



EDUCACIÓN

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA



TECNOLÓGICO
NACIONAL DE MÉXICO

Tecnológico Nacional de México

**Centro Nacional de Investigación
y Desarrollo Tecnológico**

Tesis de Doctorado

**Análisis y diagnóstico del estado de posible falla de
estructuras de armazón de acero en prevención de
excitación sísmica**

presentada por

MC. Fredi Alegría Gómez

como requisito para la obtención del grado de

Doctor en Ciencias en Ingeniería Mecánica

Director de tesis

Dr. Eladio Martínez Rayón

Cuernavaca, Morelos, México. Diciembre de 2024.



TECNOLÓGICO
NACIONAL DE MÉXICO



Centro Nacional de Investigación
y Desarrollo Tecnológico
Subdirección Académica

Cuernavaca, Mor.,

No. De Oficio:

Asunto:

15/noviembre/2024

SAC/354/2024

Autorización de
impresión de tesis

FREDI ALEGRÍA GÓMEZ
CANDIDATO AL GRADO DE DOCTOR EN CIENCIAS
EN INGENIERÍA MECÁNICA
P R E S E N T E

Por este conducto, tengo el agrado de comunicarle que el Comité Tutorial asignado a su trabajo de tesis titulado "Análisis y diagnóstico del estado de posible falla de estructuras de armazón de acero en prevención de excitación sísmica", ha informado a esta Subdirección Académica, que están de acuerdo con el trabajo presentado. Por lo anterior, se le autoriza a que proceda con la impresión definitiva de su trabajo de tesis.

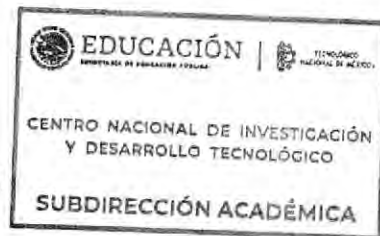
Esperando que el logro del mismo sea acorde con sus aspiraciones profesionales, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

Excelencia en Educación Tecnológica-
"Conocimiento y Tecnología al Servicio de México"

CARLOS MANUEL ASTORGA ZARAGOZA
SUBDIRECTOR ACADÉMICO

C. c. p. Departamento de Ingeniería Mecánica
Departamento de Servicios Escolares



CMAZ/lmz

cenidet
Centro Nacional de Investigación
y Desarrollo Tecnológico



Av. Interior Internado Palmira S/N, Col. Palmira, C. P. 62490, Cuernavaca, Morelos
Tel. 01 [777] 3627770, ext. 4104, E-mail: acad_cenidet@tecnm.mx tecnm.mx | cenidet.tecnm.mx

2024
Felipe Carrillo
PUERTO



TECNOLÓGICO
NACIONAL DE MÉXICO



Centro Nacional de Investigación
y Desarrollo Tecnológico
Departamento de Ingeniería Mecánica

Cuernavaca, Morelos, 04/noviembre/ 2024

DR. CARLOS MANUEL ASTORGA ZARAGOZA
SUBDIRECTOR ACADÉMICO
P R E S E N T E

AT'n: DR. MIGUEL ANGEL CHAGOLLA ARANDA,
PRESIDENTE DEL CLAUSTRO DOCTORAL
DEL DEPARTAMENTO DE ING. MECÁNICA

Los abajo firmantes, miembros del Comité Tutorial del estudiante Fredi Alegría Gómez manifiestan que después de haber revisado el documento de tesis titulado **"Análisis y diagnóstico del estado de posible falla de estructuras de almacén de acero en prevención de excitación sísmica"**, realizado bajo la dirección del Dr. Eladio Martínez Rayón, el trabajo se ACEPTA para proceder a su impresión.

A T E N T A M E N T E

DR. ELADIO MARTÍNEZ RAYÓN

CENIDET

DRA. CLAUDIA CORTÉS GARCÍA

CENIDET

DR. QUIRINO ESTRADA BARBOSA

Universidad Autónoma de Ciudad Juárez (UACJ)

DRA. YVONNE CHAVEZ CHENA

CENIDET

DR. JORGE BEDOLLA HERNÁNDEZ

TecNM / Instituto Tecnológico de
Apizaco

c.c.p: Mtra. Maria Elena Gómez Torres Jefa del Departamento de Servicios Escolares
c.c.p: Dr. Carlos Manuel Astorga Zaragoza Subdirector Académico
c.c.p: Expediente

cenidet
Centro Nacional de Investigación
y Desarrollo Tecnológico



Av. Interior Internado Palmira S/N, Col. Palmira, C. P. 62490, Cuernavaca, Morelos
Tel. 01 (777) 3627770, ext. 1408, E-mail: dim_cenidet@tecnm.mx | cenidet.tecnm.mx



Dedicatoria

Este trabajo está dedicado a mi familia, mi refugio en los momentos más difíciles y mi mayor fuente de alegría en los triunfos. Su apoyo incondicional me ha brindado la fuerza y la motivación necesarias para superar los obstáculos y alcanzar mis metas. Agradezco cada palabra de aliento y cada gesto de cariño que me han regalado.

Agradecimientos

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a quienes hicieron posible la realización de esta investigación.

En primer lugar, a mi director de tesis, el Dr. Eladio Martínez, por su inestimable guía, apoyo y paciencia a lo largo de este proyecto. Su conocimiento y experiencia fueron fundamentales para cada paso de este proceso, y su compromiso con la investigación es un ejemplo que me inspira profundamente.

A los miembros del comité revisor, la Dra. Claudia Cortes, el Dr. Quirino Estrada, el Dr. Jorge Bedolla y la Dra. Yvonne Chávez, quienes con sus observaciones y comentarios aportaron valiosas ideas que enriquecieron y elevaron la calidad de este trabajo. Agradezco también, de manera especial, al Dr. Dariusz, cuyo apoyo en las etapas iniciales de esta investigación fue invaluable. Aunque tristemente ya no está con nosotros, su orientación dejó una huella profunda en este trabajo y siempre le estaré agradecido.

A mi familia, cuyo constante apoyo y aliento han sido esenciales en cada uno de mis proyectos.

A Lupita, mi novia, por su motivación incondicional y por acompañarme en cada desafío, brindándome fortaleza en los momentos difíciles.

Al TecNM CENIDET, por darme la oportunidad de realizar este posgrado, y por el espacio y los recursos que me permitieron llevar a cabo este estudio. Y, finalmente, al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías, por el apoyo financiero sin el cual esta investigación no habría sido posible.

A todos ustedes, mi más profundo agradecimiento.

Resumen

La detección de daños en estructuras mediante mediciones de vibración representa un desafío complejo debido a los altos requerimientos de datos y los elevados costos de instrumentación. Los métodos convencionales suelen exigir extensos datos de vibración, múltiples niveles de lectura, información de deformación y temperaturas, así como modos de vibración superiores, lo cual aumenta tanto la complejidad del proceso como el costo de implementación. Además, estos enfoques a menudo ignoran las incertidumbres del modelo, lo que genera discrepancias significativas entre la estructura real y su modelo numérico, afectando la precisión en la identificación de daños. En respuesta a estas limitaciones, este estudio propone una metodología computacional innovadora basada en algoritmos genéticos, optimizada para operar con información limitada y con datos incompletos de estructuras. La metodología incorpora incertidumbres de modelado relacionadas con geometría y distribución de masa, utiliza tres modos de vibración flexural, y elimina la necesidad de datos de modos superiores o ampliación de la información estructural. Validado en una estructura de armazón de acero bajo condiciones de daño único y múltiple, el método mostró una precisión del 100% en la localización del daño y del 80% en la estimación de su severidad. Los resultados destacan la efectividad de este enfoque para detectar daños estructurales con precisión, manteniendo costos reducidos y minimizando los requisitos de instrumentación, lo cual posiciona a este método como una solución práctica y avanzada frente a técnicas tradicionales.

Abstract

Structural damage detection through vibration measurements is a complex challenge due to high data requirements and instrumentation costs. Conventional methods typically demand extensive vibration data, multiple reading levels, strain and temperature information, as well as higher vibration modes, increasing both the complexity and cost of implementation. Additionally, these approaches often overlook model uncertainties, resulting in significant discrepancies between the actual structure and its numerical model, thus affecting the accuracy of damage identification. In response to these limitations, this study proposes an innovative computational methodology based on genetic algorithms, optimized to operate with limited and incomplete structural data. The methodology incorporates modeling uncertainties related to geometry and mass distribution, utilizes three flexural vibration modes, and eliminates the need for higher modes or data expansion. Validated on a steel frame structure under single and multiple damage conditions, the method achieved 100% accuracy in locating damage and 80% accuracy in estimating its severity. The results highlight this approach's effectiveness in accurately detecting structural damage, reducing costs, and minimizing instrumentation requirements, positioning it as a practical and advanced solution compared to traditional techniques.

Contenido

Lista de Figuras.....	vii
Lista de Tablas.....	ix
Nomenclatura	x
1. Introducción	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Revisión de la literatura	3
1.2.1. Detección de daños por análisis estáticos y probabilísticos	6
1.2.2. Detección de daños por medición de vibraciones	8
1.2.3. Procedimiento para la detección de daños basado en medición de vibración ..	10
1.2.4. Métodos de identificación de daño.....	11
1.2.5. Modelos estructurales.....	20
1.2.6. Actualización de modelos EF	22
1.2.7. Métodos iterativos con el uso de funciones de respuesta en frecuencia.....	25
1.2.8. Método de optimización	26
1.2.9. Incertidumbre del modelo.....	29
1.2.10. Conclusiones de la revisión de la literatura	31
1.2.11. Objetivos y alcances	33
1.2.12. Estructura de la tesis.....	35
2. Modelo estructural.....	36
2.1. Características del daño estructural.....	36
2.2. Modelo experimental	38
2.2.1. Estructura.....	38
2.2.2. Diseño experimental.....	39
2.3. Modelo numérico FE.....	48
2.3.1. Discretización del modelo	49
2.3.2. Programación del modelo en MATLAB.....	51
3. Degradación de la rigidez en la identificación de daño	54
3.1. Material y métodos.....	55
3.2. Resultados de las pruebas.....	59
3.3. Efecto de la degradación de la rigidez en el coeficiente de daño.....	62
4. Algoritmos genéticos en la identificación de daños	68
4.1. Definición del individuo	70

4.2.	Codificación del individuo	73
4.3.	Generación de la población inicial	74
4.4.	Determinación de las aptitudes de los individuos	75
4.4.1.	Función objetivo	75
4.5.	Implementación de los operadores genéticos	78
4.5.1.	Selección de padres	78
4.5.2.	Cruza de padres	78
4.5.3.	Mutación de los hijos	79
4.5.4.	Permutación de los hijos	80
4.6.	Generación de una nueva población	80
4.7.	Criterios de convergencia	80
4.8.	Solución	81
5.	Implementación y validación del método propuesto.....	82
5.1.	Estado sin daño	85
5.2.	Estado con daño único	89
5.3.	Estado de daño múltiple	95
5.4.	Análisis y discusión de datos	100
6.	Conclusiones	106
7.	Referencias.....	108

Lista de Figuras

Figura 1. 1 Esquema de las placas tectónicas del planeta [3].	4
Figura 1. 2 Zona donde han ocurrido sismos de magnitud igual o mayor a 7.0 [3].	4
Figura 1. 3 Desplazamientos normalizados en cada nodo de la viga y localización del daño [36].	14
Figura 1. 4 Estructura utilizada para el estudio de la influencia de las incertidumbres [96].	30
Figura 1. 5 Vector de incertidumbres asociadas con el modelo [96].	31
Figura 1. 6 Diagrama de flujo del contenido de la tesis. Cada uno de los cuadros representa un capítulo.	35
Figura 2. 1 Corte a la sección transversal para simular daño [97].	37
Figura 2. 2 Dimensiones del corte al elemento para reducir la sección transversal.	38
Figura 2. 3 Estructura de acero utilizada en la investigación.	39
Figura 2. 4 Dimensiones de las secciones transversales.	39
Figura 2. 5 Esquema de medición FRF.	41
Figura 2. 6 Pasos para el proceso del análisis de Fourier.	41
Figura 2. 7 Arreglo experimental, ubicación del sensor.	43
Figura 2. 8 Instrumentos de medición para el experimento. a) Acelerómetro, b) martillo de impacto y c) sistema de adquisición de datos.	44
Figura 2. 9 Discretización del modelo EF.	50
Figura 2. 10 Elemento finito y sus grados de libertad por nodo.	50
Figura 3. 1 Dimensiones de las probetas en mm. a) Diseño de la probeta, b) Probeta real.	55
Figura 3. 2 a) Diagrama de la maquina de Krouse y b) disposición de la probeta.	57
Figura 3. 3 Zonas de degradación del acero A36.	60
Figura 3. 4 Ajuste exponencial de la zona I.	61
Figura 3. 5 Comportamiento de la degradación de la rigidez del aluminio.	63
Figura 3. 6 Comparación de las curvas de degradación de rigidez del acero y aluminio.	63
Figura 3. 7 Factor de daño de rigidez del acero y el aluminio.	65
Figura 4. 1 Esquema del proceso del código de los AG.	70
Figura 4. 2 Definición del individuo, cromosoma y genes.	71
Figura 4. 3 Diagrama del proceso para generar la población inicial.	74
Figura 4. 4 Esquema de la selección de padres.	78
Figura 4. 5 Modos de cruce de los padres, tanto horizontal como vertical.	79

Figura 5. 1 A) Marco de acero para el análisis modal e identificación de daño. B) Discretización del marco, donde N1, N2, etc., son los nodos y E1, E2, etc. son los elementos.....	83
Figura 5. 2 Ubicaciones de daños D1, D2, D3 y D4. Detalle del corte en la sección transversal.	84
Figura 5. 3 Respuesta en frecuencia de la estructura en el modelo experimental en el estado sin daño.....	85
Figura 5. 4 Formas modales del estado sin daño.	87
Figura 5. 5 Estimación del AG de los elementos dañados.	88
Figura 5. 6 Dimensiones del corte para reducir la sección transversal.	89
Figura 5. 7 Ubicación gráfica de los elementos identificados en cada estado de daño.	90
Figura 5. 8 Comparación entre las rigideces teóricas de la estructura sin daño y las identificadas por el algoritmo.	91
Figura 5. 9 Reducción de la rigidez dada en porcentaje para cada caso, a) D1, b) D2, c) D3 y d) D4.	92
Figura 5. 10 Índice de daño para cada caso, ID=1 representa falla por fatiga.	92
Figura 5. 11 Comparación de los desplazamientos modales experimentales y los obtenidos mediante AG.....	93
Figura 5. 12 Variabilidad de los datos experimentales frente a los identificados por AG en los cuatro estados de daños.....	94
Figura 5. 13 Diferencias en las formas modales en los cuatros estados de daño, D1, D2, D3 y D4.....	95
Figura 5. 14 Estados de daños múltiple, a) Estado con daño DM1, b) Estado de daño DM2, c) Estado de daño DM3.	97
Figura 5. 15 Elementos identificados como dañados por el algoritmo, a) DM1, b) DM2, c) DM3	99
Figura 5. 16 Porcentaje de cambio de la rigidez, a), c) y e), índice de daños b), d) y f).....	100
Figura 5. 17 Porcentaje del cambio de rigidez real frente a las obtenidas por AG.	103
Figura 5. 18 Elementos con daños, em el estado de daño múltiple.	103
Figura 5. 19 Desplazamiento modal segun la ubicación del daño.	104
Figura 5. 20 Orientación del daño en la estructura. a) Daño ubicado en una columna, b) daño ubicado en una viga.	105

Lista de Tablas

Tabla 1. 1 Clasificación de los métodos basados en respuestas [30].	19
Tabla 2. 1 Escenarios de daños para las pruebas experimentales.	48
Tabla 2. 2 Matriz de datos $\mathcal{Q}_{\theta \varphi}$ para programación del modelo EF en MATLAB.	52
Tabla 3. 1 Propiedades mecánicas del material.	56
Tabla 4. 1 Definición de la cadena de cromosomas y genes que conforman al individuo.	72
Tabla 4. 2 Codificación binaria y no binaria de un cromosoma.	73
Tabla 4. 3 Vector de restricciones para los genes de cada cromosoma. S/M indica sin modificaciones.	75
Tabla 5. 1 Propiedades de los elementos.	84
Tabla 5. 2 Datos Modales Experimentales.	86
Tabla 5. 3 Identificación de daños en los estados D1, D2, D3 y D4	89
Tabla 5. 4 Frecuencias identificadas en cada estado frente a los datos experimentales	90
Tabla 5. 5 Estados de daños analizados	96
Tabla 5. 6 Parámetros del algoritmo genético para los estados de daños.	97
Tabla 5. 7 Resultados de la identificación de daños en los estados propuestos.	98
Tabla 5. 8 Frecuencias experimentales y las obtenidas mediante AG.	98
Tabla 5. 9 Estados de daños identificados correctamente.	105

Nomenclatura

M Matriz de masa

K Matriz de rigidez

K_0 Rigidez inicial

K_f Rigidez final al fallo

C Matriz de amortiguamiento

u, x Desplazamiento

$\dot{u}, \dot{x}$ Velocidad

$\ddot{u}, \ddot{x}$ Aceleración

ω Frecuencia circular

t Tiempo

$F(t)$ Fuerza en el dominio del tiempo

$y(t)$ Respuesta del sistema en el dominio del tiempo

$\dot{p}(t)$ Coordenada modal

ϕ Vector modal

$\widehat{\phi}$ Vector modal normalizado respecto a la masa

ξ Factor de amortiguamiento crítico

$h(t)$ Respuesta a un impulso

$H(\omega)$ Función de respuesta de frecuencia

$\gamma(\omega)$ Función de coherencia

I Matriz identidad

$\bar{D}$ Matriz dinámica

D_i Estado de Daño

ID Índice de Daño

W, C_1, C_2 Parámetros de control

r_j Respuesta dinámica en el nodo j

B_i Matriz Booleana

P Vector de parámetros del modelo

L Matriz de influencia

$\ddot{g}$ Aceleración de entrada del terreno

θ Vector de parámetros a estimar

φ Vector de incertidumbres del sistema

f Frecuencia natural en Hertz

α, β Coeficientes de amortiguamiento

δ_M Deflexión de una viga

ε Error entre dos respuestas

Q_i Matriz de datos AG

Φ Matriz Modal

Λ Vector de frecuencias

λ Autovalores

n Número de ciclos a fatiga

ρ Densidad

e_s Espesor del perfil

τ Numero de ciclos normalizados

δ Deflexión

CAPÍTULO 1:

Introducción

En este capítulo se exponen las generalidades y el estado del arte de los métodos actuales para la detección de daños estructurales. Se hace especial énfasis en los métodos de detección global que emplean datos de vibración y algoritmos de optimización para identificar la ubicación y magnitud del daño. Asimismo, se presentan los objetivos específicos de la investigación.

1.1. Generalidades

Eventos sísmicos recientes han generado un importante interés en la investigación sobre los efectos estructurales de estos fenómenos, dados sus graves impactos en vidas humanas y en infraestructuras. Aunque existen dispositivos y configuraciones para disipar energía sísmica y prevenir colapsos, su elevado costo deja a muchas estructuras aún expuestas a daños significativos. Por ello, es fundamental analizar y evaluar el estado de estas edificaciones tras un evento sísmico para identificar cualquier daño y evaluar su viabilidad estructural.

En el ámbito de la detección de daños estructurales, se han desarrollado métodos locales y globales. Los métodos locales, como rayos X, radiografías y ultrasonido, permiten evaluar áreas específicas de las estructuras, aunque requieren de acceso directo al sitio del daño, lo

cual limita su aplicabilidad en grandes estructuras. Los métodos globales, por otro lado, son capaces de analizar estructuras completas sin necesidad de acceso directo, aunque suelen depender de datos de referencia de la estructura sin daño, lo cual puede representar una limitación en situaciones prácticas.

La detección de daños mediante vibraciones se ha posicionado como un enfoque eficaz y versátil, abarcando dos métodos principales: entrada-salida y solo salida. El método entrada-salida utiliza datos de la Función de Respuesta en Frecuencia (FRF) para la identificación precisa de parámetros modales, permitiendo una detección de daños hasta en el nivel 3 (ubicación y magnitud del daño). Sin embargo, se requiere información precisa sobre la excitación de entrada, lo cual implica mayores costos y dificultades en entornos reales. El método de solo salida, en cambio, se basa en excitaciones ambientales, como tráfico, viento y actividad sísmica, eliminando la necesidad de datos de entrada y reduciendo costos. Este enfoque es utilizado ampliamente en la detección de daños en puentes y otras grandes estructuras, donde se requiere una detección rápida y automática.

Los métodos basados en vibraciones se subdividen en técnicas de respuesta y métodos basados en modelos. Las técnicas de respuesta son más sencillas de implementar, pero solo detectan la presencia de daños, sin ofrecer detalles sobre su ubicación o severidad, lo cual las hace útiles en una fase preliminar. Los métodos basados en modelos, en cambio, ofrecen una localización y cuantificación más precisa del daño, aunque requieren modelos estructurales bien calibrados. Estos modelos suelen incorporar técnicas de actualización para mejorar su precisión, aunque no siempre consideran efectos ambientales, incertidumbres de modelado o condiciones particulares en uniones, lo cual puede afectar la precisión en la detección de daños en conexiones complejas.

En este estudio se propone el uso de algoritmos genéticos (AG) para detectar daños en estructuras de acero, considerando las incertidumbres inherentes al modelo estructural. Para ello, se construyen y analizan dos modelos de múltiples grados de libertad: uno mediante el método de elementos finitos y otro basado en experimentos. Los parámetros modales derivados de estos modelos se comparan en estados íntegros y dañados, permitiendo una detección precisa de daños.

La detección de daños se interpreta como un cambio en la rigidez estructural, una métrica obtenida a través de técnicas de actualización de modelos derivadas de la identificación de sistemas. Este cambio se determina al comparar las matrices de rigidez en los estados íntegros y dañados. En este análisis se asume un comportamiento elástico lineal de la estructura, ya que el enfoque está en la detección de daños en sus fases iniciales, antes de que el daño se vuelva significativo y la estructura exhiba un comportamiento elastoplástico.

Este trabajo representa un avance importante al proponer una metodología que, al considerar las incertidumbres del modelo estructural, permite una correlación más precisa entre el modelo y la realidad. Esto incrementa la fiabilidad de la identificación de daños, ofreciendo un enfoque más realista y aplicable en estructuras complejas y con información incompleta.

1.2. Revisión de la literatura

En la siguiente sección se presentan los trabajos consultados que encaminaron y detallaron el rumbo de esta investigación, trabajos que muestran el cómo se han abordado temas referentes a la sismicidad, estructuras y detección de daños en éstas.

Hace millones de años los continentes formaban uno solo, llamado Pangea. Lentamente se empezó a mover causando la separación en secciones más pequeñas, formando los perfiles de los continentes actuales. Los continentes se encuentran sobre las placas tectónicas (Figura 1.1) que conforman la superficie terrestre y están en constante movimiento una respecto a las otras. Los tres tipos de movimientos más importantes entre placas son los siguientes: Movimiento friccionante, movimiento divergente y movimiento convergente (subducción) [1]. Este último tipo de movimiento está presente en la placa de cocos y a lo largo del llamado cinturón de fuego, la placa se introduce de bajo de la plataforma continental, produciendo actividad sísmica que afecta a los países de esa región.

La peligrosidad sísmica, por lo tanto, en estas regiones es elevada. En la Figura 1.2, se muestra las zonas donde han ocurrido sismos con magnitud mayor a 7.0 a partir de 1960. Es a partir de esa fecha que, en la mayoría de los países, se empezó a tener registros técnicos de los sismos debido a la implementación de mayor cantidad de estaciones sismográficas [2].

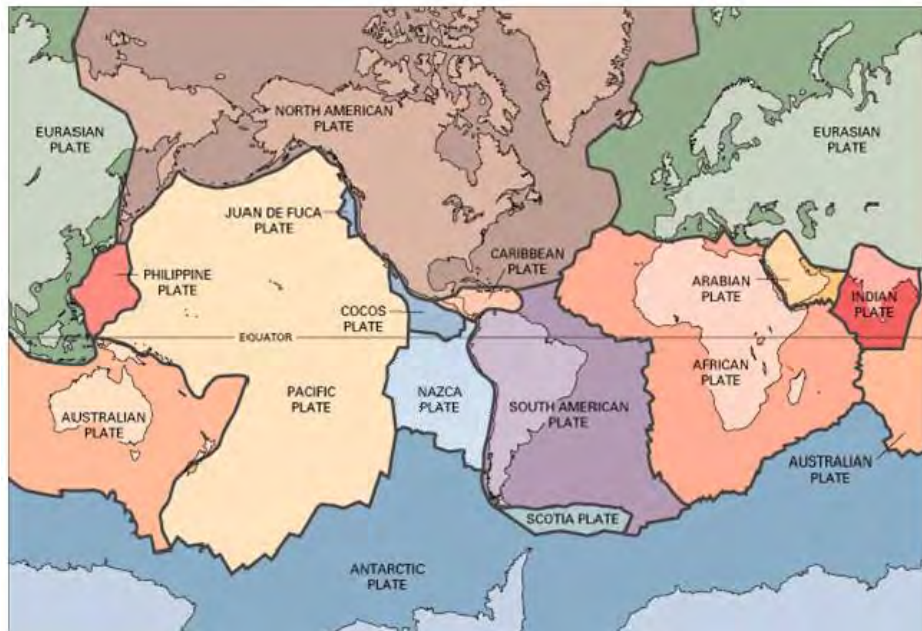


Figura 1. 1 Esquema de las placas tectónicas del planeta [3].



Figura 1. 2 Zona donde han ocurrido sismos de magnitud igual o mayor a 7.0 [3]

Debido a la preocupación de los efectos que causaban los sismos en las construcciones civiles, se empezaron a estudiar más a fondo, tratando de comprender su naturaleza e implementar normas de construcción para minimizar los efectos [4], [5]. Los sismos no causan los mismos efectos en todas las zonas donde se esparcen las ondas sísmicas, debido al tipo de suelo y a que las rocas tienen propiedades elásticas que pueden disipar o producir energía [1]. Esto significa que en algunas zonas los efectos de los sismos pueden ser mayor que en otras. A consecuencia de esto, las regiones se dividieron por zonas sísmicas, y se hicieron estudios para determinar las aceleraciones máximas y mínimas del terreno en cada zona [6], [7].

Para el diseño sísmico de edificios, se toma en cuenta el espectro de diseño de la zona donde se va a construir. De acuerdo con estos datos, se realizan los cálculos para dicha estructura. Es importante mencionar que, el espectro de diseño depende de la zona y del tipo de suelo de ésta. Dado que en suelo blando los efectos suelen multiplicarse [8], [9]. Los criterios de diseño sísmico son entonces diferentes para cada zona. Por ejemplo, los criterios para la ciudad de México son más estrictos [10], [11] debido a que se ubica sobre un lago y el tipo de suelo es blando; esto se vio reflejado en los efectos causados por los sismos del 85 y del 2017.

En el diseño sísmico, se han estudiado tanto las propiedades del suelo [12] para tener un mejor conocimiento de la respuesta dinámica y poder aplicarlos a los cálculos ingenieril, así como los efectos de interacción entre el suelo y la estructura. Fernández [13] menciona que la amplificación dinámica y las distorsiones en el primer entrepiso, siempre se ven afectadas por el contraste de rigideces entre este nivel y el nivel superior. Además, la influencia de la interacción suelo estructura hace menos crítico este problema. También se han evaluado las vibraciones torsionales de estructuras sobre suelo blando, causadas por los efectos combinados de la asimetría estructural y la rotación de la base. Suarez [9] expuso un trabajo donde se aplica un enfoque para el cálculo de la excentricidad de diseño, y se obtienen coeficientes de excentricidad torsional compatibles con la máxima respuesta lateral-torsional acoplada, usando un conjunto de temblores de banda angosta, característicos de sitios blandos de la Ciudad de México.

Para mitigar los efectos que causan las aceleraciones sísmicas y proteger las estructuras, se han implementado disipadores de energía [14] como los amortiguadores reológicos [15], que

son dispositivos semiactivos y que a diferencia de los pasivos [16], estos y los activos aún están en investigación [17].

1.2.1. Detección de daños por análisis estáticos y probabilísticos

Se sabe que, la mayoría de los fenómenos de la naturaleza están gobernados por ecuaciones no lineales, que poco a poco se ha ido avanzando en el desarrollo de estas, y que se han aplicado en diferentes áreas de las ciencias. Tal es el caso del diseño estructural, con el cual se han realizado estudios mediante métodos estáticos y dinámicos no lineales, para predecir el comportamiento de los edificios ante solicitaciones sísmicas [18]. Otro ejemplo es el análisis dinámico incremental y análisis estático no lineal (AENL), mediante el cual se obtienen curvas de cortante basal contra la distorsión global máxima de la estructura [19]. Al utilizar estos modelos matemáticos, se han tomado en cuenta diferentes factores; algunos más que otros, o dependiendo del enfoque del análisis. Por ejemplo, en algunos de los estudios, se han tomado en cuenta la degradación de la rigidez de la estructura, el efecto Δ -P, las rigideces laterales de entre pisos [20] o la interacción suelo-estructura; el periodo dominante del suelo y de la estructura fue el que se obtuvo con mayor precisión, ya que de esto depende el comportamiento dinámico del sistema. Entonces, si los periodos están en el intervalo de acoplamiento, puede aparecer el fenómeno de amplificación de efectos en la estructura, el cual también se le llama resonancia no lineal. Otro factor, que anteriormente no se tomaba en cuenta por la complejidad de la solución de las ecuaciones, es la disipación de la energía. Esta consideración convierte el análisis del comportamiento de la estructura en no lineal, y para esto, se han propuesto soluciones numéricas en edificios de varias plantas, considerando la disipación de energía por fricción [21].

En el análisis de estructuras sísmicas, también es requerido el estudio de nuevos materiales o técnicas de construcción; como el realizado por Bedoya-Ruiz [22]. Realizó una evaluación del comportamiento dinámico de vivienda de ferrocemento, construida mediante muros prefabricados de pared delgada a escala real 1:1. Del estudio experimental obtuvo el comportamiento histerético, la rigidez elástica, la resistencia máxima, la ductilidad, la capacidad de disipación de energía y el amortiguamiento a través del método de algoritmos evolutivos. Para el análisis dinámico, utilizó el modelo no lineal de Bouc-Wen-Baber-Noori;

que es uno de los modelos más habituales en el área de dinámica estructural. No solo es capaz de modelar efectos de degradación del material, sino que, también representa el efecto de estrangulamiento. El modelo se ha implementado en una gran variedad de aplicaciones, tales como, vibración de estructuras de concreto, estructuras de madera, entre otros.

Las estructuras que sufren algún daño durante un evento sísmico requieren analizarse para determinar su integridad, y según su importancia será el tipo de análisis. Algunas solamente son inspeccionadas a simple vista por ingenieros civiles, y otras sometidas a análisis por elemento finito. El inconveniente de este método es que el análisis, suele tardar varios meses en determinar el estado actual de la estructura. Algunos investigadores han ahondado en buscar técnicas para determinar, de una forma más rápida, el nivel de daño de la estructura. De estas técnicas se obtiene, un nivel de daño clasificado en, “sin daño”, “daño leve”, “daño crítico”, “daño severo”, estos en orden ascendente. Muchas de estos estudios se basan en métodos probabilísticos como el de Monte Carlos [23]. En algunas de estas metodologías se requiere que un experto acuda evaluar visualmente los daños, y esta información es introducida en un programa de computadora, que con las condiciones dadas determinará el nivel de daño de la estructura.

Emanov *et al.* [24] elaboraron un método para diagnosticar y monitorear el estado de un edificio mediante vibraciones de microsismos. Propusieron un algoritmo para obtener los datos de grabación simultánea de un proceso de vibración, en diferentes puntos de una estructura en diferentes momentos, utilizando un punto de referencia y de esta forma emitir un diagnóstico de la estructura. Vielma Pérez [25] formuló un índice para reflejar el daño en los edificios de concreto armado, independientemente de la tipología estructural, que incluía la degradación de la rigidez y la ductilidad. El procedimiento fue validado mediante la comparación de resultados de dos pórticos de concreto armado, uno de los cuales es ensayado bajo la acción de cargas pseudo estáticas, y el otro mediante la aplicación de cargas dinámicas. Además, se aplica en el cálculo de la curva de capacidad de tres edificios proyectados para diferentes niveles de ductilidad, evaluando el desempeño de los tres edificios mediante la aplicación del índice de daño sísmico objetivo. Dezhang Sun & Baitao Sun [26] elaboran una metodología para la predicción rápida de daños por terremotos en edificios, basada en análisis

difuso. Mediante las matemáticas difusas, establecieron una función de membresía (pertenencia) para predecir el daño sísmico en los edificios. Los factores de impacto (año de construcción, ocupaciones, tipo de estructura, etc.) se seleccionan como variables clave que son fáciles de recopilar y medir. Carreño [27] desarrolló un método y una herramienta computacional, para apoyar la evaluación del daño y de la seguridad de los edificios después de sismos fuertes. Utilizó una red neuronal artificial de tres capas y un algoritmo de aprendizaje tipo Kohonen, así como, conjuntos difusos para manipular información subjetiva, como las calificaciones de los niveles de daño presentes en los edificios evaluados. Los datos de entrada del programa corresponden a la información subjetiva e incompleta del estado del edificio, obtenida por profesionales, posiblemente inexpertos en el campo de la evaluación del comportamiento sísmico.

1.2.2. Detección de daños por medición de vibraciones

El deterioro y la degradación de las estructuras debido a diversos factores; son causa de gran preocupación en todo el mundo. Las estructuras defectuosas pueden poner en riesgo la seguridad de la infraestructura, y colapsar sino se detecta a tiempo el daño en su etapa temprana. La necesidad de investigación para detectar este tipo de daño es universal. En todos los campos de la ingeniería civil, mecánica y aeroespacial se han dedicado esfuerzos para encontrar una solución a este problema [27].

Actualmente, el uso del método de pruebas no destructivas, que se emplea para detectar daños en estructuras de ingeniería, se ha convertido en un punto crítico y un problema difícil, dada la complejidad y las no linealidades de estas estructuras [28]. Los métodos de detección de daños en estructuras civiles se pueden clasificar en locales y globales; el primero consiste en una inspección visual y una evaluación con métodos no destructivos, como los rayos X, radiografía, ultrasonido, etc. Todos estos métodos requieren que la vecindad del daño sea conocida y que la sección que contiene el daño sea de fácil acceso. Una de las ventajas es que no utilizan datos de referencia ni modelos teóricos de la estructura intacta. La principal desventaja es que, al ser un método local, solo se puede utilizar en miembros o estructuras pequeñas [29], [30]. El método de búsqueda global de daño en estructuras [22], [24], [25],

[26], [31], [32] se ha abordado desde hace décadas (1970) y ha despertado un especial interés en la detección del daño en su etapa más temprana posible.

La búsqueda global de daño se divide dependiendo del nivel de detección de daño que se pretende alcanzar: Nivel 1 – Existencia del daño, Nivel 2 – nivel 1+ localización del daño, Nivel 3 – nivel 2 + severidad del daño, Nivel 4 – nivel 3 + predicción de la vida restante de la estructura [30]. La complejidad del método va aumentando conforme aumenta el nivel de detección del daño, y la mayoría de los trabajos caen en los niveles 1 al nivel 3 [33], [34].

Uno de los métodos más generalizados como método global, es el de detección de daños basado en vibraciones, que se aplica en diferentes niveles, incluyendo la predicción de la vida restante de la estructura. Este método se inició a finales de 1970, particularmente en el área aeroespacial, extendiéndose en las últimas décadas al área de estructuras civiles [27]; se basa en el supuesto que, toda estructura puede tomarse como un sistema dinámico con rigidez, masa, amortiguación, y que las ondas de alta frecuencia (vibraciones) en una estructura debido a una excitación externa, son transmitidas, reflejada y atenuadas por la interacción de los diferentes materiales en la estructura, cambio en la geometría del medio de propagación, condiciones de frontera, etc. [35]; De esta forma, cuando surjan daños en la estructura, los parámetros estructurales cambiarán, y la función de respuesta de frecuencia y los parámetros modales del sistema, también cambiarán. Por tanto, el cambio de los parámetros modales estructurales puede tomarse como una señal de que se produce un daño en el sistema estructural [27], [28], [36], [37]. El daño se puede definir como los cambios que se introducen en el sistema ya sea intencional o no; y que afectan gravemente el desempeño actual o futuro del sistema. El concepto de daño tiene sentido al hacer una comparación entre dos estados diferentes del sistema, uno de los cuales, se supone que representa el estado inicial o sin daño [29].

El progreso de este método ha sido de gran interés, debido a que la detección de daños estructurales basada en vibraciones está involucrada en teorías, y técnicas entre la interacción de múltiples disciplinas; como la dinámica estructural, la inteligencia artificial, el procesamiento de señales y la tecnología de medición [28]. En la detección de daños tradicional se hace uso de las características mecánicas de las estructuras, como las

frecuencias naturales, amortiguamiento y formas modales. Sin embargo, en este método se requiere hacer pruebas experimentales de la estructura lo cual puede requerir mucho tiempo y ser costoso; por lo que métodos modernos, sugieren que la detección de daño sea basada en la señal de respuesta, medida directamente sobre las estructuras en servicio. Es decir, instrumentar la estructura desde su construcción, o desde el momento que se toma la decisión de monitorear la salud de ésta. Esto nos brinda la ventaja de que la detección de daño sea más sencilla y simple; y que, además, sea factible el uso de la detección continua y automática. La excitación en este tipo de métodos debe depender del ambiente, por ejemplo, de las vibraciones del tráfico. Sin embargo, hasta el momento, instrumentar previamente una estructura con sensores altamente precisos y de gran resolución, aun representa altos costos. Lo que indica que, este método será viable en un futuro con el desarrollo de nuevas tecnologías de sensores más precisos y económicos, o incluso con instrumentos de la vida cotidiana como los teléfonos inteligentes [38], [39].

