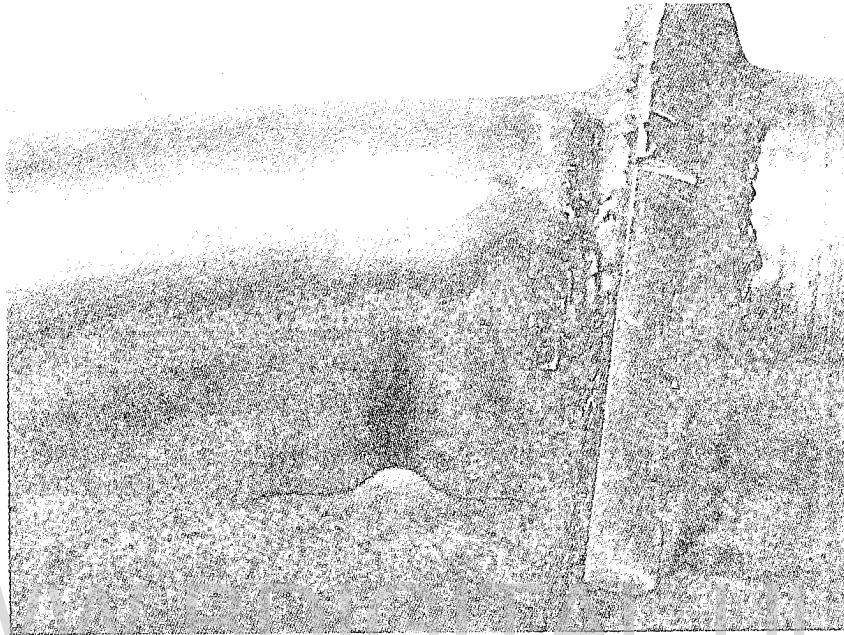


Figura 2.5 Pandeo local en probeta de ensayo.

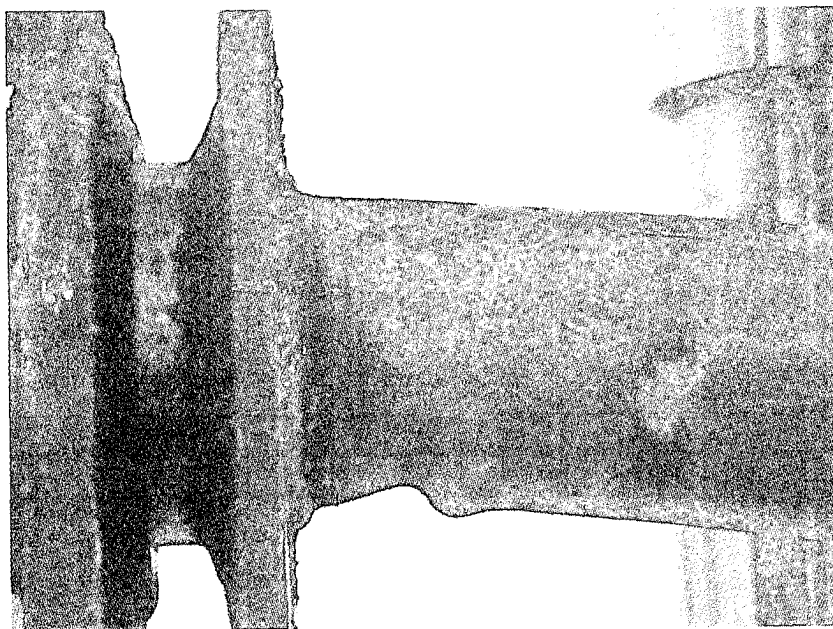


Figura 2.6 Pandeo local en probeta de ensayo.

2.3 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS MONOTÓNICOS

En las siguientes figuras se muestran las gráficas de fuerza resistente contra desplazamiento del extremo libre para algunos de los ensayos efectuados.

En estas gráficas podemos apreciar que para todas las probetas ensayadas el comportamiento resultó similar, cumpliendo con las etapas de comportamiento esperadas. Se hace notar que las probetas 2 y 3 no culminaron la historia prevista de cargas debido a fallas en las soldaduras en el extremo fijo, sin embargo, se obtuvieron los comportamientos deseados y las rupturas de las soldaduras ocurrieron cuando ya se había iniciado el pandeo local y, por tanto, el deterioro del comportamiento, por lo que pueden tomarse en cuenta para este trabajo.

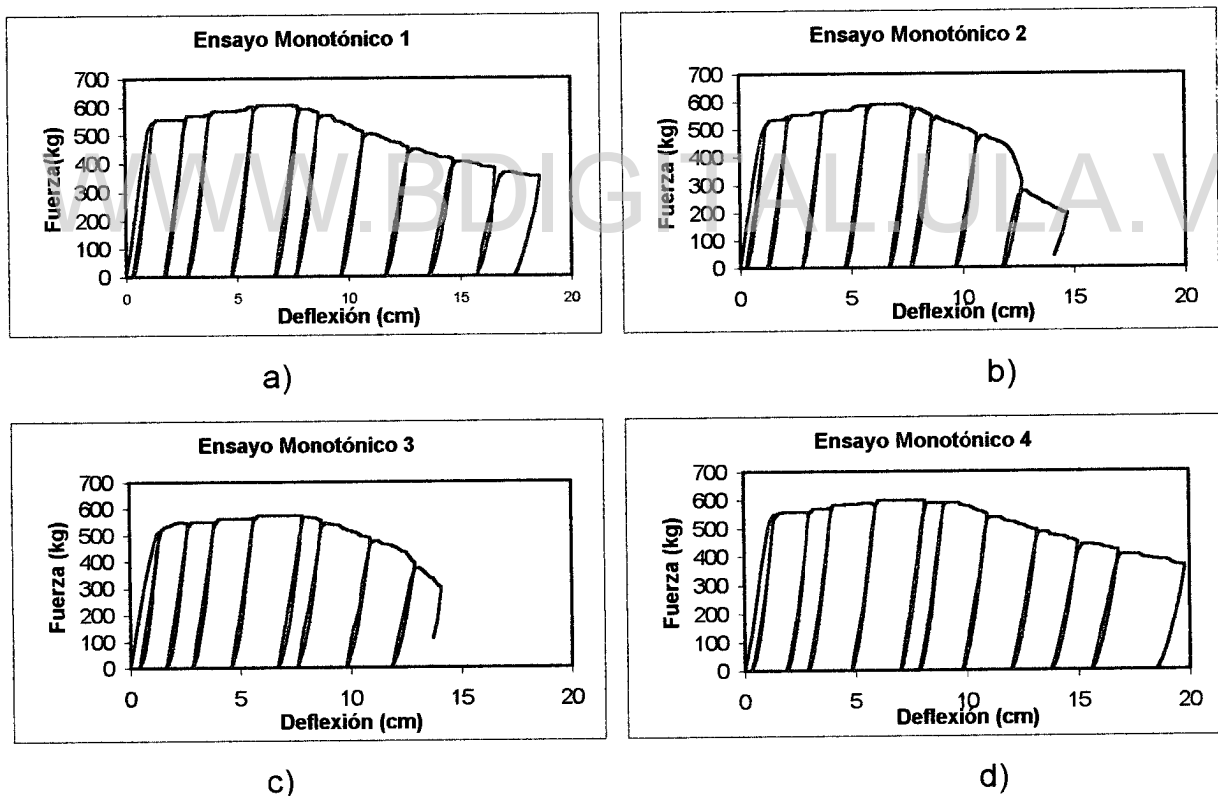
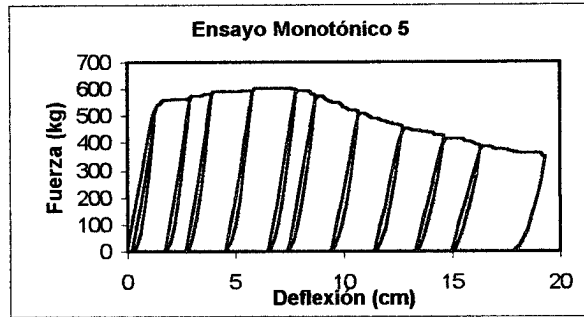
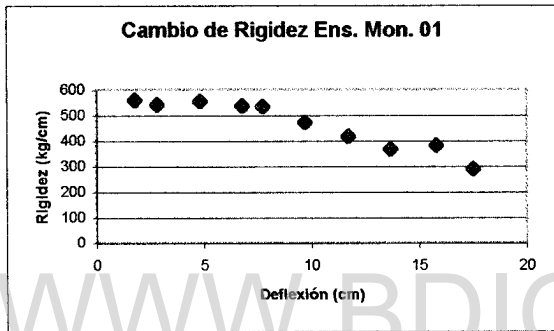


Figura 2.7 Curvas Fuerza-deflexión en ensayos monotónicos.

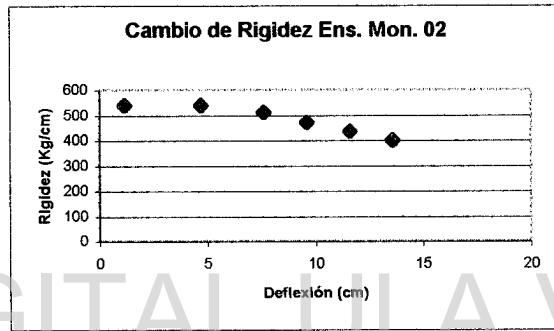


e)

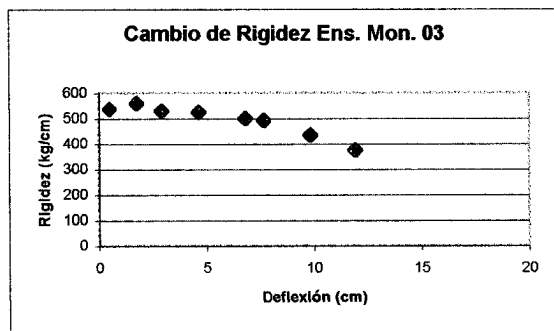
Figura 2.7 Curvas Fuerza-deflexión en ensayos monotónicos.(Continuación)



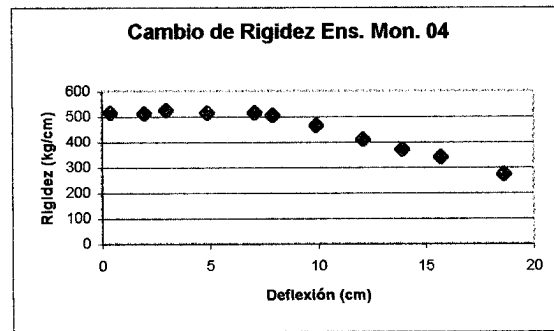
a)



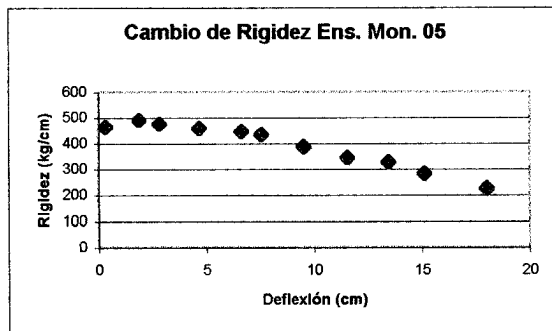
b)



c)



d)



e)

Figura 2.8 Variación de la rigidez en ensayos monotónicos

Licencia Creative Commons:

Las figuras 2.7 y 2.8 nos muestran que durante las primeras fases de los ensayos, las probetas son capaces de mantener su rigidez sin variaciones significativas, pero conjuntamente con la aparición del pandeo local, se inicia de la pérdida de resistencia que caracteriza la fase de deterioro del comportamiento y la disminución de la rigidez del elemento. Estos fenómenos caracterizan la etapa de deterioro y su aparición simultánea constituye el motivo por el cual se relaciona íntimamente al pandeo local con el daño.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Capítulo 3

PANDEO LOCAL

3.1 MODELADO DEL PANDEO LOCAL BAJO CARGAS MONOTÓNICAS

Las deformaciones y esfuerzos generalizados de un elemento estructural cualquiera de una estructura, se pueden definir como una pareja de matrices $\Phi^t = (\phi_i, \phi_j, \delta)$ y $M^t = (m_i, m_j, n)$

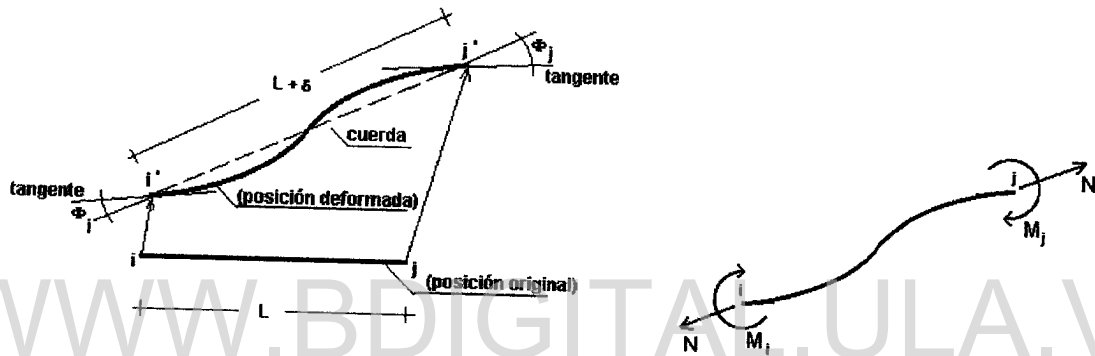


Figura 3.1. Deformaciones y esfuerzos generalizados.

La matriz Φ es el equivalente del tensor de deformaciones en la Mecánica de Medios Continuos en el sentido que ésta representa los cambios que se suceden en la forma del miembro estudiado. La matriz M tiene entonces su equivalencia en el tensor de esfuerzos de Cauchy. Se conoce como "Modelo constitutivo generalizado" o modelo constitutivo para un miembro cualquiera de una estructura a la relación que existe entre la historia de las deformaciones generalizadas y la matriz general de esfuerzos. Al analizar un elemento estructural elástico, la Ley Constitutiva está dada por la ecuación

$$M = S^0 \Phi \text{ o su equivalente } \Phi = F^0 M \quad (3.1)$$

en las que S^0 y F^0 son las matrices de rigidez elástica y matriz de flexibilidad elástica de un miembro estructural cualquiera, respectivamente. Para poder incluir los efectos plásticos y de pandeo local, se toma al miembro estructural como un

Licencia Creative Commons:

conjunto compuesto por una viga-columna elástica con dos rótulas inelásticas en sus extremos, tal como se muestra en la figura 3.2

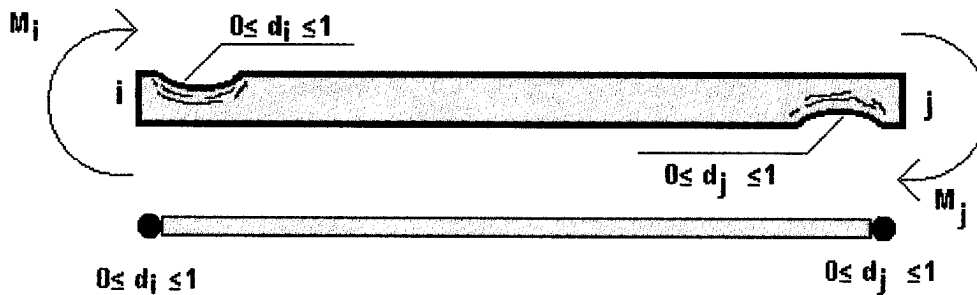


Figura 3.2 Modelo de inelasticidad concentrada.

Para tomar en cuenta efectos inelásticos, la ley de estado de un miembro estructural se obtiene haciendo una descomposición de las deformaciones generalizadas en dos componentes fundamentales, que son las deformaciones Φ^b en la viga-columna elástica y las deformaciones Φ^h de las rótulas inelásticas extremas, de modo que la deformación total es la suma de ambos términos. Esto se puede expresar como

$$\Phi = \Phi^b + \Phi^h = F^0 \mathbf{M} + \Phi^h \quad (3.2)$$

Los efectos inelásticos y de pandeo local se suponen entonces concentrados en las rótulas inelásticas extremas. De este modo se puede considerar que las deformaciones de las rótulas están dadas por el término de rotación plástica definido en las teorías plásticas convencionales para pórticos planos $\Phi_p^t = (\phi_i^p, \phi_j^p, 0)$ y un término adicional relacionado con el pandeo local Φ^d . La deformación total queda así integrada por tres términos, que son la deformación elástica de la viga-columna, la rotación plástica de las rótulas y el término de pandeo local, por lo que

$$\Phi = F^0 \mathbf{M} + \Phi^p + \Phi^d \quad (3.3)$$

En aras de la simplicidad del modelo y para todos los análisis se desprecian los alargamientos permanentes de la cuerda que representa al elemento estructural.

Las rotaciones debidas al pandeo local dependen del grado de pandeo local existente en las rótulas y para poder caracterizar el estado del pandeo local en cada instante, se introduce en este modelo un conjunto de variables internas $D^t=(d_i, d_j)$, donde d_i y d_j representan el grado de pandeo local de las rótulas extremas i y j de cada miembro, valor que se encuentra comprendido entre cero y uno, donde el valor cero representa una rótula convencional sin presencia de pandeo local y el valor uno representa una rótula completamente pandeada.

La pérdida de rigidez que se observa en los ensayos una vez iniciado el pandeo local, puede ser representado asimismo[10] por una matriz diagonal C función de las variables de daño, cuyos términos no nulos son $C_{11} = d_i F_{11}^0 / (1 - d_i)$ y $C_{22} = d_j F_{22}^0 / (1 - d_j)$; esta matriz está relacionada con los esfuerzos del miembro de modo que las deformaciones debidas al pandeo local quedan expresadas por

$$\Phi^d = C(D)M \tag{3.4}$$

Así, la matriz de flexibilidad de un miembro con pandeo local puede ser obtenida por sustitución de la ecuación 3.4 en la 3.3, quedando

$$\Phi - \Phi^p = F(D)M \text{ o } M = S(D)(\Phi - \Phi^p) \tag{3.5}$$

donde

$$F(D) = F^0 + C(D) \text{ y } S(D) = F(D)^{-1} \tag{3.6}$$

cuyas expresiones explícitas son las siguientes:

$$[F(D)] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ & \frac{L}{3EI(1-d_j)} & 0 \\ & & \frac{L}{EA} \end{bmatrix}$$

y su contraparte en función de rigideces:

$$[S(D)] = k \begin{bmatrix} 12(1-d_i) & 6(1-d_i)(1-d_j) & 0 \\ & 12(1-d_j) & 0 \\ & & \frac{EA}{kL} \end{bmatrix}; \text{ donde } k = \frac{1}{4 - (1-d_i)(1-d_j)} \frac{EI}{L}$$

Para el caso en el que se tiene que los daños d_i y d_j son iguales a cero, las matrices toman la forma:

Licencia Creative Commons:

$$[F(D)] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ & \frac{L}{3EI} & 0 \\ & & \frac{L}{EA} \end{bmatrix}$$

y

$$[S(D)] = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} 4 & 2 & 0 \\ & 4 & 0 \\ & & \frac{A}{I} \end{bmatrix}$$

que coinciden con las expresiones elásticas matriciales de un miembro sin daño; del mismo modo, cuando se tiene uno de los extremos totalmente dañado (Ej. $d_i=1$) y el otro indemne (Ej. $d_j=0$), la matriz de rigidez $S(D)$ resulta

$$[S(D)] = \frac{EI}{A} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ & 3 & 0 \\ & & \frac{A}{I} \end{bmatrix}$$

que concuerda con las expresiones de viga con empotramiento en un extremo y articulación interna en el otro.

3.2 LEY DE EVOLUCIÓN DEL PANDEO LOCAL

Para poder modelar el comportamiento de elementos de acero bajo cargas monotónicas se utiliza entonces una probeta como la mostrada en la siguiente figura

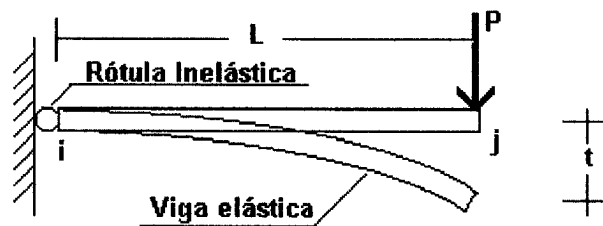


Figura 3.3. Modelo de inelasticidad concentrada

Licencia Creative Commons:

Para este tipo de probeta se tiene que todos los efectos inelásticos y de daño se concentran en el extremo i , permaneciendo intacta la probeta en su extremo j , por lo que se deben tomar en consideración las siguientes condiciones de borde del problema:

$$m_i = P.L; \quad m_j = 0; \quad \phi_i = \frac{t}{L}; \quad \phi_i^p = \frac{t^p}{L}; \quad d_i = d; \quad d_j = 0 \quad (3.7)$$

en el entendido de que t^p es la deflexión permanente al final de cada una de las descargas elásticas efectuadas durante el transcurso de los ensayos.

La Ley de estado y las anteriores condiciones de borde determinan las relaciones entre la fuerza aplicada y la deflexión obtenida en cada instante de los ensayos, de modo que

$$P = Z(d)(t - t^p) \quad \text{donde} \quad Z(d) = (1 - d)Z^0 \quad \text{y} \quad Z^0 = \frac{3EI}{L^3} \quad (3.8)$$

el término $Z(d)$ que se presenta en las expresiones 3.8 es la pendiente de las descargas elásticas efectuadas durante los ensayos realizados, siendo entonces Z^0 la pendiente inicial de descarga elástica antes de la aparición del pandeo local. El valor de la variable de daño d debe determinarse en cada caso de una gráfica de resultados experimentales como la mostrada en la figura siguiente

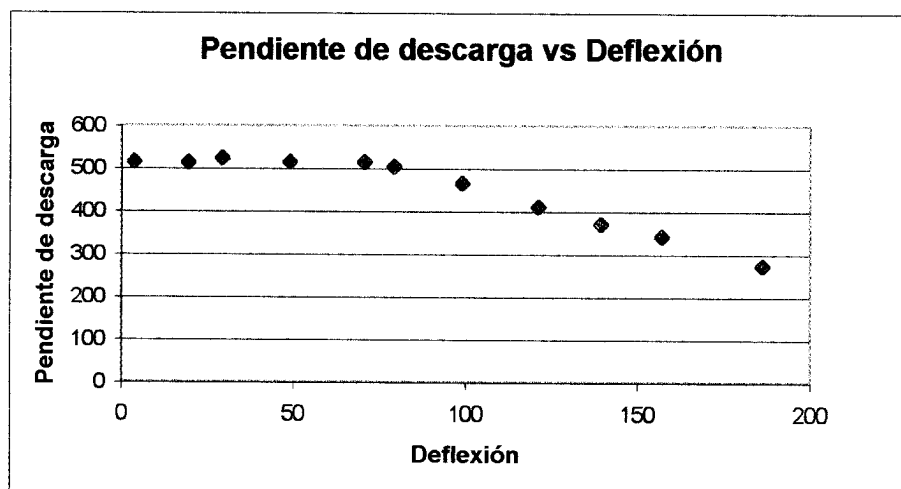


Figura 3.4. Pendiente de descarga elástica vs. deflexión.

En la figura 2.8 se muestran las gráficas correspondientes a los ensayos monotónicos efectuados.

Si se toma como variable representativa del daño a la variación que se va presentando en el valor de la pendiente de descarga elástica en cada caso respecto a la pendiente inicial de descarga elástica, se tiene que

$$d = 1 - \frac{Z(d)}{Z^0} \tag{3.9}$$

lo que nos permite graficar la evolución del daño respecto a la deflexión del extremo libre de la probeta, tal como se muestra en la siguiente figura

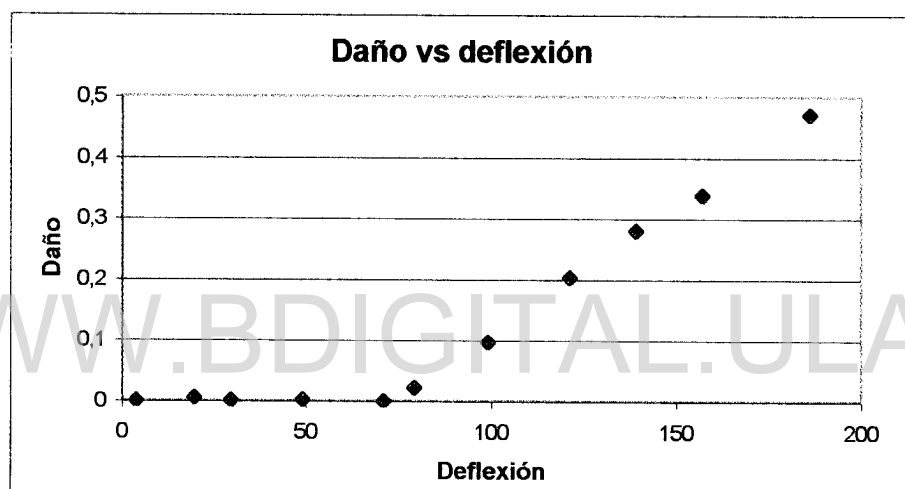
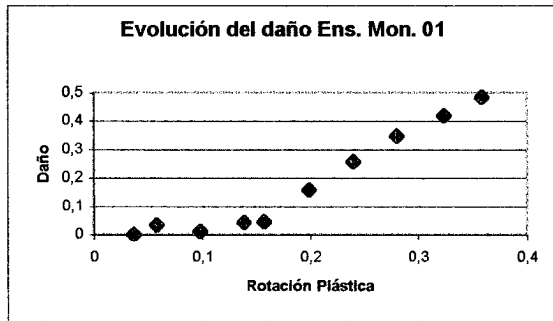
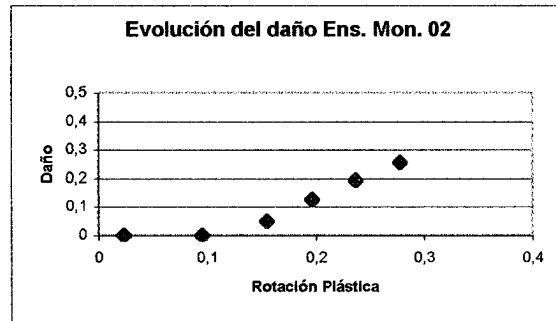


Figura 3.5 Daño vs. deflexión

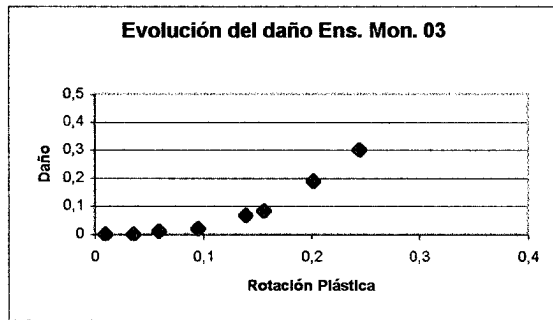
sabiendo además que $\phi_i^p = \frac{t^p}{L}$, se pueden graficar ahora los valores de la variable de daño contra la rotación plástica de la rótula, del modo que se muestra en la figura 3.6 para cada uno de los ensayos monotónicos.



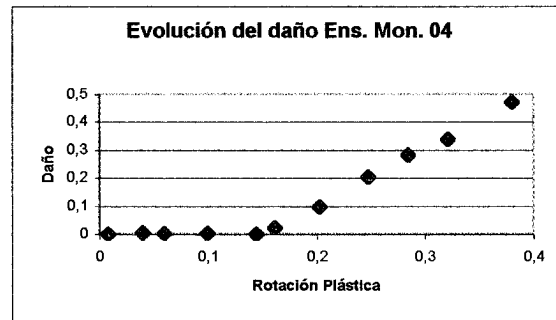
a)



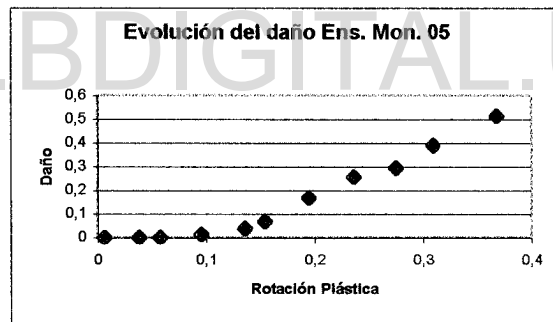
b)



c)



d)



e)

Figura 3.6 Daño vs. rotación plástica de la rótula en ensayos monotónicos.

Sin embargo, el daño producido por el pandeo local no es una variable que se encuentra en constante evolución, sino que se presentan etapas de cada ensayo en los que la variable de daño aumenta y otras en las que se detiene su avance. Por esto, para describir el comportamiento observado en las figuras anteriores, se introduce en el modelo una “función de pandeo local” para cada una de las rótulas inelásticas de la estructura estudiada, variable que para el extremo i se toma como

$$g_i = r_i - R(d_i) \leq 0 \quad (3.10)$$

en el caso del extremo i , donde r_i es la rotación plástica acumulada y se puede calcular de la expresión: $dr_i = |d\Phi_i^p|$, que para el caso de solicitaciones monotónicas implica que $r_i = |\Phi_i^p|$.

La ley de evolución del pandeo local puede ser escrita entonces como:

$$\begin{cases} \dot{d}_i = 0 & \text{si } g_i < 0 \text{ o } \dot{g}_i < 0 \\ \dot{d}_i > 0 & \text{si } g_i = 0 \text{ y } \dot{g}_i = 0 \end{cases} \quad (3.11)$$

Las expresiones anteriores indican que el pandeo local solo es posible si la rotación plástica de las rótulas alcanzan un cierto valor crítico R llamado "resistencia al pandeo local" que es una función del daño.

En una gráfica como la 3.6 que relaciona daño contra rotación, se reconocen dos etapas de comportamiento, una primera etapa en la cual no existe degradación del comportamiento del miembro y una segunda donde se observa claramente este deterioro. La segunda etapa está marcada por un valor de rotación plástica p_{cr} que inicia el daño. Esta fase del comportamiento tiene una clara tendencia hacia un daño creciente y fue considerada como lineal por Inglessis[15] en su modelo de comportamiento; para éste, el corte con el eje horizontal de rotaciones plásticas indica entonces aquella rotación plástica p_{cr} que inicia el daño y la pendiente b indica la rapidez con que evoluciona el daño del miembro en función de dicha rotación plástica, tal como se muestra en la figura 3.7. Esta estimación de Inglessis puede ser expresada como:

$$R(d_i) = p_{cr} + \frac{d_i}{b} \quad (3.12)$$

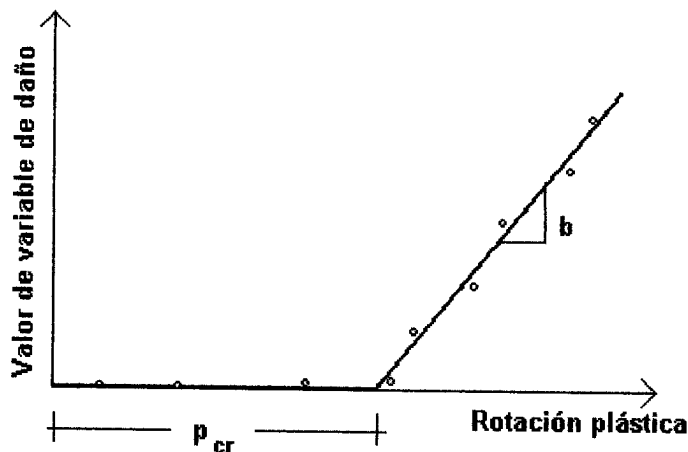


Figura 3.7. Obtención de valores de p_{cr} y b según Inghessis[15]

Sin embargo, considerar la evolución del daño como una función lineal tiene el doble efecto de mejorar la simplicidad del modelo y pasar por alto la existencia de una capacidad remanente, que permanece en el elemento para niveles de daño muy grandes. En las figuras 3.12, 3.15 y 3.16 se nota que una vez iniciada la etapa de deterioro, la resistencia de la probeta disminuye en la medida que avanza el daño, pero tiende en forma asintótica hacia un valor de resistencia remanente, que ha sido observado como un porcentaje de la resistencia original de la pieza. Este hecho ha sido tomado en cuenta en el presente modelo incluyendo para $R(d_i)$ una función exponencial que relaciona la rapidez del avance del daño con la rotación plástica, pero considerando a la resistencia remanente, que se ha llamado d_{ult} .

La expresión de $R(d_i)$ puede entonces escribirse utilizando una función logarítmica como la siguiente:

$$R(d_i) = p_{cr} - \frac{\ln\left(1 - \frac{d_i}{d_{ult}}\right)}{b} \quad (3.13)$$

La inclusión de esta expresión exponencial no altera significativamente los valores calculados para resistencia, rigidez ni daño cuando los valores de la variable de daño son bajos o moderados, existiendo diferencias solo para valores extremos de daño. La pendiente b indica ahora la rapidez con que evoluciona inicialmente el daño del miembro en función de la rotación plástica. Esta pendiente va

decreciendo según la probeta se acerca a la resistencia remanente. El efecto de esta nueva expresión se muestra en la figura 3.8, donde se compara con la expresión de Inglellis.

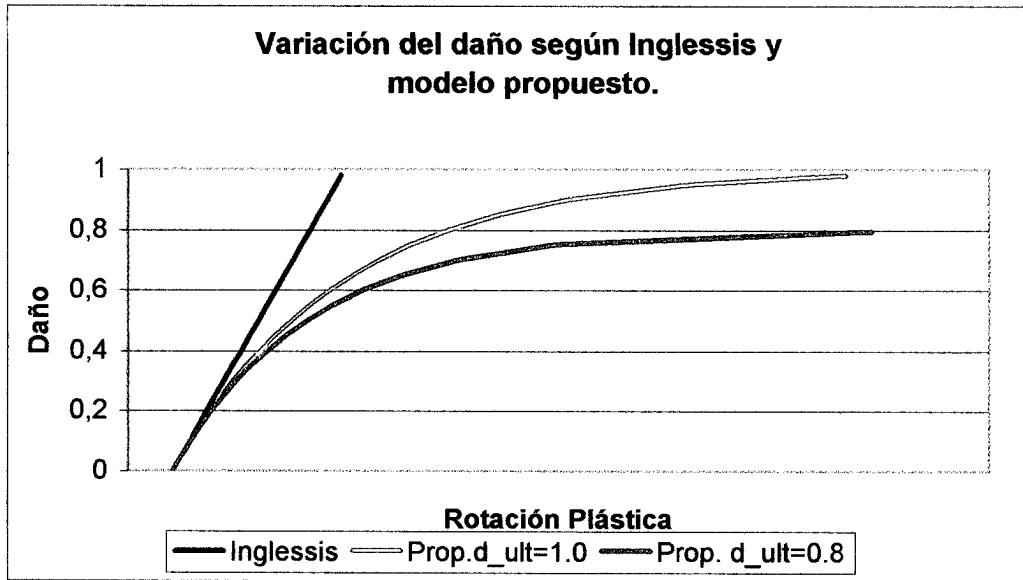


Figura 3.8. Comparación de valores de $R(d_i)$ según modelos.

3.3 LEY DE EVOLUCIÓN DE LA ROTACIÓN PLÁSTICA

La función de fluencia de una rótula plástica sin pandeo local puede ser escrita del siguiente modo:

$$f_i = |m_i - x_i| - m_e \tag{3.14}$$

donde x_i es un término de endurecimiento cinemático y m_e es el momento máximo elástico de la sección transversal del elemento. Sin embargo, se puede desarrollar un grado importante de endurecimiento plástico antes de la aparición del pandeo local. Por ese motivo se hace necesario un tipo de ley cinemática no lineal, de modo de poder describir el comportamiento de la rótula antes de la aparición del pandeo local. Esto hace que se incluya una ley de este tipo en el modelo monotónico. En este modelo se utiliza una expresión propuesta por Chaboche[4] en 1978, que tiene la forma

$$\dot{x}_i = \beta(m_y - m_e)\dot{\phi}_i^p - \beta x_i |\dot{\phi}_i^p| \quad x_i=0 \text{ para } \phi_i^p = 0 \quad (3.15)$$

donde m_y es el momento último de la sección y β es un parámetro dependiente del miembro. El significado de los términos m_e y m_y es ilustrado en la figura 3.9 haciendo uso de los conceptos de Resistencia de Materiales.

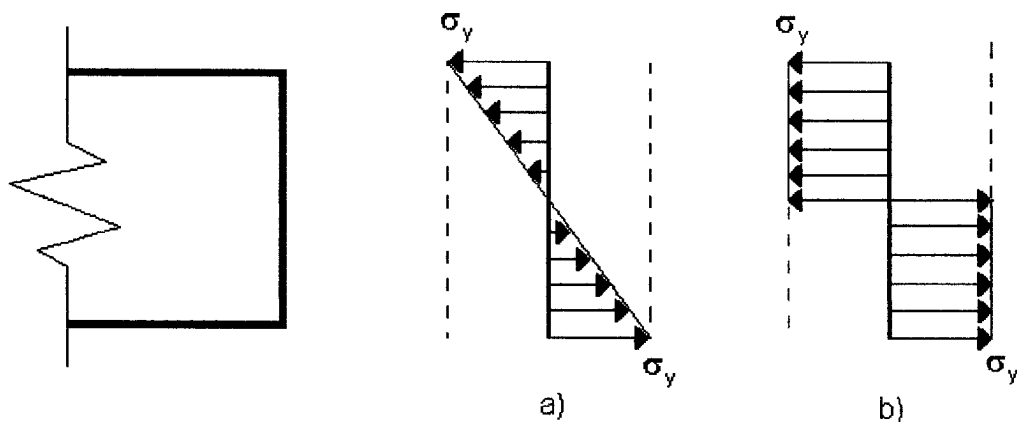


Figura 3.9. Distribución de esfuerzos. a) Cuando se alcanza m_e b) Al alcanzar m_y

La rapidez de la transición desde el momento elástico m_e hasta el momento último m_y depende de la forma de la sección transversal del elemento estudiado, tal como se muestra en la figura 3.10 de Sohal y Chen y que se presenta a continuación.

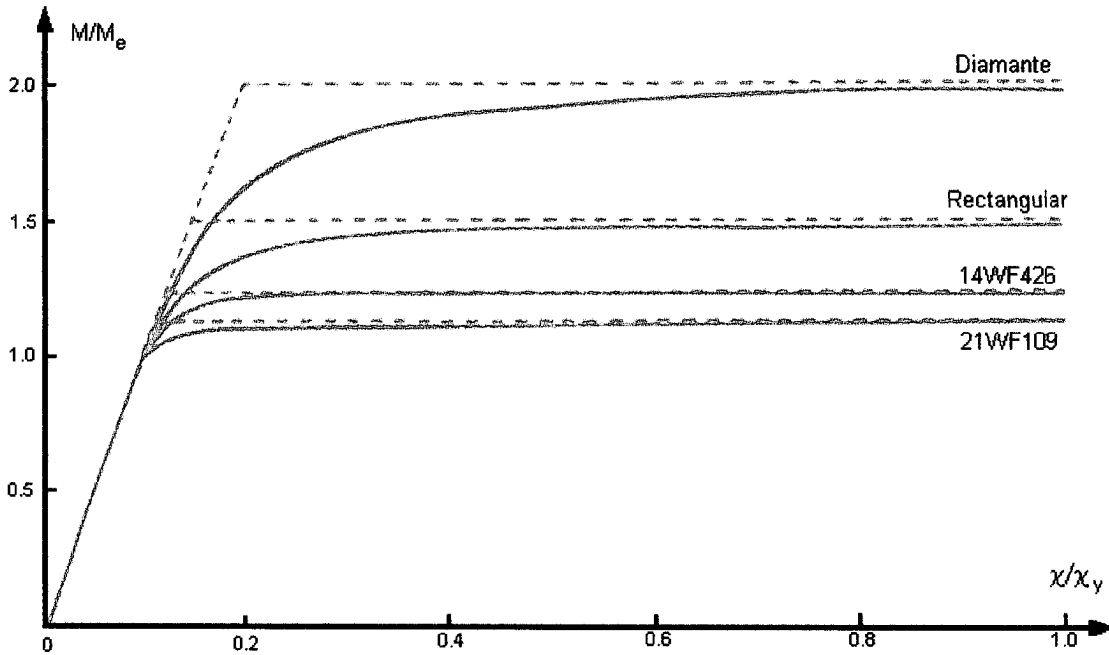


Figura 3.10. Relaciones momento-curvatura para diferentes secciones obtenidas por Sohal y Chen.

Para la ley de evolución de la rotación plástica mostrada, se tiene que la evolución desde m_e hasta m_y se puede representar mediante una ley exponencial y la rapidez de esta transición se encuentra dada por el parámetro β , tal como se muestra en la figura 3.11.

