



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**CÁLCULO DE FACTORES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO POR FATIGA
DE TORRES DE AEROGENERADORES**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTORA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
INDIRA INZUNZA ARAGÓN

TUTORES PRINCIPALES
DRA. SONIA E. RUIZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. JAIME GARCÍA PÉREZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., JUNIO 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto
Secretario: Dr. Roberto Gómez Martínez
1^{er} Vocal: Dra. Sonia E. Ruiz Gómez
2^{do} Vocal: Dr. Adrián Pozos Estrada
3^{er} Vocal: Dr. Jaime García Pérez

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería de la UNAM.

TUTORES DE TESIS:

Dra. Sonia E. Ruiz Gómez

Dr. Adrián Pozos Estrada

FIRMA

FIRMA

Para Adriana, Paty y Juan, no hay manera de retribuirles el inmenso cariño, confianza y apoyo incondicional.

Especialmente para Edmundo, este logro es compartido, gracias por creer siempre en mí.

«E 'Onipa'a i ka 'imi na'auao »

(Sea firme en la búsqueda del conocimiento)

Reina Lili'uokalani (1838-1909)

AGRADECIMIENTOS

Principalmente a la Universidad Nacional Autónoma de México y al Instituto de Ingeniería por las facilidades e instalaciones brindadas para este trabajo de investigación, así como en mi personal proceso de aprendizaje.

A la Dra. Sonia E. Ruiz Gómez, quien estuvo a cargo de esta investigación, aunado al apoyo académico y personal incondicional; quien ha sido un gran ejemplo en esta etapa de mi crecimiento personal.

Al Dr. Adrián Pozos Estrada, por sus aportaciones y apoyo académico y personal. Así mismo, al comité tutorial: Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. Roberto Gómez Martínez y Dr. Jaime García Pérez.

Al grupo de investigación de la Dra. Sonia y a los amigos que me acompañaron en este viaje de conocimiento y aprendizaje; les agradezco las experiencias y la ayuda interminable durante todos estos años.

En especial, al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, y al proyecto de investigación DGAPA PAPIIT-IN100320 por el financiamiento otorgado, el cual hizo posible el desarrollo y finalización de esta investigación.

RESUMEN

En esta investigación se aplicó y extendió el método simplificado de Cornell para la evaluación de la confiabilidad estructural de torres de soporte de aerogeneradores, considerando la fatiga en la base, ocasionada por efectos del viento. Alternativamente, se emplearon Redes Neuronales Artificiales (RNA) y Superficies de respuesta para obtener los factores de demanda y de capacidad estructural en función de un nivel de confiabilidad deseado para estructuras sin daño, y considerando diferentes niveles de daño acumulado. Se hizo ver la influencia del daño acumulado en los factores parciales de seguridad y en el factor de confianza.

En la primera parte de este trabajo se describe la metodología propuesta para obtener la respuesta estructural de las torres de soporte considerando el daño acumulado debido al viento. Para ello, se realizan simulaciones numéricas de fuerzas del viento, las cuales se emplean en Análisis Dinámicos Incrementales No lineales, tomando el desplazamiento en la punta de la torre como parámetro estructural. El daño en la base de la torre se caracteriza mediante un modelo de daño acumulado no lineal mediante la reducción del espesor de la torre. Este modelo se emplea en la segunda y en la tercera parte de este trabajo donde se toma en cuenta el daño en la estructura.

En la segunda parte se propone una metodología para obtener: 1) los factores parciales de seguridad (factor de capacidad y de demanda estructural), 2) el índice de confiabilidad y 3) el factor de confianza de las torres de soporte de aerogeneradores, considerando el daño acumulado. La metodología se basa en modificar el método simplificado de Cornell para tomar en cuenta la variación de la capacidad estructural y del parámetro de demanda en función de daño acumulado.

Finalmente, en la tercera parte se emplean RNA y Superficies de Respuesta como un método alternativo al método modificado simplificado de Cornell. Ambas representan un método aproximado y sencillo para obtener los factores de demanda y de capacidad estructural, así como el índice de confiabilidad, de diferentes modelos de torres de soporte considerando diferentes niveles de daño (0%, 5%, 25%, 50% y 75%). Para esto se emplean únicamente las características geométricas de la torre de soporte, el período estructural y la fuerza lateral del viento asociada a la velocidad de diseño. En esta sección se muestra la influencia del daño acumulado en la variación de la confiabilidad estructural.

ABSTRACT

In this research, the simplified Cornell method was applied and extended in the evaluation of the structural reliability of wind turbine support towers considering the fatigue at the base caused by the effects of the wind. Alternatively, Artificial Neural Networks (ANN) and Response surfaces were used to obtain structural capacity and demand factors based on a desired level of reliability. The influence of the accumulated damage on the partial safety factors and the reliability factor is shown.

The first part of this work describes the methodology used to obtain the structural response of the support towers, considering the accumulated damage due to wind effects. For this, numerical simulations of wind forces are carried out, which are used in Nonlinear Incremental Dynamic Analysis, taking the displacement at the top of the tower as the structural parameter. The damage at the base of the tower is characterized by a non-linear cumulative damage model through the reduction of the thickness at the tower's base. This model is used in the second and in the third parts of this work where damage to the structure is considered.

In the second part, a methodology to obtain: 1) the partial safety factors (structural capacity and demand factors), 2) the reliability index and 3) the confidence factor of the wind turbine support towers considering accumulated damage, is proposed. The methodology is based on modifying the simplified Cornell method in order to take into account the variation of the structural capacity and the demand parameter as a function of accumulated damage.

Finally, in the third part, ANN and the Response Surfaces method are used as an alternative to the modified Cornell method. Both represent an approximate and simple method to obtain the structural capacity and demand factors, based on a desired level of reliability, of different models of support towers considering different levels of damage (0%, 5%, 25%, 50% and 75%). For this, only the geometric characteristics of the support tower, the structural period and the lateral force of the wind associated with the design speed are used. In this section, the influence of accumulated damage on the variation of structural reliability is shown.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE ABREVIATURAS	xiii
NOMENCLATURA	xiv
INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	xx
JUSTIFICACIÓN	xxii
OBJETIVOS	xxiii
ALCANCES Y LIMITACIONES CORRESPONDIENTES A LOS EJEMPLOS	xxiii
REFERENCIAS DE LA INTRODUCCIÓN	xxiv
PARTE I. RESPUESTA ESTRUCTURAL DE TORRES DE AEROGENERADORES, CONSIDERANDO EFECTOS DE FATIGA	27
1. Obtención de las fuerzas del viento sobre la torre del aerogenerador y las palas	29
1.1 Caracterización del viento	29
1.1.1 Variación de la velocidad del viento con la altura	29
1.1.2 Variación anual de la velocidad del viento	30
1.1.3 Variación de la velocidad del viento debido a eventos huracanados	31
1.2 Cálculo de las fuerzas en la torre	32
1.2.1 Simulación numérica de velocidades de viento	32
1.2.2 Coeficiente de arrastre	33
1.3 Cálculo de las fuerzas en las palas	35
1.3.1 Modelo de Veers	36
1.3.2 Teoría del “Blade Element Momentum”	37
1.3.3 Método simplificado	40
2. Comparación de la respuesta estructural de la torre del aerogenerador	42
2.1 Caso de estudio	42
2.2 Cálculo de fuerzas en la torre	43
2.2.1 Metodología propuesta por la Comisión Federal de Electricidad	43
2.2.2 Simulación numérica de velocidades del viento	45
2.2.3 Dinámica de fluidos computacionales	46

2.3 Comparación de la respuesta estructural. Método estático	47
2.4 Comparación de la respuesta estructural. Método dinámico.....	48
3. Modelos para el cálculo de esfuerzos por fatiga	49
3.1 Modelo de daño acumulado no lineal	49
3.2 Conteo de esfuerzos	52
4. Respuesta estructural considerando daño acumulado	54
4.1 Velocidades de viento	55
4.2 Fuerzas en la torre y en las palas.....	55
4.3 Análisis dinámico transitorio	55
4.4 Conteo de esfuerzos	56
4.5 Simulación de velocidades de viento estacionario y huracán	57
4.6 Análisis de fatiga.....	57
4.7 Determinación de los niveles de daño.....	59
4.8 Determinación de la capacidad estructural.....	59
5. Conclusiones de la Parte I.....	62
Referencias de la Parte I.....	63
PARTE II CÁLCULO DE LA CONFIABILIDAD EVOLUTIVA APLICADA A INGENIERÍA DE VIENTO, MEDIANTE UN ANÁLISIS SIMPLIFICADO	67
1. Confiabilidad estructural en Ingeniería de Viento.....	68
2. El método simplificado modificado de Cornell	69
2.1 Número esperado de fallas considerando la variación en el tiempo de la capacidad estructural y de la demanda estructural.....	70
2.2 Factores de demanda y capacidad en función del daño acumulado	72
3. Metodología para evaluar la confiabilidad estructural en función del daño acumulado	74
4. Aplicación de la metodología propuesta	76
4.1 Fuerzas del viento	77
4.1.1 Fuerzas del viento en la estructura de soporte.....	77
4.1.2 Fuerzas del viento en el rotor	77
4.2 Análisis de fatiga.....	77
4.3 Caracterización de la demanda estructural y de la capacidad estructural	78
4.3.1 Demanda estructural.....	78
4.3.2 Capacidad estructural	79
4.4 Análisis de confiabilidad.....	80
4.4.1 Número esperado de fallas	80

4.4.2 Factores evolutivos de demanda estructural y de capacidad estructural	81
5. Conclusiones de la Parte II.....	86
Referencias de la Parte II	87
PARTE III REDES NEURONALES ARTIFICIALES Y SUPERFICIES DE RESPUESTA APLICADAS AL CÁLCULO DE FACTORES PARCIALES DE SEGURIDAD	90
1. Generalidades de las Redes Neuronales Artificiales	92
2. Generalidades sobre el Método de las Superficies de Respuesta	93
3. Estudio paramétrico de la confiabilidad de torres de aerogeneradores usando RNA, Método de Superficies de respuesta y el método simplificado modificado de Cornell sin considerar daño acumulado	94
3.1 Análisis paramétrico de estabilidad y pandeo de las torres	95
3.2 Análisis de confiabilidad, considerando que no existe daño en la estructura.....	97
3.3 Método de Superficies de respuesta	98
3.4 Redes Neuronales Artificiales (RNA).....	100
3.5 Comparación de resultados	101
3.5.1 Superficies de respuesta	101
3.5.2 Redes Neuronales Artificiales	107
4. Estudio paramétrico de la confiabilidad de torres de aerogeneradores usando RNA, Método de Superficies de respuesta y el método simplificado modificado de Cornell, considerando daño acumulado	113
4.1 Caracterización del daño en función de la altura y el período	113
4.2 Factores de modificación en función del daño acumulado	117
4.3 Aplicación de MSR para estructuras con daño acumulado	122
4.4 Aplicación de RNA para estructuras con daño acumulado	124
4.4.1 Factores de modificación para el factor de capacidad estructural	124
4.4.2 Factores de modificación para el factor de demanda estructural.....	127
4.4.3 Factores de modificación para el índice de confiabilidad estructural	129
5. Conclusiones de la Parte III	135
Referencias de la Parte III	137
APORTACIONES.....	139
ANEXO A	141
ANEXO B	150
ANEXO C.....	156

LISTA DE TABLAS

PARTE I

Tabla 1.1 Parámetros de velocidad de viento para diferentes tipos de terreno [32].....	30
Tabla 1.2 Características de la torre del aerogenerador	42
Tabla 1.3 Cargas gravitacionales del aerogenerador.....	43
Tabla 1.4 Características de las palas del aerogenerador	43
Tabla 1.5 Resultado del conteo de esfuerzos para una simulación de velocidades de viento.....	56
Tabla 1.6 Parámetros utilizados para la distribución Weibull bimodal.....	57
Tabla 1.7 Parámetros para simular eventos huracanados.....	57
Tabla 1.8 Reducción del espesor de acuerdo con el nivel de daño	59

PARTE II

Tabla 2.1 Características del aerogenerador.....	77
Tabla 2.2 Factores parciales de seguridad, factor de confianza y nivel de confianza en función del daño acumulado	82

PARTE III

Tabla 3.1. Características de los modelos de estudio	96
Tabla 3.2 Variables de entrada utilizadas en superficies de respuesta.	98
Tabla 3.3 Coeficiente de determinación para el factor de capacidad estructural.	99
Tabla 3.4 Coeficiente de determinación para el factor de demanda estructural.....	99
Tabla 3.5 Coeficiente de determinación para el índice de confiabilidad estructural.....	100
Tabla 3.6 Coeficiente de determinación, R^2 , de RNA.....	100
Tabla 3.7 Error cuadrático medio, ECM, de las RNA	100
Tabla 3.8 Resultados intermedios del entrenamiento de la RNA para predecir el factor de capacidad.	101
Tabla 3.9 Características de los tres modelos de verificación.....	107
Tabla 3.10 Variables de entrada utilizadas en las RNA.	107
Tabla 3.11 Valores de R^2 y ECM de RNA entrenadas para el cálculo del factor de capacidad.....	107
Tabla 3.12 Valores de R^2 y ECM de RNA entrenadas para el cálculo del factor de demanda	109
Tabla 3.13 Valores de R^2 y ECM de RNA entrenadas para el cálculo del índice de confiabilidad.	110
Tabla 3.14 Comparación de la mediana del factor de capacidad estructural.	111
Tabla 3.15 Comparación de la mediana del factor de demanda estructural.	111
Tabla 3.16 Comparación del índice de confiabilidad estructural.	111
Tabla 3.17 Comparación de resultados de la mediana del análisis de fatiga para el modelo 70-14.	116
Tabla 3.18 Comparación de resultados de la mediana del análisis de fatiga para el modelo 75-16.	116
Tabla 3.19 Comparación de resultados de la mediana del análisis de fatiga para el modelo 80-16.	117
Tabla 3.20 Constantes para el factor de modificación del factor de capacidad.	123
Tabla 3.21 Constantes para el factor de modificación del factor de demanda.	123
Tabla 3.22 Constantes para el factor de modificación del índice de confiabilidad.	123

Tabla 3. 23 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de capacidad (Modelo 70-14).	125
Tabla 3.24 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de capacidad (Modelo 75-16).	125
Tabla 3.25 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de capacidad (Modelo 80-16).	125
Tabla 3.26 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de demanda (Modelo 70-14).	127
Tabla 3.27 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de demanda (Modelo 75-16).	128
Tabla 3.28 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de demanda (Modelo 80-16).	128
Tabla 3.29 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el índice de confiabilidad (Modelo 70-14).	130
Tabla 3.30 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el índice de confiabilidad (Modelo 75-16).	130
Tabla 3.31 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el índice de confiabilidad (Modelo 80-16).	131

LISTA DE FIGURAS

PARTE I

Figura 1.1. Coeficientes de arrastre de estructuras cilíndricas en función del número de Reynolds, Re. Figura tomada de la referencia [39].	34
Figura 1.2. Coeficiente de arrastre calculados de acuerdo con el CICIND y con el MDOC.	35
Figura 1.3. Discretización anular de las palas [12].	37
Figura 1.4. Diagrama del flujo del viento en el rotor [12].	38
Figura 1.5 Localización del punto con mayor ángulo de arrastre en un perfil alar.	41
Figura 1.6. Comparación de FDPE teórica y simulada	45
Figura 1.7. Presiones en la torre del aerogenerador para una velocidad de 50 m/s.....	47
Figura 1.8. Comparación de desplazamientos CFD vs. MDOC-CFE Estático.	48
Figura 1.9. Comparación de desplazamientos ARMA vs. MDOC-CFE, calculados con el método dinámico.	48
Figura 1.10. Diagrama de flujo de la metodología para el cálculo del daño acumulado [22].	51
Figura 1.11. Curva S-N para acero S355.....	52
Figura 1.12. Diagrama de flujo correspondiente al cálculo de la capacidad estructural, considerando daño acumulado.	54
Figura 1.13. Ejemplo de fuerza en las palas, correspondiente a una velocidad de 25 m/s.....	55
Figura 1.14 Daño acumulado en la base de la torre, para diferentes números de ciclos a la falla. ...	58
Figura 1.15 Mediana del daño acumulado.	58
Figura 1.16 Curvas de capacidad obtenidas de ADIs para diferentes niveles de daño: a) sin daño, b) 5%, c) 15% y d) 70%.	60
Figura 1.17 Capacidad media asociada a diferentes niveles de daño.....	60
Figura 1.18 Desviación estándar del desplazamiento asociado a la capacidad media.	61
Figura 1.19 Desviación estándar de la demanda asociada al estado límite de colapso.	61

PARTE II

Figura 2.1 Metodología propuesta para evaluar la confiabilidad considerando daño estructural acumulado	76
Figura 2.2 Variación de la demanda considerando el nivel de daño.	78
Figura 2.3 Ajuste del parámetro de demanda estructural.....	79
Figura 2.4 Caracterización de la degradación de la capacidad estructural.	79
Figura 2.5 Caracterización del peligro eólico para una velocidad de viento esperada.....	80
Figura 2.6 Tasa media anual de fallas en función del daño acumulado	81
Figura 2.7 Variación del índice de confiabilidad en función del daño acumulado	81
Figura 2.8 Comparación del factor de capacidad obtenido en este estudio y los propuestos en códigos internacionales.....	82
Figura 2.9 Comparación del factor de demanda obtenido en este estudio y los propuestos en códigos internacionales.....	83
Figura 2.10 Evolución del factor de confianza en el tiempo.....	83
Figura 2.11 Comparación del factor de confianza en el tiempo, este estudio vs. normativa internacional, sin considerar variación en la capacidad estructural.	84
Figura 2.12 Comparación del factor de confianza en función del daño acumulado.	85

PARTE III

Figura 3.1. Esquema de una neurona artificial.	92
Figura 3.2. Metodología propuesta para estimar valores de factores de demanda y capacidad estructural.	95
Figura 3.3 Factor de capacidad vs índice de confiabilidad y periodo de vibración estructural.	102
Figura 3.4 Desviación estándar del factor de capacidad vs índice de confiabilidad y período estructural.	102
Figura 3.5 Factor de demanda vs índice de confiabilidad y periodo de vibración estructural.	103
Figura 3.6 Desviación estándar del factor de demanda vs índice de confiabilidad y período estructural.	103
Figura 3.7 Factor de capacidad estructural vs altura y periodo estructural, correspondiente a $\beta=3.4$	104
Figura 3.8 Desviación estándar del factor de capacidad vs altura y período estructural, correspondiente a $\beta=3.4$	104
Figura 3.9 Factor de demanda estructural vs altura y periodo estructural, correspondiente a $\beta=3.4$	105
Figura 3.10 Desviación estándar del factor de demanda vs altura y período estructural, correspondiente a $\beta=3.4$	105
Figura 3.11 Índice de confiabilidad vs periodo de vibración estructural y altura de la torre.	106
Figura 3.12 Desviación estándar del índice de confiabilidad vs período estructural y altura de la torre.	106
Figura 3.13 Representación de la RNA para predecir el factor de capacidad.	108
Figura 3.14 Factor de capacidad de modelos de verificación.	108
Figura 3.15 Representación de la RNA para predecir el factor de demanda.	109
Figura 3.16 Factor de demanda de los modelos de verificación.	109
Figura 3.17 Representación de la RNA empleada para predecir el índice de confiabilidad.	110
Figura 3.18 Índice de confiabilidad de los modelos de verificación.	110
Figura 3.19 Comparación de la mediana del factor de capacidad.	112
Figura 3.20 Comparación de la mediana del factor de demanda.	112
Figura 3.21 Comparación de resultados para el índice de confiabilidad.	112
Figura 3.22 Mediana del daño acumulado para los modelos de estudio.	114
Figura 3.23 Tiempo en el que ocurre el nivel de daño vs altura y período estructural.	114
Figura 3.24 Desviación estándar del tiempo después de la instalación para determinado nivel de daño.	115
Figura 3.25 Representación de la RNA para predecir el nivel de daño.	116
Figura 3.26 Comparación de la mediana del análisis de fatiga.	117
Figura 3.27 Factor de capacidad vs. período y nivel de daño acumulado.	118
Figura 3.28 Desviación estándar del factor de capacidad vs período y nivel de daño acumulado.	118
Figura 3.29 Factor de demanda vs período y nivel de daño acumulado.	119
Figura 3.30 Desviación estándar del factor de demanda vs período y nivel de daño acumulado.	119
Figura 3.31 Índice de confiabilidad vs período y nivel de daño acumulado.	120
Figura 3.32 Desviación estándar del índice de confiabilidad vs período y nivel de daño acumulado.	120
Figura 3.33 Factor de modificación para el factor de capacidad vs altura de la torre y período.	121
Figura 3.34 Factor de modificación para el factor de demanda vs altura de la torre y período.	122
Figura 3.35 Factor de modificación para el índice de confiabilidad vs altura de la torre y período.	122