La finalidad de la detección de daños basada en vibraciones es la prevención del daño estructural, o la destrucción por adelantado; para así reducir el peligro latente que representaría la estructura si se sigue operando en un estado con daño presente. Es recomendable no llegar al segundo punto, por lo que es de gran importancia detectar el daño inicial de la estructura, que generalmente es un daño muy pequeño. Esto representa un gran desafío, puesto que, la influencia en la respuesta estructural causada por daños pequeños es insignificante y, por consiguiente, muy difícil de detectar debido al ruido e incertidumbre de las mediciones [28].

1.2.3. Procedimiento para la detección de daños basado en medición de vibración

La detección de daños en estructuras civiles, basada en vibraciones, se fundamenta en las características principales de vibración natural de las estructuras, por ejemplo, la frecuencia natural o las formas modales. El daño está relacionado con el cambio en los parámetros estructurales, como la reducción de la rigidez, el módulo de elasticidad, la densidad, geometría y amortiguamiento. Todos estos cambios surgen debido a la aparición de grietas o el

aflojamiento de una conexión; lo cual provocará cambios detectables en las propiedades modales [28].

Como ya se mencionó anteriormente, para considerar daño debe haber un cambio en los parámetros estructurales. Estos cambios se reflejan en las respuestas dinámicas de la estructura, por lo que es necesario contar con un modelo teórico, numérico o experimental de referencia; con el fin de tener la información de los parámetros de vibración en la condición ideal o sin daño. Estos valores se compararán con las condiciones futuras. Para la localización e identificación de daños, se hace un análisis basado en la comparación entre las respuestas experimentales del modelo físico, y la respuesta del modelo de referencia. Este suele ser, en la mayoría de los casos, un modelo de elemento finito calibrado; al que se le modifican los parámetros estructurales hasta igualar ambas respuestas. Para este proceso, es necesario una técnica secuencial, en el cual se modifiquen los parámetros estructurales y de un método de optimización, que minimice la diferencia entre las respuestas comparadas. Para el proceso anterior, existe una técnica llamada *actualización del modelo de elemento finito*, que se puede realizar por diferentes métodos, y que más adelante se describirán en detalle. Para lo anterior, además de definirse los intervalos de variación para los parámetros estructurales, se agregan dos variables de búsqueda que se relacionan con la magnitud del daño (*número de elementos finitos involucrados*) y su ubicación (*posición del elemento finito modificado*) [28], [29].

1.2.4. Métodos de identificación de daño

El primer nivel de identificación de daños es determinar, de forma global, si existe o no daño en la estructura. En este nivel se miden las respuestas dinámicas de las estructuras antes y después de la ocurrencia de daño, y se comparan entre sí; si las respuestas son diferentes una de la otra, eso significa que está dañada. Las respuestas dinámicas de las estructuras se pueden medir mediante una variedad de sensores, tales como acelerómetros, transductores de velocidad, sensores de desplazamiento, galgas extensiométricas, etc.

Los datos medidos, en el dominio del tiempo, se pueden convertir en datos de dominio de frecuencia o modal, mediante técnicas de transformación. Por lo tanto, los métodos de detección de daños, basados en la respuesta, se pueden agrupar en tres tipos en términos de

los datos de respuesta utilizados: dominio del tiempo, dominio de frecuencia y dominio modal [30].

1.2.4.1. Métodos en el dominio del tiempo

Lo más habitual es realizar mediciones en el dominio del tiempo por su practicidad y sencillez. Este tipo de medición contiene abundante información sobre la estructura, y también conserva el posible comportamiento no lineal. Además, elimina la necesidad de realizar una transformación a frecuencia y los errores asociados con esto, como fugas y truncamiento, y por lo tanto, mejora la precisión y practicidad de los enfoques en el dominio del tiempo [30].

Spilios & Sakellariou [31] presentan una descripción general de los principios y técnicas de los métodos en el dominio del tiempo, para la detección, identificación y estimación de fallas en estructuras vibratorias. Clasifican los métodos y discuten sus características y funcionamiento. Demuestran la practicidad y efectividad de cada uno de ellos a través de estudios de casos, relacionados con la detección, identificación y estimación de fallas en un panel de aeronave.

En el método del dominio del tiempo se encuentran los métodos de solo salida, que son utilizados cuando se desconoce la entrada. En la literatura, tienen su mayor aplicación en el monitoreo de la salud de estructuras, puesto que representan una solución muy atractiva. Sin embargo, requieren registros largos con el fin de validar la hipótesis de que la excitación es un ruido blanco. Los parámetros modales que se identifican en estos métodos [32], [33], [34] se obtienen mediante la excitación del sistema estructural y la mediación de sus vibraciones.

Las excitaciones artificiales tienen limitaciones en el uso práctico en estructuras civiles, por lo que se recurre a la excitación ambiental para el enfoque de solo salida [35]. En este tipo de métodos de solo salida, como el del decremento aleatorio [32], [36] métodos estocásticos sub-espaciales [37] y el enfoque de mínimos cuadrados [34] se supone que la excitación es un ruido blanco. Puesto que no hay un método formal para determinar las vibraciones libres sin el conocimiento previo de la excitación, en este tipo de métodos se busca que ésta sean impulsos de corta duración. De esta forma, el pico de la respuesta se produce durante la fase de vibración libre; caso contrario el pico de la respuesta se produce durante la aplicación de

la excitación; lo que conduce a errores de estimación significativos. Los métodos de solo salida tienen algunos inconvenientes relacionados con la excitación, estos son: a) La variabilidad de la masa del sistema, debido a los efectos de camiones pesados; y b) Interacción con la estructura a causa de las irregularidades del camino [35]. Los inconvenientes mencionados anteriormente, surgen al hacer el análisis de vibración en puentes; por lo que se debe analizar los contras para cada tipo de estructuras a estudiar.

Para identificar los parámetros estructurales en el dominio del tiempo en un estado de daño temprano, se han propuesto técnicas como la de Ibrahim & Mikulcik [32], el método del decremento aleatorio de Morsy [36], el método de mínimos cuadrados de Hu, Lam [38], el algoritmo de realización de eigensistema [39] y el método de identificación estocástica de sistemas [35]. Morsy et al. [36] emplearon el método de decremento aleatorio para evaluar el desempeño en la identificación de parámetros dinámicos; para lo anterior, utilizaron una viga de hormigón armado. Por otra parte, emplearon el cambio de la frecuencia natural y del radio de amortiguación como indicadores de daño, y para su localización de este, utilizaron las dos primeras formas modales de la viga, obtenidas de forma experimental y mediante elemento finito. Después, haciendo la comparación entre éstas, pudieron localizar el daño (Figura 1.3). Encontraron que, para diferentes cargas de la viga, la frecuencia natural disminuyó en un 6% del valor intacto, lo que indica daño y crecimiento de grietas. Además, la relación de amortiguamiento también cambió, de un 0.70% para la viga intacta a 5.33% para la viga dañada. Estos cambios representan la gravedad del daño.

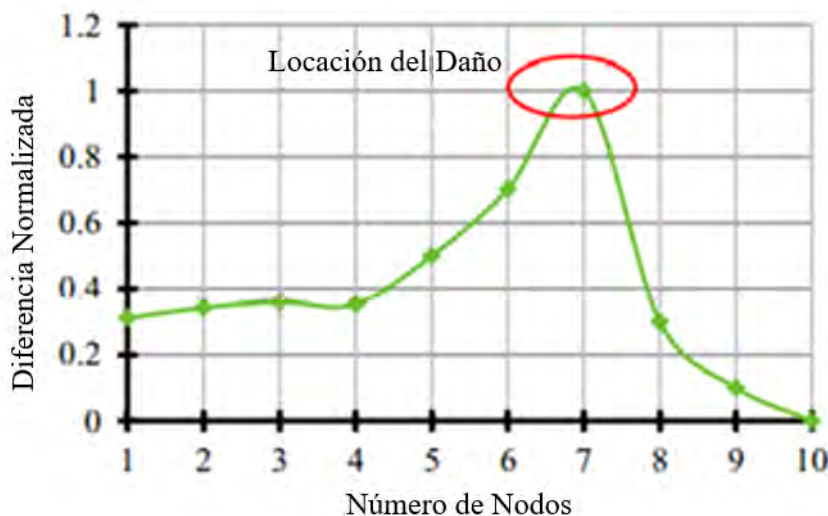


Figura 1. 3 Desplazamientos normalizados en cada nodo de la viga y localización del daño [36].

Hernán Garrido [35] implementó un algoritmo de búsqueda heurística, empleado para encontrar vibraciones libres dentro de un segmento de registro de respuesta en un puente. Estos segmentos de vibración libres fueron utilizados para determinar los parámetros modales en el método de solo salida, perteneciente al dominio del tiempo. La identificación de sistemas se realizó mediante el método de identificación estocástica sub-espacial. Este método fue elegido porque es más ventajoso en el manejo de modos muy próximos entre sí, en comparación con los métodos basados en espectros; así mismo, no involucra optimización lineal. Peeters [37] en su tesis doctoral, aborda el problema de identificación de sistemas mediante el método de subespacio estocástico, y hace uso de este para análisis modal de solo salida. El nivel de identificación de daño usado fue del nivel 1, donde únicamente se determina si existe daño o no, dejando de lado su ubicación y magnitud. Esta técnica se utilizó en el monitoreo de salud estructural, específicamente en un puente. Además, propuso un método para distinguir los efectos ambientales sobre la estructura de los daños, debido a que ambos influyen en las frecuencias propias del sistema. El método consiste en identificar un modelo ambiental dinámico, a partir de datos de frecuencias propias de temperatura de la estructura sana. También desarrolló una prueba estadística para determinar si los nuevos datos siguen el modelo ambiental original, o si la estructura está dañada. La singularidad del método radica

en que, la identificación del subespacio se utiliza de forma automática, con el fin de obtener las frecuencias propias de los datos de aceleración, y que se utilizan modelos ambientales dinámicos en lugar de modelos de regresión lineal estática.

1.2.4.2. Métodos en el dominio de la frecuencia

Los métodos de detección de daños, con respuesta en el dominio de la frecuencia, se basan en la aplicación de la transformada de frecuencia de Fourier (FFT) a los datos obtenidos mediante experimentación, los cuales están en el dominio del tiempo. Esto permite reducir drásticamente el volumen de datos, y compensar la pequeña pérdida de información promediando los efectos del ruido aleatorio [40]. Uno de los métodos más comunes, se basa en la función de respuesta de frecuencia (FRF), que es, una relación entre la respuesta de la estructura, como el desplazamiento, la velocidad o la aceleración en el dominio de la frecuencia, y una fuerza armónica conocida en general. Las FRF se utilizan como fuente de datos para estimar parámetros modales, mediante métodos de ajuste de curvas. Las características seleccionadas, son comúnmente el cambio en la resonancia y antirresonancias, o cambios que afectan las amplitudes [30]. El principal inconveniente es que, este método de curvatura FRF, funciona mejor para un rango de frecuencia antes de la primera resonancia o antirresonancia, o lo que ocurra primero. Cuando se desconoce la fuerza de entrada, como en las mediciones de solo salida, el cálculo de la función de respuesta de frecuencia se sustituye por la densidad espectral de potencia, o las funciones de transmisibilidad.

Dentro de los métodos basados en vibraciones, se encuentran los enfoques basados en datos y en modelos. En el enfoque basado en datos el problema de identificación de daño se trata como reconocimiento de patrones. El inconveniente primordial en el empleo de métodos, basados en datos, se refiere a la selección de características, que pueden garantizar la información más discriminadora sobre los estados de la estructura. La sensibilidad y la capacidad de distinguir, entre diferentes estados de daño, deben ir acompañadas del requerimiento de sentido físico, para asegurar la confiabilidad e interpretabilidad de la evaluación. En este aspecto, Ruocci [40] analizaron y compararon varios grupos de características, seleccionadas de diferentes dominios (tiempo, frecuencia, modal) para la detección de daños inducidos por socavación en puentes históricos.

En el enfoque del dominio de la frecuencia, se han propuestos métodos como el basado en la estimación de curvaturas de las funciones de respuesta en frecuencia (FRF's). Es similar a métodos propuestos anteriormente basados en curvaturas de formas modales, con la diferencia que, la aplicación de las curvaturas de los FRF se muestra mejor en el proceso de detección de daños [41]. Algunos investigadores han estudiado el uso directo de las formas FRF; por ejemplo, Liu, Lieven, & Escamilla [42], utilizaron las partes imaginarias, y normalizaron las formas FRF antes de la comparación. Mehdi *et al* [43], presentaron una técnica de detección de daños, basada en partes reales e imaginarias de FRF medidas. El método utiliza información de estado intacta y dañada de la estructura, por lo que, se elimina la necesidad de un modelo analítico. Cacho-Pérez *et al* [44], estimaron los parámetros modales de una viga biapoyada, como lo son las frecuencias propias y los factores de amortiguamiento asociados a cada uno de los modos estimados. Además, calcularon las masas generalizadas correspondientes a cada uno de los modos estimados de la estructura. Mohan [45] evaluó el uso de la función de respuesta de frecuencia (FRF) con la ayuda de la técnica de optimización de enjambre de partículas (PSO), a fin de detectar y cuantificar los daños estructurales. Dilena [46] presentó un método para la detección de daños por interpolación, con el objetivo de dar una interpretación de las mediciones de la función de respuesta de frecuencia (FRF), que se realizaron en un puente de hormigón armado de un solo tramo, sujeto a niveles crecientes de daño concentrado. Jungwhae & Sungkon [47] presentaron un algoritmo de detección de daños de dos niveles, que utiliza respuestas dinámicas de la estructura como entrada, y una red neuronal (RN) como clasificador de patrones. También, propone el índice de anomalía de la señal (SAI) para expresar la cantidad de cambios en la forma de las funciones de respuesta de frecuencia (FRF), o la función de respuesta de frecuencia de deformación (SFRF). Kim & Eun [48] realizan un estudio para la detección de daños en una estructura de celosía, utilizando un enfoque basado en la función de respuesta de frecuencia, y un enfoque basado en la flexibilidad. Además, hacen uso de los primeros datos modales para estados sin daños y dañados. Por otra parte, comparan los resultados de estos métodos mediante experimentos numéricos en estructuras de celosía, y concluyen que los métodos rara vez pueden detectar con precisión el miembro dañado. Sin embargo, sí es posible detectar un grupo de miembros dañados a pesar de la existencia de ruido externo. Yang & Jin [49] consideraron un método basado en la perturbación de la respuesta, agregando masas conocidas al sistema para detectar

daños en una estructura de celosía; Así mismo, tomaron en cuenta el cambio en las primeras frecuencias naturales. El método basado en FRF es muy prometedor; puesto que, los datos de las FRF se pueden obtener directamente sin ninguna extracción, o procesamiento adicional de datos. La principal ventaja de utilizar la forma FRF en la detección de daños, es que contiene información de frecuencia más alta, mientras que la forma de modo construye un espacio de frecuencia truncado. Además, este método basado en FRF, se puede utilizar de manera más explícita que el enfoque basado en la flexibilidad, puesto que los FRF incluyen más información modal que el enfoque basado en la flexibilidad [30], [48].

1.2.4.3. Métodos en el dominio modal

Los datos modales se pueden obtener de las mediciones de entrada y salida, por medio de los métodos clásicos de análisis modal, o de datos de las mediciones de solo salida; obtenidos por medio de la excitación ambiental del viento, tráfico, sismos, etc. Los métodos de dominio modal se adaptan al rápido desarrollo del análisis modal experimental, y son popularmente utilizado, dado que las propiedades modales (*frecuencias naturales, amortiguamiento modal, formas modales, etc.*) tienen un significado físico. Por lo tanto, estas propiedades son más fáciles de interpretar que las características matemáticas abstractas, extraídas del dominio del tiempo o la frecuencia [30]. Los métodos de detección de daños, basados en la respuesta en el dominio modal, utilizan directamente los cambios entre los parámetros modales de la estructura intacta y dañada, para así desarrollar indicadores de daños que más tarde se utilizarán para la localización de daños en la estructura.

El análisis en el dominio modal proporciona varias características que son sensible al daño, como el cambio de las frecuencias naturales del sistema, cuyos cambios se emplean comúnmente para calcular índices de detección de daños [50]. También, identifica los cambios en los criterios de garantía modal que compara conjuntos referidos al estado intacto y dañado de la estructura [51], los cambios en las coordenadas del criterio de garantía modal [52], cambios en la energía de deformación modal [53], los cambios en la curvatura de la forma modal. Dado que son derivados de formas modales, sus cambios están localizados en la región de daño, y su sensibilidad es más pronunciada en comparación con los desplazamientos

modales [40], formas modales de deformación [54], matriz de flexibilidad dinámica [55] y curvatura de flexibilidad dinámica [56].

Sinou [57] hizo una revisión exhaustiva de los métodos que utilizan directamente la información modal en sistemas lineales. Demostró que los métodos, que utilizan directamente información modal, no son eficientes para la detección de daños pequeños. Esto se debe a los efectos de pequeños daños en las propiedades modales, como lo son los cambios de frecuencia naturales y los cambios locales en las formas modales, quedan enmascarado por las incertidumbres experimentales y la reducción de datos [58]. Shi & Zhang [59] presentaron un método de detección de daños estructurales basado en el cambio de energía de deformación modal (MSE). En este método de localización de daños, solo se requieren formas modales incompletas y matrices de los sistemas analíticos. Concluyeron que, el método es sensible al ruido y es eficaz en la detección de daños simples, pero no en la detección de daños múltiples. Ancona [60] realizó una comparación de métodos basados en medición de vibraciones, tales como criterio de correlación modal (MAC), diferencia modal normalizada (NMD), criterio coordinado de correlación modal (CoMAC), método del cambio de la matriz de flexibilidad medida dinámicamente, método del cambio de la matriz de rigidez y la comparación de curvaturas de las formas modales mediante enfoque mixto. Para mejorar la sensibilidad y la precisión de la detección de daños en el dominio modal, se utilizó las derivadas de orden superior de las formas modales, como las rotaciones (primera derivada), las curvaturas (segunda derivada) y la tercera y cuarta derivada [30].

Moreno [61] propuso una nueva técnica basada en el método Ritz para estimar el error de las diferencias finitas, y de esta forma mejorar el cálculo de las derivadas de formas modales. Cao *et al* [62] desarrollaron un modelo de pseudo-fuerza de múltiples escalas sobre el dominio de *Wavelet*, el cual se utilizó como un operador diferencial de múltiples escalas, para adquirir derivadas de orden superior, el operador *Wavelet* se ha utilizado como una herramienta eficaz de análisis de señales para filtrar el ruido, y mejorar la robustez de la detección de daños. Katunin [63] presentó una revisión de los métodos basados en *Wavelet* para la identificación de daños estructurales. Las características atractivas de estos métodos son, la alta sensibilidad al daño y la determinación instantánea de la ubicación del daño.

En general, los métodos basados en la respuesta son relativamente simples, fáciles de usar y no requieren un uso intensivo de cálculos, pero la principal desventaja es que no ofrecen una evaluación cuantitativa del daño. Por lo cual, son utilizados para la identificación de daños en la etapa preliminar. En la Tabla 1.1 se presenta un resumen de estos métodos.

Tabla 1. 1 Clasificación de los métodos basados en respuestas [30].

Dominio	Método	Pros y contras
En el tiempo	• Método de Ibrahim • Decremento Aleatorio • ERA • De la familia ARMA • Análisis Wavelet • EMD y HHT • RSSI, SSI-DATA, SSI-COV • KDE	Ventajas: fácil de usar, las respuestas en el dominio del tiempo eliminan la necesidad de realizar una transformación de frecuencia sin errores asociados con la fuga y truncamiento de datos. Comportamiento no lineal conservado Desventajas: efectos significativos del ruido difícil de interpretar la información de la señal
En el dominio de la frecuencia	• Formas FRF • Curvas FRF • Transmisibilidad • <i>Peak picking</i> • FDD	Ventajas: Proporciona abundante información sobre el comportamiento dinámico de la estructura, incluyendo datos de frecuencia en un amplio rango, sin requerir extracción ni procesamiento adicionales. Desventajas: algunos requieren la información de entrada las características son demasiado abstractas
En el dominio Modal	• Frecuencia natural • Formas y curvaturas de modo • Energía de deformación modal • Formas de modo de deformación • Flexibilidad dinámica • Derivadas de orden alto • Basado en procesamiento de señales	Ventajas: las propiedades modales son físicamente significativas, fáciles de interpretar o interrogar a partir de datos de salida únicamente y no requieren fuerzas artificiales. Desventajas: pierden gran parte de la información, errores numéricos causados por un ajuste de curvas inexacto.

1.2.5. Modelos estructurales

Los métodos descritos en la sección anterior solo detectan la presencia de daño, es decir, daño en el Nivel 1. Generalmente, para localizar y cuantificar el daño se utilizan los métodos basados en modelos en función de la respuesta medida. Se necesitan dos modelos, el primero debe estar muy bien correlacionado con la estructura en su estado intacto (sin daño), y otro modelo actualizado que reproduzca fielmente la respuesta medida en el estado de daño. Esto se logra modificando las características estructurales del sistema, como la masa, rigidez, amortiguamiento, etc. Al comparar estos dos modelos se puede obtener la ubicación y gravedad del daño [30]. A continuación, se presentan los modelos que han utilizado varios investigadores.

1.2.5.1. Basado en las matrices estructurales

Estos modelos se basan en la actualización de las matrices de masa, rigidez o amortiguamiento. Para actualizar las matrices existen dos técnicas, la primera se basa en la actualización directa de las matrices [64], [65], [66], [67] y la segunda, se hace mediante métodos iterativos que utilizan la matriz de sensibilidad de los parámetros, ésta se basa en una función de penalización para maximizar la correlación entre los resultados medidos y analíticos. La principal ventaja de los métodos directos es que, representan con precisión la respuesta experimental medida, sin embargo, estos resultados rara vez tienen un significado físico, puesto que no conservan las conexiones estructurales del sistema. En cambio, los métodos iterativos, no tienen este problema, no obstante, el cálculo de las matrices de sensibilidad suele ser computacionalmente intensivo, y las matrices suelen estar mal acondicionadas.

1.2.5.2. Basado en elemento finito

Los métodos basados en elemento finito (EF) se usan cuando se modelan estructuras más complejas, y con muchos grados de libertad que no se pueden solucionar de forma cerrada. Si bien, estos modelos pueden dar una solución aceptable, en la mayoría de las veces los resultados distan mucho de los resultados experimentales, que son considerados como reales. Esto puede deberse tanto a la incertidumbre en las mediciones experimentales, como en las consideraciones y simplificaciones que se hacen en el modelo EF. Para dar solución a este

problema, se ha implementado la técnica de actualización del modelo de elemento finito. Un enfoque común, es considerar una función objetivo, que cuantifique las diferencias entre los resultados analíticos y experimentales, y minimizar la discrepancia ajustando las incógnitas del modelo de EF. Generalmente, se plantea como un problema de optimización [68].

Velez & Thomson [69] hacen una revisión del estado del arte sobre la técnica de actualización de modelos EF. Un problema importante en el proceso de actualización del modelo de EF es el posible mal condicionamiento, puesto que, no existe una solución única para el problema inverso[70]. Hay varios métodos propuestos para abordar este problema, uno de ellos es el enfoque Bayesiano [38], [71].

1.2.5.3. Basado en modelo

El modelo de mapeo se utiliza para construir una relación entre los parámetros estructurales, y las respuestas de la estructura. El método representativo es el de la red neuronal (RN) que trata de imitar el comportamiento de las neuronas, y la función del cerebro humano [72]. Este método se ha aplicado ampliamente en el análisis estructural debido a su fuerte capacidad de mapeo no lineal. Las redes neuronales son enfoques computacionales basados en el aprendizaje automático, para aprender, y hacer predicciones basadas en datos, y se han aplicado con éxito en diversas aplicaciones, incluida la supervisión de la salud estructural en la ingeniería civil [73]. Uno de los mayores inconvenientes en este tipo de métodos, es que tienen un proceso de entrenamiento y éste puede requerir mucho tiempo, además, los resultados del modelo entrenado dependen precisamente de los datos de entrenamiento.

En los modelos estructurales, aunque en muchas ocasiones son suficientemente precisos, las simplificaciones y supuestos considerados en su construcción, generalmente conducen a errores de modelado que en la detección de daño no son suficientes para dicho propósito. Puesto que, en lugar de detectar daño, si el modelo no es de suficiente calidad, se estarían detectando errores artificiales de la construcción del modelo. Para esto se implementó la técnica de actualización de modelos que se aborda más adelante.

1.2.6. Actualización de modelos EF

El método de elemento finito es empleado para obtener modelos estructurales relativamente precisos, que son utilizados tanto en análisis estáticos como en dinámicos. En la dinámica estructural, se requieren determinar las propiedades modales del sistema, como las frecuencias naturales, formas modales, relación de amortiguamiento, etc., para lo cual, se emplea el método de elementos finitos. Sin embargo, las mejoras y avances tecnológicos han permitido obtenerlas mediante mediciones experimentales, que, por lo general, son consideradas como las más fieles a la realidad. No obstante, se ha observado una discrepancia entre los valores obtenidos experimentalmente, y los obtenidos mediante elemento finito. Para obtener modelos confiables, se ha implementado la técnica de actualización de modelos (*model updating*) con el cual, mediante el ajuste paramétrico, se busca minimizar las diferencias entre los resultados analíticos y experimentales [69]. La discordancia entre los resultados analíticos y experimentales puede deberse a tres tipos de errores[74]:

- Errores en la estructura del modelo, los cuales se presentan cuando existe incertidumbre en las ecuaciones físicas gobernantes (como en el modelado de sistemas con un fuerte comportamiento no lineal).
- Errores en los parámetros del modelo, entre de los que se encuentra la aplicación de condiciones de frontera inapropiadas, así como suposiciones imprecisas empleadas para simplificar el modelo.
- Errores en el orden del modelo, cuya ocurrencia se debe a la discretización de sistemas complejos, la cual puede producir modelos de orden insuficiente.

El objetivo de la actualización de modelos es modificar los parámetros estructurales, como la masa, rigidez y amortiguamiento del modelo numérico para tener una mejor concordancia con los datos experimentales. La actualización de modelos tiene dos principales direcciones, los métodos de actualización directa y los métodos iterativos.

1.2.6.1. Método de actualización directa

Los métodos de actualización directa han demostrado una alta precisión, al actualizar los parámetros estructurales del modelo numérico. Sin embargo, se encontró que los resultados obtenidos mediante estos métodos no tienen un significado físico, y no conservan las conexiones estructurales del sistema; lo que no es conveniente para la detección de daños. Por tal motivo, no se hace una revisión a fondo de estos métodos y solo se mencionan algunos de manera informativa. Datta [75] presentó una revisión de los modelos de actualización directa y los problemas asociados con estos métodos. Los métodos directos pueden clasificarse en los siguientes grupos:

- I. Técnicas de optimización en matriz modal [76].
- II. Técnicas de optimización que utilizan datos medidos [77].
- III. Métodos de asignación de la estructura propia [78].
- IV. Métodos de inclusión de valores propios cuadráticos [79].

1.2.6.2. Métodos iterativos con el uso de datos modales

A diferencia de los métodos directos, que modifican todos los elementos de las matrices de una forma indistinta, los métodos iterativos ofrecen un amplio rango de posibilidades para seleccionar parámetros de ajuste. Con estos parámetros, el usuario puede enfocarse en la corrección de aspectos físicos bien determinados y localizados. Las matrices de masa y rigidez tienen una dependencia lineal de los parámetros físicos, y estos se asocian los errores a cantidades físicas como el módulo de Young, parámetros geométricos, densidad de masa, etc.

Wei & Zhen [80] propusieron un nuevo método iterativo, que asocia el método de actualización con la técnica de reducción del modelo. Usando el método iterativo tradicional, los errores resultantes de reemplazar la matriz de reducción del modelo experimental, con la del modelo de elementos finitos, no se consideran completamente; por lo que se necesitan más iteraciones y tiempo de cálculo. Para reducir los errores producidos en la sustitución, propone un nuevo método iterativo basado en el método tradicional, en el que se agrega el término de corrección relacionado con los errores. Bijaya & Wei-Xin [81] plantean una actualización del modelo de elementos finitos (FE), basada en la sensibilidad, a fin de detectar

los daños; también formulan la función objetivo, que consiste en el residual de flexibilidad modal. Hamid *et al* [82] desarrollaron un modelo para predecir el comportamiento dinámico de uniones atornilladas, utilizando estructuras híbridas de aluminio / compuesto y los datos de prueba modal. Por otro lado, establecieron una capa doblemente conectiva para simular las interfaces de uniones atornilladas en estructuras híbridas. Xiao & Zhu [83] presentaron un nuevo método de actualización, que utiliza tanto las frecuencias modales, como las líneas de influencia estática multiescala (desplazamiento y tensión) como objetivos de actualización. Hua & Than [84] presentan un enfoque para actualizar directamente el modelo de elementos finitos, a partir de datos modales de vibración incompletos medidos con algoritmos regularizados. El método propuesto, se basa en la relación entre la perturbación de los parámetros estructurales, como el cambio de rigidez, y las mediciones de datos modales de la estructura probada, como las lecturas de la forma del modo medido. Para ajustar los parámetros estructurales en ubicaciones detalladas, los parámetros de actualización estructural se seleccionaron en el nivel de punto crítico, para reflejar los errores de modelado en las conexiones de los elementos estructurales. Luego, estos parámetros de actualización se evaluaron mediante un procedimiento de solución iterativo, que proporciona, soluciones optimizadas en el sentido de mínimos cuadrados, sin requerir una técnica de optimización.

En resumen, pocos son los trabajos donde se han considerado los efectos del amortiguamiento en el ajuste de modelos; esto quiere decir que hay un conocimiento limitado de este. Por otro lado, la modelación de conexiones es otra de las áreas que, han experimentado, un gran desarrollo a causa del surgimiento del ajuste de modelos, y se han formulado distintos modelos para uniones con pernos y otros sujetadores. Además, la mayoría de los trabajos consultados hasta el momento, no toman en cuenta las incertidumbres de modelado; que como se menciona en algunos textos, es de gran importancia. La evaluación de la efectividad de dichos modelos por medio de experimentos, basados en ajuste, es uno de los estudios que pueden contribuir al avance en este campo. De esta forma, la ingeniería civil podría beneficiarse con el desarrollo de modelos, que sean capaces de describir la dinámica de uniones pernadas en viga-columna. Además, dichos modelos podrían ser de gran utilidad en otras áreas como la detección de daños [69].

1.2.7. Métodos iterativos con el uso de funciones de respuesta en frecuencia

Los métodos de ajuste de modelos que utilizan directamente información de respuesta en frecuencia (FRF) tiene la ventaja de que se omite el análisis modal, por lo que se evitan errores de identificación debido al truncamiento de datos. Para utilizarse, los métodos con FRF requieren que el amortiguamiento sea incluido en el modelo de elementos finitos, lo que constituye una desventaja si se tiene en cuenta que, en general, los mecanismos de disipación de energía son en extremo difíciles de modelar y su naturaleza es aún objeto de intensa investigación.

La finalidad de la actualización de modelos es corregir errores en el modelo de elemento finito. Sin embargo, las mediciones se ven afectadas por el ruido, y, además, el modelo FE contiene errores debido a simplificaciones o suposiciones erróneas. Mares *et al* [85] utilizaron técnicas de estimación robustas para determinar el conjunto de parámetros y exploraron la relación entre esta identificación robusta y la regularización de Tikhonov.

Lin & Zhu [86] extendieron el método de actualización de modelos basados en FRF a estructuras amortiguadas con amortiguamiento proporcional y no proporcional. Key-si & Rong [87] propusieron un nuevo método de selección de frecuencia para una actualización eficiente del modelo basado en FRF. Seleccionaron los puntos de frecuencia utilizados para la actualización de forma automática de modo que las frecuencias seleccionadas puedan transportar tanta información como sea posible con un número limitado de frecuencias. Xiuming [88] introdujo un método de actualización del modelo basado en un modelo sustituto que aprovecha las FRF medidas. Además, utilizó el criterio de Aseguramiento del Dominio de la Frecuencia (FDAC) para construir la función objetivo, cuya superficie de respuesta no lineal se construye por el modelo Kriging.

K. Jones & Turcotte [89] utilizaron las frecuencias antirresonantes en la actualización del modelo de elementos finitos de una armadura de aluminio experimental y analizaron la corrección física del modelo actualizado usándolo para detectar daños. Para simplificar el modelado de uniones soldadas, utilizaron elementos rígidos y sus dimensiones se emplearon

como parámetros en una actualización iterativa basada en valores propios y sensibilidades antirresonancia.

1.2.8. Método de optimización

Existen diversos métodos de ajuste que sugieren resolver el problema utilizando un enfoque iterativo de optimización. Una de las principales dificultades de este enfoque reside en que los algoritmos de optimización pueden encontrar el mínimo local más cercano a la posición de inicio e incluso fracasar en la búsqueda de una solución convergente [90]. Antes de iniciar la revisión de las técnicas de optimización, es de gran importancia exponer la forma estándar del problema de optimización que será resuelto por estas técnicas. La forma estándar para un problema de optimización restringida, no lineal y de objetivo único [91] se proporciona en la Ecuación 1.1.

Minimizar: $f(x)$

Sujeto a: $g_j(x) \leq 0 \quad j = 1, m \quad h_k(x) = 0 \quad k = 1, p$

$$x_i L \leq x_i \leq x_i U \quad i = 1, n \quad (1.1)$$

Donde $f(x)$ es la función objetivo, $g_j(x)$ es una restricción de desigualdad y $h_k(x)$ es una función de restricción de igualdad. El vector x representa las n variables de diseño que se modifican (mediante el algoritmo de optimización) para obtener el óptimo. El espacio de diseño con capacidad de búsqueda se define mediante los límites superior e inferior, $x_i L$ y $x_i U$ de las variables de diseño [30].

En su forma más simple, una función objetivo posee la forma siguiente:

$$J = \sum_{i=1}^n W_i \Delta P_i \quad (1.2)$$

Donde los ΔP_i son los residuos y los W_i son coeficientes de ponderación asignados a cada una de las diferencias. En el ajuste de modelos, los términos ΔP_i contienen por lo general

diferencias entre valores propios analíticos y experimentales, así como diferencias entre vectores de formas modales [90].

A continuación, se presentan tres tipos de algoritmos de optimización.

Un tipo de métodos de optimización matemática es el método basado en gradientes que determina la dirección de búsqueda utilizando la información del gradiente, ofreciendo el mejor comportamiento de convergencia [92].

Ahmadianfar *et al* [93] propusieron un novedoso algoritmo de optimización metaheurística; el optimizador basado en gradientes (GBO) está inspirado en el método de Newton basado en gradientes y utiliza dos operadores principales: La regla de búsqueda de gradiente (GSR) y el operador de escape local (LEO) y un conjunto de vectores para explorar el espacio de búsqueda. Schittkowski *et al* [92] realizaron un estudio comparativo de once códigos de programación matemática que representan realizaciones típicas de los métodos matemáticos y presentan los resultados numéricos. Los métodos Fletcher-Reeves y Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno (BFGS) son dos métodos populares que se emplean para las optimizaciones no restringidas. Para problemas de optimización con restricciones no lineales, los algoritmos más comunes son la programación lineal secuencial (SLP), el método modificado de direcciones factibles (MMFD) y la programación cuadrática secuencial (SQP). Entre todos los métodos basados en gradientes, el algoritmo SQP es el algoritmo más avanzado para resolver programas no lineales diferenciables y ha ganado gran atención en los últimos años debido a su tasa superior de convergencia.

A diferencia de los métodos basados en gradientes, los algoritmos evolutivos que pertenecen a los métodos de búsqueda estocástica se han vuelto muy famosos en las últimas dos décadas. Los algoritmos evolutivos no requieren ninguna información de gradiente y pueden utilizar un conjunto de puntos de diseño para encontrar el óptimo. Este tipo de método se inspira en fenómenos naturales y es extremadamente robusto [30]. Dentro de estos algoritmos evolutivos se encuentran dos de los más populares, los algoritmos genéticos implementado por Holland [94] que se basan en la evolución de las especies en biología, adaptándose al concepto

Darwiniano de que el que sobrevive es el que está mejor adaptado a medio. El otro algoritmo es la optimización del enjambre de partículas [95] basado en un modelo social simplificado.

En los algoritmos evolutivos la mutación de genes individuales de un diseño parental con el cual se producen descendientes es el proceso más importante. En este aspecto, los algoritmos genéticos son más útiles para una búsqueda de rango más amplio en el espacio de diseño. Además, se ha encontrado que funcionan mejor para encontrar el óptimo global en presencia de múltiples extremos locales que los métodos basados en gradientes y son muy adecuados para problemas de optimización discretos. Sin embargo, el principal inconveniente es el elevado esfuerzo numérico, ya que se requiere una gran cantidad de soluciones de problemas; el tamaño de la población no cambia durante el estudio de optimización. Los pasos básicos de un AG son los siguientes: el primer paso es crear una población inicial aleatoria. Luego, la población se clasifica en función de la aptitud (función objetivo) de cada individuo, y los padres se seleccionan al azar para la reproducción. Los diseños originales se seleccionan de tal manera que los individuos de mayor rango (más en forma) tienen una mayor probabilidad de ser seleccionados. La siguiente generación se llena de diseños secundarios, creados mezclando aleatoriamente los diseños principales seleccionados en un proceso conocido como cruce. La nueva generación se clasifica nuevamente y el proceso se repite hasta la convergencia [91].

En resumen, ningún algoritmo de optimización puede resolver todos los problemas de optimización. Un conocimiento básico de diferentes algoritmos ayuda a seleccionar el algoritmo apropiado para el problema en cuestión. En cuanto a los problemas de detección de daños que siempre resultan en numerosos extremos locales, la convergencia a las estimaciones correctas (no conocidas a priori) dependerá en gran medida de una buena suposición inicial. Por tanto, el algoritmo evolutivo es la mejor opción a menos que se disponga de un buen valor inicial.