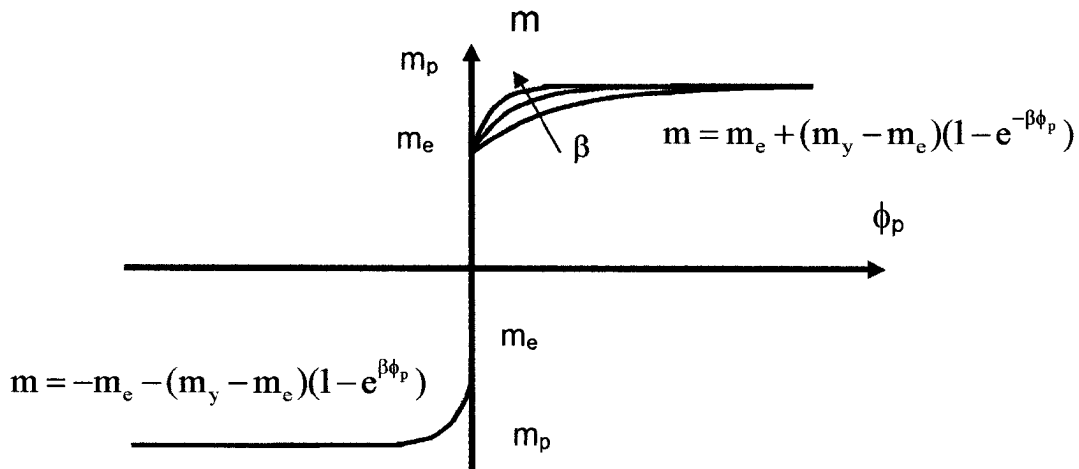


Figura 3.11 Relaciones momento-rotación según ecuaciones 3.14 y 3.15

Como los valores obtenidos para el endurecimiento tienden a saturarse entre los valores de m_e y m_y en la medida en que la rotación plástica tiende a infinito, con una velocidad que depende del parámetro β , este parámetro debe ser calculado para cada sección transversal en particular, a fin de representar correctamente la rapidez del endurecimiento en cada caso.

La ley de evolución de la rotación plástica puede ser escrita del siguiente modo:

$$\begin{cases} \dot{\phi}_i^p = 0 & \text{si } f_i < 0 \text{ o } \dot{f}_i < 0 \\ \dot{\phi}_i^p \neq 0 & \text{si } f_i = 0 \text{ y } \dot{f}_i = 0 \end{cases} \quad (3.16)$$

Se ha notado que cuando en la región de la rótula plástica hace su aparición el pandeo local, se produce una disminución súbita de la resistencia del elemento; de este modo, una vez aparece el pandeo local, el momento máximo admitido por la sección deja de ser m_y pasando a valores inferiores que dependen del estado del pandeo local; en esta etapa de comportamiento el momento m_y disminuye al tiempo que el pandeo local aumenta, constituyendo así la etapa de deterioro del comportamiento.

Para tomar en cuenta este fenómeno se introduce en el modelo el concepto de "momento equivalente", que es un concepto similar al de esfuerzo equivalente utilizado en teoría del daño y mecánica de suelos. El momento \bar{m}_i de una rótula plástica con daño queda definida como:

$$\bar{m}_i = \frac{m_i}{1 - d_i} \quad (3.17)$$

y gracias a esta definición, se puede obtener entonces la función de fluencia de una rótula plástica con pandeo local al introducir en la expresión 3.14 el momento efectivo en lugar del momento convencional.

$$f_i = \left| \frac{m_i}{1 - d_i} - x_i \right| - m_e \quad (3.18)$$

En la teoría del daño continuo este tipo de hipótesis es conocido como “hipótesis de equivalencia de deformaciones”. La ley de evolución de la rotación plástica queda entonces definida por las expresiones 3.15, 3.16 y 3.18.

En algunos casos, que dependen en general del espesor de las paredes del elemento, el pandeo local aparece en la zona de la rótula plástica antes de que el endurecimiento plástico alcance su saturación y esta situación puede ser reproducida por el modelo con solamente una selección apropiada de los parámetros β y p_{cr} de la expresión 3.12. Esta característica del modelo lo hace apto para una gran variedad de comportamientos, tanto de secciones compactas como secciones no compactas.

Para los casos de historias de carga monotónicas, el modelo es capaz de reproducir en forma muy eficiente el comportamiento global de cada elemento estructural y de pórticos considerados como conjunto, aunque este no es el caso para historias de carga cíclicas.

En el caso de que existan inversiones en los signos de las cargas, el modelo acumula daño en forma más rápida que el elemento real, indicando con esto que el tomar la rotación plástica de las rótulas como una medida del daño general del elemento puede no ser tan conveniente como se supuso en un principio. Para el caso de las cargas cíclicas es importante introducir conceptos como unilateralidad del daño y contrapandeo, conceptos que serán tratados extensamente más adelante.

3.4 RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DEL MODELO PLANTEADO

Una vez implementado el modelo propuesto en la forma de un elemento finito acoplado como librería en el programa ABAQUS[13], se procedió a la simulación numérica del comportamiento de los elementos ante cargas monotónicas.

Los resultados obtenidos en el ensayo de cada una de las probetas son presentados conjuntamente con sus contrapartes obtenidas por simulación numérica utilizando el modelo descrito. Estos resultados se presentan en forma de gráficas de carga contra deflexión en el extremo libre de la probeta.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

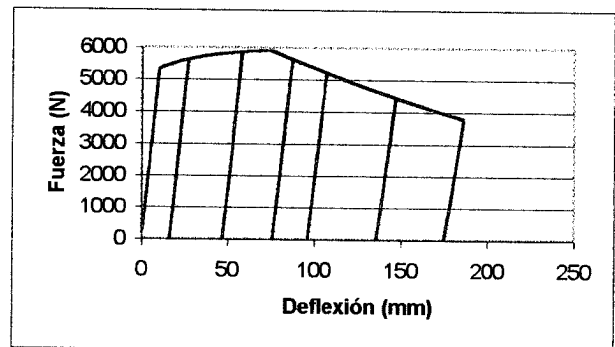
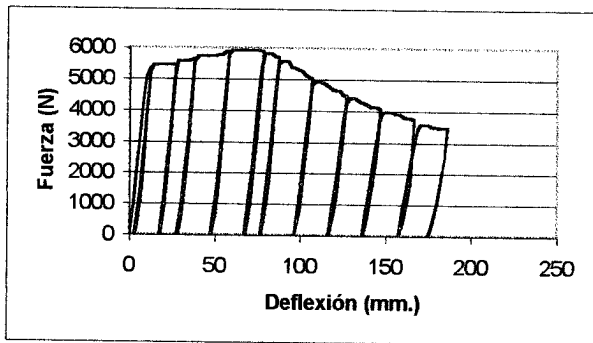


Figura 3.12. a)Ensayo monotónico N° 1 b)Simulación N° 1

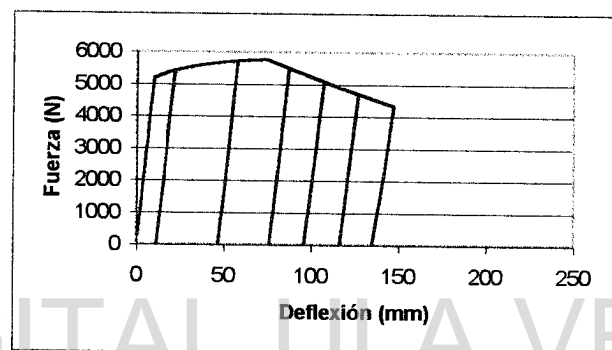
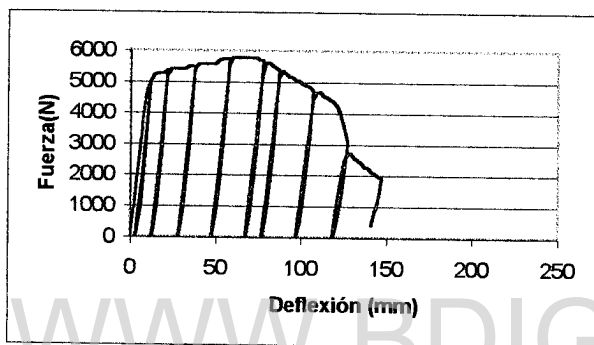


Figura 3.13. a)Ensayo monotónico N° 2 b)Simulación N° 2

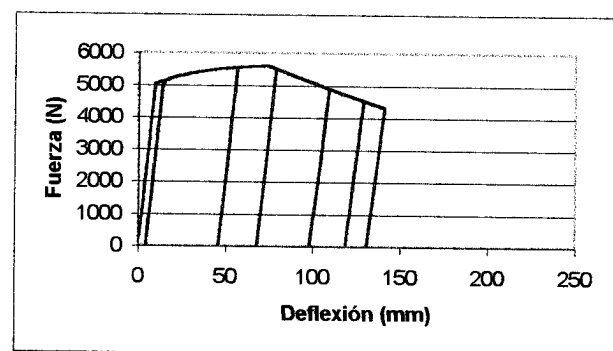
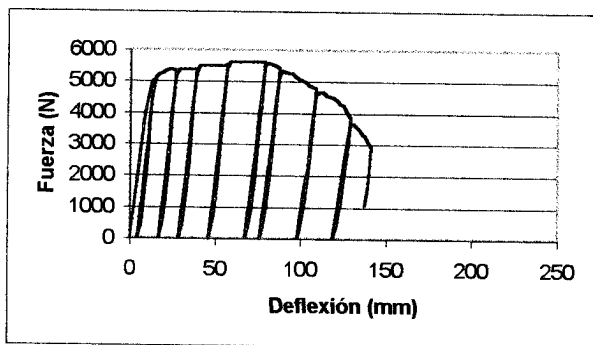


Figura 3.14. a)Ensayo monotónico N° 3 b)Simulación N° 3

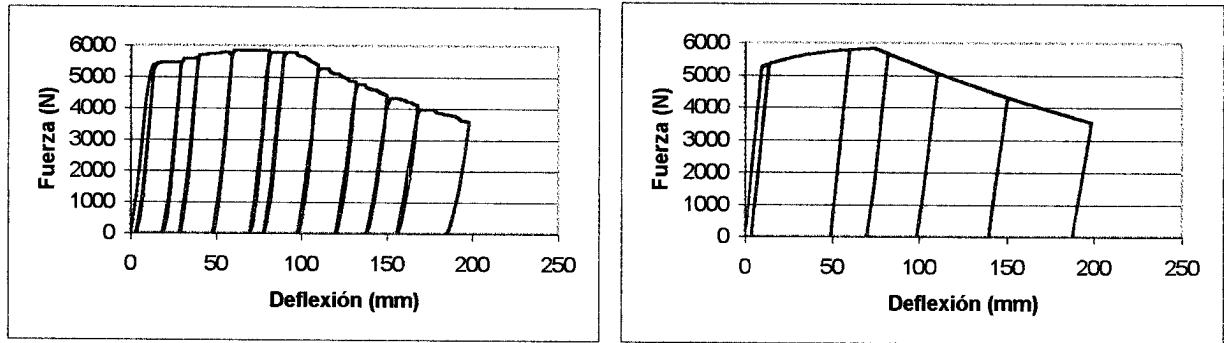


Figura 3.15. a) Ensayo monotónico N° 4 b) Simulación N° 4

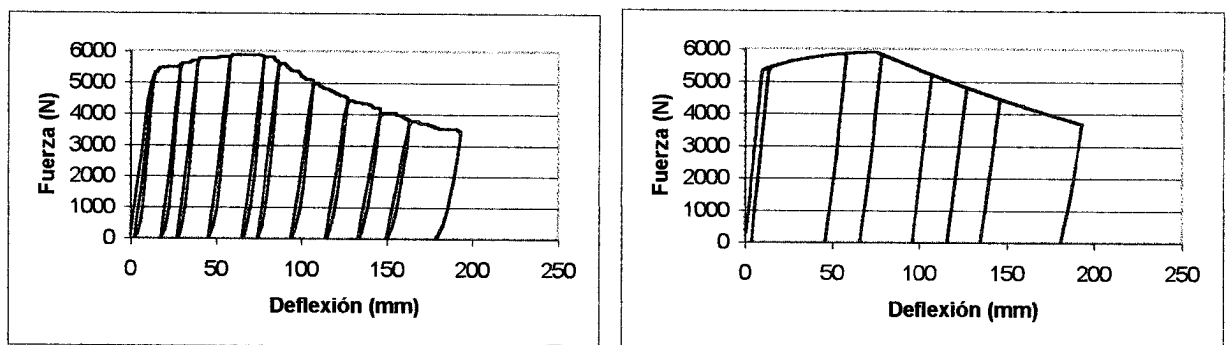


Figura 3.16. a) Ensayo monotónico N° 5 b) Simulación N° 5

De las figuras anteriores se desprende que el modelo planteado es capaz de representar correctamente el comportamiento de elementos de acero sometidos a historias de carga monotónicas. Esto indica que la variable seleccionada como representativa del comportamiento y la evolución del pandeo local es capaz de representar correctamente si no la totalidad del fenómeno, al menos una gran parte del mismo.

Las figuras 3.13 y 3.14, corresponden a los ensayos monotónicos N° 2 y 3, respectivamente. En estas figuras se nota una diferencia en la parte final del ensayo respecto a la simulación, por lo que es conveniente aclarar que esta diferencia no se debe a problemas del modelo, sino a fallas en las soldaduras de las probetas 2 y 3, las cuales fallaron luego de la formación de la rótula en el extremo restringido de la probeta y durante la etapa de evolución del pandeo local y el deterioro del comportamiento general del elemento. Estas fallas de soldadura fueron reportadas previamente.

Los parámetros identificados para las probetas ensayadas ante cargas monotónicas fueron los utilizados en las simulaciones. Los valores de cada uno de ellos para cada una de las probetas, se muestran en la tabla 3.1. Este conjunto de parámetros son los que describen el comportamiento general del modelo planteado y, por ende, definen los resultados de las simulaciones efectuadas.

Tabla 3.1 Parámetros utilizados en las simulaciones.

PROBETA	EI (Kg-cm ²)	B	P _{cr} (Rad.)	D _{ult} (%)	Me (Kg-cm)	My (Kg-cm)	β
MON.01	21000000	2,20	0,13	0,80	26534	29734	19
MON.02	21000000	2,20	0,13	0,80	25804	29004	19
MON.03	21000000	2,00	0,15	0,80	25014	28214	19
MON.04	21000000	2,20	0,15	0,80	26092	29292	19
MON.05	21000000	2,00	0,13	0,80	26534	29734	19

Cada parámetro posee influencia en una de las diversas etapas del comportamiento general de un elemento sometido a flexión. Tal como se muestra en la figura 3.17, el parámetro EI controla el comportamiento durante la fase inicial elástica hasta alcanzar el máximo momento elástico M_e , definiendo la rigidez inicial de la probeta. Una vez alcanzado este valor, se inicia el endurecimiento hasta alcanzar el momento máximo M_y . La velocidad del endurecimiento en esta etapa se encuentra controlada por el parámetro β . Una vez alcanzada una cierta rotación plástica crítica llamada P_{cr} , se inicia el pandeo, que disminuye la resistencia de la probeta según el parámetro B, quien controla la velocidad de esta disminución.

Durante la etapa de pandeo, la disminución de la capacidad tiende hacia el valor de capacidad remanente llamado d_{ult} .

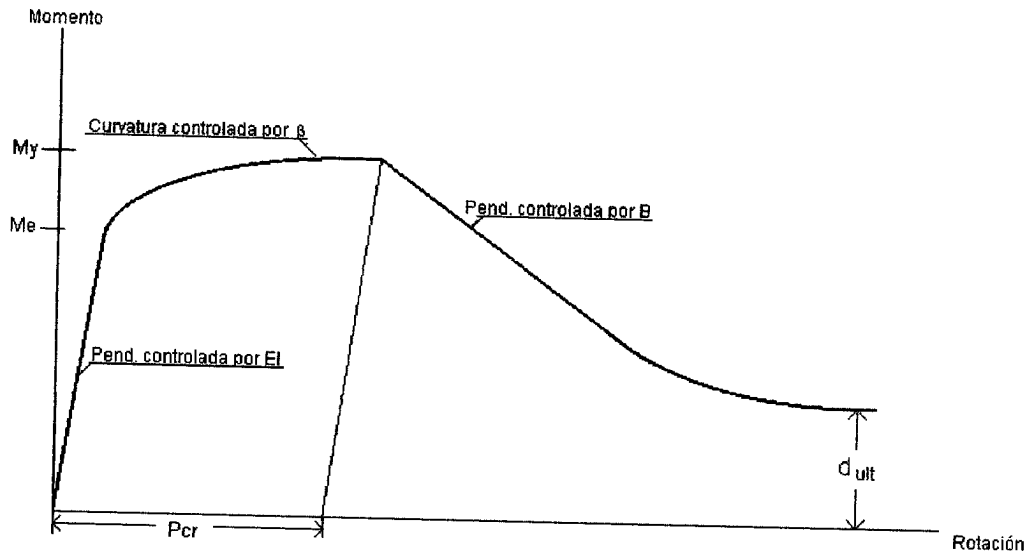


Figura 3.17. Comportamiento general y parámetros dominantes.

Como se puede observar en la tabla 3.1, los valores de EI , M_e , M_y , B , β , P_{cr} son fácilmente identificables de un conjunto de ensayos monotónicos. El valor de d_{ult} puede ser estimado de estos ensayos, observando las tendencias que se presentan en las últimas etapas de la fase de pandeo.

En los ensayos e identificaciones efectuadas no se observaron fuertes variaciones en los valores de estos parámetros de una probeta a otra para un mismo material y una misma sección transversal, motivo por el que se pueden considerar como constantes para cada sección. Sin embargo, de ensayos colaterales se ha observado que estos son parámetros que difieren de una forma o sección a otra y deben identificarse específicamente para cada uno de los tipos de elementos a estudiar.

Capítulo 4

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL PANDEO LOCAL BAJO CARGAS CÍCLICAS

4.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Para efectuar el análisis experimental del pandeo local bajo cargas cíclicas se construyeron probetas compuestas por tubos de acero estructural de una longitud de 489 mm, de sección circular con un diámetro externo de 60.3 mm y un espesor de pared de 2.6 mm. Estos tubos se encuentran comercialmente en Venezuela bajo la denominación CONDUVEN ϕ 2.5" y son idénticas a las utilizadas en ensayos monotónicos. Las probetas fueron cortadas de la longitud deseada, fijadas al sistema de aplicación de cargas utilizando el ensamblaje metálico anteriormente descrito al cual se une la probeta mediante cordones de soldadura contruidos con electrodos E60, a fin de lograr la completa sujeción de la probeta en uno de sus extremos, tal como se muestra en la figura 4.1a.

La soldadura de la probeta a su elemento de sujeción se efectuó en dos etapas formando cordones discontinuos y permitiendo el enfriamiento de la primera etapa del cordón antes de aplicar la segunda, tal como en el caso de ensayos monotónicos. La probeta se colocó en el chasis metálico que se encontraba colocado sobre la máquina de aplicación de las historias de carga, que era una Máquina Universal Tinius Olsen de transmisión hidráulica, con una capacidad máxima de 200 toneladas y una precisión de 4 kilogramos. Este montaje puede verse en la figura 4.1a.

Durante cada ensayo se impusieron al extremo libre de la probeta, desplazamientos perpendiculares al eje de la misma, siguiendo un esquema de cargas y descargas previamente establecido y cambiando el signo de las fuerzas aplicadas, de modo de lograr historias del tipo cíclico. El esquema de las historias aplicadas se muestra en la figura 4.1b.

La deformación de las probetas se midió en forma sistemática utilizando un extensómetro digital de reloj, colocado en el mismo plano de carga y en la misma forma de los ensayos monotónicos.

El procedimiento experimental propiamente dicho consistió en imponer los desplazamientos laterales del extremo libre de la probeta y registrar la carga indicada por la maquina universal. La aplicación de estos desplazamientos se hizo de modo progresivo, a fin de lograr curvas lo mas parejas posible.

En todos los casos se verificó la hipótesis de comportamiento esperado, consistente en una viga – columna elástica y una rótula inelástica en el extremo fijo con efectos de plasticidad más daño concentrado. Este comportamiento se puede apreciar en la figura 4.7 y se diferencia del caso monotónico en la aparición no simultánea de pandeo local en ambos lados de la probeta, debido a que la inversión de las cargas aplicadas producía efectos alternos de tracción y compresión en cada lado de la pieza ensayada.

Tampoco se tomaron en cuenta ninguno de los efectos que pudiesen existir en forma colateral, tal como falla de soldaduras o uniones, sino que se tomaron las precauciones para su prevención.

No se presentaron ensayos en los que el mecanismo de falla fuese diferente al esperado y debido a la experiencia adquirida en los primeros ensayos monotónicos acerca de fallas de soldadura, se realizaron cordones intermitentes permitiendo el correcto enfriamiento y no se presentaron fallas por sobrecalentamiento de la probeta.

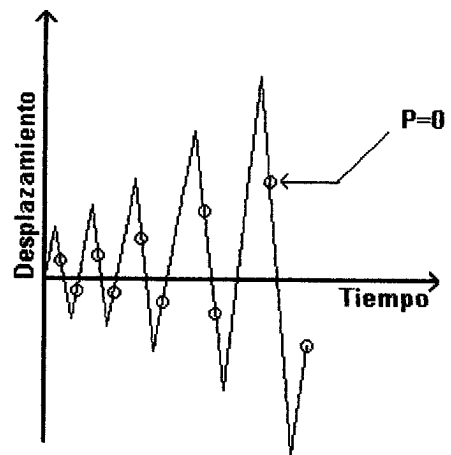
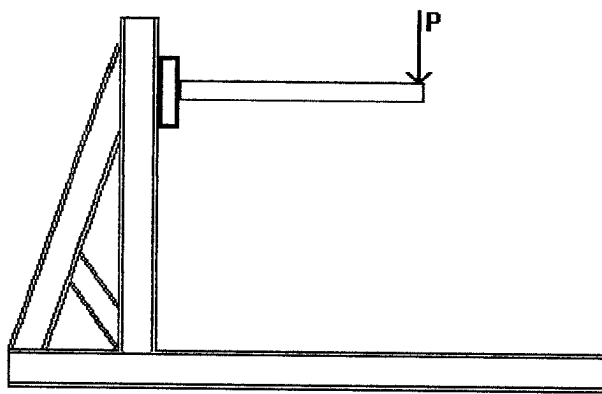


Figura 4.1 a) Modelo de prueba. b) Historia de prueba histerética.

Los ensayos mostraron las tres etapas fundamentales de comportamiento, una primera en la que el comportamiento resultó esencialmente lineal, sin deformaciones remanentes al momento de la descarga; una segunda etapa no lineal en la que se apreciaron deformaciones permanentes crecientes al momento de las descargas, signo de comportamiento no lineal y una tercera etapa en la que se podía apreciar una disminución en la magnitud de la fuerza resistente de la probeta ante cargas de ambos signos, lo que indicaba un deterioro en el comportamiento de la misma producto del pandeo bilateral que se evidenciaba en la zona del extremo fijo de la probeta.

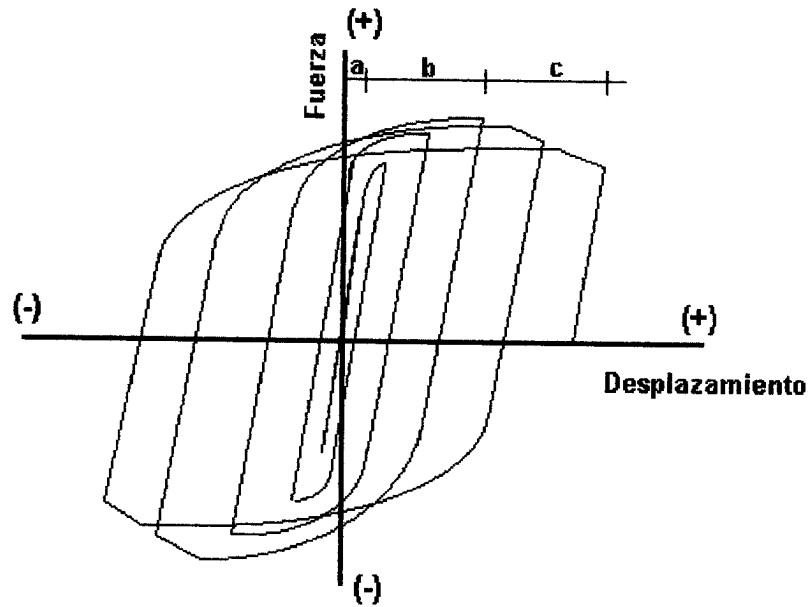


Figura 4.2. Etapas del ensayo. a) Etapa lineal b) Etapa no lineal c) Etapa de deterioro

Los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos se ajustan al comportamiento esperado. Durante cada una de las etapas del ensayo, se efectuaron descargas e inversiones del signo de las cargas, tomando especial cuidado en las mediciones durante las descargas a fin de poder evaluar las pendientes y así verificar variaciones en la rigidez del elemento. Estas descargas se efectuaron tratando de lograr deformaciones máximas de cada medio ciclo separadas a intervalos regulares de las anteriores.

4.2 DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS

Los resultados de los ensayos histeréticos se presentan en las figuras 4.3 a 4.6. Se aprecian en cada uno de ellos, las tres etapas de comportamiento previstas, es decir, existe una primera etapa en la que el comportamiento es esencialmente lineal y no se aprecian deformaciones permanentes en las descargas, la pendiente de las descargas permanece similar a la inicial, esta etapa es seguida de una segunda en la que el comportamiento ya es claramente inelástico y se caracteriza por la aparición de deformaciones no proporcionales a las fuerzas aplicadas aunque el material aumenta su resistencia, lo que indica un endurecimiento

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

progresivo del material que tiende de forma asintótica hacia un límite superior de resistencia.

Durante esta segunda etapa no se observan cambios sustanciales de la pendiente de las descargas. Una vez alcanzada la capacidad máxima de la probeta se inicia la tercera etapa, en la cual las probetas comienzan a presentar un decremento progresivo de su resistencia. Durante las descargas de la tercera etapa se hace evidente una disminución de la pendiente de descarga elástica, indicativa de la disminución progresiva de la rigidez del elemento; los fenómenos anteriores se pueden apreciar en la figura 4.2; del mismo modo se evidencia pandeo local de las paredes de la probeta en la zona donde los esfuerzos debidos a flexión son máximos, que es la zona cercana al extremo fijo de la misma.

En todos los ensayos se observó en forma consistente la existencia de estos tres fenómenos y aunque existe un cierto grado de subjetividad en las observaciones del pandeo local, se observó al igual que en los ensayos monotónicos, una coincidencia en el instante de su aparición.

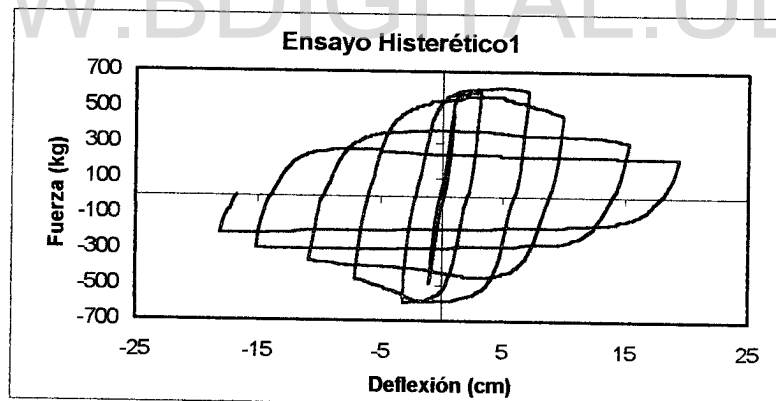


Figura 4.3 Curva Fuerza vs. Deflexión probeta histerética 1

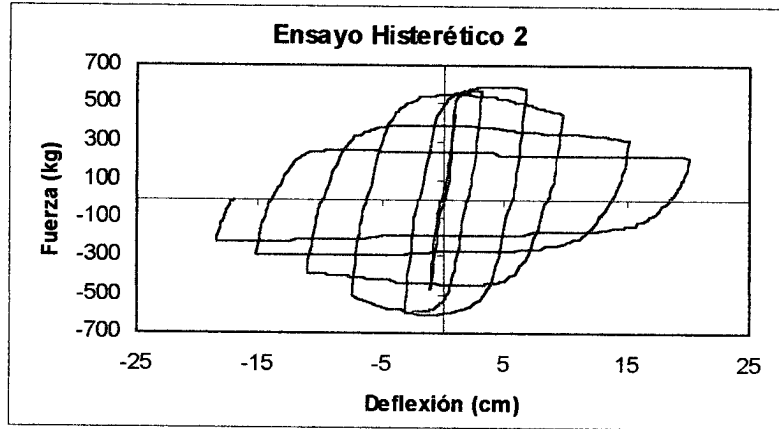


Figura 4.4 Curva Fuerza vs. Deflexión probeta histerética 2

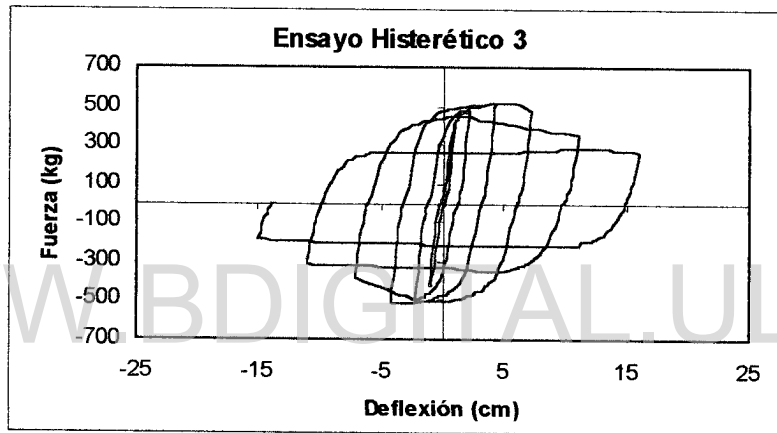


Figura 4.5 Curva Fuerza vs. Deflexión probeta histerética 3

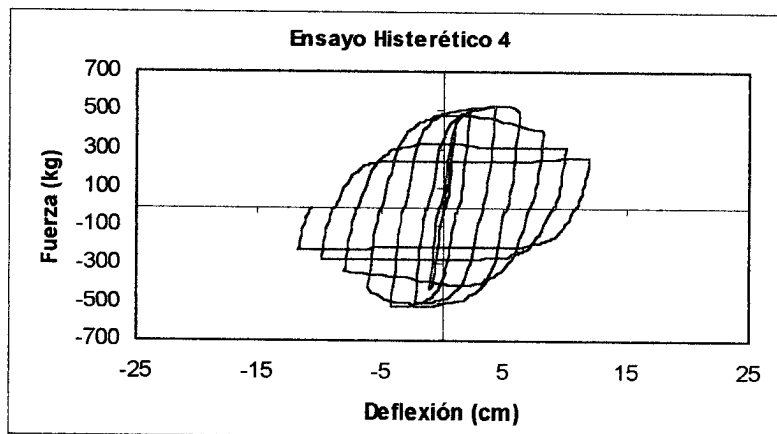


Figura 4.6 Curva Fuerza vs. Deflexión probeta histerética 4

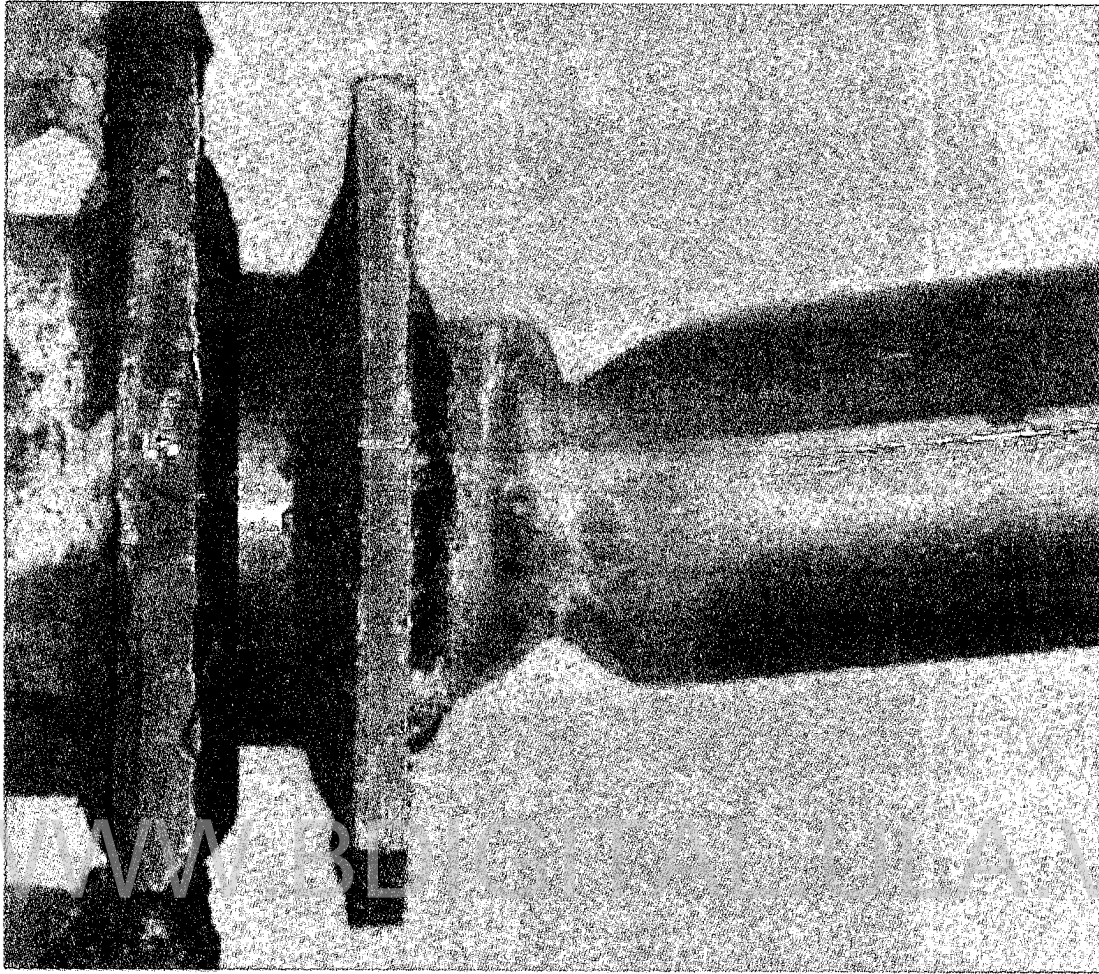


Figura 4.7 Pandeo local bajo la acción de cargas cíclicas.

En la figura anterior se evidencia la formación de dos pandeos diferentes en ambos lados de la probeta, a diferencia del caso monotónico donde solamente se forma un pandeo del lado de la compresión. Asimismo se aprecian diferentes grados de desarrollo del pandeo en ambos lados de la probeta.

Capítulo 5

MODELADO DEL PANDEO LOCAL BAJO CARGAS CÍCLICAS DE FLEXIÓN

5.1 LIMITACIONES DEL MODELO CON UNA VARIABLE DE DAÑO POR RÓTULA

Cuando se relacionan, según el caso, a la flexibilidad del elemento, su resistencia a flexión o el valor de la variable de daño con la deformación permanente del elemento, se puede notar de inmediato que las variaciones de todos los comportamientos se inician en forma prácticamente simultánea entre sí y coinciden con la aparición del pandeo local en el lado comprimido de la probeta; esto permite concluir que la resistencia y la rigidez de un elemento son variables íntimamente relacionadas con el pandeo local.

Tal como se indicó en el capítulo 3, Inglessis et al. [14,16,17] proponen un modelo que incluye rótulas plásticas con daño en el cual se asume que el pandeo local es la causa física de la pérdida de rigidez y resistencia del miembro. El estado de esas rótulas inelásticas queda definido por la rotación plástica que se presenta durante los ciclos de carga y descarga, tal como el caso de las rótulas plásticas convencionales, añadiendo una variable local de daño que relaciona el deterioro de la capacidad resistente de un elemento a flexión con la existencia y evolución del pandeo local. Esta variable de daño se supone que evolucione en forma continua desde cero hasta uno como una función de la rotación plástica de la rótula.

De este modo, en este modelo, la matriz de rigidez del elemento depende de los valores de daño de las rótulas inelásticas. De esta forma se representa la degradación causada por el pandeo local. Por otro lado, el momento de cedencia de la rótula depende también del valor del daño y de esa manera se caracteriza la degradación de la resistencia. Este modelo permite una representación simple y eficiente del comportamiento de estructuras con pandeo local bajo cargas del tipo monotónico.

En la figura 5.1 se puede observar que el modelo de Ingressis representa adecuadamente el comportamiento de probetas bajo la acción de cargas monotónicas.

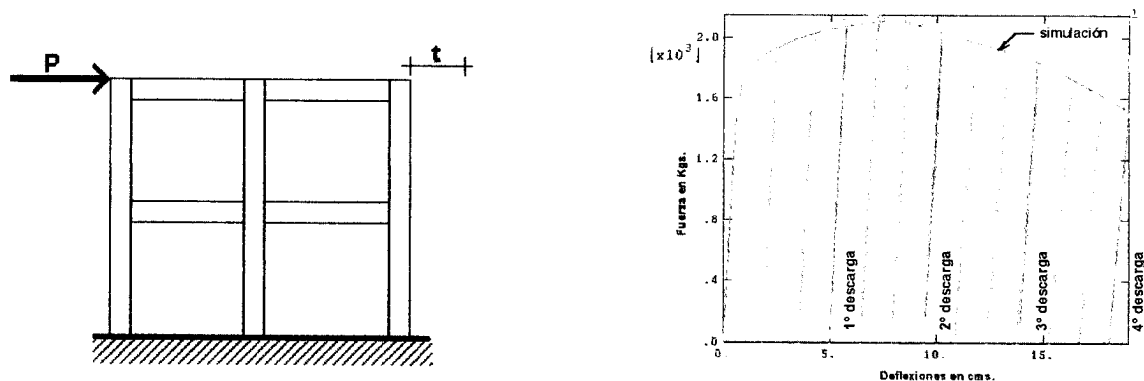


Figura 5.1 Modelo de Ingressis ante cargas monotónicas[15]

Sin embargo, los autores someten a prueba al modelo planteado mediante ensayos con cargas cíclicas, donde el comportamiento del modelo no se encuentra acorde con los resultados experimentales. El modelo simulado por los autores presenta un deterioro mayor que el observado en laboratorio en el comportamiento del elemento. Esto significa que la variable de daño incluida en el modelo representa eficientemente el caso monotónico, debido a que el daño representado por el pandeo local solamente está presente en el lado siempre comprimido de las probetas de ensayo; pero en caso histerético el daño se presenta en ambos lados de la probeta según lo indiquen los cambios de signo de las cargas en las probetas y el modelo estudiado deja de representar adecuadamente el efecto del pandeo local, pues de algún modo lo sobreestima. Este comportamiento del modelo de Ingressis se muestra en la figura 5.2.

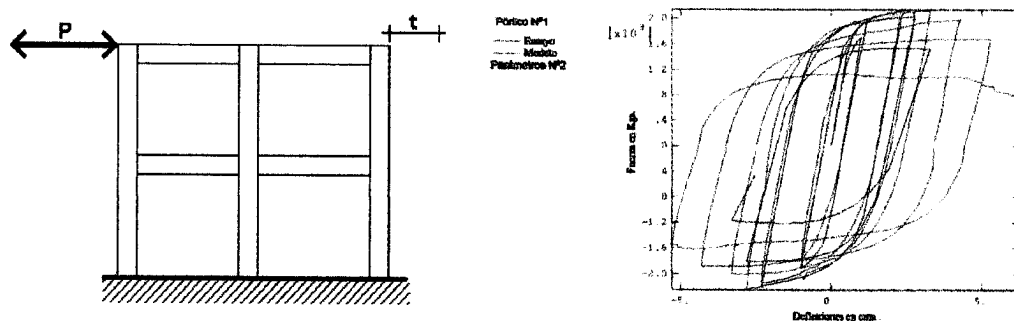


Figura 5.2 Modelo de Ingressis ante cargas histeréticas[15]

El modelo propuesto por Inglessis en 2000 resulta entonces insuficiente para representar el comportamiento cuando el elemento estructural se encuentra sujeto a cargas histeréticas, pues este modelo supone la presencia de un único pandeo local en la rótula inelástica, así como supone la misma tasa de evolución para el pandeo local durante historias de carga monotónicas e histeréticas, lo cual no concuerda con las observaciones experimentales.