Figura 3.36 Representación de la RNA para predecir el factor de modificación para el factor de capacidad con daño acumulado.....	124
Figura 3.37 Comparación de la mediana de los resultados de $\varphi j'$ (Modelo 70-14).....	126
Figura 3.38 Comparación de la mediana de los resultados de $\varphi j'$ (Modelo 75-16).....	126
Figura 3.39 Comparación de la mediana de los resultados de $\varphi j'$ (Modelo 80-16).....	126
Figura 3.40 Representación de la RNA para predecir el factor de modificación para el factor de demanda con daño acumulado.	127
Figura 3.41 Comparación de la mediana de los resultados de $\gamma j'$ (Modelo 70-14).	128
Figura 3.42 Comparación de la mediana de los resultados de $\gamma j'$ (Modelo 75-16).	129
Figura 3.43 Comparación de la mediana de los resultados de $\gamma j'$ (Modelo 80-16).	129
Figura 3.44 Representación de la RNA para predecir el factor de modificación para el índice de confiabilidad con daño acumulado.....	130
Figura 3.45 Comparación de la mediana de los resultados de $\beta j'$ (Modelo 70-14).	131
Figura 3.46 Comparación de la mediana de los resultados de $\beta j'$ (Modelo 75-16).	131
Figura 3.47 Comparación de la mediana de los resultados de $\beta j'$ (Modelo 80-16).	132
Figura 3.48 Comparación del factor de capacidad en función del daño acumulado.	132
Figura 3.49 Comparación del factor de demanda en función del daño acumulado.....	133
Figura 3.50 Comparación del índice de confiabilidad en función del nivel de daño.	133
Figura 3.51 Factor de confianza en función del nivel de daño.....	134
Figura 3.52 Factor de confianza en función de la variación de los factores parciales de seguridad y la mediana de la capacidad estructural.....	134

LISTA DE ABREVIATURAS

ADI's	Análisis Dinámicos Incrementales.
ANN	<i>Artificial Neural Networks.</i>
API	<i>American Petroleum Institute.</i>
ARMA	<i>Auto Regressive Moving Average.</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials.</i>
BEM	<i>Blade Element Momentum.</i>
BR	<i>Bayesian Regularization.</i>
CFD	<i>Computational Fluid Dynamics.</i>
CICIND	<i>Comité International Des Construction Industrielles.</i>
DNV/Riso	<i>Det Norske Veritas/Risø Laboratory.</i>
ECM	Error Cuadrático Medio.
FDPE	Función de Densidad de Potencia Espectral.
FORM	<i>First Order Reliability Method.</i>
GL	<i>Germanischer Lloyd.</i>
IEC 61400-1	Norma 61400-1 de <i>International Electrotechnical Commission.</i>
LM	Levenberg-Marquardt.
MDOC-CFE/MDOCV-2008	Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Viento.
MSR	Método de Superficies de Respuesta.
PBSD	<i>Performance Based Seismic Design.</i>
PBWD	<i>Performance Based Wind Design.</i>
PEER	<i>Pacific Earthquake Engineering Research Center.</i>
RNA	Redes Neuronales Artificiales.
SAC-FEMA	<i>SAC/Federal Emergency Management Agency.</i>
SORM	<i>Second Order Reliability Method.</i>

NOMENCLATURA

PARTE I

α	Ángulo de ataque de la velocidad del viento sobre el perfil alar, (°).
α_z	Exponente de variación.
β	Ángulo de inclinación del perfil alar, (°).
Γ	Función Gamma.
δ_i	Parámetro del modelo de Daño acumulado no lineal en el instante de tiempo $i = 1$.
ε	Vector de ruido blanco.
θ_{km}	Ángulo de fase asociado con el k -ésimo punto de entrada, y la m -ésima componente de frecuencia, (°).
κ	Energía cinética turbulenta, (m ² /s ²).
λ_r	Velocidad específica local de la pala, m/s.
μ_i	Factor de transferencia de esfuerzos consecutivos en el instante de tiempo $i = 1$.
ν	Tasa de ocurrencia de eventos huracanados.
ν_u	Viscosidad cinemática del fluido, (m ² /s).
ρ	Densidad del aire, (kg/m ³).
ϖ	Tasa de disipación de energía, (m ³ /s ³).
σ	Desviación estándar de la velocidad media del viento, (m/s).
σ_{eq}	Esfuerzo equivalente, (Pa).
σ_i	Intervalo de esfuerzos en el instante de tiempo $i = 1$, (Pa).
σ_r	Solidez local del perfil alar, (m).
τ	Temperatura ambiental, (°C).
φ	Ángulo de caudal del afluente, <i>pitch angle</i> . (°).
ω	Presión barométrica, (mm de Mercurio).
Ω	Velocidad de rotación de la turbina, (r.p.m.).
a	Factor de inducción axial.
a'	Factor de inducción rotacional.
A, A_{az}	Área del objeto proyectada en la dirección perpendicular a la dirección del viento, (m ²).

A_i	Matriz de coeficientes del modelo Auto-Regresivo.
b	Número de palas del rotor.
B^2	Respuesta de fondo.
B_i	Matriz de coeficientes del modelo de Media-Movil.
c	Longitud de la cuerda del perfil alar, (m).
c_w	Parámetro de escala de la distribución Weibull.
c_y^2, c_z^2	Coefficientes que toman en cuenta el decaimiento exponencial con la altura.
C	Constante del modelo de turbulencia, igual a 0.09.
C_D, C_d	Coefficiente de arrastre.
$C_{d\text{máx}}$	Coefficiente de arrastre máximo del perfil alar.
C_l	Coefficiente de levantamiento del perfil alar.
$coh(y_i, x_i, y_j, z_j, f)$	Función de coherencia en la frecuencia f .
C_T	Coefficiente de empuje del perfil alar.
D_i	Nivel de daño acumulado que produce el intervalo de esfuerzo σ_i en el instante de tiempo $i = 1$.
f	Frecuencia natural de vibrar de la estructura, (Hz).
f_σ	Frecuencia de ocurrencia del esfuerzo.
F	Factor de corrección de pérdida de energía en las palas.
F_{AD}	Factor de amplificación dinámica.
F_{CFD}	Fuerza de empuje del viento, (N).
$F_D(z, t)$	Fuerza de arrastre del viento, (N).
F_{es}	Fuerza estática del viento, (N).
F_{eq}	Fuerza estática equivalente, (N).
G	Factor de corrección por temperatura y por altura.
$H(f)$	Matriz de transformación.
$I_v(z_s)$	Intensidad de turbulencia a la altura de referencia z_s .
k	Parámetro de forma de la distribución Weibull.
k_p	Factor pico.
K_{re}	Factor de reducción por esbeltez.
$K(t)$	Matriz de correlación espacial.

L	Longitud característica, (m).
Lu	Longitud de escala de turbulencia, (m).
m	Constante del material.
M	Fuerza de torsión del perfil alar, (N).
n_i	Número de ciclos que produce el intervalo de esfuerzo σ_i en el instante de tiempo $i = 1$.
$n_{(i+1)eff}$	Número de ciclos efectivos en el instante de tiempo $i + 1$.
$n_{(i+1)total}$	Número de ciclos totales en el instante de tiempo $i + 1$.
N_i	Número de ciclos a la falla del Intervalo de esfuerzo σ_i en el instante de tiempo $i = 1$.
p	Orden de Auto-Regresión.
p_{max}	Presión máxima generada por el viento en la estructura, (Pa).
p_n	Presión causada por la componente media de la velocidad del viento, (Pa).
q	Orden de Media Movil.
q_z	Presión dinámica de base, (Pa).
r	Distancia del centro del rotor al punto de estudio sobre la pala, (m).
R	Longitud total de la pala, (m).
R^2	Respuesta resonante.
Re	Número de Reynolds.
$S_i(f)$	Función de Densidad de Potencia Espectral.
t	Tiempo, (s).
T	Fuerza de empuje del perfil alar, (N).
$v(z, t)$	Componente turbulenta del viento a cierta altura y tiempo, (m/s).
V	Velocidad total del viento, (m/s).
V_D	Velocidad de diseño, (km/h).
\bar{V}	Velocidad media del viento, (m/s).
$\bar{V}(z)$	Velocidad media del viento a cierta altura, (m/s).
V_{zref}	Velocidad de referencia a la altura del rotor, (m/s).
W	Fuerza resultante del viento en un perfil alar, (N).
x_{Lu}	Altura isotrópica, (m).

y/c	Coordenada vertical del perfil alar normalizada a la longitud de la cuerda.
y_0, z_0	Longitud del parámetro de rugosidad, (m).
z	Altura, (m).
z_{ref}	Altura de referencia, (m).

PARTE II

$\beta(x)$	Índice de confiabilidad evolutivo.
γ_x	Factor de incremento de demanda en función del nivel de daño acumulado x .
$\bar{\eta}_F$	Número esperado de fallas.
$\lambda_{conf x}$	Factor de confianza.
ν_F	Tasa media anual de falla.
$\sigma_{CT x}^2$	Incertidumbres totales relacionadas con la capacidad, (m).
$\sigma_{DT x}^2$	Incertidumbres totales relacionadas con la demanda estructural, (m).
σ_{lnD}^2	Incertidumbres aleatorias de la demanda, (m).
σ_{lnC}^2	Incertidumbres aleatorias de la capacidad, (m).
$\sigma_{\eta_{F,U,x}}$	Medida de dispersión del número esperado de fallas.
σ_{UC}^2	Incertidumbres epistémicas relacionadas con la capacidad, (m).
$\sigma_{UD y}^2$	Incertidumbres epistémicas relacionadas con la demanda estructural, (m).
$v(y)$	Curva de peligro del sitio.
ν_o	Probabilidad de falla anual deseable.
ϕ_x	Factor de reducción de capacidad en función del nivel de daño acumulado x .
$\omega(x, x + \Delta x)$	Factor de corrección para el intervalo $[x, x + \Delta x)$.
a	Parámetro de forma de la demanda.
$a(x)$	Variación del parámetro a en función del daño.
A	Constante de la variación de la mediana de la capacidad estructural.
b	Parámetro de forma de la demanda.
c	Capacidad estructural, (m).

C	Constante de la variación de la mediana de la capacidad estructural.
\hat{C}	Mediana de la capacidad estructural, (m).
$\hat{C}(x)$	Variación de la mediana de la capacidad estructural en función del nivel de daño, x , (m).
\hat{D}	Mediana de la demanda estructural, (m).
$\hat{D}^{v_o x}$	Mediana de la demanda asociada a una probabilidad de falla anual deseable, v_o , dado cierto nivel de daño x , (m).
$E(v_F)$	Tasa esperada anual de excedencia.
$f(\cdot)$	Función de densidad de probabilidad.
F	Constante de la variación del parámetro a .
$G(\cdot \cdot), P(\cdot \cdot)$	Probabilidad condicional.
G	Constante de la variación del parámetro a .
k	Parámetro de forma del peligro ambiental.
$K_{X x}$	Nivel de confianza inherente a la estructura, (%).
$p_{f,T}$	Probabilidad de falla evolutiva.
r	Parámetro de forma del peligro ambiental.
S	Solicitudes ambientales, (m/s).
x	Nivel de daño acumulado, (%).
y	Intensidad de peligro ambiental, (m/s).
$Y_C(x)$	Variación de la capacidad y la demanda estructural en función del daño.

PARTE III

β	Índice de confiabilidad para la estructura sin daño.
β'_j	Factor de modificación para el índice de confiabilidad para el nivel de daño determinado j .
γ	Factor de demanda para la estructura sin daño.
γ'_j	Factor de modificación para el factor de demanda estructural para el nivel de daño determinado j .
φ	Factor de capacidad para la estructura sin daño.

ϕ'_j	Factor de modificación para el factor de capacidad estructural para el nivel de daño determinado j .
A, B_i, C_i, D_{ij}	Coefficientes que se obtienen mediante análisis de regresión.
b_m	Valor de tendencia.
f	Función de transferencia.
\bar{g}	Valor medio de la función g .
m	Número de variables.
n	Número de componentes del vector de salida.
out_i	Vector de valores de salida predichos por la RNA.
out_m	Datos de salida hacia otra neurona o respuestas finales de la RNA.
P	Número total de puntos.
S	Valor normalizado de la variable X .
$t_j,$	Tiempo en el que ocurren los niveles de daño, (años).
w_k	Pesos de la RNA.
x_k	Datos de entrada para una RNA.
X_{max}	Valor máximo del intervalo de la variable X .
X_{min}	Valor mínimo del intervalo de la variable X .
y_i	Vector de valores de salida deseados.

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Desde mediados de los años noventa se ha instalado una modesta cantidad de aerogeneradores en el territorio mexicano; se ha estimado que la República Mexicana tiene un potencial eólico técnico y económico de 12,000 MW al año, el cual pretende ser explotado en el futuro [1]. Para ello, se han propuesto planes de instalar nuevos campos eólicos en Coahuila, Zacatecas, Tamaulipas, Jalisco, Oaxaca, Durango, Baja California, Nuevo León, Puebla, Sonora, Veracruz, Yucatán, Querétaro y San Luis Potosí [1].

Las torres de soporte de acero de los aerogeneradores son estructuras flexibles y esbeltas, con una relación alto/ancho (h/B) mayor que 5, por lo cual se consideran estructuras susceptibles a los efectos dinámicos del viento [2]. Debido a esto, se han presentado fallas en estas estructuras debidas a las fuerzas fluctuantes del viento, provocando colapsos estructurales parciales o totales [3-5]. La falla de la torre de un aerogenerador representa aproximadamente el 5% del total de las causas de las fallas identificadas en los aerogeneradores [6]; su ocurrencia implica la falla total del sistema, generando grandes costos por suspensión de actividades y por reparación, por lo que es necesario asegurar un adecuado nivel de confiabilidad estructural durante su vida útil.

Las fallas estructurales en torres de aerogeneradores que han sido observadas con mayor frecuencia se asocian principalmente con la presencia de grietas ocasionadas por fatiga [7-10], aunque también se presentan otros tipos de fallas, debidas a [8]:

- Pandeo de la torre
- Corrosión
- Problemas dinámicos como vibración excesiva
- Velocidades de viento superiores a las de diseño
- Fallas en subsistemas (palas, rotor, etc).

Debido a lo anterior, los códigos internacionales como el DNV/Risø [11] y el IEC 61400-1 [12], establecen un diseño enfocado en confiabilidad para el diseño de aerogeneradores costa afuera, con importantes contribuciones sobre el cálculo de los factores de seguridad parciales para aerogeneradores que son aplicables a la región europea [13-15].

Por otro lado, el diseño y análisis probabilista de estructuras se ha centrado en obtener la probabilidad de excedencia anual de los niveles de desempeño de *edificios* ante excitaciones sísmicas [16-20]. Posteriormente, esta metodología se ha aplicado a la Ingeniería de Viento, como ejemplo, algunos autores [21-22] han establecido niveles de desempeño para desarrollar el Diseño Eólico Basado en Desempeño (PBWD, por su nombre en inglés: *Performance-Based Wind Design*) en edificios altos. Otros autores han extendido la metodología del Diseño Sísmico Basado en Desempeño al PBWD [23-25]. El PBWD ha sido aplicado a edificios a base de marcos de madera [26], puentes con claros grandes [27] y edificios altos [28,29]. Incluso el PBWD se ha extendido al diseño óptimo de edificios altos [30-32], así como para obtener periodos óptimos de mantenimiento de plataformas marinas tipo “jacket” [33] o para evaluar la confiabilidad estructural en función del tiempo considerando deterioro en el material [34-36].

Así mismo, se han empleado herramientas computacionales como las RNA, algoritmos genéticos y métodos híbridos para obtener la probabilidad de falla de diversas estructuras como puentes, armaduras y marcos planos [37-41], o para optimizar factores de cargas para el diseño de edificios

[42], incluso para maximizar el factor de seguridad de muros de contención [43]; el cálculo de factores de seguridad para presas [44]; para muros de retención [45] y pilotes [46].

Las estructuras generalmente se deterioran con el paso del tiempo, por lo que su confiabilidad se va modificando debido al efecto de la degradación de los materiales que las constituyen [47,48], y al efecto de las acciones externas (provocadas por sismo, por viento, por mareas), etc. Debido a lo anterior es necesario contar con formulaciones sencillas que sirvan para evaluar la manera en que va cambiando la confiabilidad con el paso del tiempo o con el daño estructural que se ha acumulado durante ese tiempo. En particular para fines de diseño y evaluación estructural, interesa contar con herramientas simples para evaluar el cambio que sufren los factores de demanda y de resistencia implícitos en estructuras que presentan daño acumulado a lo largo del tiempo.

JUSTIFICACIÓN

La confiabilidad de los aerogeneradores se ha estudiado principalmente desde el punto de vista eléctrico y de control de la turbina [6, 49-51]; sin embargo, existen pocos estudios relativos a confiabilidad estructural aplicables a las condiciones eólicas, y son mucho menos los estudios relativos a la confiabilidad de torres de aerogeneradores ubicados en la República Mexicana.

En México el aprovechamiento de la energía eólica lleva más de 20 años; sin embargo, a la fecha no se cuenta con una normativa nacional que establezca lineamientos estructurales, mecánicos o técnicos para torres de aerogeneradores ante viento, basados en confiabilidad. El Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Viento de la CFE [2] menciona el método de análisis de las fuerzas equivalentes de viento para el análisis de chimeneas; sin embargo, al aplicarlo en torres de aerogeneradores y comparar los resultados con un análisis dinámico en el tiempo, se han observado diferencias considerables en los resultados relativos al comportamiento estructural [52].

Por otro lado, la información de registros de velocidades del viento de estaciones meteorológicas para el Distrito Federal y para el interior de la República no es pública ni completa para emplearla en los análisis. Por lo que es necesario recurrir al análisis y simulación de señales eólicas con métodos probabilistas (i.e., modelo *ARMA*) o, alternativamente, a la simulación del campo fluido con Dinámica de Fluidos Computacional (CFD, por sus siglas en inglés).

Ante la escasa información relacionada con el comportamiento estructural de torres de aerogeneradores en la República Mexicana, es necesario realizar un análisis basado en confiabilidad y establecer una metodología que permita evaluar las estructuras nuevas y las ya instaladas, con el objetivo de asegurar su confiabilidad durante su vida útil.

Debido a lo anterior, es necesario proponer métodos basados en confiabilidad para establecer factores parciales de seguridad, a manera de garantizar un buen desempeño estructural durante la vida útil de las estructuras.

OBJETIVOS

Los objetivos principales de la presente investigación doctoral son:

Parte I. Comparar la respuesta estructural de un aerogenerador obtenida mediante tres tipos de análisis: 1) Fuerzas simuladas en el tiempo (usando un modelo ARMA “*Auto Regressive Moving Average*”), 2) Dinámica de Fluidos Computacional, y 3) Método de Fuerzas Estáticas Equivalentes según el Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Viento (MDOCV-2008). A partir de la comparación se harán ver las diferencias en las metodologías y se elegirá la más adecuada para el presente estudio.

Parte II. Proponer un criterio para obtener factores de capacidad y de demanda estructural para el diseño por fatiga de torres de aerogeneradores, tales que el diseño tenga un valor de probabilidad de falla anual pre-establecido después de cierto tiempo (i.e., 20 años de vida útil) de que se construya la estructura.

Parte III. Emplear RNA para obtener factores de capacidad y de demanda estructural de torres de aerogeneradores, tales que aseguren un nivel de confiabilidad-que permita una vida útil dentro del lado de la seguridad estructural.

Hacer ver la influencia que tiene del daño acumulado en los factores de demanda y capacidad estructural, así como en la confiabilidad estructural.