1.2.9. Incertidumbre del modelo

Cuando se diseña una estructura, se esperaría que, al construirla, tanto las propiedades geométricas, como las masas de los elementos, sean las mismas que nuestro modelo. Sin embargo, existen varios factores que pueden alterar dichas propiedades, haciendo que las propiedades de la estructura real y, por ende, su respuesta dinámica, sean diferentes al modelo que se diseñó. Estas diferencias surgen desde el momento de la construcción de los elementos estructurales; por ejemplo, la densidad del material puede no ser constante en todo el elemento, esto debido a las técnicas de fabricación. Existen normas que minimizan estas discrepancias; sin embargo, no garantizan la eliminación de los errores. Por otra parte, en las estructuras de acero, por ejemplo; influye mucho el tipo de unión de los elementos, ya sean soldadas o atornilladas. Generalmente, existen dos tipos de ensambles a los que se recurren a la hora de construir un edificio de acero; el ensamble en campo y el ensamble en taller. El primero, tiene la ventaja de ser más económico, pero su mayor desventaja es que, la soldadura que se utiliza para unir algunos elementos se ve afectada por factores ambientales, y no se tiene un control adecuado de la calidad. Por otra parte, el segundo tiene la ventaja de que, todas las soldaduras necesarias, se realizan en taller; teniendo así, un mayor control de la calidad. Sin embargo, la desventaja de este es que no es un proceso económico.

Rodrigo Astroza [96] mencionó que, puede haber incertidumbres geométricas, como, por ejemplo, en las longitudes verticales y horizontales de entrepisos y derivas de la estructura; Además, si el modelo estructural se desea utilizar para la identificación de daños, deben considerarse éstas y otras incertidumbres de modelado. En este trabajo, el autor investiga los efectos de los errores de modelado en la calibración de modelos de elemento finito no lineales. Analizó un marco de acero 2D y un marco de concreto en 3D sometidos a excitación sísmica. Las incertidumbres del modelo las introduce mediante un conjunto de parámetros que definen la geometría, masas, cargas de gravedad y propiedades de amortiguamiento de la estructura. Para el análisis, define niveles de incertidumbre como bajo y alto, que van desde el 5 % hasta 50 % de incertidumbre, dependiendo del tipo de parámetro. Por ejemplo, para las masas y cargas gravitatorias toma un rango de 5 % a 30 %, en los parámetros geométricos entre 3 % a 10 % y finalmente para el amortiguamiento de 15 % al 50 %.

$$M(p)\ddot{q}_{k+1}(p) + C(p)\dot{q}_{k+1}(p) + r_{k+1}(q_{k+1}(p), p) = -M(p)L(p)\ddot{u}_{k+1} \quad (1.3)$$
$$P = [\theta^T \quad \psi^T] \quad (1.4)$$

(a) Structural model of the 4-story building. The diagram shows a 4-story frame structure with columns and beams. The ground floor is labeled '1st Level', the second floor '2nd Level', the third floor '3rd Level', and the top floor 'Roof'. The columns are labeled with their cross-sections: W14x257, W14x311, W14x311, and W14x257. The beams are labeled with their cross-sections: W24x68, W33x118, and W30x116. The vertical dimensions are V1=3.96, V2=7.92, and V3=11.88. The horizontal dimensions are H1=9.14, H2=18.28, and H3=27.43. The units are kN, m, s. The diagram also shows the nodal coordinates y1, y2, and y3. The nodal values are: NM11=64.94, NM12=129.88, NM13=129.88, NM14=194.81, NM21=64.94, NM22=129.88, NM23=129.88, NM24=194.81, NM31=69.00, NM32=138.00, NM33=138.00, NM34=207.00, NM41=69.00, NM42=138.00, NM43=138.00, NM44=207.00. The design load values are: DGL1=26.0, DGL2=26.0, DGL3=23.1.

Página 30 de 142

Donde $H1, H2... V1, V2$ etc. son las coordenadas horizontales y verticales, respectivamente. NM_{ij} son las masas nodales; $DGL1, DGL2$, etc. son las cargas gravitacionales distribuidas. α_M y β_k son los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh. De esta forma el vector de incertidumbres queda expresados como se muestra en la Figura 1.5.

$$\varphi = \begin{bmatrix} [H0 \ H1 \ H2 \ H3 \ V1 \ V2 \ V3]^T \\ [NM_{11} \ NM_{12} \ NM_{13} \ NM_{14} \ NM_{21} \ NM_{22} \ NM_{23} \ NM_{24} \ NM_{31} \ NM_{32} \ NM_{33} \ NM_{34}]^T \\ [DGL1 \ DGL2 \ DGL3]^T \\ [\alpha_M \ \beta_K]^T \end{bmatrix}^T$$

Figura 1.5 Vector de incertidumbres asociadas con el modelo [96].

1.2.10. Conclusiones de la revisión de la literatura

En conclusión, tras una revisión exhaustiva de la literatura en el campo de la detección de daños estructurales mediante mediciones de vibraciones, se observan los siguientes hallazgos clave:

Las investigaciones sobre indicadores y métodos de detección de daños son extensas; sin embargo, no existe un consenso definitivo en la comunidad científica que establezca cuál de estos métodos es óptimo para la detección precisa de daños. Los métodos basados en la respuesta vibracional, ya sea en el dominio del tiempo, frecuencia o modos, resultan sencillos de implementar y presentan bajas demandas computacionales. No obstante, su capacidad se limita a la identificación de la presencia del daño, sin ofrecer una evaluación cuantitativa detallada, lo cual los clasifica dentro del nivel 1 de detección de daños, siendo adecuados únicamente en etapas preliminares de evaluación estructural.

Por otro lado, los métodos basados en modelos numéricos requieren de modelos detallados que reflejen fielmente la estructura analizada. La construcción de tales modelos suele introducir errores debido a simplificaciones asumidas en el modelado. Además, las investigaciones en este ámbito frecuentemente no abordan de manera integral factores cruciales, tales como los efectos ambientales, el modelado de uniones estructurales, y las incertidumbres inherentes del sistema. Se reconoce que un análisis que omita dichas

incertidumbres puede derivar en estimaciones y predicciones sesgadas, comprometiendo la precisión en la detección de daños. La predicción precisa del comportamiento estructural requiere de modelos de alta calidad que minimicen los errores artificiales; sin embargo, lograr este nivel de precisión representa un desafío importante, y aún se están desarrollando técnicas para mejorar la construcción de estos modelos. Para una detección de daños más confiable, es necesario considerar en las mediciones factores como los efectos ambientales (temperatura, humedad, corrosión, tráfico, etc.), cambios en las matrices de masa y rigidez, y variaciones en las condiciones de frontera, ya que estos factores incrementan la incertidumbre del modelo si se omiten. La mayoría de las técnicas actuales de detección de daños se basan en teorías y mediciones lineales, lo cual permite una estimación rápida de la presencia de daños siempre que estos no sean de baja magnitud. No obstante, si la estructura original presenta comportamientos no lineales, o si se desarrollan respuestas no lineales debido a la acumulación de daños, el desarrollo de indicadores o métodos de detección no lineales podría resultar más efectivo en la identificación precisa del daño. Adicionalmente, muchas de estas técnicas no consideran las incertidumbres en el modelado, por lo que el desarrollo de técnicas que incorporen estos errores e incertidumbres resulta esencial para mejorar la correlación entre los resultados experimentales y los modelos numéricos.

La evolución en la detección de daños estructurales requiere modelos estructurales más precisos, indicadores de daño sensibles y algoritmos de optimización eficientes. Resulta también esencial mejorar las técnicas de detección al integrar los efectos de conexiones estructurales, como uniones atornilladas o soldadas, cuya influencia es crítica en la respuesta estructural.

Aunque numerosos estudios comparan frecuencias naturales, factores de amortiguamiento y modos de vibración, existe poca investigación en torno a la relación entre los cambios en estos parámetros y la reducción en rigidez o el módulo de elasticidad. Adicionalmente, si bien muchos estudios cuantifican la severidad del daño como un porcentaje de reducción en la frecuencia natural, el factor de amortiguamiento, rigidez o módulo de Young existe una brecha en la evaluación de la criticidad de esta reducción y en si representa un riesgo real para la integridad del elemento o de la estructura en su conjunto.

Este trabajo propone una metodología para abordar las discrepancias entre la estructura real y su modelo numérico mediante la incorporación de efectos de incertidumbres de modelado. Al reducir estas discrepancias, se incrementa la precisión en la detección de daños. La consideración de estas incertidumbres es esencial, dado que en la mayoría de los casos no es factible realizar una actualización completa del modelo, que sería la solución óptima, debido a la falta de información sobre el estado intacto de la estructura real. Además, el método propuesto enfrenta problemas asociados con datos incompletos, optimizando su implementación en estructuras reales al reducir los requerimientos de datos de entrada. Esto permite un análisis efectivo con menor instrumentación y costo, manteniendo la precisión al integrar las incertidumbres del modelo.

1.2.11. Objetivos y alcances

A continuación, se enlistan los objetivos general y específicos, así como los alcances de esta investigación.

1.2.11.1. Objetivo general

El objetivo general de la investigación es desarrollar una metodología para la detección de daños en estructuras mediante mediciones de vibraciones, considerando los efectos de las incertidumbres del modelo.

1.2.11.2. Objetivos específicos

Los objetivos específicos de la investigación son los siguientes:

- 1) Obtener un modelo de referencia numérico que represente el estado inicial sin daño de la estructura.
- 2) Estudiar el comportamiento de la degradación de la rigidez del acero a fatiga de bajo ciclaje en el rango elastoplástico.
- 3) Realizar un análisis comparativo entre la respuesta experimental y la respuesta del modelo de referencia, buscando una coincidencia ajustando los parámetros estructurales.

- 4) Evaluar y abordar la incertidumbre generada por los errores de modelado en la detección de daños.
- 5) Realizar un análisis comparativo entre las respuestas de ambos modelos utilizando el método de optimización de algoritmos genéticos (AG) para identificar daños.
- 6) Determinar la ubicación y extensión del daño mediante la metodología propuesta.
- 7) Verificar la efectividad de la metodología propuesta en la detección de daños.

1.2.11.3. Alcances y limitaciones

Esta investigación tiene como alcance el desarrollo y validación de una metodología para la detección de daños estructurales en edificaciones de acero a través de algoritmos genéticos. Se enfoca en la identificación de daños en condiciones de carga sísmica y abarca hasta la validación experimental en modelos a escala. Los resultados obtenidos son representativos para estructuras similares en condiciones controladas y permiten identificar tanto la ubicación como la intensidad del daño con un alto grado de precisión. Sin embargo, la aplicabilidad del método en estructuras de geometría diferente o materiales distintos queda fuera del alcance de este estudio.

El presente estudio presenta ciertas limitaciones que deben ser consideradas al interpretar los resultados. En primer lugar, el modelo propuesto fue probado en un entorno controlado de laboratorio, lo cual no refleja totalmente las condiciones de carga variables y factores ambientales presentes en una estructura real. Adicionalmente, la metodología se basa en datos de vibración obtenidos con sensores en una sola dirección del movimiento. La precisión del método depende en gran medida de la calidad de los datos de entrada, y la suposición de un comportamiento elástico lineal en la estructura podría no ser válida en casos de daño avanzado. Finalmente, aunque el método fue validado con éxito en modelos de estructuras de acero, su generalización a otros materiales o geometrías requiere estudios adicionales."

1.2.12. Estructura de la tesis

La estructura de la tesis se compone de la siguiente forma: En el Capítulo 1 se presentaron las generalidades y la revisión de la literatura, así como la presentación de los objetivos y alcances de la tesis. En el Capítulo 2 se presentan el modelo estructural tanto del modelo experimental y el modelo de elementos finitos; en el Capítulo 3 se presenta los resultados de pruebas experimentales que se realizaron para obtener la relación de la degradación de la rigidez con la identificación de daños. Consecutivamente, en el Capítulo 4 se presenta la codificación de los algoritmos genéticos aplicados a la detección de daños, en el Capítulo 5 se implementa el código de los algoritmos genéticos presentado en el capítulo anterior y se obtienen los resultados de la metodología propuesta y finalmente en el Capítulo 6 se realizan las conclusiones de los resultados del método propuesto.

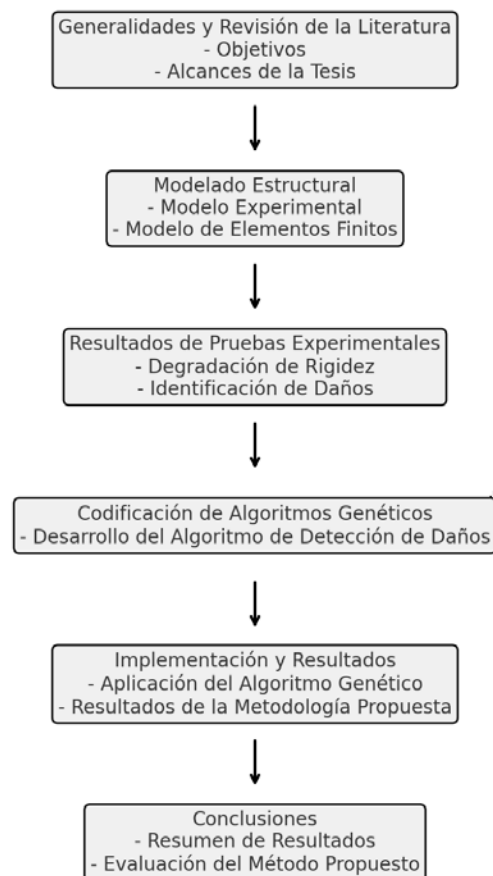


Figura 1. 6 Diagrama de flujo del contenido de la tesis. Cada uno de los cuadros representa un capítulo.

CAPÍTULO 2:

Modelo estructural

En este capítulo se presentan los modelos experimental y de elemento finito, sus configuraciones, características, consideraciones y diseño del experimento. También se presentan las características del daño estructural considerado y sus implicaciones en la detección de daños.

2.1. Características del daño estructural

El daño estructural es definido como el cambio o perturbación en los materiales, propiedades geométricas, condiciones de contorno y conectividad del sistema [30]. Generalmente, el daño estructural se simula en el modelo experimental cambiando alguno de los parámetros que se mencionaron anteriormente. Sin embargo, el parámetro más fácil de simular y de controlar es el cambio en la geometría. Algunos autores como Arun [41], simularon el daño reduciendo la inercia del área de un elemento de la estructura, esto permite que la rigidez del elemento cambie y pueda ser utilizada como un parámetro de daño en la identificación de daño estructural. En la Figura 2.1 se muestra un ejemplo aplicado por Hong [97].

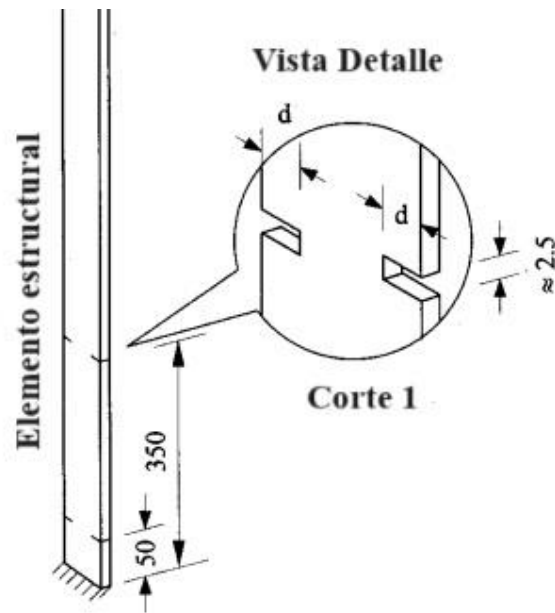


Figura 2. 1 Corte a la sección transversal para simular daño [97].

En este trabajo, el daño se simula mediante un corte en el elemento seleccionado, lo que reduce el área de su sección transversal y, en consecuencia, causa una disminución controlada en su rigidez. Esta alteración simula el daño en la estructura (Figura 2.2) y produce una perturbación en los parámetros del sistema, la cual será detectada por el algoritmo de identificación de daño. Este algoritmo lleva a cabo una búsqueda comparativa entre la respuesta del modelo experimental y la del modelo de elementos finitos.

Para asegurar que el corte represente adecuadamente un daño estructural sin afectar otras propiedades del elemento, se tomaron en cuenta varias consideraciones técnicas. En primer lugar, la ubicación del corte se seleccionó cuidadosamente en puntos estratégicos, permitiendo representar el daño en áreas críticas sin comprometer la estabilidad global. La forma y dimensiones del corte se definieron para lograr una reducción significativa en la rigidez, sin generar problemas adicionales como micro fisuras o alteraciones térmicas. También se usó un corte con sierra en húmedo limitando la generación de calor y evitando daños accidentales.

Durante el proceso de identificación, el algoritmo ajusta continuamente su búsqueda para minimizar la diferencia entre las respuestas del sistema experimental y el de elementos finitos. Una vez que esta diferencia se aproxima a cero, el algoritmo identifica con precisión la

ubicación y extensión del daño. Finalmente, se realiza una verificación para confirmar si el algoritmo localizó correctamente el elemento en el que se realizó el corte.

Estas consideraciones técnicas aseguran que los datos obtenidos en el proceso de simulación del daño sean fiables y permitan que el algoritmo determine de manera precisa tanto la localización como la magnitud del daño, proporcionando así un método efectivo de detección estructural.

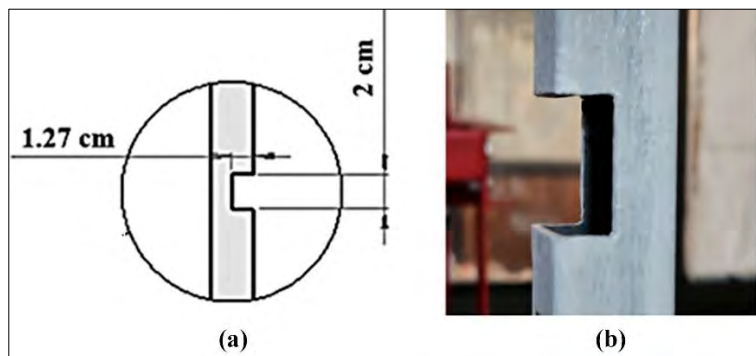


Figura 2. 2 Dimensiones del corte al elemento para reducir la sección transversal.

2.2. Modelo experimental

El modelo experimental, es el modelo al cual se le realizan perturbaciones para simular daño estructural. Sobre él se realizan pruebas modales para obtener los datos que se ingresan al algoritmo de identificación de daño (AID). Para realizar estas mediciones se instrumenta con acelerómetros y se hace vibrar mediante un martillo de impacto.

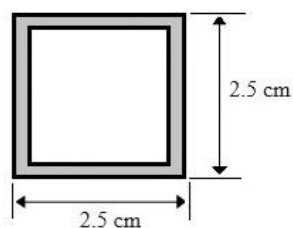
2.2.1. Estructura

La estructura utilizada en esta investigación se muestra en la Figura 2.3. Las columnas y vigas son de acero A36 con un perfil tubular cuadrado, la longitud de las vigas es de 115 cm y las de las columnas 80 cm. Las dimensiones del perfil de las vigas, que se muestra en la Figura 2.4, son 1.905×1.905 cm con un espesor de 0.19 cm, para las columnas las medidas son 2.54×2.54 cm con un espesor de 0.19 cm. Las vigas están unidas mediante unión atornillada de placa frontal para facilitar el intercambio de los elementos dañados. La estructura se fija a una base de concreto mediante tornillos como se ve en la Figura 2.3.



Figura 2. 3 Estructura de acero utilizada en la investigación.

Sección de la columna



Sección de la viga

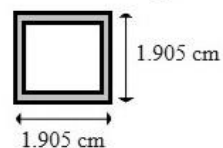


Figura 2. 4 Dimensiones de las secciones transversales.

2.2.2. Diseño experimental

Para obtener la respuesta modal experimental de la estructura, la función de respuesta de frecuencia $H(\omega)$ es evaluada mediante la relación entre la entrada $F(\omega)$ y salida $X(\omega)$ de un sistema vibratorio, la salida puede corresponder a aceleración, velocidad o desplazamiento. Generalmente se utilizan acelerómetros para medir la respuesta del sistema. La función de transferencia está en función de la transformada de Fourier de la respuesta y entrada, como se expresa en la Ecuación 2.1.

$$H(\omega) = \frac{\omega^2 X(\omega)}{F(\omega)} \quad (2.1)$$

Donde $H(\omega)$ Es la función de transferencia en el dominio de la frecuencia (con frecuencia ω). En términos físicos, describe cómo cada frecuencia de la entrada afecta la respuesta del sistema. Indica la ganancia y el cambio de fase que se aplican a la señal de entrada para producir la señal de salida en el sistema. $X(\omega)$, es la Transformada de Fourier de la señal de salida del sistema en función de la frecuencia ω . La salida puede ser la aceleración, velocidad o desplazamiento de la estructura medida por sensores, como acelerómetros, colocados en puntos específicos. La salida describe la respuesta del sistema a la entrada. $F(\omega)$, es la Transformada de Fourier de la señal de entrada en función de la frecuencia ω . En un experimento de vibración estructural, la entrada corresponde a una fuerza de excitación aplicada, como un impacto o vibración aplicada a una base o punto de la estructura. La Transformada de Fourier convierte esta entrada de su forma temporal a su representación en el dominio de la frecuencia.

Los componentes básicos de medición FRF se muestran en la Figura 2.5. En general, existen tres fases habituales para cualquier sistema de medición que se describen a continuación.

- *La excitación:* Para el análisis modal experimental, los excitadores más comunes son el martillo de impacto y el Shaker.
- *Transducción:* En esta etapa las características mecánicas se convierten en señales eléctricas proporcionales y son almacenadas. Los transductores más comunes son los acelerómetros y los de fuerza.
- *Analizador:* Aquí se realizan los cálculos pertinentes para obtener las FRF's y presentarlas en el dominio del tiempo, o frecuencia. Pueden ser analizadores especializados o mediante algunos softwares que permiten este cálculo, LabView, Matlab, etc., por mencionar algunos.

El procesamiento de señales es necesario para la obtención de las gráficas FRF, y se realiza mediante la transformada discreta de Fourier. Cabe señalar que, se requieren una serie de pasos (Figura 2.6) para la correcta obtención de resultados y la minimización de errores.

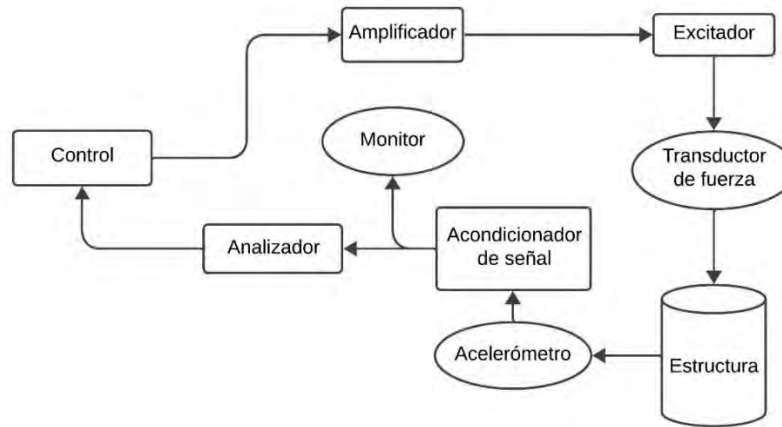


Figura 2. 5 Esquema de medición FRF.

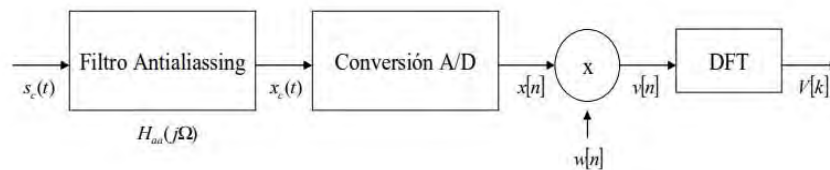


Figura 2. 6 Pasos para el proceso del análisis de Fourier.

El fenómeno estudiado en este trabajo es el comportamiento dinámico de una estructura de acero. Cuando ocurre un daño en alguno de los elementos que la conforman, es decir, cuando hay un cambio en sus parámetros, el comportamiento dinámico de la estructura también se ve afectado. Este fenómeno se aborda desde el concepto de propagación de ondas de alta frecuencia a través de los elementos estructurales y sus conexiones. Estas ondas, que se transmiten y atenúan a través de los componentes de la estructura, se miden y analizan para observar su comportamiento. En algunos casos, se analizan las respuestas en el dominio del tiempo, como la aceleración, velocidad o desplazamiento. En otros casos, se opta por analizar las respuestas en el dominio de la frecuencia, tales como las frecuencias naturales del sistema y sus modos de vibración.

La calidad y precisión de los resultados de una medición dependen en gran medida de un control adecuado sobre la excitación aplicada a la estructura. Para determinar la función de

respuesta en frecuencia (FRF), es necesario excitar la estructura mediante una fuerza dinámica que pueda ser medida con el equipo de instrumentación disponible. Por lo tanto, es importante seguir ciertos parámetros (frecuencia de excitación, nivel de fuerza, ubicación de la fuerza, etc.) para seleccionar el tipo de excitación adecuado.

En las mediciones de las pruebas modales, tanto la excitación como la respuesta deben ser medidas con precisión. Para lograr esto, se requieren transductores mecánico-eléctricos, los cuales deben ser calibrados adecuadamente. Una calibración deficiente puede resultar en mediciones inexactas, afectando así la interpretación de los resultados. Actualmente, el transductor más utilizado es el transductor piezoeléctrico, que es reconocido por su eficacia, pero su rendimiento depende en gran medida de un correcto procedimiento de calibración y de verificaciones periódicas para garantizar la fiabilidad de las mediciones obtenidas. Estos transductores son pequeños, ligeros, tienen buena linealidad, un amplio rango dinámico y un buen rendimiento en un amplio espectro de frecuencias[98].

La masa del sensor de aceleración utilizado, de aproximadamente 4.7 gramos, es despreciable en comparación con las masas y rigideces del sistema estructural bajo estudio. Esta consideración se valida al incorporar dicha masa en la simulación de un modelo de elementos finitos de la estructura, donde se observa que no genera cambios significativos en las características modales.

Asimismo, la ubicación del sensor en la estructura se selecciona cuidadosamente para optimizar la captura de los modos de vibración predominantes, evitando posiciones que coincidan con nodos modales y asegurando así una medición precisa de la respuesta dinámica.

En el experimento (Figura 2.7), el armazón de acero está formado por columnas de acero A36 de 800 mm de longitud y sección transversal tubular cuadrada de dimensiones $b \times h = 25,4 \times 25,4$ mm. Las vigas tienen una longitud de 1150 mm, un área de sección transversal $b \times h = 19,05 \times 19,05$ mm y un espesor de 1,9 mm para ambas. Se supone que tanto las vigas como las columnas tienen un módulo de Young de $E = 200$ GPa y una densidad de $\rho = 7850$ kg/m³. Durante cada experimento, la muestra se sometió a excitación utilizando un martillo de impacto (modelo: KISTLER 9724A2A2000), mientras que un acelerómetro (modelo: Kistler C109004) detectaba la respuesta (Figura 2.8).

El acelerómetro se fijó a la parte superior de la columna derecha utilizando una base de montaje magnética. La adquisición de datos se realizó utilizando un sistema multicanal, que registró y analizó las señales de entrada y salida, lo que permitió la derivación de la función de respuesta de frecuencia (FRF). El muestreo se realizó a una frecuencia de 500 Hz, con una resolución de 0,1 Hz. Las formas modales se identificaron posteriormente utilizando la información obtenida mediante el complemento de LABVIEW, Sound and Vibration Toolkit. Este complemento contiene funciones específicas para análisis en dominios de tiempo y frecuencia, permitiendo realizar operaciones como la Transformada Rápida de Fourier (FFT) y el cálculo de funciones de respuesta en frecuencia (FRF), aspectos clave en el análisis modal.

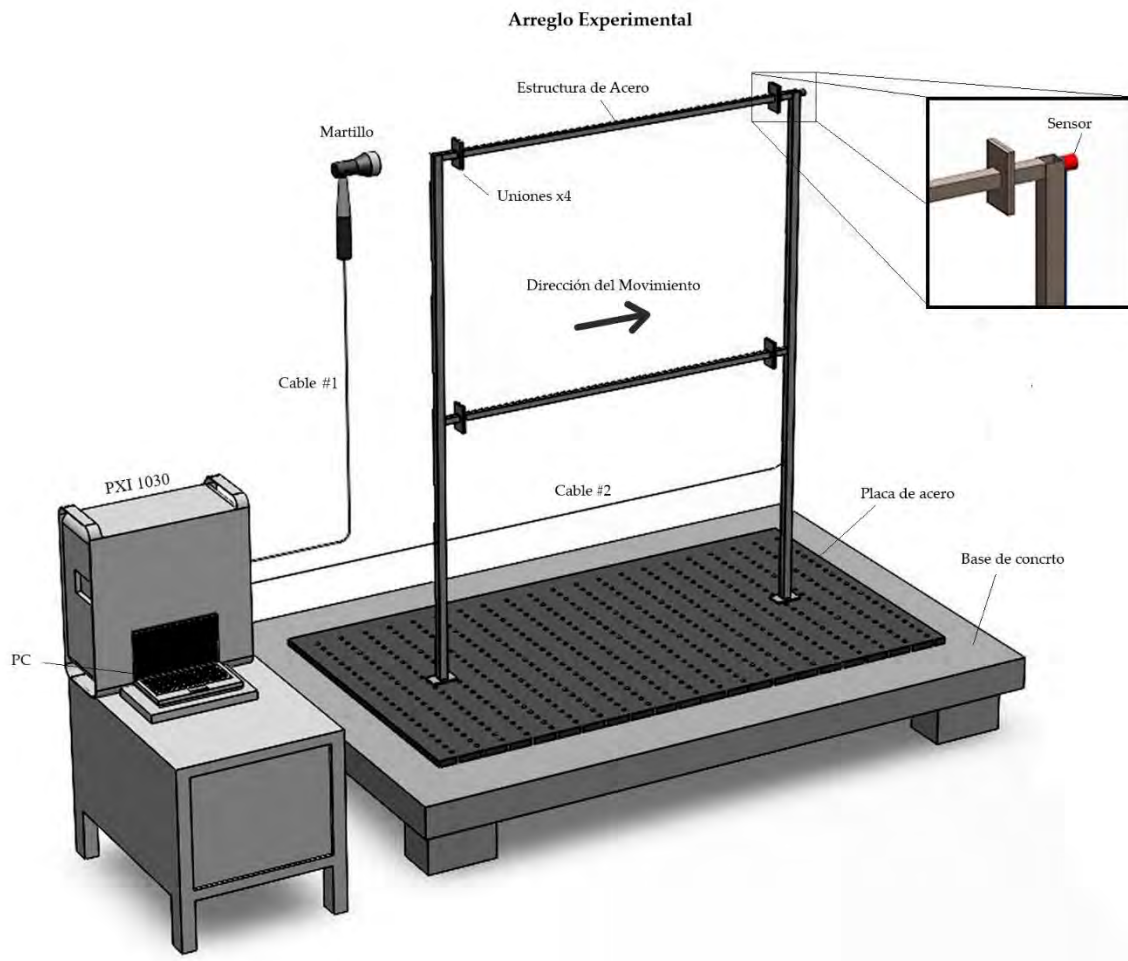


Figura 2. 7 Arreglo experimental, ubicación del sensor.



Figura 2. 8 Instrumentos de medición para el experimento. a) Acelerómetro, b) martillo de impacto y c) sistema de adquisición de datos.

Variables de respuesta

La elección adecuada de las variables de respuesta es un aspecto crucial en cualquier investigación, ya que esto tiene un impacto directo en la precisión y relevancia de los resultados obtenidos. Para ello, es necesario seleccionar únicamente aquellas variables que sean pertinentes para el objeto de estudio y que se puedan medir de manera reproducible, precisa y exacta.

En el contexto del análisis del comportamiento dinámico de estructuras, se deben considerar las variables de respuesta directa, que incluyen la aceleración, la velocidad y el desplazamiento de un punto. Estas variables proporcionan información sobre el movimiento y la vibración de la estructura. Además, se pueden incluir variables de respuesta indirecta, como las frecuencias naturales del sistema y sus formas modales, que proporcionan información sobre las características dinámicas de la estructura.

En el análisis modal experimental, las variables de respuesta son precisamente las frecuencias naturales y las formas modales del sistema. Las frecuencias naturales representan las frecuencias a las que la estructura vibra naturalmente después de la aplicación de una fuerza externa, mientras que las formas modales describen la forma en que la estructura se mueve en respuesta a una excitación en una determinada frecuencia. La medición precisa y reproducible de estas variables es esencial para obtener información precisa sobre el comportamiento

dinámico de la estructura. En esta investigación las variables de respuestas se definen como las frecuencias y formas modales de la estructura.

Factores de influencia

Cuando se realiza un estudio, es esencial tener en cuenta los factores de influencia que pueden afectar los resultados. Identificar estos factores y clasificarlos según su impacto en los resultados es crucial para tomar decisiones informadas sobre la inclusión o exclusión de ciertos factores en el estudio. Es fundamental que se utilice toda la información disponible para determinar cuáles son los factores más importantes para tener en cuenta.

Al identificar los factores de influencia, es importante considerar tanto los factores internos como externos al objeto de estudio. Los factores internos pueden incluir las características del objeto de estudio, mientras que los factores externos pueden ser el ambiente en el que se realiza el estudio o las condiciones en las que se lleva a cabo. La identificación de los factores de influencia puede realizarse mediante la revisión de la literatura existente, la consulta con expertos en el campo, y el análisis de los datos recopilados en estudios previos.

Una vez que se han identificado los factores de influencia, se pueden clasificar según su impacto en los resultados. Es importante tener en cuenta que no todos los factores son igualmente importantes, por lo que se debe decidir si se incluyen todos los factores o solo los más influyentes. Para tomar esta decisión, se deben considerar factores como el costo, el tiempo y la complejidad del estudio.

En conclusión, la identificación y clasificación de los factores de influencia es un paso crucial en cualquier estudio. Esto permitirá tomar decisiones informadas sobre la selección de las variables de estudio y la inclusión o exclusión de ciertos factores. Al utilizar toda la información disponible, se puede asegurar que los resultados obtenidos sean precisos y relevantes.

A continuación, se enlistan los factores que influyen en la variable de respuesta del experimento.

1. *Geometría de la estructura:* La geometría de la estructura se refiere tanto a la altura de esta (cantidad de pisos), como a la cantidad de vanos y pórticos que la conforman. Además, también se incluye el grado de inclinación de los pilares, es decir, en la teoría se consideran exactamente a 90° grados, pero en la realidad, pueden tener cierto grado de inclinación, lo cual, también influye en la variable de respuesta.
2. *Geometría de los elementos:* Se refiere tanto a la longitud, como a la forma de la sección transversal de los elementos. Estos factores al cambiar o modificarse influyen directamente en la variable de respuesta por su relación directa.
3. *Conexiones:* Se refiere al tipo de conexiones entre los elementos estructurales, que se pueden resumir en tres grupos, uniones soldadas, atornilladas y remachadas. A su vez, estas pueden subclasificarse en más grupos. Al modificarse o al cambiar este factor influye en la variable de respuesta, debido a que, tiene una relación directa con la rigidez del sistema de la cual depende la respuesta.
4. *Condiciones de frontera:* Las condiciones de frontera en una estructura, físicamente pueden considerarse como el tipo de cimentación de la estructura, donde algunos valores son conocidos para ayudar a solucionar el sistema de ecuaciones diferenciales del sistema si se refiere a lo teórico. Respecto a lo experimental, si la cimentación o anclaje no es adecuada esto tendrá efecto en la variable de respuesta.
5. *Material:* Este factor se considera como influyente en la variable de respuesta debido a que, si se cambia el material las frecuencias naturales del sistema también cambian y por ende también las formas modales. Esto se debe a que cada material tiene un módulo de Young diferente.
6. *Distribución de masa:* Se sabe que al modificar la masa del sistema también se modifican las frecuencias naturales del sistema. Pero, si se considera que la cantidad masa no cambia y que permanece constante, se podría considerar que, si cambia su distribución, aunque no cambie la cantidad de masa, esto puede afectar e influir en la variable de respuesta del sistema.

7. *Temperatura ambiental*: La temperatura es un factor que, aunque muchas veces se omite en un análisis dinámico, se ha demostrado que si tiene influencia en el comportamiento dinámico de una estructura. Las frecuencias naturales de un edificio pueden tener un cambio debido a este factor, es por eso por lo que se considera como un factor de influencia.

Basándonos en la revisión de literatura [62], [99], [100] el presente análisis experimental se enfoca en el estudio del daño provocado por cambios en la sección transversal de los elementos estructurales. En consecuencia, se considera el factor de "geometría de los elementos" como variable de interés en las pruebas experimentales, manteniendo los demás factores constantes. Es importante destacar que la selección de estos factores se basa en la probabilidad real de que ocurran modificaciones durante los eventos sísmicos. Aquellos factores que son susceptibles a cambios son: la geometría de los elementos, las condiciones de frontera y la distribución de masa. Sin embargo, es importante tener en cuenta que incluir todos estos factores en el análisis de la detección de daño implica un consumo considerable de recursos computacionales.

Configuración de las pruebas experimentales

En el diseño del experimento se contempla la planificación de las pruebas experimentales, su configuración y la cantidad de pruebas requeridas. Para identificar posibles daños, se establecen diferentes escenarios. El primer grupo aborda daños únicos, mientras que el segundo se enfoca en daños múltiples.