5.2 UNILATERALIDAD DE LA LEY DE ESTADO

Durante la parte experimental de este trabajo se llevaron a cabo grupos de pruebas de dos tipos diferentes: Pruebas monotónicas e histeréticas. En todos los casos estudiados se presentaron las tres etapas clásicas de comportamiento, la etapa de comportamiento elástico, la de deformaciones plásticas con endurecimiento del material y la etapa de degradación del comportamiento caracterizada por degradación de la resistencia, degradación de la rigidez y presencia de pandeo local.

Sin embargo, al analizar los resultados, gráficas y fotografías que muestran el comportamiento de las diversas probetas se nota de inmediato que las probetas sometidas a cargas cíclicas tienen un comportamiento totalmente diferente a las probetas sometidas a historias monotónicas.

En las figuras 5.3 y 5.4 se evidencia una de las diferencias entre ambos comportamientos. En un caso el pandeo se presenta solo en el lado comprimido y en el otro existe en ambos lados. Esto sugiere de inmediato la presencia de dos pandeos diferentes no acoplados y que evolucionan dependiendo de la historia de carga impuesta. Se llamará pandeo local positivo a aquel que se produce por momentos positivos y pandeo local negativo a aquel producido por momentos de signo contrario.

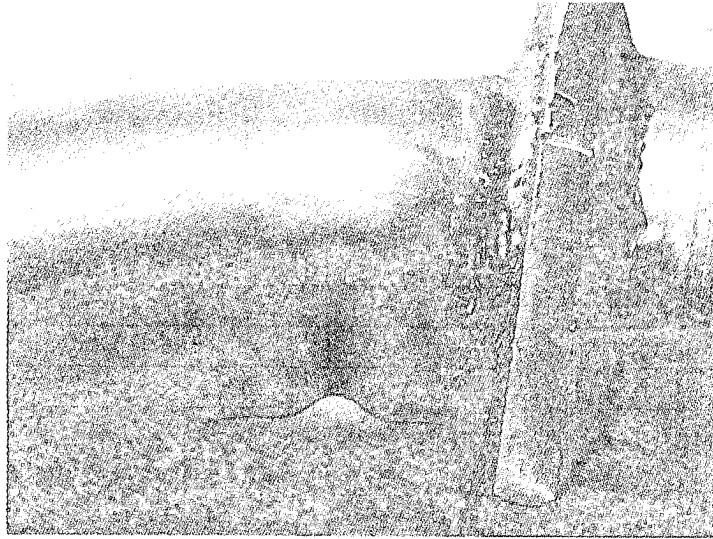


Figura 5.3. Pandeo local caso monotónico

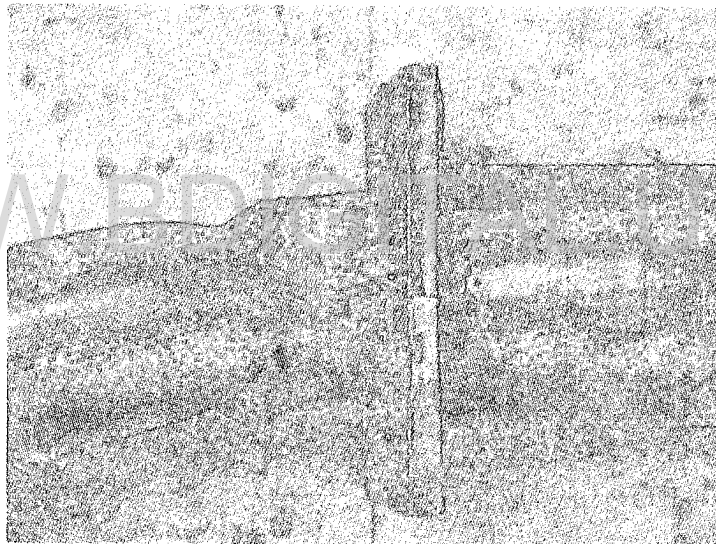


Figura 5.4. Pandeo local caso histerético

Tomando como base las observaciones anteriores, se introducen en el modelo dos variables de daño en cada una de las rótulas de la pieza, representando cada una de ellas uno de los dos pandeos locales posibles en ese extremo. De este modo se definen dos matrices de daño \mathbf{D} cuyas expresiones son: $\mathbf{D}^+ = \{d_i^+, d_j^+\}$ y $\mathbf{D}^- = \{d_i^-, d_j^-\}$ que representan respectivamente al pandeo local positivo y al pandeo local negativo y corresponden a la figura 5.5 que se muestra a continuación.

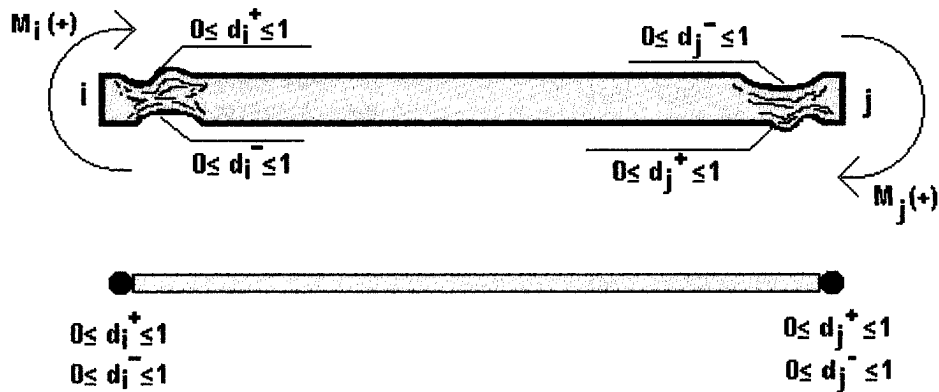


Figura 5.5 Elemento estructural con daño unilateral

La figura 5.6 muestra el ensayo histerético 3 y la figura 5.7 muestra los resultados de las descargas elásticas del mismo. En esta última figura se nota de inmediato por comparación que las pendientes de descarga elástica permanecen constantes antes de que se inicie el daño y, una vez comenzado éste, las pendientes comienzan a disminuir, mostrando que el aumento de la flexibilidad de la probeta se encuentra relacionada con la aparición del pandeo.

De igual modo, se nota que para rotaciones iguales o similares, las pendientes de descarga también lo son, mostrando de este modo que el aumento de la flexibilidad de las probetas es un fenómeno que se encuentra relacionado solo con los pandeos locales que corresponden a su propio signo, no teniendo relación con la evolución de los pandeos locales del signo opuesto, al menos para niveles bajos o medios de pandeo local.

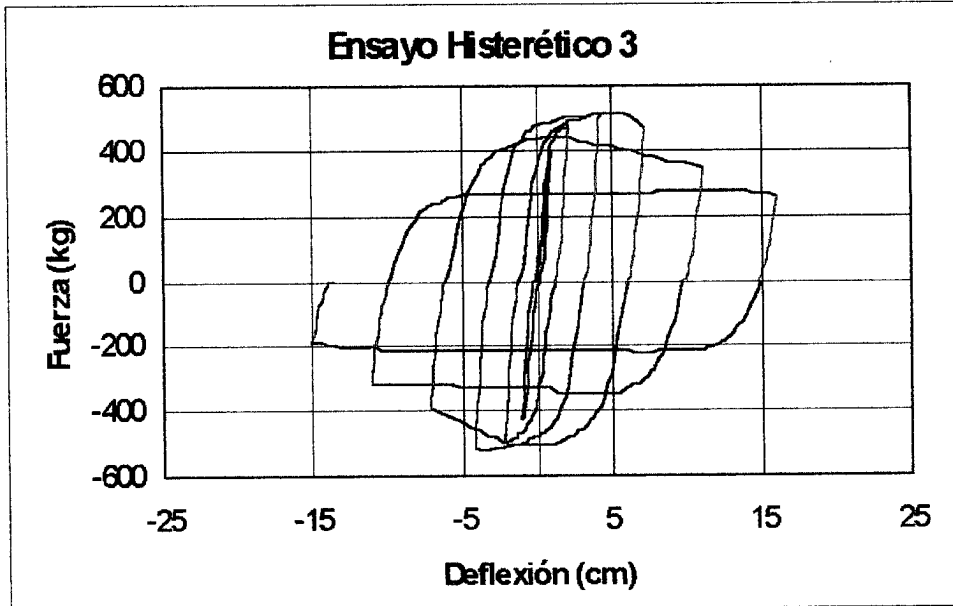


Figura 5.6 Ensayo Histerético 3

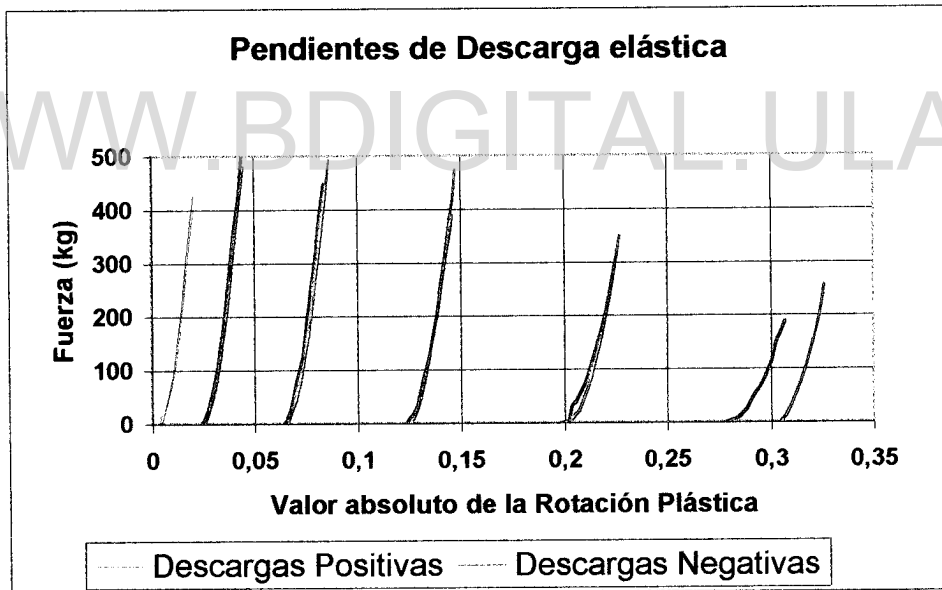


Figura 5.7 Pendientes de descarga elástica ensayo histerético 3

Se hace notar que en la figura 5.7 se tiene que, para ambos signos, las dos primeras descargas corresponden a un estado sin daño y las siguientes cuatro se corresponden con diferentes grados de avance del pandeo local.

De igual modo, en el momento de las descargas positivas, no se ha producido aun el incremento de pandeo negativo correspondiente y cada vez que ocurre una

Licencia Creative Commons:

nueva descarga negativa, ya se produjo su contraparte positiva. Sin embargo para ambas descargas se aprecia una pendiente similar, indicando que en ambos casos el aumento de la flexibilidad es independiente para cada sentido.

Puede entonces definirse una Ley de Estado para un miembro de un pórtico expresada como la relación entre la historia de las deformaciones generalizadas y los esfuerzos generalizados, tal como se describe a continuación:

$$\{\Phi - \Phi_p\} = \mathbf{F}(\mathbf{D}^+) \langle \mathbf{M} \rangle_+ + \mathbf{F}(\mathbf{D}^-) \langle \mathbf{M} \rangle_- \quad (5-4)$$

donde Φ y Φ_p tienen el mismo significado descrito anteriormente, \mathbf{F} es la matriz de flexibilidad del elemento que depende del grado y signo del pandeo local y, $\langle \mathbf{M} \rangle_+$ y $\langle \mathbf{M} \rangle_-$ representan respectivamente las partes positiva y negativa de la variable \mathbf{M} , de tal modo que:

$$\langle \mathbf{M} \rangle_+ = \begin{cases} m & \text{si } m \geq 0 \\ 0 & \text{si } m < 0 \end{cases} \quad \langle \mathbf{M} \rangle_- = \begin{cases} m & \text{si } m \leq 0 \\ 0 & \text{si } m > 0 \end{cases} \quad (5-5)$$

La matriz \mathbf{F} puede a su vez ser descompuesta en dos partes como en el capítulo 3, una matriz de flexibilidad elástica \mathbf{F}_0 y un término adicional $\mathbf{C}(\mathbf{D})$ debido al pandeo local en el miembro del pórtico, quedando expresada como:

$$\mathbf{F}(\mathbf{D}) = \mathbf{F}_0 + \mathbf{C}(\mathbf{D}) \quad (5-6)$$

donde la matriz \mathbf{F}_0 tiene la forma clásica descrita en los textos de Análisis Estructural y la matriz $\mathbf{C}(\mathbf{D})$ es una matriz diagonal descrita en el capítulo 3 que implica que para un daño igual a cero no existe flexibilidad adicional, mientras que para un daño tendiente a la unidad, la flexibilidad tiende a infinito o lo que es lo mismo, la rigidez tiende a cero.

De este modo, el pandeo local de elementos metálicos tubulares presenta similitudes con respecto al agrietamiento de miembros de concreto reforzado, en el cual las grietas en zona de tracción causadas por momentos de un signo dado,

Licencia Creative Commons:

se cierran cuando la carga se invierte y el momento cambia su signo, no afectando el agrietamiento preexistente al comportamiento del miembro luego de la inversión de cargas.

A este fenómeno se le conoce como Unilateralidad y el comportamiento observado de miembros de acero estructural puede entonces ser tomado hasta cierto punto como unilateral, adjetivo que proviene del modelado del comportamiento de materiales frágiles mediante la teoría del daño continuo. Para nuestro contexto, unilateralidad significa que el pandeo local que se desarrolla bajo momentos de un signo dado, no tiene influencia significativa, al menos hasta un cierto grado de evolución, en la degradación de la rigidez de la probeta cuando el momento cambia su signo.

Esta unilateralidad implica que el caso monotónico descrito en el capítulo 3 es un caso particular del caso histerético, debido a la existencia de pandeo en un solo lado del miembro.

5.3 UNILATERALIDAD DE LA FUNCIÓN DE FLUENCIA

En esta sección se propone verificar si la hipótesis de unilateralidad se cumple para el deterioro de la resistencia. Para esto, surge la idea de verificar los cambios en la resistencia máxima de las probetas mediante la realización de un ensayo histerético cuyos lazos no sean simétricos o similares. Este ensayo fue bautizado como “Ensayo Mixto” debido a la forma de su realización y se muestra en la figura 5.8.

Para este caso la probeta fue ensayada siguiendo un programa claramente prescrito: el ensayo comienza en forma monotónica incluyendo descargas y posteriores recargas hasta sobrepasar la máxima capacidad positiva producto de la sobrerresistencia del material, continuando hasta que el deterioro se inicia y se desarrolla pandeo local positivo; una vez alcanzado este estado, se inicia un primer ciclo de histéresis en el que se sobrepasa la máxima capacidad negativa y se inicia el pandeo local negativo; se descarga la probeta y se recarga nuevamente con signo positivo hasta sobrepasar la nueva capacidad máxima positiva, se reinvierte la carga para verificar la máxima capacidad negativa y, de

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial ₆₀ Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

nuevo se reinicia la recarga positiva, esta vez hasta lograr reactivar el pandeo local positivo y el consiguiente deterioro de la capacidad, luego de lo cual se termina el ensayo. Este ensayo se muestra en la figura 5.8 en forma de gráfica fuerza contra deflexión.

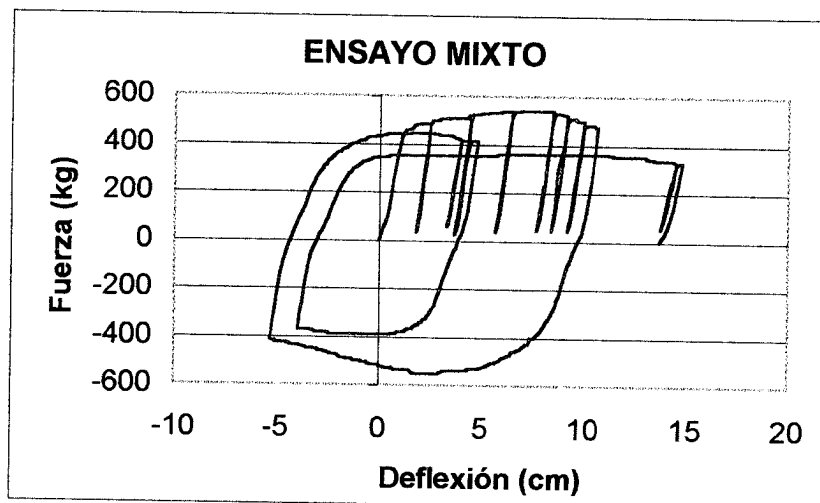


Figura 5.8. Ensayo mixto

Al realizar este ensayo se obtuvo que la máxima capacidad positiva de la probeta fue de 540 Kgs; se continuó esta etapa monotónica del ensayo hasta sobrepasar la rotación plástica crítica e iniciarse el pandeo local y degradación del comportamiento. Luego de esto se produce la primera inversión del sentido de las cargas y se recarga la probeta en sentido negativo, obteniéndose una máxima capacidad negativa de 552 Kgs., lo que indica que en efecto, aunque se había logrado producir pandeo local positivo en un lado de la probeta, éste no afectó la resistencia de la misma luego de la inversión de las cargas; durante el segundo ciclo se nota un comportamiento similar que puede ser indicativo que la resistencia de un elemento sometido a cargas negativas está apenas influenciado por el pandeo positivo y viceversa. Esto confirma la unilateralidad del pandeo y por ende, del daño.

Para describir la función de fluencia en el caso histerético, se puede ampliar la descrita en el capítulo 3, de modo de considerar la existencia de dos pandeos diferentes en cada rótula inelástica y por ende de dos daños que pueden evolucionar de modo independiente. Para describir este comportamiento de una rótula con pandeo local unilateral, se propone:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$$f_i = \text{Sup} \left(\frac{m_i}{1-d_i^+} - x - m_e ; -\frac{m_i}{1-d_i^-} + x - m_e \right) \leq 0 \quad (5-7)$$

donde los términos $\frac{m_i}{1-d_i^+}$ y $\frac{m_i}{1-d_i^-}$ representan al “momento equivalente” en la rótula plástica del extremo i con pandeo local; del mismo modo, su contraparte para el extremo j queda expresado como:

$$f_j = \text{Sup} \left(\frac{m_j}{1-d_j^+} - x - m_e ; -\frac{m_j}{1-d_j^-} + x - m_e \right) \leq 0 \quad (5-8)$$

donde los términos $\frac{m_j}{1-d_j^+}$ y $\frac{m_j}{1-d_j^-}$ representan a su vez al “momento equivalente”

en la rótula plástica del extremo j con pandeo local y donde x y m_e son términos de endurecimiento cinemático y momento máximo elástico de la sección transversal del elemento, tal como se definieron en el capítulo 3. El término Sup que encabeza las expresiones 5-7 y 5-8 implica la evaluación de las dos expresiones que toman en cuenta los pandeos positivo y negativo y seleccionar de aquellas la que resulte mayor.

De este modo se puede describir el deterioro de la resistencia de un elemento como un fenómeno unilateral para niveles bajos o medios de daño. Sin embargo, a medida que aumenta el deterioro de las probetas, se nota un acoplamiento entre ambas resistencias; este puede ser significativo para altos grados de pandeo local de ambos signos, lo que indica un cierto grado de acoplamiento entre ambos procesos.

5.4 CONTRAPANDEO EN ENSAYOS HISTERÉTICOS.

Observando las gráficas de comportamiento y siendo que las características de los perfiles utilizados para la construcción de las probetas son idénticas tanto para los ensayos monotónicos como para los histeréticos, se puede concluir que la diferencia del comportamiento de las probetas no se debe en ningún caso a diferencias de material o de sección transversal sino a que, a diferencia de las

Licencia Creative Commons:

historias de carga monotónicas, para las historias de carga histeréticas los comportamientos no se encuentran relacionados con la variable de daño utilizada por Ingressis.

Durante los ensayos histeréticos, se observa que el pandeo local evoluciona mas lentamente que en los ensayos monotónicos y al analizar las figuras 5.9a y 5.9b, se nota de inmediato que para obtener iguales valores de la variable de daño, la rotación plástica acumulada requerida en el caso histerético es mucho mayor que en caso monotónico. Esto se hace aun mas evidente al superponer ambas curvas, tal como se muestra en la figura 5.10.

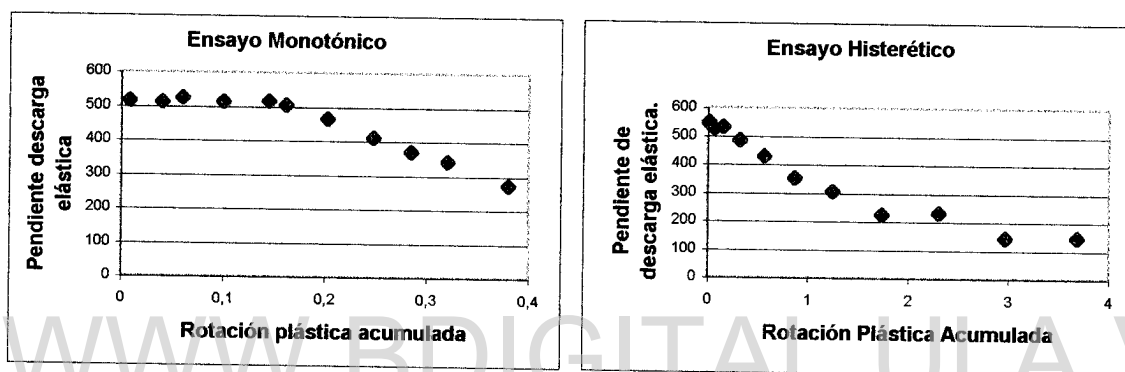


Figura 5.9. a) Caso Monotónico b) Caso Histerético

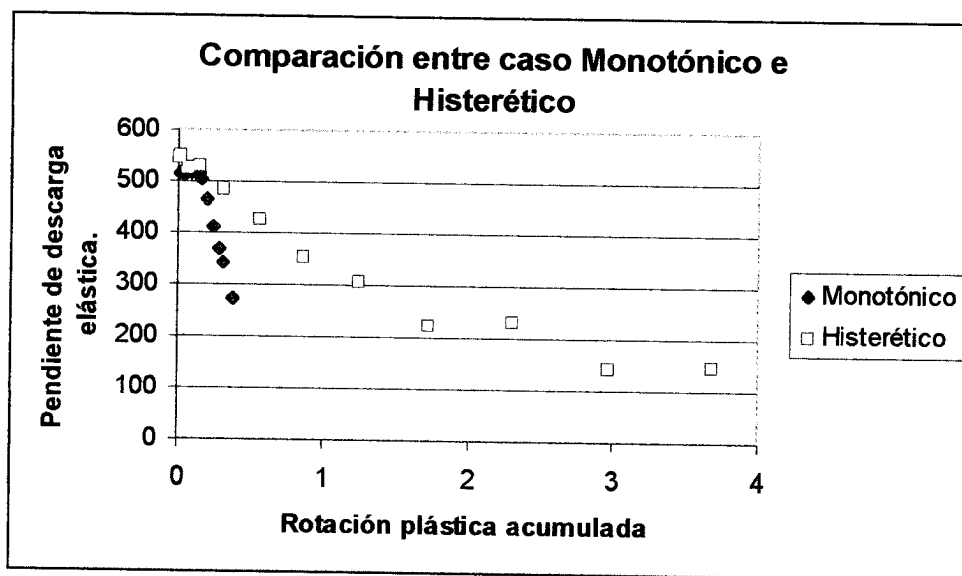


Figura 5.10 Comparación entre caso monotónico y caso histerético

Estas figuras muestran la evolución de la pendiente promedio de descarga elástica como una función de la rotación plástica acumulada para los ensayos monotónicos e hysteréticos. Para esta comparación se asume que el pandeo local es la causa física de la degradación de la rigidez del elemento. Asimismo, la rotación plástica acumulada de las rótulas se utiliza como una medida del grado de carga, tal como en Inglessis et al. [15,16,17] y en ambos casos esta rotación plástica acumulada r_i de una rótula está medida del siguiente modo:

$$dr_i = |d\phi_i^p| \quad (5-9)$$

La pendiente promedio de descarga Z se utiliza como una medida del deterioro de la rigidez del elemento y, por tanto, como medida del grado de pandeo local. La figura 5.10 muestra que la rotación plástica acumulada no puede ser utilizada como variable conductora del pandeo local en un caso hysterético.

Aunque existen varias razones para la existencia de diferentes tasas de pandeo local bajo cargas monotónicas e hysteréticas, se considera que la primera causa posible es la existencia de dos pandeos locales diferentes en el caso de cargas hysteréticas contra un único pandeo local en el caso de las cargas monotónicas.

Una vez identificados dos pandeos locales diferentes y aceptada la hipótesis de unilateralidad, se procede a evaluar los cambios de la pendiente de descarga elástica, pero tomando en cuenta solamente la rotación plástica acumulada que corresponde al signo del pandeo.

Estas rotaciones plásticas acumuladas positivas o negativas se definen de la manera siguiente:

$$dr_i^+ = \langle d\Phi_i^p \rangle_+ ; \quad dr_i^- = -\langle d\Phi_i^p \rangle_- \quad (5-10)$$

Los resultados de evaluar esta hipótesis para las mismas probetas se presentan en las figuras 5.11a y 5.11b, que se muestran a continuación.

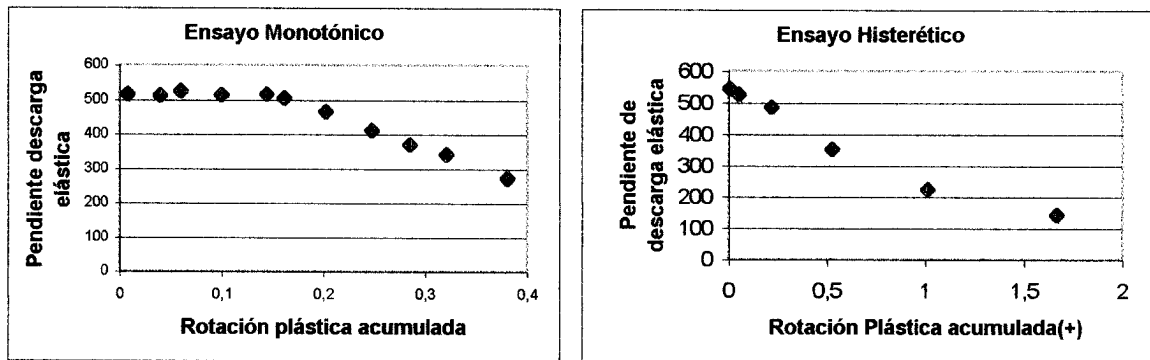


Figura 5.11. a) Caso Monotónico b) Caso Histerético

La figura 5.12 muestra la comparación entre las pendientes de descarga elástica para el caso monotónico y sus contrapartes del caso histerético. Se puede notar una mejor correlación entre ambos comportamientos, pero incluso en este caso, la tasa de pandeo local en ensayos histeréticos es menor que en ensayos monotónicos, indicando que es inconveniente el uso de las variables de rotación plástica r_i o rotación plástica positiva r_i^+ como “variables conductoras del pandeo local”. La unilateralidad del pandeo local solo explicaría entonces parte del fenómeno observado, puesto que la evolución del pandeo local no se comporta como unilateral.

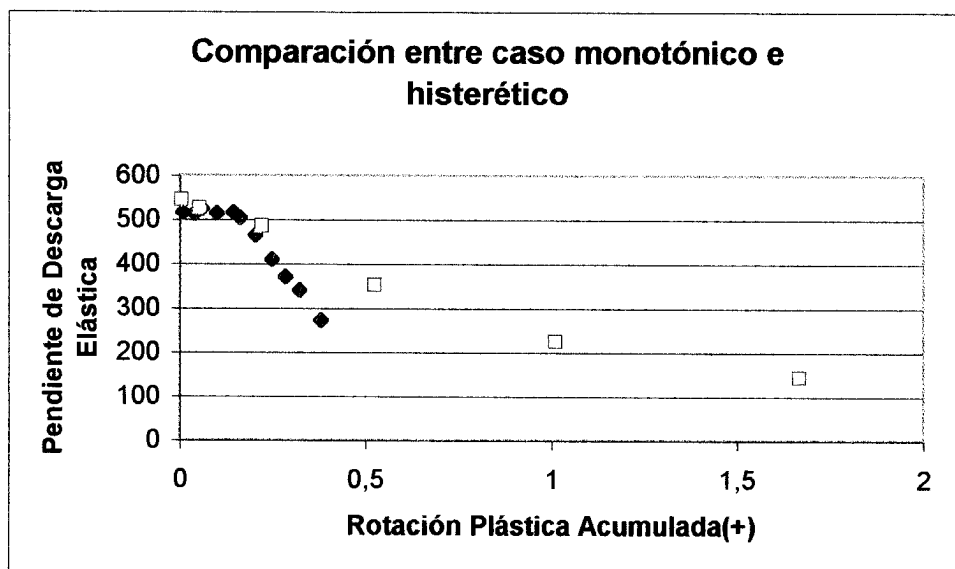


Figura 5.12 Comparación entre caso monotónico y caso histerético

Sin embargo, es posible lograr una expresión de la rotación conductora del pandeo local si aceptamos una cierta relación h entre las rotaciones plásticas positivas y negativas. Se plantea entonces una tercera hipótesis que consiste en la existencia de un fenómeno adicional que será denominado "Contrapandeo". La interpretación dada al contrapandeo es que, de algún modo las rotaciones plásticas de un determinado signo tienden a causar solamente pandeo local del mismo signo, al tiempo que contribuyen a incrementar la resistencia al pandeo local del signo contrario; en otras palabras, los momentos positivos no solamente no generan pandeo local negativo, sino que lo dificultan. Con el fin de cuantificar este fenómeno se introduce la siguiente expresión para la rotación conductora del pandeo local:

$$\begin{aligned} dp_i^+ &= \langle d\Phi_i^p \rangle_+ + h \langle d\Phi_i^p \rangle_- \\ dp_i^- &= -\langle d\Phi_i^p \rangle_- - h \langle d\Phi_i^p \rangle_+ \end{aligned} \quad (5-11)$$

respectivamente para el extremo i del miembro y sus contrapartes para el extremo j del mismo:

$$\begin{aligned} dp_j^+ &= \langle d\Phi_j^p \rangle_+ + h \langle d\Phi_j^p \rangle_- \\ dp_j^- &= -\langle d\Phi_j^p \rangle_- - h \langle d\Phi_j^p \rangle_+ \end{aligned} \quad (5-12)$$

Al factor h de contrapandeo lo podemos identificar entonces como el valor necesario para igualar o aproximar las pendientes de las gráficas de pérdida de rigidez en función de la variable p para los casos monotónico e histerético (véase la figura 5.13). El factor h resulta en un valor de 0.6 para los grupos de ensayos realizados.

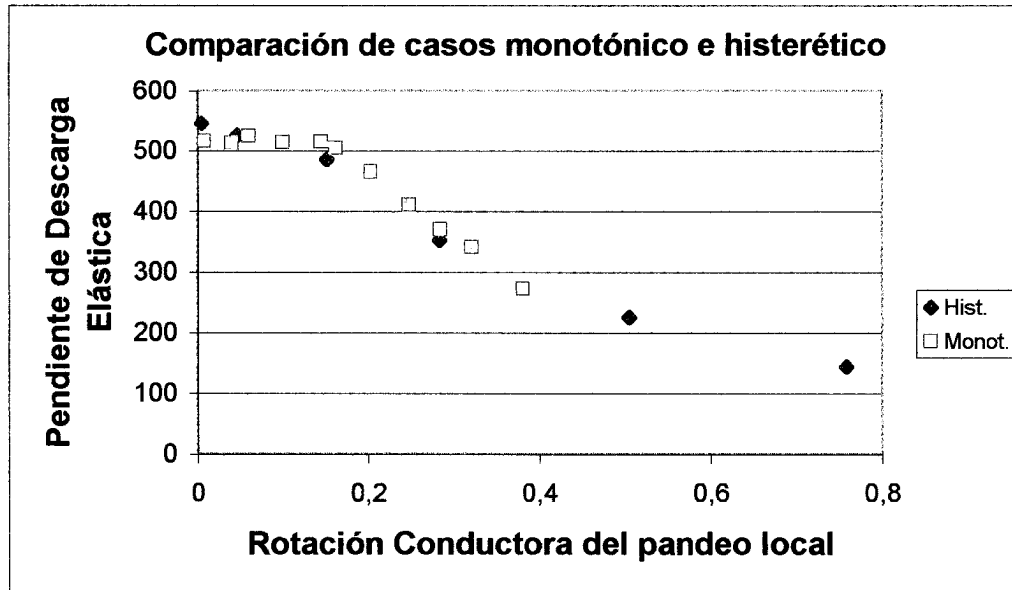


Figura 5.13 Comparación de caso monotónico e histerético

Durante un ensayo monotónico, la existencia del contrapandeo no se hace evidente puesto que la rotación conductora del pandeo local p_i^+ es igual a la rotación plástica acumulada r_i , siendo que en el caso de los ensayos histeréticos ambas variables son diferentes entre sí debido al cambio de signo de las cargas aplicadas. La rotación plástica acumulada, tomada como variable única e independiente del signo de la rotación, siempre es creciente, mientras que la rotación conductora del pandeo local crece durante fases de rotaciones plásticas positivas y decrece, a una tasa menor, durante fases de rotaciones plásticas negativas.

Físicamente se nota la presencia de ambos pandeos en la probeta pero, tal como podemos apreciar en las figuras 5.14 y 5.15, al inicio de un ciclo cualquiera existe pandeo local en ambos lados de la probeta, pero en la medida en que avanza el ciclo, aumenta el pandeo en el lado comprimido y disminuye en el lado que se encuentra traccionado a causa del contrapandeo.

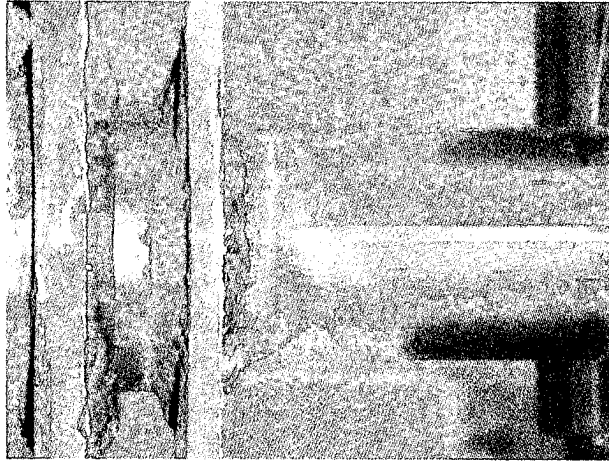


Figura 5.14 Probeta durante un ciclo de carga

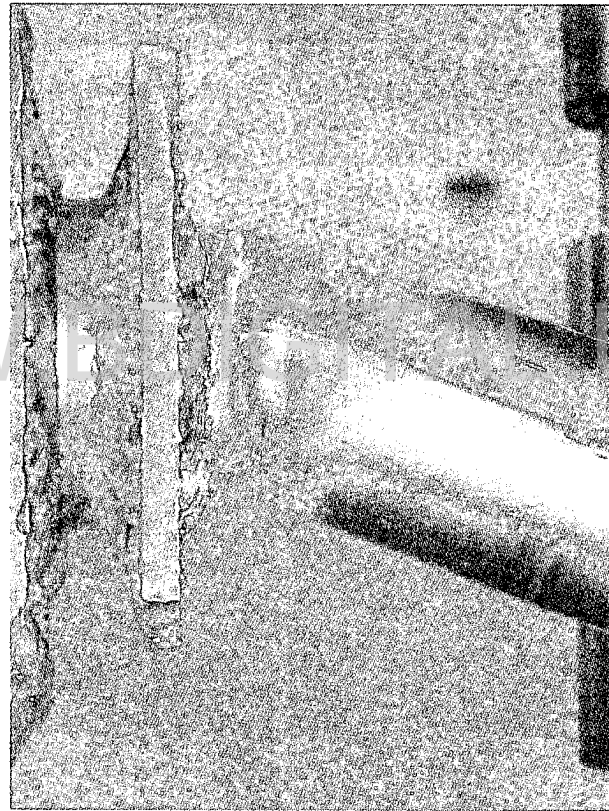


Figura 5.15 Probeta al final del ciclo de carga

De este modo se tiene que para cada uno de los miembros del pórtico se requieren cuatro leyes de evolución del daño o el pandeo local. Se asume que estas leyes pueden ser escritas de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 g_i^+ &= p_i^+ - R(d_i^+) \leq 0 ; & g_i^- &= p_i^- - R(d_i^-) \leq 0 ; \\
 g_j^+ &= p_j^+ - R(d_j^+) \leq 0 ; & g_j^- &= p_j^- - R(d_j^-) \leq 0
 \end{aligned}
 \tag{5-13}$$

Licencia Creative Commons:

donde g_i^+ y g_j^+ son llamadas “funciones de pandeo local” por analogía con la función de fluencia; p_i^+ y p_j^+ son las rotaciones conductoras del pandeo local positivo, definidas anteriormente y R es la función de resistencia al pandeo local. A su vez, esta función de resistencia al pandeo local, tal como se menciona en el capítulo 3, está dada por una función como la siguiente:

$$R(d_i^+) = p_{cr} - \frac{\ln(1 - d_i^+)}{b} \quad (5-14)$$

5.5 MECANISMOS FISICOS DEL PANDEO UNILATERAL Y CONTRAPANDEO

Podemos describir la aparición no simultánea de ambos pandeos analizando lo que sucede durante el primer ciclo de histéresis en el cual se presenta el pandeo local. Dada una probeta intacta (Figura 5.16a), los momentos aplicados someten a compresión uno de los lados de la probeta mientras que el lado opuesto soporta tracción. Al momento del inicio del pandeo local, aparece una distorsión de la geometría de la sección en el lado comprimido, mientras que el lado traccionado permanece esencialmente intacto, desarrollando esfuerzos elásticos e inelásticos pero siempre conservando la geometría original (Figura 5.16b). Una vez que se presenta el pandeo local en un lado de la probeta, se procede a la descarga de la misma para comenzar la aplicación de momentos de signo contrario.

Durante la descarga disminuyen las fuerzas aplicadas a la probeta, la zona que se encuentra comprimida disminuye sus esfuerzos y el pandeo local se detiene hasta llegar al reposo. En este proceso se observa la reducción parcial de las deformaciones de la probeta, correspondiente a la recuperación elástica del material. La probeta queda entonces en reposo, bajo fuerza nula pero con una deformación plástica permanente (Figura 5.16c).

Una vez se abandona la posición de reposo y los momentos se invierten, el lado antes traccionado comienza a presentar esfuerzos de compresión elásticos hasta sobrepasar de nuevo la cedencia del material, que inicia una etapa de comportamiento inelástico hasta sobrepasar una cierta rotación crítica en sentido

Licencia Creative Commons:

contrario, momento en el que se presenta el pandeo local de este material, que anteriormente aparecía como intacto. Simultáneamente, el material del lado opuesto de la probeta y anteriormente comprimido hasta su pandeo, presenta inversión de esfuerzos y trata de recuperar su posición original en la sección transversal de la probeta, logrando disminuir parte de la distorsión de la sección al enderezarse en parte y estirarse el material (Figura 5.16d). Las deformaciones en el lado ahora traccionado son en parte elásticas y en parte inelásticas, lo cual explicaría que los factores de contrapandeo sean siempre menores que la unidad. Una vez terminado este ciclo de recarga, la probeta es descargada, llega a su nueva posición de reposo, pero se nota la presencia de pandeo local en ambos lados (Figura 5.16e).

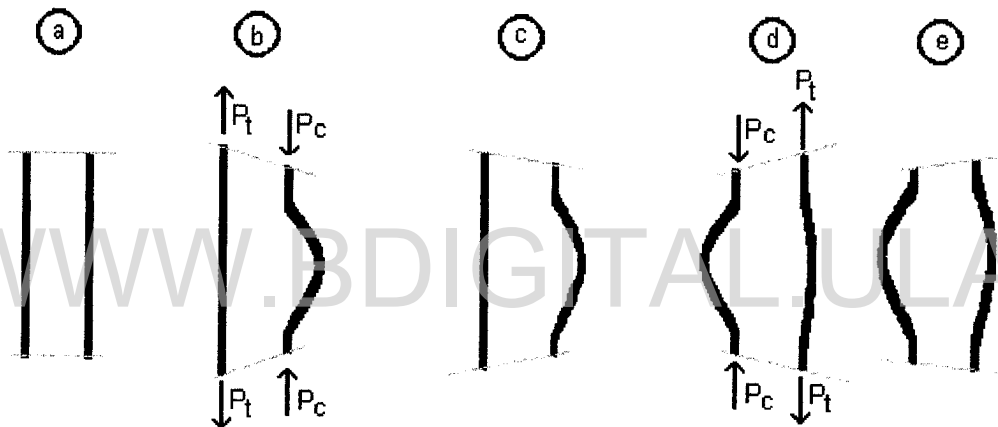


Figura 5.16 Mecanismo de pandeo local unilateral.