Aplicar los desarrollos de la investigación a una torre de aerogenerador de acero, localizada en la región “La Ventosa”, Estado de Oaxaca

ALCANCES Y LIMITACIONES CORRESPONDIENTES A LOS EJEMPLOS

Para el presente estudio se consideran aerogeneradores de eje horizontal con torres de soporte cónicas de acero estructural S355, con un esfuerzo de fluencia de 355 MPa y un módulo de elasticidad de 210 GPa. La densidad del acero se tomó como 8500 kg/m³ con el objetivo de considerar herrajes, accesorios, soldaduras, atiesadores, etc.

Se utilizó un rotor tripala disponible en la literatura. Las características de los componentes del rotor están basadas en la plataforma ALSTOM ECO80 con capacidad de generación de 1.7 a 2.0 MW. Las palas se basan en el modelo LM 42.13 producido por LM GLASFIBER [53]. Para el análisis se considera el rotor en funcionamiento para las velocidades de operación, sin embargo, se considera que las palas no presentan control de cabeceo y el rotor no presenta movimiento horizontal.

Se considera que la dirección del viento es perpendicular al rotor y no se toman en cuenta en cuenta efectos aeroelásticos de desprendimiento de vórtices, cercanía de otras estructuras, ni el efecto de sombra de estela del rotor.

Para el momento en que se llevaron a cabo los análisis, la nueva versión del MDOC-CFE Diseño por Viento [54] no había sido publicada, sin embargo, las consideraciones para el cálculo de fuerzas en la torre de soporte y en el rotor descritas en el apartado correspondiente a aerogeneradores, son compatibles con las empleadas en este estudio.

REFERENCIAS DE LA INTRODUCCIÓN

1. Asociación Mexicana de Energía Eólica “AMDEE” (2015). *El potencial eólico mexicano. Oportunidades y retos en el nuevo sector eólico*. México. Publicación AMDEE. Recuperado de <http://www.amdee.org/amdee-estudios>.
2. Comisión Federal de Electricidad, CFE (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento*. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
3. Valdés Vázquez, J. G., Hernández Martínez, A., Mendoza Pérez, M. y García Soto, A. D. (2014). Colapso de turbinas eólicas en México. Análisis dinámico de interacción viento-estructura usando elementos finitos. En: *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Puerto Vallarta, Jal., noviembre 2014.
4. Chen, X. y Zhong, X. J. (2016). Structural failure analysis of wind turbines impacts by super typhoon Usagi. *Engineering Failure Analysis*, 60, 391-404. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.11.028>
5. Chou, J.-S. y Wan-Ting, T. (2010). Lessons learned from a collapsed wind turbine tower in Taiwan. En: *Internacional Conference on Computing in Civil and Building Engineering*.
6. Tavner, P. J., Xiang J. y Spinato F. (2007). Reliability Analysis for Wind Turbines. *Wind Energy*, 10, 1-18. <https://doi.org/10.1002/we.204>
7. Sørensen, J. D. (2009). Framework for Risk-based Planning of Operation and Maintenance for Offshore Wind Turbines. *Wind Energy*, 12, 493-506. <https://doi.org/10.1002/we.344>
8. Agwandas A., J. (2008). *Maintenance optimization for wind turbines*. Tesis de Doctorado. The Robert Gordon University, Aberdeen, U.K.
9. Ciang, C. C., Lee, J.-R. y Bang, H.-J. (2008). Structural health monitoring for a wind turbine system: a review of damage detection methods. *Measurement Science and Technology*, 19, pp. 1-20. <https://doi.org/10.1088/0957-0233/19/12/122001>
10. Van Der Tempel, J. (2006). *Design of Support Structures for Offshore Wind Turbines*. Tesis de doctorado. Delft University, Netherlands.
11. Det Norske Veritas, y Wind Energy Department Riso Laboratory. (2002). *Guidelines for Design of Wind Turbines* (2nd ed.), Switzerland.
12. International Electrotechnical Commission. (2005). *IEC61400-1 Wind Turbines – Part 1: Design requirements*. Switzerland.
13. Márquez-Domínguez, S., y Sørensen, J.D. (2012). Fatigue reliability and calibration of fatigue design factors for offshore wind turbines. *Energies*, 5, 1816-1834. <https://doi.org/10.3390/en5061816>
14. Veldkamp, H. P. (2008). A probabilistic evaluation of wind turbine fatigue design rules. *Wind Energy*, 11, 655-672. <https://doi.org/10.1002/we.287>
15. Sørensen, J. D. (2015). Reliability assessment of wind turbines. En: *Proceedings of the 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP12*. 2015.
16. Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*;58 (5), 1583-1606.
17. Cornell, C. A., y Krawinkler, H. (2000). Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, 3, 1-3. Obtenido de: <https://apps.peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>
18. Esteva, L., Díaz-López, O., García-Pérez, J., Sierra, G., y Ismael, E. (2002). Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design. *Structural Safety*, 24, 187-204. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00024-3](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00024-3)
19. Yun, S. Y., Hamburger, R. O., Cornell, C.A., y Foutch, D.A. (2002). Seismic performance evaluation for steel moment frames. *Journal of structural engineering*, 128(4), 534-545. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(534\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(534))
20. Krawinkler, H., y Deierlein, G. G. (2014). Challenges towards achieving earthquake resilience through performance-based earthquake engineering. En: *Performance-based seismic engineering: Vision for an earthquake resilient society*. 3-23. Springer, Dordrecht.
21. Melbourne, W. H., y Palmer, T. R. (1992). Accelerations and comfort criteria for buildings undergoing complex motions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 41, 105-116. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(92\)90398-T](https://doi.org/10.1016/0167-6105(92)90398-T)
22. Griffis, L.G. (1993). Serviceability limit states under wind load. *Engineering Journal*, 30, 1-16.

-
-
23. Ciampoli, M., Petrini, F., y Augusti, G. (2011). Performance-based wind engineering: towards a general procedure. *Structural Safety*, 33, 367-378. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2011.07.001>
 24. Bernardini, E., Spence, S. M., y Kareem, A. (2013). A probabilistic approach for the full response estimation of tall buildings with 3D modes using the HFFB. *Structural Safety*, 44, 91-101. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2013.06.002>
 25. Chuang, W. C., y Spence, S. M. (2017). A performance-based design framework for the integrated collapse and non-collapse assessment of wind excited buildings. *Engineering Structures*, 150, 746-758. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.030>
 26. van de Lindt, J. W., y Dao, T. N. (2009). Performance-based wind engineering for wood-frame buildings. *Journal of Structural Engineering*, 135, 169-177. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:2\(169\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:2(169))
 27. Seo, D. W., y Caracoglia, L. (2013) Estimating life-cycle monetary losses due to wind hazards. Fragility analysis of long-span bridges. *Engineering Structures*, 56, 1593-1606. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.031>
 28. Ciampoli, M., y Petrini, F. (2012). Performance-based aeolian risk assessment and reduction for tall buildings. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 28, 75-84. <https://doi.org/10.1016/j.probengmech.2011.08.013>
 29. Cui, W., y Caracoglia, L. (2015). Simulation and analysis of intervention costs due to wind-induced damage on tall buildings. *Engineering Structures*, 87, 183-197. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.001>
 30. Huang, M. F., Chan, C. M., y Lou, W. J. (2012). Optimal performance-based design of wind sensitive tall buildings considering uncertainties. *Computers and Structures*, 98, 7-16. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.01.012>
 31. Spence, S. M., y Kareem, A. (2014). Performance-based design and optimization of uncertain wind-excited dynamic building systems. *Engineering Structures*, 78, 133-144. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.026>
 32. Li, G., y Hu, H. (2014). Risk design optimization using many-objective evolutionary algorithm with application to performance-based wind engineering of tall buildings. *Structural Safety*, 48, 1-14. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.01.002>
 33. Tolentino, D., y Ruiz, S. E. (2014). Influence of structural deterioration over time on the optimal time interval for inspection and maintenance of structures. *Engineering Structures*, 61, 22-30. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.012>
 34. Torres, M. A., y Ruiz, S. E. (2007) Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Engineering Structures*, 29, 2183-2192. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.014>
 35. Tolentino, D., y Ruiz, S. E. (2015). Time-dependent confidence factor for structures with cumulative damage. *Earthquake Spectra*, 31, 1-21. <https://doi.org/10.1193/010912EQS008M>
 36. Berny, E. A., y Ruiz, S. E. (2016). Reliability over time of wind turbines Steel towers subjected to fatigue. *Wind and Structures*, 23, 75-90. <http://dx.doi.org/10.12989/was.2016.23.1.075>
 37. Cheng, J. (2007). Hybrid genetic algorithms for structural reliability analysis. *Computers and Structures*, 85(19-20), 1524-1533. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2007.01.018>
 38. Cheng, J. (2010). An artificial neural network based genetic algorithm for estimating the reliability of long span suspension bridges. *Finite Elements in Analysis and Design*, 46(8), 658-667. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2010.03.005>
 39. Cheng, J., y Li, Q. S. (2008). Reliability analysis of structures using artificial neural network based genetic algorithms. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 197(45-48), 3742-3750. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2008.02.026>
 40. Dai, H., y Cao, Z. (2017). A Wavelet Support Vector Machine-Based Neural Network Metamodel for Structural Reliability Assessment. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 32(4), 344-357. <https://doi.org/10.1111/mice.12257>
 41. De Santana Gomes, W. J. (2019). Structural Reliability Analysis Using Adaptive Artificial Neural Networks. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part B: Mechanical Engineering*, 5(4). <https://doi.org/10.1115/1.4044040>
 42. Bojórquez, J., Ruiz, S. E., Ellingwood, B., Reyes-Salazar, A., y Bojórquez, E. (2017). Reliability-based optimal load factors for seismic design of buildings. *Engineering Structures*, 151, 527-539. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.046>
-
-

-
-
43. Koopialipoor, M., Murlidhar, B. R., Hedayat, A., Armaghani, D. J., Gordan, B., y Mohamad, E. T. (2020). The use of new intelligent techniques in designing retaining walls. *Engineering with Computers*, 36(1), 283–294. <https://doi.org/10.1007/s00366-018-00700-1>
 44. Zeroual, A., Fourar, A., y Djeddou, M. (2019). Predictive modeling of static and seismic stability of small homogeneous earth dams using artificial neural network. *Arabian Journal of Geosciences*, 12(2). <https://doi.org/10.1007/s12517-018-4162-6>
 45. Gordan, B., Koopialipoor, M., Clementking, A., Tootoonchi, H., y Tonnizam Mohamad, E. (2019). Estimating and optimizing safety factors of retaining wall through neural network and bee colony techniques. *Engineering with Computers*, 35(3), 945–954. <https://doi.org/10.1007/s00366-018-0642-2>
 46. Zhang, J., Hu, J., Li, X., y Li, J. (2020). Bayesian network based machine learning for design of pile foundations. *Automation in Construction*, 118(March). <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103295>
 47. Celarec, D., Vamvatsikos, D., y Dolšek, M. (2011). Simplified estimation of seismic risk for reinforced concrete buildings with consideration of corrosion over time. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, 1137–1155. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9241-3>
 48. Vamvatsikos, D., y Dolšek, M. (2013). Assessment of structures subject to time-dependent degradation via equivalent constant rates. En: *Proceedings of the Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2013.
 49. Walford, C. A. (2006). *Wind Turbine Reliability: Understanding and Minimizing Wind Turbine Operation and Maintenance Cost*. Report of Sandia National Laboratories Albuquerque, USA.
 50. Spinato, F., Tavner, P. J., Van Bussel, G.J.W. y Koutoulakos, E. (2009). Reliability of wind turbine subassemblies. *IET Renewable Power Generation*, 3, 387–401. <https://doi.org/10.1049/iet-rpg.2008.0060>
 51. Fischer, K., Besnard, F., and Bertling, L. (2012). Reliability-Centered maintenance for wind turbines based on statistical analysis and practical experience. *IEEE Transactions of Energy Conversion*, 27, 184–195. <https://doi.org/10.1109/TEC.2011.2176129>
 52. José Cruz, D., Pozos Estrada, A., Ruiz Gómez, S. E. y Berny Brandt E. A. (2016). Influencia del método de análisis (estático equivalente y dinámico) en la respuesta de torres tubulares de aerogeneradores. En: *XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, 16-19 noviembre. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Mérida, México.
 53. Madsen, J., Andersen, F. y Fugslang, P. (2017). *Wind turbine blade with narrow shoulder and relatively thick airfoil profiles*. U.S. Patent No 9,611,833, 4 Abr. 2017.
 54. Comisión Federal de Electricidad, CFE (2020). *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento*. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.

PARTE I.

RESPUESTA ESTRUCTURAL DE TORRES DE AEROGENERADORES, CONSIDERANDO EFECTOS DE FATIGA

La naturaleza cambiante de las velocidades de viento hace a las estructuras esbeltas, como las torres de aerogeneradores, extremadamente vulnerables a los efectos aerodinámicos y a los efectos de fatiga. Debido a esta condición es importante simular de manera adecuada las velocidades de viento que se pueden presentar en un lugar, con el objetivo de caracterizar las fuerzas del viento lo más aproximado posible, ya que impacta de manera importante en los resultados de análisis de confiabilidad estructural, riesgo y fatiga [1].

Debido a lo anterior, en Ingeniería de Viento, las simulaciones numéricas y estadísticas han sido aplicadas para predecir las velocidades de viento en un cierto período de observación [2], como la superposición de onda [3,4], Redes Neuronales Artificiales [5,6], métodos híbridos [7,8] y aproximaciones de historias en el tiempo, como el modelo Auto-Regresivo de Media Móvil (ARMA, por su nombre en inglés) [9,10].

Aunado a la esbeltez de la torre de soporte, la interacción de ésta con las palas y el rotor genera efectos aerodinámicos importantes que impactan sobre la capacidad estructural de la torre. Debido a esto, se han propuesto diversos modelos y métodos numéricos que permitan simular el campo del viento alrededor del rotor, como por ejemplo: el *Blade Element Momentum* (BEM) [11], modelos de vorticidad [12,13] o Dinámica de Fluidos Computacional [14,15] para, posteriormente, obtener las fuerzas del viento que actúan sobre las palas.

Se ha demostrado que los efectos de fatiga en aerogeneradores se deben, principalmente, a la variación de la magnitud de la velocidad del viento en un periodo de tiempo corto, es decir, la componente turbulenta [12,16]. La fatiga se puede presentar en soldaduras, uniones y en cambios de sección del material en la torre de soporte y en las palas [17-19]. Usualmente la fatiga se representa en términos de una tasa de daño del material, por ejemplo, longitud de grieta, daño en el material, delaminación, entre otros. En la literatura existen diversos métodos que permiten caracterizar el fenómeno de la fatiga, por ejemplo: la regla de Palmgren-Miner [20], modelos de daño acumulado [21-22], métodos basado en el criterio del factor de escala de esfuerzos [23], entre otros. Cada modelo presenta ventajas y desventajas particulares. La elección del modelo de fatiga deberá estar en función de los datos y recursos disponibles.

En la práctica profesional, la determinación de la capacidad estructural para estructuras sujetas a acciones del viento se ha relegado a análisis estáticos lineales o análisis dinámicos simplificados; sin embargo, la naturaleza aleatoria del viento requiere de análisis más complejos que involucren modelos aerodinámicos del viento y modelos no lineales que permitan determinar los efectos del viento en la estructura [24]. Estos análisis se pueden realizar mediante simulaciones numéricas, tales como la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD, por sus siglas en inglés) para resolver las ecuaciones que gobiernan el comportamiento de los fluidos (ecuaciones de Navier-Stokes) o, Análisis Dinámicos No-Lineales, que consideran la no-linealidad del material y la geometría de la estructura.

Los Análisis Dinámicos Incrementales (ADIs) No-Lineales, son usados comúnmente en análisis sísmicos y se pueden emplear satisfactoriamente para obtener la capacidad estructural mediante curvas de capacidad que relacionen la fuerza del viento con algún parámetro estructural (desplazamientos, aceleraciones, entre otros) [25-28]. Este método requiere de menores recursos computacionales que la Dinámica de Fluidos Computacional y se recomienda siempre y cuando se garantice la coherencia de las velocidades del viento sobre la estructura [29].

La determinación de la capacidad estructural es fundamental para establecer periodos de inspección y mantenimiento, establecer factores de demanda y capacidad estructural, así como la evaluación de la confiabilidad estructural, especialmente al considerar deterioro con el paso del tiempo, como la fatiga [30]. Debido a esto, en la siguiente sección de este estudio, se detalla la evaluación de la capacidad estructural de un aerogenerador considerando efectos de fatiga y ADIs.

1. OBTENCIÓN DE LAS FUERZAS DEL VIENTO SOBRE LA TORRE DEL AEROGENERADOR Y LAS PALAS

Los aerogeneradores, como cualquier estructura, están sometidos a diferentes acciones. Especialmente, el uso y configuración de los aerogeneradores los hace susceptibles a tres tipos de fuerzas: fuerzas gravitacionales, inerciales y aerodinámicas. A pesar de lo anterior, no significa que no deba revisarse la respuesta estructural de aerogeneradores ante otro tipo de acciones como pueden ser las cargas sísmicas.

Las fuerzas que actúan sobre el aerogenerador, en las que se centra la investigación doctoral, son:

- a) Fuerzas gravitacionales en la torre y góndola.
- b) Fuerzas aerodinámicas en la torre y góndola
- c) Fuerzas gravitacionales sobre las palas y el rotor
- d) Fuerzas aerodinámicas sobre las palas.

1.1 Caracterización del viento

1.1.1 Variación de la velocidad del viento con la altura

La velocidad del viento varía en función de varios parámetros, como la altura, la temperatura, la presión atmosférica, la rugosidad del terreno, entre otros. Para efectos de diseño estructural, la variación más importante es la de la velocidad media del viento en función de la altura.

El perfil de velocidad media del viento relaciona la variación de la velocidad con la altura, siendo el perfil logarítmico y el perfil de potencia de los más usados. El perfil de potencia permite relacionar la velocidad media del viento, V , a cualquier altura, z , en función de una velocidad medida a una altura de referencia, z_{ref} , (Ec. 1.1). La altura de referencia generalmente corresponde a una altura de 10 metros, sin embargo, para análisis en aerogeneradores es recomendable que la altura de referencia sea igual a la altura del rotor [31,32].

$$V(z) = V_{zref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^{\alpha_z} \quad \text{Ec. 1.1}$$

La forma de la variación de la velocidad del viento depende de la rugosidad existente en el terreno y se caracteriza mediante el exponente α_z (Ec. 1.2).

$$\alpha_z = \frac{1}{\ln \left(\frac{z_{ref}}{z_0} \right)} \quad \text{Ec. 1.2}$$

donde z_0 representa la rugosidad del tipo de terreno, como se describe en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Parámetros de velocidad de viento para diferentes tipos de terreno [32]

TIPO DE TERRENO	PARÁMETRO DE RUGOSIDAD z_0 (m)	EXPONENTE α_z
Hielo plano	0.00001	
Mar abierto sin olas	0.0001	
Mar abierto con olas	0.0001 – 0.003	0.12
Zonas costeras con viento mar adentro	0.001	
Campo abierto sin edificios ni vegetación significativa	0.01	
Campo cultivado con edificios escasos	0.05	0.16
Bosques y suburbios	0.3	0.30
Centro de ciudades	1 – 10	0.40

1.1.2 Variación anual de la velocidad del viento

La variación de la velocidad media del viento en una ventana de tiempo se puede caracterizar mediante alguna función de distribución de probabilidad. A partir de mediciones en campo, se ajusta la frecuencia de las velocidades obtenidas con distribuciones de probabilidad conocidas para describir la probabilidad de ocurrencia de la magnitud de la velocidad media del viento. Se ha demostrado que la función de Weibull es la adecuada para simular o predecir las velocidades de viento en el lugar de estudio [33], incluso es la función recomendada en códigos de diseño de aerogeneradores, por ejemplo, el DNV/Risø [32]. La función de densidad de probabilidad de Weibull está dada por la Ec. 1.3.

$$f(V) = \frac{k}{c_w} \left(\frac{V}{c_w}\right)^{k-1} \exp \left[-\left(\frac{V}{c_w}\right)^k \right] \quad \text{Ec. 1.3}$$

donde V es la velocidad del viento, c_w es un parámetro de escala y k es un parámetro de forma que describe la variabilidad respecto a la media.