En el caso de los daños únicos, se consideran cuatro escenarios donde el daño afecta un único elemento de la estructura, ya sea una columna o una viga. En contraste, para los daños múltiples, se plantean tres escenarios donde los daños afectan tanto a vigas como a columnas. Estos escenarios se detallan en la Tabla 2.1, donde se especifican las ubicaciones de los daños.

Es importante destacar que, para cada escenario, la extensión y magnitud del daño son iguales, variando únicamente la ubicación del elemento dañado.

Tabla 2. 1 Escenarios de daños para las pruebas experimentales.

Daño Único	Elemento Dañado	Reducción de rigidez
DU1	1	60%
DU2	9	60%
DU3	16	60%
DU4	17	60%
Daño Múltiple	Elemento Dañado	Reducción de rigidez
DM1	1,9	60%
DM2	18, 23	60%
DM3	1, 5, 16	60%

Para observar gráficamente la ubicación de cada elemento dañado se debe dirigir a la Figura 2.9 del modelo de elemento finito, en ella se pueden ubicar fácilmente los elementos enlistados en la Tabla 2.1 debido a que están discretizados en 24 elementos finitos.

2.3. Modelo numérico FE

El modelo de elementos finitos representa fielmente la estructura real en su estado intacto (sin daño) y ha sido discretizado en un modelo bidimensional utilizando elementos de viga tipo Euler-Bernoulli, caracterizados por tres grados de libertad por nodo, que incluyen desplazamientos en los ejes "x" y "y" y el giro alrededor del eje "z". Esta simplificación a un modelo 2D se justifica debido a la reducción de complejidad computacional y facilitando múltiples simulaciones necesarias para los estudios de identificación de daños que capturen los aspectos esenciales del comportamiento dinámico de la estructura. Dado que los modos de vibración de interés se presentan principalmente en el plano, el modelo bidimensional es suficiente para identificar cambios críticos en los parámetros dinámicos sin requerir una representación completa en 3D. Además, estudios previos respaldan el uso de modelos 2D en la identificación de daños para estructuras similares, lo cual contribuye a la validez de este enfoque.

2.3.1. Discretización del modelo

La malla se discretizó en un total de 24 elementos, lo que garantiza un nivel adecuado de detalle en la representación del comportamiento estructural y permite obtener resultados precisos en el análisis. Las dimensiones de la estructura se detallan en la Figura 2.9, donde cada piso tiene una altura de 80 cm, sumando una altura total de 160 cm. La distancia entre columnas, que corresponde a la longitud de las vigas, es de 115 cm. El tamaño de los elementos varía según el componente de la estructura: los elementos correspondientes a las columnas tienen una longitud de 20 cm, mientras que los elementos que representan las vigas tienen una longitud de 28.75 cm.

El material utilizado es acero A36, con un módulo de elasticidad de 200 GPa y una densidad de 7850 kg/m³, propiedades típicas del acero estructural y consideradas isotrópicas en el modelo. Estas propiedades fueron seleccionadas para reflejar condiciones realistas que suelen encontrarse en estructuras de acero.

En cuanto a las condiciones de contorno, la base de la estructura se modeló con apoyos fijos, restringiendo completamente todos los grados de libertad en la base de las columnas. Esto simula una conexión rígida en la fundación, lo cual es esencial para capturar con precisión la respuesta dinámica de la estructura ante cargas externas. La configuración de las condiciones de contorno y la resolución de la malla fueron seleccionadas para lograr un balance entre la eficiencia computacional y la precisión en la representación del comportamiento estructural.

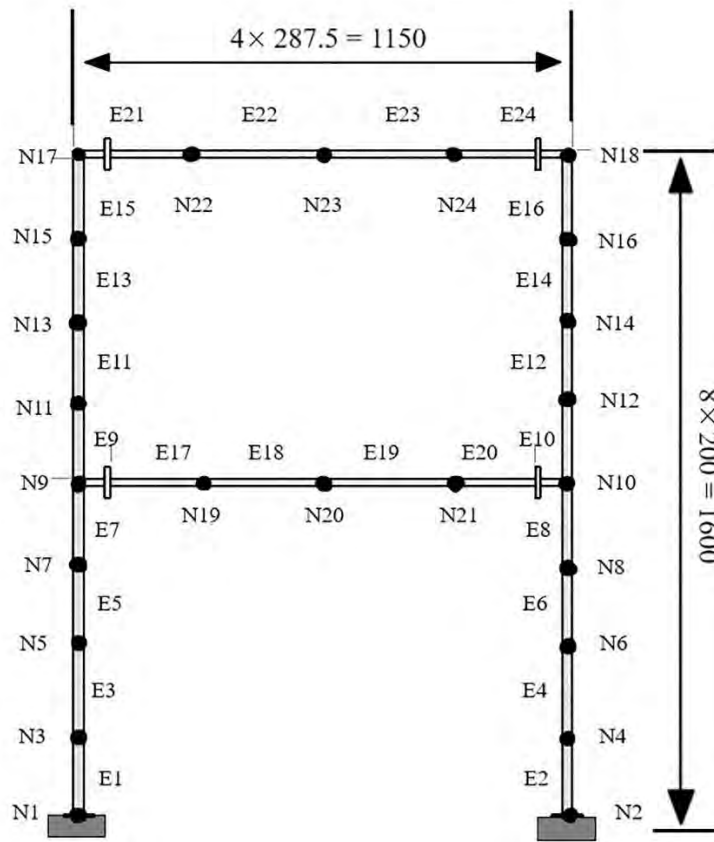


Figura 2. 9 Discretización del modelo EF.



Figura 2. 10 Elemento finito y sus grados de libertad por nodo.

2.3.2. Programación del modelo en MATLAB

Para realizar la programación del modelo en Matlab, se define una matriz de datos $\mathcal{Q}_{\vartheta|\varphi}$ que contiene todas las propiedades de los elementos finitos ϑ , permitiendo gestionar tanto los parámetros definidos con certeza como aquellos que presentan incertidumbre φ . Esta matriz de propiedades organiza la información necesaria para cada elemento, incluyendo dimensiones, propiedades del material como el módulo de elasticidad y la densidad, así como los valores asociados a la incertidumbre en cada parámetro, como puede ser la variabilidad en la rigidez o en la densidad debido a factores de fabricación o condiciones operativas.

Además, esta matriz de propiedades facilita la parametrización del modelo, lo que permite realizar análisis de sensibilidad o simulaciones en las que se varían los parámetros de interés para evaluar el impacto de la incertidumbre en el comportamiento dinámico de la estructura. De este modo, es posible automatizar el proceso de cálculo y evaluar cómo las variaciones en las propiedades de los elementos finitos afectan los modos de vibración y las frecuencias naturales de la estructura.

En la Tabla 2.2 se presenta detalladamente la información de cada elemento finito de la estructura, incluyendo el número de elemento, las propiedades geométricas, el tipo de material, y los parámetros sujetos a variación. También incluye la información de conectividad, especificando los nodos a los que cada elemento está unido. La conectividad es fundamental para construir la matriz de rigidez global del modelo, ya que determina cómo interactúan los elementos entre sí y cómo se distribuyen las cargas a través de la estructura.

Esta configuración en Matlab permite, además, realizar ajustes en las propiedades de los elementos de manera eficiente y sistemática, facilitando la introducción de nuevas propiedades o modificaciones en los parámetros existentes. En conjunto, la matriz de propiedades y la tabla de conectividad forman una base sólida para la implementación del análisis estructural en Matlab, integrando tanto las características fijas de los elementos como las variaciones aleatorias, y permitiendo que el modelo sea ajustado o refinado en función de los resultados obtenidos en simulaciones previas o en experimentos de validación

Tabla 2. 2 Matriz de datos $\mathcal{Q}_{\vartheta|\varphi}$ para programación del modelo EF en MATLAB.

	LONGITUD	MODULO	DENSIDAD	B	e	Ang	NODO 1	NODO 2
ELEMENTO 1	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	1	3
ELEMENTO 2	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	2	4
ELEMENTO 3	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	3	5
ELEMENTO 4	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	4	6
ELEMENTO 5	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	5	7
ELEMENTO 6	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	6	8
ELEMENTO 7	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	7	9
ELEMENTO 8	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	8	10
ELEMENTO 9	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	9	11
ELEMENTO 10	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	10	12
ELEMENTO 11	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	11	13
ELEMENTO 12	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	12	14
ELEMENTO 13	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	13	15
ELEMENTO 14	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	14	16
ELEMENTO 15	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	15	17
ELEMENTO 16	0.2	2.00E+11	7850	0.0254	0.0019	1.5707963	16	18
ELEMENTO 17	0.2875	2.00E+11	7850	0.01905	0.0019	0	9	19
ELEMENTO 18	0.2875	2.00E+11	7850	0.01905	0.0019	0	19	20
ELEMENTO 19	0.2875	2.00E+11	7850	0.01905	0.0019	0	20	21
ELEMENTO 20	0.2875	2.00E+11	7850	0.01905	0.0019	0	21	10
ELEMENTO 21	0.2875	2.00E+11	7850	0.01905	0.0019	0	17	22
ELEMENTO 22	0.2875	2.00E+11	7850	0.01905	0.0019	0	22	23
ELEMENTO 23	0.2875	2.00E+11	7850	0.01905	0.0019	0	23	24
ELEMENTO 24	0.2875	2.00E+11	7850	0.01905	0.0019	0	24	18

Inicializar: $\mathbf{Q}_{\vartheta \varphi}$ y $\mathbf{M}_{con}$	Definir las matrices de propiedades y de masas concentradas.
$for\ i=1:El$ (i) $\left\{\mathbf{P}_{El}\right\}_i = f\left(\mathbf{Q}_{\vartheta \varphi}\right)_i$ (ii) $\left\{\mathbf{K}_{loc}\right\}_i = f\left(\left\{\mathbf{P}_{El}\right\}_i\right)$ (iii) $\left\{\mathbf{M}_{loc}\right\}_i = f\left(\left\{\mathbf{P}_{El}\right\}_i\right)$ (iv) $\left\{\mathbf{K}_{glob}\right\} = \sum_{i=1}^{El} \left\{\mathbf{K}_{loc}\right\}_i$ (v) $\left\{\mathbf{M}_{glob}\right\} = \sum_{i=1}^{El} \left\{\mathbf{M}_{loc}\right\}_i + \mathbf{M}_{con}$ end	Definir el vector $\mathbf{P}_{EL}$ de las propiedades dependientes, en función de la matriz de datos. Definir las matrices de rigidez y masas locales en función del vector $\mathbf{P}_{EL}$. Construir las matrices globales de rigidez y masas del sistema.
$[\Phi, \Lambda] = eig\left(\mathbf{K}_{glob}, \mathbf{M}_{glob}\right)$	Determinar la matriz modal y el vector de frecuencias.

Con el código anterior se construye el modelo de elementos finitos en Matlab y se obtienen los eigenvalores y eigenvectores del sistema. La respuesta modal de este modelo se compara posteriormente con los del modelo experimental.

CAPÍTULO 3

Degradación de la rigidez en la identificación de daño

En la evaluación de daños estructurales en edificios, la degradación de rigidez de los elementos se emplea frecuentemente como parámetro de daño. Sin embargo, el cambio en la rigidez no indica completamente la gravedad del daño por sí mismo. Esto se debe a que los materiales exhiben diversas tolerancias para la reducción de rigidez, lo que resulta en diferentes intensidades de daño para el mismo porcentaje de reducción de rigidez. Por lo tanto, para evaluar con precisión la gravedad del daño, es necesario determinar la tolerancia de rigidez del material de construcción, lo que se logra mediante pruebas experimentales que simulan condiciones sísmicas, como fatiga por flexión, fatiga de ciclo bajo y fatiga de deformación grande.

Si bien existen numerosos estudios sobre fatiga del acero, la mayoría se centran en fatiga por flexión rotativa o fatiga de tensión-compresión, que son relevantes para aplicaciones de ingeniería específicas, pero no capturan el comportamiento del material bajo cargas sísmicas, un aspecto esencial para la detección de daños estructurales.

Para observar el comportamiento de la degradación de la rigidez del acero estructural, se propone realizar pruebas experimentales que simulen condiciones sísmicas. La rigidez residual, utilizada frecuentemente en teorías de fatiga de degradación de rigidez aplicadas principalmente a materiales compuestos, se emplea en este estudio. Realizar un estudio de fatiga de ciclo bajo en acero estructural basado en degradación de rigidez simula la acción sísmica en edificios. El objetivo es obtener curvas de degradación de rigidez en relación con los ciclos de vida del material y determinar la tolerancia de rigidez del material, lo que es crucial para evaluar con precisión la gravedad del daño estructural.

3.1. Material y métodos

El diseño de las muestras de prueba se adhirió a las recomendaciones establecidas por las normas ASTM B593 [101] y ASTM B893 [102]. Dado que no hay una norma específica para realizar pruebas de fatiga por flexión pura en acero A36, se tomó el trabajo de Haidyrah [103] como referencia. Se utilizó una lámina de acero A36 calibre C16 con un espesor de 1.58 mm (Figura 3.1 b) para evitar un mecanizado excesivo de las piezas.

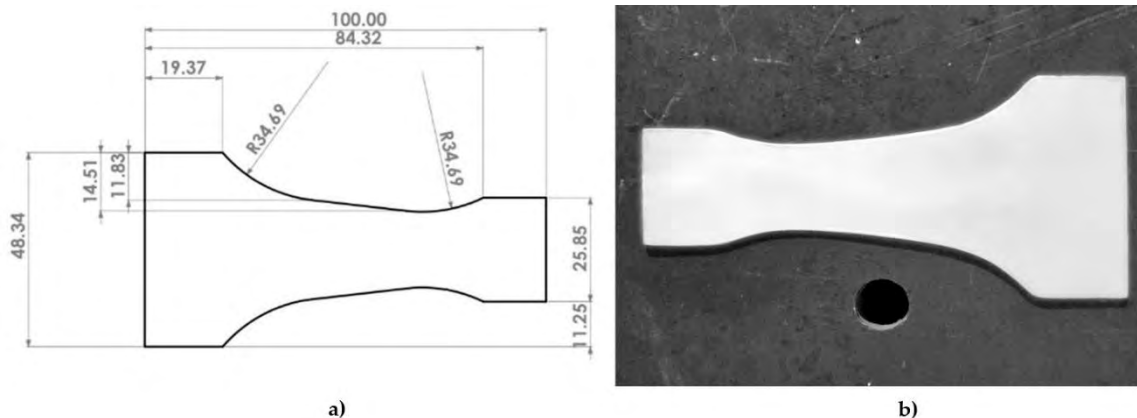


Figura 3. 1 Dimensiones de las probetas en mm. a) Diseño de la probeta, b) Probeta real.

Las muestras de prueba fueron lijadas y pulidas para eliminar cualquier imperfección superficial. Las muestras completamente mecanizadas requieren un tratamiento térmico para eliminar tensiones residuales. Sin embargo, las probetas que no están demasiado mecanizadas y se obtienen de placas comerciales pueden o no someterse a este tratamiento, dependiendo del método de fabricación del material, ya sea laminado en caliente o formado en frío. Dado que las placas de acero A36 son laminadas en caliente, no fue necesario someter las muestras a este tratamiento térmico.

La Tabla 3.1 presenta los datos técnicos de los materiales utilizados, según lo proporcionado por el fabricante. La muestra de aluminio se utilizó para observar cómo afecta el material a la degradación de la rigidez.

Tabla 3. 1 Propiedades mecánicas del material.

Material	Densidad (g/cm ³)	Resistencia a la tracción (MPa)	Límite elástico (MPa)	Módulo de Young (GPa)
A36	7.85	400-550	250	200

En el ensayo de fatiga por flexión pura realizado en una máquina de fatiga tipo Krouse, se empleó una configuración en voladizo de la muestra para simular condiciones de carga cíclica representativas. La muestra se posicionó horizontalmente y fue sujeta en ambos extremos mediante abrazaderas específicas que aseguraron su estabilidad estructural. La abrazadera (6) se fijó de modo que funcionara como el punto de apoyo de la viga, simulando el extremo rígido o fijo de la muestra. Por otro lado, la abrazadera (4) sujetó el extremo libre de la muestra, permitiendo su desplazamiento bajo la carga aplicada.

Una celda de carga (3) se conectó a la abrazadera (4) para medir la fuerza inducida en el extremo libre de la muestra al aplicar la flexión. Este sistema de medición resultó crucial para obtener datos precisos de la carga aplicada y, en consecuencia, evaluar la respuesta de la muestra ante las condiciones de flexión cíclica.

La prueba se ejecutó con una deflexión constante de 4 cm en el extremo de la muestra, lo cual fue monitoreado para asegurar la repetitividad del ciclo de carga en cada fase del ensayo. Esta deflexión, aplicada de manera continua, indujo un régimen de esfuerzos en el que las deformaciones en la muestra alcanzaron el rango plástico, un aspecto necesario para llevar a cabo pruebas de fatiga de bajo ciclo. En estas pruebas, es fundamental que la muestra experimente deformaciones plásticas repetitivas para simular las condiciones de fatiga severa y evaluar la vida útil del material bajo cargas cíclicas.

Para este tipo de ensayo de fatiga, se requiere que las condiciones de carga sean constantes y repetitivas para simular el efecto acumulativo de los ciclos de esfuerzo y deformación sobre la estructura del material. A diferencia de las pruebas de fatiga de alto ciclo, en las que el material permanece en el rango elástico, las pruebas de fatiga de bajo ciclo someten el material a deformaciones significativas, lo que acelera el proceso de acumulación de daño y conduce eventualmente a la falla por fatiga.

En cada ciclo, la máquina de fatiga Krouse (Figura 3.2 a) aplicó y liberó la carga de manera controlada, permitiendo estudiar la evolución de la resistencia de la muestra (Figura 3.2 b) y sus propiedades bajo condiciones de esfuerzo constante.

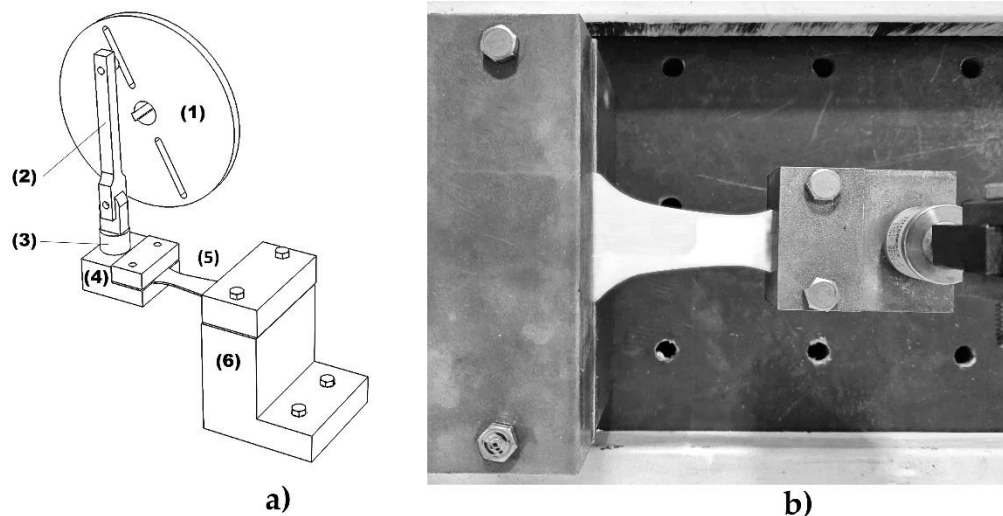


Figura 3. 2 a) Diagrama de la maquina de Krouse y b) disposición de la probeta.

Durante el ensayo de fatiga, se realizó un monitoreo detallado de la carga y la deflexión en el extremo de la muestra con el objetivo de determinar la rigidez a flexión de la viga bajo condiciones cíclicas. La relación entre la fuerza aplicada en el extremo de la viga y la correspondiente deflexión puede ser modelada teóricamente como un sistema de resorte equivalente, el cual proporciona un modelo simplificado de la respuesta mecánica del sistema, y se representa en la Ecuación 3.1.

Esta formulación mediante un resorte equivalente permite aproximar la relación carga-deflexión con precisión, proporcionando así una visión teórica de la rigidez flexional. Sin embargo, en la práctica experimental y para facilitar la obtención de mediciones precisas, es más conveniente aplicar la relación expresada en la Ecuación 3.2, que adapta los parámetros de interés a condiciones reales de ensayo y simplifica el análisis sin comprometer la exactitud en la evaluación de la rigidez de la viga. Esta relación práctica mejora la eficiencia del proceso de medición y permite una interpretación más directa de los resultados obtenidos durante el ensayo de fatiga.

$$K = \frac{3EI}{l^3} \quad (3.1)$$

$$K \left(\frac{N}{m} \right) = \frac{F(N)}{\delta(m)} \quad (3.2)$$

Durante el ensayo de flexión, se empleó una celda de carga modelo INTERFACE WMC3000, con una capacidad máxima de 3000 lb, para medir la carga aplicada en el extremo de la muestra con alta precisión. La máquina de ensayos fue configurada con una deflexión máxima constante de 4 cm, controlada mediante un sensor de desplazamiento KTC-100 que garantizó la precisión en la medición de la deflexión a lo largo de todo el ensayo. Los datos fueron recolectados y monitoreados en tiempo real a través del software LabVIEW.

Para asegurar condiciones representativas y repetitivas, el ensayo se realizó a una velocidad constante de 30 rpm (0.49 Hz), frecuencia elegida específicamente por encontrarse dentro del rango de frecuencias sísmicas, aunque la máquina permite ajustes para adaptarse a otros rangos de frecuencia si es necesario. En total, se realizaron 32 pruebas bajo las mismas

condiciones para verificar la repetitividad de los resultados y asegurar la fiabilidad del comportamiento observado.

Durante cada ciclo de carga y descarga, la rigidez se midió en el punto de deflexión máxima, obteniéndose así un conjunto de datos representativo para cada ciclo. Estos datos se trazaron para analizar la degradación progresiva de la rigidez de la muestra en función del número de ciclos de carga, generando gráficos que ilustran el decremento en la rigidez similar a los reportados en [104]. Posteriormente, los datos obtenidos se normalizaron, permitiendo la comparación entre muestras y facilitando un análisis detallado del comportamiento del material bajo condiciones de fatiga.

3.2. Resultados de las pruebas

A continuación, se presentan los resultados de las muestras de prueba sometidas a flexión con una deflexión máxima constante. Las curvas de resultado se proporcionan para el acero A36.

Cuando una estructura se somete a una carga dentro del rango elástico y luego se elimina, experimenta deformación, pero vuelve a su forma original, conservando su rigidez. Sin embargo, si se aplica una fuerza que causa deformación plástica, la estructura no vuelve a su forma inicial. En este punto, la acumulación de daño es evidente y la estructura pierde un porcentaje de su rigidez inicial. A medida que se acumula el daño, la rigidez de la estructura disminuye hasta que alcanza el punto de fallo. La rigidez que la estructura retiene justo antes del fallo se conoce como rigidez final.

En la literatura, la rigidez generalmente se define como la tensión dividida por la deformación, que es equivalente al módulo de Young, para eliminar los efectos de la geometría de la muestra bajo prueba. Sin embargo, en este estudio, la rigidez se define como la fuerza máxima aplicada dividida por el desplazamiento. Aunque esta definición incluye efectos de geometría, Suzuki [105] encontró que, al normalizar los resultados, se obtiene el mismo comportamiento del material en ambos casos.

La Figura 3.3 muestra las curvas de degradación de la rigidez de las muestras de acero A36, las cuales fueron determinadas dividiendo la fuerza máxima aplicada en cada ciclo por la deflexión máxima constante. La degradación de la rigidez del acero A36 muestra las tres zonas descritas por Vassilopoulos [106]. La primera zona se caracteriza por una caída significativa en la rigidez, seguida por un nivel de rigidez relativamente constante exhibido en la segunda zona, y finalmente, otra caída en la rigidez antes de que ocurra la falla del material en la tercera zona. Estas zonas son críticas en aplicaciones de ingeniería, ya que diferentes áreas pueden requerir atención particular.

Para la detección de daños, analizar la Zona I es crucial, ya que representa la seguridad de la estructura y tiene el comportamiento de rigidez más confiable. La Zona II exhibe un comportamiento de rigidez incierto debido a su pequeño y oscilante cambio en relación con los números de ciclos, lo que hace prácticamente imposible o dudoso predecir el porcentaje de vida del material, lo cual es inaceptable en la detección de daños. La Zona III, aunque tiene un comportamiento más estable, está demasiado cerca del punto de fallo del material, lo que la hace poco interesante para fines de detección de daños. En el gráfico, k/k_o es la rigidez normalizada y N/N_f es el ciclo de vida normalizado. En promedio, las muestras de acero fallaron después de 8000 ciclos.

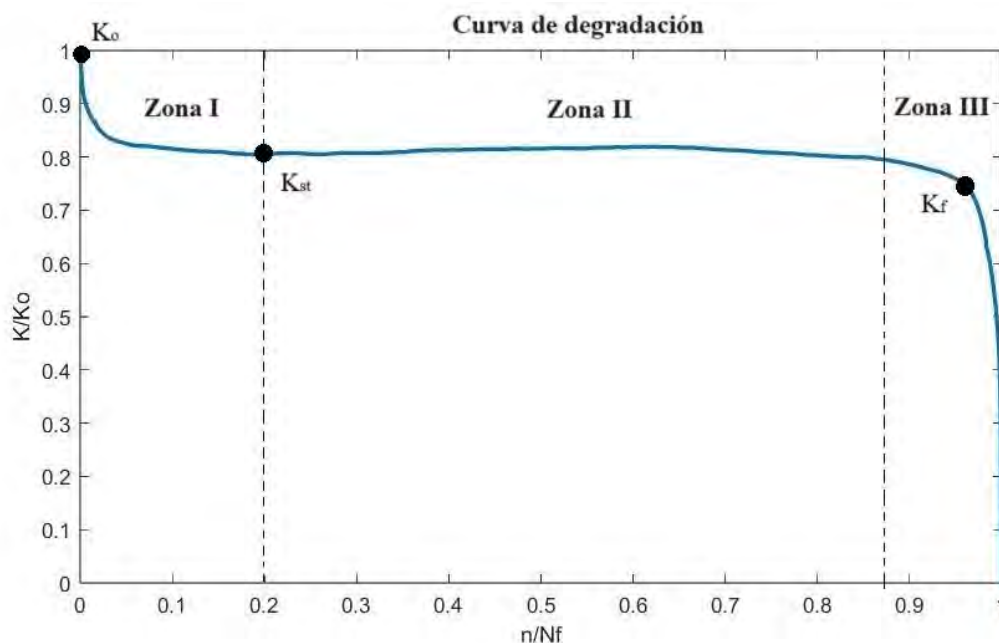


Figura 3. 3 Zonas de degradación del acero A36.

En la detección de daños, la Zona I se considera el área de mayor interés, y se puede observar en la Figura 3.3. La disminución significativa en la rigidez, junto con su tasa de cambio, permite la observación de un cambio significativo en la vida del material cuando hay un pequeño cambio en la rigidez. En la Figura 3.4, donde la degradación de la rigidez es normalizada en función del número de ciclos se puede obtener el porcentaje de vida del material si se conoce el porcentaje de rigidez del elemento.

La representación gráfica en la Figura 3.4 se expresa en términos tanto del porcentaje de rigidez como de la vida útil a fatiga del material. A partir de este gráfico, se puede derivar fácilmente una correspondencia, lo que permite una comprensión clara de la relación entre las dos variables.

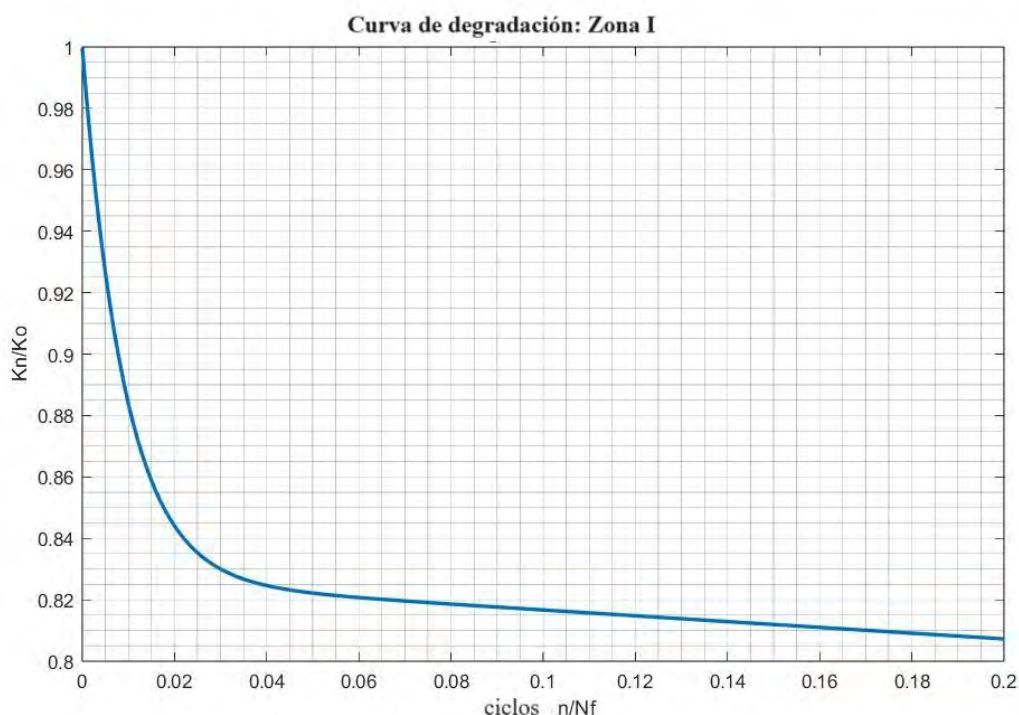


Figura 3. 4 Ajuste exponencial de la zona I.

Para la curva en la Figura 3.4, se aplica un ajuste exponencial, obteniendo la Ecuación 3.3 en términos del porcentaje de vida útil por fatiga del elemento. El porcentaje de vida del elemento puede determinarse directamente a partir del gráfico anterior o resolviendo la Ecuación 3.3.

Sin embargo, por conveniencia práctica, es preferible obtenerlo gráficamente a partir de la Figura 3.4.

$$K_d = \frac{K_n}{K_o} = 0.1734e^{-108.6\tau} + 0.8262e^{-0.116\tau} \quad (3.3)$$

Donde k_d y $\tau = n/N_f$ son la degradación de la rigidez y el porcentaje del número de ciclos. La ecuación anterior está restringida únicamente para la zona I.

3.3. Efecto de la degradación de la rigidez en el coeficiente de daño

Ciertos investigadores [73], [97] cuantifican el daño utilizando el factor de reducción de rigidez (SRF, por sus siglas en inglés), definido como la razón entre la reducción de rigidez elemental y la rigidez inicial. El SRF varía de 0 a 1, donde 0 implica ningún daño y 1 significa una pérdida completa de rigidez. De manera similar a este factor, el daño puede expresarse como un índice que va de 0 a 1 [45], [107], [108]. Sin embargo, depender únicamente del porcentaje de degradación de rigidez no indica precisamente la gravedad del daño, ya que los materiales muestran tolerancias variables a los cambios de rigidez, como se muestra en la Figura 3.6. Los resultados del estudio revelan que el acero A36 muestra una degradación de rigidez no lineal. Su comportamiento de degradación comprende tres zonas, siendo la Zona I considerada un rango seguro donde la reducción de rigidez no conduce a la falla. En esta zona, el acero A36 tolera una reducción de rigidez de aproximadamente el 20%. Más allá de esto, entra en la zona de incertidumbre (Zona II), donde un ligero cambio de rigidez puede impactar significativamente la vida total del material. En contraste, al comparar el comportamiento de degradación del acero con otros materiales como el aluminio Al6061, que tolera alrededor de un 30% de degradación de rigidez (SD) y muestra una respuesta casi lineal (Figura 3.5), se hacen evidentes diferencias notables en la respuesta de degradación.

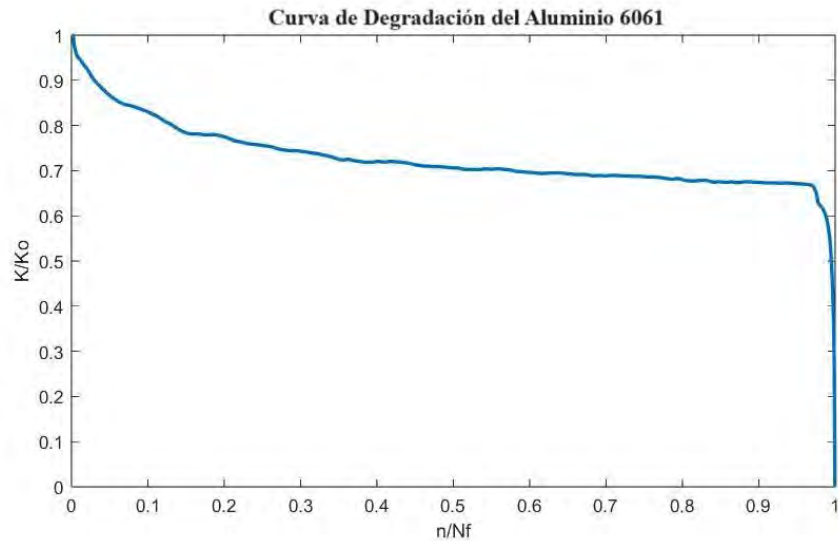


Figura 3. 5 Comportamiento de la degradación de la rigidez del aluminio.

Teniendo en cuenta lo anterior, no es recomendable caracterizar exclusivamente la gravedad del daño identificado utilizando un cambio porcentual en la rigidez, cada material exhibe una tolerancia y un comportamiento únicos en respuesta a las alteraciones de rigidez (Figura 3.6). Por lo tanto, el mismo porcentaje de degradación de rigidez puede significar niveles de gravedad de daño distintos para cada material.

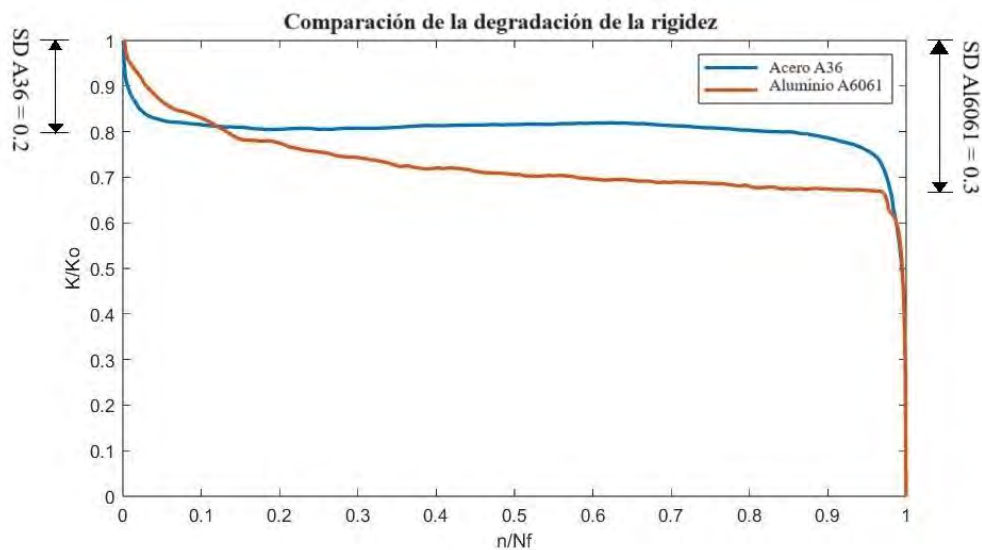


Figura 3. 6 Comparación de las curvas de degradación de rigidez del acero y aluminio.

En la Figura 3.6, donde se muestran las gráficas promedios del total de 32 pruebas, 16 para el acero y 16 para el aluminio, se observa la degradación de la rigidez (SD) para cada material, y es evidente que varía para cada uno. Al emplear la Ecuación 3.4 y reformularla en términos de rigidez del material, y utilizando la tolerancia de rigidez, denotada como ΔK_{st} , el factor de daño de rigidez (SDF) se puede expresar de la siguiente manera:

$$D_n = \frac{E_o - E_n}{E_o - E_f} \quad (3.4)$$

$$SDF_n = \frac{K_o - K_d}{\Delta K_{st}} \quad (3.5)$$

Donde K_o , K_d y ΔK_{st} representa la rigidez inicial, la degradación de la rigidez (Ecuación 3.3), y la tolerancia a la rigidez del material, respectivamente. Esta formulación proporciona una definición más robusta de la gravedad del daño en relación con el comportamiento de degradación de la rigidez en cada material.

Si se grafica la Ecuación 3.5 y se compara con el SDF del aluminio Al6061 como se muestra en la Figura 3.7, se observa que cada material alcanza un $SDF = 1$ a diferentes tasas de crecimiento. Esto indica que un cambio en la rigidez es más severo dependiendo del material. Por ejemplo, utilizando como referencia una degradación de rigidez de $\Delta K_{st} = 0.05$, corresponde a un SDF de 0.66 y 0.91 para el aluminio y el acero, respectivamente. En la literatura consultada generalmente se define el daño únicamente en función de los cambios de rigidez sin considerar la tolerancia del material. El actual estudio subraya que este enfoque no refleja plenamente la gravedad de los daños. los hallazgos sugieren la posibilidad de definir el Factor de Daño de rigidez (SDF) como una métrica de daño dependiente del material. En consecuencia, esto podría contribuir a una metodología más completa para detectar y caracterizar los daños en las estructuras civiles, mejorando la capacidad de determinar la gravedad de los daños detectados.