Si se inicia un nuevo ciclo, el lado que está sometido a compresiones comienza de nuevo una etapa de esfuerzos y deformaciones elásticas, pero esta vez se nota que la probeta no posee la capacidad original debido al daño inferido al material producto del pandeo local del ciclo anterior y a que su sección se encuentra ya distorsionada, por lo que la cedencia se presenta antes de lo esperado y el material incursiona de nuevo en el rango inelástico.

En esta etapa se acentúa el efecto Bauschinger de redondeo de las curvas fuerza-deformación debido a que el material comprimido que se encuentra más alejado del eje neutro ya se encuentra desplazado de su posición original y no se requiere iniciar el pandeo, sino solo reactivarlo, por lo que la transición del comportamiento elástico al plástico no se efectúa bruscamente sino en forma cada

Licencia Creative Commons.

vez mas progresiva. Por su parte, el material que se encuentra en tracción está desarrollando su máxima capacidad, pero igualmente disminuida por su propio pandeo anterior, por lo que trata de recuperar de nuevo su geometría sin lograrlo.

Este comportamiento observado marca la diferencia de comportamiento que se aprecia entre ensayos monotónicos e histeréticos. Para el caso monotónico, una vez se descarga la probeta con pandeo en el lado comprimido, el material logra su nueva posición de reposo, disminuyendo un poco el pandeo por la recuperación elástica; posteriormente al iniciarse un nuevo ciclo de carga, se esfuerza la zona comprimida y una vez pasado de nuevo un cierto umbral de deformación se produce una nueva plastificación, el pandeo del lado comprimido se reactiva y acentúa sin la aparición de pandeo en el lado traccionado. Cada vez que la rotación logre sobrepasar un valor crítico, el pandeo se reactiva pero siempre del lado comprimido.

Este efecto de contrapandeo ha sido evaluado y, en el caso de los perfiles ensayados, se ha estimado en el orden del 60% del daño en el lado opuesto.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

5.6 RESUMEN DEL MODELO PLANTEADO ANTE CARGAS CÍCLICAS DE FLEXIÓN Y RESULTADOS OBTENIDOS DE SU APLICACIÓN

En resumen, el modelo presentado en este trabajo queda constituido por una Ley de Estado, tal como se describe a continuación:

$$\{\Phi - \Phi_p\} = \mathbf{F}(\mathbf{D}^+) \langle \mathbf{M} \rangle_+ + \mathbf{F}(\mathbf{D}^-) \langle \mathbf{M} \rangle_- \quad (5-15)$$

donde $\mathbf{F}(\mathbf{D}^+)$ y $\mathbf{F}(\mathbf{D}^-)$ tienen las siguientes expresiones:

$$[\mathbf{F}(\mathbf{D}^+)] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i^*)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ \frac{L}{3EI(1-d_j^*)} & 0 & 0 \\ \frac{L}{EA} & & \end{bmatrix}; [\mathbf{F}(\mathbf{D}^-)] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i^-)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ \frac{L}{3EI(1-d_j^-)} & 0 & 0 \\ \frac{L}{EA} & & \end{bmatrix} \quad (5-16)$$

Asimismo, una Función de Fluencia que considera la existencia de dos pandeos diferentes en cada rótula y que para el extremo i se puede escribir como:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$$f_i = \text{Sup} \left(\frac{m_i}{1-d_i^+} - x - m_e ; -\frac{m_i}{1-d_i^-} + x - m_e \right) \leq 0 \quad (5-17)$$

donde x está dada por la expresión:

$$\dot{x}_i = \beta(m_y - m_e)\dot{\phi}_i^p - \beta x_i |\dot{\phi}_i^p| \quad x_i=0 \text{ para } \phi_i^p = 0 \quad (5-18)$$

igualmente se tienen las Leyes de Evolución del Daño o el pandeo local para cada uno de los miembros del pórtico y que para el extremo i tienen la siguiente forma:

$$g_i^+ = p_i^+ - R(d_i^+) \leq 0 ; \quad g_i^- = p_i^- - R(d_i^-) \leq 0 ; \quad (5-19)$$

donde g_i^+ y g_i^- son las llamadas “funciones de pandeo local” definidas anteriormente y R es la Función de Resistencia al pandeo local que tiene una expresión como la siguiente:

$$R(d_i^+) = p_{cr} - \frac{\ln(1-d_i^+)}{b} \quad (5-20)$$

Del mismo modo, las rotaciones conductoras del pandeo local positiva y negativa que para el extremo i quedan definidas como sigue:

$$\begin{aligned} dp_i^+ &= \langle d\Phi_i^p \rangle_+ + h \langle d\Phi_i^p \rangle_- \\ dp_i^- &= -\langle d\Phi_i^p \rangle_- - h \langle d\Phi_i^p \rangle_+ \end{aligned} \quad (5-21)$$

Los ensayos realizados ante cargas cíclicas fueron posteriormente procesados mediante la aplicación del modelo planteado con la misma historia de cargas de las probetas e incluyendo todas las expresiones anteriores en un programa de elementos finitos, obteniéndose los resultados que se muestran en las figuras 5.17 a 5.21 ambas inclusive.

Los parámetros utilizados en las simulaciones fueron aquellos identificados en probetas monotónicas; del mismo modo se utilizó un único valor de h, que fue

identificado mediante la comparación de las curvas de daño contra rotación conductora del pandeo, tal como se explicó anteriormente. Estos parámetros se resumen en la tabla 5.1 que se muestra a continuación.

Tabla 5.1 Parámetros utilizados en simulaciones histeréticas.

PROBETA	EI (Kg-cm ²)	B	Pcr (Rad)	d _{ult} (%)	Me (Kg-cm)	My (Kg-cm)	h	β
HIST. 01	2100000	2,00	0,13	0,80	26834	29734	0,60	19
HIST. 02	2100000	2,00	0,13	0,80	26436	29336	0,60	19
HIST. 03	2100000	2,00	0,13	0,80	22900	25800	0,60	19
HIST. 04	2100000	2,00	0,13	0,80	22724	25624	0,60	19
MIXTO	2100000	2,00	0,13	0,80	24093	26993	0,60	19

Los resultados de los experimentos y las simulaciones se muestran a continuación en la forma de curvas carga vs. Deflexión, ubicadas en forma contigua a efectos de comparación.

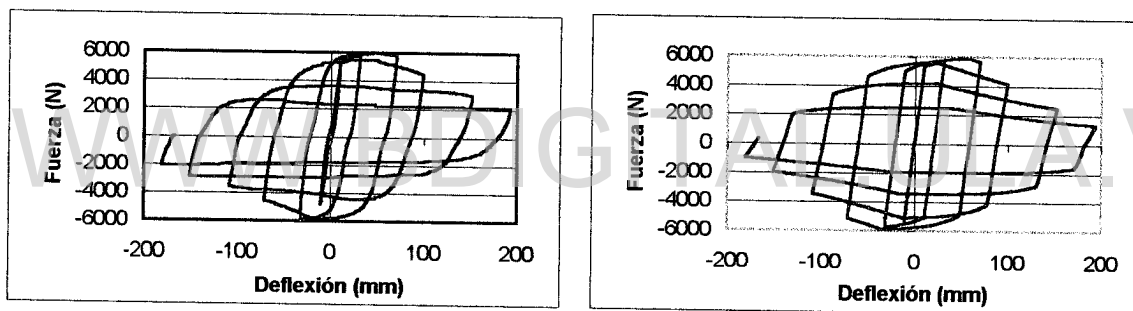


Figura 5.17. a)Ensayo cíclico N° 1 b)Simulación N° 1

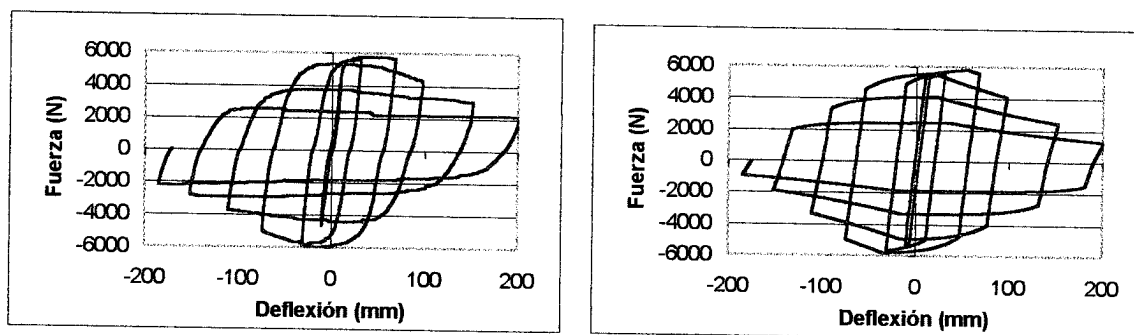


Figura 5.18. a)Ensayo cíclico N° 2 b)Simulación N° 2

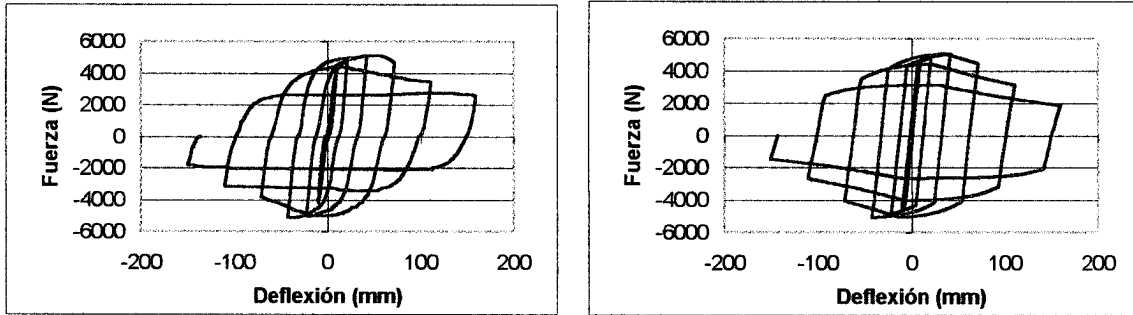


Figura 5.19. a)Ensayo cíclico N° 3 b)Simulación N° 3

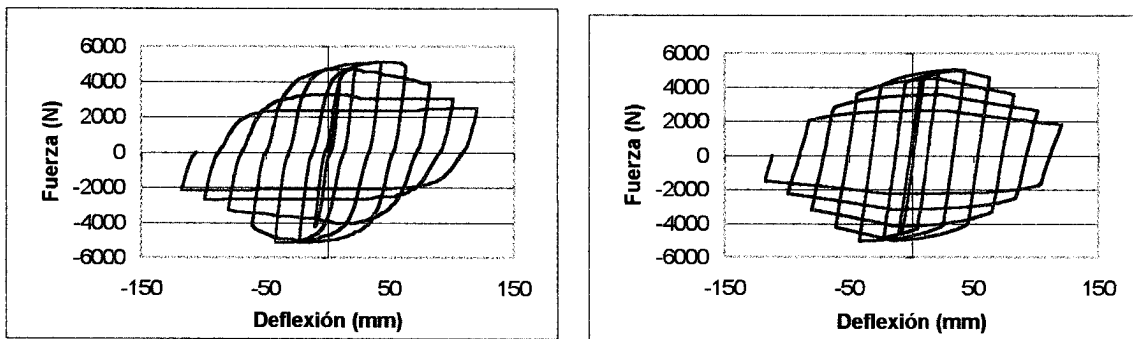


Figura 5.20. a)Ensayo cíclico N° 4 b)Simulación N° 4

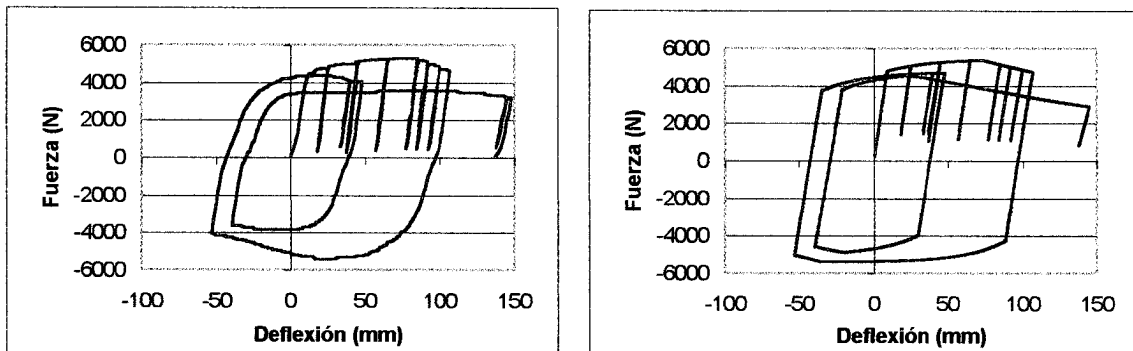


Figura 5.21. a)Ensayo "Mixto" b)Simulación "Mixto"

De las anteriores figuras se puede concluir que el comportamiento de elementos de acero de sección cerrada, dado en este caso por la forma general y valores de las curvas fuerza vs. deflexión, puede ser representado correctamente por el modelo planteado en un caso de historia de cargas cíclicas, así como en el caso de cargas monotónicas.

Capítulo 6

IMPLEMENTACIÓN Y SIMULACIÓN NUMÉRICA

6.1. – CINEMÁTICA Y DINAMICA DE PÓRTICOS PLANOS.

Cuando se aplican fuerzas sobre un sistema estructural, se producen dos efectos primarios a saber: desplazamientos que representan el movimiento de la estructura y deformaciones que representan los cambios de forma que se suceden en los elementos estructurales o su conjunto. Un sistema como el mostrado tiene una configuración inicial conocida y diferentes configuraciones posteriores que dependen de las fuerzas aplicadas, los desplazamientos y deformaciones producidas por estas fuerzas. De este modo, para conocer la posición deformada de la estructura es necesario determinar los desplazamientos generalizados de los nodos, miembros y estructura global.

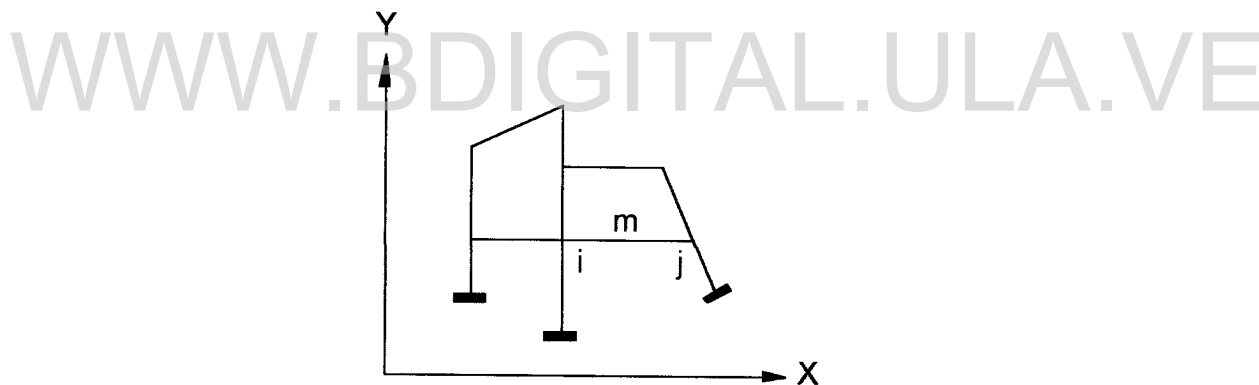


Figura 6.1. Sistema aperticado plano.

Los desplazamientos generalizados de un nodo i cualquiera de la estructura aperticada, quedan representados entonces por el vector $\{\mathbf{u}\}_i^T = (u_1 \quad u_2 \quad u_3)$, conformado por el desplazamiento traslacional en la dirección de X del nodo, su desplazamiento traslacional en la dirección de Y y su rotación respecto al eje perpendicular que contiene a la estructura, tal como se muestra en la figura 6.2.

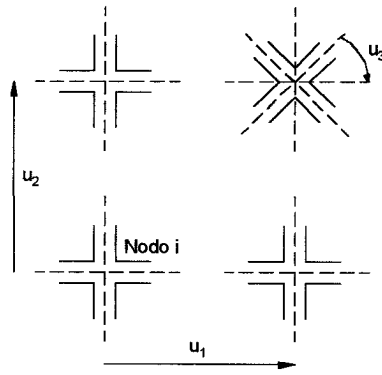


Figura 6.2. Desplazamientos generalizados del nodo i.

Del mismo modo, los desplazamientos generalizados de un miembro m , están agrupados en el vector $\{q\}_m^T = (\{u\}_i^T \quad \{u\}_j^T)$ que contiene los desplazamientos generalizados de los nodos i y j , extremos de la barra, caracterizando el movimiento de la misma.

Los desplazamientos generalizados de la estructura quedan dados por un vector definido como $\{U\}^T = (\{u_1\}^T \quad \{u_2\}^T \quad \dots \quad \{u_n\}^T)$ que representa el desplazamiento de todos los nodos que la conforman, representando así el movimiento total de la estructura.

Para poder garantizar la estabilidad del pórtico es necesario que se impongan restricciones en algunos desplazamientos, conformando lo que se conoce como los apoyos del pórtico. Estas restricciones son en la mayoría de los casos, desplazamientos nulos.

Igualmente, los cambios de forma de los miembros estructurales están representados por las deformaciones generalizadas de los miembros y conforman el vector $\{\Phi\}_m = (\Phi_i \ \Phi_j \ \delta)$ en la configuración deformada. La representación física y convenio de signo de las deformaciones generalizadas se indican en la figura 6.3 y fueron previamente planteadas en el capítulo 3.

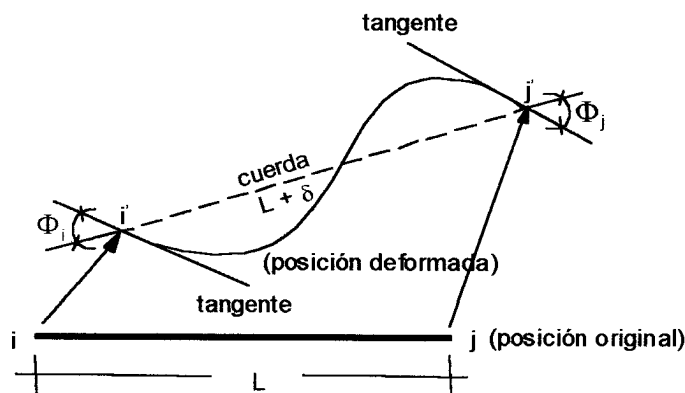


Figura 6.3. Deformaciones generalizadas positivas del miembro i – j

Las componentes $(\Phi_i \ \Phi_j \ \delta)$ indican la rotación de la tangente en los extremos del miembro i , j respecto a la cuerda i - j respectivamente y δ corresponde al alargamiento de la cuerda respecto a la configuración inicial.

Una vez definidos los desplazamientos generalizados $\{q\}$ y las deformaciones generalizadas $\{\Phi\}$ de los miembros estructurales de un pórtico, se hace necesario establecer la relación que existe entre ellos. Esta relación se establece con las Ecuaciones Cinemáticas.

La forma más simple de establecer esta relación, es considerar que los desplazamientos infinitesimales actúan separadamente, es decir, uno a la vez mientras los demás permanecen nulos, como lo muestra la figura 6.4.

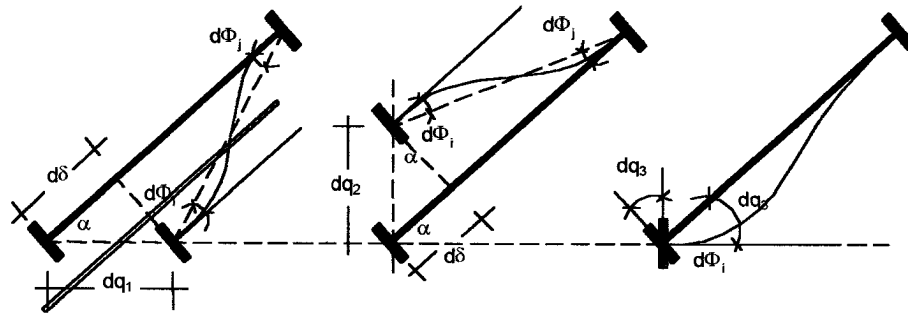


Figura 6.4. Deformaciones generalizadas por desplazamientos infinitesimales

Cada uno de los desplazamientos nodales infinitesimales dq_1 , dq_2 y dq_3 implica deformaciones generalizadas nodales $d\Phi_i$, $d\Phi_j$ y $d\delta$ en el miembro que se pueden expresar en el caso del nodo i de la siguiente forma:

Para el desplazamiento dq_1 :

$$d\Phi_i = \frac{\text{Sen } \alpha}{L} dq_1; d\Phi_j = \frac{\text{Sen } \alpha}{L} dq_1; d\delta = -\text{cos } \alpha dq_1 \quad (6-1)$$

para el desplazamiento dq_2 :

$$d\Phi_i = -\frac{\text{Cos } \alpha}{L} dq_2; d\Phi_j = -\frac{\text{Cos } \alpha}{L} dq_2; d\delta = -\text{sen } \alpha dq_2 \quad (6-2)$$

para el desplazamiento dq_3 :

$$d\Phi_i = dq_3; d\Phi_j = 0; d\delta = 0 \quad (6-3)$$

con sus respectivas expresiones en el caso del extremo j del miembro.

Una vez aplicado el procedimiento anterior para la junta j y superponiendo los efectos, las ecuaciones cinemáticas se expresan como

$$\{d\Phi\}_{3 \times 1} = [B_{(q)}]_{3 \times 6} \{dq\}_{6 \times 3} \quad (6-4)$$

donde la matriz de transformación local $[B_{(q)}]$ es:

$$[B_{(q)}] = \begin{bmatrix} \frac{\text{sen } \alpha}{L} & -\frac{\text{cos } \alpha}{L} & 1 & -\frac{\text{sen } \alpha}{L} & \frac{\text{cos } \alpha}{L} & 0 \\ \frac{\text{sen } \alpha}{L} & -\frac{\text{cos } \alpha}{L} & 0 & -\frac{\text{sen } \alpha}{L} & \frac{\text{cos } \alpha}{L} & 1 \\ -\text{cos } \alpha & -\text{sen } \alpha & 0 & \text{cos } \alpha & \text{sen } \alpha & 0 \end{bmatrix} \quad (6-5)$$

que si se consideran pequeños desplazamientos $[B_q]$ es constante, por tanto.

$$\int \{d\Phi\} = \int [B_0] \{dq\} \rightarrow \{\Phi\} = [B_0] \{q\} \quad (6-6)$$

o tomando grandes desplazamientos origina un sistema de ecuaciones no lineales dado por la siguiente expresión:

$$\{\Phi\} = \int_{\{0\}}^{\{q\}} [B_q] \{dq\} \quad (6-7)$$

La solución de este problema planteado exige resolver la integral en forma analítica o numérica. Alternativamente, las ecuaciones cinemáticas en el caso general pueden obtenerse directamente considerando la transformación experimentada por el miembro desde la configuración inicial hasta una configuración deformada cualquiera, tal y como se muestra en la figura 6.5.[9]

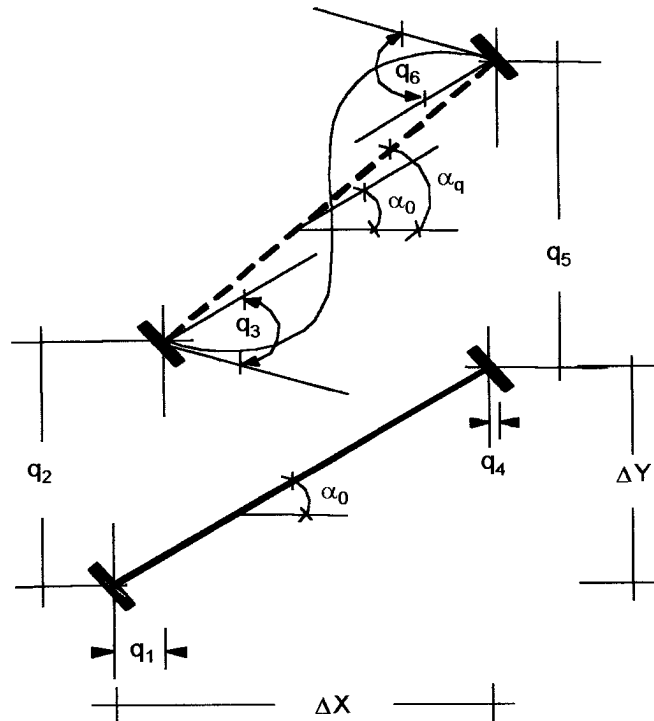


Figura 6.5. Configuraciones físicas del miembro.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

En este caso y por consideraciones geométricas se tiene:

$$\begin{aligned}
 \Phi_i &= q_3 + (\alpha_q - \alpha_0) = q_3 - (\alpha_0 - \alpha_q) \\
 \Phi_j &= q_6 + (\alpha_q - \alpha_0) = q_6 - (\alpha_0 - \alpha_q) \\
 \delta &= L_{(q)} - L_{(0)}
 \end{aligned}
 \tag{6-8}$$

donde:

$$\alpha_{(q)} = \arctan\left(\frac{\Delta Y + q_5 - q_2}{\Delta X + q_4 - q_1}\right) ; L_{(q)} = \sqrt{(\Delta Y + q_5 - q_2)^2 + (\Delta X + q_4 - q_1)^2}$$

Por su parte, la dinámica de los pórticos planos define la forma como las fuerzas externas actuantes se distribuyen entre los diferentes elementos de la estructura.

Si a un pórtico plano compuesto por m miembros y n nodos se le imponen desplazamientos infinitesimales virtuales $\{U^*\}$, el trabajo virtual de las fuerzas

externas es igual a la suma del trabajo virtual de las fuerzas internas y el de las fuerzas de inercia:

$$T_e^* = T_i^* + T_a^* \rightarrow \forall \{U^*\} \quad (6-9)$$

El trabajo virtual interno queda definido como el producto de los esfuerzos generalizados por las deformaciones generalizadas virtuales. Si $\{M\}_b$ es el vector de esfuerzos generalizados de una barra b, entonces el trabajo virtual interno de la estructura está dado como:

$$T_i^* = \sum_{b=1}^m \{\Phi^*\}_b^t \{M\}_b \quad (6-10)$$

Estos esfuerzos generalizados $\{M\} = (M_i, M_j, N)$, que fueron definidos en el capítulo 3 de este trabajo, corresponden a los momentos flectores M_i y M_j en los extremos del miembro, así como la fuerza axial N de la barra, tal como se muestra en la figura 6.6.



Figura 6.6. Esfuerzos generalizados en un miembro en un pórtico plano.

Para definir el trabajo Virtual de las Fuerzas de Inercia de la ecuación 6-9 es necesario considerar dichas fuerzas en cada miembro, las cuales integran el vector $\{I\}$, definido como:

$$\{I\}^T = (I_1, \dots, I_6) = ([m]\{\ddot{q}\})^T \quad (6-11)$$

en donde, $[m]$ corresponde a la matriz de masa del miembro referida a los desplazamientos generalizados del mismo y $\{\ddot{q}\} = \left\{ \frac{d^2 q}{dt^2} \right\}$ es la matriz de aceleraciones generalizadas del pórtico. La matriz de masa de los miembros es uno de los datos del problema que puede ser determinado con base en la dinámica estructural. Estos vectores de fuerzas de inercia y matriz de masa

pueden definirse también en función de los desplazamientos del pórtico, de manera que la expresión 6-11 se transforma en:

$$\{I_g\}_b^T = (I_1, \dots, I_{3n}) = ([m_g] \{\ddot{U}\})^T \quad (6-12)$$

y considerando todos los elementos del pórtico, las fuerzas de inercia son:

$$\{I\} = \sum_{b=1}^m \{I_g\}_b = \sum_{b=1}^m [m_g]_b \{\ddot{U}\} = [m] \{\ddot{U}\} \quad (6-13)$$

por lo que el trabajo realizado por las fuerzas de inercia según un desplazamiento virtual $\{U^*\}$ se puede calcular según:

$$T_a^* = \{U^*\}^T \{I\} \quad (6-14)$$

Cuando las solicitaciones externas que actúan sobre el pórtico originan aceleraciones nodales despreciables, se tiene un problema estático, en caso de aceleraciones mayores, el problema es dinámico.

El trabajo virtual de las fuerzas externas nodales es determinado por la ecuación

$$T_c^* = \{U^*\}^T \{P\} \quad (6-15)$$

donde $\{U^*\}^T$ representa los desplazamientos virtuales del pórtico y $\{P\}$ es el vector de las fuerzas externas y representan a todas las fuerzas externas en la dirección del eje X, las fuerzas externas en la dirección del eje Y, por último los momentos sobre los mismos nodos.

Dentro de este sistema, las fuerzas externas que corresponden al conjunto N_u de los grados de libertad restringidos de la estructura son desconocidas, llamadas reacciones de los apoyos y forman parte de las incógnitas del problema. Igualmente el conjunto de fuerzas externas correspondientes a los grados de libertad no restringidos del pórtico son datos a ser impuestos por el analista.

Licencia Creative Commons:

Sustituyendo las expresiones (6-10), (6-14), (6-15) en la (6-9) se obtiene entonces la ecuación de equilibrio dinámico del pórtico:

$$\{U^*\}^T \{P\} = \sum_{b=1}^m \{\Phi^*\}_b^T \{M\}_b + \{U^*\}^T \{I\} \rightarrow \forall \{U^*\} \quad (6-16)$$

en la cual $\{\Phi^*\}$ representa las deformaciones virtuales producidas por los desplazamientos infinitesimales virtuales $\{U^*\}$. Tomando en consideración las ecuaciones cinemáticas ya definidas, se puede demostrar que:

$$\{U^*\}^T \sum_{b=1}^m [B_b]^T \{M\}_b + \{U^*\}^T \{I\} = \{U^*\}^T \{P\} \rightarrow \forall \{U^*\} \quad (6-17)$$

expresión esta que debe cumplirse para cualquier desplazamiento virtual, por lo que la ecuación de equilibrio dinámico queda expresada como:

$$\sum_{b=1}^m [B_b]^T \{M\}_b + \{I\} = \{P\} \quad (6-18)$$

Se observa que las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad son generales para todos los elementos de un pórtico, independientemente de los materiales constitutivos y el comportamiento del mismo, siendo éste un problema de cargas aplicadas, desplazamientos, rotaciones y rigidez de elementos; este problema conocido como el problema global, en aquellos casos en que la rigidez de los elementos sea constante, es resuelto directamente por cualquier programa de estructuras y por métodos tradicionales como Rigidez Directa; en cambio en el caso de rigidez variable de los elementos constituyentes se resuelve en forma numérica, utilizando métodos como el de Newton-Raphson entre otros.

Sin embargo, las deformaciones que se producen en cada miembro del pórtico no están directamente relacionados con estos principios, sino que dependen primordialmente de las capacidades del material y sección transversal de cada elemento para soportar los esfuerzos generalizados que le correspondan. El comportamiento de cada elemento ante las cargas impuestas está definido por la Ley de Comportamiento de dicho elemento, dada por la Ley de estado, Función de

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
83
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Fluencia y Ley de Evolución del pandeo local; esto fue discutido en los capítulos 3 y 5.

Queda claro entonces que el análisis de pórticos planos está compuesto por dos problemas diferentes y cuya solución se efectúa en dos etapas. Estos dos problemas los llamamos Problema Global y Problema Local. El problema Global, que está resuelto en nuestro caso mediante el uso del programa de Elementos Finitos ABAQUS[13] y el problema Local que ha sido desarrollado en este trabajo y ha sido implementado como una rutina de usuario que describe el comportamiento interno de cada uno de los elementos estructurales del pórtico ante pandeo local.

A continuación se muestra la implementación numérica de la solución de ambos problemas.

6.2 FORMULACIÓN DE LOS PROBLEMAS: GLOBAL Y LOCAL.

Las ecuaciones de compatibilidad o cinemáticas, las ecuaciones de equilibrio o dinámicas y la ley de comportamiento dada por las ecuaciones constitutivas determinan las relaciones entre las fuerzas internas existentes en cada miembro, definidas por la expresión

$$\{Q\} = [B]^T \{M_{(q)}\} \quad (6.19)$$

y sus desplazamientos generalizados. Esta relación 6-19 define una dependencia que puede ser lineal o no lineal dependiendo del comportamiento de cada elemento estructural durante la historia de cargas estudiada y al sustituirla en la ecuación de equilibrio del miembro para un caso general se obtiene un sistema de ecuaciones no lineales, que para el caso estático en el que se pueden despreciar las fuerzas de inercia, queda tal como lo muestra la ecuación 6-20.

$$\{L_{(U)}\} = \{P\} - \sum_{b=1}^m \{Q_{(U)}\}_b = 0 \quad (6-20)$$

La anterior expresión, utilizada en conjunto con las condiciones externas impuestas o condiciones de borde $U_k = U_k^d$ para $k \in N_U$; $P_l = P_l^d$ para $l \in N_\sigma$ definen el problema a resolver, en el que las únicas incógnitas son los desplazamientos no impuestos de los nodos y las reacciones de los apoyos; este problema es definido como el problema global.

La característica no lineal de este problema, obliga el empleo de métodos iterativos apropiados, como el método de Newton-Raphson. Cada una de las "a" iteraciones calculadas por el método de Newton-Raphson consiste en resolver un sistema lineal dado por:

$$\{L_{(U)}\}_{a-1} + \left[\frac{\partial L_{(U)}}{\partial U} \right]_{a-1} (\{U\}_a - \{U\}_{a-1}) = 0 \quad (6-21)$$

donde

$$\left[\frac{\partial L}{\partial U} \right]_{a-1} = \sum_{b=1}^m \left[\frac{\partial Q}{\partial q} \right]_b$$

es el llamado Jacobiano del problema global y $\{U\}_{a-1}$

representa los desplazamientos generalizados de la estructura en la iteración precedente.

Esta ecuación 6-21 junto con las condiciones externas impuestas (condiciones de borde) se resuelve empleando los mismos métodos de resolución utilizados en los pórticos elásticos lineales. Para cada iteración del problema global es necesario calcular las fuerzas internas $\{Q\}$ y la matriz $[\partial Q/\partial q]$ en cada uno de los miembros de la estructura conociendo los desplazamientos generalizados $\{q\}$ calculados en la iteración anterior. Los m problemas generados entonces por la ecuación 6-21 son denominados problemas locales y la matriz $[\partial Q/\partial q]$ será llamada Jacobiano Local en coordenadas globales.

6.3. - ANÁLISIS DE PÓRTICOS ELASTOPLÁSTICOS CON PANDEO LOCAL.

El análisis de un pórtico elastoplástico degradable o no degradable se efectúa resolviendo al mismo grupo de ecuaciones conformado por las ecuaciones de equilibrio, las ecuaciones de compatibilidad y las leyes de comportamiento, todo en conjunto con las condiciones externas impuestas, ya sea en caso de pequeños o grandes desplazamientos.

En estos pórticos, el esquema general de resolución sigue siendo el de dividir el análisis en un problema global y en "m" problemas locales, siendo la resolución del problema global igual a los otros casos tratados y existiendo algunas variaciones en el problema local.

Para el cálculo del problema local se tiene que introducir en el modelo de comportamiento algunas variables que sean utilizadas para poder cuantificar el valor del daño en cualquier momento de la historia de cargas. En los trabajos de Flórez-López e Inglessis, las variables de daño son dos en cada uno de los elementos, una representa el daño del extremo i y la otra al daño del extremo j. La variable que toman estos autores como representativa del daño en las rótulas es la Rotación Plástica de las mismas.

En este caso, el problema local consiste en el cálculo de las fuerzas internas $\{Q\}$ y del Jacobiano local en coordenadas globales $[\partial Q/\partial q]$, que se efectúa en dos etapas, contemplando modificaciones en el cálculo, referentes a la Ley de Comportamiento y al Jacobiano Local en coordenadas locales.

El cálculo de los esfuerzos generalizados en función de las deformaciones generalizadas $\{M\} = \{M_{(\phi)}\}$ se efectúa resolviendo un sistema de ecuaciones con dos grupos de incógnitas, un grupo formado por los esfuerzos generalizados y otro compuesto por las variables internas del problema. Este sistema de ecuaciones queda constituido por la ley de estado y las leyes de evolución de las variables internas que se expresan tal como se mostró en el capítulo 5, a saber:

Ley de Estado:

$$\{\Phi - \Phi_p\} = \mathbf{F}(\mathbf{D}^+) \langle \mathbf{M} \rangle_+ + \mathbf{F}(\mathbf{D}^-) \langle \mathbf{M} \rangle_- \quad (6-22)$$

donde $\mathbf{F}(\mathbf{D}^+)$ y $\mathbf{F}(\mathbf{D}^-)$ tienen las siguientes expresiones:

$$[\mathbf{F}(\mathbf{D}^+)] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i^+)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ & \frac{L}{3EI(1-d_j^+)} & 0 \\ & & \frac{L}{EA} \end{bmatrix}; [\mathbf{F}(\mathbf{D}^-)] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i^-)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ & \frac{L}{3EI(1-d_j^-)} & 0 \\ & & \frac{L}{EA} \end{bmatrix} \quad (6-23)$$

Función de Fluencia que para el extremo i se puede escribir como:

$$f_i = \text{Sup} \left(\frac{m_i}{1-d_i^+} - x - m_e; -\frac{m_i}{1-d_i^-} + x - m_e \right) \leq 0 \quad (6-24)$$

donde x está dada por la expresión:

$$\dot{x}_i = \beta(m_y - m_e) \dot{\phi}_i^p - \beta x_i |\dot{\phi}_i^p| \quad x_i = 0 \text{ para } \dot{\phi}_i^p = 0 \quad (6-25)$$

y con sus respectivas expresiones para el extremo j.

Leyes de Evolución del Daño que para el extremo i tienen la siguiente forma:

$$g_i^+ = p_i^+ - R(d_i^+) \leq 0; \quad g_i^- = p_i^- - R(d_i^-) \leq 0; \quad (6-26)$$

con sus respectivas expresiones para el extremo j donde R es la Función de Resistencia al pandeo local que tiene una expresión como la siguiente:

$$R(d_i^+) = p_{cr} - \frac{\ln(1-d_i^+)}{b} \quad (6-27)$$

Del mismo modo, las rotaciones conductoras del pandeo local positiva y negativa que para el extremo i quedan definidas como sigue:

$$dp_i^+ = \langle d\Phi_i^p \rangle_+ + h \langle d\Phi_i^p \rangle_-$$

$$dp_i^- = -\langle d\Phi_i^p \rangle_- - h \langle d\Phi_i^p \rangle_+ \quad (6-28)$$

y con sus respectivas expresiones para el extremo j.

El conjunto de expresiones de 6-22 a 6-28, constituye un sistema no lineal de ecuaciones que puede ser resuelto por el método numérico de Newton. Sin embargo, cada una de las variables puede en cada paso estar activa o inactiva, por lo que hay que introducir un algoritmo "predictor-corrector-verificador" que indique las condiciones en que cada variable se encuentra en cada paso.

Este algoritmo se puede definir en forma general como conformado por tres pasos esenciales, a saber:

1º. - Predicción elástica, en la que se calculan los esfuerzos generalizados a partir de la ley de estado conformada por las ecuaciones 6-22 a 6-28 y suponiendo que no hay incrementos de ninguna variable interna.

Se calculan las funciones inelásticas $h_i = h_i(M^e, {}^r\Phi, {}^{r-1}A_k)$ con los valores indicados por el predictor elástico (en las dos rótulas), existiendo dos resultados posibles. En primera instancia, que las funciones inelásticas sean negativas o nulas, indicativo de que la predicción elástica fue correcta y los esfuerzos generalizados al final del paso son $\{M\} = \{M^e\}$. En segunda instancia, que una o varias de las funciones inelásticas sean positivas, entonces la predicción elástica es incorrecta y existe incremento de al menos una de las variables internas durante el paso. En este caso se procede al paso 2.

2º. - Corrección inelástica, en la que se recalculan los esfuerzos generalizados $\{M\}$ y las variables internas $\{V\}_k$ al final del paso sabiendo que existen incrementos en al menos una de las variables internas del modelo. Para este paso se consideran activas aquellas variables cuya función inelástica origina valores positivos durante la predicción elástica, siendo pasivas o que no sufren incrementos, las restantes variables. Posteriormente se aplica el método de Newton para obtener los esfuerzos generalizados $\{M^e\}$ y los valores de las variables internas $\{V\}_k$ al final del paso.