Las Ecs. 1.4 y 1.5 incluyen a los parámetros c_w y k .

$$\frac{\bar{V}}{c_w} = \Gamma \left(1 + \frac{1}{k} \right) \quad \text{Ec. 1.4}$$

$$\frac{\sigma}{\bar{V}} = \frac{\sqrt{\Gamma \left(1 + \frac{2}{k} \right) - \Gamma^2 \left(1 + \frac{1}{k} \right)}}{\Gamma \left(1 + \frac{1}{k} \right)} \quad \text{Ec. 1.5}$$

donde \bar{V} es la velocidad media anual, σ es la desviación estándar de la velocidad media y Γ es la función Gamma.

Se ha demostrado que existen lugares como La Ventosa, en Oaxaca, que por sus características geográficas presentan particularidades en la frecuencia de las velocidades del viento, como una doble moda. Para estos casos, la función de Weibull presenta un alto grado de inexactitud, siendo la función Weibull bimodal (Ec. 1.6) más adecuada para representar la distribución de las velocidades del viento en ese sitio [34].

$$f(V) = p \left\{ \frac{k_1}{c_{w1}} \left(\frac{V}{c_{w1}} \right)^{k_1-1} \exp \left[- \left(\frac{V}{c_{w1}} \right)^{k_1} \right] \right\} + (1-p) \left\{ \frac{k_2}{c_{w2}} \left(\frac{V}{c_{w2}} \right)^{k_2-1} \exp \left[- \left(\frac{V}{c_{w2}} \right)^{k_2} \right] \right\} \quad \text{Ec. 1.6}$$

donde p es el parámetro de ponderación de la distribución izquierda, el cual se encuentra entre 0 y 1, c_{w1} y c_{w2} son los parámetros de escala de las distribuciones de la izquierda y derecha, respectivamente, y k_1 y k_2 son los parámetros de forma de las distribuciones de la izquierda y derecha, respectivamente.

Los parámetros c_{wi} y k_i , donde $i = 1,2$, se obtienen con las Ecs. 1.7 y 1.8.

$$\frac{\bar{V}_i}{c_{wi}} = \Gamma \left(1 + \frac{1}{k_i} \right) \quad \text{Ec. 1.7}$$

$$\frac{\sigma_i^2}{c_{wi}^2} = \Gamma \left(1 + \frac{2}{k_i} \right) - \Gamma^2 \left(1 + \frac{1}{k_i} \right) \quad \text{Ec. 1.8}$$

1.1.3 Variación de la velocidad del viento debido a eventos huracanados

Dada su frecuencia irregular, la ocurrencia de un evento huracano puede tratarse como un proceso estocástico, es decir, un proceso aleatorio en el tiempo. Existen diferentes métodos estadísticos para predecir la ocurrencia de los huracanes en un lugar, como el modelo simple de Poisson, el modelo periódico de Poisson o la cadena de Markov [35], la selección del modelo depende del tipo de información requerida, así como de la precisión deseada.

El modelo simple de Poisson es de fácil aplicación y en muchos casos predice los resultados observados de manera satisfactoria. La función de probabilidad de Poisson describe la probabilidad de observación de n eventos en un periodo de tiempo t mientras la tasa de ocurrencia, ν , permanezca constante, como se muestra en la Ec. 1.9.

$$P(n|\nu, t) = \frac{(\nu t)^n e^{-\nu t}}{n!} \quad \text{Ec. 1.9}$$

Si se supone que cada valor del tiempo es mayor que 0, el número de eventos huracanados sigue una distribución de Poisson de parámetro νt . Entonces, los tiempos transcurridos entre dos sucesos sucesivos sigue una distribución exponencial, la cual se representa con la Ec. 1.10.

$$P(T \leq t) = 1 - e^{-\nu t} \quad \text{Ec. 1.10}$$

1.2 Cálculo de las fuerzas en la torre

En Ingeniería de Viento se han empleado diferentes modelos para caracterizar la interacción del viento sobre las estructuras civiles, desde los más simples como expresiones matemáticas que caracterizan las fuerzas que ejerce el viento sobre las estructuras, así como la variación del coeficiente de arrastre para diferentes formas de éstas; pasando por métodos de simulación numérica para simular registros de velocidades de viento; y hasta modelos complejos como la Dinámica de Fluidos Computacional para obtener las presiones en las estructuras en función de modelos de turbulencia.

El viento, al ser un fluido Newtoniano incompresible, genera presiones en los objetos que atraviesa. La fuerza de arrastre, F_D , es la resistencia que opone un objeto al paso de un fluido. Esta fuerza se puede obtener para cierta altura, z , y para cierto instante de tiempo, t , como muestra la Ec. 1.11.

$$F_D(z, t) = \frac{1}{2} \rho C_D A [\bar{V}(z) + v(z, t)]^2 \quad \text{Ec. 1.11}$$

donde ρ es la densidad del aire, siendo su valor estándar 1.23 kg/m^3 a presión atmosférica normal y a una temperatura de 15° C . $[\bar{V}(z) + v(z, t)]$ es la historia de velocidades totales del viento a cierta altura, z , la cual está compuesta por una velocidad media, \bar{V} , y una componente turbulenta, v ; C_D es el coeficiente de arrastre, el cual depende de la forma del objeto, y A representa el área transversal del objeto proyectada en la dirección perpendicular del viento.

1.2.1 Simulación numérica de velocidades de viento

El modelo ARMA (por su nombre en inglés, *Auto-Regressive Moving Average*) se ha aplicado en la predicción de velocidades del viento con suficiente exactitud y eficiencia computacional [9,36,37].

El modelo ARMA está formado por dos partes principales: la Auto-Regresiva, la cual relaciona los valores presentes con los previos, y la Media Móvil, la cual relaciona los valores medios con un vector de ruido blanco. La Ec. 1.12 muestra los parámetros de este modelo.

$$v(z, t) = \sum_{i=1}^p A_i K(t - i\Delta t) + \sum_{i=1}^q B_i \varepsilon(t - i\Delta t) \quad \text{Ec. 1.12}$$

donde $v(z, t)$ es el vector de la componente turbulenta del viento en determinada altura, z , y tiempo, t ; p y q es el orden de Auto-Regresión y Media Móvil, respectivamente; $\{A_i\}$ y $\{B_i\}$ son las matrices de coeficientes para el modelo Auto-Regresivo y de Media Móvil, y ε representa el vector de ruido blanco.

Por otro lado, la matriz de correlación espacial $K(t)$ se determina mediante el método de espectro cruzado, en donde una Función de Densidad de Potencia Espectral (FDPE), $S(f)$, en dos puntos diferentes, se correlaciona mediante una función de coherencia, $coh(y_i, x_i, y_j, x_j)$, como por ejemplo la propuesta por Davenport [38]. La matriz de correlación espacial, la FDPE de Kaimal y la función de coherencia de Davenport están dadas por las Ecs. 1.13 y 1.14, respectivamente.

$$K(t) = \int_0^{\infty} \sqrt{S_i(f)S_j(f)} \operatorname{coh}(y_i, x_i, y_j, z_j, f) \cos 2\pi f t \, dt \quad \text{Ec. 1.13}$$

$$S(f) = \frac{22z\sigma^2}{\bar{V}(z) \left[1 + 33 \frac{fz}{\bar{V}(z)} \right]^{5/3}} \quad \text{Ec. 1.14}$$

$$\operatorname{coh}(y_i, x_i, y_j, z_j, f) = \exp \left[- \frac{f \left[c_y^2 (z_i - z_j)^2 + c_z^2 (z_i - z_j)^2 \right]}{\frac{V_{z_i} + V_{z_j}}{2}} \right] \quad \text{Ec. 1.15}$$

1.2.2 Coeficiente de arrastre

El coeficiente de arrastre, C_D , es un parámetro adimensional que permite caracterizar la resistencia de un objeto en un medio fluido y se utiliza para obtener la fuerza de arrastre del viento sobre dicho objeto. En estructuras cilíndricas, está en función del número de Reynolds, Re , el cual depende de la velocidad del viento y la longitud característica en dirección perpendicular a la velocidad del viento, como se muestra en la Ec. 1.16.

$$Re = \frac{VL}{\nu_u} \quad \text{Ec. 1.16}$$

donde V es la velocidad característica del fluido (en m/s), L es la longitud característica (en m), y ν_u es la viscosidad cinemática del fluido (en m²/s), equivalente a 1.455×10^{-5} para el aire a 15° C, con una densidad de 1.23 kg/m³.

En la Figura 1.1 se pueden observar resultados de diferentes investigadores sobre el coeficiente de arrastre para estructuras cilíndricas [39]. Dada la amplia incertidumbre del valor del parámetro C_D en el intervalo de flujo crítico y supercrítico, el Código de Diseño para Chimeneas de Acero, CICIND por su nombre en francés, (Comité International Des Construction Industrielles) [40] propone expresiones matemáticas cerradas (Ecs. 1.17 a 1.19) que permiten obtener el coeficiente de arrastre en función únicamente del número de Reynolds.

$$C_D = 1.2 \quad \text{si } Re \leq 3 \times 10^5 \quad \text{Ec. 1.17}$$

$$C_D = 1.2 - 1.35(\log Re - 5.48) \quad \text{si } 3 \times 10^5 < Re < 7 \times 10^5 \quad \text{Ec. 1.18}$$

$$C_D = 0.7 \quad \text{si } Re > 7 \times 10^5 \quad \text{Ec. 1.19}$$

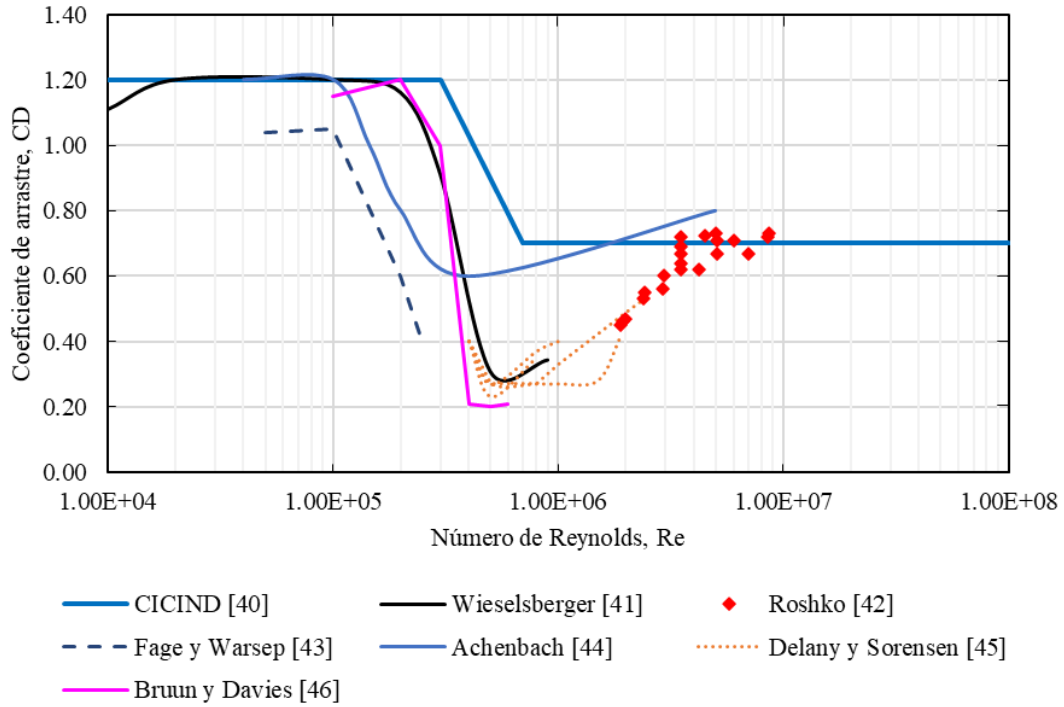


Figura 1.1. Coeficientes de arrastre de estructuras cilíndricas en función del número de Reynolds, Re .
Figura tomada de la referencia [39].

En la Figura 1.2 se muestran los coeficientes de arrastre propuestos por el CICIND [40] y por el Manual de Diseño de Obras civiles, MDOC-CFE [47]. La diferencia entre ellos radica en que el MDOC-CFE incluye un parámetro de rugosidad (hr/b , en donde hr es la altura promedio de la rugosidad de la superficie y b es el diámetro exterior); sin embargo, no establece límites para su uso. El valor de hr/b de 0.0002 equivale a una estructura lisa en el CICIND, resultando valores del coeficiente de arrastre iguales en ambos códigos. El valor de hr/b de 0.00002, equivalente a una estructura lisa en el MDOC-CFE, arroja valores menores del coeficiente de arrastre, lo que da lugar a subestimar las fuerzas. Por otro lado, un valor alto de hr/b , equivalente a una superficie rugosa, tiende a sobreestimar el coeficiente de arrastre, y por ende las fuerzas actuantes.

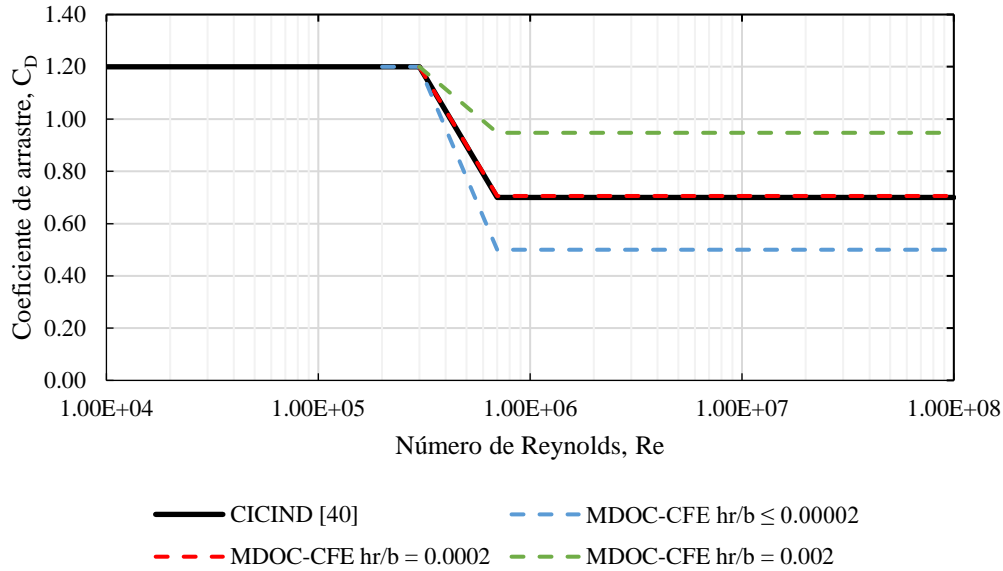


Figura 1.2. Coeficiente de arrastre calculados de acuerdo con el CICIND y con el MDOC.

1.3 Cálculo de las fuerzas en las palas

Las fuerzas en el rotor representan las fuerzas de mayor magnitud que actúan en un aerogenerador. Se han propuesto diversos modelos que permiten obtener las fuerzas generadas por la acción del viento sobre el rotor de los aerogeneradores. Dada su fácil programación, menor gasto computacional y alto nivel de precisión, el código danés para diseño de aerogeneradores [32] recomienda el modelo de Veers o el modelo de Mann para simular el campo de viento que interactúa con el área del rotor. Así mismo, ese código recomienda utilizar el método *Blade Element Momentum* (BEM) para calcular las fuerzas aerodinámicas que actúan en las palas.

Con el fin de obtener las fuerzas del viento en las palas, es necesario simular las velocidades del viento en el área del rotor. El modelo de Veers [48] permite simular esas velocidades utilizando una Función de Densidad de Potencia Espectral y una función de coherencia para correlacionar diferentes puntos del rotor, en el espacio y el tiempo.

Una vez que se han obtenido las velocidades en cada punto del rotor se aplica el método BEM para calcular las fuerzas de viento en las palas. Es importante incluir en el procedimiento la corrección de Prandtl para la pérdida de energía en la punta de la pala [49], así como la corrección de Glauert para la inestabilidad de la estela [11].

Después de que se calculan todas las fuerzas del viento en cada sección de las palas, se sintetizan en un solo registro de fuerza situado en el centro de la altura del rotor. Esta simplificación es factible siempre y cuando se tengan en cuenta las siguientes consideraciones: la dirección del viento es perpendicular al eje del rotor, no se consideran efectos aeroelásticos en las palas, y el rotor no presenta movimiento de giro.

1.3.1 Modelo de Veers

El modelo de Veers o el método SANDIA [48] simula numéricamente un campo de viento turbulento tridimensional, el cual es generado especialmente para el análisis de aerogeneradores de eje horizontal. Las velocidades que actúan en el área del rotor se obtienen en un plano perpendicular a la dirección de la velocidad media del viento, las cuales se calculan mediante la Función de Densidad de Potencia Espectral y una función de coherencia espacial. Esta metodología crea N series de tiempo correlacionadas que se basan en una matriz espectral, $S(f)$, a partir de una combinación lineal de N procesos independientes de ruido blanco, como se muestra en la Ec. 1.20, donde la diagonal principal de la matriz corresponde a la densidad de potencia espectral y cada uno de los términos que no pertenecen a dicha diagonal (S_{ab}), representan la densidad espectral cruzada entre dos puntos (a y b):

$$S(f) = \begin{bmatrix} S_{11}(f) & S_{12}(f) & \cdots & S_{1X_C}(f) \\ S_{21}(f) & S_{22}(f) & \cdots & S_{2X_C}(f) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{X_F1}(f) & S_{X_F2}(f) & \cdots & S_{X_FX_C}(f) \end{bmatrix}_{X_F \times X_C} \quad \text{Ec. 1.20}$$

donde X_F es el número de la fila y X_C es el número de columna de la matriz de $(N \times N)$ términos.

La matriz S se puede escribir como el producto de una matriz de transformación, H , y la transpuesta de su conjugado complejo, H^{*T} (Ec. 1.21), debido a que es una matriz simétrica, real e independiente.

$$S(f) = H(f)H^{*T}(f) \quad \text{Ec. 1.21}$$

Se supone que H es una matriz triangular inferior, por lo tanto, los términos distintos de cero serán singulares y pueden obtenerse mediante la factorización de Cholesky, que se expresa como la Ec. 1.22.

$$H(f) = Chol(S(f)) \quad \text{Ec. 1.22}$$

Dentro de la matriz H , cada fila (X_F) representa la influencia de los datos de entrada en los datos de salida del punto b , mientras que cada columna (X_C) representa la influencia de los datos de entrada en los datos de salida del punto a .

Por otro lado, los datos de entrada de ruido blanco independientes están contenidos en una matriz diagonal, X , de $N \times N$, con las siguientes características:

$$X_{ab}(f) = \begin{cases} e^{i\theta_{km}}, & a = b \\ 0, & a \neq b \end{cases} \quad \text{Ec. 1.23}$$

en donde θ_{km} es el ángulo de fase asociado con el k -ésimo punto de entrada, y la m -ésima componente de frecuencia es una variable aleatoria con distribución uniforme en el intervalo $(0, 2\pi)$. Lo anterior asegura que la serie de tiempo se aproximará a un proceso gaussiano, conforme el número de componentes de frecuencia crece.

La ecuación matricial para obtener el vector de $(N \times 1)$ de coeficientes complejos de Fourier para las velocidades simuladas de viento, \vec{V} , está dada por:

$$\vec{V} = HX1 \quad \text{Ec. 1.24}$$

donde 1 es un vector de valores unitarios de $(N \times 1)$, el cual permite sumar a través de cada fila de HX , puesto que X tiene la propiedad de aplicar una fase aleatoria a cada columna de H .

Para obtener las series de tiempo bastará con aplicar la transformada inversa de Fourier al vector \vec{V} . Lo que resultará en velocidades de viento simuladas para cada instante de tiempo para los N puntos en el espacio.

1.3.2 Teoría del “Blade Element Momentum”

La teoría del BEM (“*Blade Element Momentum*”) desarrollada por Glauert [11] tiene fundamento en dos modelos simples que aproximan las condiciones del flujo de viento: la teoría de la conservación del momento y la teoría del elemento tipo pala. Además, se supone que no existe dependencia real entre los elementos anulares, es decir, lo que ocurre en un elemento no afecta a los otros, y la fuerza en las palas sobre el flujo es constante en cada elemento diferencial, lo cual corresponde a un rotor con un número infinito de palas.