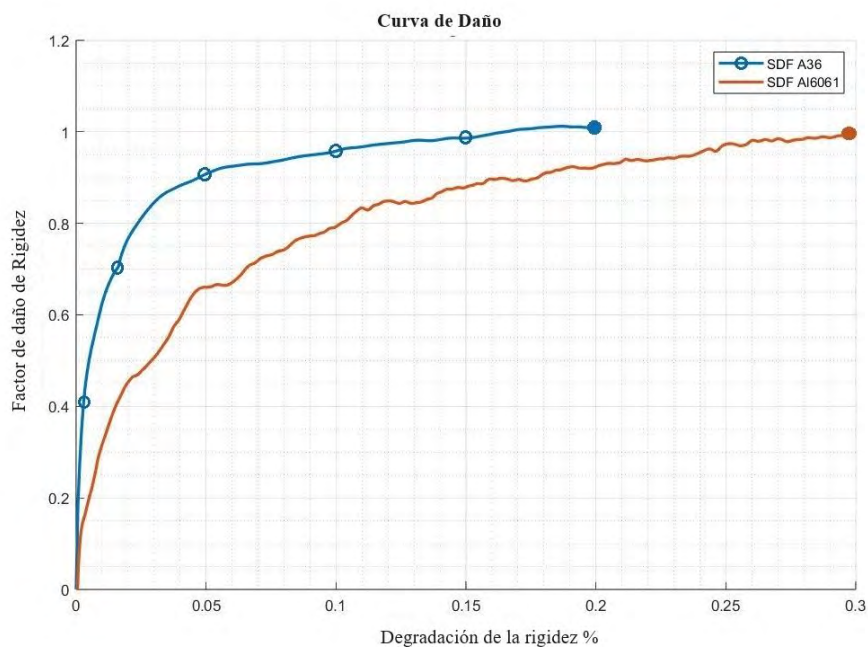


Figura 3. 7 Factor de daño de rigidez del acero y el aluminio.

Se realizó una prueba cíclica en acero A36 para investigar su comportamiento de rigidez flexural bajo fatiga de ciclo bajo y condiciones de daño simuladas por acciones sísmicas. Se llevaron a cabo un total de 30 pruebas a una amplitud constante. Los resultados de las pruebas indicaron que el comportamiento de los dos materiales fue similar al de otros materiales, pero en configuraciones diferentes [104], [105]. El acero A36 mostró una tolerancia del 20% para la reducción de rigidez, en comparación con el aluminio Al6061 que exhibió una tolerancia del 30%.

Los resultados obtenidos en este estudio tienen implicaciones significativas para metodologías que dependen de la degradación de la rigidez en la identificación de daños estructurales. Estos hallazgos facilitan una evaluación más completa de la gravedad de los daños identificados. En el estudio de identificación de daños se usa una degradación de rigidez del 60% en lugar del 20% en las pruebas experimentales. Aunque esta degradación es mayor a la que se espera en la realidad, existen razones claras para justificar su uso. La elección de un daño elevado permite un contraste más marcado entre el estado intacto y el dañado, facilitando una evaluación precisa y mejorando la sensibilidad de los métodos de identificación de daños. Esta amplificación del daño es fundamental en estudios experimentales, ya que permite

observar cambios significativos en los parámetros dinámicos, y con ello validar que el método responde correctamente bajo condiciones extremas.

Además, probar el método de identificación con una degradación del 60% permite evaluar la robustez y sensibilidad del modelo en un escenario límite. Esto ayuda a asegurar que el método pueda también detectar daños moderados, una vez que se haya comprobado su precisión en condiciones severas. Esta validación inicial proporciona una "huella" clara de los patrones de daño, lo que permite ajustar el método posteriormente para identificar niveles menores de degradación, como el 20%, en aplicaciones reales.

Al trabajar con un nivel de degradación alto, se obtiene también un marco de referencia para ajustar los resultados a escenarios más realistas. La información generada con un daño extremo permite calibrar el modelo, de modo que la metodología pueda aplicarse en casos prácticos donde la degradación de rigidez es menor. Así, se asegura que el método no solo detecte daños significativos, sino que también sea útil para detectar pequeñas degradaciones de rigidez en condiciones normales.

La simulación con una degradación del 60% permite, además, probar los límites de precisión de la metodología en un contexto experimental y detectar cualquier margen de error posible. Este tipo de prueba ayuda a conocer la capacidad máxima del método y a entender sus limitaciones. Al probar el sistema en un escenario extremo, se obtiene información sobre la capacidad de medir y localizar daños significativos y de captar los cambios críticos antes de una falla.

Es importante aclarar que el propósito de aplicar un nivel de daño extremo en esta investigación no es reproducir exactamente las condiciones de operación real, sino validar la metodología en un ambiente controlado, donde el daño se acentúa para asegurar la robustez de los resultados. Esto permite que el método de identificación sea más confiable y, posteriormente, sea ajustado para detectar daños en niveles reales, inferiores al 20%.

Como conclusión, el uso de un daño del 60% en esta investigación permite construir un método de identificación que luego puede aplicarse en escenarios reales con menor degradación de rigidez, proporcionando una herramienta confiable para estructuras de acero A36. En aplicaciones prácticas, se recomienda que la degradación no exceda el 20%, ya que

este es el límite de la "Zona I" de seguridad, donde la vida útil de la estructura se comporta de manera predecible. Superar este límite indica una transición a la "Zona II", en la cual la estructura pierde rigidez de forma crítica, aumentando el riesgo de falla debido a la acumulación de daño y a la rápida liberación de energía.

Con esta metodología y su validación bajo condiciones extremas, se logra una mejor definición de la gravedad del daño. Esto permite a los responsables de la seguridad estructural tomar decisiones bien informadas sobre la intervención, reparación o sustitución de los elementos, asegurando que la estructura no represente un riesgo significativo.

Para ampliar estas conclusiones actuales, se sugiere que en trabajos futuros se realice un estudio similar con otros materiales estructurales, para analizar el comportamiento de degradación de la rigidez flexural a bajo ciclos y su tolerancia al cambio de rigidez.

CAPÍTULO 4

Algoritmos genéticos en la identificación de daños

Los algoritmos genéticos son muy utilizados en la resolución de problemas que contienen muchos mínimos y máximos locales, debido a que su robustez permite explorar regiones de búsqueda más extensas. No converge en los mínimos locales cercanos, como lo harían otros métodos menos robustos. En el área de mecánica estructural, se han implementado en metodologías para la detección de daños mediante diversas técnicas, entre ellas, la medición de respuestas de vibración, que ha demostrado ser bastante efectiva.

Los algoritmos genéticos implementados en la detección de daños en estructuras siguen la siguiente metodología:

1. Definición del individuo.
2. Codificación del individuo.
 - 2.1. Codificación binaria.
 - 2.2. Codificación real.
3. Generación de la población inicial.
4. Determinación de las aptitudes de los individuos.

- 4.1. Función objetivo.
5. Implementación de los operadores genéticos.
 - 5.1. Selección de padres.
 - 5.2. Cruza de padres.
 - 5.3. Mutación de los hijos.
 - 5.4. Permutación de los hijos.
6. Generación de una nueva población.
7. Criterios de convergencia.
8. Solución.

Para el método implementado en esta investigación, los algoritmos genéticos se estructuran de la forma en que se muestran en la Figura 4.1. Inicialmente se necesita información del modelo experimental y del modelo de elementos finitos, luego se establecen los parámetros iniciales de los algoritmos genéticos, se inicia con una población inicial que se construye a partir del modelo EF, que es el más similar al modelo experimental. De esta población inicial se evalúa sus aptitudes y se toman como padres a los mejores individuos. Si la condición de convergencia se cumple, es decir, el modelo EF y el modelo experimental no presentan diferencias, entonces inicialmente se dice que la estructura no presenta daños. Sin embargo, si existen diferencias (no se cumple las condiciones de convergencia) el código hace uso de los operadores genéticos (selección, cruce, mutación y permutación) para crear una nueva población la cual se someterá a la evaluación de sus aptitudes. Este ciclo se repetirá hasta que las condiciones de convergencia se cumplan.

En la siguiente sección se explicarán más a fondo en qué consisten cada uno de estos procesos y las implicaciones que tienen cada uno de ellos en el proceso general, así como su definición y adaptación a este problema.

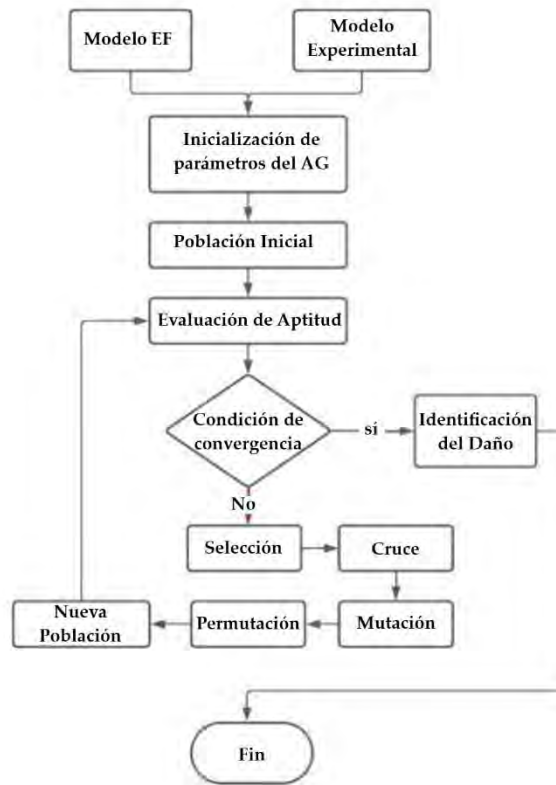


Figura 4. 1 Esquema del proceso del código de los AG.

4.1. Definición del individuo

Para cada problema existe una definición distinta de lo que representa un individuo e incluso para problemas similares pueden tomarse diferentes enfoques, dependiendo del análisis que se desea realizar. La codificación del individuo es un factor clave en el diseño de los algoritmos genéticos (AG). El tipo de codificación ya sea binaria o no binaria, depende del tipo de problema que se desee resolver. En el caso de la detección de daños en estructuras, se utiliza mayoritariamente una codificación no binaria. Sin embargo, algunos autores recomiendan utilizar una codificación binaria y no binaria de forma simultánea.

En el algoritmo genético utilizado para la detección de daños, el individuo es el modelo de elemento finito completo de la estructura. El mallado del modelo de elemento finito se

considera como la cadena de genes. Cada elemento finito discretizado contiene información sobre las características y propiedades estructurales de los elementos que componen la estructura. Los cromosomas de la estructura contienen el material genético de la misma, que se transmite a las nuevas poblaciones de individuos [99].

Para este trabajo, el individuo se definió como la estructura completa, conformada por cromosomas, los cuales son representados por los elementos finitos, y por genes que conforman las propiedades de los elementos finitos. En la Figura 4.2, se muestra una representación gráfica del individuo, cromosomas y genes.

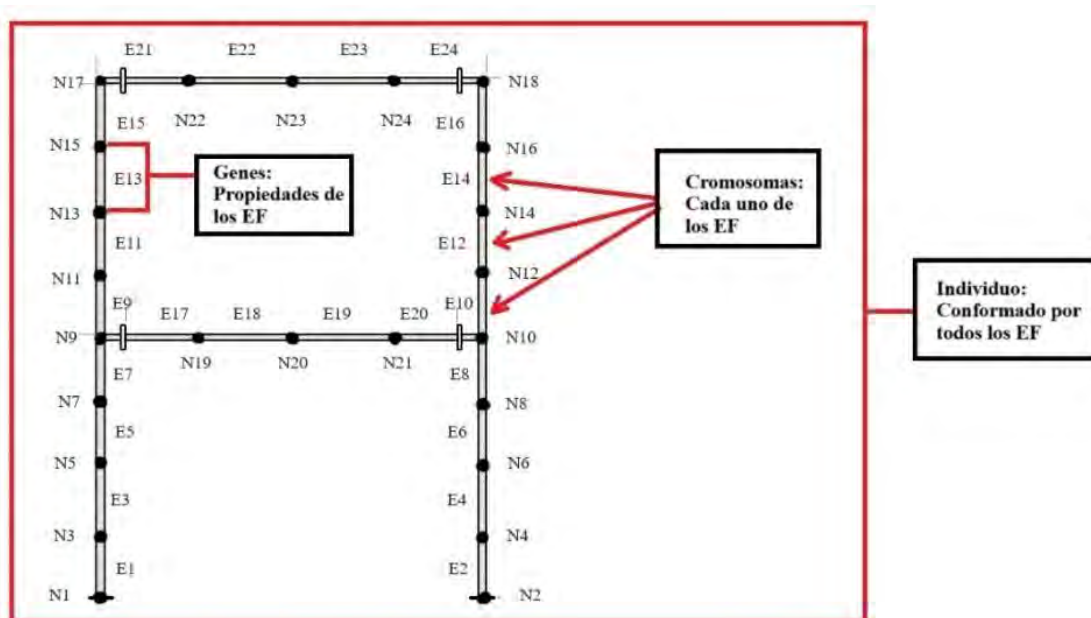


Figura 4. 2 Definición del individuo, cromosoma y genes.

En la Tabla 4.1, se muestra la cadena de cromosomas del individuo y los genes que se consideraron. El Gen 1 representa la longitud del elemento finito, el Gen 2 representa el módulo del material, el Gen 3 representa la densidad del material, el Gen 4 representa la base de la sección transversal, el Gen 5 representa el espesor del tubular cuadrado y el Gen 6 representa el ángulo del elemento finito.

Tabla 4. 1 Definición de la cadena de cromosomas y genes que conforman al individuo.

		Gen 1	Gen 2	Gen 3	Gen 4	Gen 5	Gen 6
		l	E	p	b	e_s	θ
Cromosoma 1	Elemento 1	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 2	Elemento 2	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 3	Elemento 3	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 4	Elemento 4	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 5	Elemento 5	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 6	Elemento 6	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 7	Elemento 7	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 8	Elemento 8	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 9	Elemento 9	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 10	Elemento 10	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 11	Elemento 11	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 12	Elemento 12	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 13	Elemento 13	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 14	Elemento 14	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 15	Elemento 15	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 16	Elemento 16	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Cromosoma 17	Elemento 17	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0
Cromosoma 18	Elemento 18	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0
Cromosoma 19	Elemento 19	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0
Cromosoma 20	Elemento 20	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0
Cromosoma 21	Elemento 21	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0
Cromosoma 22	Elemento 22	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0
Cromosoma 23	Elemento 23	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0
Cromosoma 24	Elemento 24	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0

4.2. Codificación del individuo

El tipo de codificación del individuo es muy importante y en general se puede realizar en dos formas, codificación binaria y no binaria [109]. La primera hace referencia a la utilización del sistema binario para representar valores de los cromosomas y genes del individuo. Este sistema es muy utilizado, sin embargo, dependiendo del tipo de problema y la exactitud que se requiere en los resultados, representar un valor puede requerir muchos bits de información, lo que hace que el costo computacional sea importante. Si hacemos referencia a la segunda forma de codificación, veremos que esta no requiere una representación binaria de ceros y unos, lo cual hace más fácil y rápida su codificación.

En la Tabla 4.2, se muestra un cromosoma y sus genes representados de la forma binaria y no binaria. En la no binaria se utiliza directamente el valor de las propiedades del elemento finito, mientras que en el binario se deben hacer algunas modificaciones antes de implementarlo. Por ejemplo, se debe definir el número de bits que se utilizarán para cada valor, esto dependiendo de la precisión que se requiera en los resultados. Después de definir el número de bits, se debe definir el coeficiente multiplicativo para cada gen si se desea incluir números no enteros. En el ejemplo de la Tabla 4.2, el Gen 1, se representa con 10100 que en esencia representa al número entero 20. Sin embargo, al multiplicarlo por el coeficiente se transforma en 0.2, que es el valor real que se necesita con una cifra decimal de exactitud.

Tabla 4. 2 Codificación binaria y no binaria de un cromosoma.

	Gen 1	Gen 2	Gen3	Gen 4	Gen 5	Gen 6
Cromosoma	I	E	p	b	e_s	θ
No binario	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327
Binario	10100		111101010101010	11111110	10011	10011101
Coef. Mult	0.01		1	0.0001	0.0001	0.01

En conclusión, la codificación binaria da un mejor control al momento de aplicar los operadores genéticos. Sin embargo, requiere de más información para ser representada adecuadamente y con cierta precisión.

4.3. Generación de la población inicial

Para generar la población inicial se pueden seguir dos rutas: la primera, generar aleatoriamente la población, donde cada gen tendrá un intervalo de restricción para evitar la generación de valores que no están dentro de lo físicamente posible. La segunda ruta es tomar como referencia el modelo de elemento finito (individuo) de la estructura y realizarle modificaciones dentro de un rango permitido.

En este trabajo se optó por el segundo método para generar la población inicial. Para esto se define un vector de restricciones que permite que cada propiedad del elemento finito sea modificada cierto porcentaje, seleccionando uno de los cromosomas al azar para realizarle estas perturbaciones. En la Figura 4.3, se muestra el proceso que se sigue para generar la población inicial y en la Tabla 4.3, se presenta el vector de restricciones.

El individuo, como ya se mencionó en las secciones anteriores, está compuesto por los elementos finitos y sus propiedades que conforman la estructura. El individuo teórico de referencia, llamado así de ahora en adelante, corresponde al modelo de elementos finitos de la estructura sin daño (referirse a la Tabla 4.1).

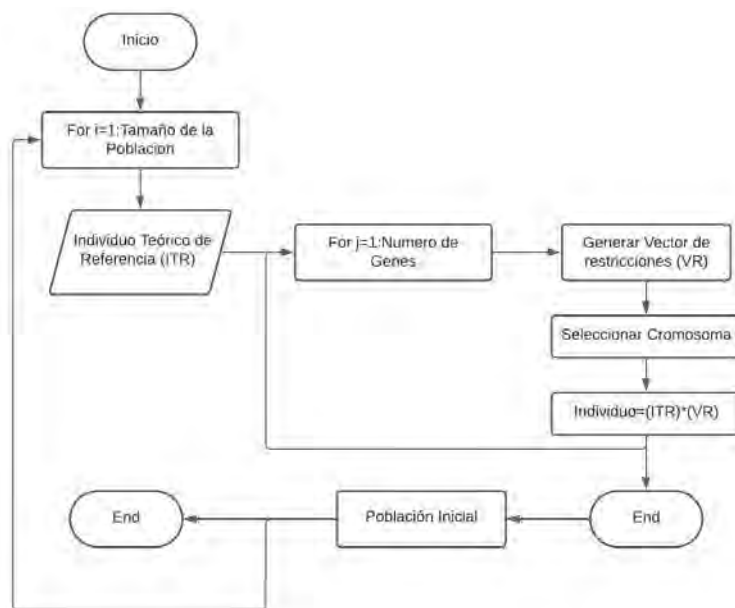


Figura 4. 3 Diagrama del proceso para generar la población inicial.

Tabla 4. 3 Vector de restricciones para los genes de cada cromosoma. S/M indica sin modificaciones.

	Gen 1	Gen 2	Gen 3	Gen 4	Gen 5	Gen 6
Propiedades	l	E	p	b	e_s	θ
Restricciones	90-101 %	S/M	S/M	40-100%	98-100%	99-100%

En la tabla anterior, se presenta el vector de restricciones, donde se señalan los límites inferior y superior para la mutación de las propiedades. Estas restricciones son necesarias, de lo contrario las soluciones incluirían valores que no tienen un sentido físico, aunque se ajusten perfectamente a los resultados esperados. Estos límites deben definirse con base en los conocimientos que se tienen del comportamiento de las propiedades del material.

4.4. Determinación de las aptitudes de los individuos

Después de crearse la población inicial, cada individuo perteneciente a la población debe evaluarse para obtener el valor de su aptitud. Con base en esta información, se conservan los individuos con los mejores valores de aptitud. Para ello, se debe desarrollar una función objetivo o de aptitud que sea sensible a los cambios en los parámetros de la estructura.

4.4.1. Función objetivo

Para este trabajo, se emplea una función objetivo que está en términos de datos modales, tales como las frecuencias resonantes y las formas modales de cada una de ellas. Algunos autores han empleado funciones objetivo únicamente basándose en las frecuencias resonantes [110], [111], [112], [113], [114] o en las formas modales [115], [116], [117], [118], [119], y algunos otros en ambas.

La forma más básica de una función de aptitud se muestra en la Ecuación 4.1. De allí se parte para desarrollar una función de aptitud que se adapte al problema que se estudia en cuestión. Dependiendo del caso, en algunas ocasiones se busca maximizar o minimizar esta función.

$$J = \sum_{i=1}^n W_i \Delta P_i \quad (4. 1)$$

Donde W_i representa los coeficientes de ponderación y ΔP_i representa los residuos [79].

Para este problema en específico se utilizó una función de aptitud basada en los datos modales que incluye información tanto de las frecuencias naturales como las formas modales de la estructura.

La función de aptitud a minimizar se estableció como sigue:

$$J(f_{x,a}, \phi_{x,a}) = \sum_{i=1}^{Nm} W_{fi} \left| \frac{f_{xi} - f_{ai}}{f_{xi}} \right|^2 + W_{mi} \sum_{i=1}^{Nm} \sum_{i=1}^{Nn} |\phi_{x,n,i} - \phi_{a,n,i}|^2 \quad (4.2)$$

Donde f_x , ϕ_x son las propiedades modales obtenidas experimentalmente. f_a , ϕ_a son las propiedades modales obtenidas del FE, y W_{fi} , W_{mi} son coeficientes de ponderación. N_m se refiere al número de modos observados y N_n al número de nodos medidos.

La elección de utilizar el error relativo al cuadrado como función objetivo en algoritmos genéticos, especialmente en el contexto de la identificación de frecuencias naturales y formas modales de estructuras, está respaldada por varias razones importantes. En primer lugar, este tipo de error penaliza de manera más severa los errores grandes en la predicción de frecuencias y formas modales. En la dinámica estructural, las discrepancias significativas pueden llevar a interpretaciones erróneas sobre el comportamiento de una estructura. Al optar por el error cuadrático, se asegura que las soluciones generadas por el algoritmo se concentren en mejorar aquellos casos donde las diferencias son más críticas, lo cual es fundamental para garantizar la seguridad y el rendimiento de la estructura.

Además, los algoritmos genéticos se benefician de funciones objetivo que sean suaves y diferenciables. El error relativo al cuadrado ofrece esta suavidad, lo que facilita una mejor exploración del espacio de soluciones y una convergencia más eficiente hacia resultados óptimos. Esto reduce el riesgo de que el algoritmo se quede atrapado en óptimos locales, lo que puede ocurrir con funciones más discontinuas.

En el proceso de identificación de daños estructurales, es vital que el modelo no solo se ajuste bien a los datos, sino que también refleje adecuadamente la realidad física del sistema. El error cuadrático permite una evaluación más precisa de la calidad del modelo al considerar la suma de los errores al cuadrado. Esto se traduce en una calibración más robusta de los parámetros del modelo en relación con las frecuencias naturales y las formas modales observadas, lo que resulta en un ajuste más confiable del modelo a la dinámica de la estructura.

Además, el uso del error cuadrático es particularmente relevante en situaciones en las que pueden existir mediciones atípicas o variaciones significativas en los datos. Al amplificar la influencia de estos casos extremos, se garantiza que el algoritmo genético se ajuste de manera más efectiva, minimizando la sensibilidad a errores o ruidos en los datos de entrada.

Finalmente, la normalización que resulta del uso del error relativo al cuadrado permite comparaciones más claras entre diferentes estructuras o condiciones de carga. Al minimizar este tipo de error, se establece un marco de referencia que mejora la evaluación del desempeño del modelo en diversas situaciones, contribuyendo así a una interpretación más precisa de los resultados.

En conclusión, el uso del error relativo al cuadrado como función objetivo en algoritmos genéticos para identificar frecuencias naturales y formas modales no solo mejora la precisión y robustez del modelo, sino que también facilita la convergencia del algoritmo hacia soluciones óptimas. Este enfoque asegura una adecuada consideración de las variaciones y errores en los datos, lo que resulta crítico en el análisis estructural y promueve una mejor evaluación de la integridad y seguridad de las estructuras.

4.5. Implementación de los operadores genéticos

Para la búsqueda de la mejor solución, se procede a utilizar los operadores genéticos que a continuación se presentan. Cada uno de estos operadores tiene una función muy importante en la búsqueda de la solución, y la forma en que se emplean afecta a la solución encontrada.

4.5.1. Selección de padres

Existen varias formas de hacer la selección de los padres [99]. Entre éstas están las más comunes como la selección al azar, selección por ruleta y la selección por torneo. En este trabajo se emplea la selección por torneo (Figura 4.4), que consiste en tomar un porcentaje de la población, evaluar sus aptitudes y quedarse con los mejores [120]. De estos padres surgirán nuevos individuos llamados hijos.

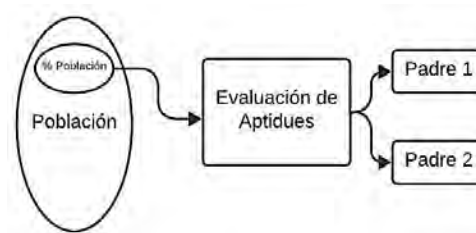


Figura 4. 4 Esquema de la selección de padres

4.5.2. Cruza de padres

La cruce de los padres es otro proceso muy importante para encontrar la solución correcta y la convergencia del programa. En esta sección surge el concepto de punto de cruce, el cual indica si se realizará con un solo punto de cruce o múltiples puntos. Para este trabajo se seleccionó un punto de cruce debido a que no representa un cambio significativo con respecto a los resultados de múltiples puntos y se ahorra tiempo de computación [94], [99], [120], [121].

Otro factor en la cruce de los padres es la disposición o arreglo de las cadenas de cromosomas. Algunos autores utilizan un individuo en forma de vector, para este caso se utiliza un arreglo en forma de matriz. Esto permite hacer una cruce horizontal y vertical para enriquecer este

proceso. En la Figura 4.5 se muestra las dos formas de cruces de los padres, en la vertical se realiza un intercambio de genes y en la horizontal un intercambio de cromosomas.

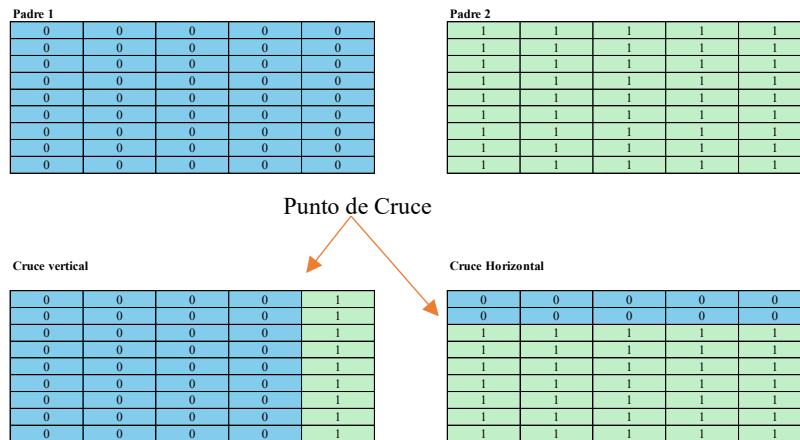


Figura 4. 5 Modos de cruce de los padres, tanto horizontal como vertical.

Este tipo de cruce no se realiza simultáneamente, sino que se define como una probabilidad del tipo de cruce y esta probabilidad se establece en un 50 %.

4.5.3. Mutación de los hijos

La mutación es una parte esencial en el proceso de obtener una solución adecuada. Esta permite realizar cambios al individuo para explorar soluciones inexploradas, asegurando que el algoritmo no se estanque en un mínimo local y converja al mínimo global que se busca.

En este paso se realiza el mismo procedimiento que se utilizó para generar la población inicial, tomando al individuo teórico de referencia y realizando mutaciones a los genes del individuo. Este proceso se controla por un parámetro llamado probabilidad de mutación, que debe ser igual o menor al 10 % según la literatura [121].

La mutación consiste en modificar ciertos genes de los cromosomas de acuerdo con el vector de restricciones, con el fin de no generar valores sin significado físico real.

4.5.4. Permutación de los hijos

La permutación consiste en cambiar de posición a los genes o cromosomas, lo que sea conveniente para el problema en cuestión. Para este trabajo lo más adecuado es cambiar de posición los cromosomas y no los genes, debido a que es una codificación no binaria y los valores de los genes difieren significativamente entre sí. Este proceso también es controlado por un parámetro llamado probabilidad de permutación, que al igual que el de mutación debe ser un valor pequeño, igual o menor al 10 % según la literatura referente a este tema [94], [121].

4.6. Generación de una nueva población

Una vez que la descendencia de los padres seleccionados (hijo) ha pasado por todos los operadores genéticos, se asigna como un nuevo miembro de la futura generación. Este proceso se repite tantas veces como individuos por generación se soliciten.

Para un número pequeño de individuos por población, se tendrá menos región de exploración. Para un número mayor, la región de exploración es más grande, con mayores posibilidades de encontrar la solución. Sin embargo, existe un punto en el que aumentar el número de individuos ya no mejorará el proceso de solución y hará que el costo computacional crezca. Para este problema se estableció tanto para la población inicial como para cada generación, una población mínima de 15,000 individuos.

4.7. Criterios de convergencia

Algunos criterios de convergencia se basan en definir un número específico de generaciones, algunos otros en el criterio $J_{mejor} < C_j$, donde J_{mejor} es la mejor aptitud encontrada y C_j una constante definida por el usuario, también existe un criterio adicional donde si $J_{mejor,i} = J_{mejor,i+gen}$ entonces se ha encontrado la solución. Para la expresión anterior i es un contador de las generaciones realizadas y gen se refiere a un número específico de generaciones.

Para este caso se utilizan dos criterios, el segundo y el tercero mencionados anteriormente, donde:

1. $J_{mejor} < C_j$ con $C_j = 1e^{-3}$
2. $J_{mejor,i} = J_{mejor,i+gen}$ con $gen=100$

El programa converge cuando ocurre una de las dos condiciones.

4.8. Solución

La solución al problema de detección de daño en estructuras mediante algoritmos genéticos es encontrar el individuo que mejor representa las condiciones experimentales medidas. Para ello, se utiliza un proceso iterativo que genera una población inicial de individuos, cada uno de los cuales representa una posible solución al problema.

Los individuos de la población son evaluados en función de su aptitud, que es una medida de la probabilidad de que la solución que representan sea correcta. Los individuos con mayor aptitud son seleccionados para participar en los operadores genéticos, que son procesos que modifican los individuos para generar nuevos individuos.

En el caso de la detección de daño en estructuras, el daño se ubica identificando al elemento finito que presenta cambios en sus propiedades y características. Estos cambios pueden ser cambios en la rigidez, la resistencia o la masa del elemento finito. La magnitud del daño se representa por el número de elementos finitos que presentan esos mismos cambios, así como por el cambio de rigidez de cada uno de ellos.

Por ejemplo, si un elemento finito presenta un cambio de rigidez del 20 %, esto representa un daño significativo en la estructura. Sin embargo, si solo un elemento finito presenta este cambio, la magnitud del daño sería menor que si varios elementos finitos lo presentaran.

CAPÍTULO 5

Implementación y validación del método propuesto

La identificación de daños se realizó en un marco estructural de acero con las dimensiones mostradas en la Figura 5.1a. Este está conformado por columnas tubulares cuadradas de medidas 2.54×2.54 cm con un espesor de 0.19 cm y longitud de 80 cm. Las vigas tienen medidas de 1.905×1.905 cm con igual espesor (calibre) que las columnas y longitud de 115 cm.

El marco se modeló mediante elementos finitos y se analizó en la plano **x-y**, se discretizó en 24 elementos como se muestra en la Figura 5.1b, las propiedades de cada uno de los elementos se muestran en la Tabla 5.1.

Para probar la identificación de los daños en ubicaciones espaciales diferentes y su gravedad, se introdujeron cinco configuraciones de daños mediante cortes de sierra en cuatro ubicaciones diferentes, que corresponden a los estado de daños **D1**, **D2**, **D3** y **D4**. Cada estado de daño se probó con una reducción de la sección transversal del 50 %.

En cada prueba individual, la muestra se excitó con un martillo de impacto y la respuesta fue detectada por un acelerómetro. El acelerómetro se montó en la columna izquierda en la posición **S1** (Figura 5.1a), con una base de montaje magnética.

La Figura 5.2 presenta en detalle la ubicación del corte en cada estado de daño. La ranura realizada en el elemento disminuye su sección transversal, a su vez, reduce la rigidez. Además, se tuvo cuidado de que los cortes realizados no coincidieran con los nodos del modelo.

Las pruebas modales se realizaron mediante un martillo de impacto y un acelerómetro, las señales de vibración se procesaron en el software LabView para obtener las frecuencias correspondientes y formas modales. Los datos que se obtienen experimentalmente se ingresan en el programa AG de Identificación de daño. Esto se realizó mediante la minimización de la función objetivo correspondiente.

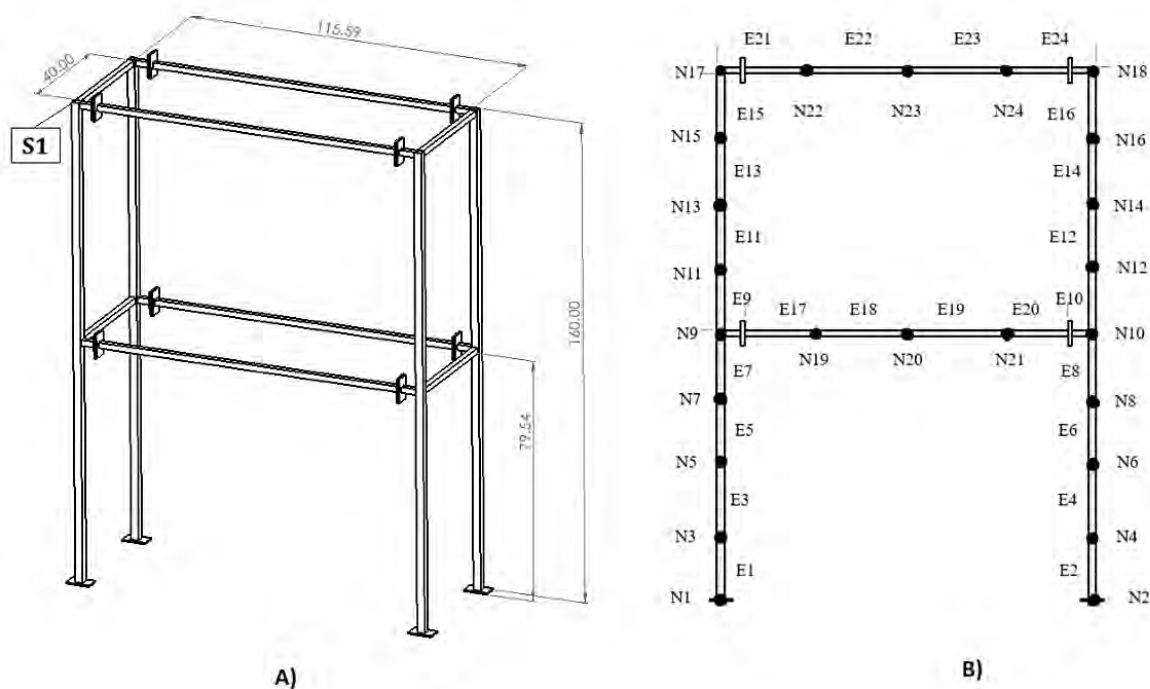


Figura 5. 1 A) Marco de acero para el análisis modal e identificación de daño. B) Discretización del marco, donde N1, N2, etc., son los nodos y E1, E2, etc. son los elementos.

Tabla 5. 1 Propiedades de los elementos

	LONGITUD	MODULO	DENSIDAD	BASE	ESPESOR	ÁNGULO	ÁREA	INERCIA	EI
Elemento 1	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 2	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 3	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 4	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 5	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 6	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 7	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 8	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 9	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 10	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 11	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 12	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 13	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 14	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 15	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 16	0.2	2E+11	7850	0.0254	0.0019	1.570796327	0.0001786	0.000339923	67984612.9
Elemento 17	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0	0.00013034	0.000132873	26574659.7
Elemento 18	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0	0.00013034	0.000132873	26574659.7
Elemento 19	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0	0.00013034	0.000132873	26574659.7
Elemento 20	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0	0.00013034	0.000132873	26574659.7
Elemento 21	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0	0.00013034	0.000132873	26574659.7
Elemento 22	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0	0.00013034	0.000132873	26574659.7
Elemento 23	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0	0.00013034	0.000132873	26574659.7
Elemento 24	0.2875	2E+11	7850	0.01905	0.0019	0	0.00013034	0.000132873	26574659.7

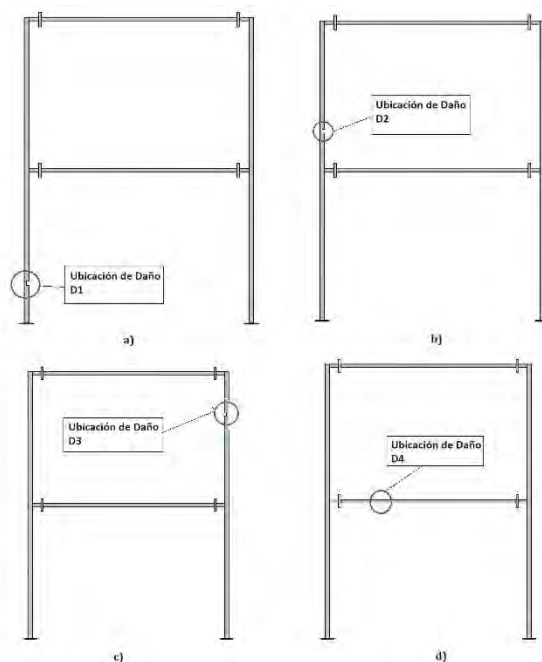


Figura 5. 2 Ubicaciones de daños D1, D2, D3 y D4. Detalle del corte en la sección transversal.