Para determinar el Jacobiano local en coordenadas locales, se toma como base al conjunto de ecuaciones 6-22 a 6-28, el cual define los esfuerzos generalizados $\{M\}$ y las variables internas $\{V\}_k$ como función de las deformaciones generalizadas $\{\Phi\}$.

Derivando el conjunto de ecuaciones 6-22 a 6-28 respecto a $\{\Phi\}$, se obtiene en conjunto un sistema de ecuaciones matriciales lineales con dos incógnitas que puede ser resuelto analíticamente. La incógnita de interés es en cada caso la expresión $[\partial M/\partial \Phi]$ que representa el Jacobiano local en coordenadas locales.

6.4. - IMPLEMENTACIÓN NUMÉRICA.

Todo el análisis estructural anteriormente descrito, utilizando la teoría de pórticos y la teoría del daño concentrado, ha sido implementado en forma progresiva como un elemento librería llamado SUPERDEG [16] que define el elemento finito librería (UEL) que toma a su cargo la resolución del problema local dentro de un programa comercial de elementos finitos que permite efectuar análisis no lineal de estructuras, programa de nombre ABAQUS [13], el cual es encargado de resolver el problema global del análisis, funcionando en conjunto tal como lo describe la figura 6.7. ABAQUS es un programa comercial que permite al usuario crear su propio elemento finito por medio de subrutinas UEL (User's Elements) cuyo comportamiento en el análisis puede ser lineal o no lineal, según lo defina el usuario.

La rutina SUPERDEG[16] es capaz de modelar los efectos no lineales del daño en elementos estructurales, tanto de concreto armado como de acero estructural, para los casos de flexión pura y flexo-compresión en pórticos planos.

A continuación se muestran los flujogramas que corresponden a los pasos generales de resolución, así como cada una de las etapas particulares del proceso. Estos flujogramas han sido tomados del trabajo doctoral de Inglessis[15] y en dicha tesis se encuentran descritos en forma más extensa.

La figura 6.7 muestra la existencia de dos subrutinas de interfase adicionales a SUPERDEG que sirven para interconectar dicho módulo con el programa de elementos finitos ABAQUS y se encargan de traducir las variables de ABAQUS a SUPERDEG y viceversa.

Con la implementación de la rutina SUPERDEG, se resuelve el problema central del análisis no lineal de pórticos degradables, que es la resolución del problema local. Los resultados de SUPERDEG son tomados por ABAQUS para dar solución al problema global y sus propios resultados son entregados de nuevo al SUPERDEG como datos iniciales para una nueva etapa de cálculo del problema local, efectuando este ciclo tantas veces como sea necesario hasta completar la historia de cargas que se desea analizar.

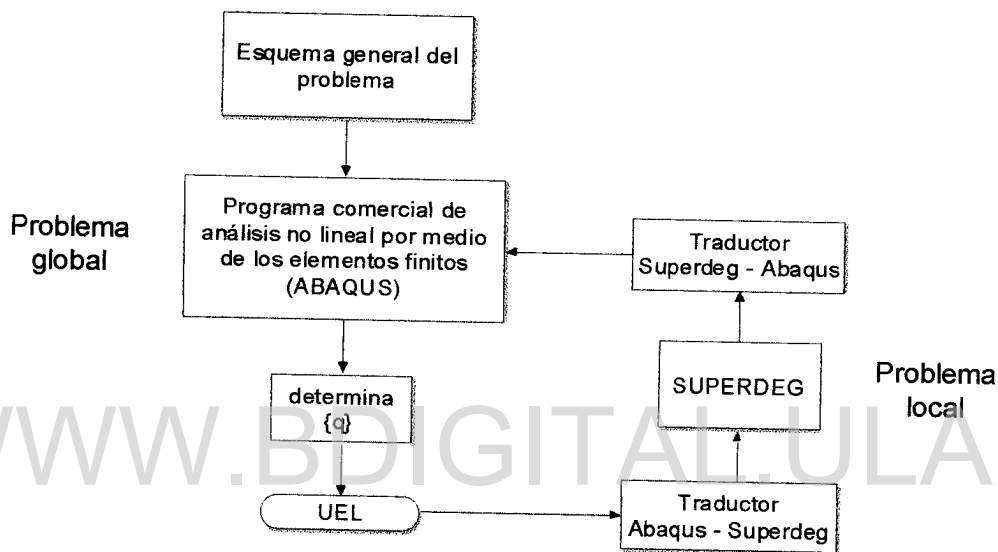


Figura 6.7. Flujograma general

SUPERDEG está conformado por cuatro módulos diferentes con funciones específicas, tal como se indica en la figura 6.8; también un módulo de deformaciones que obtiene las deformaciones totales por medio de la ecuación de compatibilidad, tal como se muestra en la figura 6.9. El módulo DEG efectúa el cálculo de los esfuerzos generalizados y las variables internas, tal como se muestra en la figura 6.10.

Un módulo de cálculo de las fuerzas internas efectúa la resolución de la ecuación de equilibrio del miembro, en el caso dinámico, considerar las fuerzas inerciales junto con las fuerzas internas para obtener la contribución de elemento en las fuerzas nodales de la estructura, el flujograma de esta subrutina corresponde a la figura 6.11.

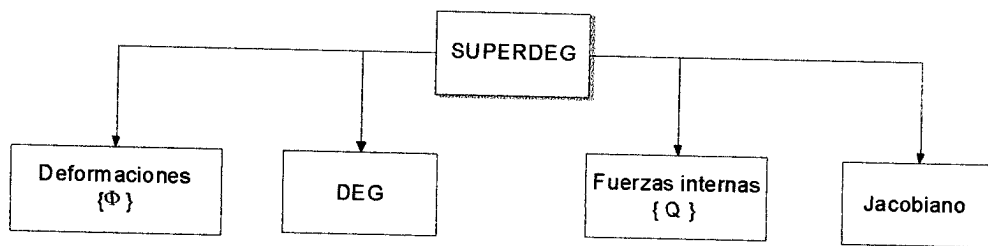


Figura 6.8. Flujograma de Superdeg.

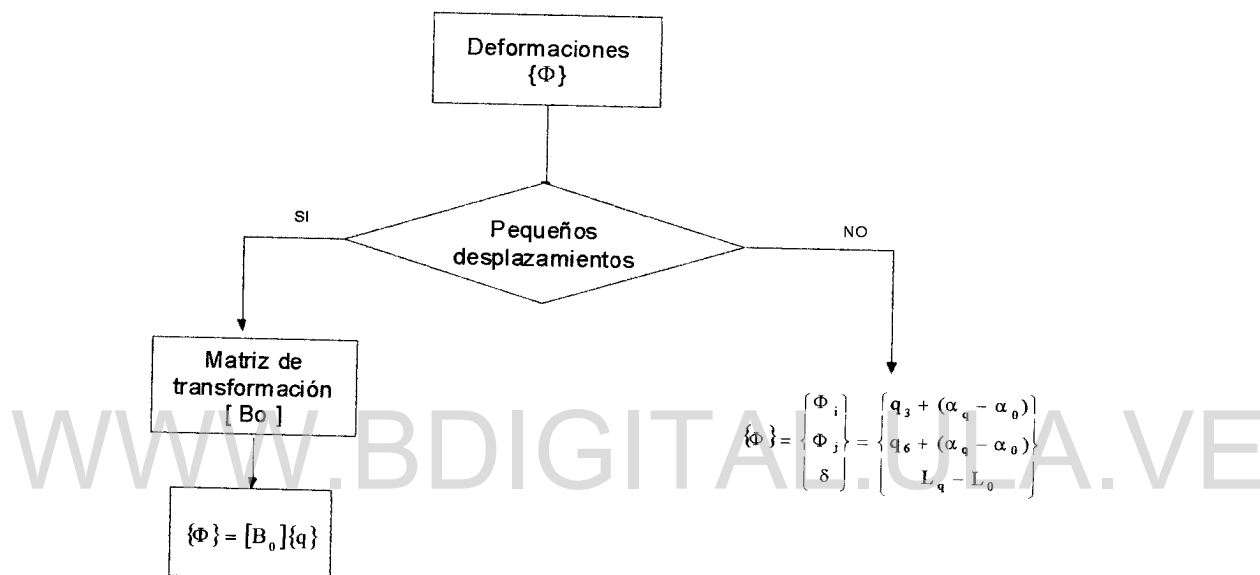


Figura 6.9. Flujograma del módulo de deformaciones DEFTOT.

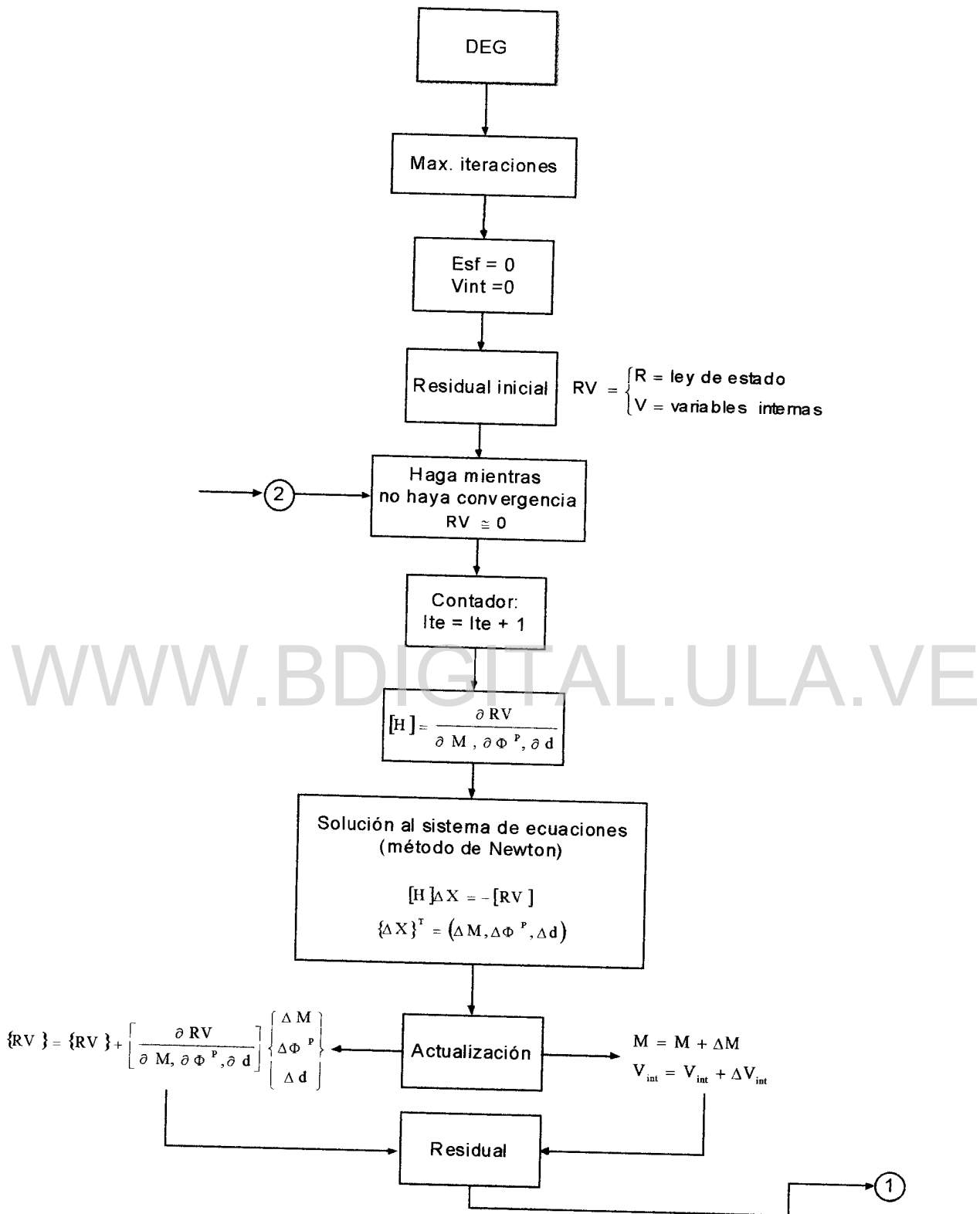


Figura 6.10. Flujograma del módulo DEG

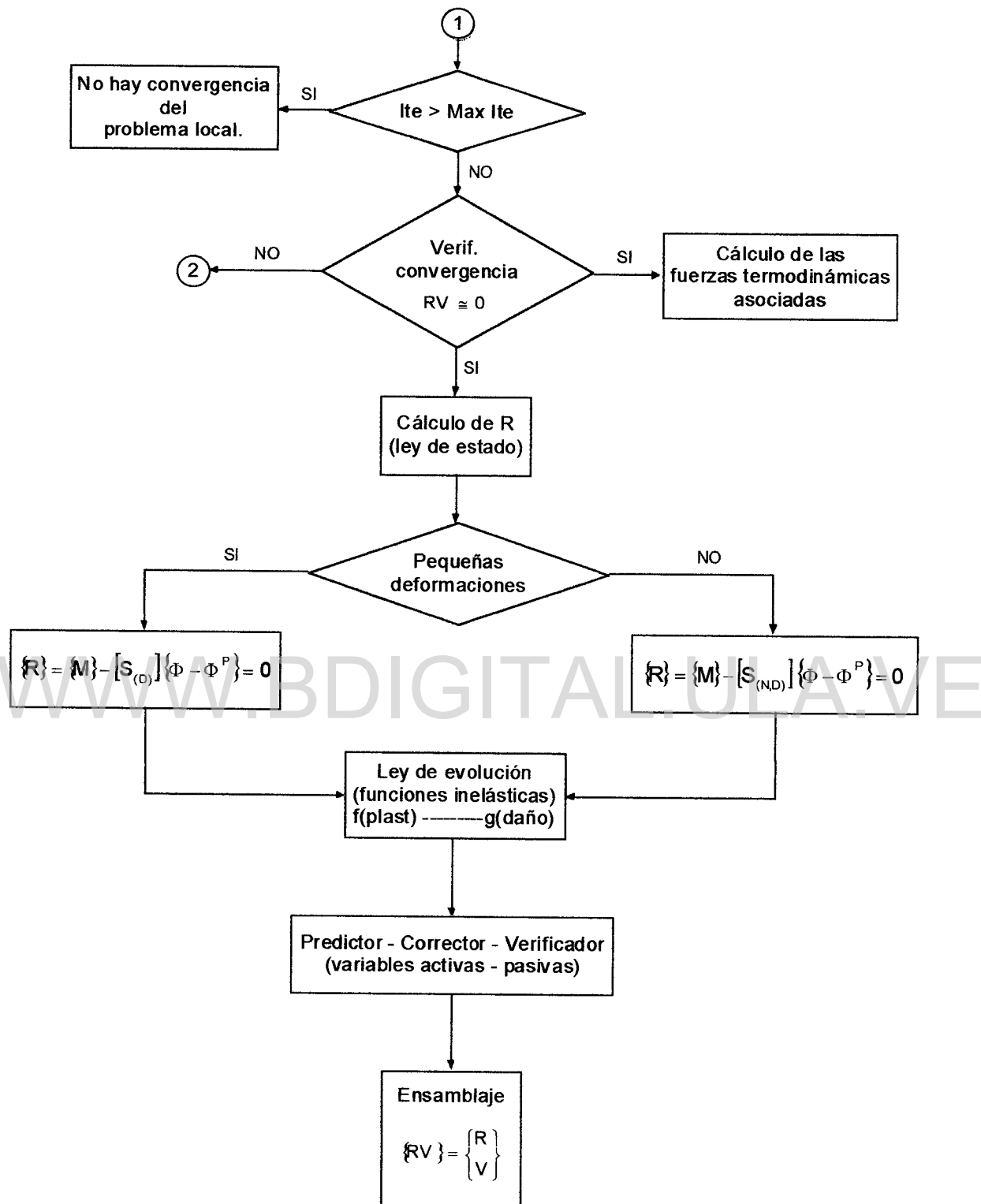


Figura 6.10. Flujograma del módulo DEG. (continuación)

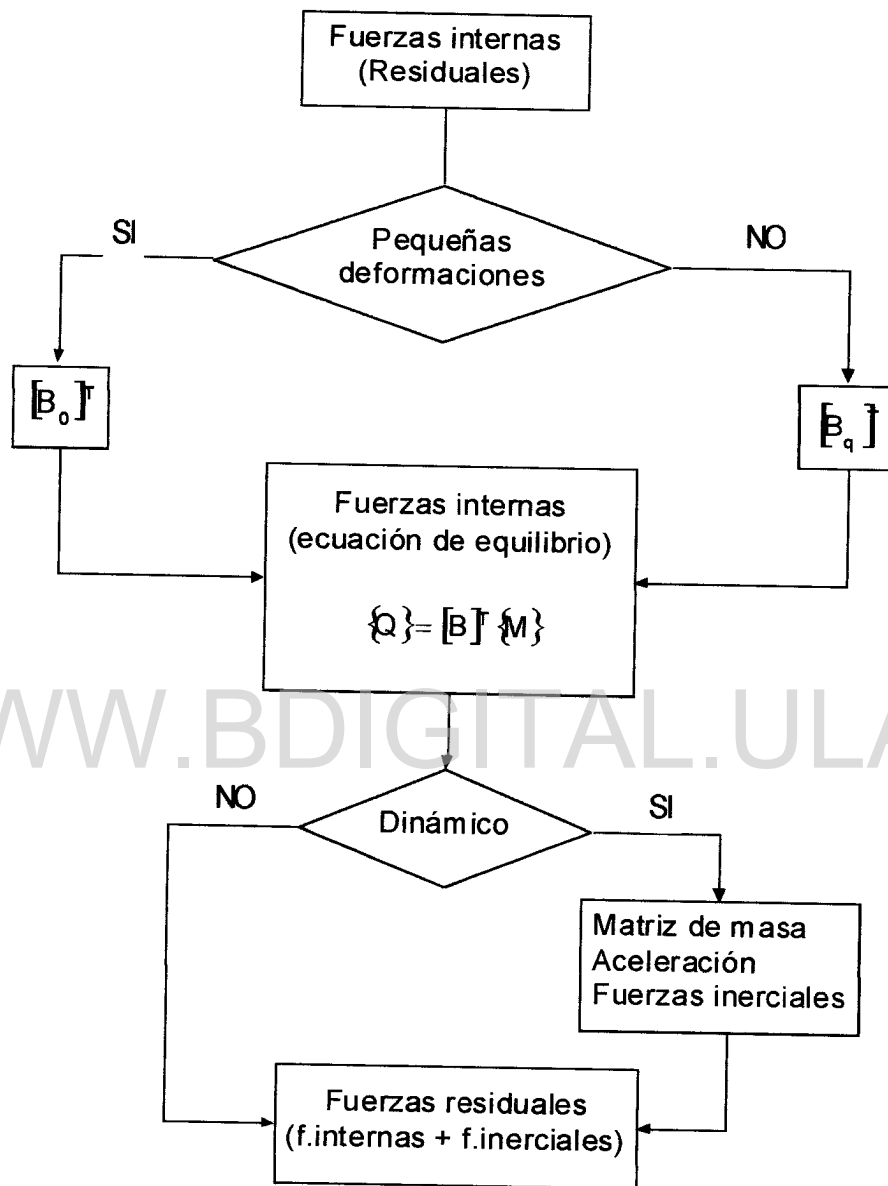


Figura 6.11. Flujograma del módulo de cálculo de Fuerzas Internas (RESIDU)

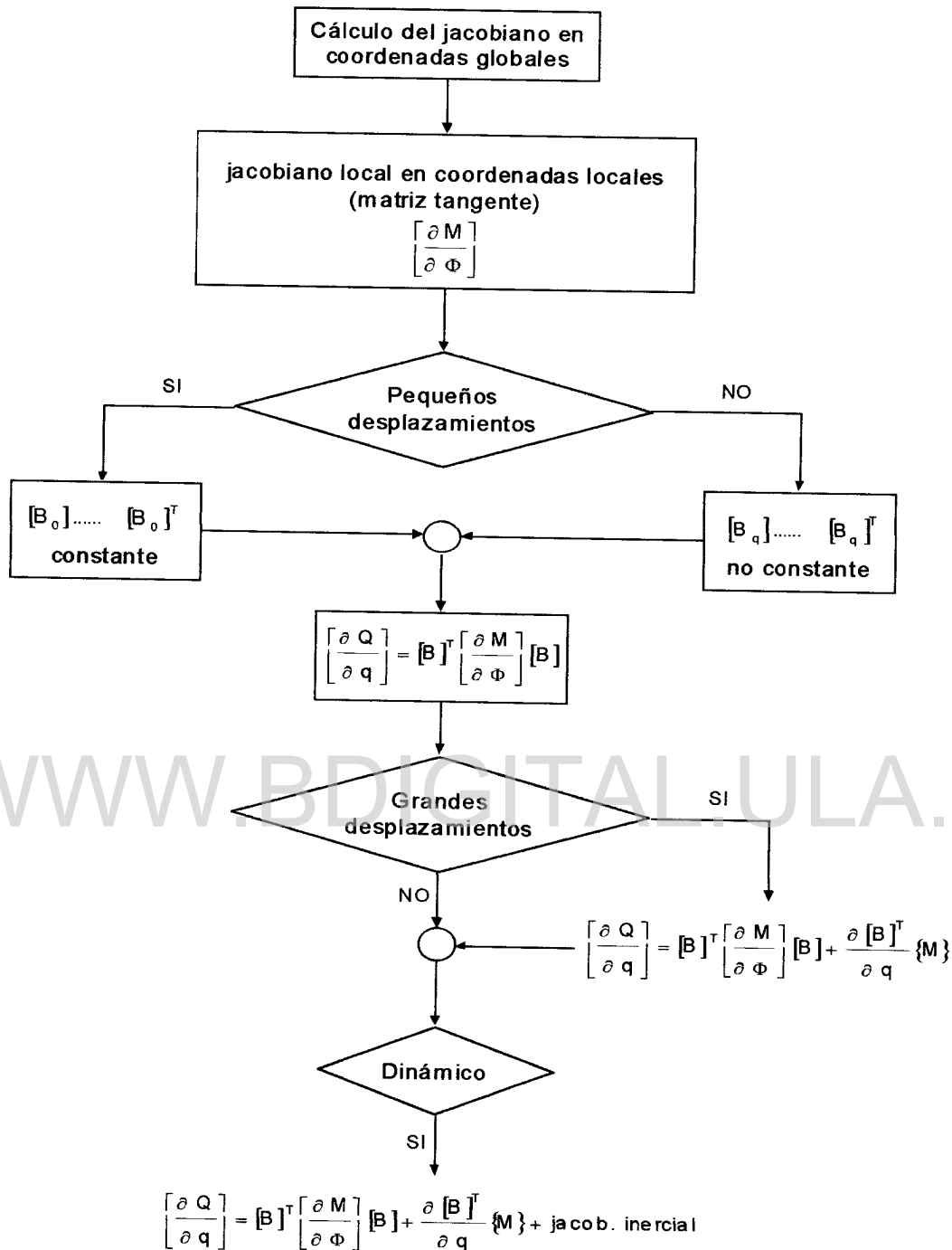


Figura 6.12. Flujoograma del módulo CAL-JACOBI de cálculo del Jacobiano Local

Partiendo del Jacobiano local en coordenadas locales, obtenido al resolver el sistema de ecuaciones por el método de Newton, se determina el Jacobiano local en coordenadas globales necesario en el problema global, siguiendo los pasos mostrados en la figura 6.12.

Para cada uno de los incrementos del tiempo $[0, t_1, t_2, \dots, T]$, se efectúan entonces las instrucciones del flujograma simplificado de la figura 6.13, las cuales comprenden todo el cálculo del problema local.

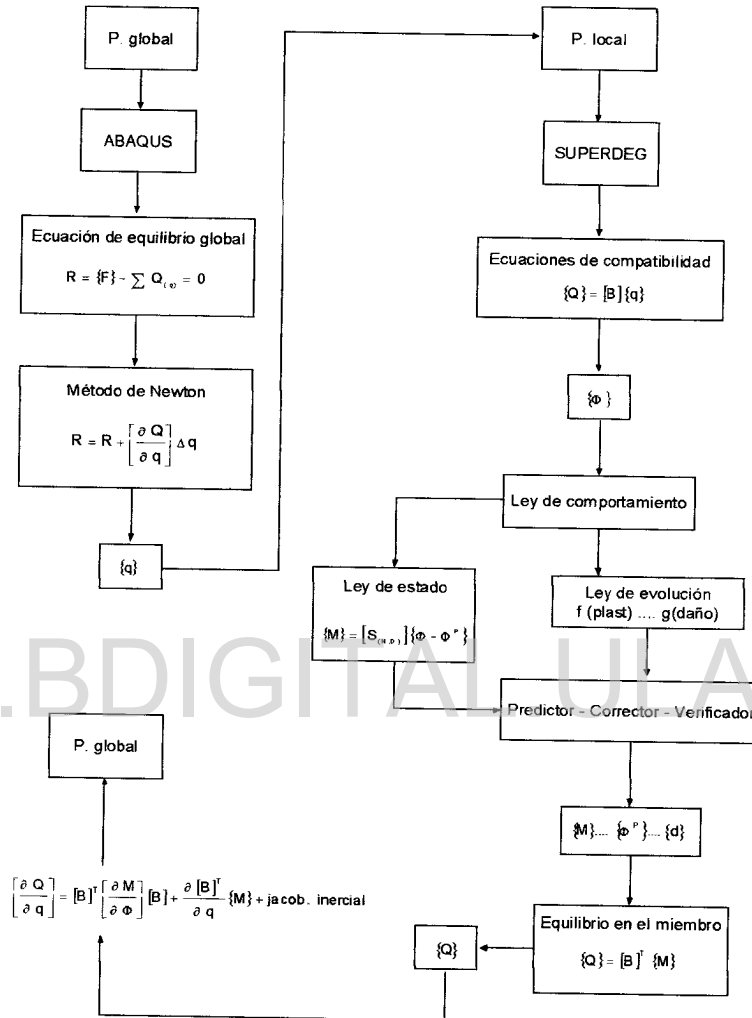


Figura 6.13. Flujograma general simplificado

Capítulo 7

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS APORTICADAS CON PANDEO LOCAL

Una vez efectuados los ensayos de elementos estructurales bajo cargas monotónicas y cíclicas y realizados los modelos de comportamiento propuestos, se efectuaron verificaciones de las bondades del modelo mediante la comprobación de los ensayos efectuados anteriormente por Inglessis et al. sobre pórticos planos a escala reducida. El modelo de comportamiento desarrollado por Inglessis es capaz de describir satisfactoriamente el comportamiento de pórticos planos metálicos bajo cargas monotónicas; sin embargo, no sucede lo mismo en el caso de cargas cíclicas, por lo que se consideró conveniente comprobar que un modelo de daño concentrado que considere la unilateralidad del daño y la existencia del fenómeno de contrapandeo representa mejor dicho comportamiento.

7.1 - IDENTIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO.

Para verificar el modelo sobre pórticos sometidos a cargas monotónicas e histeréticas, se deben efectuar ensayos previos con los elementos constitutivos del pórtico a ensayar. Estos ensayos de identificación se efectúan sobre probetas de acero sometidas a la acción de cargas monotónicas y tienen como finalidad identificar los diferentes parámetros de comportamiento que son incluidos en el modelo de daño propuesto. La figura 7.1 muestra el modelo experimental y la historia de desplazamientos impuestos al extremo libre de la probeta.

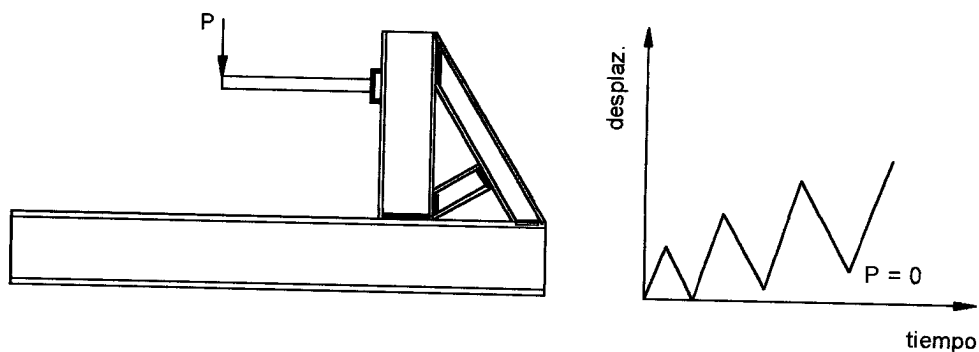


Figura 7.1. Modelo experimental e historia de carga monotónica.

La carga fue aplicada por medio de la maquina universal al igual que en los ensayos descritos previamente. Estos trabajos de identificación de los elementos utilizados en los pórticos experimentales fueron efectuados por Medina [25] y se encuentran descritos en la tesis doctoral de Inglessis[15].

Las características nominales de las probetas de acero para realizar los ensayos monotónicos están indicados en la tabla 7.1, los cuales corresponden a los elementos ensayados por Medina[25].

TABLA 7.1							
CARACTERISTICAS NOMINALES DE LAS PROBETAS DE ACERO							
Elemento	H(mm)	B (mm)	e (mm)	Area(cm ²)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Long.(cm)
Viga 1	41.00	24.00	2.50	3.00	6.397	2.6655	30.00
Viga 2	41.00	24.00	2.50	3.00	6.397	2.6655	30.00
Columna	41.00	24.00	2.50	3.00	6.397	2.6655	20.00
Columna	41.00	24.00	2.50	3.00	6.397	2.6655	20.00

Las figuras 7.2 y 7.3 muestran los resultados experimentales de los elementos utilizados como vigas.

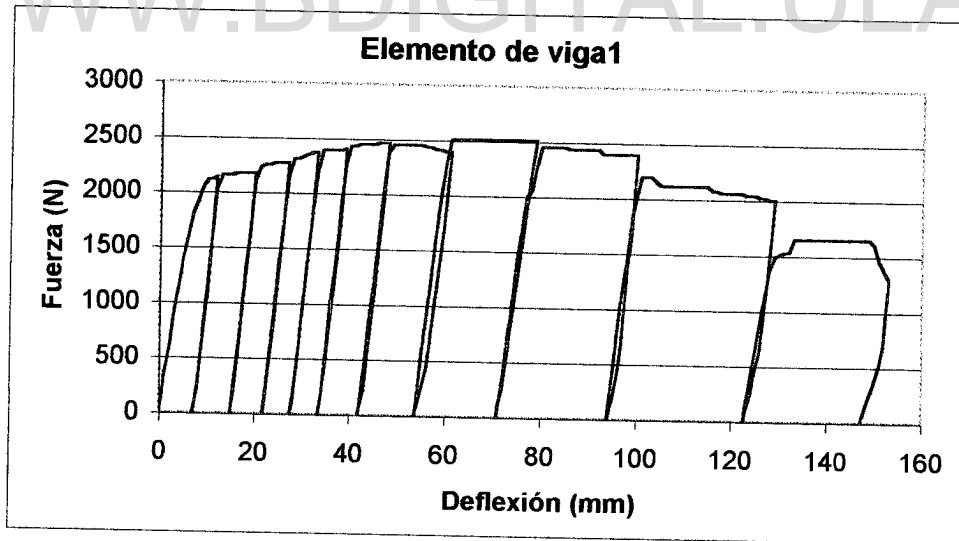


Figura 7.2. Ensayo monotónico en elemento de viga 1 [25]

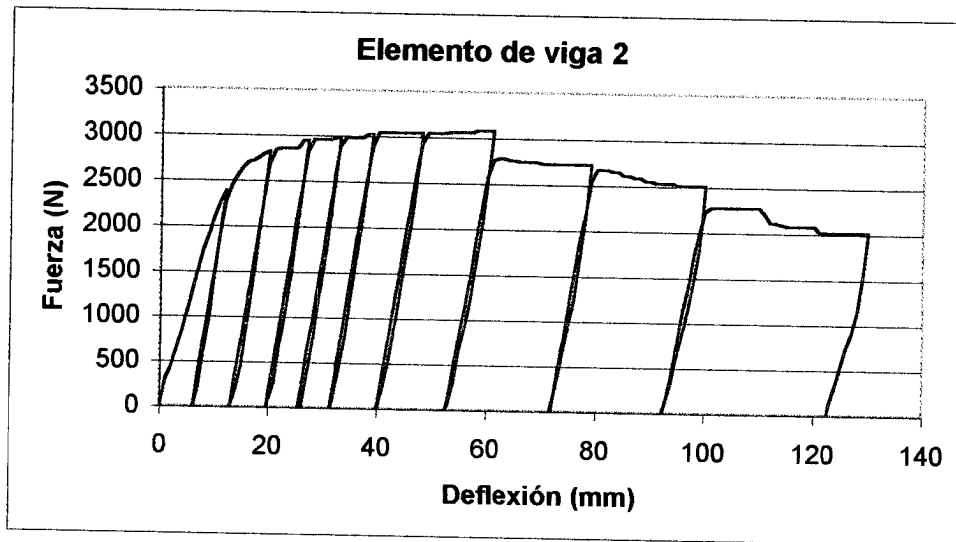


Figura 7.3. Ensayo monotónico en elemento de viga 2 [25]

Las figuras 7.4 y 7.5 muestran los resultados experimentales de los elementos utilizados como columnas.

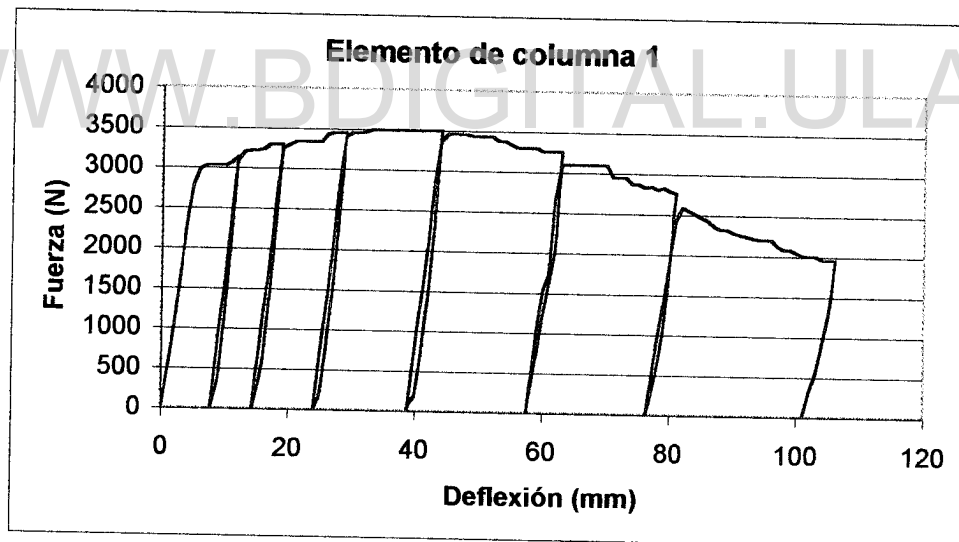


Figura 7.4. Ensayo monotónico elemento de columna 1 [25]

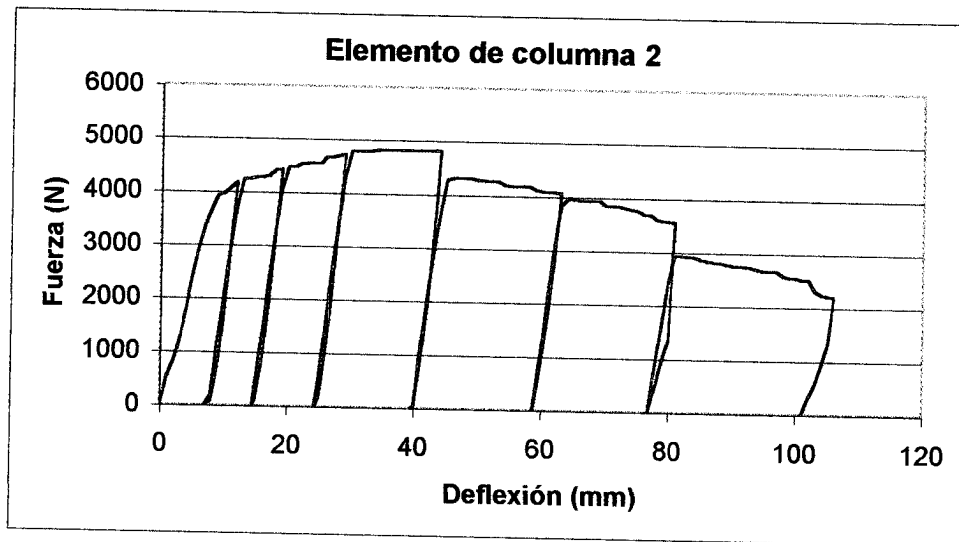


Figura 7.5. Ensayo monotónico elemento de columna 2 [25]

Tomando como base los resultados de Medina en sus ensayos de identificación, se procedió a la verificación de los parámetros del modelo obtenidos previamente (variables internas) a través de las simulaciones numéricas, efectuadas con el programa comercial de análisis no lineal por elementos finitos llamado ABAQUS (problema global) junto con el elemento librería (UEL) elaborado en esta investigación (problema local).

Es importante resaltar que los elementos vigas, columnas y pórtico ensayado para la verificación del modelo propuesto en esta investigación fueron manufacturados en su momento en el Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Facultad de Ingeniería, por lo que sus características no corresponden a perfiles metálicos comerciales. Esto se debió a las limitaciones existentes en el laboratorio para la realización de los ensayos experimentales con los pórticos propiamente dichos.

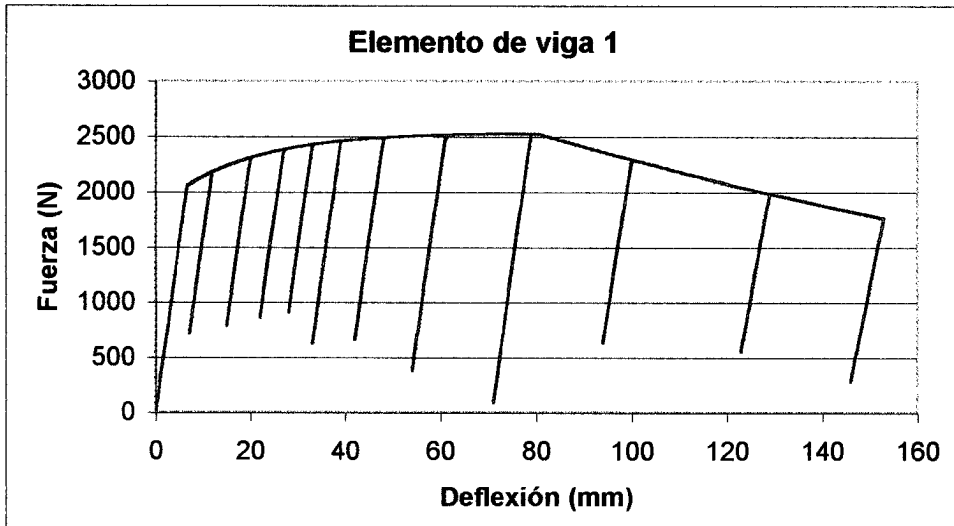


Figura 7.6. Simulación monotónica elemento de viga 1

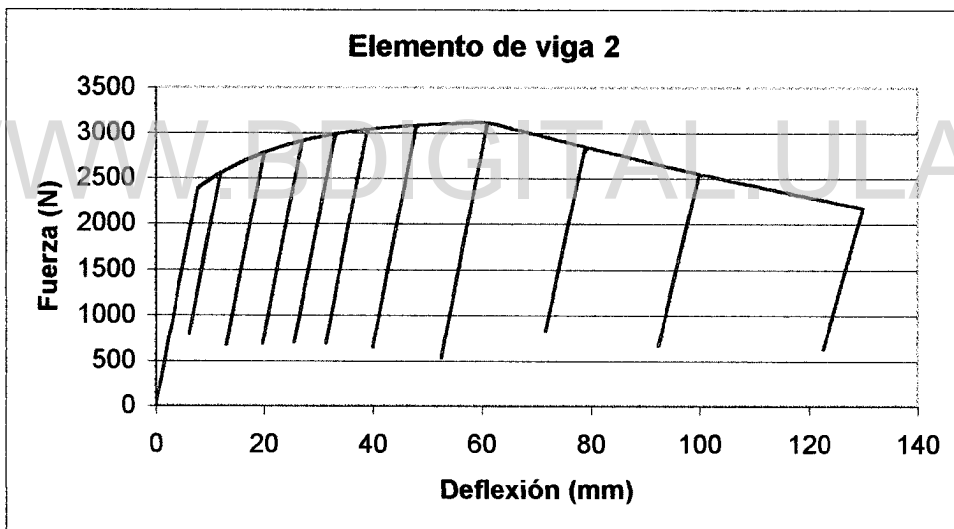


Figura 7.7. Simulación monotónica elemento de viga 2

Las figuras 7.8 y 7.9 muestran los resultados experimentales de los elementos utilizados como columnas.