El primer modelo consta de un balance unidimensional de momento y energía en un volumen de control que contiene al rotor. Para su aplicación se discretizan las palas del rotor en elementos anulares y se utiliza un esquema iterativo para aproximar las condiciones del flujo local en cada elemento diferencial. El diagrama de la discretización anular puede apreciarse en la Figura 1.3.

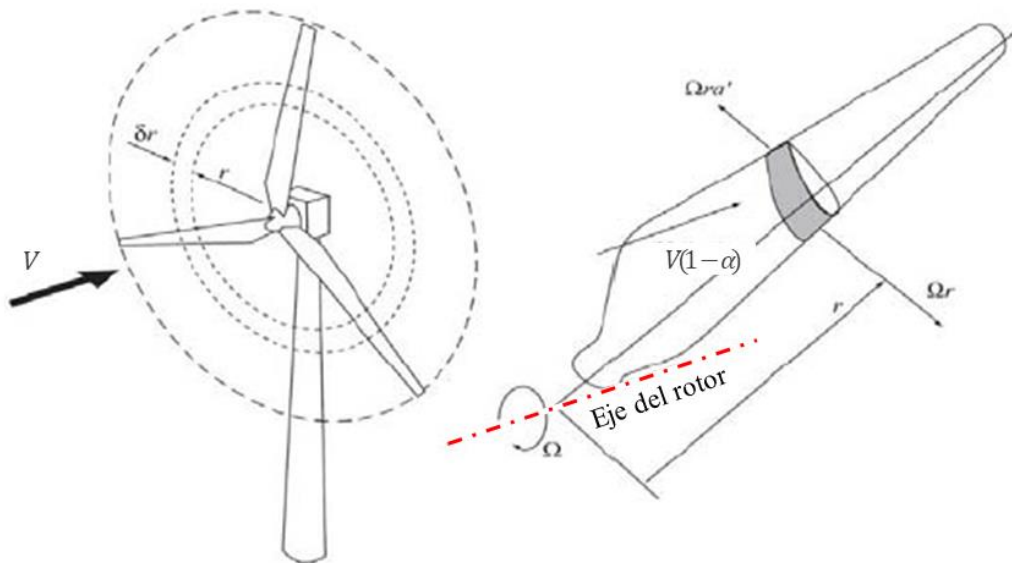


Figura 1.3. Discretización anular de las palas [12].

Con base en lo anterior se pueden re-escribir las ecuaciones de conservación de momento y energía usando los factores de inducción, para obtener una primera aproximación de la fuerza de empuje, dT , y de la potencia o de torsión, dM , producidas en un anillo diferencial. El sistema de ecuaciones se plantea de la siguiente forma:

$$dT = 4\pi\rho V^2 a(1-a)rdr \quad \text{Ec. 1.25}$$

$$dM = 4\pi\rho V\Omega a'(1-a)r^3 dr \quad \text{Ec. 1.26}$$

donde V es la velocidad del viento longitudinal, a es el factor de inducción axial, r es la distancia del centro del rotor al punto de estudio sobre la pala, Ω es la velocidad de rotación de la turbina y a' es el factor de inducción rotacional.

El segundo modelo se basa en calcular las cargas en cada uno de los elementos anulares de la pala, en el que se supone al elemento de la pala como un ala corta y se asume un flujo bidimensional alrededor del mismo. Analizando el flujo que pasa por la turbina se puede obtener el diagrama del flujo del viento que actúa en una sección de la pala, como se muestra en la Figura 1.4.

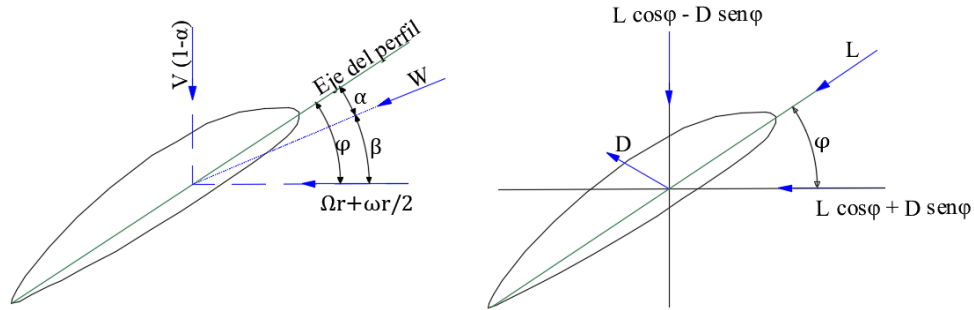


Figura 1.4. Diagrama del flujo del viento en el rotor [12].

En este caso se requerirá de coeficientes de arrastre, C_d y de levantamiento, C_l , que dependen del ángulo de ataque, α y del tipo de perfil en estudio. Al procesar estos datos y proyectar el levantamiento y el empuje en el ala, se pueden obtener las fuerzas de empuje, dT y de potencia o torsión, dM , producidas en el perfil alar.

$$dT = 1/2 \rho b W^2 (C_l \cos \varphi + C_d \sin \varphi) c dr \quad \text{Ec. 1.27}$$

$$dM = 1/2 \rho b W^2 (C_l \sin \varphi - C_d \cos \varphi) c r dr \quad \text{Ec. 1.28}$$

donde b es el número de palas del rotor, W es la fuerza resultante del viento que actúa sobre el perfil alar, c es la longitud de la cuerda, y φ es el ángulo de caudal del afluente (“pitch angle”, en inglés).

La resolución del método BEM se basa en obtener el ángulo de ataque α para determinar las fuerzas aerodinámicas en cada elemento, por lo tanto, una vez que se han obtenido los coeficientes de arrastre y levantamiento, se derivan las siguientes ecuaciones para ser resueltas iterativamente, con las cuales se obtienen los factores de inducción axial, a , y rotacional a' (Ecs. 1.29 y 1.30, respectivamente).

$$a = \left[1 + \frac{4 \sin^2 \varphi}{\sigma_r (C_l \cos \varphi)} \right]^{-1} \quad \text{Ec. 1.29}$$

$$a' = \left[-1 + \frac{4 \sin \varphi \cos \varphi}{\sigma_r (C_l \sin \varphi)} \right]^{-1} \quad \text{Ec. 1.30}$$

donde σ_r es la solidez local:

$$\sigma_r = \frac{bc}{2\pi r} \quad \text{Ec. 1.31}$$

Mientras que el coeficiente de empuje para cada elemento está dado por:

$$C_T = 4a(1 - a) \quad \text{Ec. 1.32}$$

Mediante el análisis de datos experimentales, se ha probado que para factores de inducción axial mayores a 0.5 la Ec. 1.32 no se cumple, debido a que se presenta un estado de estela turbulenta, muy rara durante la operación continua del rotor. Bajo esta premisa, Glauert [11] corrigió el cálculo del factor, fijando un límite empírico de validez equivalente a ($a \leq 0.4$), posteriormente, Buhl [50] eliminó las incertidumbres numéricas e incluyó las pérdidas de energía en las palas, y propuso una ecuación que permite obtener el índice de inducción axial considerando las pérdidas en la pala (Ec. 1.33).

$$a = \frac{18F - 20 - 3\sqrt{C_T(50 - 36F) + 12F(3F - 4)}}{36F - 50} \quad \text{Ec. 1.33}$$

donde F es un factor de corrección que toma valores entre 0 y 1 para el cálculo de las fuerzas cercanas a la punta de la pala y a su raíz, que considera las pérdidas consecuentes a la presencia de sistemas de vórtices helicoidales en dichas zonas [49]; y R es la longitud total de la pala (Ec. 1.34).

$$F = \frac{2}{\pi} \cos^{-1} \left(e^{-\frac{b(R-r)}{2(r \sin \varphi)}} \right) \quad \text{Ec. 1.34}$$

El método BEM es un proceso iterativo. Este parte de asumir que para la primera iteración se suponga lo siguiente: el valor del ángulo del caudal de afluente, φ , es muy pequeño y $\sin(\varphi) \approx \varphi$; el coeficiente de inducción rotacional, a' es cero; el coeficiente de pérdidas, F es 1.0; el coeficiente de arrastre, C_d es cero; y el coeficiente de levantamiento, C_l es $2\pi\alpha$ [51]; posteriormente, se siguen los siguientes pasos:

1. Calcular el factor de inducción axial con la Ec. 1.35 [51]

$$a = \frac{1}{4} \left[2 + \pi\lambda_r\sigma_r - \sqrt{4 - 4\pi\lambda_r\sigma_r + \pi\lambda_r^2\sigma_r(8\beta + \pi\sigma_r)} \right] \quad \text{Ec. 1.35}$$

donde el ángulo de inclinación de la sección, β , es un dato en función del diseño de la pala, y la solidez local; σ_r y la velocidad específica local, λ_r se obtienen con las Ecs. 1.31 y 1.36, respectivamente.

$$\lambda_r = \frac{r\Omega}{V} \quad \text{Ec. 1.36}$$

2. Calcular el ángulo de caudal de afluente, φ , y del ángulo de ataque, α , utilizando las Ecs. 1.37 y 1.38, respectivamente.

$$\tan(\varphi) = \frac{V(1-a)}{r\Omega(1+a')} = \frac{1-a}{\lambda_r(1+a')} \quad \text{Ec. 1.37}$$

$$\alpha = \varphi - \beta \quad \text{Ec. 1.38}$$

3. Obtener el valor del coeficiente de levantamiento, C_l , para el ángulo de ataque obtenido del paso 2, el cual depende de la geometría del perfil alar.
4. Calcular el coeficiente de empuje, C_T , utilizando la Ec. 1.32.
5. Calcular el valor del factor de corrección por pérdidas en la pala F , con la Ec. 1.34.
6. Recalcular el factor de inducción axial, a . Si $C_T > 0.96F$ el elemento está sobrecargado y se debe utilizar la Ec. 1.33 para calcular el factor de inducción axial, en caso contrario, utilizar la Ec. 1.29.
7. Calcular el factor de inducción tangencial a' , con la Ec. 1.30.
8. Repetir los pasos 2 a 7 hasta que la diferencia entre dos valores consecutivos del factor de inducción axial y tangencial tenga un error menor que 1%.

Cuando las iteraciones convergen se pueden obtener las fuerzas de empuje que actúan en la pala, sustituyendo el coeficiente de empuje, C_T , en la Ec. 1.39, y realizando una integración por toda la cuerda de la pala. La expresión para obtener la fuerza de empuje es como sigue:

$$dT = \int_0^R \pi \rho V^2 C_T r dr \quad \text{Ec. 1.39}$$

1.3.3 Método simplificado

La metodología BEM supone que el rotor se encuentra en movimiento y que las fuerzas calculadas corresponden a las que se presentan bajo velocidades de operación del aerogenerador. Por otro lado, cuando la turbina está detenida, es posible calcular la fuerza que ejerce el viento sobre las palas con la formulación general para calcular la fuerza de arrastre, de modo que la fuerza que actúa en cada una de las secciones alares de la pala se obtiene usando la Ec. 1.40.

$$F_D = \frac{1}{2} \rho (V + v)^2 C_d A \quad \text{Ec. 1.40}$$

donde A es el área de contacto que tiene la pala con el flujo de viento, correspondiente al producto de la cuerda promedio del perfil de análisis, c , con el radio medio de afectación del perfil, \bar{r} .

El coeficiente de arrastre, C_d , puede obtenerse a partir de la información del perfil o por medio de las expresiones desarrolladas por Timmer [52] que permiten obtener los coeficientes para ángulos de ataque con poca información relativa al perfil, como en la Ec. 1.41:

$$C_d = C_{d_{m\acute{a}x}} \sin^2 \alpha \quad \text{Ec. 1.41}$$

El coeficiente de arrastre máximo del perfil, $C_{d_{m\acute{a}x}}$, se localiza en la coordenada horizontal $x/c = 0.0125$, y la coordenada vertical, y/c , que le corresponda, como se muestra en la Figura 1.5. El coeficiente de arrastre máximo se calcula, entonces, como se expresa en la Ec. 1.42.

$$C_{d_{m\acute{a}x}} = 1.994 - 5.437 y/c \quad \text{Ec. 1.42}$$

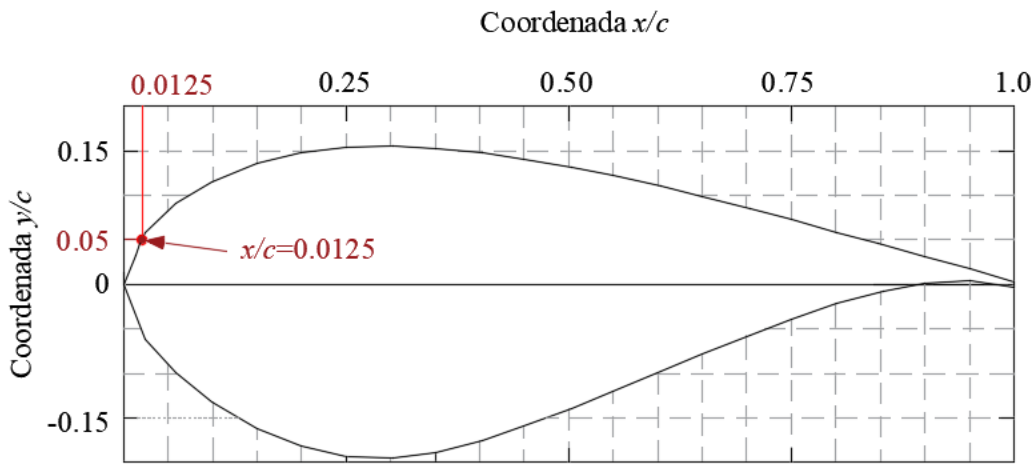


Figura 1.5 Localización del punto con mayor ángulo de arrastre en un perfil alar.

2. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LA TORRE DEL AEROGENERADOR

Las fuerzas que actúan sobre la torre varían dependiendo del método de análisis. En esta sección se calculan las fuerzas con tres métodos diferentes: 1) el propuesto por el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, MDOC-CFE [47], 2) Simulación numérica de señales de velocidades de viento y 3) Simulación de un fluido en régimen estacionario mediante CFD. En lo que sigue se compara la respuesta obtenida con el método estático del MDOC-CFE y la simulación de CFD, y el método dinámico del MDOC-CFE con la respuesta obtenida a partir de simulaciones numéricas de velocidades de viento. Las fuerzas en la torre se calcularon para una velocidad media del viento de 50 m/s a una altura de 80 m considerando un terreno categoría 2 [47] y tomando la altura de referencia la altura del rotor en lugar de 10 m. Se omitieron las fuerzas ejercidas en el rotor con la finalidad de poder comparar la respuesta de la torre con los tres métodos de cálculo de fuerzas.

El desplazamiento máximo de la parte superior de la torre (en la góndola) es un parámetro que permite determinar el funcionamiento adecuado del sistema eléctrico y mecánico de la turbina eólica [53,54], por lo que en el presente estudio se considera el desplazamiento máximo en la punta de la torre como parámetro de demanda estructural.

2.1 Caso de estudio

En este caso de estudio se ha elegido la región de La Ventosa, Oaxaca como lugar de referencia para el cálculo de las fuerzas del viento sobre la estructura, por lo que se seleccionó un modelo representativo de esta zona, cuyas características se encuentran en la literatura [55].

Las características geométricas de la torre de soporte en estudio, así como del acero de refuerzo se muestran en la Tabla 1.2, el peso de los componentes del aerogenerador se muestra en la Tabla 1.3 y las características de las palas se muestran en la Tabla 1.4.

Tabla 1.2 Características de la torre del aerogenerador

GEOMETRÍA DE LA TORRE		
Altura	80	m
Diámetro de la base	4.30	m
Diámetro de la punta	2.13	m
Espesor en la base	0.028	m
Espesor en la punta	0.018	m
MATERIAL DE LA TORRE		
Módulo de elasticidad	210	GPa
Esfuerzo de fluencia	355	MPa

Tabla 1.3 Cargas gravitacionales del aerogenerador

PESO DE LOS PRINCIPALES COMPONENTES		
Rotor	15.2	t
Góndola	52.3	t
Tres Palas	17.7	t
Torre	152.6	t

Tabla 1.4 Características de las palas del aerogenerador

NÚM. DE PERFIL	RADIO (M)	CUERDA (M)	ÁNGULO DE INCLINACIÓN	PERFIL AERODINÁMICO
0	0	1.893	0	CIRCULAR
1	1	1.893	0	
2	2	1.925	0	
3	4	2.238	0	
4	6	2.678	10.8	DU 99 W 350 LM o DU 35_17
5	8	2.958	10.8	
6	8.5	2.975	10.8	
7	10	2.927	8.2365	
8	12	2.773	7.7238	
9	14	2.569	7.2111	DU 97 W 300 LM o DU30_A17
10	16	2.337	6.6984	
11	18	2.107	6.1857	DU 91 W2-250 LM o DU25_A17
12	20	1.906	5.6730	
13	22	1.731	5.1603	
14	24	1.578	4.6476	
15	26	1.443	4.1349	S814
16	28	1.32	3.6222	
17	30	1.206	3.1095	
18	32	1.097	2.5968	
19	34	0.991	2.0841	
20	36	0.893	1.5714	
21	38.355	0.793	0.9677	DU 93 W210 LM o DU21_A17
22	40.861	0.634	0.3253	
23	42.13	0.04	0	NACA64618

2.2 Cálculo de fuerzas en la torre

2.2.1 Metodología propuesta por la Comisión Federal de Electricidad

Al ser estructuras especiales, el cálculo de fuerzas aerodinámicas en los aerogeneradores no se encuentra en el MDOC-CFE [47], por lo que se proponen las siguientes modificaciones al método estático y dinámico para obtener las fuerzas que ejerce el viento en estas estructuras:

1. La altura de referencia se tomará a la altura del rotor, en lugar de tomarla a 10 m de altura [31], esto con la finalidad de homogeneizar los parámetros de análisis como el peligro eólico y estados límite de servicio y colapso a la altura del rotor; así como para diferenciar fácilmente el estado del rotor entre de operación (de 5 a 25 m/s) y detenido.
2. Cálculo de coeficientes de arrastre en función únicamente del número de Reynolds, de acuerdo con lo establecido por el CICIND [40].

El MDOC-CFE [47] incluye especificaciones para chimeneas y torres tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico. Al considerar que la fuerza del viento actúa en una sola dirección sobre la torre, se pueden utilizar las ecuaciones propuestas en la sección 4.3.2.11 Chimeneas y torres del MDOC-CFE. La fuerza estática del viento que actúa a lo alto de la torre se calcula de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$F_{es} = K_{re} C_d q_z A_{az} \quad \text{Ec. 1.43}$$

donde K_{re} es el factor de corrección por esbeltez para la altura total de la estructura. C_d es el coeficiente de arrastre. A_{az} es el área transversal proyectada de la estructura perpendicular al flujo del viento (en m^2), y q_z es la presión dinámica de base (en Pa), que se obtiene de acuerdo con la Ec. 1.44.

$$q_z = 0.047 G V_D^2 \quad \text{Ec. 1.44}$$

donde V_D es la velocidad básica de diseño (en km/h), y G es el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar (que es adimensional). Este factor se calcula con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392\omega}{273 + \tau} \quad \text{Ec. 1.45}$$

donde ω es la presión barométrica (en mm de mercurio), la cual se obtiene de la tabla 4.2.5 del MDOC-CFE [47], y τ es la temperatura ambiental (en °C).

Por otro lado, el análisis dinámico propuesto en el MDOC-CFE [47] consiste en un análisis estático equivalente, en el cual, la presión causada por la componente media de la velocidad del viento, p_n , se multiplica por el Factor de Amplificación Dinámica, F_{AD} , que considera la componente turbulenta, $I_v(z_s)$ calculada a la altura de referencia (z_s), el factor pico, k_p , así como el factor de la respuesta resonante, R^2 , y el factor de la respuesta de fondo de la estructura, B^2 , como se muestra en las Ecs. 1.46 a 1.48. Para obtener los parámetros antes mencionados se aplican las ecuaciones 4.4.6, 4.4.14, 4.4.17 y 4.4.18 del MDOC-CFE [47].

$$F_{eq} = p_n A_{az} F_{AD} \quad \text{Ec. 1.46}$$

$$p_n = K_{re} C_d q_z \quad \text{Ec. 1.47}$$

$$F_{AD} = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \quad \text{Ec. 1.48}$$

Se obtuvieron la fuerza estática y la fuerza estática equivalente con el objetivo de comparar la respuesta estática con los resultados de la simulación con CFD y la respuesta dinámica con la simulación numérica de señales de velocidades de viento.