5.1. Estado sin daño

El estado sin daño se refiere al estado de la estructura en su estado intacto, es decir, no se le provocó ninguna reducción del área transversal mediante corte a los elementos. Es de conocimiento general que entre el modelo analítico y el experimental existen diferencias, y estas se dan principalmente por errores de modelado. Con el fin de minimizar las diferencias entre ambos modelos, se consideraron las incertidumbres de modelado en modelo computacional AG. De esta forma, las discrepancias entre el modelo EF y el modelo experimental se reducen. Con este hecho, las modificaciones al área transversal de los elementos pueden realizarse tanto en el modelo experimental como en el modelo FE.

En la Figura 5.3, se puede apreciar la respuesta en frecuencia y los picos representativos de las frecuencias naturales del sistema en el modelo experimental sin daño. Posteriormente, se muestran los resultados obtenidos mediante los algoritmos genéticos.

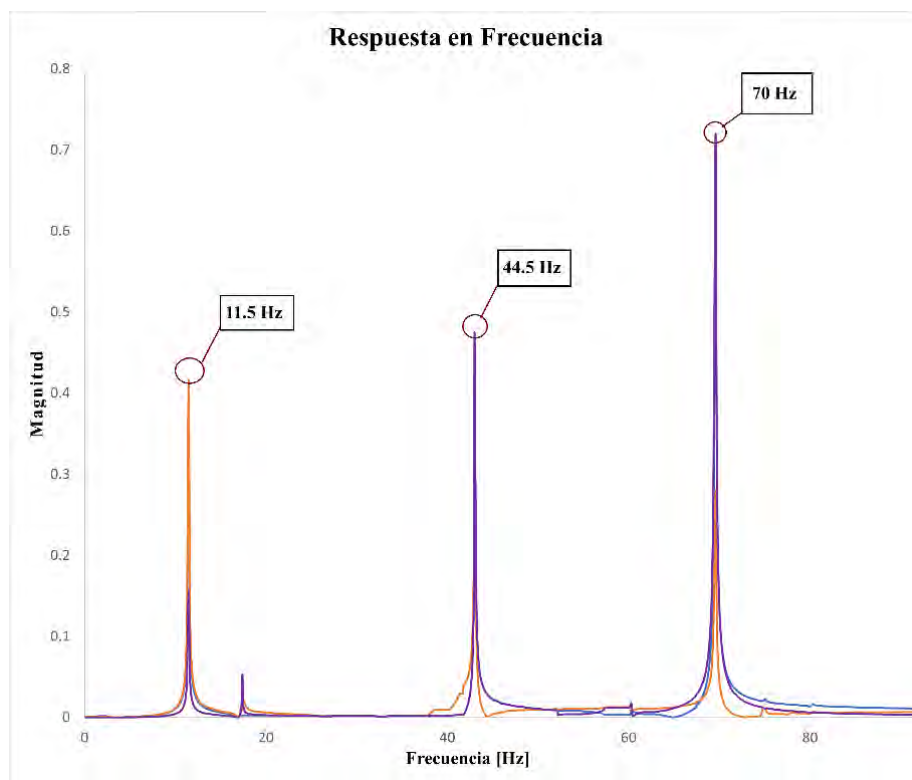


Figura 5. 3 Respuesta en frecuencia de la estructura en el modelo experimental en el estado sin daño.

En la Tabla 5.2, se muestran los datos modales que se obtuvieron experimentalmente de la estructura sin daño. Estos datos incluyen las frecuencias naturales y los desplazamientos modales de la estructura. Las frecuencias naturales son las frecuencias a las que la estructura vibrará libremente, mientras que las formas modales describen la forma en que la estructura vibrará a estas frecuencias. Los datos modales se ingresan en el código de identificación de daños para probar la efectividad del método. El código compara los datos modales de la estructura sin daño con los datos modales de la estructura con daño (Figura 5.4).

Teóricamente, el código debe arrojar resultados que exhiban que ningún elemento está dañado o en su defecto si se identifica algún elemento, el cambio de rigidez debe ser cercano a cero. Esto significa que las frecuencias naturales y las formas modales identificados por el AG deben ser iguales a las frecuencias naturales y las formas modales de la estructura sin daño.

Tabla 5. 2 Datos Modales Experimentales.

Datos Experimentales			
Frecuencias	11.5 Hz	44.5 Hz	70 Hz
Forma Modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Nodo 3	0.023	-0.080	0.032
Nodo 4	0.023	-0.080	-0.032
Nodo 5	0.079	-0.248	0.080
Nodo 6	0.079	-0.248	-0.081
Nodo 7	0.151	-0.398	0.085
Nodo 8	0.151	-0.398	-0.086
Nodo 9	0.224	-0.455	-0.002
Nodo 10	0.224	-0.455	0.001
Nodo 11	0.301	-0.368	-0.154
Nodo 12	0.303	-0.363	0.158
Nodo 13	0.383	-0.159	-0.248
Nodo 14	0.383	-0.159	0.249
Nodo 15	0.458	0.096	-0.207
Nodo 16	0.458	0.096	0.207
Nodo 17	0.518	0.334	0.015
Nodo 18	0.518	0.334	-0.014

La Figura 5.4 muestra las formas modales obtenidas mediante algoritmos genéticos, si se observa a detalle se aprecia que tanto las formas modales experimentales y las obtenidas mediante AG están sobre encimadas, es decir, son exactamente iguales. Esto indica que no existe daño en la estructura y que el error entre modelos en este estado de daño es cero.

En la Figura 5.5 en general, se muestran los elementos identificados por el algoritmo genético (AG), para este caso se observa que no hubo elementos dañados. Es decir, el código funciona adecuadamente. En la Figura 5.5a, 5.5b, 5.5c y 5.5d deberían aparecer el cambio de rigidez, la rigidez residual, la reducción porcentual de la rigidez y los índices de daños, respectivamente. Sin embargo, no aparece información alguna, es decir, en el estado sin daño, el AG no detectó ningún elemento dañado, esto corrobora que el código funciona correctamente.

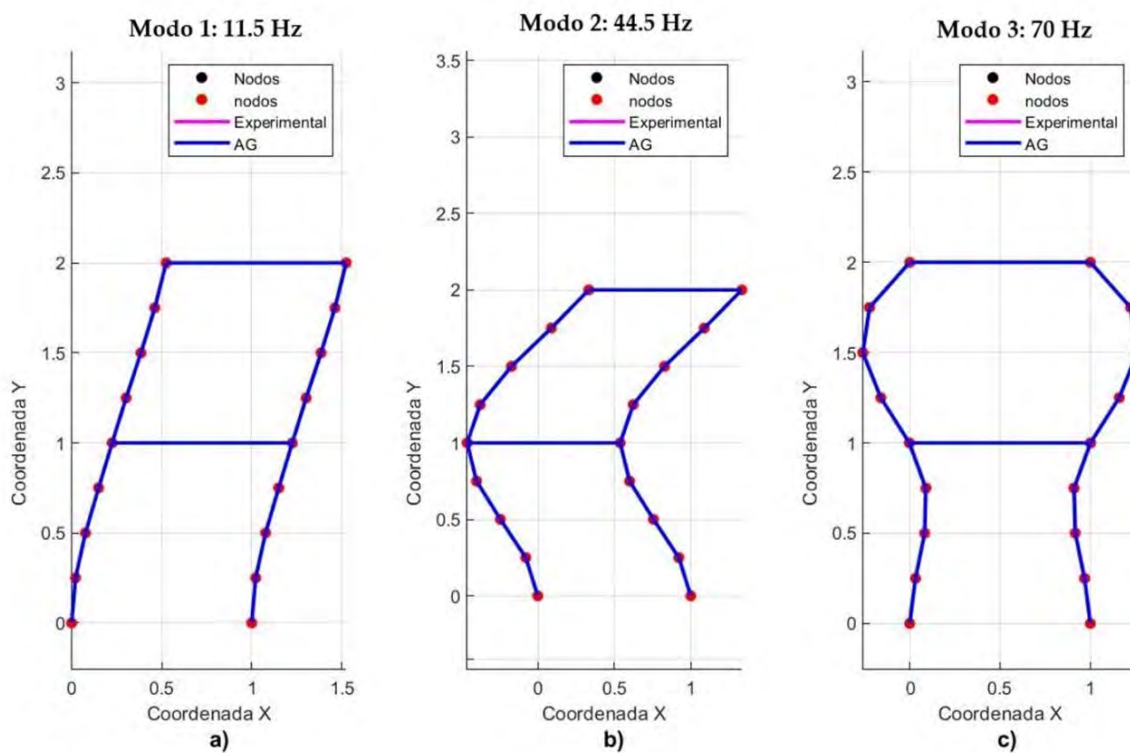


Figura 5. 4 Formas modales del estado sin daño.

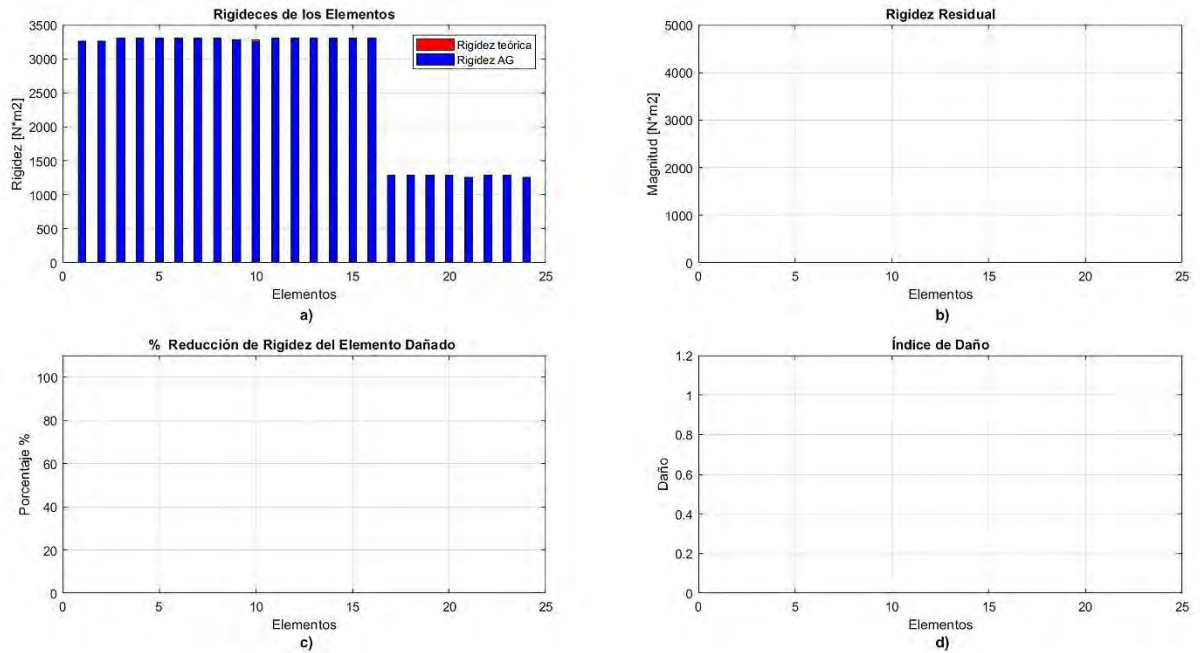


Figura 5. 5 Estimación del AG de los elementos dañados.

Utilizar los datos del estado sin daño sirvió para verificar que el código de identificación de daños no identifica falsos positivos. Un falso positivo es un resultado que indica la presencia de daño de magnitud considerable cuando en realidad no hay daño, estos surgen debido a las discrepancias entre el modelo experimental y el modelo EF a causa de las incertidumbres del modelo, para el método presentado, los falsos positivos son nulos debido a que las incertidumbres del modelo se consideran dentro del condigo de AG. La presencia de falsos positivos puede ser un problema en la identificación de daños, ya que puede llevar a tomar decisiones erróneas sobre la estructura. Por ejemplo, se podría decidir reparar la estructura cuando no es necesario.

Para verificar la ausencia de falsos positivos, se realizó la prueba con la estructura en su estado sin daño. Si el código AG detectaba daño en este estado, se habría considerado un falso positivo. Sin embargo, el código no detectó daños en el estado intacto, lo que indica su correcto funcionamiento. La ausencia de falsos positivos es fundamental para garantizar la confiabilidad de la identificación de daños, ya que esto permite asegurar la precisión de los resultados obtenidos.

5.2. Estado con daño único

Para obtener los estados de daños de la estructura, se realiza un corte en los elementos 1, 9, 16 y 17, reduciendo así su sección transversal en un 50% y en consecuencia su rigidez. El detalle del corte se presenta en la Figura 5.6.

En la Tabla 5.3, se muestran los estados de daño, en cada uno de ellos se señala el elemento que fue identificado por el algoritmo de identificación de daños, se presenta también el porcentaje del cambio de rigidez identificado frente al real, así como el índice de daño del elemento identificado. En la Tabla 5.4 se muestran las frecuencias naturales que se identificaron mediante AG frente a las obtenidas experimentalmente, así como el error porcentual de cada estado.

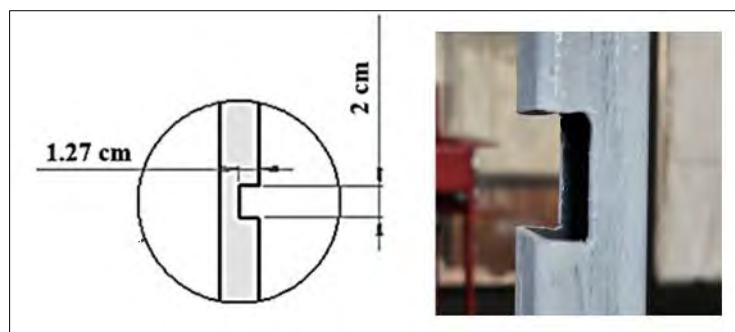


Figura 5. 6 Dimensiones del corte para reducir la sección transversal.

Tabla 5. 3 Identificación de daños en los estados D1, D2, D3 y D4

Estado de Daño	Elemento Dañado	Elemento Identificado	ΔK real	ΔK Identificado	Indice de Daño
D1	1	1	60%	60.55%	1.009
D2	9	9	60%	71.66%	1.19
D3	16	16	60%	70.46%	1.17
D4	17	17	60%	38.17%	0.63

Tabla 5. 4 Frecuencias identificadas en cada estado frente a los datos experimentales

Estado de Daño	Frecuencias experimentales [Hz]			Frecuencias AG [Hz]			Σ Error %
	$f1$	$f2$	$f3$	$f1$	$f2$	$f3$	
D1	10.9	42.8	70	10.909	43.097	70.444	1.41
D2	11.5	42.1	70.2	11.46	41.65	70.47	1.80
D3	11.3	44.1	66	11.36	44.072	65.92	0.72
D4	11.1	44.6	70.1	11.121	44.807	70.353	1.01

En la Figura 5.7, se puede apreciar la ubicación de los elementos que se identificaron en cada estado de daño. Con los resultados anteriores se confirma que el algoritmo no detectó falsos positivos en ninguno de los estados de daños establecidos, esto indica que el método se desempeña correctamente de acuerdo con lo esperado.

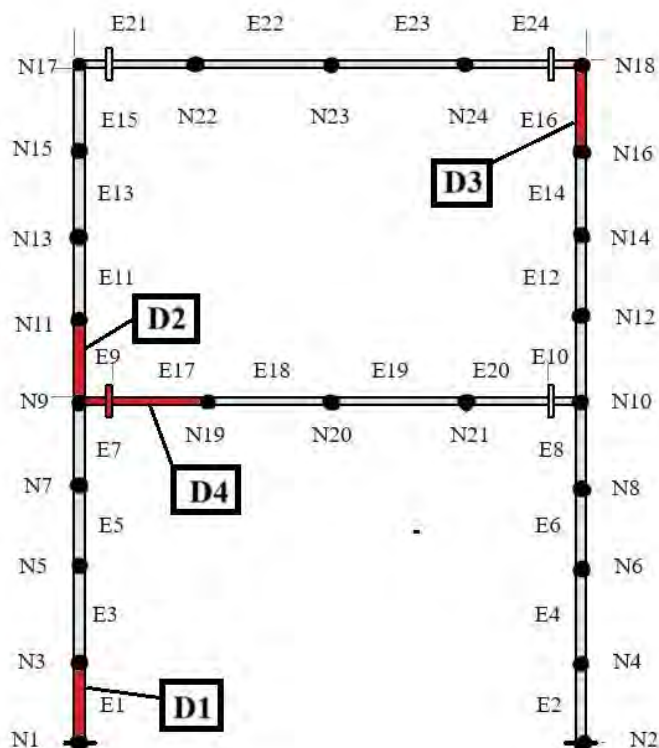


Figura 5. 7 Ubicación gráfica de los elementos identificados en cada estado de daño.

Las gráficas que muestran el cambio de rigidez de cada elemento detectado por el algoritmo genético (AG) se presentan en la Figura 5.8. En la Figura 5.8a se observa el cambio de rigidez para el elemento 1, identificado como dañado, donde el valor de reducción de rigidez es aproximadamente del 60 %, lo cual coincide con el valor real. Este comportamiento es similar en las demás imágenes (Figuras 5.8b, 5.8c y 5.9b, 5.9c), con una variación de hasta un 10 %. Por otro lado, en las Figuras 5.8d y 5.9d, el cambio de rigidez registrado es de aproximadamente un 38 %, lo que difiere del valor real con un error porcentual del 36 %. Estos resultados muestran que el método es efectivo para identificar los elementos dañados, aunque la precisión en la estimación del cambio de rigidez puede no ser consistente en todos los casos.

En la Figura 5.10, se presentan los índices de daños para cada estado de daño determinado, en la imagen el índice ID=1 significa que el elemento sobrepasa el límite del cambio de rigidez tolerado por el material, y un índice igual a cero, significa que el elemento no presenta riesgo de falla.

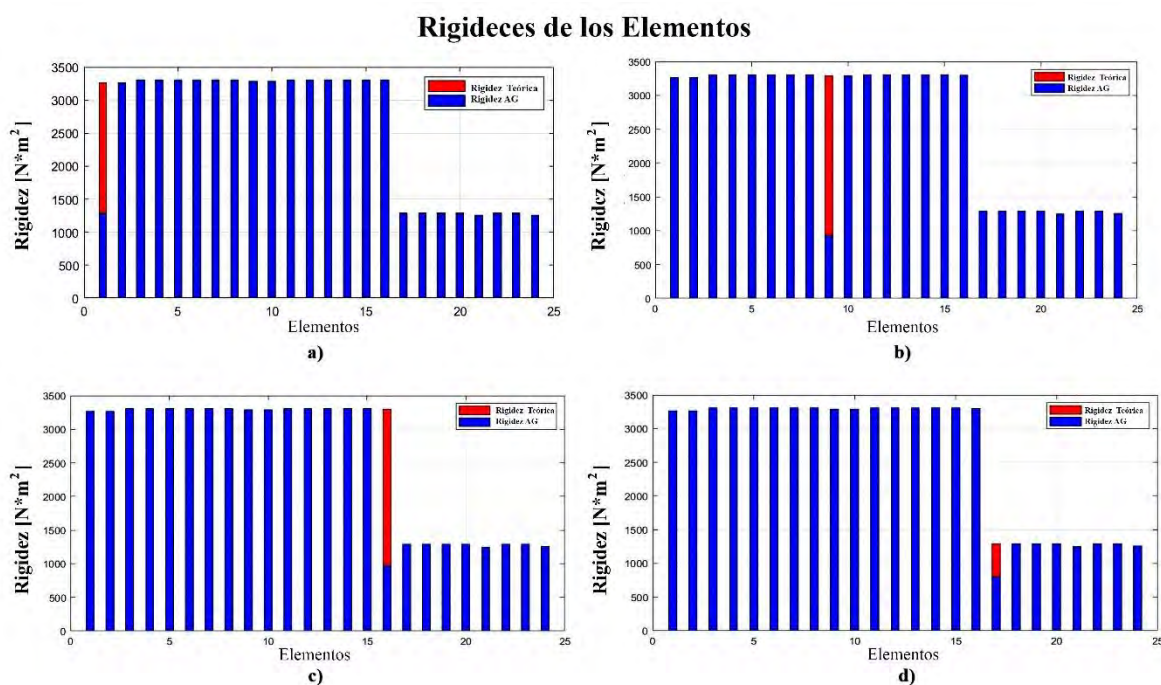


Figura 5. 8 Comparación entre las rigideces teóricas de la estructura sin daño y las identificadas por el algoritmo.

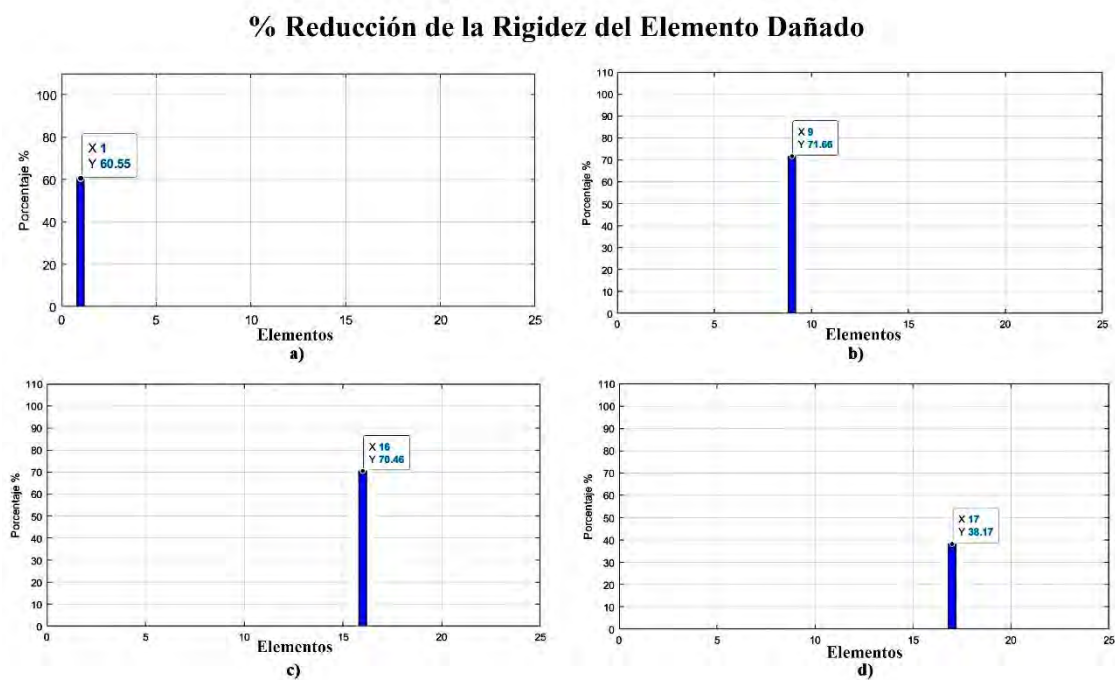


Figura 5. 9 Reducción de la rigidez dada en porcentaje para cada caso, a) D1, b) D2, c) D3 y d) D4.

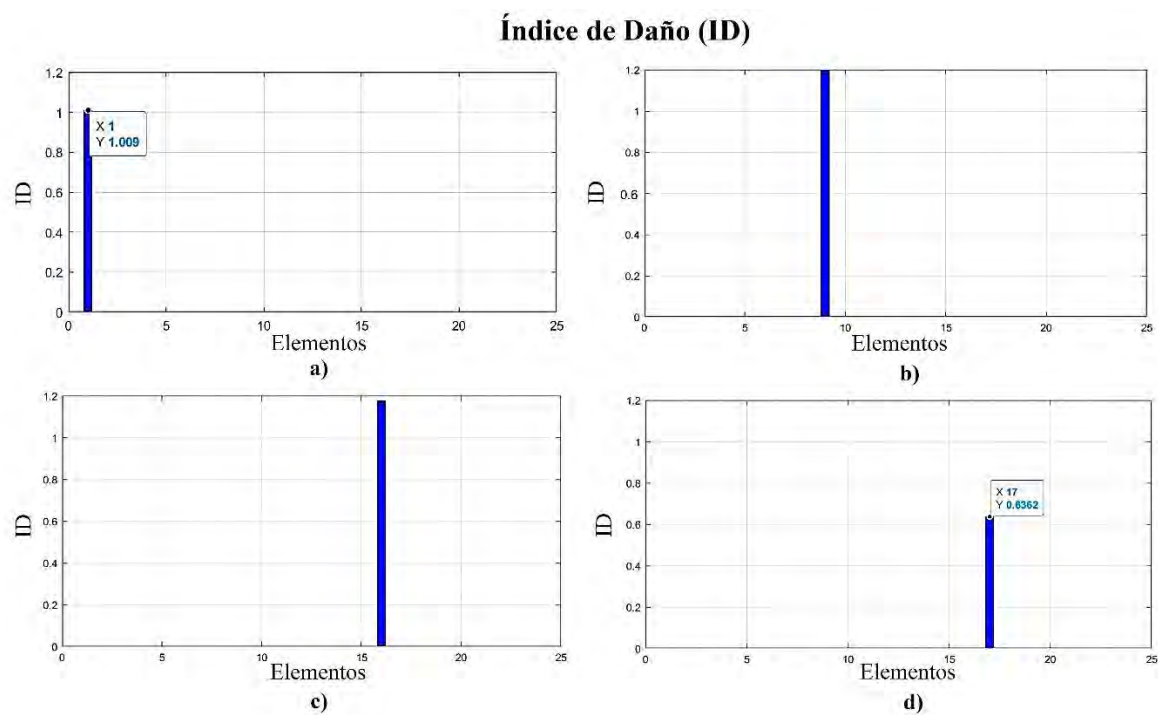
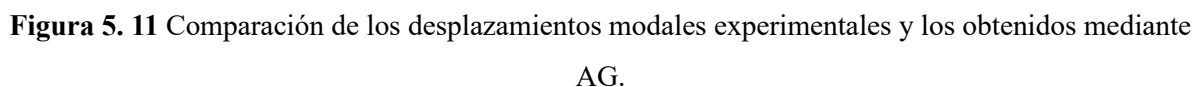


Figura 5. 10 Índice de daño para cada caso, ID=1 representa falla por fatiga.

En resumen, las diferencias observadas entre los datos experimentales y los calculados pueden atribuirse a dos factores principales: el primero relacionado con los coeficientes de ponderación mencionados anteriormente, y el segundo con los parámetros de convergencia del algoritmo, los cuales también influyen en el grado de minimización de la función objetivo.



En la Figura 5.12 se muestran la variabilidad entre los datos experimentales y los identificados mediante AG. Se puede observar que todos siguen una misma línea de tendencia y que hay muy poca variabilidad, lo cual indica que los datos obtenidos del algoritmo es una buena representación del modelo experimental. En la Figura 3.15 se comparan las formas modales.

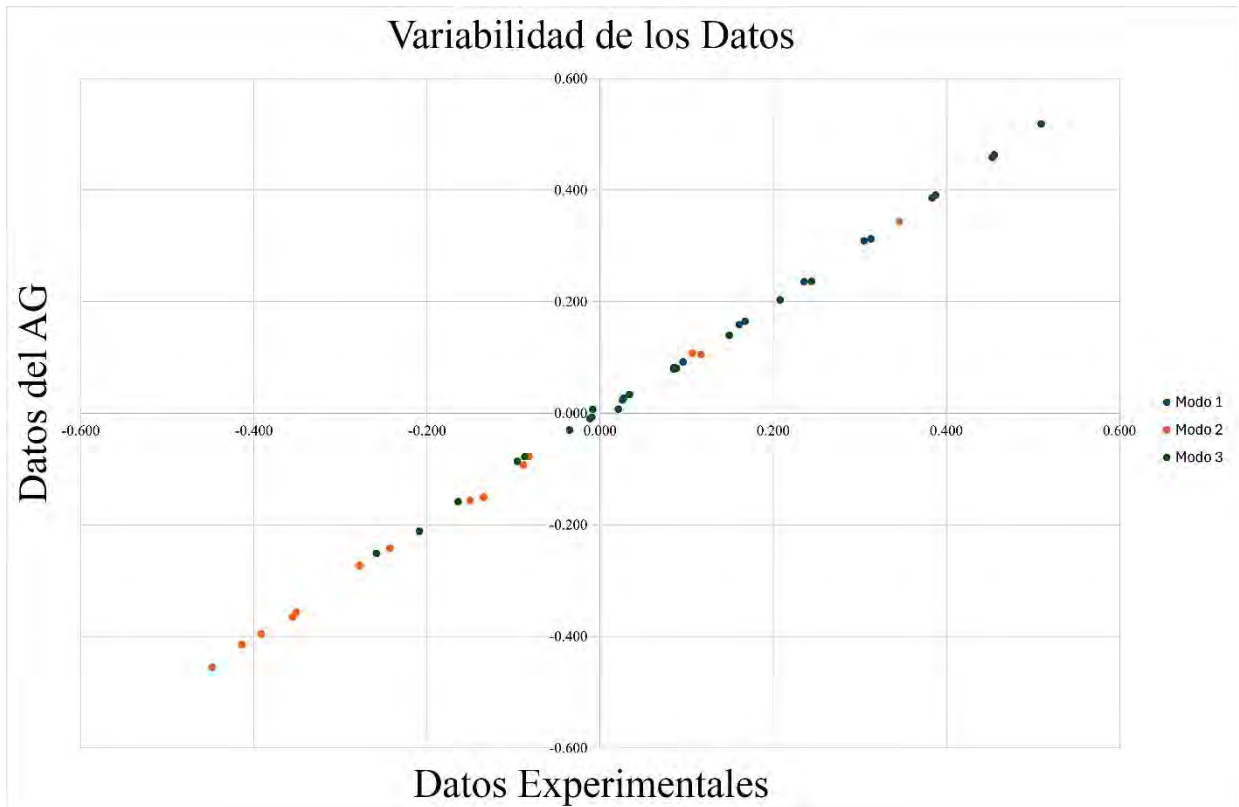


Figura 5. 12 Variabilidad de los datos experimentales frente a los identificados por AG en los cuatro estados de daños.

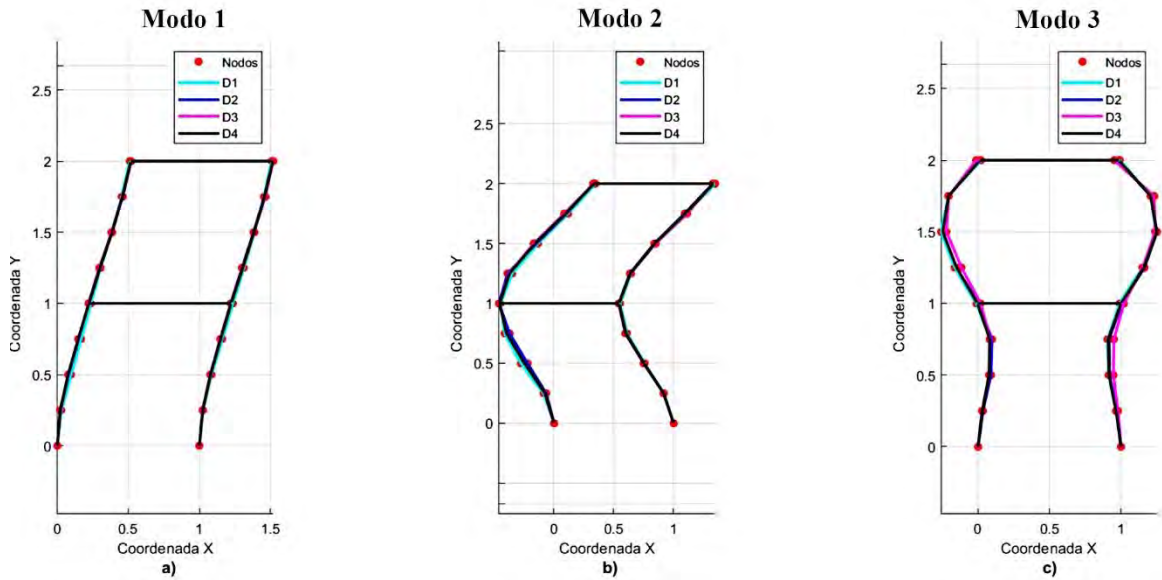


Figura 5. 13 Diferencias en las formas modales en los cuatros estados de daño, D1, D2, D3 y D4

5.3. Estado de daño múltiple

A diferencia del estado único de daño, que se refiere a la condición donde un solo elemento está dañado, el estado de daño múltiple se refiere a que el daño puede presentarse en varios elementos a la vez. Si bien, el estado de daño único ha sido el más estudiado, en la práctica es más común que se presente el estado de daño múltiple, debido a que las estructuras pueden estar sometidas a grandes esfuerzos en diferentes zonas. Debido a lo anterior, es importante probar y analizar la capacidad del algoritmo para detectar el daño en varios elementos a la vez, localizados en diferentes zonas de la estructura.

Para el caso de daño múltiple se prueban los tres estados de daños que se describen en la Tabla 5.5 y se muestran gráficamente en la Figura 5.14, donde los elementos resaltados en rojos son los elementos que presentan daño. La decisión de no considerar una combinación de elementos dañados horizontales y verticales se basa en una serie de consideraciones prácticas y estructurales. En general, en una estructura, los elementos verticales, como las columnas, son los más propensos a sufrir daños debido a que soportan la mayor parte de las cargas permanentes y fluctuantes. Esto hace que sean los elementos críticos en términos de integridad

estructural, por lo que focalizar el análisis en daños en las columnas es una forma eficiente de estudiar el estado de la estructura, capturando los escenarios de mayor riesgo sin introducir complejidades adicionales.

Por otro lado, incluir tanto elementos horizontales como verticales dañados en un mismo análisis requeriría un incremento considerable en los recursos computacionales, ya que se expandiría el número de posibles configuraciones de daño, aumentando el tiempo de simulación y la capacidad de procesamiento necesaria. Al no combinar ambos tipos de elementos en el modelo de daños, se optimiza el uso de estos recursos, permitiendo un análisis más rápido y manejable, sin sacrificar la representatividad del modelo en términos de los patrones de daño que son más probables.

Finalmente, mantener una separación entre los elementos horizontales y verticales en el análisis de daños facilita la interpretación de los resultados. Al centrar el análisis en daños en las columnas, se obtiene una representación más clara de los efectos del daño en los elementos críticos de la estructura, asegurando que el proceso de identificación de daños sea tanto efectivo como comprensible.

Tabla 5. 5 Estados de daños analizados

Estado de Daño	Elemento Dañado	ΔK real
DM1	1, 9	60%
DM2	18,23	60%
DM3	1,5,16	60%

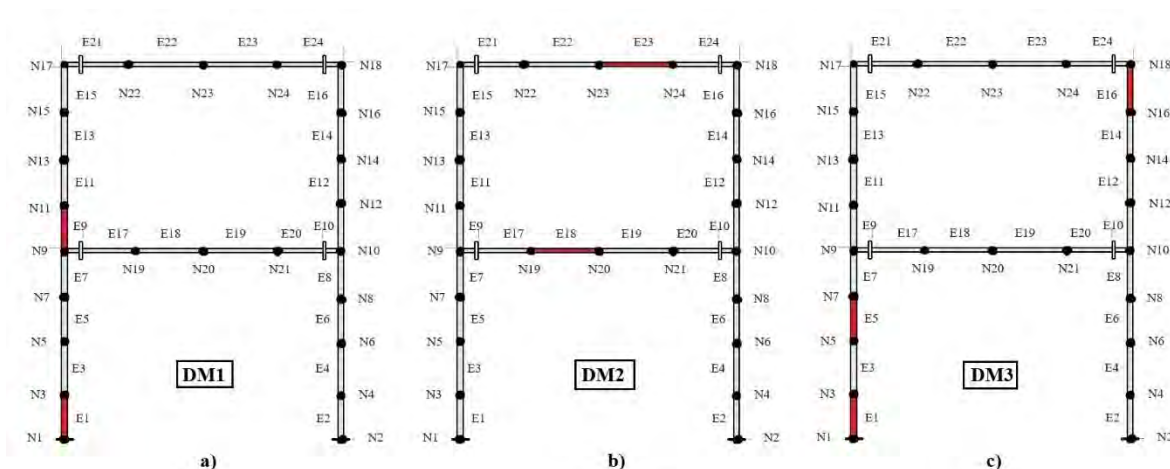


Figura 5. 14 Estados de daños múltiple, a) Estado con daño DM1, b) Estado de daño DM2, c) Estado de daño DM3.

En la Tabla 5.6 se muestran los parámetros del algoritmo genético utilizados para cada estado de daño, donde C_j es el valor mínimo de las aptitudes y que es una condición de convergencia del código, W_f y W_m son coeficientes de ponderación para frecuencias y modos, respectivamente. En la identificación de daños, es fundamental elegir cuidadosamente los coeficientes de ponderación “ W ” asignados a frecuencias y formas de modo, ya que estas selecciones impactan en gran medida los resultados. Generalmente, estos pesos se basan en la varianza observada en las mediciones. Debido a que las formas modales tienden a ser menos precisas que las frecuencias naturales, los coeficientes para las formas modales (W_m) suelen ser más bajos en comparación con los de las frecuencias (W_f). En este caso, los coeficientes de ponderación son seleccionados por el AG de acuerdo con la varianza de los resultados de la función objetivo. Este enfoque permite que el algoritmo se adapte dinámicamente a las características del sistema, maximizando la precisión de la identificación de daños.

Tabla 5. 6 Parámetros del algoritmo genético para los estados de daños.

Estado de Daño	Población	C_j	W_f	W_m
DM1	15000	0.005	0.5	0.5
DM2	15000	0.002	0.5	0.5
DM3	15000	0.004	0.8	0.2

En la Tabla 5.7 se muestran los resultados obtenidos del AG y en general se puede observar que el algoritmo fue capaz de encontrar los elementos dañados para cada estado de daño. En general, el algoritmo tuvo una asertividad promedio del 80% al determinar el valor real del cambio de rigideces en los elementos. La comparación de los datos modales experimentales y obtenidos mediante AG se muestran en la Tabla 5.8 y se observa un error porcentual acumulable máximo de 3.7 %.

Tabla 5. 7 Resultados de la identificación de daños en los estados propuestos.