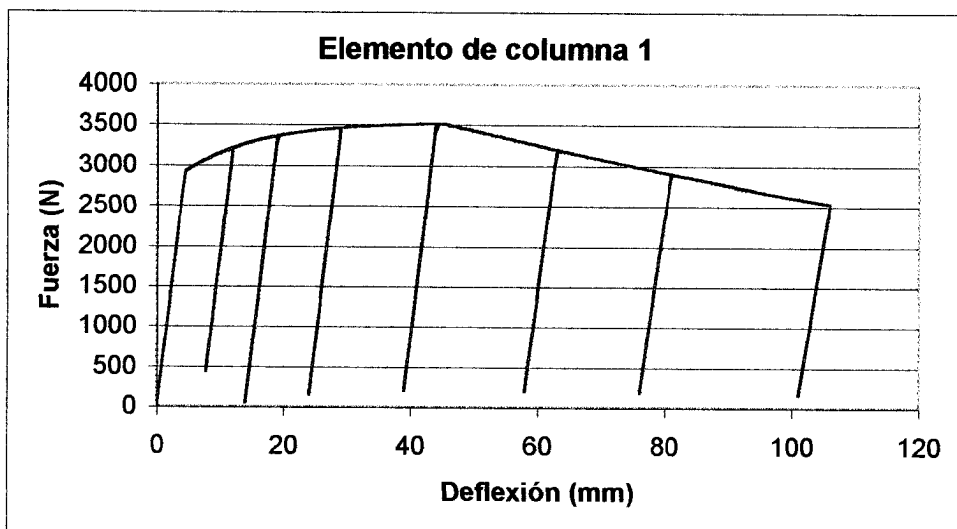


Figura 7.8. Simulación monotónica elemento columna 1

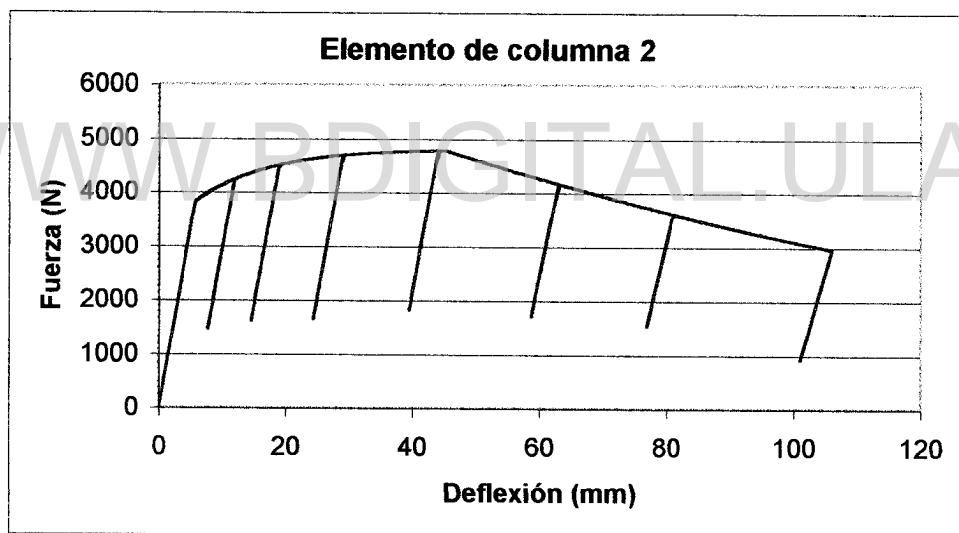


Figura 7.9. Simulación monotónica elemento columna 2

A continuación se muestran las gráficas comparativas entre las historias obtenidas experimentalmente y las obtenidas mediante la simulación con el modelo propuesto.

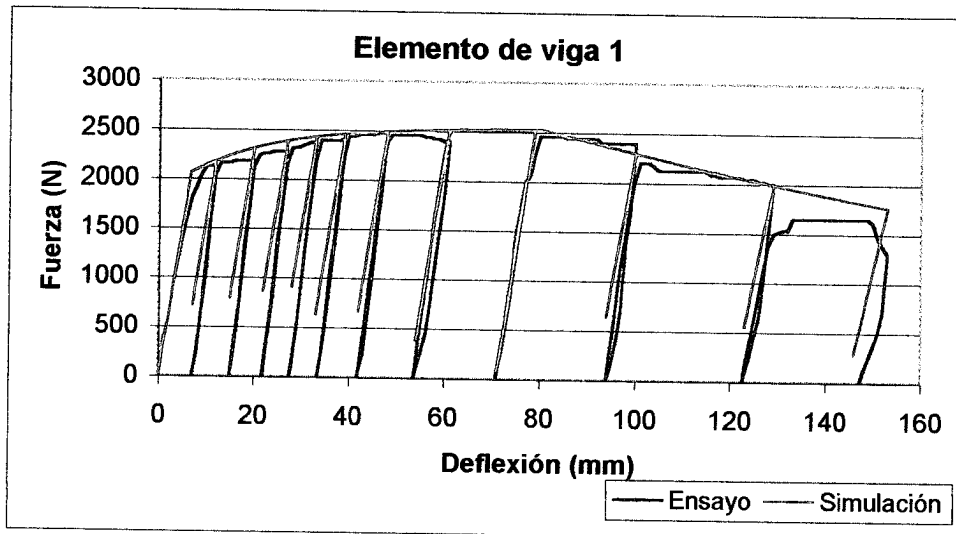


Figura 7.10. Ensayo y simulación elemento viga 1

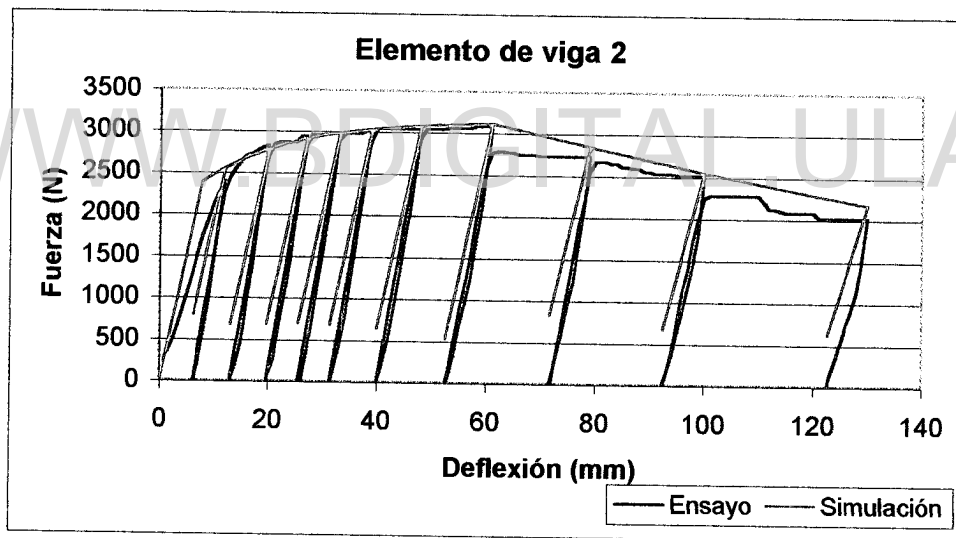


Figura 7.11. Ensayo y simulación elemento viga 2

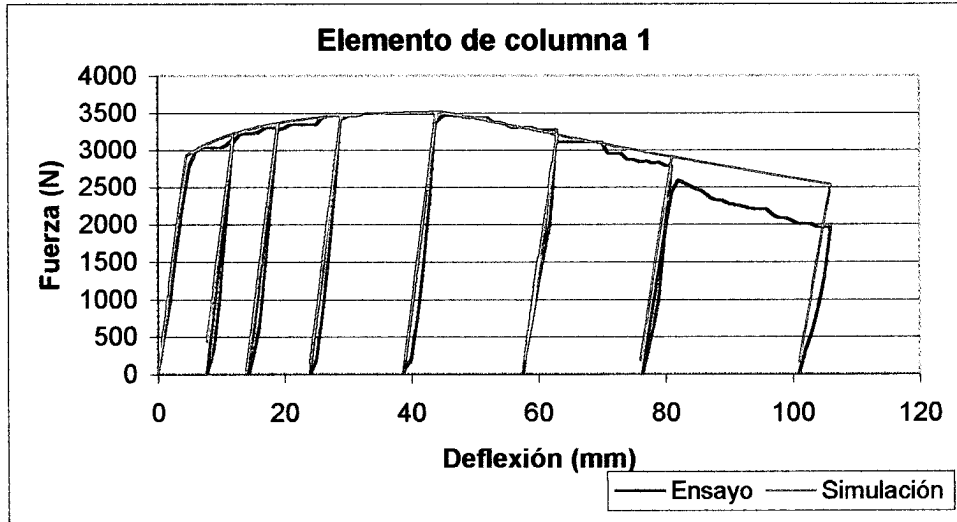


Figura 7.12. Ensayo y simulación elemento columna 1

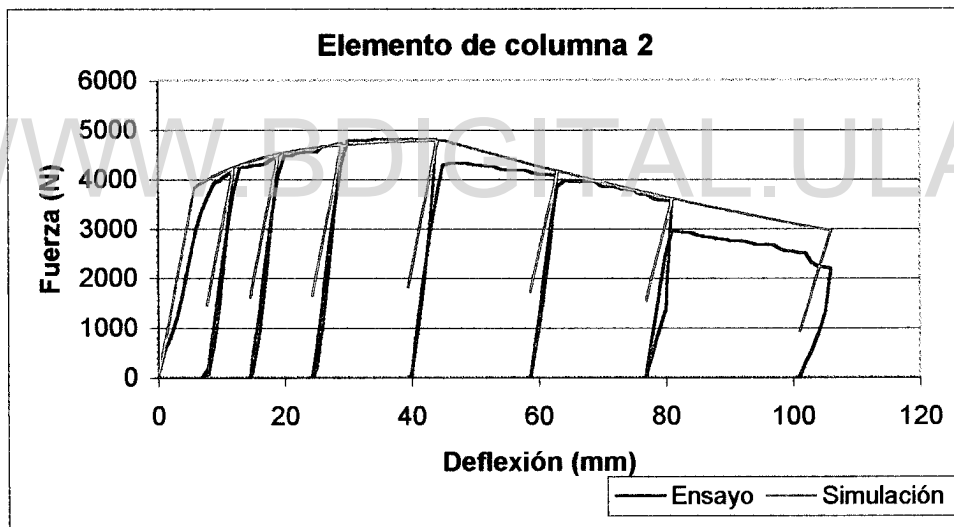


Figura 7.13. Ensayo y simulación elemento columna 2

Los resultados de estas simulaciones permitieron verificar los parámetros o variables internas a incluir en el modelo, cuyos valores se resumen en la tabla 7.2. Debido a que el modelo propuesto utiliza parámetros no identificados por Medina, estos fueron tomados de los resultados de los ensayos monotónicos e histeréticos realizados en el presente trabajo en laboratorio a fin de introducir todas las variables en el modelo propuesto.

Los parámetros en referencia son d_{ult} y h , que se incluyen en el actual modelo.

Tabla 7.2.
Valores de las variables internas o parámetros del modelo

Ensayo	M_e (Kg-cm)	b	P_{cr} (rad)	X_α	α	d_{ult}^*	h^*
Viga 1	6350.00	1.30	0.2100	1100.00	18.00	0.90	0.60
Viga 2	7300.00	1.60	0.1700	2000.00	21.00	0.90	0.60
Columna	5950.00	1.30	0.2000	950.00	18.50	0.90	0.60
Columna	7800.00	1.60	0.1900	1700.00	20.00	0.90	0.60

* (Determinado de las probetas monotónicas e histeréticas de este trabajo)

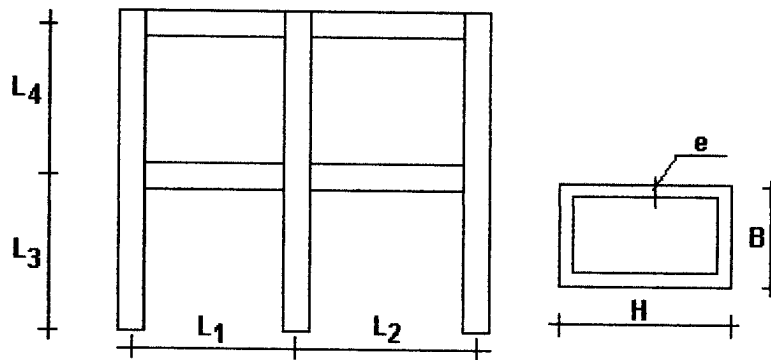
7.2. –VERIFICACIÓN DEL MODELO. Caso monotónico.

Con los parámetros de las tablas 7.1 y 7.2, referentes a los elementos componentes de los pórticos, se efectuaron las simulaciones indicadas en las figuras 7.6 a 7.9, ambas inclusive.

Tal como se observa en las figuras 7.10 a 7.13, ambas inclusive, el modelo en cuestión se ajusta al ensayo experimental en todas las etapas del comportamiento. Una vez iniciada la etapa de daño, el modelo se comporta razonablemente bien hasta que los valores de daño exceden del rango práctico de aplicación del modelo.

7.3 COMPROBACIÓN DEL MODELO PROPUESTO EN EL CASO DE PÓRTICOS PLANOS. – MODELO EXPERIMENTAL

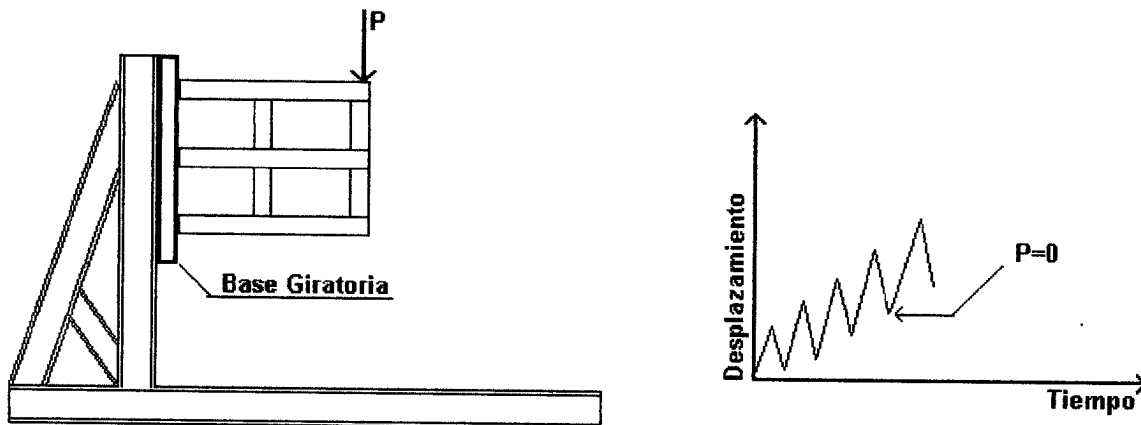
El modelo experimental utilizado en la comprobación del modelo se encuentra descrito por Inglessis[15] y fue ensayado en el Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Universidad de Los Andes como parte del trabajo de maestría de Medina [25]. El esquema de los pórticos ensayados está representado en la figura 7.1. Este modelo consiste en un pórtico de dos tramos y dos pisos, con elementos rectangulares de sección hueca y juntas soldadas.



a) Pórtico de ensayo b) Sección de elementos

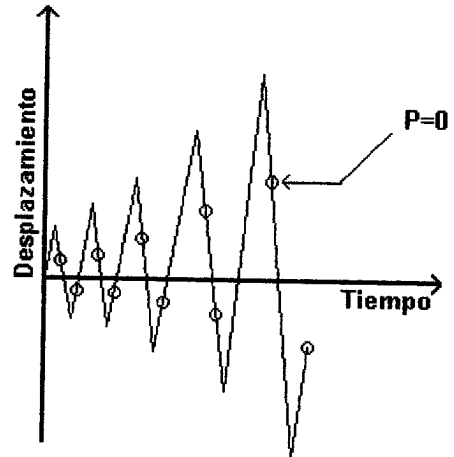
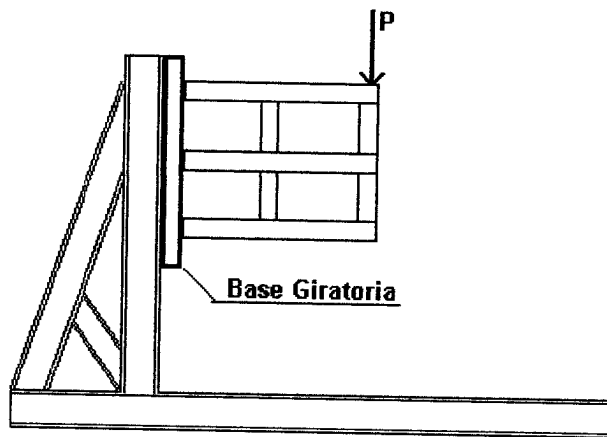
Figura 7.14. Características de los pórticos ensayados por Inglessis y Medina

Los sistemas elaborados en el laboratorio para la aplicación de las solicitaciones tanto monotónicas como histeréticas sobre el pórtico a ensayar, son las indicadas en las figuras 7.15 y 7.16. Es conveniente indicar que las limitaciones físicas presentes en el Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Universidad de Los Andes, prácticamente obligó el tamaño de los pórticos, así como, la sección transversal de los miembros, los cuales fueron manufacturados con láminas metálicas, es decir, no se utilizó en ningún caso perfiles metálicos comerciales.



a) Modelo de prueba. b) Historia de prueba monotónica.

Figura 7.15. Ensayo monotónico.



a) Modelo de prueba. b) Historia de prueba cíclica.

Figura 7.16. Ensayo histerético.

La carga P fue aplicada sobre el modelo por la maquina universal mientras que los desplazamientos (deflexiones) impuestos fueron determinados con un extensómetro digital, al igual que en los ensayos efectuados sobre elementos simples.

Los ensayos monotónicos e histeréticos utilizados en este estudio fueron realizados sobre cuatro pórticos metálicos cuyas características geométricas y propiedades de la sección transversal de los elementos se indican en las tablas 7.3 y 7.4 respectivamente[15].

Pórtico	L1(cm)	L2 (cm)	L3 (cm)	L4 (cm)
2 (M)	30.00	30.00	20.30	19.70

Pórtico	H (cm)	B (cm)	e (mm)	Area (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
2 (M)	3.80	1.80	2.00	2.08	3.6456	1.0693

Los valores de las tablas 7.3 y 7.4 están identificados en la figura 7.14.

Los resultados obtenidos del ensayo experimental monotónico, es decir fuerza aplicada en un solo sentido y desplazamientos impuestos (deflexiones), son graficados en las figuras 7.17 a 7.19.

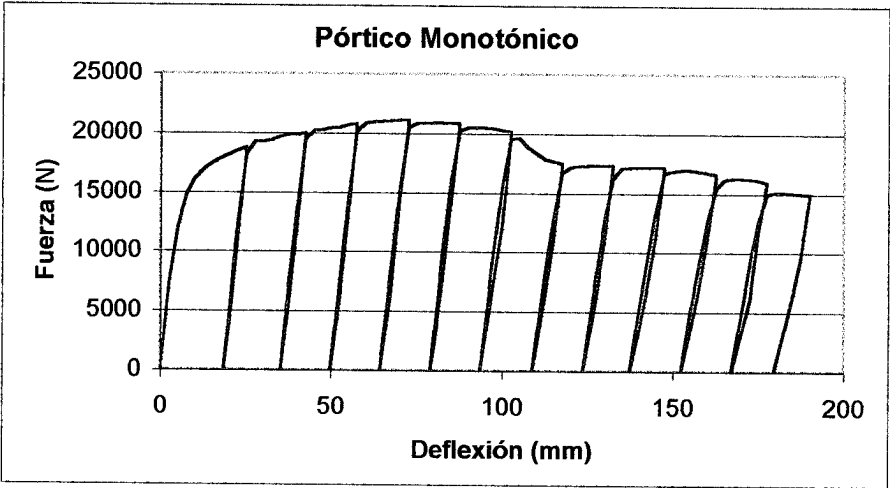


Figura 7.17. Ensayo pórtico monotónico. [15]

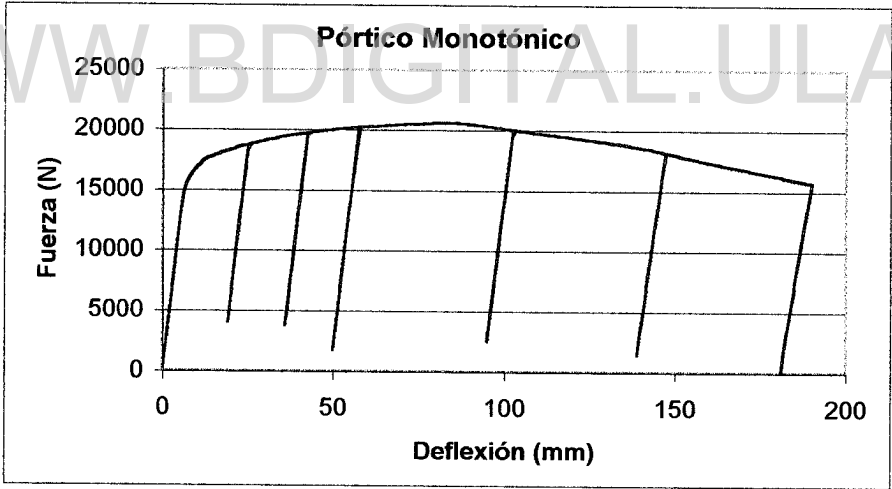


Figura 7.18. Simulación del ensayo monotónico.

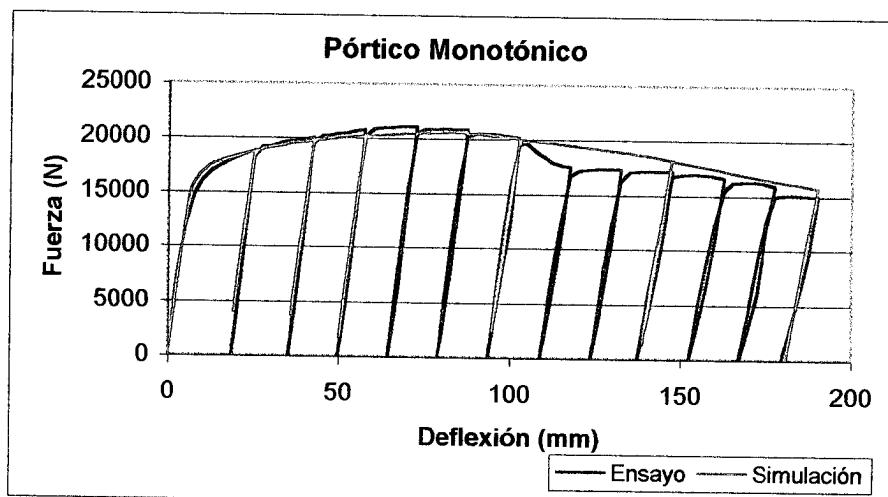


Figura 7.19. Ensayo y simulación del ensayo monotónico.

Los ensayos histeréticos fueron realizados sobre tres pórticos cuyas características geométricas y propiedades de la sección transversal de los elementos se indican en las tablas 7.5 y 7.6 respectivamente y se corresponden con la figura 7.14.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Tabla 7.5				
DIMENS. PÓRTICOS DE ENSAYO HISTERETICOS				
Pórtico	L1(cm)	L2 (cm)	L3 (cm)	L4 (cm)
1 (H)	30.00	30.00	20.00	20.00
2 (H)	30.00	30.00	20.00	20.00
3(H)	30.00	30.00	20.00	20.00

Tabla 7.6						
CARACTERÍSTICAS NOMINALES DE LOS MIEMBROS						
Pórtico	H (cm)	B (cm)	e (mm)	Area (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
1 (H)	4.20	2.40	2.50	3.05	6.7975	2.7235
2 (H)	4.20	2.40	2.50	3.05	6.7975	2.7235
3 (H)	4.20	2.40	2.50	3.05	6.7975	2.7235

Los valores de los parámetros del modelo utilizado en los pórticos monotónicos e hysteréticos se encuentran resumidos en la tabla 7.7 y corresponden a los valores promedio obtenidos por Medina [25]

Tabla 7.7.

Valores de los parámetros del modelo utilizados en las simulaciones.

Ensayo	M_e (Kg-	c	Pcr	$X\alpha$	α	d_{ultimo}^*	h^*
Vigas	6825.00	1.45	0.1900	1550.00	19.50	0.90	0.60
Columnas	6875.00	1.45	0.1950	1325.00	19.25	0.90	0.60

* (Determinado de las probetas monotónicas e hysteréticas de este trabajo)

Siguiendo el mismo esquema metodológico aplicado a los ensayos monotónicos, a continuación se muestran las figuras 7.20 a 7.22, que muestran los resultados experimentales obtenidos por Medina[25] en pórticos sometidos a cargas reversibles o hysteréticas, con desplazamientos impuestos (deflexiones).

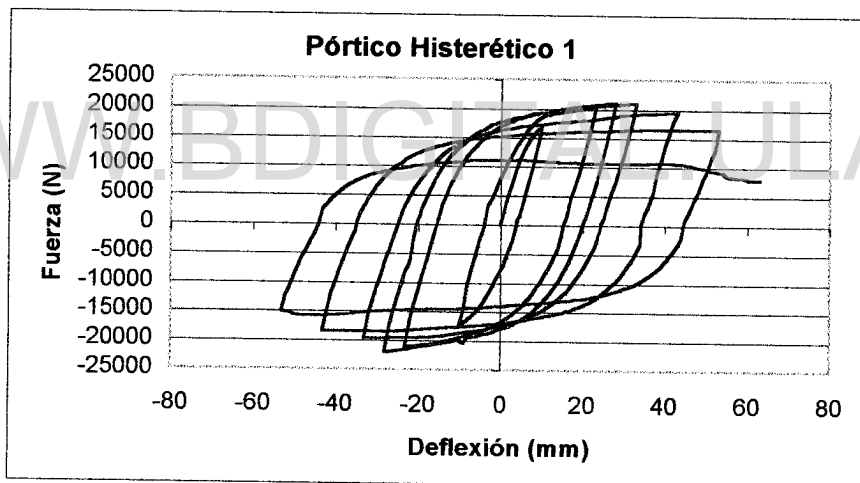


Figura 7.20. Ensayo pórtico hysterético 1 [25]

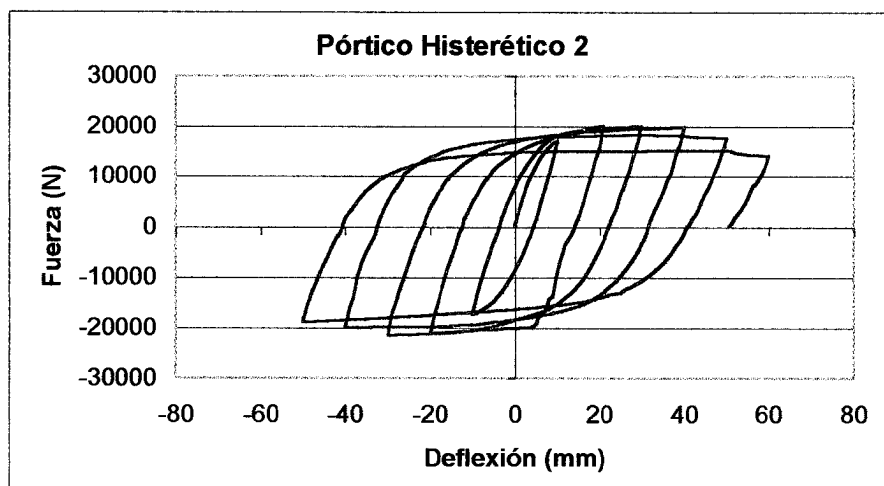


Figura 7.21. Ensayo pórico histerético 2 [25]

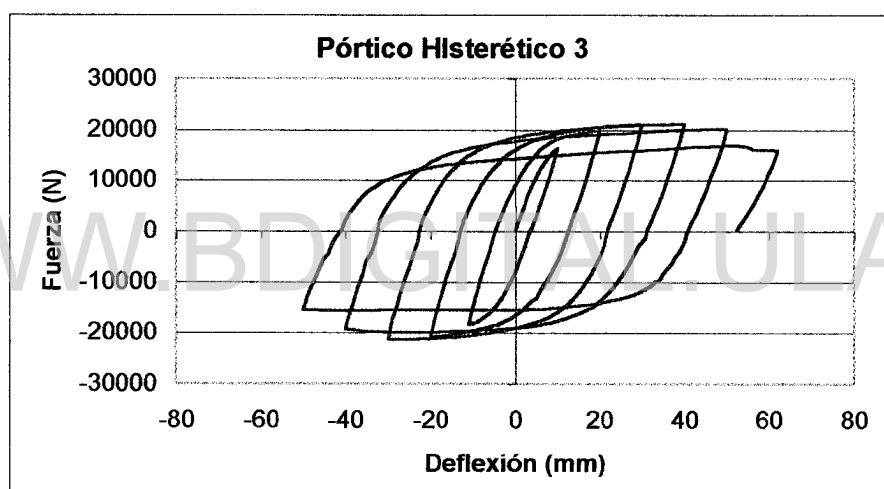


Figura 7.22. Ensayo pórico histerético 3 [25]

Los resultados de las simulaciones efectuadas para comprobar las bondades del modelo se muestran a continuación en las figuras 7.23, 7.24 y 7.25, respectivamente para los tres pórticos metálicos ensayados por Medina [25]. Para estas simulaciones se tomaron los parámetros obtenidos de los ensayos monotónicos efectuados por Medina, excepto los que conciernen al comportamiento histerético, que no fueron determinados hasta este trabajo.

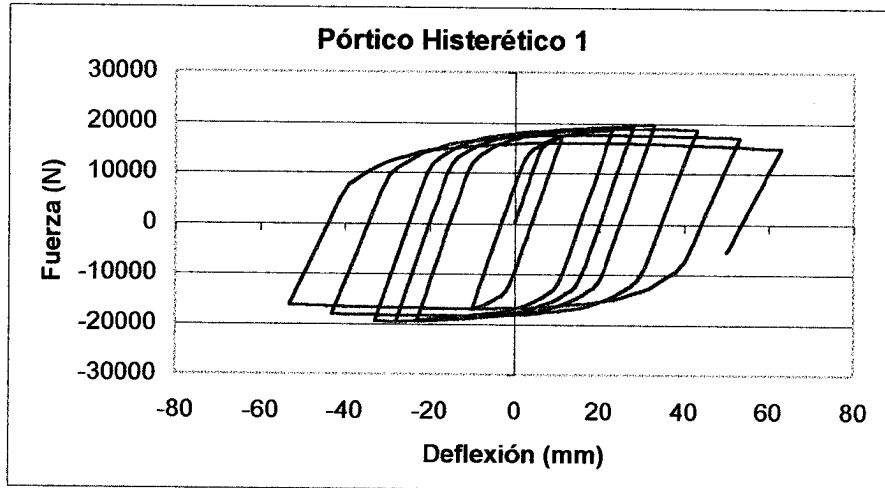


Figura 7.23. Simulación pórtico histerético 1

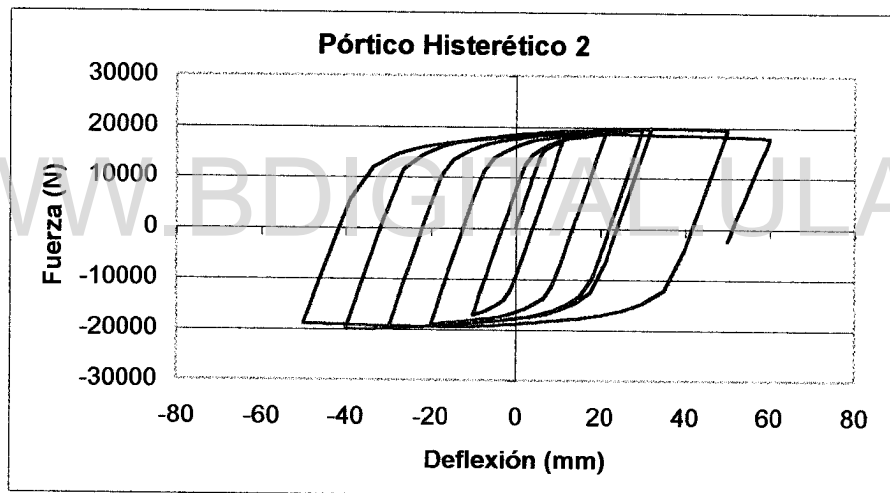


Figura 7.24. Simulación pórtico histerético 2

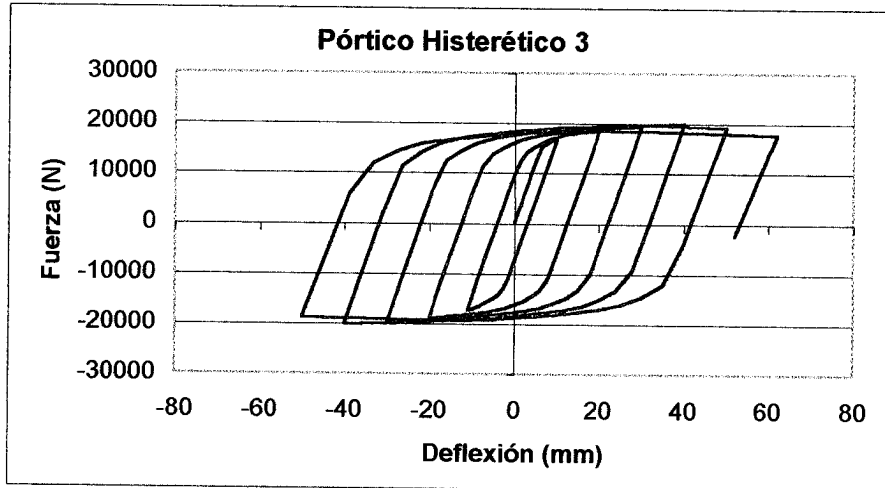


Figura 7.25. Simulación pórtico histerético 3

Las figuras 7.26 a 7.28 que siguen a continuación, muestran la superposición entre los ensayos experimentales y las simulaciones numéricas, demostrando que el modelo propuesto representa aceptablemente el comportamiento experimentado por los pórticos en el laboratorio, siempre y cuando los parámetros sean los correctos.

Los parámetros empleados en las simulaciones fueron obtenidos de los ensayos efectuados por Medina en los elementos que constituyen las vigas y columnas de los pórticos ensayados durante su tesis. En otras palabras, estos parámetros fueron seleccionados después de conocer los resultados de los ensayos en elementos simples y posteriormente comprobados en los ensayos experimentales.

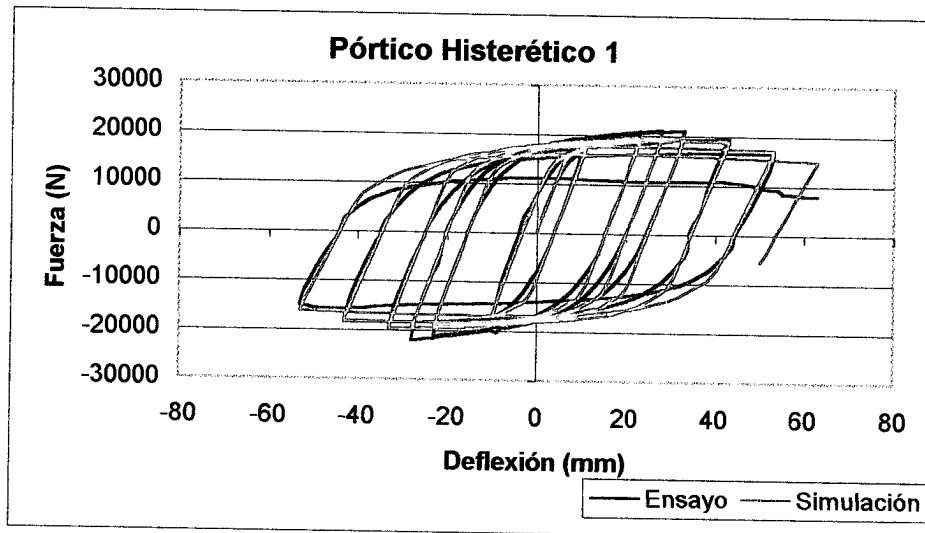


Figura 7.26. Ensayo y simulación pórtico histerético 1

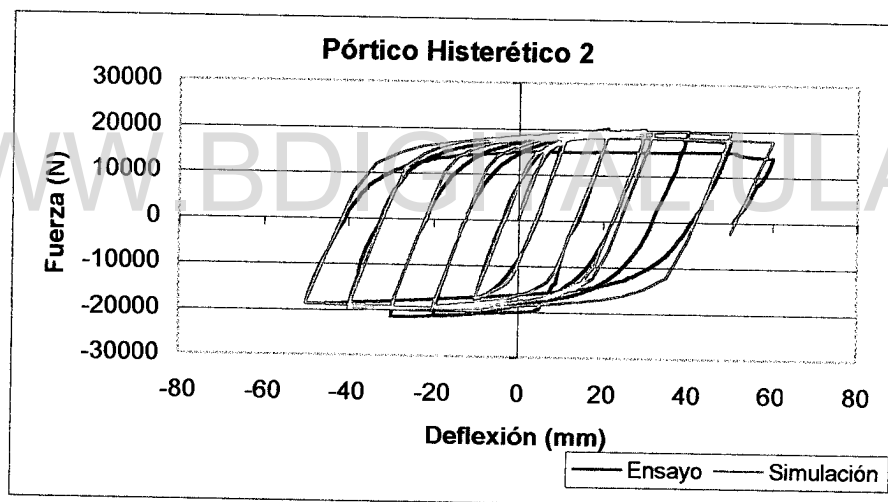


Figura 7.27. Ensayo y simulación pórtico histerético 2

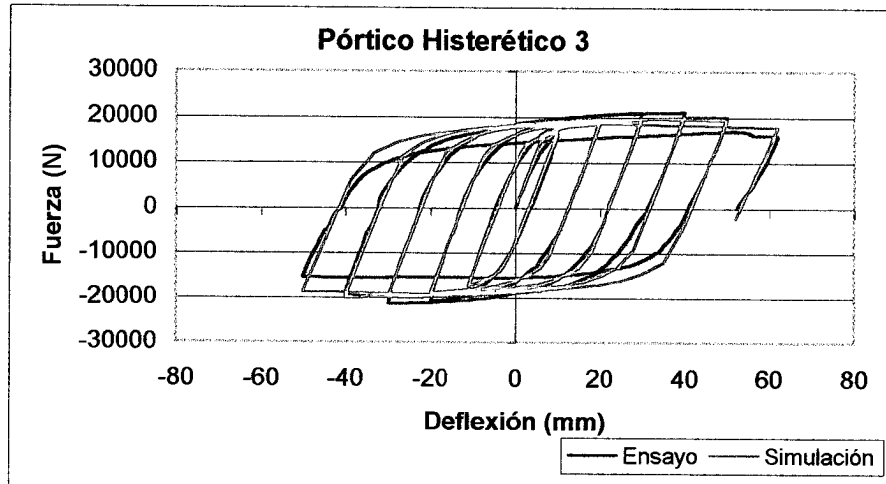


Figura 7.28. Ensayo y simulación pórtico histerético 3

Como se ha observado en las figuras anteriores, el modelo propuesto se ajusta satisfactoriamente a los ensayos experimentales, tanto en el caso monotónico como en caso histerético. Estas figuras muestran que es posible simular en forma correcta el comportamiento de pórticos planos de acero ante cargas monotónicas o revertidas, conociendo con anterioridad las características del comportamiento de las barras que los componen si se efectúan ensayos simples monotónicos e histeréticos sobre los elementos.

Se hace notar que la simulación obtenida para el pórtico histerético 1 se aleja fuertemente del comportamiento obtenido en laboratorio durante sus últimas etapas. Este fenómeno se debe posiblemente a rotura prematura de elementos, no consideradas en este modelo.

A continuación se presentan los mapas de daño obtenidos mediante la aplicación del modelo en los pórticos a escala reducida ensayados, tanto ante cargas monotónicas como histeréticas. Para el caso monotónico mostrado en la figura 7-29 se presentan los mapas de daño que corresponden al final de cada una de las descargas efectuadas, de modo de apreciar la evolución del valor de las variables de daño en las etapas intermedias del ensayo. Para los casos histeréticos mostrados en las figuras 7-30 a 7-32, ambas inclusive, se muestran los valores de daño positivo y negativo al final de cada uno de los ensayos.