Las fuerzas obtenidas con la metodología propuesta en el MDOC-CFE [47] son fuerzas puntuales a lo alto de la torre, tanto para el método estático como para el dinámico. Para calcular las fuerzas en la torre, ésta se discretizó a cada metro de su altura. Con los resultados, se procedió a realizar análisis estructurales en el programa de cómputo ANSYS APDL [56], con el fin de obtener el desplazamiento máximo de la torre a cada 20 m de altura, así como en la punta de esta, como se muestra en las Figuras 1.8 y 1.9.

2.2.2 Simulación numérica de velocidades del viento

Las fuerzas obtenidas mediante simulaciones numéricas de la velocidad del viento se calcularon de acuerdo con la sección 1.2 de este trabajo, para ello, se realizaron 50 simulaciones de velocidades de viento a cada metro de altura con el método ARMA utilizando el programa SVTpro [57]. Se utilizó la Función de Densidad de Potencia Espectral de Kaimal (Ec. 1.14) y la función de coherencia de Davenport (Ec. 1.15) para la simulación de la componente turbulenta del viento. En la Figura 1.6. se observan los resultados obtenidos de la simulación de viento para una velocidad media de 50 m/s a una altura de 40 m y la FDPE teórica correspondiente. Se puede observar que el método ARMA permite simular satisfactoriamente la velocidad total del viento, puesto que la cantidad de energía obtenida de las velocidades simuladas se ajusta a la FDPE teórica.

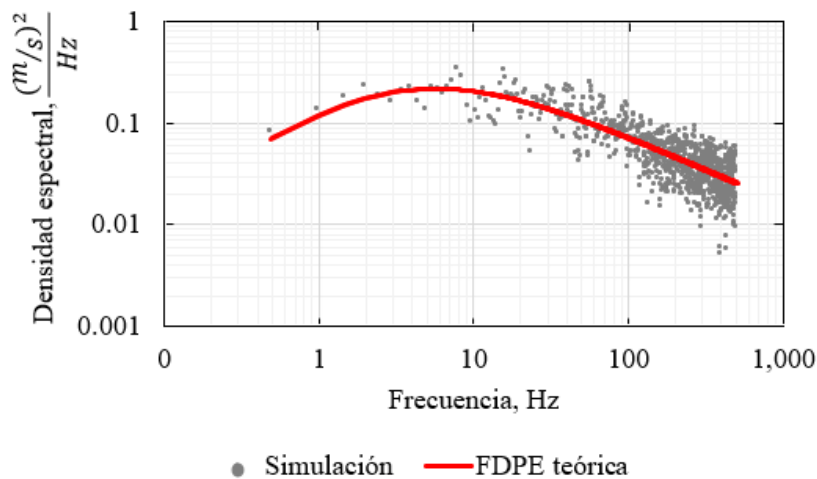


Figura 1.6. Comparación de FDPE teórica y simulada

Una vez obtenidas las velocidades del viento a lo alto de la torre, se obtuvieron las historias de fuerzas para la componente total del viento de acuerdo con la Ec. 1.11. Los coeficientes de arrastre para cada sección de la torre se calcularon en función del número de Reynolds, usando las Ecs. 1.17 a 1.19. Estas fuerzas se representan como historias de fuerzas de 10 minutos de duración.

Posteriormente, se realizaron 50 análisis dinámicos transitorios utilizando el programa ANSYS APDL [56] para obtener la respuesta estructural máxima a cada 20 m de altura y en la punta de la torre. De los resultados obtenidos se calcularon la mediana de la respuesta, así como la respuesta

máxima y la respuesta mínima, como se muestra en la Figura 1.9, siendo el desplazamiento máximo en la punta de 0.001 para la respuesta mínima, de 0.11 para la respuesta media y 0.22 m para la respuesta máxima.

2.2.3 Dinámica de fluidos computacionales

A partir del análisis en el régimen estacionario del fluido con la herramienta de Dinámica de Fluidos Computacionales (CFD, por su nombre en inglés) del programa ANSYS Fluent [58], se obtuvieron las presiones exteriores que actúan a lo alto de la torre y a partir de éstas, se calcularon las fuerzas que actúan a cada metro de altura de la torre.

Para ello se utilizó un modelo de turbulencia κ - ω SST (Ecs. 1.49 a 1.53) adecuando las funciones de intensidad de turbulencia, I_v , la longitud de escala de turbulencia, Lu , y la longitud de rugosidad, y_0 , [12] para lograr el perfil de velocidad de viento correspondiente a la categoría de terreno evaluada. En el programa ANSYS Fluent [58], la altura se representa con la variable y .

$$\kappa = \frac{3}{2}(VI_v)^2 \quad \text{Ec. 1.49}$$

$$I_v = \frac{1}{\ln\left(\frac{y}{y_0}\right)} \quad \text{Ec. 1.50}$$

$$\omega = \frac{\kappa^{1/3}}{C^{1/4}Lu} \quad \text{Ec. 1.51}$$

$$Lu = 2.329x_{Lu} \quad \text{Ec. 1.52}$$

$$x_{Lu} = 280\left(\frac{y}{y_i}\right)^{0.35} \quad \text{Ec. 1.53}$$

La modelación de la torre en el programa ANSYS Fluent [58] contempló los siguientes parámetros:

- Tamaño del dominio. Este se obtuvo con base en la literatura [59-62] y en función de la capacidad computacional. Las medidas máximas del dominio se determinaron en función del diámetro del rotor, resultando: 2.2 veces el diámetro del rotor hacia la superficie de entrada, 5.6 veces la superficie de salida y 3.3 veces hacia las superficies laterales.
- Calidad de la malla. El número de elementos utilizados en la malla en la torre se basó en trabajos previos [63-65]. A partir del mallado de la torre se determinó la configuración de la malla del dominio computacional, construyendo una malla completamente estructurada de casi 10 millones de elementos, y cumpliendo con los requisitos de calidad y ortogonalidad mínimos [58].
- Relación de bloqueo. El bloqueo está definido como la relación entre el área frontal del modelo de ensayo y el área transversal de la cámara de pruebas o dominio computacional. Para evitar que se sobreestimen o subestimen las presiones en el modelo, se respetó una relación de bloqueo menor que 3% [66].

Se obtuvieron las presiones del viento en la cara de barlovento de la torre, tal como se muestra en la Figura 1.7, de la cual se puede observar que la distribución de presiones es acorde a lo reportado en la literatura para estructuras cilíndricas [39], presentándose succiones en las laterales y presiones positivas en barlovento, lo que significa que el comportamiento del viento alrededor de la torre se caracterizó de manera adecuada.

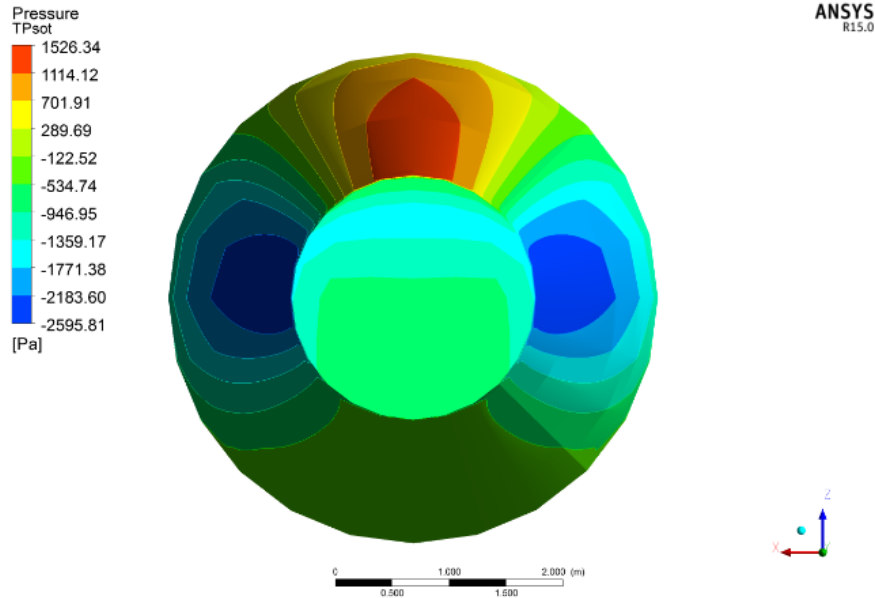


Figura 1.7. Presiones en la torre del aerogenerador para una velocidad de 50 m/s

Posteriormente, se obtuvo el valor máximo de la presión, p_{max} , en cada una de las 80 secciones en las que se discretizó la torre. A partir de estos valores, se calcularon las fuerzas que actúan sobre la estructura mediante la Ec. 1.54 y a través de un análisis estructural se obtuvieron los desplazamientos a cada 20 m de altura y en la punta de la torre, como se muestra en la Figura 1.8.

$$F_{CFD} = p_{max}A_{az} \quad Ec. 1.54$$

2.3 Comparación de la respuesta estructural. Método estático

Una vez que se obtuvieron las fuerzas del viento en la torre del aerogenerador con diferentes métodos de análisis: a) Manual de Diseño de Obras Civiles MDOC-CFE [47], b) simulación de señales con el modelo ARMA y 3) análisis estacionario con CFD; se calculó el desplazamiento de la estructura. Los resultados se muestran en lo que sigue.

En la Figura 1.8. se representa la comparación del desplazamiento de la torre correspondiente a una velocidad de 50 m/s, sin considerar la fuerza en las palas, para el método estático del MDOC-CFE y el CFD. Se observa que el desplazamiento en la punta de la torre obtenido con método estático del MDOC-CFE (0.07 m) es mayor, un 30%, que el obtenido con CFD (0.05 m). Esta diferencia se debe principalmente a los parámetros empleados en la simulación numérica del modelo de turbulencia y calidad de malla, sin embargo, se puede alcanzar mayor precisión con la simulación CFD siempre y cuando se dispongan de recursos computacionales para ello.

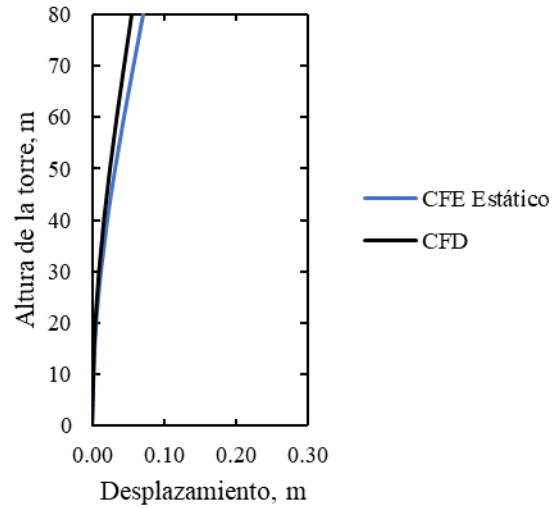


Figura 1.8. Comparación de desplazamientos CFD vs. MDOC-CFE Estático.

2.4 Comparación de la respuesta estructural. Método dinámico

En la Figura 1.9. se muestra la comparación del desplazamiento mínimo, medio y máximo obtenido con el promedio de las simulaciones con el modelo ARMA (0.001, 0.11 y 0.22 m, respectivamente) y el desplazamiento obtenido con el método dinámico del MDOC-CFE (0.08 m). Se puede observar que la respuesta obtenida con el método dinámico del MDOC-CFE es 40 % menor que la respuesta media obtenida con el modelo ARMA, y equivale a casi el 30% de la respuesta máxima obtenida con el modelo ARMA. Esto se debe principalmente a que el MDOC-CFE considera factores de reducción por esbeltez y efectos aerodinámicos que el modelo ARMA no, por lo que emplear el modelo ARMA conlleva a resultados más conservadores en el posterior cálculo de la capacidad estructural.

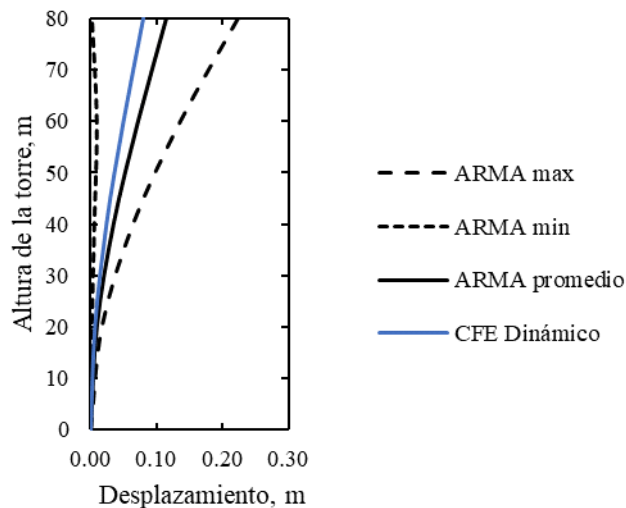


Figura 1.9. Comparación de desplazamientos ARMA vs. MDOC-CFE, calculados con el método dinámico.

3. MODELOS PARA EL CÁLCULO DE ESFUERZOS POR FATIGA

Los componentes de un aerogenerador se ven afectados por efectos de fatiga debido a la variación cíclica de las fuerzas ocasionadas por el viento. En los códigos de diseño de aerogeneradores se establece que la fatiga puede calcularse de acuerdo con la regla de Palmgren-Miner [18] debido a su simplicidad y bajo costo computacional, sin embargo, este modelo no considera el daño acumulado ni la interacción de los niveles de esfuerzos que actúan sobre la estructura. En la literatura se han propuesto diversos modelos de fatiga que solucionen las deficiencias de la regla de Palmgren-Miner, como la regla de daño bi-lineal de Manson [67], modelos deterministas de daño acumulado [68], el enfoque de la curva de daño doble de Manson y Halford [69], modificaciones a las curvas propuestas por Manson basados en energía y deformación [70,71], modelos basados en el criterio del factor de escala de esfuerzos [23], sin embargo, se requieren pruebas experimentales que determinen los parámetros necesarios para aplicar dichos modelos.

También existen metodologías que solamente dependen de la curva S-N del material y que se han ajustado a los resultados de pruebas experimentales como la ley secuencial de Mesmacque [72] o el modelo de isolíneas de daño [73], sin embargo, son modelos difíciles de aplicar de manera práctica.

Existen modelos más refinados que consideran un coeficiente de retardación del crecimiento de grieta, así como la direccionalidad de ésta [74], el cual considera la plastificación del material y la zona de fluencia. Otros métodos involucran la direccionalidad de la fuerza [75,76]. La desventaja de estos métodos reside en la necesidad de hacer análisis refinados de elemento finito para calcular los parámetros requeridos.

El modelo de daño acumulado no lineal propuesto por Aeran, A. *et al.* [22] se basa en el criterio de vida infinita o “safe-life”, donde el elemento presenta un daño total, el cual puede ser la relación entre una longitud de grieta y la longitud de grieta máxima. Este modelo solamente requiere como información el número de ciclos a la falla del detalle constructivo, y tiene las ventajas de considerar el efecto de dos niveles de esfuerzos consecutivos y su fácil programación y aplicación.

3.1 Modelo de daño acumulado no lineal

Para aplicar el modelo de daño acumulado no lineal se requiere del número de ciclos a la falla, N_i , obtenido de la curva S-N del material para cada intervalo de esfuerzos, σ_i , que actúan en la estructura. Así mismo, considera la interacción de dos intervalos de esfuerzos consecutivos mediante un factor de transferencia, μ_i , para obtener el daño acumulado en el instante de tiempo deseado, i .

Como primer paso, se determina el nivel de daño, D_i , que produce el intervalo de esfuerzo σ_i en el instante de tiempo $i = 1$, de acuerdo con la Ec. 1.55.

$$D_i = 1 - \left[\frac{n_i}{N_i} \right]^{\delta_i} \quad \text{Ec. 1.55}$$

donde n_i es el número de ciclos para el intervalo de esfuerzo σ_i . N_i es el número de ciclos a la falla para el intervalo de esfuerzos σ_i , el cual se obtiene directamente de la curva S-N, y δ_i es un parámetro del modelo, que se caracteriza con la Ec. 1.56 [22].

$$\delta_i = \frac{-1.25}{\ln N_i} \quad \text{Ec. 1.56}$$

Para calcular el daño en el instante de tiempo consecutivo $i + 1$, es necesario obtener el factor de transferencia que relaciona dos intervalos de esfuerzos consecutivos, μ_{i+1} , y el número de ciclos efectivos $n_{(i+1)eff}$, para el intervalo de esfuerzos σ_{i+1} , el cual permite obtener el número de ciclos que ocasionaría el intervalo de esfuerzos presente considerando el daño previo (Ecs. 1.57 y 1.58, respectivamente).

$$\mu_{i+1} = \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{i+1}} \right)^2 \quad \text{Ec. 1.57}$$

$$n_{(i+1)eff} = \left[1 - (1 - D_i)^{\frac{\mu_{i+1}}{\delta_{i+1}}} \right] N_{i+1} \quad \text{Ec. 1.58}$$

El número de ciclos totales $n_{(i+1)total}$ para el intervalo de esfuerzos σ_{i+1} se obtiene al sumar el número de ciclos efectivos con el número de ciclos correspondientes al intervalo de esfuerzos σ_{i+1} , como se muestra en la Ec. 1.59.

$$n_{(i+1)total} = n_{(i+1)eff} + n_{i+1} \quad \text{Ec. 1.59}$$

Finalmente, el nivel de daño para el intervalo de esfuerzos σ_{i+1} , se calcula con la Ec. 1.60.

$$D_{(i+1)} = 1 - \left[1 - \frac{n_{(i+1)total}}{N_{i+1}} \right]^{\delta_{i+1}} \quad \text{Ec. 1.60}$$

El nivel de daño será el valor absoluto de las Ecs. 1.55 y 1.60 para cada instante de tiempo correspondiente. En la Figura 1.10. se muestra el diagrama de flujo correspondiente al modelo de daño acumulado.