Estado de Daño	Elemento Dañado	Elemento Identificado	ΔK real	ΔK Identificado	Indice de Daño
DM1	1, 9	1,9	60%	65-68 %	1.09-1.14
DM2	18,23	18,23	60%	31-82 %	0.5-1.2
DM3	1,5,16	1,5,16	60%	72-55-65%	1.2-0.92-1.09

Tabla 5. 8 Frecuencias experimentales y las obtenidas mediante AG.

Estado de Daño	Frecuencias experimentales [Hz]			Frecuencias AG [Hz]			Σ Error %
	$f1$	$f2$	$f3$	$f1$	$f2$	$f3$	
DM1	10.8	40.5	70.0	10.7068	40.1362	70.29	2.65
DM2	11.5	44.4	65.3	11.499	44.339	65.273	0.19
DM3	10.7	41.5	65.4	10.587	41.714	66.501	3.26
DM4	10.8	40.4	65.2	10.688	40.061	66.342	3.70

Posteriormente en las Figuras 5.15 y 5.16 se grafican los resultados de la Tabla 5.7, para una mejor visualización del cambio de rigideces. En la imagen se muestran barras rojas que representan las rigideces teóricas, y las barras azules representan las rigideces determinadas por el AG. En el inciso a) de la imagen se muestra el estado de daño DM1, en el inciso b) el estado DM2 y finalmente en el inciso c) el estado de daño DM3.

Rigideces de los Elementos

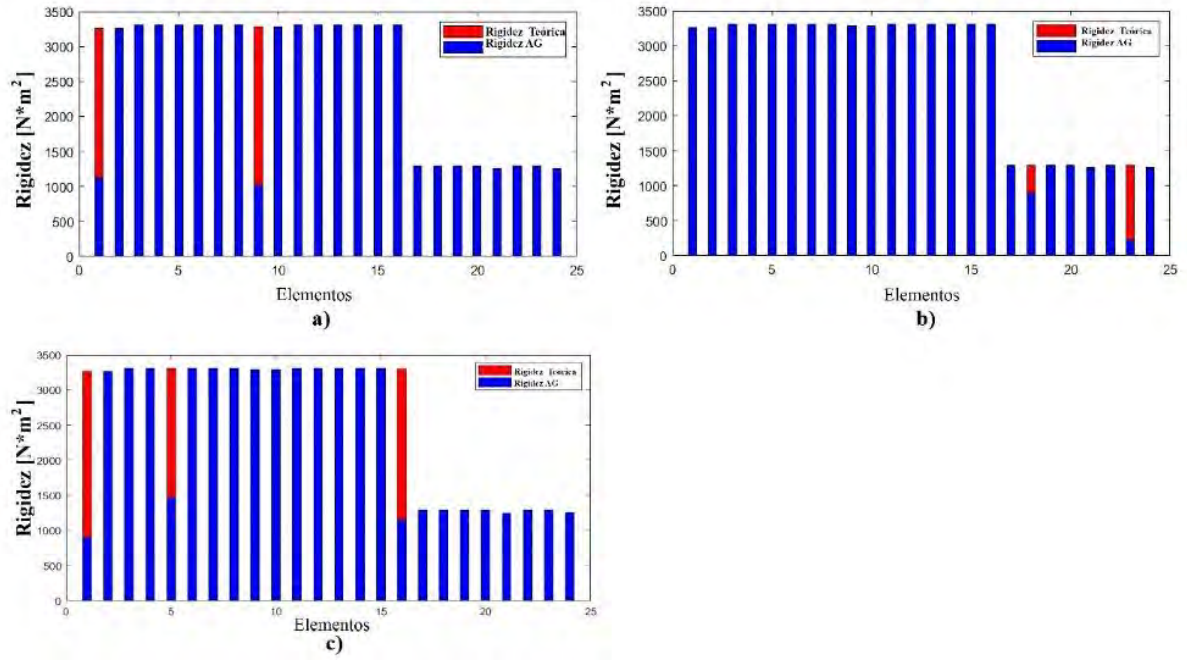


Figura 5. 15 Elementos identificados como dañados por el algoritmo, a) DM1, b) DM2, c) DM3

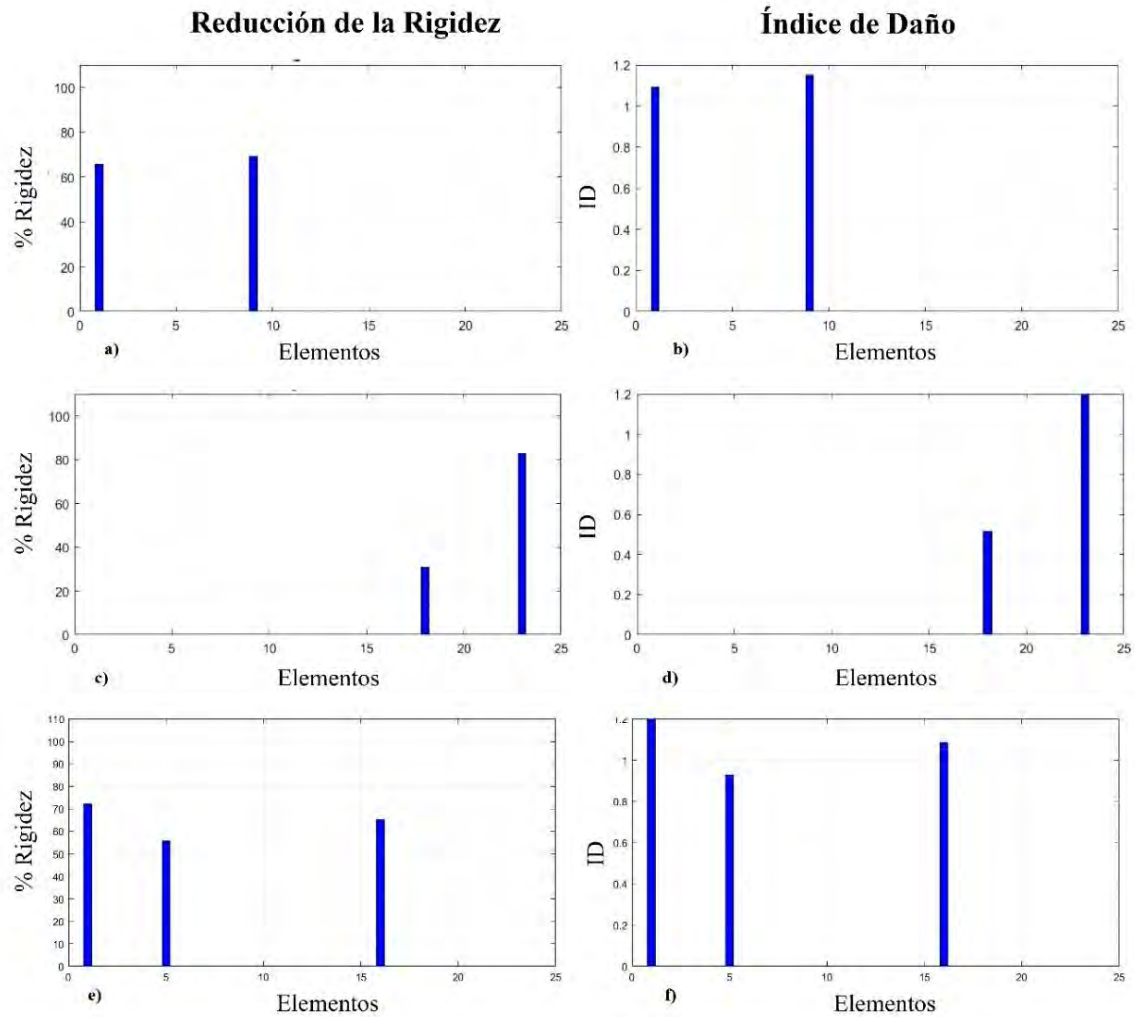


Figura 5. 16 Porcentaje de cambio de la rigidez, a), c) y e), índice de daños b), d) y f)

5.4. Análisis y discusión de datos

Los resultados del estudio demuestran que la incorporación de incertidumbres de modelado y la utilización de algoritmos genéticos (AG) en los procesos de identificación de daños conducen a una mejora sustancial en la detección de daños estructurales. En particular, se observa una eliminación completa de falsos positivos, lo que representa una exactitud del 100 % en la ubicación del daño y un 80 % en la cuantificación de la magnitud del daño.

Estos hallazgos corroboran las conclusiones de Astroza [96], [123], quien enfatiza la importancia de considerar las incertidumbres de modelado para minimizar las discrepancias entre los modelos experimentales y numéricos para obtener una identificación de daños más precisa.

Al comparar los resultados obtenidos con los reportados por Hong and Hao [97], quienes emplearon una metodología similar basada en algoritmos genéticos y una caracterización de daño equivalente, se observa una diferencia significativa. Mientras que el estudio actual logra una identificación de daños sin falsos positivos, el estudio de Hong y Hao presenta la aparición de falsos positivos. Esta discrepancia puede atribuirse a la omisión de las incertidumbres de modelado en su análisis.

Los resultados de la reducción en la rigidez de los elementos estructurales en cada estado de daño revelan una relación directa entre los parámetros estructurales y modales. Específicamente, cualquier modificación en las propiedades de la estructura, como la rigidez o la masa, se refleja en los parámetros modales, tales como las frecuencias naturales, las formas modales y las curvas de respuesta. Este principio establece la posibilidad de detectar daños estructurales mediante la medición de vibraciones. No obstante, para desarrollar un método de identificación de daños efectivo, es fundamental considerar múltiples factores que influyen en la precisión de la detección. Entre las limitaciones para el desarrollo de estos métodos se encuentran la complejidad inherente del modelado estructural, la dificultad de medir todos los grados de libertad, los costos asociados a la medición de variables, y las incertidumbres en el modelo.

En el método propuesto, se incorporaron las incertidumbres de modelado, un reto clave en la detección de daños estructurales. Estudios como el de Astroza [96] han implementado la consideración de estas incertidumbres en la actualización de modelos y sugieren su inclusión en metodologías de detección de daños, ya que esto mejora notablemente la precisión y exactitud en la identificación. Los resultados del presente estudio respaldan esta afirmación: al incluir las incertidumbres en la metodología, se eliminó completamente la aparición de falsos positivos, uno de los problemas comunes en muchas metodologías actuales.

Los hallazgos de este trabajo son los siguientes: en primer lugar, se confirma que la inclusión de las incertidumbres mejora significativamente la precisión en la detección de daños al eliminar los falsos positivos. Además, la metodología no depende de un modelo numérico completamente actualizado que represente fielmente el estado intacto de la estructura, lo cual es crucial en aplicaciones prácticas, ya que obtener información precisa de la estructura original es a menudo inviable. Otra ventaja observada es que el método propuesto funciona de manera efectiva con una cantidad limitada de datos de entrada. A diferencia de muchos estudios actuales que requieren numerosas frecuencias y formas modales para obtener resultados confiables, el método aquí presentado alcanza alta precisión utilizando únicamente hasta tres formas modales de la estructura. Esta ventaja es particularmente relevante en aplicaciones prácticas, donde obtener más de tres formas modales puede ser costoso debido a las complejidades asociadas con los métodos de excitación requeridos para su medición.

En la Figura 5.17 y Figura 5.18 se muestra la comparación entre el cambio de rigidez real y las obtenidas mediante AG en el estado de daño único y múltiple, respectivamente. Los resultados mostrados pertenecen a los cuatro estados de daños D1, D2, D3 y D4. Se observa que, en el primer estado de daño, el cambio de rigidez identificado tiene un error del 0.9 % y que para los estados D2 y D3 el error es del 17.3 %, posteriormente se tiene el error más grande en el estado de daño D4 del 36.3 %. Estos errores se atribuyen a los siguientes factores, a la ubicación y la dirección del daño.

La ubicación y orientación del daño en una estructura influyen significativamente en su detección. Cuando el daño se localiza en la base de la estructura, la reducción de rigidez en los elementos estructurales inferiores, sometidos a mayores cargas, provoca un aumento en el desplazamiento horizontal, facilitando su identificación. En contraste, el daño en elementos superiores, como los de la cima, genera un efecto mínimo en el desplazamiento global, lo que dificulta su detección. Asimismo, la orientación del daño afecta su influencia en la respuesta estructural. Cuando el daño (una disminución de rigidez) ocurre en una columna, la reducción de rigidez se alinea con la dirección del desplazamiento horizontal y de la medición de vibración, amplificando el efecto del daño en los desplazamientos. Sin embargo, si el daño se presenta en una viga, la reducción de rigidez no coincide con la dirección principal del movimiento horizontal, y el impacto en las formas modales es menor en comparación con el

caso de daño en columnas. Este efecto podría mitigarse mediante la instalación de sensores adicionales en las vigas para captar desplazamientos en dirección vertical, permitiendo una evaluación más completa del estado estructural.

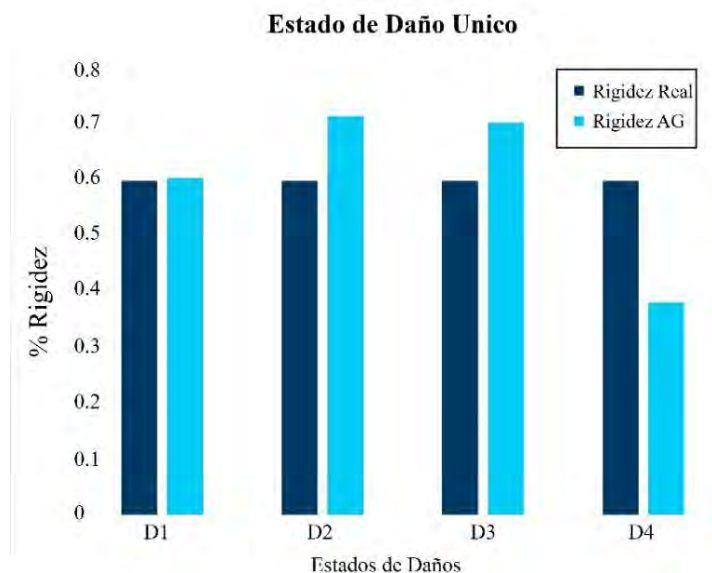


Figura 5. 17 Porcentaje del cambio de rigidez real frente a las obtenidas por AG.

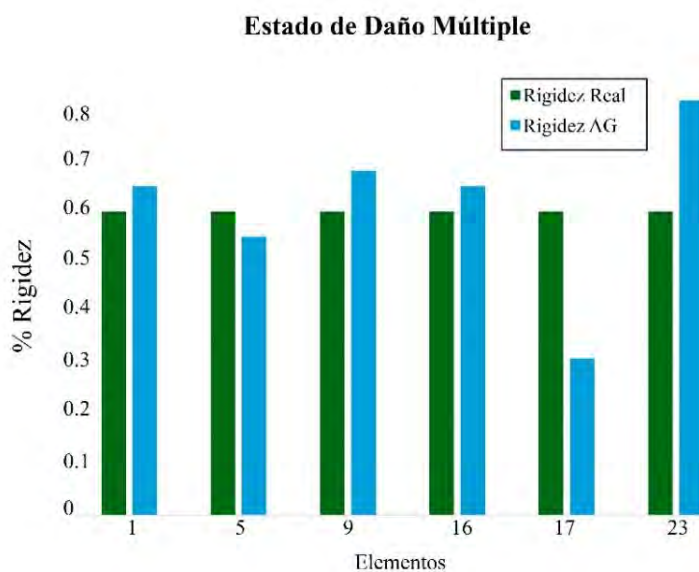


Figura 5. 18 Elementos con daños, em el estado de daño múltiple.

La Figura 5.19 muestra los efectos de la ubicación del daño sobre los desplazamientos modales de la estructura. En ella se representan las formas modales de la estructura en tres condiciones: sin daño (M1 SD), con daño en una columna de la base (M1 D1) y con daño en una columna de la cima (M1 D3). Se observa que la variación en el desplazamiento modal entre M1 SD y M1 D3 es mínima, aproximadamente del 1.8 %, mientras que la diferencia entre M1 SD y M1 D1 es del 7.8 %. Esto indica que la magnitud del efecto del daño sobre los parámetros modales depende de su ubicación en la estructura. En general, un mayor impacto del daño en los parámetros modales permite estimaciones más precisas de la magnitud del daño y, en caso contrario, reduce la exactitud de estas estimaciones.

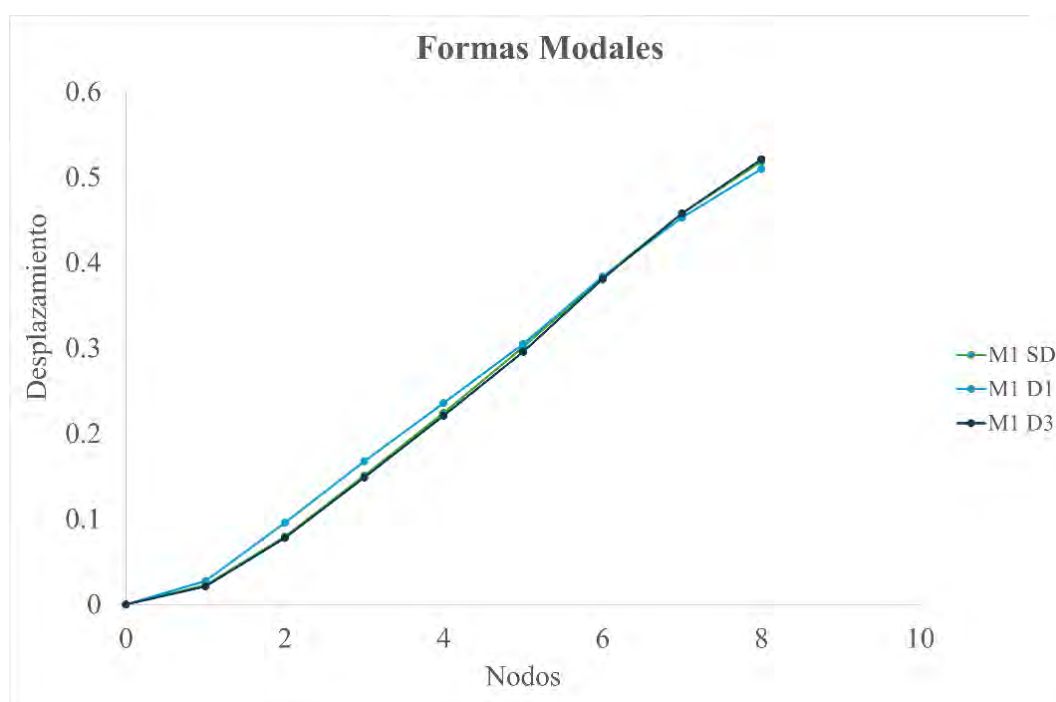


Figura 5. 19 Desplazamiento modal segun la ubicación del daño.

La Figura 5.20 ilustra la influencia de la orientación del daño en la precisión de su detección, específicamente en la magnitud identificada. Aunque este efecto ha sido discutido previamente, aquí se expone para complementar la explicación anterior. Como se observa, cuando el daño se localiza en una columna (Figura 5.20a), su orientación coincide con la dirección del movimiento estructural, lo que amplifica su efecto sobre los parámetros modales. En cambio, cuando el daño se encuentra en una viga (Figura 5.20b), la orientación del daño

no se alinea con la dirección del movimiento, lo que reduce significativamente los efectos sobre los parámetros modales y dificulta la identificación precisa de la disminución en rigidez.

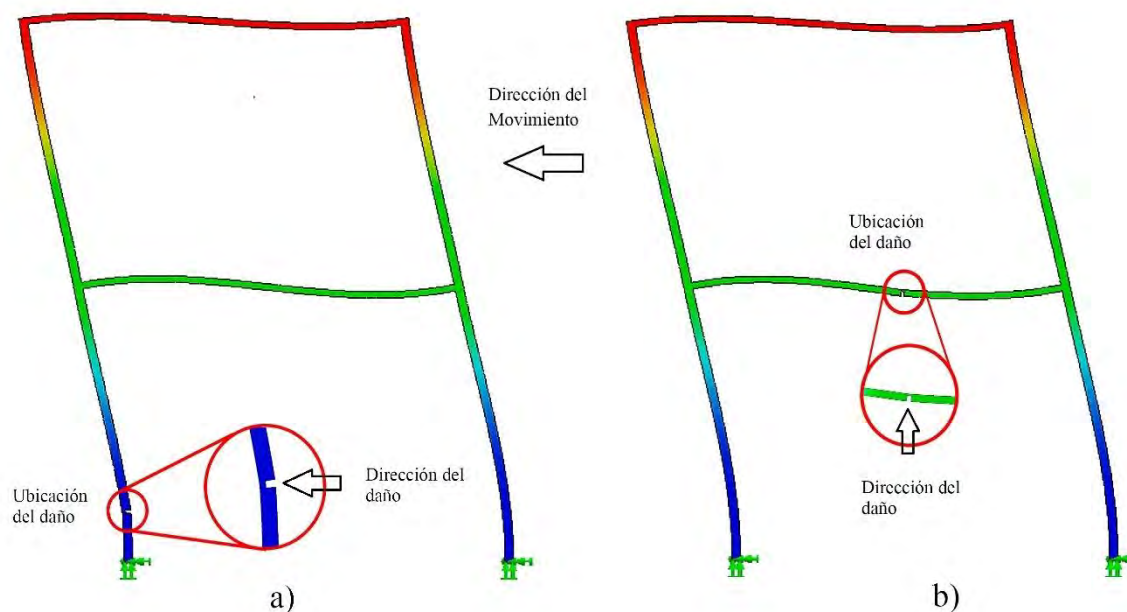


Figura 5. 20 Orientación del daño en la estructura. a) Daño ubicado en una columna, b) daño ubicado en una viga.

En la Tabla 5.9 se muestran todos los estados de daños tanto daño único como estado de daño múltiple y los elementos dañados en cada uno de los estados. Como se observa en todos los estados se pudo identificar con éxito y sin falsos positivos los elementos dañados en la estructura. Esto demuestra que, aunque el método no fue 100 % preciso en la identificación de la magnitud del daño, si lo fue en la identificación de la ubicación del daño.

Tabla 5. 9 Estados de daños identificados correctamente.

Estado de Daño	Elemento Dañado	Elemento Identificado	
D1	1	1	☑
D2	9	9	☑
D3	16	16	☑
D4	17	17	☑
DM1	1, 9	1,9	☑
DM2	18,23	18,23	☑
DM3	1,5,16	1,5,16	☑

CAPÍTULO 6

Conclusiones

La investigación presentada demuestra que la metodología de identificación de daños estructurales basada en algoritmos genéticos (AG) y la incorporación de incertidumbres de modelado representa una herramienta efectiva y robusta para la detección precisa de daños, incluso bajo condiciones de datos de entrada limitados e incompletos. A diferencia de los enfoques convencionales, que requieren grandes volúmenes de datos—como múltiples modos de vibración y sensores distribuidos a lo largo de la estructura—el método propuesto alcanza resultados precisos empleando solo tres modos de vibración y un único sensor de vibración. Este enfoque optimizado reduce notablemente los costos de instrumentación y elimina la necesidad de equipos complejos para inducir modos de vibración superiores.

El método demostró un desempeño sobresaliente en escenarios de daño único y múltiple, logrando una precisión del 100 % en la localización del daño y una estimación del 80 % en la magnitud del mismo. Estos resultados validan la capacidad de la metodología para identificar con exactitud daños en diferentes ubicaciones y niveles de severidad. Además, la consideración de las incertidumbres en el modelo numérico aumenta la precisión y la fiabilidad de la detección, evitando falsos positivos y proporcionando una identificación de daños más clara y exacta.

A partir de los resultados obtenidos, se concluye que (1) la incorporación de incertidumbres en el modelo es esencial para evitar falsos positivos, (2) la metodología es efectiva para entornos con datos de medición limitados e incompletos, (3) la exactitud de la identificación de la magnitud del daño se ve afectada por la ubicación y orientación del daño, y (4) los cambios en la rigidez estructural no reflejan completamente la severidad del daño, ya que ésta requiere una evaluación adicional de la degradación del material estructural. Asimismo, los hallazgos sugieren que la metodología podría beneficiarse de la integración de información complementaria, como mediciones de tensiones y deformaciones, aunque la obtención de estos datos en estructuras reales implica retos prácticos.

Si bien los resultados son prometedores, es importante destacar que la validez del método ha sido evaluada en casos controlados y que el método tiene limitaciones, una de ellas es que solo es posible identificar los daños orientados en el plano x-y de la estructura, otra de las limitaciones es que únicamente las magnitudes de los daños ubicados en columnas serán identificadas con precisión y para los daños ubicados en vigas existirá un error de entre el 8 al 36 %. Es necesario llevar a cabo investigaciones adicionales para confirmar su aplicabilidad en estructuras con diversas configuraciones geométricas y condiciones de daño. Futuras investigaciones deben centrarse en análisis tridimensionales y en la determinación de umbrales mínimos de cambio de rigidez, lo cual permitirá optimizar la metodología y extender su uso a una gama más amplia de escenarios estructurales. En conjunto, esta metodología representa un avance significativo en términos de costo-eficiencia para la detección de daños estructurales, ofreciendo una solución práctica y precisa para aplicaciones en estructuras reales sin comprometer la fiabilidad de los resultados.

Referencias

- [1] salvador Ismael Gómez Chávez, *análisis sísmico moderno: ética aplicada*. México: trillas, 2007. accessed: may 23, 2023. [online]. available: <http://sbiblio.uandina.edu.pe/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=16958>
- [2] Roberto Aguiar, *análisis sísmico de edificios*, primera. centro de investigaciones científicas. universidad de fuerzas armadas espe, 2008.
- [3] unam, “catálogo ssn,” <http://www2.ssn.unam.mx:8080/catalogo/>.
- [4] l. esteva and r. guerra, “estimación de daños probables causados por sismos,” *revista de ingeniería sísmica*, no. 20, 1978, doi: 10.18867/ris.20.382.
- [5] l. manzanilla, “relación de los sismos ocurridos en la ciudad de México y sus efectos,” *rev mex sociol*, vol. 48, no. 2, 1986, doi: 10.2307/3540365.
- [6] Lorenzo Cassertano, *cálculo de las magnitudes máximas y mínima de los sismos*. revista geográfica de américa central, 1979.
- [7] l. e. Pérez-rocha, u. m. Hernández, a. t. Colunga, and e. m. Sandoval, “espectros de diseño sísmico para la nueva versión del manual de diseño de obras civiles de cfe,” in *xx congreso nacional de ingeniería sísmica*, 2015.
- [8] Carmona Ayala juan Carlos, “espectro para diseño sísmico de estructuras desplantadas en terreno firme en el suroeste del distrito federal, México,” 1998.
- [9] m. Suarez and j. avilés, “efectos torsionales en estructuras sobre suelo blando,” *revista internacional de métodos numéricos para calculo y diseño en ingeniería*, vol. 30, no. 3, 2014, doi: 10.1016/j.rimni.2013.07.006.
- [10] Hernández Valdez Ruth Guadalupe, “criterios de diseño sísmico en la ciudad de México,” 2000.
- [11] Roberto Carlos Hernández cabrera, “criterios de estructuración y diseño sísmico de edificios,” 2005.

- [12] j. a. Díaz rodríguez, “los suelos lacustres de la ciudad de México,” *revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, 2006.
- [13] l. r. Fernández sola and j. avilés López, “efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda,” *revista de ingeniería sísmica*, no. 79, 2008, doi: 10.18867/ris.79.33.
- [14] Alhamaydeh and Hussein, “innovative design of a seismically isolated building with supplemental damping,” in *proceedings of 14th european conference on earthquake engineering*, 2010.
- [15] a. h. elsinawi, a. jhemi, and m. alhamaydeh, “adaptive seismic isolation of structures using mr-fluid dampers,” in *2013 5th international conference on modeling, simulation and applied optimization, icmsao 2013*, 2013. doi: 10.1109/icmsao.2013.6552603.
- [16] b. f. spencer, s. j. dyke, m. k. sain, and j. d. carlson, “phenomenological model for magnetorheological dampers,” *j eng mech*, vol. 123, no. 3, 1997, doi: 10.1061/(asce)0733-9399(1997)123:3(230).
- [17] l. guenfaf and s. allaoua, “flux oriented control of active mass damper induction motor for buildings under seismic excitation international conference on control, automation and systems (iccas 2015),” in *iccas 2015 - 2015 15th international conference on control, automation and systems, proceedings*, 2015. doi: 10.1109/iccas.2015.7364626.
- [18] r. m. calcina peña, “evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal,” tacna, 2017.
- [19] m. a. Montiel, g. Rangel, m. torres, and s. Ruiz, “comparación de la capacidad estructural obtenida mediante análisis dinámico incremental y análisis estático no lineal,” 2004.
- [20] j. a. Gómez Hernández, “presentación de un nuevo modelo matemático para el análisis sísmico dinámico de estructuras de edificios de ‘n’ pisos de respuesta no lineal por el método paso a paso y por el método espectral,” 2012.

- [21] Oller and López Almansa, “resolución numérica de las ecuaciones del movimiento de edificios de varias plantas con no linealidades severas,” *revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, pp. 194–202, 2014.
- [22] d. bedoya-Ruiz, g. a. Ortiz, d. a. Álvarez, and j. e. hurtado, “modelo dinámico no lineal para evaluar el comportamiento sísmico de viviendas de ferrocemento,” *revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, vol. 31, no. 3, 2015, doi: 10.1016/j.rimni.2014.04.001.
- [23] y. f. Vargas, l. g. pujades, a. h. barbat, and j. e. hurtado, “evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado,” *revista internacional de métodos numéricos para calculo y diseño en ingeniería*, vol. 29, no. 2, 2013, doi: 10.1016/j.rimni.2013.04.003.
- [24] a. r. emanov, v. n. maksimenko, and l. a. sklyarov, “technology of diagnostics and monitoring of state of building structures based on the microseismic vibration analysis,” in *2007 international forum on strategic technology, ifost*, 2007. doi: 10.1109/ifost.2007.4798532.
- [25] j. c. Vielma, h. a. Barbat Barbat, and s. h. Oller Martínez, “procedimiento de evaluación de edificios de concreto armado mediante un índice de daño sísmico objetivo,” *revista sul-americana de engenharia estrutural*, vol. 4, no. 3, 2007.
- [26] d. sun and b. sun, “rapid prediction of earthquake damage to buildings based on fuzzy analysis,” in *proceedings - 2010 7th international conference on fuzzy systems and knowledge discovery, fskd 2010*, 2010. doi: 10.1109/fskd.2010.5569101.
- [27] m. l. Carreño, o. d. cardona, and a. h. Barbat, “evaluación de la habitabilidad de edificios afectados por sismo utilizando la teoría de conjuntos difusos y las redes neuronales artificiales,” *revista internacional de métodos numéricos para calculo y diseño en ingeniería*, vol. 27, no. 4, 2011, doi: 10.1016/j.rimni.2011.08.006.

- [28] j. a. quintana Rodríguez, “análisis del método de búsqueda global para la detección de daño y monitoreo estructural de puentes,” México, 2009.
- [29] f. j. Carrión Viramontes and a. lozano guzmán, “evaluación y detección de daño en estructuras utilizando un método inverso por subdominios,” México, 2001.
- [30] x. kong, c. s. cai, and j. hu, “the state-of-the-art on framework of vibration-based structural damage identification for decision making,” 2017. doi: 10.3390/app7050497.
- [31] s. d. fassois and j. s. sakellariou, “time-series methods for fault detection and identification in vibrating structures,” *philosophical transactions of the royal society a: mathematical, physical and engineering sciences*, vol. 365, no. 1851, 2007, doi: 10.1098/rsta.2006.1929.
- [32] s. r. ibrahim and e. c. mikulcik, “a method for the direct identification of vibration parameters from the free response,” *the shock and vibration inform. ctr. shock and vibration bull*, sep. 1977.
- [33] j. k. vandiver, a. b. dunwoody, r. b. campbell, and m. f. cook, “a mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique,” *journal of mechanical design, transactions of the asme*, vol. 104, no. 2, 1982, doi: 10.1115/1.3256341.
- [34] s. r. ibrahim, “double least squares approach for use in structural modal identification,” *aiaa journal*, vol. 24, no. 3, 1986, doi: 10.2514/3.9296.
- [35] h. garrido, o. curadelli, and d. ambrosini, “un nuevo método para la identificación de sistemas bajo excitaciones transitorias sólo a partir de su respuesta,” buenos aires, 2016.
- [36] r. morsy, h. marzouk, x. gu, and a. elshafey, “use of the random decrement technique for nondestructive detection of damage to beams,” *materials and structures/matériaux et constructions*, vol. 49, no. 11, 2016, doi: 10.1617/s11527-016-0819-3.
- [37] b. peeters, *system identification and damage detection in civil engineering*. 2000.

- [38] j. hu, h. f. lam, and j. h. yang, “operational modal identification and finite element model updating of a coupled building following bayesian approach,” *struct control health monit*, vol. 25, no. 2, 2018, doi: 10.1002/stc.2089.
- [39] j. n. juang and r. s. pappa, “an eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and model reduction,” *journal of guidance, control, and dynamics*, vol. 8, no. 5, 1985, doi: 10.2514/3.20031.
- [40] g. ruocci, a. quattrone, and a. de stefano, “multi-domain feature selection aimed at the damage detection of historical bridges,” in *journal of physics: conference series*, 2011. doi: 10.1088/1742-6596/305/1/012106.
- [41] k. a. kumar and d. m. reddy, “application of frequency response curvature method for damage detection in beam and plate like structures,” in *iop conference series: materials science and engineering*, 2016. doi: 10.1088/1757-899x/149/1/012160.
- [42] x. liu, n. a. j. lieven, and p. j. escamilla-ambrosio, “frequency response function shape-based methods for structural damage localisation,” *mech syst signal process*, vol. 23, no. 4, 2009, doi: 10.1016/j.ymssp.2008.10.002.
- [43] m. salehi, s. ziaei-rad, m. ghayour, and m. a. vaziri-zanjani, “a structural damage detection technique based on measured frequency response functions,” *contemporary engineering sciences*, vol. 3, no. 5, 2010.
- [44] m. cacho-pérez, n. frechilla, and a. lorenzana, “estimación de parámetros modales de estructuras civiles a partir de la función de respuesta en frecuencia,” *revista internacional de metodos numericos para calculo y diseno en ingenieria*, vol. 33, no. 3–4, 2017, doi: 10.1016/j.rimni.2016.02.001.
- [45] s. c. mohan, d. k. maiti, and d. maity, “structural damage assessment using frf employing particle swarm optimization,” *appl math comput*, vol. 219, no. 20, 2013, doi: 10.1016/j.amc.2013.04.016.
- [46] m. dilena, m. p. limongelli, and a. morassi, “damage localization in bridges via the frf interpolation method,” *mech syst signal process*, vol. 52–53, no. 1, 2015, doi: 10.1016/j.ymssp.2014.08.014.

- [47] j. lee and s. kim, “structural damage detection in the frequency domain using neural networks,” *j intell mater syst struct*, vol. 18, no. 8, 2007, doi: 10.1177/1045389x06073640.
- [48] m. j. kim and h. c. eun, “identification of damage-expected members of truss structures using frequency response function,” *advances in mechanical engineering*, vol. 9, no. 1, 2017, doi: 10.1177/1687814016687911.
- [49] q. w. yang and w. m. jin, “damage detection for truss structures using incomplete modes,” in *2nd international workshop on computer science and engineering, wcse 2009*, 2009. doi: 10.1109/wcse.2009.643.
- [50] p. cawley and r. d. adams, “the location of defects in structures from measurements of natural frequencies,” *j strain anal eng des*, vol. 14, no. 2, 1979, doi: 10.1243/03093247v142049.
- [51] w. m. west, “illustration of the use of modal assurance criterion to detect structural changes in an orbiter test specimen,” in *proc. air force conference on aircraft structural integrity*, 1984.
- [52] n. a. j. lieven and d. j. ewins, “spatial correlation of mode shapes: the coordinate modal assurance criterion (comac),” in *proceedings of the 6th international modal analysis conference (imac)*, 1988.
- [53] h. guan and v. m. karbhari, “improved damage detection method based on element modal strain damage index using sparse measurement,” *j sound vib*, vol. 309, no. 3–5, 2008, doi: 10.1016/j.jsv.2007.07.060.
- [54] l. h. yam, t. p. leung, d. b. li, and k. z. xue, “theoretical and experimental study of modal strain analysis,” *j sound vib*, vol. 191, no. 2, 1996, doi: 10.1006/jsvi.1996.0119.
- [55] m. salehi, s. ziaei rad, m. ghayour, and m. a. vaziry, “a non model-based damage detection technique using dynamically measured flexibility matrix,” *iranian journal of science and technology, transaction b: engineering*, vol. 35, no. m1, 2011.

- [56] zhang and aktan, “the damage indices for constructed facilities,” in *in proceedings of the 13th international modal analysis conference*, 1995.
- [57] j. j. sinou, “a review of damage detection and health monitoring of mechanical systems from changes in the measurement of linear and non-linear vibrations,” in *mechanical vibrations: measurement, effects and control*, 2009.
- [58] sergio carneiro, “model-based vibration diagnostic of cracked beam in time domain,” faculty of the virginia polytechnic institute, 2000.
- [59] z. y. shi, s. s. law, and l. m. zhang, “structural damage detection from modal strain energy change,” *j eng mech*, vol. 126, no. 12, 2000, doi: 10.1061/(asce)0733-9399(2000)126:12(1216).
- [60] r. ancona, r. salgado, a. zamora, and f. marcial, “evaluación de métodos de detección de daños en estructuras mediante el uso de vibraciones.,” méxico, 2011.
- [61] p. moreno-garcía, j. v. aráujo dos santos, and h. lopes, “a new technique to optimize the use of mode shape derivatives to localize damage in laminated composite plates,” *compos struct*, vol. 108, no. 1, 2014, doi: 10.1016/j.compstruct.2013.09.050.
- [62] m. cao, l. cheng, z. su, and h. xu, “a multi-scale pseudo-force model in wavelet domain for identification of damage in structural components,” *mech syst signal process*, vol. 28, 2012, doi: 10.1016/j.ymssp.2011.11.011.
- [63] a. katunin, “nondestructive damage assessment of composite structures based on wavelet analysis of modal curvatures: state-of-the-art review and description of wavelet-based damage assessment benchmark,” 2015. doi: 10.1155/2015/735219.
- [64] m. i. friswell, d. j. inman, and d. f. pilkey, “direct updating of damping and stiffness matrices,” *aiaa journal*, vol. 36, no. 3, 1998, doi: 10.2514/2.396.
- [65] tajaddini and zerafat angiz, “the model updating of mass, damping and stiffness matrices,” kerman, 2012.