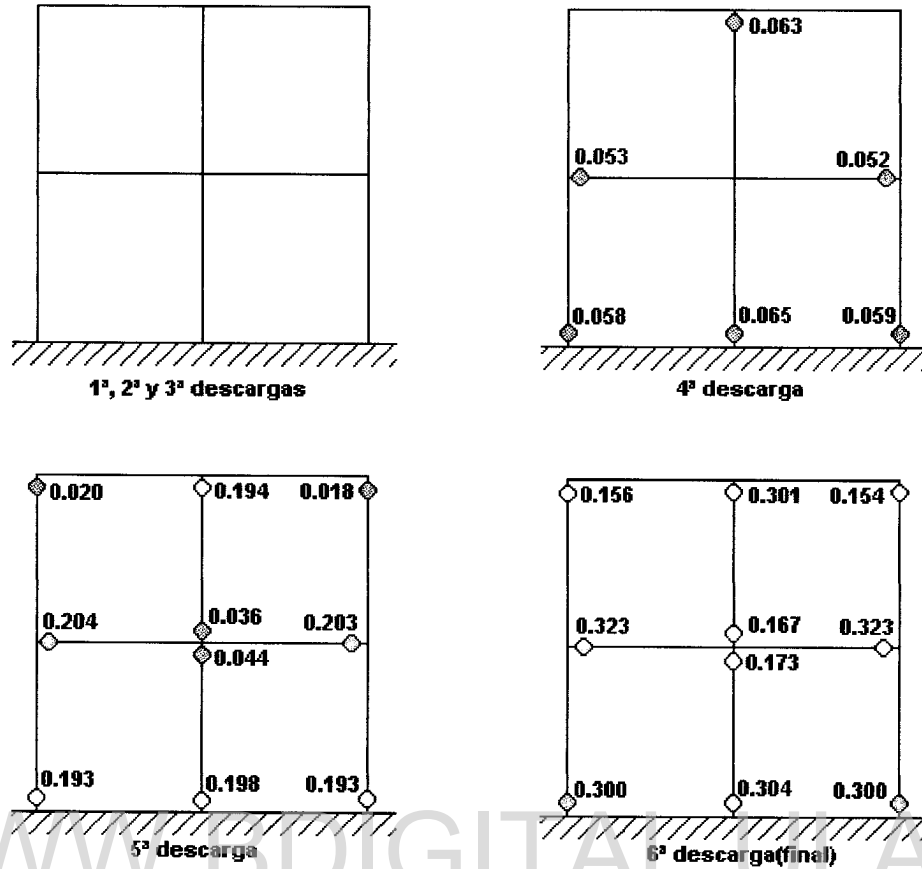


Figura 7.29. Mapa de evolución del daño en pórtico monotónico.

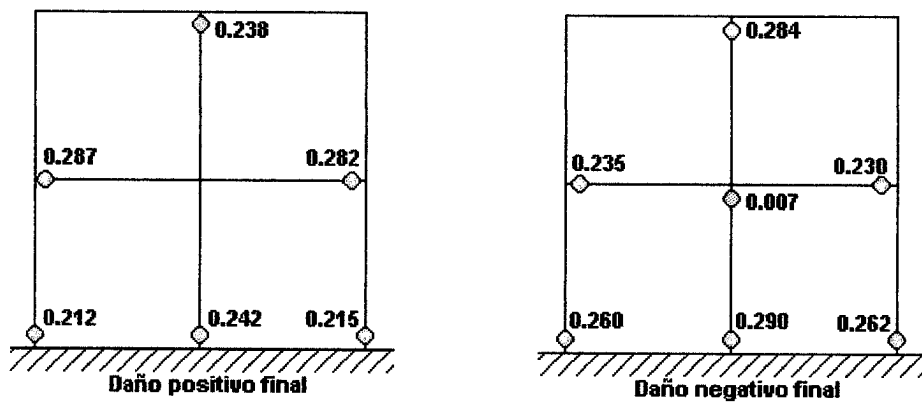


Figura 7.30. Mapa final de daño positivo y negativo en pórtico histerético 1.

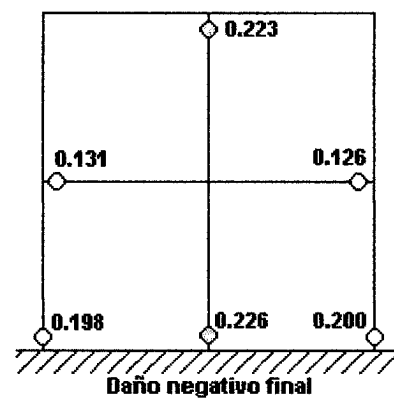
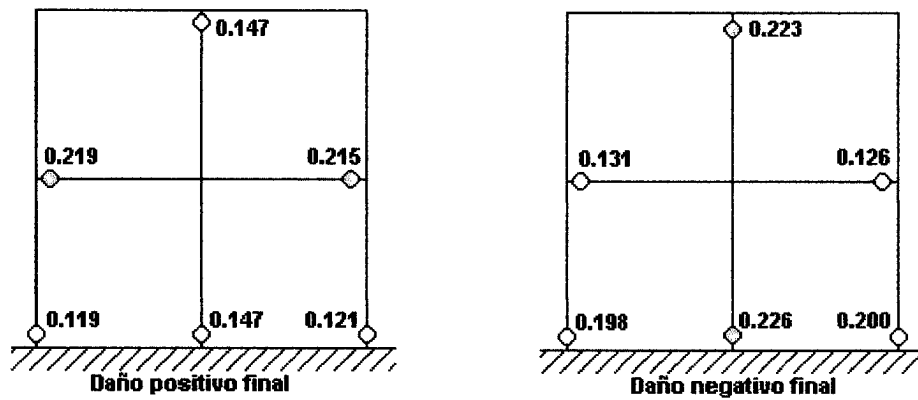


Figura 7.31. Mapa final de daño positivo y negativo en pórtico histerético 2.

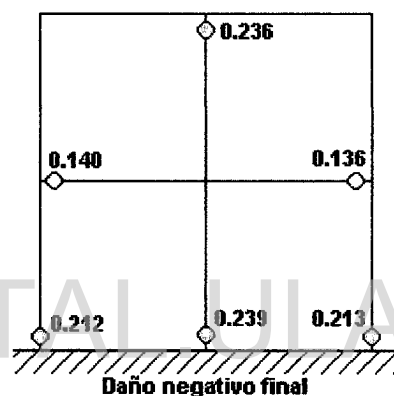
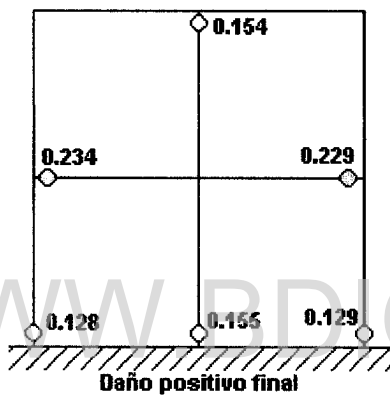


Figura 7.32. Mapa final de daño positivo y negativo en pórtico histerético 3.

Capítulo 8

8.1 CONCLUSIONES

Esta investigación propone una nueva Ley de Comportamiento bajo los conceptos de la teoría del Daño Concentrado para el análisis de estructuras aporricadas sometidas a cargas monotónicas e histeréticas.

Este modelo permite representar algunos de los fenómenos que se encuentran incluidos en el deterioro del comportamiento de miembros estructurales de acero, una vez que se han sobrepasado los límites de comportamiento elástico y desarrollo de comportamiento dúctil del material.

A pesar de ser un modelo cuya formulación es sencilla, incluye los fenómenos de pérdida de rigidez, pérdida de resistencia, endurecimiento isótropo, endurecimiento cinemático y resistencia residual de los elementos de acero; se introducen asimismo en la formulación los conceptos de daño unilateral y contrapandeo, los que permiten representar eficientemente las diferencias de comportamiento de elementos de acero ante cargas monotónicas e histeréticas.

Una de las principales bondades del modelo propuesto es que los parámetros necesarios para definir el comportamiento de los pórticos planos y los elementos que los constituyen, pueden ser identificados de ensayos simples de elementos sometidos a cargas monotónicas.

Aunque es claro que el modelo propuesto no describe la totalidad de los fenómenos que participan en el deterioro del comportamiento de los elementos estructurales, considera los más sobresalientes de una forma sencilla, permitiendo obtener una estimación mas realista del comportamiento, que los modelos anteriores de daño. Esto supone un avance hacia la solución de problemas prácticos que se presentan en estructuras que requieran estudios inelásticos debido a su complejidad o debido a estar sometidas a cargas de tipo sísmico.

Este modelo viene a constituir una herramienta práctica para el estudio de problemas importantes como las relaciones existentes entre el daño de las

secciones estructurales de acero y su capacidad para desarrollar ductilidad, lo que permitiría establecer límites para las ductilidades admitidas por los códigos de diseño, tomando en cuenta la acumulación de los efectos de deterioro y las pérdidas de resistencia y rigidez en los miembros estructurales una vez iniciado el daño.

Mediante este modelo se pueden obtener los valores necesarios para conformar mapas de daño que muestran los diferentes grados de deterioro que se presentan en los elementos de un pórtico.

Para generalizar el modelo propuesto es necesario incluir otros efectos no tomados en cuenta en éste, tal como: Inclusión de los efectos de la fuerza cortante y/o fuerza axial en las funciones de daño y otros efectos. Asimismo debe verificarse este modelo para el caso de secciones abiertas, comunes en la práctica de la Ingeniería Estructural y no consideradas en el desarrollo de este modelo en particular.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

8.2 REFERENCIAS

1. **Ades C S**, (1957), "Bending strength of tubing in the plastic range.", J. Aeronautical Sci., 24, pp605-610.
2. **American Institute of Steel Construction**, (1995), "Load & Resistance Factor Design" Manual of Steel Construction, Second Edition, USA
3. **Brazier L G**,(1927), "On the flexure of thin cylindrical shells and other thin sections", Proc. Royal Soc. A, London, U.K, 166, pp 104-114
4. **Chaboche J.L.**,(1978) "Description thermodynamique et phénoménologique de la viscoplasticité avec endommagement" (en Francés), Tesis Doctoral, Universidad de París VI, Francia
5. **Chan S..L., Kitipornchai S and Al-Bermani F.G.A.** (1991) "Elasto-Plastic Analysis of Box-Beam-Columns Including Local Buckling Effects", J of Struct. Eng., Vol. 117 N° 7, 1991.
6. **Cipollina A, López-Inojosa A y Flórez-López J**, (1993), "Un modelo simplificado de daño para pórticos de concreto armado." I Jornadas andinas de Ingeniería Estructural, Mérida, Venezuela.
7. **Fabian O**, (1977), "Collapse of cylindrical, elastic tubes under combined bending, pressure and axial loads", Int. J. Sol. Struct., 24, pp 505-535.
8. **Fabian O**, (1981), "Elastic-plastic collapse of long tubes under combined bending and pressure loads", Ocean Engrg., 8, pp 295-330
9. **Flórez-López J**, (1995), "Unilateral model of damage for RC frames.", J Struc Eng ASCE, 121(12), pp 1765-72
10. **Flórez-López J**. (1998) "Frame analysis and continuum damage mechanics" J. Eur. Mech. Vol. 17, N° 2

11. **Flórez-López J**, (1999), "Plasticidad y Fractura en Estructuras Aperticadas", Monografías de ingeniería sísmica. CIMNE IS , España
12. **Gómez G**, (1996), "Un modelo simplificado de daño para estructuras de acero.", Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela
13. **Hibbit, Karlsson y Sorensen, Inc.**, (1998), " Abaqus. User's manual."
14. **Inglessis P., Gómez G., Quintero G. & Flórez-López J.** (1999) "Model of damage for steel frame members", Engineering Structures, N° 21, pp 954-964.
15. **Inglessis P.** (2000) "Modelado del comportamiento de pórticos de acero mediante la teoría del daño concentrado", Tesis Doctoral, Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela
16. **Inglessis P., Medina S., López A. & Flórez-López J.** (2000) "Modeling of cracking and local buckling in steel frames by using plastic hinges with damage", Int. Conf. On Behavior of Steel Structures in Seismic Areas STESSA 2000, Montreal, Canadá
17. **Inglessis P, Gómez G, Quintero G y Flórez-López J**, (1999), "Model of damage for steel frame members.", Engineering Structures, Vol.21, N° 10, pp 954-964.
18. **Kachanov L.M**, (1986), "Introduction to continuum damage mechanics". Martinus Nijhoff, Dordricht.
19. **Karamanos S and Tassoulas J.** (1996), "Tubular members. II: Local Buckling and Experimental Verification.", J. of Engineering Mechanics, Vol. 122,N° 1, pp 72-78
20. **Lee S.L., Shanmugam N.E. and Chiew S.P.** (1988) "Thin-walled steel box columns under arbitrary end loads", J. of Struct. Eng., Vol.114, N° 6, pp 1390-1402.

21. **Lemaitre J.**, (1992), "A course on damage mechanics.", Springer-Verlag, Germany
22. **Little G.H.** (1976), "Local and overall buckling of square box columns", Report N° CUED/C – Struct/TR46, Engineering Department, Cambridge University, Cambridge, U.K.
23. **Little G.H.** (1979), "The strength of square box columns- design curves and their theoretical basis", The Struct. Engr., 57A(2), pp 49-61.
24. **Marco García J.**, (1998), "Fundamentos para el cálculo y diseño de estructuras metálicas de acero laminado", Mc Graw-Hill.
25. **Medina S**, (1997), "Evaluación de un modelo de daño para pórticos de acero.", Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.
26. **Mulligan GP and Pekoz T**, (1987), "Local Buckling Interaction in Cold-Formed Columns", J. of Structural Engineering, Vol. 113,N° 3, pp 604-620
27. **Nemeth M**, (1992), "Buckling Behavior of Long Symmetrically Laminated Plates Subjected to Combined Loadings", NASA Technical Paper 3195
28. **Perdomo M.E, Ramírez A and Flórez-López J**,(1999), "Simulation of damage in RC frames with variable axial forces", Earthquake Engineering & Structural Dynamics Vol 28 No3.
29. **Powell H.G.** (1969), "Theory of nonlinear elastic structures ", J. Struct. Div. ASCE N° 95(ST12), pp 2687-2701
30. **Puglisi M**, (1994), "Fallas por fatiga en estructuras de concreto armado." Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.

31. **Quintero G**, (1997), "Un modelo de daño para pórticos de acero bajo solicitaciones histeréticas.", Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.
32. **Rabotnov Y.N.**, (1969), "Creep problems in structural members." North-Holland Publishing Company, Amsterdam.
33. **Reissner E**, (1961), "On finite pure bending of cylindrical tubes", Osterr. Ing. Arch., 15, pp 165-172.
34. **Reissner E and Weinitschke H**, (1963), "Finite pure bending of circular cylindrical tubes", Q. Appl. Math., 10, pp.305-319.
35. **Seshadri B.R. and Newman J.C.**, (1998), "Analysis of Buckling and Stable Tearing in Thin-Sheet Materials", NASA Technical Report TM-1998-208428
36. **Sohal I. And Chen W.** (1987) "Local Buckling and Sectional Behavior of Fabricated Tubes" J. of Structural Engineering, Vol. 113, N° 3, pp 519-533
37. **Thomson E, Bendito A and Flórez-López J**, (1998), "Simplified model of low cycle fatigue for RC frames.", Journal of Structural Engineering ASCE. Vol. 124, No9
38. **Weeks, G.E.**, (1967), "Buckling of a pressurized Toroidal Ring under Uniform External Loading.", NASA Technical Note TN-4124.

ANEXOS

ARTICULOS DERIVADOS DE ESTA TESIS

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Modeling of local buckling in tubular steel frames by using plastic hinges with damage

Pether Inglessis, Samuel Medina, Alexis López,
Rafael Febres and Julio Flórez-Lopez

Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela

Abstract. A model of the process of local buckling in tubular steel structural elements is presented. It is assumed that this degrading phenomenon can be lumped at plastic hinges. The model is therefore based on the concept of plastic hinge combined with the methods of continuum damage mechanics. The state of this new kind of inelastic hinge is characterized by two internal variables: the plastic rotation and the damage. The model is valid if only one local buckling appears in the plastic hinge region; for instance, in the case of framed structures subjected to monotonic loadings. Based on this damage model, a new finite element that can describe the development of local buckling is proposed. The element is the assemblage of an elastic beam-column and two inelastic hinges at its ends. The stiffness matrix, that depends on the level of damage, the yielding function and the damage evolution law of the two hinges define the new finite element. In order to verify model and finite element, several small-scale frames were tested in laboratory under monotonic loading. A lateral load at the top of the frame was applied in a stroke-controlled mode until local buckling appears and develops in several locations of the frame and its ultimate capacity was reached. These tests were simulated with the new finite element and comparison between model and test is presented and discussed.

Key words:

1. Introduction

Local buckling is one of the main modes of collapse of slender metallic structures. This is why this is an important subject in fields such as earthquake and offshore engineering. Extensive experimental analysis on the subject has been carried out. Karamanos & Tassoulas (Karamanos & Tassoulas 1996), for instance, report the following references on the subject: (Reddy 1979), (“Collapse” 1985), (“Effects 1988”), (“Hydrostatic” 1989) and (Kyriakides & Ju 1992). These works describe the behavior of steel or aluminum tubular members of circular cross section. Additionally, Chan *et al.* (1991) mentioned a report by Key & Hancock (1985) that studies beam-columns of square hollow sections. More recently, the experimental research carried out for the preparation of the Eurocode 9 (1998) on aluminum structures and the tests carried out at the Salerno University (Faella *et al.* 2000) can be mentioned.

In order to predict the behavior of tubular elements with local buckling, three different approaches can be found in the literature: semi-empirical methods based experimental analysis (see for instance Mazzolani and Piluso 1992, Faella *et al.* 2000), finite elements analysis using nonlinear 3D shell elements (For instance Ju & Kyriakides 1992, Chan *et al.* 1991 and Karamanos & Tassoulas 1996) and “strength

†

of material approaches”, or more generally speaking, 2D analysis (Sohal & Chen 1987 and Karamanos & Tassoulas 1996). A special mention must be made to this last approach that represents a simple and effective procedure for the analysis of a complex phenomenon. All these approaches may be considered as complementary and correspond to different aspects of an engineering application.

However, none of the aforementioned references considered the possibility of lumping local buckling in plastic hinges. This paper and others by researchers of the University of Los Andes (Inglessis *et al.* 1999, Inglessis *et al.* 2000) propose a model of the behavior of steel frame members with local buckling that combines concepts of continuum damage mechanics and the notion of plastic hinge. This approach has also been used for modeling the behavior of reinforced concrete structures where the main damage mechanism is due to the cracking of the concrete (see for instance Perdomo *et al.* 1999).

The range of applications of the model proposed in this paper corresponds to the case of large and complex structures where the appearance of local buckling in one location may have a significant influence on the behavior of the remaining members of the structure and on the appearance and development of local buckling in other locations. It is clear that more detailed analysis, like those based on shell theories are inadequate for this goal. It is also important to underline that this influence may be not negligible, since local buckling changes significantly the stiffness and strength of the members affected, and therefore it may force important stress redistributions in the entire structure.

This paper is organized as follows: in section 2 some experimental results that support the model are presented. The model itself is described in sections 3, 4 and 5. Section 3 presents the stiffness matrix of a frame member with local buckling lumped in inelastic hinges. Section 4 introduces a local buckling evolution law as a function of the plastic rotation of the hinge. Section 5 describes how the yielding function of the hinge is modified by the presence of local buckling. Section 6 introduces a finite element based on this model that can be included in the library of standard structural analysis programs. Finally, section 7 presents the structural analysis of a frame with local buckling, and compares these data with experimental results.

2. Experimental results obtained in steel tubular members subjected to bending

Some specimens representing steel frame members were subjected to bending. The elements were supported by an enlarged end block simulating a rigid column and loaded at the tip as cantilever beams (see Fig. 1).

The specimens were subjected to series of loadings, in displacement-controlled mode, and unloadings,

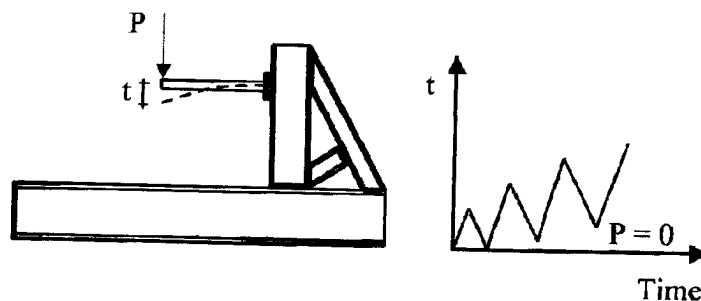


Fig. 1 Test on steel members: specimen and loading

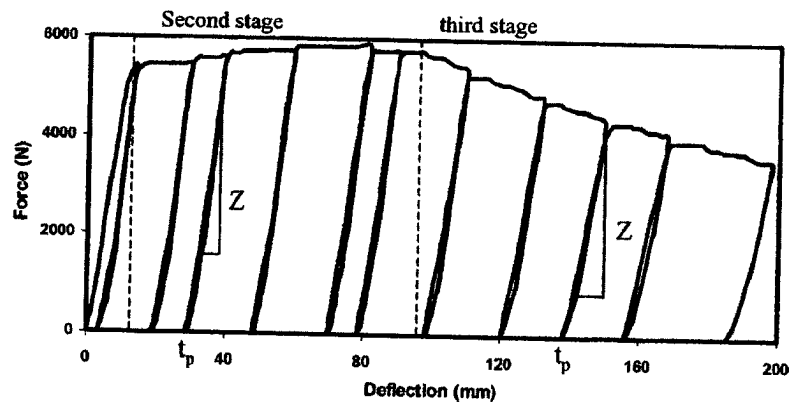


Fig. 2 Displacement at the tip vs. force in tubular steel member

in force-controlled mode, as shown in Fig. 1, 2 shows the results obtained in a test carried out with a tube of circular cross section (external diameter 60.3 mm, 2.6 mm of thickness, length 489 mm)

It can be noticed that the behavior of the element can be divided in three stages. First a zone of quasilinear response, followed by a phase of plastic hardening that seems to stabilize and finally a softening stage. The latter presents a behavior that could be represented by a straight line of negative slope. The last assumption corresponds to an idealization of the real behavior that is in fact much more complex. In this sense, the model that will be proposed in the following sections is the equivalent of the perfect plasticity model or the linear kinematic hardening model, i.e., a simplification that allows for a qualitative representation of the real behavior although not always quantitatively accurate. Other mathematical approximations could be used. For instance, in (Febres 2002) it has been explored the advantages of the use of an exponential function instead of a linear function. However, it is important to

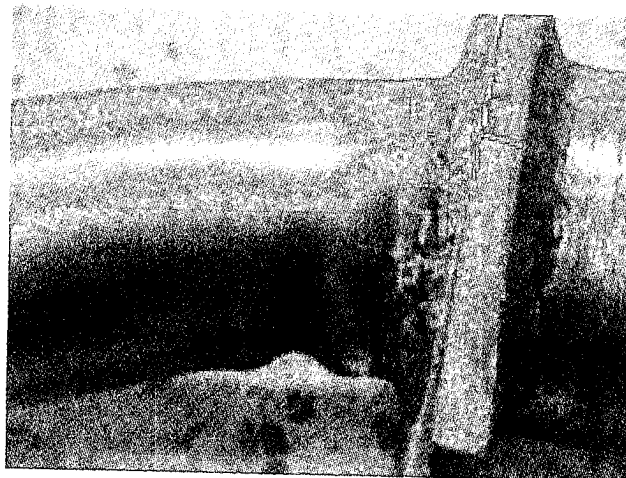


Fig. 3 Local buckling in the frame member

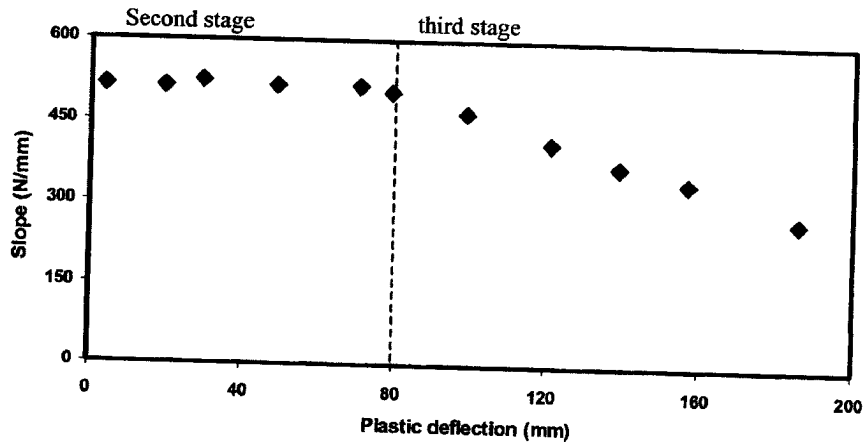


Fig. 4 Stiffness vs. permanent deflection

note that the influence of the specific softening representation is less critical as the frame is more complex.

The softening observed in the graph of Fig. 2 is due to the appearance of local buckling in the plastic hinge region (see Fig. 3). Local buckling develops decreasing the strength of the tube up to its total collapse.

Another effect associated to the apparition of local buckling is a progressive loss of stiffness, as shown in Fig. 4, that can be observed during the softening phase. In Fig. 4, the slope Z of the elastic unloading is plotted against the plastic or permanent deflection t^p that corresponds to that unloading. The meaning of the values of Z and t^p are indicated in the graph of Fig. 2.

The first part of the behavior can be modeled using the theory of elasticity; the second stage may be represented using the conventional concept of plastic hinge. This is obviously not the case of the third phase. The main goal of this paper is to propose an extension of the concept of plastic hinge that would allow the description of the three stages and the main phenomena observed during the tests, i.e. plastic deformations and the loss of stiffness and strength related to local buckling.

3. Modeling of local buckling in steel frame members with inelastic hinges

A member of the structure is isolated as indicated in Fig. 5. Matrices $\Phi^t = (\phi_i, \phi_j, \delta)$ and $M^t = (m_i, m_j, n)$ define generalized deformations and stresses of the member. The superscript t means "transposed" and the interpretation of the elements of the matrices is indicated in Fig. 5.

Matrix Φ is the equivalent of the strain tensor in continuum mechanics in the sense that it represents changes of shape of the member. The matrix M is then the equivalent of the Cauchy stress tensor. The relationship between the history of generalized deformations and the generalized stress matrix is called in this paper "generalized constitutive model" or constitutive model for a frame member. For instance, in an elastic element, the constitutive law is given by (1):

$$M = S^0 \Phi \quad \text{or} \quad \Phi = F^0 M \quad (1)$$

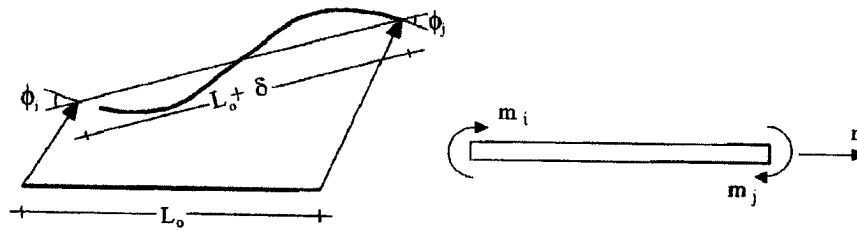


Fig. 5 Generalized stresses and deformations

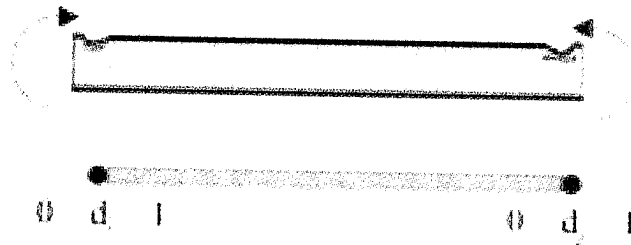


Fig. 6 Lumped inelasticity model

Where \mathbf{S}^0 is the elastic stiffness matrix and \mathbf{F}^0 the elastic flexibility of the frame member

In order to include local buckling and plastic effects, the member is assumed to be the assemblage of an elastic beam-column and two inelastic hinges as indicated in Fig. 6.

The state law of the frame member is obtained by assuming an additive decomposition of the generalized deformations in beam-column deformations Φ^b and hinge deformations Φ^h :

$$\Phi = \Phi^b + \Phi^h = \mathbf{F}^0 \mathbf{M} + \Phi^h$$

In these inelastic hinges, plasticity as well as local buckling is lumped. Therefore, it is assumed that hinge deformations result from plastic rotations $\Phi_p^i = (\phi_i^p, \phi_j^p, 0)$, as defined in conventional plastic theories for frames, and an additional term specifically related to local buckling Φ^d :

$$\Phi = \mathbf{F}^0 \mathbf{M} + \Phi^p + \Phi^d \quad (3)$$

It can be noticed that permanent elongations of the chord are neglected. This is a simplifying assumption and not a requirement of the model. The local buckling rotations depend on the “degree of local buckling”. In order to characterize the state of local buckling, a new set of internal variables is introduced: $\mathbf{D}^l = (d_i, d_j)$, where parameters d_i and d_j represent the level of damage of hinges i and j . These damage parameters can take values between zero and one. Zero represents a conventional plastic hinge without local buckling. In order to represent the loss of stiffness observed in Fig. 4 due to local buckling, the following expression of the local buckling deformations Φ^d is introduced:

$$\Phi^d = \mathbf{C}(\mathbf{D}) \mathbf{M} \quad (4)$$

Where $\mathbf{C}(\mathbf{D})$ is a diagonal matrix whose non-nil terms are: $C_{11} = d_i F_{11}^0 / (1 - d_i)$ and $C_{22} = d_j F_{22}^0 / (1 - d_j)$. These expressions can be justified on the basis of concepts of continuum damage mechanics (Flórez-

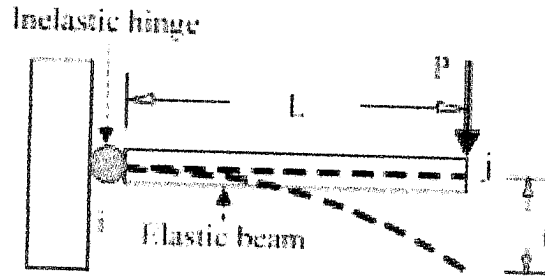


Fig. 7 Lumped inelasticity model of the test

López 1998). The flexibility matrix of a frame member with local buckling can be obtained by substitution of Eqs. (4) in (3):

$$\Phi - \Phi^p = F(D)M \text{ or } M = S(D)(\Phi - \Phi^p) \quad (5)$$

where

$$F(D) = F^0 + C(D) \text{ and } S(D) = F(D)^{-1} \quad (6)$$

4. Local buckling evolution law

The test discussed in section 2 of the paper is again considered. This test can be modeled using plastic hinges with damage as represented in Fig. 7.

The following boundary conditions applies to the problem represented in Fig. 7:

$$m_i = P.L; \quad m_j = 0; \quad \phi_i = \frac{t}{L}; \quad \phi_i^p = \frac{t^p}{L}; \quad d_i = d; \quad d_j = 0 \quad (7)$$

Where t^p is again the permanent deflection measured at the end of each elastic unloading. The state law (5) and the precedent boundary conditions determine the relationship between force and deflection during the test:

$$P = Z(d)(t - t^p) \text{ where } Z(d) = (1 - d)Z^0 \quad Z^0 = \frac{3EI}{L^3} \quad (8)$$

The term Z is again the slope of the elastic unloading during the test. Z^0 is the initial slope before local buckling. The second of Eqs. (8) suggest an experimental procedure for the determination of the local buckling state in the hinge from the graph of Fig. 4 (Inglessis *et al.* 1999):

$$d = 1 - \frac{Z(d)}{Z^0} \quad (9)$$

It is now possible to obtain the plot of damage in the hinge against plastic rotation as shown in Fig. 8.

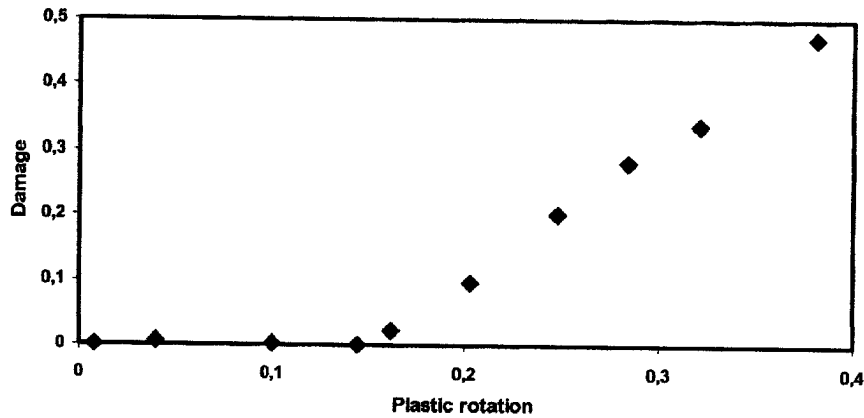


Fig. 8 Damage against plastic rotation in the hinge

In order to describe the behavior observed in Fig. 8, the following “local buckling function” is introduced for each inelastic hinge of the structure:

$$g_i = |\phi_i^p| - R(d_i) \leq 0 \quad (10)$$

The local buckling evolution law can now be written as:

$$\begin{cases} \dot{d}_i = 0 & \text{if } g_i < 0 \quad \dot{g}_i < 0 \\ \dot{d}_i > 0 & \text{if } g_i = 0 \quad \dot{g}_i = 0 \end{cases} \quad (11)$$

In other words, local buckling evolution is only possible if the plastic rotation of the hinge reaches some critical value or “local buckling resistance” R . This notation is suggested by an analogy with Fracture Mechanics. In the monotonic case, the “local buckling driving variable” is the plastic rotation of the hinge.

It is assumed that the local buckling resistance R is a function of the damage, i.e., the local buckling state, of the hinge. Function R can be identified from the graph of Fig. 8. For instance, a straight line of slope b and intersection with the plastic rotation axe p_{cr} can represent the tendency observed in the figure. In this case, the corresponding local buckling resistance has the following expression:

$$R(d_i) = p_{cr} + \frac{d_i}{b} \quad (12)$$

The evolution law defined by (11-12) is only valid in the case of monotonic loadings. In a more general case, more than one local buckling may appear in the plastic hinge region and the use of only one damage parameter and the plastic rotation as local buckling driving variable as proposed in this paper would not be sufficient.

In the examples presented in the following sections, the parameters p_{cr} and b are obtained from experimental results. This procedure is not the most convenient for real engineering applications. A systematic and rational procedure for the determination of local buckling parameters must be established if the model

is to be used in the engineering practice. This is a problem that remains open, that requires additional experimental and theoretical work, and that will not be addressed in this paper. However some general ideas are discussed in the conclusions of the paper.

5. Plastic rotation evolution law

The yielding function of a plastic hinge without local buckling can be written in the following way:

$$f_i = |m_i - x_i| - m_e \quad (13)$$

where x_i is a kinematic hardening term and m_e is the last elastic moment of the cross section member. As aforementioned, plastic hardening in the member can be developed to an important degree, close to saturation, before local buckling appears. Therefore, some kind of non-linear kinematic law is needed to describe the behavior of the hinge before local buckling appears. For instance, in the numerical simulations presented in the next section, the one proposed by Chaboche (1978) was used:

$$\dot{x}_i = \beta(m_y - m_e)\dot{\phi}_i - \beta x_i |\dot{\phi}_i^p| \quad x_i = 0 \text{ for } \dot{\phi}_i^p = 0 \quad (14)$$

Where m_y is the ultimate moment of the cross section and β is a member-dependent parameter. The meaning of the terms m_e and m_y is illustrated with the help of the conventional concepts of the strength of materials in Fig. 9.

The velocity of the transition from the last elastic moment m_e to the ultimate moment m_y depends on the shape of the member cross section as shown in Fig. 10.

With the law (14), the evolution from m_e to m_y in the plastic hinge is represented by an exponential law and the velocity of the transition is given by the parameter β as shown in Fig. 11. Thus, the constant β must be computed to fit the specific hardening velocity for each particular cross section.

Plastic rotation evolution law can now be described by an equation similar to (11):

$$\begin{cases} \dot{\phi}_i^p = 0 & \text{if } f_i < 0 \quad \dot{f}_i < 0 \\ \dot{\phi}_i^p \neq 0 & \text{if } f_i = 0 \quad \dot{f}_i = 0 \end{cases} \quad (15)$$

As aforementioned, when local buckling appears in the plastic hinge region, a sudden loss of strength

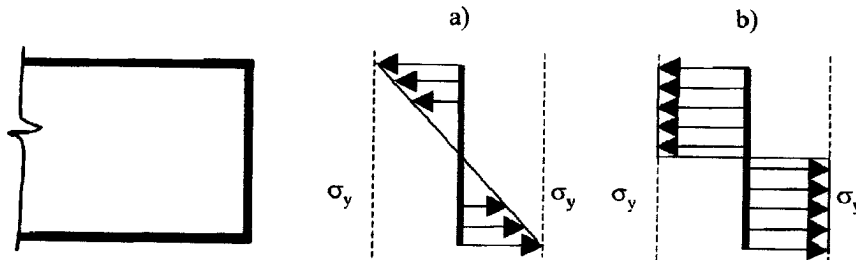


Fig. 9 (a) Stress distribution in the cross section when the moment reaches the value m_e (σ_y yielding stress).
(b) Stress distribution for the ultimate moment m_y

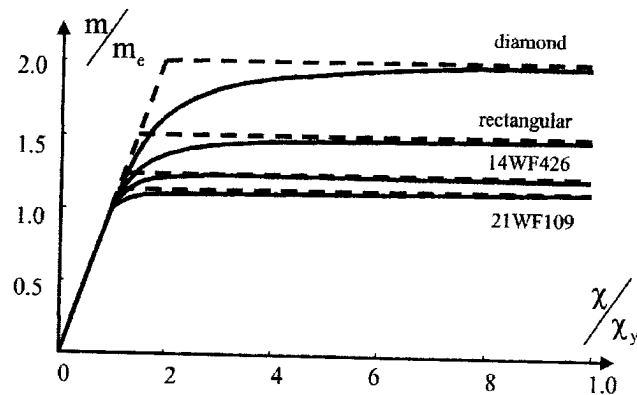


Fig. 10 Exact moment-curvature relationship for different cross sections after (Chen and Sohal 1995)

is observed in the member. Therefore, the maximum moment of the cross section is no longer m_y but a lower value that depends on the local buckling state. In order to model this phenomenon, the concept of “equivalent moment” is introduced. This concept is similar to that of equivalent stress used in poro-elasticity and damage mechanics. The equivalent moment \bar{m}_i on a plastic hinge with damage is defined as:

$$\bar{m}_i = \frac{m_i}{1 - d_i} \tag{16}$$

Then, the yielding function of a plastic hinge with local buckling can be obtained by introducing the effective moment instead of the conventional moment in expression (13).

$$f_i = \left| \frac{m_i}{1 - d_i} - x_i \right| - m_e \tag{17}$$

In continuum damage mechanics, this procedure is called “hypothesis of equivalence in deformations”. The plastic rotation evolution law is now defined by this yielding function with the unmodified expressions (14-15).

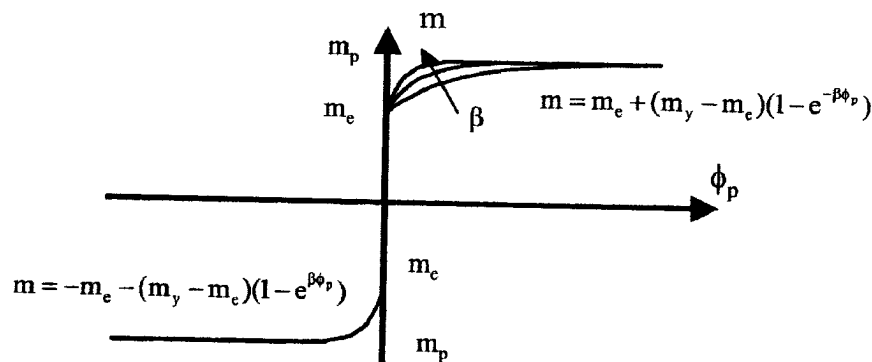


Fig. 11 Tested frame

In some cases, local buckling appears in the plastic hinge region before the plastic hardening reaches saturation. The model can reproduce this situation by an adequate choice of the parameters β in Eq. (14) and p_{cr} in expression (12).