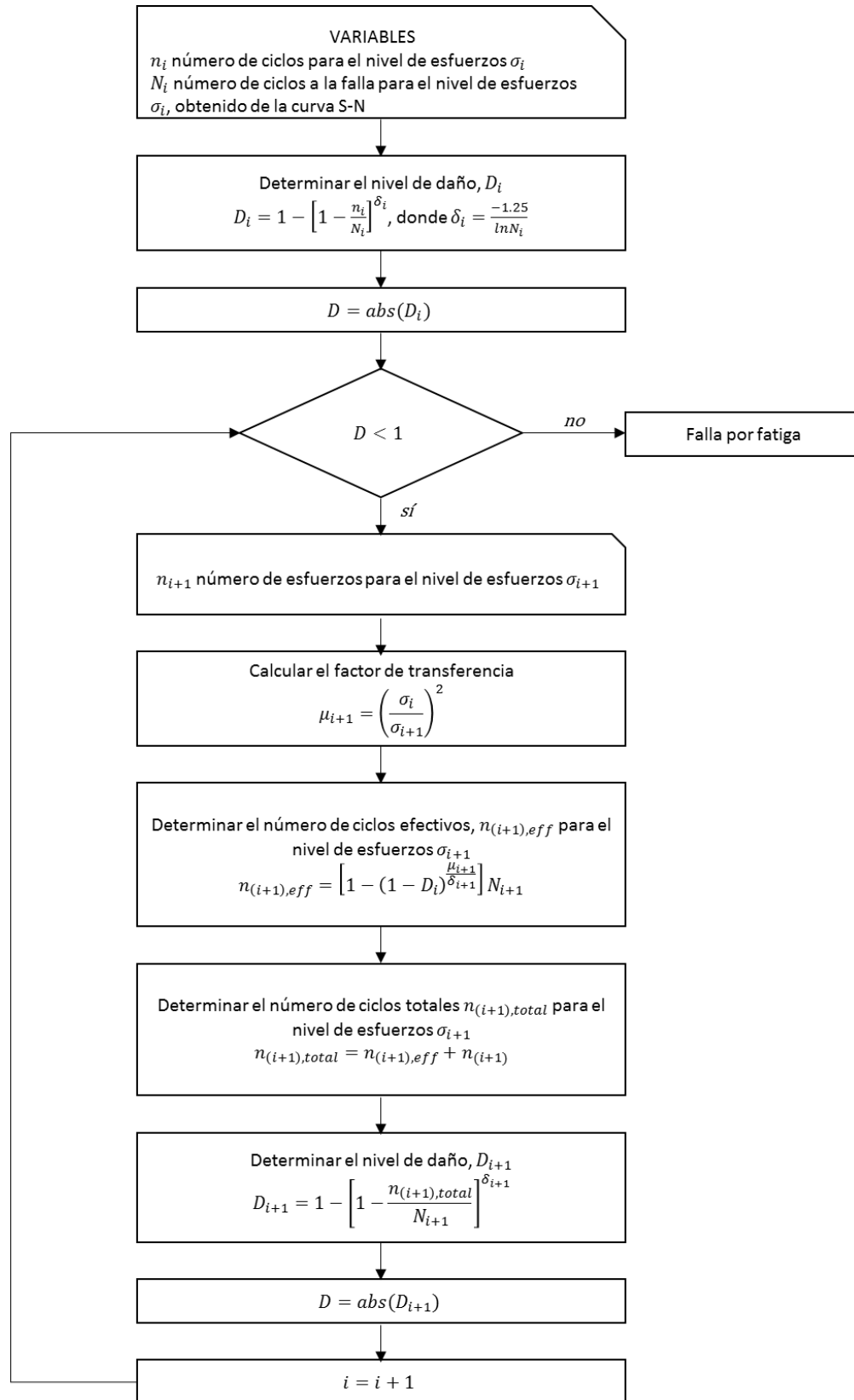


Figura 1.10. Diagrama de flujo de la metodología para el cálculo del daño acumulado [22].

La curva S-N del material se puede obtener de pruebas experimentales o se puede construir, de acuerdo con el Eurocódigo 1993-1-9 [77], a partir del intervalo de esfuerzos de referencia, σ_c , que es el esfuerzo que se presenta para un número de ciclos iguales a 2×10^6 . Este se representa con el punto 1 de la Figura 1.11. El esfuerzo de amplitud constante, σ_D , se relaciona con un número de ciclos iguales a 5×10^6 y con una pendiente de 3 entre el intervalo de esfuerzos de referencia y éste, representado con el punto 2 en la Figura 1.11. El límite de fatiga denominado *Cut off*, σ_L , se relaciona con un número de ciclos iguales a 1×10^8 y con una pendiente de 5 entre el esfuerzo de amplitud constante y éste, como se muestra con el punto 3 de la Figura 1.11.

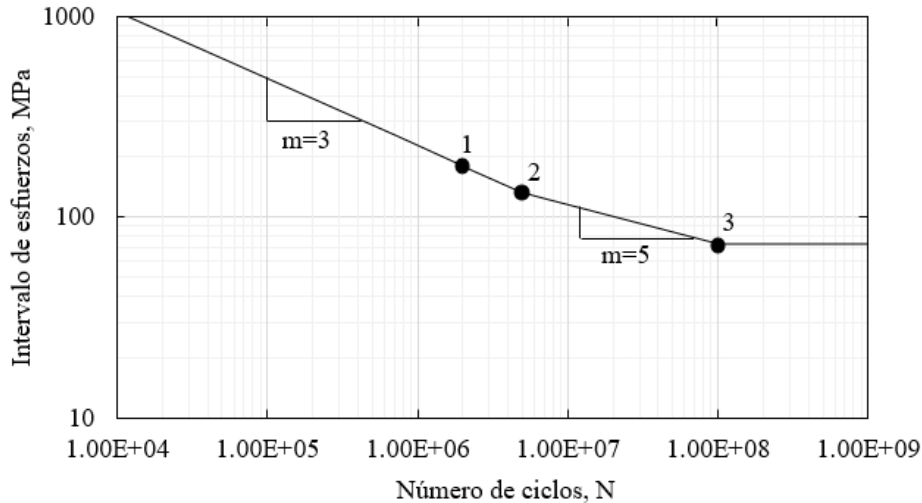


Figura 1.11. Curva S-N para acero S355.

La mayor limitación de este modelo es establecer el número de ciclos para el límite de fatiga en el cual los esfuerzos no intervienen en el daño acumulado (N_L, σ_L). Para el Eurocódigo 1993-1-9 [77] el número de ciclos correspondiente a este límite es de 1×10^8 , Niemi *et al.* [78] proponen un número de ciclos iguales a 2×10^9 y Sutherland [79] considera un número de ciclos entre 1×10^8 y 1×10^9 para alcanzar una vida útil entre 20 y 30 años de componentes de aerogeneradores.

3.2 Conteo de esfuerzos

Para efectos del análisis de fatiga, una historia de esfuerzos puede representarse mediante parámetros discretos como el esfuerzo efectivo y el número de ciclos correspondiente a éste. En otras palabras, el efecto de una historia de esfuerzos de amplitud variable es equivalente al efecto de su esfuerzo efectivo aplicado n -veces el número de ciclos. Para obtener estos factores es necesario aplicar alguna técnica de conteo de ciclos. La ASTM [80] sugiere el uso del conteo de “Rainflow” así como métodos similares a éste. Por su simplicidad y fácil programación, el conteo de “Rainflow” se ha utilizado ampliamente desde que fue propuesto en 1968 por Matsuishi y Endo [81].

Para aplicar el conteo de “Rainflow”, la historia de esfuerzos de amplitud variable e irregular se debe reducir a una historia de extremos con media igual a cero. A partir de esta historia de esfuerzos filtrada se procede a realizar el conteo de ciclos, donde el intervalo de esfuerzos está definido como la diferencia entre dos puntos de inflexión; será positivo cuando un valle es seguido por un pico y

negativo cuando un pico está seguido por un valle. Si el intervalo que se está contando contiene el punto de inicio, se toma como medio ciclo, en caso contrario se tomará como un ciclo completo.

Una vez obtenidos los intervalos de esfuerzos y su número de ciclos, se procede a obtener el intervalo de esfuerzos equivalentes. Este representa un esfuerzo de amplitud constante que producirá el mismo efecto que toda la historia de esfuerzos.

Aplicando la regla de Miner (Ec. 1.61) se calcula la amplitud del esfuerzo equivalente, donde m depende de las características del material, para acero estructural equivale a 3, y f es la frecuencia de ocurrencia del esfuerzo. El número de ciclos del esfuerzo equivalente será la suma del total de número de ciclos calculados.

$$\sigma_{eq} = \left[\frac{\sum \sigma_i^m f_{\sigma i}}{\sum f_{\sigma}} \right]^{1/m} \quad \text{Ec. 1.61}$$

4. RESPUESTA ESTRUCTURAL CONSIDERANDO DAÑO ACUMULADO

Las estructuras civiles presentan daño a lo largo de su vida útil, afectando la capacidad estructural para resistir las demandas ocasionadas por los fenómenos naturales o impidiendo lograr niveles de desempeño estructural satisfactorios. Debido a esto, es importante emplear un modelo adecuado que caracterice el daño en las estructuras, con la finalidad de garantizar la seguridad estructural de las mismas durante su vida útil. En este trabajo se emplea el modelo de daño acumulado no-lineal para caracterizar el daño en la base de la torre de soporte. En la Figura 1.12 se muestra un diagrama de flujo del proceso empleado para caracterizar el daño acumulado en la base de las torres de aerogeneradores. En la siguiente sección se explica cada uno de los pasos.

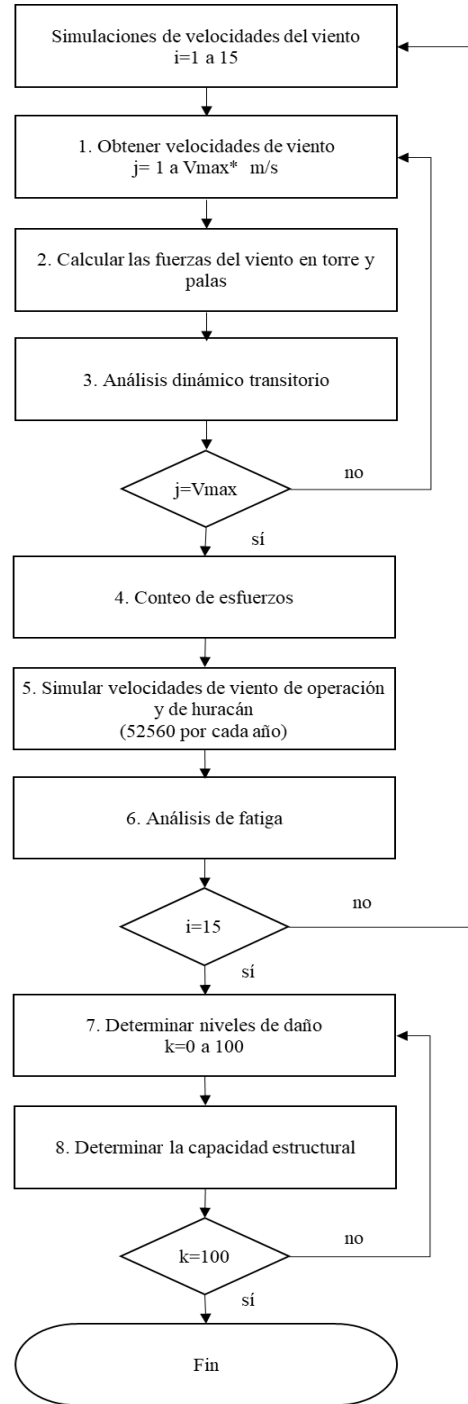


Figura 1.12. Diagrama de flujo correspondiente al cálculo de la capacidad estructural, considerando daño acumulado.

4.1 Velocidades de viento

De igual manera que en la Parte I, sección 2.1 de este trabajo, se ha elegido la región de La Ventosa, Oaxaca como la ubicación de la estructura a analizar. Del MDOC-CFE [47] se toma la velocidad máxima probable que se puede presentar en el lugar, la cual corresponde a 150 km/h a 10 m de altura para un período de retorno de 200 años. De acuerdo con la sección 1.1 de este trabajo, la velocidad máxima que puede presentarse a la altura del rotor es de 195 km/h, es decir, 54 m/s.

Se realizaron 15 simulaciones de velocidades de viento para las 54 velocidades entre 1 m/s y 54 m/s medidas a la altura del centro del rotor, con incrementos de 1 m/s, a cada metro de altura. Para ello se utilizó el método ARMA mediante el programa SVTpro [57]. Se empleó la Función de Densidad de Potencia Espectral de Kaimal y la función de coherencia de Davenport.

4.2 Fuerzas en la torre y en las palas

Las fuerzas en la torre se calcularon a cada metro de altura de acuerdo con lo establecido en la sección 1.2 de este trabajo, mediante la simulación numérica de las velocidades del viento con el modelo ARMA y el cálculo de los coeficientes de arrastre en función al número de Reynolds.

Se efectuaron 15 simulaciones del campo de viento turbulento en el área del rotor mediante el modelo de Veers, como se describe en la Parte I, sección 1.3.1, de este trabajo. A partir de estas velocidades se calcularon las fuerzas del viento que actúan sobre el rotor utilizando la metodología BEM (ver sección 1.3.2) mientras se encuentra en funcionamiento, correspondientes a velocidades entre 5 y 25 m/s; sin embargo, cuando el rotor no está funcionando, para velocidades entre 1 y 4 m/s y mayores que 25 m/s, se aplicó el método BEM simplificado descrito en la sección 1.3.3.

La Figura 1.13. muestra una simulación de las fuerzas del viento en las palas del aerogenerador para una velocidad de 25 m/s, así como el esquema de la aplicación de esta, donde la línea roja indica la dirección del viento.

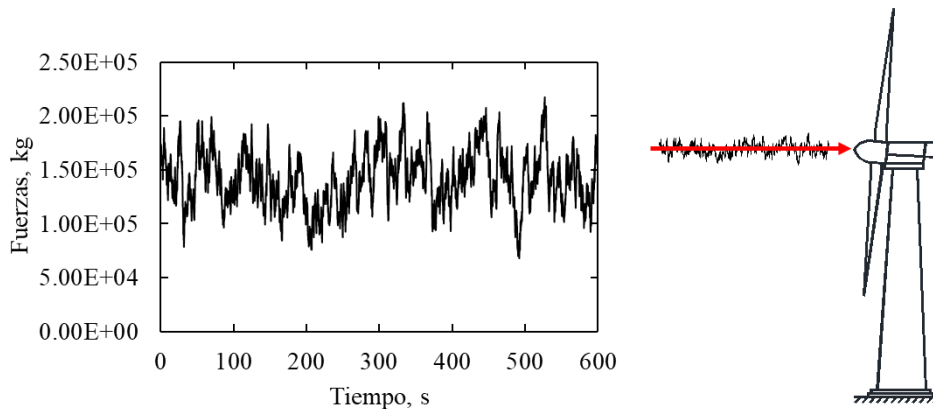


Figura 1.13. Ejemplo de fuerza en las palas, correspondiente a una velocidad de 25 m/s.

4.3 Análisis dinámico transitorio

Una vez obtenidas las historias de fuerzas que actúan en el aerogenerador, se efectúa el análisis dinámico transitorio en el programa ANSYS APDL [56] para cada velocidad media del viento. Estos análisis permiten obtener la historia de esfuerzos en la base de la torre de soporte para cada velocidad.

La torre de soporte se modeló de acuerdo con las características descritas en las tablas 1.2 a 1.4, utilizando 160 elementos tubulares tipo PIPE16 con espesor y diámetro variable. El rotor se modeló como una masa concentrada tipo MASS21, y la base de la torre se modeló como un empotramiento. Se consideraron 81 historias de fuerzas, 80 corresponden a la torre y una a la fuerza ejercida en el centro del rotor. En total se realizaron 810 análisis dinámicos transitorios, los cuales se derivan de las 15 simulaciones de las velocidades de 1 m/s a 54 m/s.

4.4 Conteo de esfuerzos

Se aplicó el método de conteo de “Rainflow” para efectuar el conteo de esfuerzos y el número de ciclos de cada una de las historias de esfuerzos en la base de la torre. A partir de estos resultados, se aplicó la Ec. 1.61 para calcular el esfuerzo equivalente, σ_{eq} , y el número de ciclos del esfuerzo equivalente.

El resultado final de este procedimiento son 15 tablas como la que se muestra a continuación (tabla 1.5), la cual relaciona una velocidad media con el esfuerzo medio de la historia de esfuerzos (columna 1), la desviación estándar del esfuerzo medio (columna 2), el esfuerzo equivalente o esfuerzo efectivo de la historia de esfuerzos (columna 3) y el número de ciclos del esfuerzo efectivo (columna 4). Esto permite relacionar el efecto que ocasiona una velocidad media, V , con parámetros discretos como el esfuerzo equivalente y el número de ciclos para su uso en el análisis de fatiga.

Tabla 1.5 Resultado del conteo de esfuerzos para una simulación de velocidades de viento.

VELOCIDAD MEDIA (m/s)	ESFUERZO MEDIO (Pa)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR (Pa)	ESFUERZO EQUIVALENTE (Pa)	NÚMERO DE CICLOS
1	-2.80E+02	2.63E+03	2.28E+04	540.5
2	8.41E+02	2.00E+04	1.05E+05	398.5
3	-3.94E+03	3.84E+04	2.12E+05	368
4	-5.97E+03	1.00E+05	2.78E+05	306.5
5	6.13E+03	8.24E+04	2.40E+05	508
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
10	-1.42E+05	1.10E+06	2.70E+06	511.5
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
20	-4.79E+05	4.16E+06	1.78E+07	330
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
30	-1.14E+06	8.48E+06	4.36E+07	318.5
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
40	-5.15E+06	2.03E+07	8.16E+07	352
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
50	-9.47E+06	3.34E+07	1.39E+08	374
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
54	-7.24E+06	3.42E+07	1.59E+08	338

4.5 Simulación de velocidades de viento estacionario y huracán

Para evaluar los efectos de fatiga en las estructuras, es importante que la vida útil se represente en ciclos de 10 minutos de duración, es decir, si la vida útil de una estructura es de 50 años, este tiempo equivale a 2'628,000 ciclos de 10 minutos de duración. Cada ciclo corresponde a una señal de velocidad del viento que se puede presentar en el sitio, la cual se representa con el valor de la velocidad media, V_i .

Mediante la distribución de probabilidad de velocidades de viento del lugar, se simulan las velocidades medias de viento estacionario (Ec. 1.6) y viento de huracán (Ec. 1.10) que se pudieran presentar a lo largo de la vida útil de la estructura.

Los parámetros que caracterizan la función de distribución de probabilidad de velocidades de viento estacionario en La Ventosa, Oaxaca se describen en la Tabla 1.6. Los valores de velocidades medias y parámetros de escala son a una altura de 80 m.

De igual manera, los parámetros para simular la ocurrencia de eventos huracanados en la zona se describen en la Tabla 1.7. La tasa de ocurrencia de huracanes para la zona de La Ventosa, Oaxaca se obtuvo con base en el Atlas Climatológico de Ciclones Tropicales en México [82].

Tabla 1.6 Parámetros utilizados para la distribución Weibull bimodal.

PARÁMETROS	VALOR	
p	0.3799	
\bar{V}_1	4.19	m/s
σ_1	2.212	m/s
k_1	1.674	
c_{w1}	4.964	m/s
\bar{V}_2	17.25	m/s
σ_2	3.256	m/s
k_2	5.232	
c_{w2}	18.741	m/s

Tabla 1.7 Parámetros para simular eventos huracanados

PARÁMETRO	VALOR	
Velocidad máxima de viento estacionario	30	m/s
Velocidad máxima T=200	54	m/s
Tasa de ocurrencia de huracanes	0.19	

4.6 Análisis de fatiga

En el presente trabajo se eligió el modelo de daño acumulado no-lineal [22] para desarrollar los análisis de fatiga. Este modelo considera el efecto de dos intervalos de esfuerzos subsecuentes y el daño en el paso previo.

Para la evaluación de la fatiga se aplicaron las Ecs. 1.55 a 1.60 para las 2'628,000 velocidades de viento simuladas en el punto 4.5. Como se describió en la Parte I, sección 3.2, a cada velocidad media le corresponde un valor de esfuerzo, σ_i , y un número de ciclos de ese esfuerzo n_i , que corresponde al esfuerzo equivalente y al número de ciclos de éste.

El análisis de fatiga se llevó a cabo para diferentes números de ciclos a la falla desde 1×10^8 hasta 1×10^9 con incrementos de 1×10^8 ciclos. En la Figura 1.14 se muestran los resultados de los 15 análisis

de fatiga efectuados para los 10 números de ciclos a la falla. Los resultados del daño acumulado versus el tiempo transcurrido desde la instalación de la torre se representan con círculos grises, y la mediana de los resultados, para cada número de ciclos a la falla, se representa con líneas continuas. En la imagen, el eje horizontal principal representa el tiempo transcurrido a partir de la instalación de la estructura, en años, y el eje horizontal secundario (superior) representa el número de ciclos de 10 minutos transcurridos a partir de la instalación, los ejes verticales indican en nivel de daño acumulado en la base de la torre.

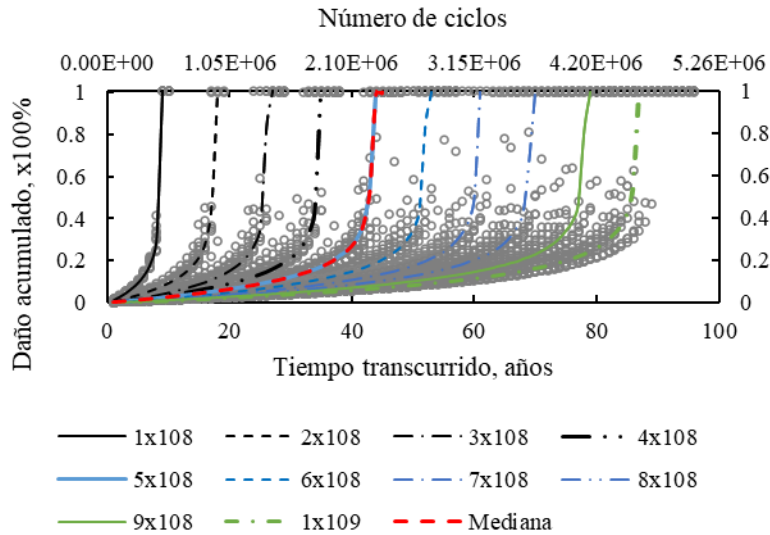


Figura 1.14 Daño acumulado en la base de la torre, para diferentes números de ciclos a la falla.