- [66] y. b. yang and y. j. chen, “a new direct method for updating structural models based on measured modal data,” *eng struct*, vol. 31, no. 1, 2009, doi: 10.1016/j.engstruct.2008.07.011.
- [67] y. b. yang, y. j. chen, and t. w. hsu, “direct updating method for structural models based on orthogonality constraints,” *mechanics of advanced materials and structures*, vol. 16, no. 5, 2009, doi: 10.1080/15376490902781191.
- [68] g. h. kim and y. s. park, “an improved updating parameter selection method and finite element model update using multiobjective optimisation technique,” *mech syst signal process*, vol. 18, no. 1, 2004, doi: 10.1016/s0888-3270(03)00042-6.
- [69] w. velez, d. gomez, and p. thomson, “finite element model updating,” *dyna (medellin)*, pp. 177–189, 2009.
- [70] t. marwala, *finite-element-model updating using computational intelligence techniques*. 2010. doi: 10.1007/978-1-84996-323-7.
- [71] t. marwala and s. sibisi, “finite element model updating using bayesian framework and modal properties,” *j aircr*, vol. 42, no. 1, 2005, doi: 10.2514/1.11841.
- [72] c. gonzález-pérez and j. valdés-gonzález, “identification of structural damage in a vehicular bridge using artificial neural networks,” *struct health monit*, vol. 10, no. 1, 2011, doi: 10.1177/1475921710365416.
- [73] c. s. n. pathirage, j. li, l. li, h. hao, w. liu, and p. ni, “structural damage identification based on autoencoder neural networks and deep learning,” *eng struct*, vol. 172, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.109.
- [74] j. e. mottershead and m. i. friswell, “model updating in structural dynamics: a survey,” *j sound vib*, vol. 167, no. 2, 1993, doi: 10.1006/jsvi.1993.1340.
- [75] b. n. datta, “finite-element model updating, eigenstructure assignment and eigenvalue embedding techniques for vibrating systems,” *mech syst signal process*, vol. 16, no. 1, 2002, doi: 10.1006/mssp.2001.1443.

- [76] m. baruch and i. y. bar itzhack, “optimal weighted orthogonalization of measured modes.,” *technion isr inst technol tae rep*, no. 297, 1977.
- [77] caesar, “updating system matrices using modal test data,” in *proceedings of the 5th international modal analysis conference*, 1987.
- [78] b. n. datta, s. elhay, y. m. ram, and d. r. sarkissian, “partial eigenstructure assignment for the quadratic pencil,” *j sound vib*, vol. 230, no. 1, 2000, doi: 10.1006/jsvi.1999.2620.
- [79] carvalho, datta, lin, and wang, “eigenvalue embedding in a quadratic pencil using symmetric low rank updates,” in *fourth siam conference on linear algebra in signals, systems and control*, 2001.
- [80] w. m. li and j. z. hong, “new iterative method for model updating based on model reduction,” *mech syst signal process*, vol. 25, no. 1, 2011, doi: 10.1016/j.ymssp.2010.07.009.
- [81] b. jaishi and w. x. ren, “damage detection by finite element model updating using modal flexibility residual,” *j sound vib*, vol. 290, no. 1–2, 2006, doi: 10.1016/j.jsv.2005.04.006.
- [82] f. adel, s. shokrollahi, m. jamal-omidi, and h. ahmadian, “a model updating method for hybrid composite/aluminum bolted joints using modal test data,” *j sound vib*, vol. 396, 2017, doi: 10.1016/j.jsv.2017.02.035.
- [83] x. xiao, y. l. xu, and q. zhu, “multiscale modeling and model updating of a cable-stayed bridge. ii: model updating using modal frequencies and influence lines,” *journal of bridge engineering*, vol. 20, no. 10, 2015, doi: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0000723.
- [84] h. p. chen and t. s. maung, “regularised finite element model updating using measured incomplete modal data,” *j sound vib*, vol. 333, no. 21, 2014, doi: 10.1016/j.jsv.2014.05.051.

- [85] c. mares, m. i. friswell, and j. e. mottershead, “model updating using robust estimation,” *mech syst signal process*, vol. 16, no. 1, 2002, doi: 10.1006/mssp.2000.1375.
- [86] r. m. lin and j. zhu, “model updating of damped structures using frf data,” *mech syst signal process*, vol. 20, no. 8, 2006, doi: 10.1016/j.ymssp.2006.05.008.
- [87] k. s. kwon and r. m. lin, “frequency selection method for frf-based model updating,” *j sound vib*, vol. 278, no. 1–2, 2004, doi: 10.1016/j.jsv.2003.10.003.
- [88] x. yang, x. guo, h. ouyang, and d. li, “a kriging model based finite element model updating method for damage detection,” *applied sciences (switzerland)*, vol. 7, no. 10, 2017, doi: 10.3390/app7101039.
- [89] k. jones and j. turcotte, “finite element model updating using antiresonant frequencies,” *j sound vib*, vol. 252, no. 4, 2002, doi: 10.1006/jsvi.2001.3697.
- [90] r. i. levin and n. a. j. lieven, “dynamic finite element model updating using simulated annealing and genetic algorithms,” *mech syst signal process*, vol. 12, no. 1, 1998, doi: 10.1006/mssp.1996.0136.
- [91] g. venter, “review of optimization techniques,” in *encyclopedia of aerospace engineering*, 2010. doi: 10.1002/9780470686652.eae495.
- [92] k. schittkowski, c. zillober, and r. zotemantel, “numerical comparison of nonlinear programming algorithms for structural optimization,” 1994. doi: 10.1007/bf01742498.
- [93] i. ahmadianfar, o. bozorg-haddad, and x. chu, “gradient-based optimizer: a new metaheuristic optimization algorithm,” *inf sci (n y)*, vol. 540, 2020, doi: 10.1016/j.ins.2020.06.037.
- [94] john h. holland, *adaptation in natural and artificial systems: an introductory analysis with applications to biology, control, and artificial intelligence*. 1992. accessed: apr. 26, 2023. [online]. available: <https://ieeexplore.ieee.org/servlet/opac?bknumber=6267401>

- [95] kennedy and eberhar, “particle swarm optimization,” in *in proceedings of the 1995 ieee international conference on neural networks*, 1995.
- [96] r. astroza and a. alessandri, “effects of model uncertainty in nonlinear structural finite element model updating by numerical simulation of building structures,” *struct control health monit*, vol. 26, no. 3, 2019, doi: 10.1002/stc.2297.
- [97] h. hao and y. xia, “vibration-based damage detection of structures by genetic algorithm,” *journal of computing in civil engineering*, vol. 16, no. 3, 2002, doi: 10.1061/(asce)0887-3801(2002)16:3(222).
- [98] roberto pereira and jorge arenas, “diseño e implementación de un sistema de medición de frf y aplicación en análisis modal de vibraciones,” in *vi congreso iberoamericano de acústica*, buenos aires: fia2008-a111, nov. 2008.
- [99] d. arceo, quintana rodriguez, f. carrion, s. crespo, a. hernandez, and j. a. lopez, “diseño de algoritmos genéticos para la deteccion de daños en estructuras,” queretaro, 2013.
- [100] m. dilena and a. morassi, “dynamic testing of a damaged bridge,” *mech syst signal process*, vol. 25, no. 5, 2011, doi: 10.1016/j.ymssp.2010.12.017.
- [101] astm international, “astm b893-15: standard specification for gadolinium,” 2015, *astm international*.
- [102] astm international, “astm b593-96(2014): standard test method for biaxial flexure testing of thin material,” 2014, *astm international*.
- [103] a. s. haidyrah, j. w. newkirk, and c. h. castaño, “characterization a bending fatigue mini-specimen technique (krouse type) of nuclear materials,” in *tms 2015 144th annual meeting & exhibition*, 2015. doi: https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-319-48127-2_148.
- [104] p. rösch, t. bruder, and t. bein, “a comparative study of various joining techniques fatigue behaviour focusing on stiffness degradation,” in *procedia engineering*, 2018. doi: 10.1016/j.proeng.2018.02.043.

- [105] t. suzuki, h. mahfuz, and m. takanashi, “a new stiffness degradation model for fatigue life prediction of gfrps under random loading,” *int j fatigue*, vol. 119, 2019, doi: 10.1016/j.ijfatigue.2018.09.021.
- [106] a. p. vassilopoulos, “introduction to the fatigue life prediction of composite materials and structures: past, present and future prospects,” in *fatigue life prediction of composites and composite structures*, 2010. doi: 10.1533/9781845699796.1.
- [107] r. perera and r. torres, “structural damage detection via modal data with genetic algorithms,” *journal of structural engineering*, vol. 132, no. 9, 2006, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2006)132:9(1491).
- [108] v. meruane and w. heylen, “structural damage assessment with antiresonances versus mode shapes using parallel genetic algorithms,” *struct control health monit*, vol. 18, no. 8, 2011, doi: 10.1002/stc.401.
- [109] v. jesús daniel and l. josé elías, “detección de daño estructural por algoritmos genéticos: una comparación de diferentes tipos de codificación de individuos,” *ingeniería y desarrollo*, 2010.
- [110] s. hassiotis and g. d. jeong, “identification of stiffness reductions using natural frequencies,” *j eng mech*, vol. 121, no. 10, 1995, doi: 10.1061/(asce)0733-9399(1995)121:10(1106).
- [111] l. ågårdh, “modal analyses of two concrete bridges in sweden,” *structural engineering international*, vol. 1, no. 4, 1991, doi: 10.2749/101686691780617274.
- [112] moradalizadeh m, “ evaluation of crack defects in framed structures using resonant frequency techniques,” university of newcastle upon tyne, newcastle, 1990.
- [113] x. l. w. h. law s, “a vibration technique for structural stiffness identification,” : *proceedings, international conference on vibration problems in engineering*, vol. 1, pp. 683–698, 1990.

- [114] f. d. ju and m. e. mimovich, “experimental diagnosis of fracture damage in structures by the modal frequency method,” *journal of vibration and acoustics, transactions of the asme*, vol. 110, no. 4, 1988, doi: 10.1115/1.3269550.
- [115] y. zhang, l. wang, s. t. lie, and z. xiang, “damage detection in plates structures based on frequency shift surface curvature,” *j sound vib*, vol. 332, no. 25, 2013, doi: 10.1016/j.jsv.2013.07.028.
- [116] w. fan and p. qiao, “a strain energy-based damage severity correction factor method for damage identification in plate-type structures,” *mech syst signal process*, vol. 28, 2012, doi: 10.1016/j.ymssp.2011.11.010.
- [117] l. h. yam, y. y. li, and w. o. wong, “sensitivity studies of parameters for damage detection of plate-like structures using static and dynamic approaches,” *eng struct*, vol. 24, no. 11, 2002, doi: 10.1016/s0141-0296(02)00094-9.
- [118] j. v. Araújo dos santos, c. m. mota soares, c. a. mota soares, and h. l. g. pina, “development of a numerical model for the damage identification on composite plate structures,” *compos struct*, vol. 48, no. 1, 2000, doi: 10.1016/s0263-8223(99)00073-2.
- [119] p. cornwell, s. w. doebeling, and c. r. farrar, “application of the strain energy damage detection method to plate-like structures,” *j sound vib*, vol. 224, no. 2, 1999, doi: 10.1006/jsvi.1999.2163.
- [120] d. whitley, “a genetic algorithm tutorial,” *stat comput*, vol. 4, no. 2, 1994, doi: 10.1007/bf00175354.
- [121] goldberg, “genetic algorithms in search, optimization, and machine learning,” *choice reviews online*, vol. 27, no. 02, 1989, doi: 10.5860/choice.27-0936.
- [122] t. alam, s. qamar, a. dixit, and m. benaida, “genetic algorithm: reviews, implementations and applications,” 2021. doi: 10.3991/ijep.v10i6.14567.
- [123] r. astroza, a. alessandri, and j. p. conte, “finite element model updating accounting for modeling uncertainty,” in *conference proceedings of the society for experimental mechanics series*, 2020. doi: 10.1007/978-3-030-12075-7_24.

Anexo A

En la Figura A1 se puede observar los planos de la estructura utilizada para la comprobación del método propuesto.

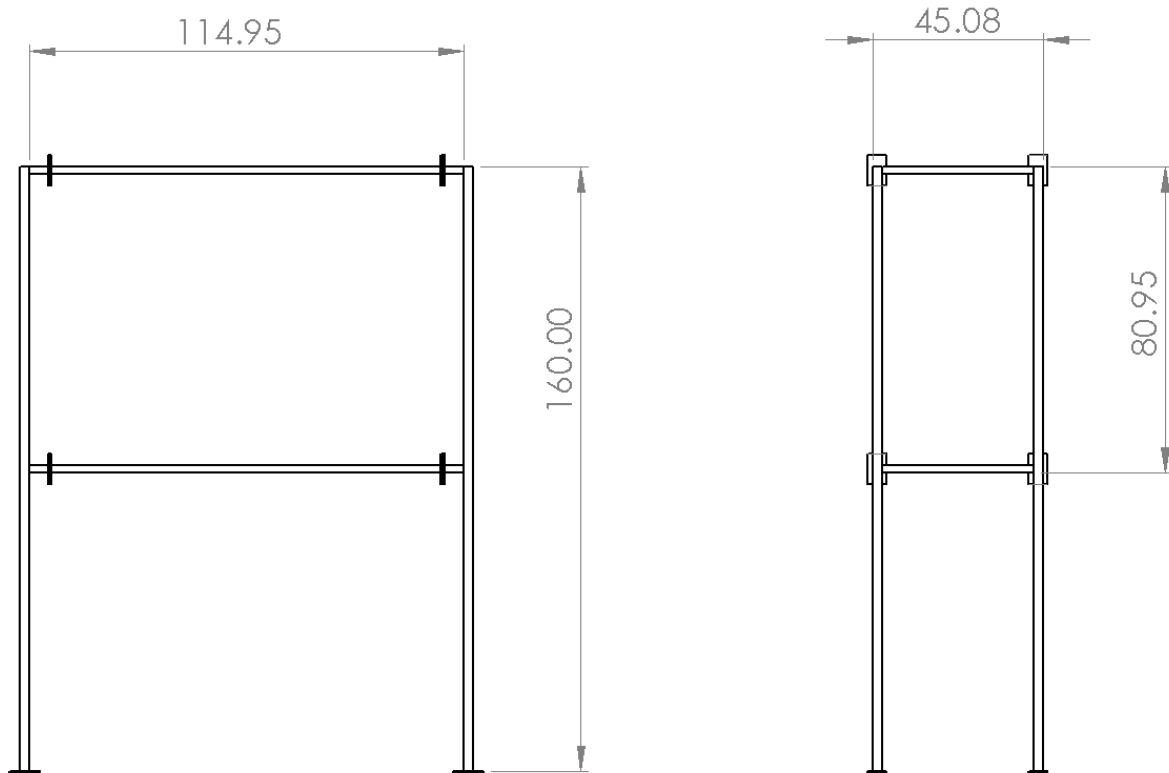


Figura. A1. Dimensiones de la estructura, todas las medidas están dadas en centímetros.

En la Figura A2 se muestra el tipo de unión empleada en la estructura de pruebas. Este tipo de unión se caracteriza por ser resistente a momentos, evitando así la falla en la misma.

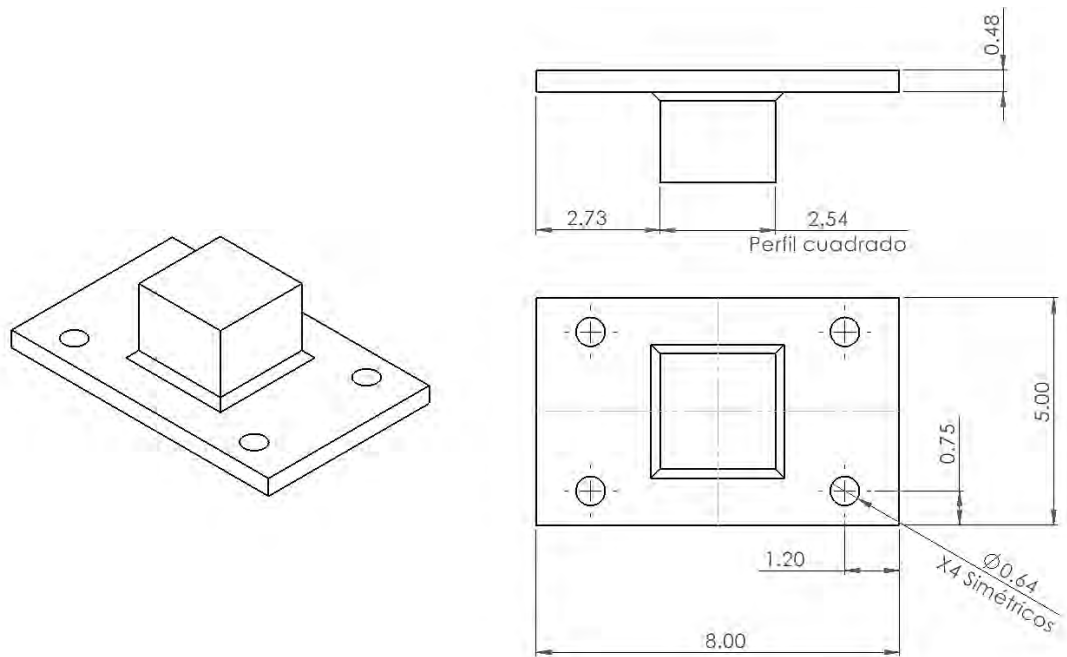


Figura. A2. Unión atornillada tipo placa frontal. Todas las medidas están dadas en cm.

En las siguientes líneas se describen los códigos generados en MATLAB para el método de identificación de daños y la representación de la estructura.

Anexo B

Código 1: Representación del modelo real en EF.

```
%% Datos de entrada para la estructura de 24 Elementos
DATA= importdata('24elementosA.csv');           % Importar datos de los elementos
modos_experimentales=importdata('ModosDet.csv'); %vector de datos experimentales
frecuencias_experimentales=importdata('freqDet.txt'); % Vector de frecuencias experimentales
Data_Elementos=DATA.data;                       % acceder a los datos de los elementos
Cromosoma=Data_Elementos(:,1:6);                % Obtener columnas de la matriz elementos
[Elementos,n]=size(Cromosoma);                  % Definir el tamaño de la matriz cromosoma
Nodos=Data_Elementos(:,7:8);                   % Información de loa conectividad
modos_identificados=3;                         % Numero de modos que se identificaron experimentalmente
gdl_por_nodo = 3;                             % grados de libertad por nodo
GDL = Elementos*gdl_por_nodo ;
lamda_exp=zeros(modos_identificados,1);
for ui=1:modos_identificados
    lamda_exp(ui,1)=(frecuencias_experimentales(ui)*2*pi)^2;
end
% Vector lamda de frecuencias experimentales
% Grados de libertad
masa_puntual=0.370;                           % Masa extra de las conexiones
Posicion_masas=[25 26 28 29 49 50 52 53];      % Vector de posiciones de las masas concentradas
gdl_interes=[1 4 7 10 13 16 19 22 25 28 31 34 37 40 43 46]; % gdl de interés

%% Programa Para Determinar Frecuencias y Modos

Ke = cell(Elementos, 1);                      % Usar una celda para almacenar las matrices de rigidez
Me=cell(Elementos, 1);                       % Usar una celda para almacenar las matrices de masa

%% Matriz de masas concentradas
M_concentrada=zeros(GDL);                    % crear una matriz de ceros
for i=1:length(Posicion_masas)
    M_concentrada(Posicion_masas(i),Posicion_masas(i))=masa_puntual; % Colocar las masas
    concentradas en las posiciones
end
Mconcentrada=M_concentrada(7:GDL,7:GDL); % Eliminar los grados de libertad restringidos del 1 al 6

%% Construir las matrices de rigidez para cada elemento de la estructura
for i = 1:Elementos
    % Propiedades
    Area=4*individuo(i,5)*(individuo(i,4)-individuo(i,5));
```

```

Inercia=(1/12)*(individuo(i,4)^4-(individuo(i,4)-2*individuo(i,5))^4);
Longitud=individuo(i,1);
Modulo=individuo(i,2);
Masa=individuo(i,3)*Area;
Angulo=individuo(i,6);
% Matriz de rigidez del elemento en coordenadas locales
K_local = [Modulo * Area / Longitud, 0, 0, -Modulo * Area/ Longitud, 0, 0;
           0, 12 * Modulo * Inercia / Longitud^3, 6 * Modulo * Inercia / Longitud^2, 0, -12 * Modulo * Inercia/
Longitud^3, 6 * Modulo * Inercia / Longitud^2;
           0, 6 * Modulo * Inercia / Longitud^2, 4 * Modulo * Inercia / Longitud, 0, -6 * Modulo*Inercia /
Longitud^2, 2 * Modulo* Inercia / Longitud;
           -Modulo * Area / Longitud, 0, 0, Modulo * Area / Longitud, 0, 0;
           0, -12 * Modulo * Inercia/ Longitud^3, -6 * Modulo * Inercia / Longitud^2, 0, 12 * Modulo * Inercia/
Longitud^3, -6 * Modulo* Inercia / Longitud^2;
           0, 6 * Modulo * Inercia / Longitud^2, 2 * Modulo * Inercia / Longitud, 0, -6 * Modulo *Inercia /
Longitud^2, 4 * Modulo * Inercia / Longitud];
% Matriz de masa del elemento en coordenadas locales
M_local=((Masa*Longitud)/420)*[140, 0, 0, 70, 0, 0;
                                0, 156, 22*Longitud, 0, 54, -13*Longitud;
                                0 22*Longitud, 4*Longitud^2, 0, 13*Longitud, -3*Longitud^2;70, 0, 0, 140, 0, 0;
                                0, 54, 13*Longitud, 0, 156, -22*Longitud;
                                0, -13*Longitud, -3*Longitud^2, 0, -22*Longitud, 4*Longitud^2];
% Matriz de transformación
M_transf = [cos(Angulo), sin(Angulo), 0, 0, 0, 0; -sin(Angulo), cos(Angulo), 0, 0, 0, 0; 0, 0, 1, 0, 0, 0; 0, 0,
0, cos(Angulo), sin(Angulo), 0; 0, 0, 0, -sin(Angulo), cos(Angulo), 0; 0, 0, 0, 0, 0, 1];
% Matrizces de rigidez y masa del elemento en coordenadas globales
Ke{i} = M_transf' * K_local * M_transf;
Me{i}= M_transf' * M_local * M_transf;
end

%% Ensamblar las matrices locales en una matriz global
K_global = zeros(GDL);
M_global=zeros(GDL);
% Iterar a través de cada elemento
for i = 1:Elementos
    % Obtener los grados de libertad globales asociados a los nodos del elemento
    nod_elem = Nodos(i,:); % Las columnas 7 y 8 contienen los nodos
    gdl_glob = zeros(1, gdl_por_nodo * length(nod_elem));
    for j = 1:length(nod_elem)
        nodo_actual = nod_elem(j);
        gdl_nodo = (nodo_actual - 1) * gdl_por_nodo + 1;
        gdl_glob((j-1)*gdl_por_nodo + 1:j*gdl_por_nodo) = gdl_nodo:gdl_nodo + gdl_por_nodo - 1;
    end
end

```

```

    % Ensamblar la matriz de rigidez local en la matriz global
    K_global(gdl_glob, gdl_glob) = K_global(gdl_glob, gdl_glob) + Ke{i};
    M_global(gdl_glob, gdl_glob) = M_global(gdl_glob, gdl_glob) + Me{i};
end

%% Obtener las frecuencias naturales y los vectores modales
KG=K_global(7:GDL,7:GDL);           % Eliminamos los grados de libertad restringidos
MP=M_global(7:GDL,7:GDL);           % Eliminamos los grados de libertad restringidos
MG=MP+Mconcentrada;                 % Sumamos los efectos de las masas concentradas a la matriz
gdl_final=length(KG);

% Calcular las frecuencias naturales
[modos_random, frecuencias_random] = eig(KG, MG);
[lamda,~]=sort(diag(frecuencias_random));
Frecuencias_Hz= sqrt(diag(frecuencias_random))/(2*pi);
[Frecuencias_Hz,orden]=sort(Frecuencias_Hz);
modos=modos_random(:,orden);
freq_real=isreal(Frecuencias_Hz);
modos_real=isreal(modos);

%% Normalizar modos
modos_nom=zeros(gdl_final,gdl_final);
for i=1:gdl_final
    ck=sqrt(modos(:,i)*MG*modos(:,i));
    modos_nom(:,i)=modos(:,i)/ck;
end

%% SELECCIONAR GDL EN LOS MODOS
modos_seleccionados=cell(modos_identificados,1); % crear celdas para los modos seleccionados
Mot=zeros(length(gdl_interes),1); % matriz auxiliar para seleccionar los desplazamientos en los gdl
seleccionados
for i=1:modos_identificados
    for j=1:length(gdl_interes)
        Mot(j,1)=modos_nom(gdl_interes(j),i); % seleccionar los desp en gdl select
    end
    modos_seleccionados{i}=Mot; % ingresar los modos select en la matriz
end

```

Código 2: Datos de configuración de los AG

```
%% DATOS DEL AG
tamano_poblacion=15000; % Tamaño de la población deseada en cada generación
ek=2e-3; % Residuo de las mejores aptitudes
tamano_torneo=tamano_poblacion*0.95; % se toma el 95% de la población para seleccionar padres
modo_cruce=0.2; % Coeficiente para determinar el tipo de cruce
prob_cruce=0.3;
coef1=0.5; %Coeficiente de ponderación para las frecuencias
coef2=1-coef1; % Coeficiente de ponderación para los modos
umbral=100; % Coeficiente que dicta cada que numero de generaciones se evaluara el cambio de
mejores aptitudes
eks=0; % Valor de comparación en X números de generaciones

probabilidad_permutacion=0.1; % Probabilidad de permutación 10%
prob_mutacion=0.1; % Probabilidad de mutación 10%

poblacion=cell(tamano_poblacion,1); % Aquí se almacenan los individuos que forman la población
Cromosoma_mutado=zeros(Elementos,n); % Esta es la matriz que se mutará
Valor=zeros(2,1); % Vector para guardar valores de cambio en las aptitudes cada X generación
% Longitud Modulo Densidad Base Grosor Angulo
rangos=[0.9 1.01; 1 1; 1 1; 0.4 1; 0.98 1; 0.99 1.01]; %Restricciones para las propiedades de los EF
individuos=zeros(Elementos,n); % Matriz auxiliar
```

Código 3: Generar población Inicial

```
%% INICIALIZAR POBLACION
poblacion{1}=Cromosoma; % Asignamos la solución analítica como primer individuo de la población
%% Población Inicial
for ip=2:tamano_poblacion
    elem=randi([1 Elementos]);
    individuos=Cromosoma;
    for pj=1:n
        %RANGO DE VARIACION PARA LA COLUMNA I
        minimo=rangos(pj,1);
        maximo=rangos(pj,2);
        % Genera una matriz de valores aleatorios en el rango especificado
        valores_aleatorios = rand(1) * (maximo - minimo) + minimo;
        % Aplica los valores aleatorios a la columna i de la matriz original
        individuos(elem,pj)= Cromosoma(elem, pj) .* valores_aleatorios;
    end
    poblacion{ip}= individuos;
end
```

Código 4: Evaluar aptitudes

```
%% Función de Aptitud

if freq_real && modos_real == 1 % condición para que los vectores y frecuencias sean reales y no
complejos
    LCO=zeros(length(modos_experimentales),1); % Vector de residuos de las formas modales
    funcion_objetivo=zeros(modos_identificados,1); % Vector de función objetivo
    for i=1:modos_identificados
        for jj=1:length(modos_experimentales)
            LCO(jj,1)=(modos_experimentales(jj,i)-modos_seleccionados{i}(jj))^2; %Residuos de formas
modales
        end
        CEM=sum(LCO); %Suma de los residuos de las formas modales al cuadrado
        CEF=((lamda_exp(i)-lamda(i))/lamda(i))^2; % Error relativo al cuadrado de las frecuencias
        funcion_objetivo(i,1)=coef1*CEF+coef2*CEM; % Función objetivo que evalúa cada modo
    end

    valor_aptitud=sum(funcion_objetivo); % Suma de resultado de la evaluación de todos los modos
en esa generación
else
    valor_aptitud=inf; % Si las formas modales y frecuencias son complejas, la aptitud se toma
como infinito
end
aptitudes(ik,1)=valor_aptitud; % Almacenamiento de las aptitudes
```

Código 5: Operadores genéticos

```
%% Selección de Padres
num_individuos = numel(poblacion);
% Inicializar los padres como vacíos
padre1 = [];
padre2 = [];
aptitud_padre1=inf;
aptitud_padre2=inf;
% Realizar el torneo para seleccionar al padre 1
for i = 1:tamano_torneo
    % Seleccionar un individuo al azar
    k_ind1=randi(num_individuos);
    individuo1 = poblacion{k_ind1};
    aptitud_actual1=aptitudes(k_ind1);
```

```

% Si padre1 está vacío o el candidato es mejor que padre1, actualízalo
if isempty(padre1) || aptitud_actual1 < aptitud_padre1
    padre1 = individuo1;
    aptitud_padre1=aptitud_actual1;
end
end

% Realizar el torneo para seleccionar al padre 2
for i = 1:tamano_torneo
    % Seleccionar un individuo al azar
    k_ind2=randi(num_individuos);
    individuo2 = poblacion{k_ind2};
    aptitud_actual2=aptitudes(k_ind2);
    % Si padre1 está vacío o el candidato es mejor que padre1, actualízalo
    if isempty(padre2) || aptitud_actual2 < aptitud_padre2
        padre2 = individuo2;
        aptitud_padre2=aptitud_actual2 ;
    end
end

```

%% Cruce de padres

select_modos_cruce=rand(); %Generar un numero aleatorio para ver cual tipo de cruce se realiza.

% Cruce vertical

```

if select_modos_cruce>modos_cruce
    punto_cruce = randi([1, Elementos]);
    hijo= [padre1(1:punto_cruce,:); padre2(punto_cruce+1:end,:)];    %Cruzar a los padres

```

% Cruce Horizontal

```

else
    punto_cruce = randi([1, n]);
    hijo = [padre1(:,1:punto_cruce), padre2(:,punto_cruce+1:end)];    %Cruzar a los padres
end

```

%% Mutación De un solo elemento de la matriz

rn=rand(); % Se genera un numero aleatorio entre 0 y 1

hijo_mutado=hijo;

if rn < probab_mutacion

```

    jh=randi([1 Elementos]);

```

```

    for ik=1:n

```

```

        % Obtiene el rango de variación para la columna i

```

```

        minimo = rangos(ik, 1);

```

```

    maximo = rangos(ik, 2);
    % Genera una matriz de valores aleatorios en el rango especificado
    valores_aleatorios = rand(1) * (maximo - minimo) + minimo;
    % Aplica los valores aleatorios a la columna i de la matriz original
    hijo_mutado(jh,ik)= hijo(jh, ik) .* valores_aleatorios;
end
end

%% Permutacion
pr=rand(); % se genera un numero aleatorio para comprobar si se realiza la permutación
vector_permutacion=randi([1 Elementos],1,Elementos);
hijo_permutado=hijo_mutado;
if pr<probabilidad_permutacion
    for ig=1:Elementos
        hijo_permutado(ig,:)=hijo_mutado(vector_permutacion(ig,:));
    end
end
end

```

Código 6: Estructura del AG

```

while mejor_apitud>ek      % Ciclo while

    %% EVALUAR LAS APTITUDES
    for ik=1:tamano_poblacion
        individuo=poblacion{ik};    % Se hace que la variable individuo sea igual al cromosoma inicial
        DetModos;                    % Programa que obtiene frecuencias y modos
        funaptitud;                  % Programa para Obtener las Aptitudes
        aptitudes(ik,1)=valor_apitud;    % Almacenamiento de las aptitudes
    end

    %% ENCONTRAR EL MEJOR INDIVIDUO DE LA GENERACIÓN ACTUAL
    [mejor_apitud_generacion, indice_mejor] = min(aptitudes);    %Aquí se guarda la menor de
    todas las aptitudes obtenidas
    if mejor_apitud_generacion <mejor_apitud    %Aquí se compara la mejor aptitud
    global con la de la generacion
        mejor_solucion = poblacion{indice_mejor};    % Si es mejor que la global se
    guardara en el siguiente vector
        mejor_apitud = mejor_apitud_generacion;    % Se guarda la mejor aptitud
    end
end

```

```

%% CRITERIO DE CONVERGENCIA
if generacion>10 % Se empieza a monitorear esta secuencia a partir de 10 generaciones
    if mod(generacion,umbral)==0
        Valor(1)=Valor(2); % Almacena la mejor aptitud de la generación pasada
        Valor(2)=mejor_apitud; % Almacena la mejor aptitud de la generación actual
        convergencia=Valor(2)-Valor(1); % Se restan ambos valores para revisar si hay cambio
    en la mejor aptitud
        if convergencia==eks
            break % si no existe cambio en la mejor aptitud durante N número de generaciones se
detiene el programa
        end
    end
end

%% OPERADORES GENETICOS
nueva_poblacion =cell(tamano_poblacion,1); % Se crea nuevas celdas para guardar la nueva población
[];
for iw=1:tamano_poblacion
    % Se seleccionan los padres
    seleccionPadres;
    %ELEGIR EL MODO DE CRUCE
    PronC=rand(); % Numero aleatorio para la probabilidad de cruce
    if PronC<prob_cruce % se revisa si la probabilidad de cruce se cumple
        cruceAG; % se cumple lo anterior, se realiza el cruce
    else % Si no se cumple la condición entonces...
        if aptitud_padre1 < aptitud_padre2 % Se revisa cuál de los dos padres tiene la mejor aptitud
            hijo=padre1; % si es el padre 1, se selecciona el padre 1
        else
            hijo=padre2; % En caso contrario se selecciona el padre2
        end
    end
    % REALIZAR MUTACION
    mutacionAG;
    % REALIZAR PERMUTACION
    permutacionAG;
    % NUEVA POBLACION
    nueva_poblacion{iw}= hijo_permutado;
end
%% ACTUALIZAR LA POBLACIÓN
poblacion = nueva_poblacion;
% Guardar la mejor aptitud de la generación
Apt(generacion,1)=mejor_apitud;

```

```

    generacion=generacion+1;
end

```

Código 7: Graficas

%% INDICE DE DAÑO

```

K_AG=zeros(Elementos,1);
K_real=zeros(Elementos,1);
for irp=1:Elementos
    Inercia_ag=(1/12)*(mejor_solucion(irp,4)^4-(mejor_solucion(irp,4)-2*mejor_solucion(irp,5))^4);
    K_AG(irp,1)=mejor_solucion(irp,2)*Inercia_ag;
    Inercia_real=(1/12)*(Cromosoma(irp,4)^4-(Cromosoma(irp,4)-2*Cromosoma(irp,5))^4);
    K_real(irp,1)=Cromosoma(irp,2)*Inercia_real;
end

```

```

vector_elementos=1:Elementos;
Dif_K=abs(K_real-K_AG);
[valor_max, pos_elem]=max(Dif_K);
ID=zeros(length(K_real),1);
PorcentajeK=zeros(length(K_real),1);

for jj=1:length(K_real)
    PorcentajeK(jj,1)=Dif_K(jj)/K_real(jj)*100;
    ID(jj,1)=(PorcentajeK(jj,1))/(100-40);
end

```

% Grafica: Comparación de las rigideces

```

subplot(2,2,1)
bar(vector_elementos,K_real,0.4,'r')
hold on
bar(vector_elementos,K_AG,0.4,'b')
grid on
title('Elements Stiffness')
legend('Real Stiffness','AG Stiffness')
xlabel('Element')
ylabel('Stiffness [N*m2]')

```

% Grafica: Rigidez residual del elemento dañado

```

subplot(2,2,2)
bar(vector_elementos,Dif_K,0.4,'b')
title('Residual Stiffness');
xlabel('Element');
ylabel('Magnitude [N*m2]');

```

```

ylim([0 5000]);
grid on
% Grafica: Comparación de la rigidez del elemento dañado
subplot(2,2,3)
bar(vector_elementos,PorcentajeK,0.4,'b')
grid on
ylim([0 110])
title('% Stiffness Reduction of the Elements ')
xlabel('Element')
ylabel('Percentage %')
% Grafica: Índice de daño
subplot(2,2,4)
bar(vector_elementos,ID,0.4,'b')
grid on
ylim([0 1.2])
title('Damage Index (DI)')
xlabel('Element')
ylabel('DI')

% Añadir incisos a cada gráfico
annotation('textbox', [0.29 0.48 0.05 0.05], 'String', 'a)', 'EdgeColor', 'none', 'FontSize', 12, 'FontWeight',
'bold');
annotation('textbox', [0.73 0.48 0.05 0.05], 'String', 'b)', 'EdgeColor', 'none', 'FontSize', 12, 'FontWeight',
'bold');
annotation('textbox', [0.29 0.01 0.05 0.05], 'String', 'c)', 'EdgeColor', 'none', 'FontSize', 12, 'FontWeight',
'bold');
annotation('textbox', [0.73 0.01 0.05 0.05], 'String', 'd)', 'EdgeColor', 'none', 'FontSize', 12, 'FontWeight',
'bold');

```