6. Formulation of a finite element with local buckling

Fig. 12 shows the degrees of freedom q and the nodal forces Q in a frame element. The relationship between generalized deformations Φ and the elements degrees of freedom can be obtained by simple geometrical considerations. In the general case, including geometrically nonlinear effects (see Fig. 13), this relationship is:

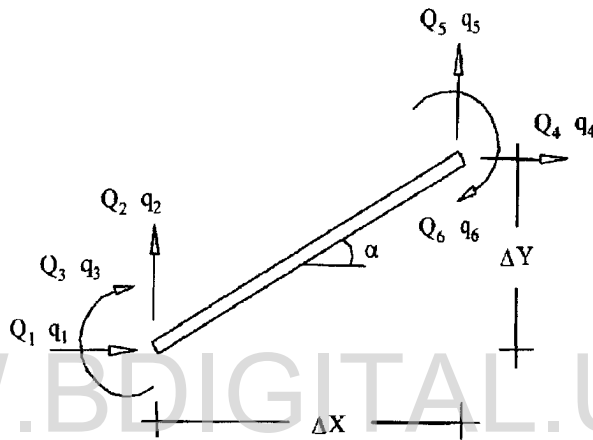


Fig. 12 Test and simulation on a planar frame

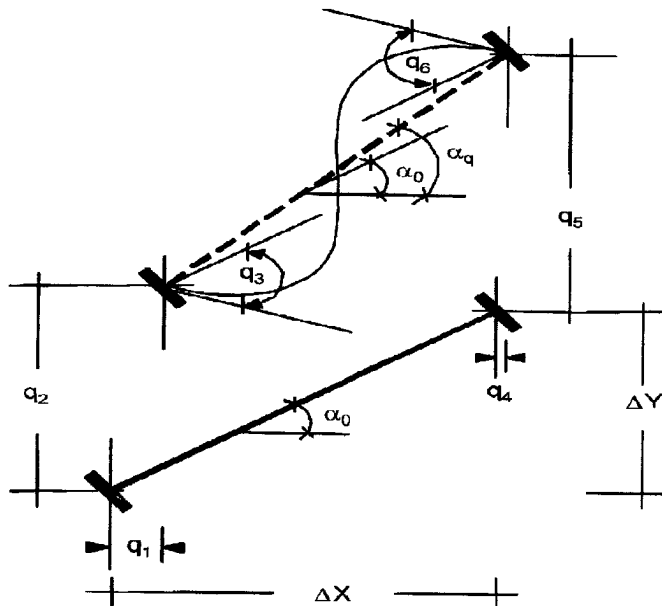


Fig. 13 Identification test and numerical simulation

$$\phi_i = q_3 - (\alpha_0 - \alpha(q)); \phi_j = q_6 - (\alpha_0 - \alpha(q)) \quad \delta = L(q) - L_0 \quad (18)$$

Where

$$\alpha = \tan^{-1}((\Delta Y_0 + q_5 - q_2)/(\Delta X_0 + q_4 - q_1)); \quad (19)$$

In Eqs. (18)-(19), the terms with the index 0 represent quantities in the reference configuration.

The relationship between generalized stresses M and nodal forces Q can be obtained by considering the equilibrium of the member in the deformed configuration:

$$Q_1 = (m_i + m_j)(\sin\alpha/L) - n \cos\alpha; \quad Q_2 = -(m_i + m_j)(\cos\alpha/L) - n \sin\alpha; \quad Q_3 = m_i$$

$$Q_4 = -(m_i + m_j)(\sin\alpha/L) + n \cos\alpha; \quad Q_5 = (m_i + m_j)(\cos\alpha/L) + n \sin\alpha; \quad Q_6 = m_j \quad (20)$$

Eqs. (18)-(20) and the constitutive model defined by expressions (5,6, 10-12, 14-17) constitute a set of equations that define a conventional finite element. This element has been implemented in a commercial F.E. program that allows nonlinear analysis (Inglessis 2000).

7. Verification of the model

In order to verify the model, another series of tests was carried out in laboratory. (Medina 1998) This time, the specimens consisted of a steel frame of two levels and two spans (see Fig. 14). The elements had rectangular hollow cross section and were welded at the joints. Nominal characteristics and dimensions of the frame and its members are shown in Tables 1 and Fig. 14 respectively. The frame was subjected to the same class of loading that was described in section 2 of the paper and that is represented in Fig. 1. The experimental results of one of the monotonic tests are shown in Fig. 15.

Single elements of the frame were tested in order to identify the parameters of the model. Fig. 16

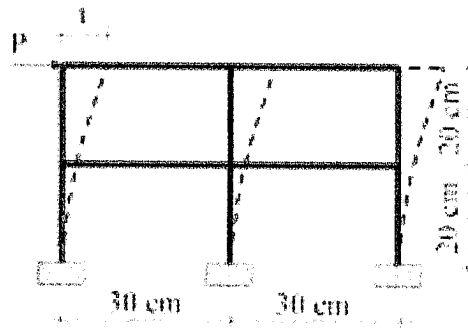


Fig. 14 Damage distribution in the frame

Table 1 Nominal characteristics of the tested frame

Frames	H (mm)	B (mm)	e (mm)	sect. (mm ²)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
1	41.0	24.0	2.5	300	63970	26655

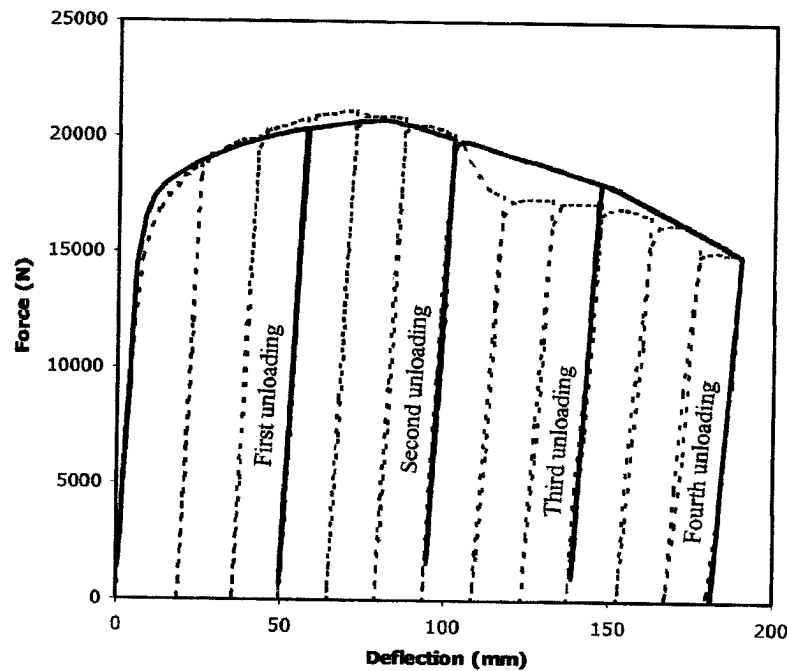


Fig. 15 Test and simulation on a planar frame

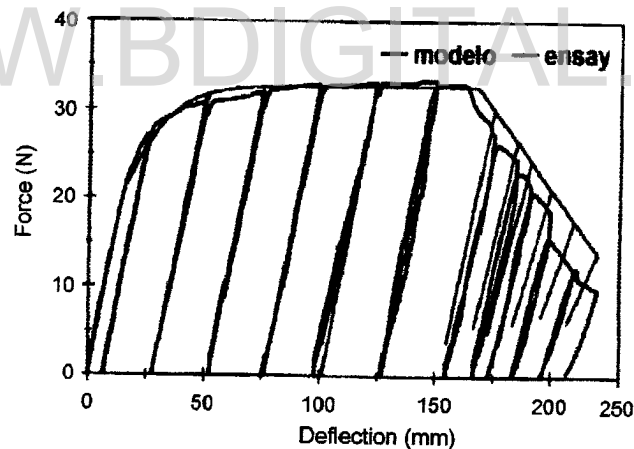


Fig. 16 Identification test and numerical simulation

shows the results of the identification in one of the member frame tests. The parameters are presented in Table 2.

Fig. 14 shows the comparison between model and experimental results in the case of a frame. For the sake of clarity, only four of the elastic unloadings are represented in the simulation. Fig. 17 indicates the state of damage at the end of the four unloadings shown in Fig. 14. The numbers beside the hinges represent the damage values. The first distribution presents six plastic hinges with no damage, i.e.

Table 2 Parameters of the model

test	m_e (N-mm)	b	p_{cr}	m_y (N-mm)	β
beam 1	622722,28	1,30	0,210	760015,38	18,00
beam 2	715885,45	1,60	0,170	941438,45	21,00
column 1	583495,68	1,30	0,200	706078,80	18,50
column 2	764918,70	1,60	0,190	961051,70	20,00
beam	669303,86	1,45	0,190	850726,89	19,50
columns	674207,19	1,45	0,195	833565,25	19,25

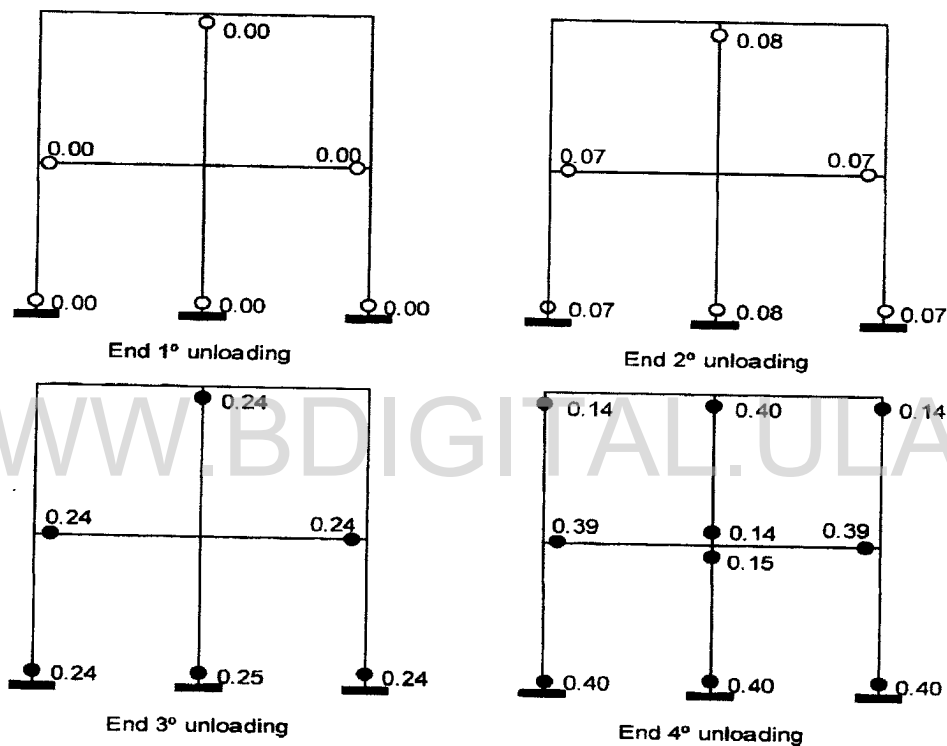


Fig. 17 Damage distribution in the frame

without local buckling. It can be noticed that this state corresponds to the plastic hardening phase of the test.

The maximum resistance of the frame is reached between the first and second elastic unloading of the simulation where a sudden change of the tangent slope can be appreciated. In the simulation, this modification of the tangent stiffness is due to the appearance of local buckling in the same six plastic hinges. Four new plastic hinges appear in the frame without local buckling while damage continues to evolve in the first six hinges. After the third unloading, local buckling appears also in the four remaining hinges. In the simulation, a slight additional modification in the tangent stiffness can be appreciated when that happens. The test was stopped after the fourth unloading and the computed final state of damage is shown in the last of Fig. 14.

8. Conclusions

The model presented in this paper constitutes an alternative approach for the analysis of structures with local buckling. The authors believe that this alternative may be valuable in many engineering problems. It must be underlined that the structure analyzed in the precedent section corresponds to a very complex and expensive problem if, for instance, shell theory is to be used. On the other hand, only ten finite elements were needed with the use of inelastic hinges that lumps local buckling as well as plasticity. The difference of costs between both kinds of analysis may be huge: expensive commercial finite element programs vs. cheap direct stiffness programs; tens of thousands of elements or even more vs. dozens or hundreds of elements at the most; parallel computers vs. PCs and so on.

When shell theory is used, only one joint of the structure or even only one element of the structure is, usually, analyzed. Of course, this analysis is important and meaningful but one important phenomenon has to be ignored: the coupling between local buckling in different locations of the structure. This phenomenon cannot be neglected since the experimental results show important variations on the stiffness and the strength of the individual member. The stress redistribution that results from the stiffness modification changes the rate of plastic flow and local buckling in the entire structure. Probably, in strategic structures such as those of the offshore engineering both analysis, shell and lumped damage, are needed.

The use of the lumped inelasticity model for local buckling description implies that the user has some knowledge of the location where this phenomena can happen in the structure. The discretization of the frame in elements must be carried out taking into account this fact. This is also the case of the conventional lumped plasticity model without local buckling that has been extensively used in the practice. In most cases this discretization does not present difficulties for the user and refinement of the model is not customary. In this sense, the use of inelastic frame theories is more related with the direct stiffness method than with the finite element method.

One important subject is that of the parameter determination. In the example presented in this paper, these parameters were obtained via experimental identification of single elements of the frame. The authors believe that this is also possible in the case of real engineering applications, since metallic elements comes usually in a limited number of predetermined sizes. However this is probably not necessary. For instance, the strength of materials approach or even shell theory might be used for an estimation of the parameter values. In fact, this is the procedure employed for the determination of the constants in the case of conventional plastic hinges: the values of the last elastic moment m_e and the ultimate moment m_y are computed via strength of material analysis of individual elastic-plastic beams.

The model discussed in this paper do not takes into account the influence of the axial force on the development of local buckling. This influence can be determinant. A simplifying approach to this problem could be the determination of the model parameters as a function of the axial force. An even simpler approach can be the determination of these constants for a given average value of the axial force. This was the case of the frame analyzed in the last section of the paper where it was assumed a zero value of the axial force average of all the frame members. A more rigorous approach would need of the inclusion of permanent axial elongations and the use of some kind of plastic flow rule. In any case, this remains also an open problem.

It might be argued that the strength of material approach could also be used to analyze frames with local buckling and this is, of course, true. However, this is also the case of the plastic analysis of frames without local buckling and, nevertheless, practitioners usually prefer the use of plastic hinges. The

reason is that even when compared with strength of material approaches, the use of plastic or inelastic hinges is considerably simpler and cheaper and provides for very good results. It is the hope of the authors that this may be also the case for local buckling.

Acknowledgements

The authors are grateful to CONICIT and CDCHT of the University of Los Andes for providing the financial support for the project.

References

- Chaboche, J.-L. (1978), "Description thermodynamique et phénoménologique de la viscoplasticité avec endommagement", (in French), Doctoral Thesis, University of Paris VI, France.
- Chan, S.L., Kitipornchai S. and Faris, G.A. (1991), "Elasto-plastic analysis of box-beam-columns including local buckling effects", *J. Struct. Engrg.*, ASCE **117**(1), 1946-1962.
- Chen W.F. and Sohal I. (1995), *Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames* Springer-Verlag, NY.
- "Collapse tests of short tubular columns subjected to combined loads", (1985), *Final rep. Prepared by Penzoil/ Joint Industry Project*, Chicago Bridge and Iron, Plainfield, III.
- "Effects of external hydrostatic pressure on tubular beam-columns", (1988), *Final Rep. Proj. No. 06-1184*, American Petroleum Institute, San Antonio, Tex.
- Faella, C., Mazzolani, F.M., Piluso, V. and Rizzano, G. (2000), "Local buckling of aluminum members: testing and classification", *J. Struct. Engrg.*, ASCE **126**(3), 353-360.
- Febres, R. (2001), "A damage model for steel planar frames under hysteretic loading", (in Spanish) *PhD Thesis* University of Los Andes, Venezuela.
- "Eurocode 9: design of aluminum alloy structures. part 1.1. (1998). PrENV 1999-1.1, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Flórez-López, J. (1998), "Frame analysis and continuum damage mechanics" *J. Eur. Mech.* **17**(2), 269-283.
- "Hydrostatic beam-column tests (phase II)", (1989). *Final Rep., Contract No C92731*, American Petroleum Institute Project N0. 87-56, Chicago Bridge and Iron, Plainfield, III.
- Inglessis, P. (2000), "Modelado del comportamiento de pórticos de acero mediante la teoría del daño concentrado", (in Spanish). Doctoral Thesis, University of Los Andes, Venezuela.
- Inglessis, P., Gómez, G., Quintero, G., and Flórez-López, J. (1999), "Model of damage for steel frame members", *Engrg. Struct.*, **21**(10), 954-964.
- Inglessis, P., Medina, S., López, A. and Flórez-López, J. (2000), "Modeling of cracking and local buckling in steel frames by using plastic hinges with damage", *Proc. Int. Conf. On Behavior of steel structures in seismic areas STESSA 2000*, Montreal, Canada.
- Ju, G.T. and Kyriakides, S. (1992), "Bifurcation and localization instabilities in cylindrical shells under bending II. Predictions", *Int. J. Solids and Struct.*, **29**(9), 1143-1171.
- Karamanos, S.A. and Tassoulas J.L. (1996), "Tubular members. II: Local buckling and experimental verification", *J. Engrg. Mech.*, ASCE, **122**(1), 72-78.
- Key, P.W. and Hancock, G.J. (1985), "An experimental investigation of the column behavior of cold-formed square hollow section", *Res. Report No. R493*, Department of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Sydney, New South Wales, Australia.
- Kyriakides, S. and Ju, G.T. (1992), "Bifurcation and localization instabilities in cylindrical shells under bending I. Experiments", *Int. J. Solids and Struct.*, **29**(9), 1117-1142.
- Mazzolani, F.M., Piluso, V. (1992), "Evaluation of the rotation capacity of steel beams and beam-columns", *Proc., 1st COST C1 Workshop*, Strasbourg, 517-529.
- Medina, S. (1998), "Evaluación de un modelo de daño para pórticos de acero", (in Spanish). MSc. Thesis, University

of Los Andes, Venezuela.

Perdomo, M.E., Ramirez, A. and Florez-Lopez, J. (1999), "Simulation of damage in RC frames with variable axial forces", *Earthquake Engrg. & Struct. Dyn.* **28**(3), 311-328.

Reddy, B.D. (1979), "An experimental study of the plastic buckling of circular cylinders in pure bending", *Int. J. Solids and Struct.*, **15**, 669-683.

Sohal, S.I. and Chen, W.F. (1987), "Local buckling and sectional behavior of fabricated tubes", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, **113**(3), 519-533.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

MODELADO DEL PANDEO LOCAL EN ELEMENTOS TUBULARES BAJO CARGAS CICLICAS

R. Febres Cedillo¹, P. Inglessis¹, J. Flórez López¹

(1) Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes, Venezuela

RESUMEN

En este trabajo se describe un modelo del comportamiento de estructuras metálicas sometidas a esfuerzos de flexión. El modelo hace énfasis en la descripción de la falla por pandeo local de estos elementos. Para ello se supone que los dos fenómenos inelásticos presentes en el proceso, plasticidad y pandeo local, pueden ser concentrados en rótulas inelásticas. El modelo incluye también la posibilidad de aparición de dos pandeos locales en la zona de la rótula inelástica: uno debido a momentos positivos y el otro a momentos negativos. Se introduce la hipótesis del contrapandeo que consiste en suponer que como consecuencia de la evolución de uno de los pandeos locales el otro resulta parcialmente bloqueado. Finalmente, el modelo es probado mediante la simulación numérica de dos ensayos de laboratorio: uno a nivel de un elemento estructural y el otro sobre una estructura aporticada.

ABSTRACT

In this paper, a model of the behavior of metallic structures subjected to flexural effects is proposed. The model focuses on the description of failure due to local buckling. It is assumed that the two inelastic phenomena involved in the process, plasticity and local buckling, can be lumped at inelastic hinges. The model takes into account that two local buckling can appear in the inelastic hinge region: one due to positive moments and the other one related to negative flexion. The hypothesis of “counter-buckling” is introduced. This hypothesis states that as a consequence of the evolution of one local buckling, the other one results partially blocked. Finally, the model is verified through the numerical simulation of two experimental tests: one on a structural element, the other one on a framed structure.

INTRODUCCION

El pandeo local es el mecanismo de falla en muchos elementos estructurales tubulares o de sección delgada. El modelado de este tipo de fenómeno es por lo tanto un tema importante en el área de la evaluación de la seguridad y confiabilidad estructural. Las aplicaciones potenciales de esta clase de modelos incluyen a muchas estructuras de Ingeniería Civil y de la Industria Petrolera. Las sobrecargas puede ser de naturaleza sísmica o debidas a impactos, explosiones o asentamiento de apoyos. En este artículo se propone un modelo para la descripción de este fenómeno. El modelo esta basado en la Teoría del Daño Concentrado que consiste en combinar los métodos de la Mecánica de la Fractura y la Teoría del Daño Continuo con el concepto de rótula plástica. El pandeo local se representa mediante variables internas que toman valores entre cero (ausencia de pandeo) y uno. La ley de elasticidad de un elemento con pandeo local se basa en el concepto de unilateralidad, el comportamiento plástico de la rótula con pandeo local se obtiene a través de la hipótesis de equivalencia en deformaciones y la ley de evolución del pandeo se basa en la hipótesis de contrapandeo. La comparación entre modelo y ensayos en dos ejemplos particulares permiten comprobar la buena precisión del modelo.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS TUBULARES DE ACERO SOMETIDOS A FLEXION.

En la figura 1 puede observarse el comportamiento de un elemento tubular de acero en voladizo sometido a sollicitaciones cíclicas. Durante el ensayo se observaron tres etapas bien definidas. Una primera etapa de comportamiento que puede calificarse de elástica en donde los desplazamientos son proporcionales a las cargas. Seguidamente se observó una etapa elastoplástica con endurecimiento cinemático y que puede representarse mediante el concepto de rótula plástica. Finalmente se observó un proceso de ablandamiento que puede ser apreciado en la curva fuerza-desplazamiento. Este proceso de ablandamiento coincidió con la aparición del pandeo local, o más precisamente de los pandeos locales, en el elemento. Este fenómeno puede ser observado en la figura 2. En las siguientes secciones se describirá un modelo para caracterizar las tres etapas de este comportamiento.

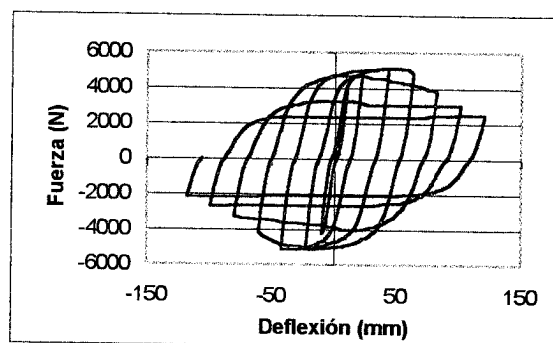


Figura 1 Ensayo histerético de elemento.

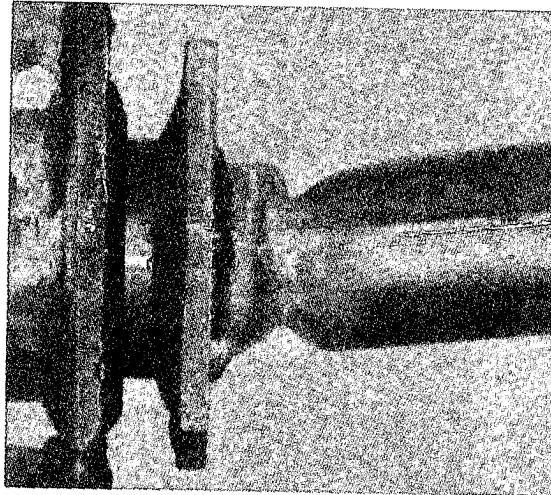


Figura 2. Pandeo local ante cargas cíclicas.

LEY DE ELASTICIDAD EN PRESENCIA DE PANDEO LOCAL

El concepto de esfuerzo y deformación de un elemento estructural de acero puede ser definido mediante las matrices $\mathbf{M}^t = (m_i, m_j, n,)$ y $\Phi^t = (\phi_i, \phi_j, \delta)$ cuyo significado se representa en las figuras 3a y 3b. La ley de elasticidad define la relación entre estas matrices cuando han aparecido deformaciones plásticas y pandeo local en el elemento. Estos últimos fenómenos inelásticos son tomados en cuenta suponiendo que pueden ser concentrados en rótulas inelásticas tal y como se muestra en la figura 4.

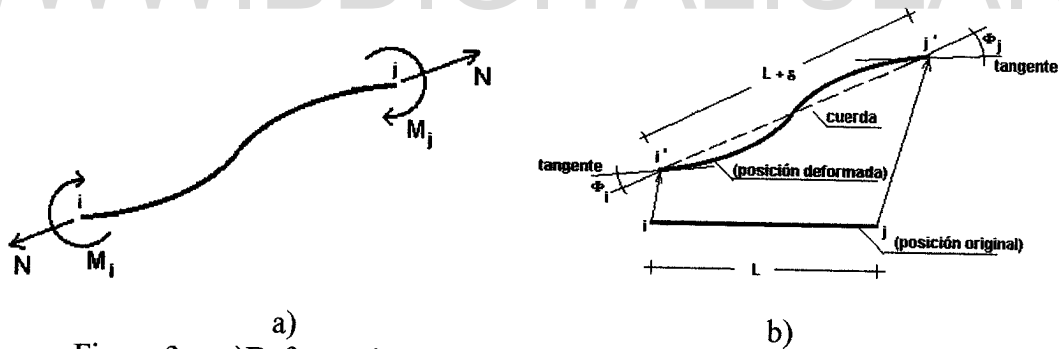


Figura 3. a) Deformaciones generalizadas b) Esfuerzos generalizados.

Con el objeto de cuantificar el nivel de plasticidad y pandeo local en el elemento, se introducen las siguientes variables: la matriz de deformaciones plásticas $\Phi_p^t = (\phi_i^p, \phi_j^p, 0)$, la matriz de pandeo local por momentos positivos $\mathbf{D}^+ = (d_i^+, d_j^+)$ y la matriz de pandeo local por momentos negativos $\mathbf{D}^- = (d_i^-, d_j^-)$. La matriz de deformaciones plásticas contiene las rotaciones de las dos rótulas del elemento, las variables en las matrices de pandeo toman valores entre cero y uno, correspondiendo el cero a la ausencia de pandeo local y uno a un hipotético pandeo total en la rótula (figura 4). El grado de pandeo local puede ser medido experimentalmente mediante el procedimiento descrito en [1].

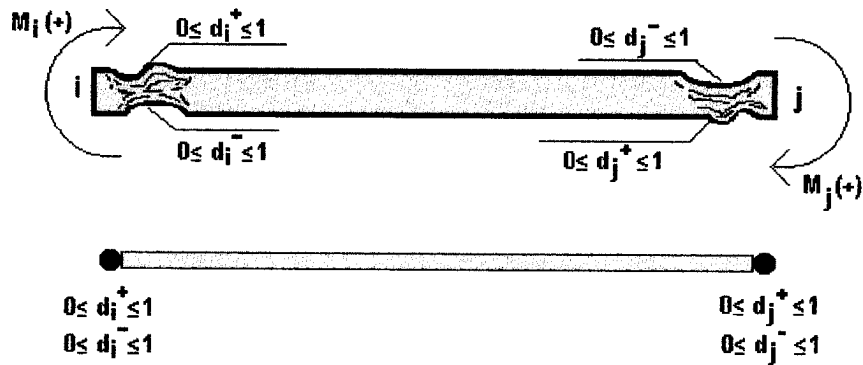


Figura 4 Elemento estructural con daño unilateral

La presencia del pandeo local reduce la rigidez de la estructura. Esta reducción puede ser observada en la figura 5 donde se grafica la fuerza contra el valor absoluto del desplazamiento durante las descargas elásticas del ensayo descrito en la sección precedente. Este comportamiento puede ser caracterizado mediante la siguiente ley de elasticidad:

$$\Phi - \Phi_p = \mathbf{F}(\mathbf{D}^+) \langle \mathbf{M} \rangle_+ + \mathbf{F}(\mathbf{D}^-) \langle \mathbf{M} \rangle_- \quad (1)$$

donde los símbolos $\langle m \rangle_+$ y $\langle m \rangle_-$ representan la parte positiva y negativa de m respectivamente. \mathbf{F} representa la matriz de flexibilidad del elemento que depende del grado de pandeo local. Puede observarse que para momentos positivos, sólo el pandeo correspondiente influye en los valores de flexibilidad. La expresión (1) implica, por lo tanto, la hipótesis de unilateralidad del comportamiento. La expresión explícita de la matriz de flexibilidad es la propuesta y justificada en [1].

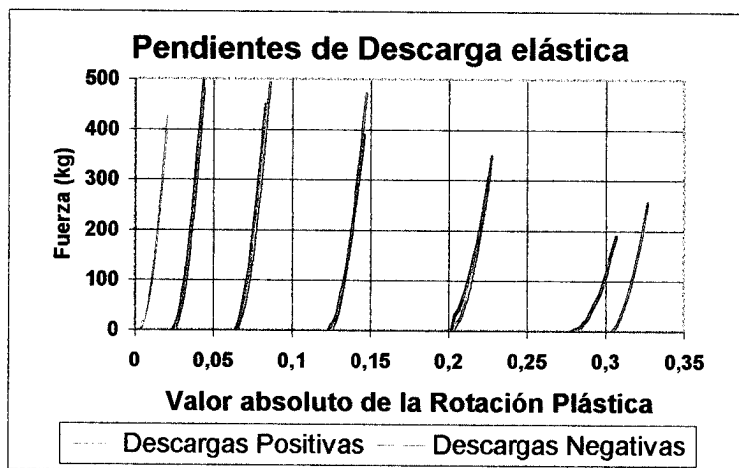


Figura 5. Pendientes de descarga elástica ensayo histerético

LEYES DE EVOLUCION DE LAS ROTACIONES PLASTICAS Y DEL PANDEO LOCAL

El pandeo local disminuye el momento resistente de la sección y por consiguiente el momento de fluencia plástica de la rótula. Este fenómeno puede ser descrito mediante la siguiente función de fluencia para la rótula plástica i:

$$f_i = \text{Sup} \left(\frac{m_i}{1-d_i^+} - x_i - m_e; -\frac{m_i}{1-d_i^-} + x_i - m_e \right) \leq 0 \quad (2)$$

donde x_i representa la variable de endurecimiento cinemático cuya ley de evolución corresponde al modelo de Chaboche [2]. El término Sup en la ecuación (2) implica la evaluación de las dos expresiones allí incluidas y la selección del máximo valor. Así, para momentos positivos, sólo el pandeo local positivo disminuye la resistencia de la sección y viceversa. La ecuación (2) ha sido obtenida mediante la aplicación de la hipótesis de equivalencia en deformaciones.

Para describir la ley de evolución del pandeo local, se aceptará la hipótesis de “contrapandeo”. Esta hipótesis establece por una parte que durante las fases de rotación plástica positiva sólo aumenta el pandeo local del mismo signo, y por otra que estos incrementos de rotaciones plásticas positivas contribuyen a bloquear parcialmente el progreso del pandeo local negativo. Metafóricamente hablando, la hipótesis de contrapandeo establece que el pandeo local positivo contribuye a “planchar” parcialmente “las arrugas” del pandeo negativo. Esta hipótesis puede plasmarse matemáticamente definiendo una “variable conductora del pandeo local” que para el pandeo local positivo se escribe de la manera siguiente:

$$\dot{p}_i^+ = \langle \dot{\phi}_i^p \rangle_+ - h \langle \dot{\phi}_i^p \rangle_- \quad (3)$$

donde p_i^+ es la variable conductora del pandeo local positivo y h es una constante positiva menor que 1 denominada “factor de contrapandeo”. La variable conductora del pandeo local negativo se obtiene a partir de la expresión (3) substituyendo los índices + por - y viceversa. Puede observarse que durante las fases incrementos de rotación plástica positiva, la variable conductora del pandeo local aumenta mientras que su contraparte negativa disminuye. La relación entre ambas es igual al factor de contrapandeo h . Experimentalmente se ha determinado que h es aproximadamente a 0.6. La ley de evolución del pandeo local positivo se expresa ahora de la manera siguiente:

$$\begin{cases} \dot{d}_i^+ > 0 & \text{si } p_i^+ = R(d_i^+) \\ \dot{d}_i^+ = 0 & \text{si } p_i^+ < R(d_i^+) \end{cases} \quad R(d_i^+) = p_{cr} - \frac{\ln(1-d_i^+)}{b} \quad (4)$$

La ecuación (4) establece que sólo puede haber incrementos de pandeo local si la variable conductora del pandeo local alcanza el valor crítico R . Este último es denominado “resistencia

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

al pandeo local” y depende de la variable de daño correspondiente. Las constantes p_{cr} y b son propiedades del elemento estructural. Puede observarse la analogía de la expresión (4) con los criterios de propagación de fisuras de la mecánica de la fractura frágil.

SIMULACIONES NUMERICAS

Una vez efectuadas las formulaciones correspondientes al modelo de comportamiento planteado, se comprobaron las bondades del modelo para representar el comportamiento de elementos tubulares de acero ante cargas monotónicas e histeréticas. En la figura 6 se muestra el comportamiento del modelo en la simulación efectuada para el ensayo mostrado en la figura 1 ante cargas histeréticas.

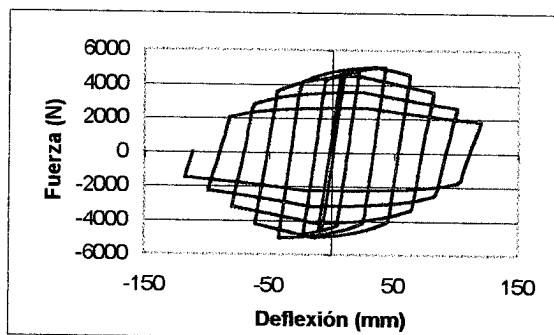


Figura 6 Simulación del ensayo histerético de elemento.

En la figura 7 se muestran el ensayo monotónico de un elemento tubular de acero y su correspondiente simulación mediante el uso del modelo presentado.

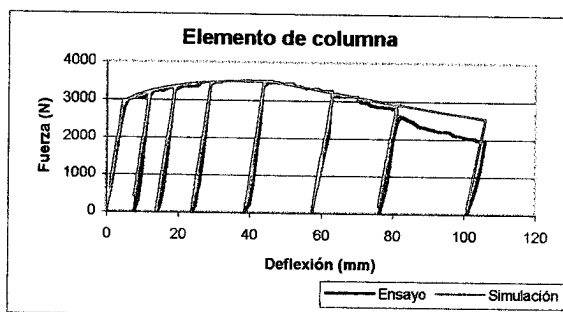


Figura 7 Simulación del ensayo monotónico de elemento.

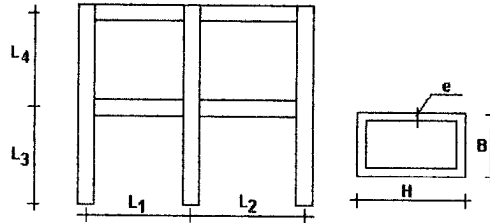
De igual modo se efectuaron las simulaciones correspondientes a fin de verificar el modelo al momento de representar el comportamiento de pórticos ante este tipo de cargas. Al efecto se utilizaron los ensayos efectuados anteriormente por Inglessis y colaboradores sobre pórticos planos a escala reducida. El esquema de estos pórticos se muestra en la figura 8 y las características de los elementos constitutivos se resumen en las tablas 1 y 2.

TABLA 1				
DIMENSIONES DEL PÓRTICO DE ENSAYO				
Pórtico	L1 (cm)	L2 (cm)	L3 (cm)	L4 (cm)
	30.00	30.00	20.30	19.70

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA 2						
CARACTERÍSTICAS NOMINALES DE LOS MIEMBROS						
Pórtico	H (cm)	B (cm)	e (mm)	Area (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
	3.80	1.80	2.00	2.08	3.6456	1.0693



a) Pórtico de ensayo b) Sección de elementos

Figura 8. Características de los pórticos ensayados por Inglessis y Medina

Para el caso de pórticos ante carga monotónica, se obtuvieron los resultados mostrados en la figura 9 que se muestra a continuación.

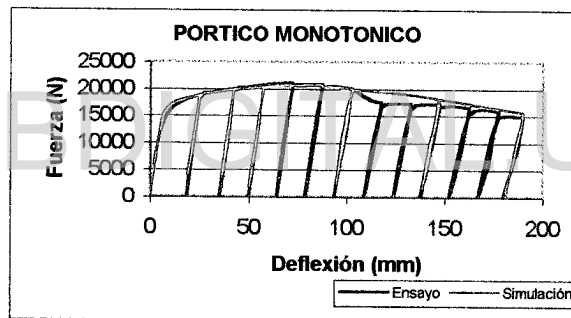


Figura 9. Ensayo y simulación del ensayo monotónico.

La figura 10 muestra la comparación entre uno de los ensayos histeréticos en pórticos con la simulación correspondiente mediante la utilización del modelo presentado.

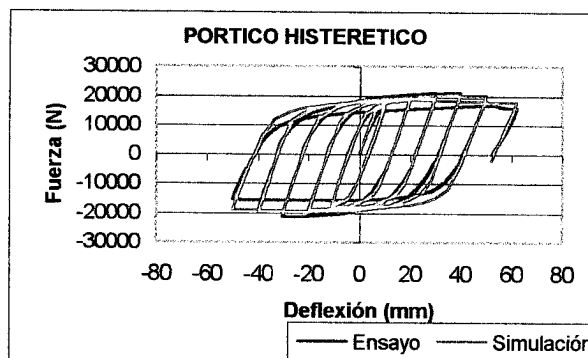


Figura 10. Ensayo y simulación pórtico histerético

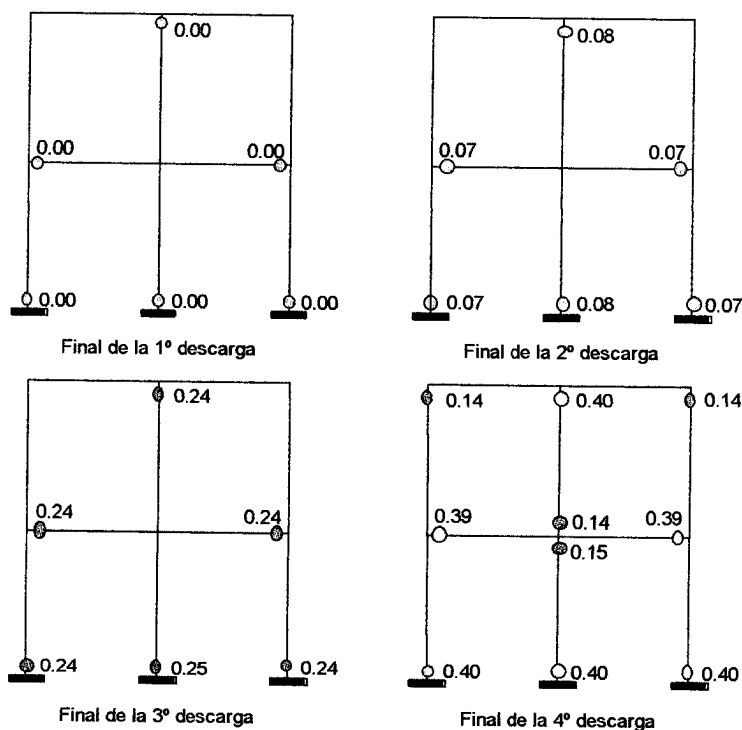


Figura 11. Mapas de daño pórtico monotónico

En la figura 11 se muestran mapas de daño para el pórtico monotónico en diferentes etapas del ensayo.

CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos se puede desprender que el modelo planteado es capaz de representar el comportamiento de elementos tubulares sometidos a cargas monotónicas e histeréticas. Con base en los parámetros obtenidos de estos elementos se procede a analizar la respuesta de pórticos construidos con los elementos anteriormente referidos y, una vez más el modelo propuesto reproduce de manera satisfactoria el comportamiento de los mismos.

Este modelo debe ser mejorado incorporándole en futuras investigaciones parámetros que tomen en cuenta: grandes deformaciones, fuerza axial, torsión, corte y cargas dinámicas, de manera tal que utilizando el mismo procedimiento se pueda evaluar la respuesta ante cargas excepcionales de estructuras aporticadas diseñada por los métodos contemplados en los códigos sísmicos.

REFERENCIAS

1. P. Inghlessis, G. Gómez, G. Quintero, J. Flórez-López. Model of damage for steel frame members. *Engineering Structures*. 21, 954-964, 1999.
2. J.-L. Chaboche Description thermodynamique et phénoménologique de la viscoplasticité avec endommagement (in French), Doctoral Thesis, University of Paris VI, France, 1978.