En la Figura 1.15 se muestra la mediana del daño acumulado considerando todos los números de ciclos a la falla. Se puede observar que esta curva es idéntica a la mediana del número de ciclos a la falla de 5×10^8 , como puede observarse en la Figura 1.14. Así mismo, puede observarse que la vida útil de la torre de soporte es de 45 años, resultado aceptable considerando que la vida útil de los componentes de un aerogenerador oscila entre 20 y 40 años [79]. A partir de la figura 1.15 se estimó, en el presente trabajo, el tiempo en el que ocurre cada nivel de daño.

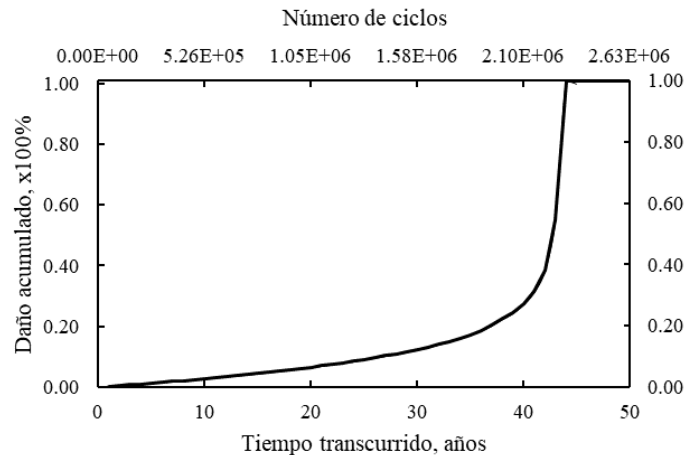


Figura 1.15 Mediana del daño acumulado.

4.7 Determinación de los niveles de daño

Con el objetivo de determinar la variación de la capacidad estructural de la torre de soporte del aerogenerador, se eligieron los siguientes siete niveles de daño: sin daño, 5%, 10%, 15%, 25%, 50% y 70%. El daño puede caracterizarse con una disminución en la resistencia o el espesor del elemento, de acuerdo con el API [83].

El nivel de daño se representó aquí como una disminución en el espesor en los primeros dos metros de altura de la torre, en función del nivel de daño analizado [84]. La reducción del espesor de la torre de soporte se hizo de forma similar a como se realiza en los análisis de fatiga para plataformas marinas [85]. En la Tabla 1.8 se muestra el tiempo en el que ocurre cada nivel de daño analizado, y la reducción del espesor de la torre del aerogenerador.

Tabla 1.8 Reducción del espesor de acuerdo con el nivel de daño

NIVEL DE DAÑO ACUMULADO (%)	TIEMPO TRANSCURRIDO (AÑOS)	REDUCCIÓN DEL ESPESOR (%)
5	16	5
10	27	11
15	31	16
25	39	27
50	43	53
70	44	75

4.8 Determinación de la capacidad estructural

Para cada nivel de daño se efectuaron 15 Análisis Dinámicos Incrementales (ADIs) considerando no-linealidades del material y de la geometría. Se consideraron velocidades del viento de 1 m/s a 54 m/s con incrementos de 1m/s.

Los análisis se realizaron utilizando el programa ANSYS APDL [56]. La torre de soporte de la torre se modeló con 160 elementos tubulares tipo PIPE20 con variación en el diámetro y espesor; el rotor se modeló como una masa concentrada tipo MASS21. La base de la torre se consideró empotrada.

Se obtuvieron curvas de capacidad relacionando el desplazamiento máximo en la punta de la torre vs la velocidad media del viento, como se muestra en la Figura 1.16. Para el presente trabajo se consideró el estado límite de colapso. El desplazamiento asociado a éste se calculó como aquel dónde la curva de desplazamiento tiene una pendiente igual o menor que 1%, representado con puntos en la Figura 1.16.

Con los resultados obtenidos de los ADIs se obtiene la mediana de los logaritmos del desplazamiento asociado a cada nivel de daño, así como su desviación estándar, para determinar el desplazamiento asociado a la capacidad media del nivel de daño. En la Figura 1.17 se muestra la mediana de la capacidad estructural para el estado límite de colapso considerando que la torre presenta un nivel de daño de 0%, 5%, 10%, 15%, 25%, 50% y 70%, en la Figura 1.18 se presentan las desviaciones estándar del logaritmo de los desplazamientos máximos en la punta de la torre y en la Figura 1.19 se muestran las desviaciones estándar del logaritmo de la demanda del estado límite de colapso.

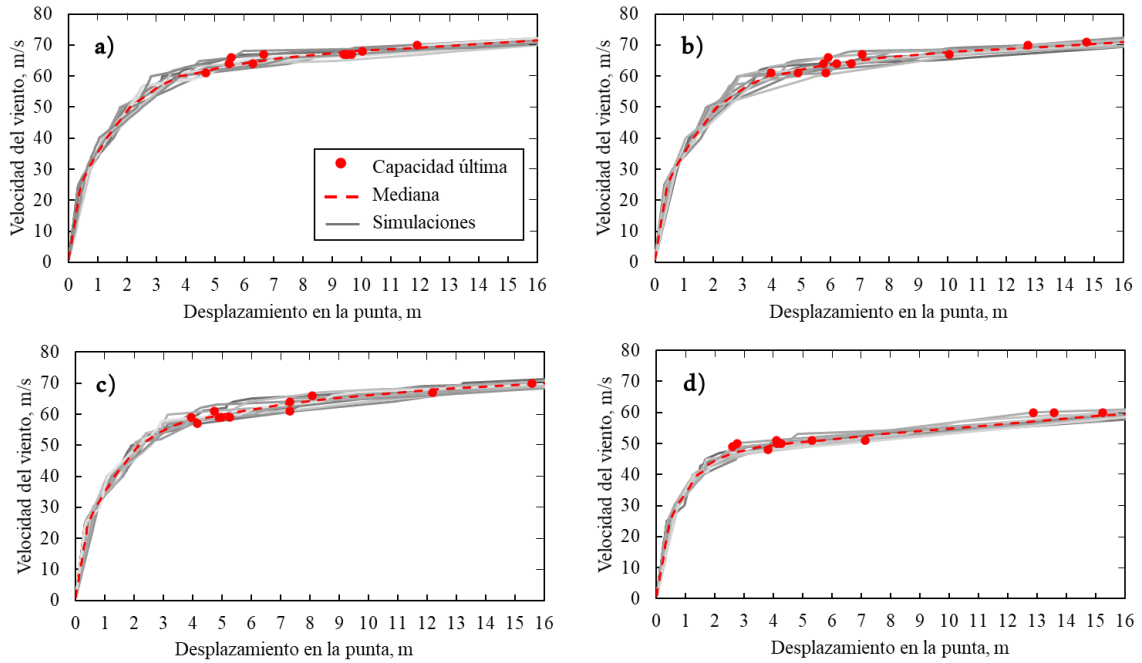


Figura 1.16 Curvas de capacidad obtenidas de ADIs para diferentes niveles de daño: a) sin daño, b) 5%, c) 15% y d) 70%.

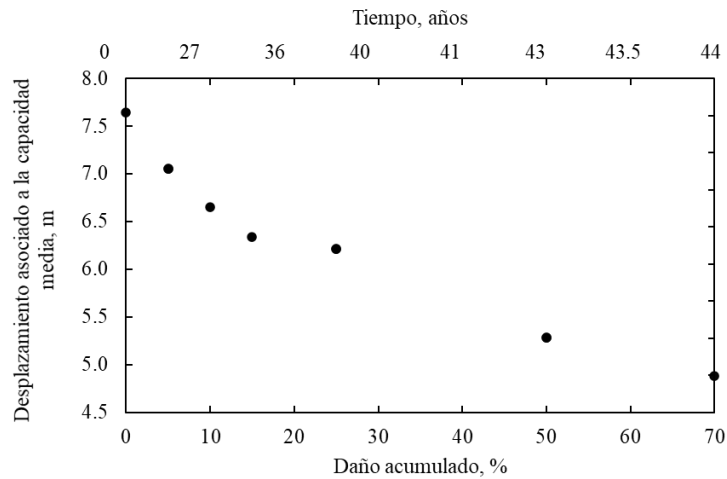


Figura 1.17 Capacidad media asociada a diferentes niveles de daño.

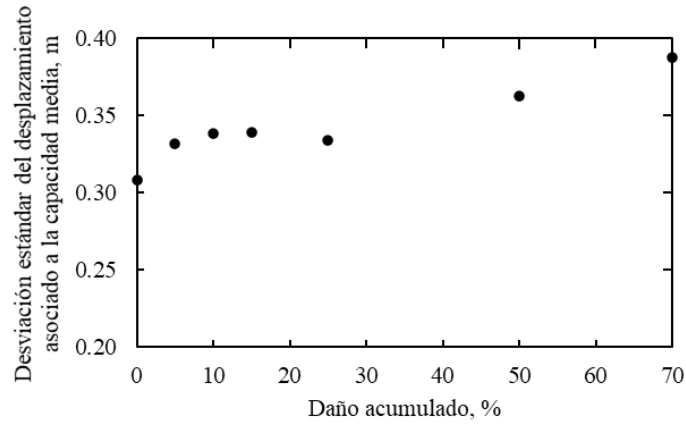


Figura 1.18 Desviación estándar del desplazamiento asociado a la capacidad media.

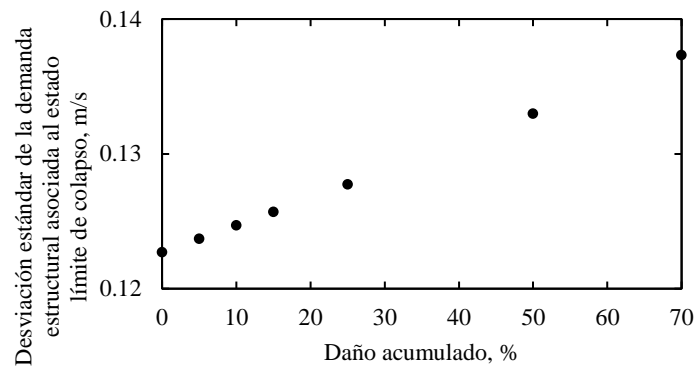


Figura 1.19 Desviación estándar de la demanda asociada al estado límite de colapso.

5. CONCLUSIONES DE LA PARTE I

El comportamiento de la respuesta estructural obtenida con el método estático del MDOC-CFE y la obtenida con un análisis de régimen estacionario utilizando CFD es similar, por lo cual se puede determinar que la herramienta de CFD es útil si se necesita determinar el comportamiento del fluido alrededor de la estructura. La exactitud del valor obtenido con la herramienta de CFD dependerá de las características de la malla y la caracterización de los modelos de turbulencia.

La respuesta obtenida con el análisis dinámico del MDOC-CFE representa la respuesta media de una estructura ante una velocidad de viento, sin embargo, el valor del desplazamiento es menor que el obtenido a través de simulaciones numéricas, debido a que se involucran factores de reducción de las fuerzas.

Es necesario realizar un análisis en el régimen transitorio del fluido con CFD para poder comparar la respuesta estructural obtenida de: 1) un análisis dinámico, 2) la simulación de señales y 3) CFD. Esto implica mayores recursos computacionales de los que se disponen, así como excesivo tiempo computacional; debido a ello y a los alcances de la investigación, se determina que la simulación numérica es la herramienta adecuada para el desarrollo de la investigación doctoral debido al amplio número de análisis que se desarrollarán.

Dada la amplia incertidumbre del valor del Coeficiente de arrastre en el rango de flujo crítico y supercrítico, se ha optado por calcularlo de acuerdo con lo establecido en el Código de Diseño para Chimeneas de Acero debido a la practicidad de las ecuaciones cerradas en función únicamente del número de Reynolds.

De igual manera, es importante considerar el perfil de velocidad media del viento tomando la altura de referencia igual a la altura del centro del rotor en lugar de 10 m. Esto con la finalidad de homogeneizar los parámetros de análisis como el peligro eólico y estados límite de servicio y colapso a la altura del rotor; así como para diferenciar fácilmente el estado del rotor entre operación (de 5 a 25 m/s) y detenido.

La velocidad de referencia del viento se debe tomar a la altura del rotor para identificar claramente cuando el rotor se encuentra detenido o en operación y homogeneizar la altura de referencia en los estados límite, peligro eólico y simulación de ocurrencia de velocidades del viento.

REFERENCIAS DE LA PARTE I

1. Shaoyu X., Xiuli, W., Chong, Q., Xifan, W., y Jingli, G. (2015). Impacts of different wind speed simulation methods on conditional reliability indices. *International Transactions on Electrical Energy Systems*, 25(2), 359-373. <https://doi.org/10.1002/etep.1851>
2. Soman, S. S., Zareipour, H., Malik, O., y Mandal, P. (2010). A review of wind power and wind speed forecasting methods with different time horizons. *North American Power Symposium 2010*, 1-8. <https://doi.org/10.1109/NAPS.2010.5619586>.
3. Kitagawa, T., y Nomura, T. (2003). A wavelet-based method to generate artificial wind fluctuation data. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 91(7), 943-964. [https://doi.org/10.1016/S0167-6105\(03\)00037-0](https://doi.org/10.1016/S0167-6105(03)00037-0)
4. Aksoy, H., Toprak, Z. F., Aytek, A., y Ünal, N. E. (2004). Stochastic generation of hourly mean wind speed data. *Renewable energy*, 29(14), 2111-2131. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2004.03.011>
5. Bechrakis, D. A., y Sparis, P. D. (2000). Simulation of the wind speed at different heights using artificial neural networks. *Wind Engineering*, 24(2), 127-136. <https://doi.org/10.1260/0309524001495503>
6. Bilgili, M., Sahin, B., y Yasar, A. (2007). Application of artificial neural networks for the wind speed prediction of target station using reference stations data. *Renewable Energy*, 32(14), 2350-2360. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2006.12.001>
7. Cadenas, E., y Rivera, W. (2010). Wind speed forecasting in three different regions of Mexico, using a hybrid ARIMA-ANN model. *Renewable Energy*, 35(12), 2732-2738. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2010.04.022>
8. Liu, H., Tian, H., Pan, D., y Li, Y. (2013). Forecasting models for wind speed using wavelet, wavelet packet, time series and Artificial Neural Networks. *Applied Energy*, 107, 191-208. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2013.02.002>
9. Torres, J. L., García, A., De Blas, M., y De Francisco A. (2005). Forecast of hourly average wind speed with ARMA models in Navarre Spain. *Solar Energy*, 79, 65-77. <https://doi.org/10.1016/j.solener.2004.09.013>
10. Erdem, E., y Shi, J. (2011). ARMA based approaches for forecasting the tuple of wind speed and direction. *Applied Energy*, 88(4), 1405-1414. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2010.10.031>
11. Glauert, H. (1935) Airplane Propellers, en *Aerodynamic Theory* (pp 169-360). Berlín, Alemania. Ediciones Springer.
12. Burton, T., Sharpe, D., Jenkins, N., y Bossanyi, E. (2001). *Wind Energy Handbook*. England: John Wiley and Sons.
13. Branlard E. S. P., y Gaunaa M. (2015). *Analysis of wind turbine aerodynamics and aeroelasticity using vortex-based methods*. Tesis de doctorado. Technical University of Denmark, DTU Wind Energy.
14. Bazilevs, Y., Hsu, M.-C, Kiendl, J., Wüchner, R., y Bletsinger, K.-U. (2011) 3D simulation of wind turbine rotors at full scale. Part II: Fluid-structure interaction modeling with composite blades. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 65, 236-253. <https://doi.org/10.1002/flid.2454>
15. Hartwanger, D., y Horvat A. (2008). 3D modelling of a wind turbine using CFD. En *NAFEMS UK Conference Engineering Simulation: Effective Use and Best Practice*, Cheltenham, United Kingdom.
16. Frandsen, S., y Thøgersen, M. L. (1999). Integrated fatigue loading for wind turbines in wind farms by combining ambient turbulence and wakes. *Wind Engineering*, 327-339.
17. Lavassas, I., Nikolaidis, G., Zervas, P., Eftimiou, E., Doudoumis, I. N., y Baniotopoulos, C. C. (2003). Analysis and design of the prototype of a steel 1-MW wind turbine tower. *Engineering structures*, 25(8), 1097-1106. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00059-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00059-2)
18. Ashuri, T., Zaaier, M. B., Martins, J. R., Van Bussel, G. J., y Van Kuik, G. A. (2014). Multidisciplinary design optimization of offshore wind turbines for minimum levelized cost of energy. *Renewable energy*, 68, 893-905. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2014.02.045>
19. Fu, B., Zhao, J., Li, B., Yao, J., Teifouet, A. R. M., Sun, L., y Wang, Z. (2020). Fatigue reliability analysis of wind turbine tower under random wind load. *Structural Safety*, 87, 101982. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2020.101982>
20. Miner, A.A., (1945). Cumulative Damage in Fatigue. *Transactions of the ASME, Journal of Applied Mechanics*, 67, A159.
21. Hashin, Z., y Rotem, A. (1978). A cumulative damage theory of fatigue failure. *Materials Science and Engineering*, 34,147-160. [https://doi.org/10.1016/0025-5416\(78\)90045-9](https://doi.org/10.1016/0025-5416(78)90045-9)

22. Aeran, A., Siriwardane, S. C., Mikkelsen, O., y Langen, I. (2017). A new nonlinear fatigue damage model based only on SN curve parameters. *International Journal of Fatigue*, 103, 327-341. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2017.06.017>
23. Anes, V., Caxias, J., Freitas, M. y Reis L. (2017). Fatigue damage assessment under random and variable amplitude multiaxial loading conditions in structural steels. *International Journal of Fatigue*, 100, 591-601. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2016.12.009>
24. Gebhardt, C. G., Preidikman, S., y Massa, J. C. (2009). Análisis aeroservoelástico de generadores eólicos de gran potencia y eje horizontal: una nueva metodología. En *Tercer congreso Iberoamericano Hidrógeno y Fuentes sustentables de energía-HYFUSEN 2009*.
25. Yang, S. C., y Hong, H. P. (2016). Nonlinear inelastic responses of transmission tower-line system under downburst wind. *Engineering Structures*, 123, 490-500. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.047>
26. Zhang, W., Zhu, J., Liu, H., y Niu, H. (2015). Probabilistic capacity assessment of lattice transmission towers under strong wind. *Frontiers in Built Environment*, 1, 20. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2015.00020>
27. Judd, J. P., y Charney, F. A. (2015). Inelastic behavior and collapse risk for buildings subjected to wind loads. En *Structures Congress 2015* (pp. 2483-2496). <https://doi.org/10.1061/9780784479117.215>
28. Mohammadi, A., Azizinamini, A., Griffis, L., y Irwin, P. (2019). Performance Assessment of an Existing 47-Story High-Rise Building under Extreme Wind Loads. *Journal of Structural Engineering*, 145(1), 04018232. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002239](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002239)
29. Dimopoulos, C. A., Koulatsou, K., Petrini, F., y Gantes, C. J. (2015). Assessment of stiffening type of the cutout in tubular wind turbine towers under artificial dynamic wind actions. *The Journal of Computational and Nonlinear Dynamics*, 10, 1–9. <https://doi.org/10.1115/1.4028074>
30. Tolentino, D., y Ruiz, S. E. (2014). Influence of structural deterioration over time on the optimal time interval for inspection and maintenance of structures. *Engineering Structures*, 61, 22–30. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.012>
31. Hansen, M. O. L. (2008) *Aerodynamics of Wind Turbines*. (2ª ed.) London: Earthscan.
32. Det Norske Veritas y Wind Energy Department, Risø Laboratory. (2002). *Guidelines for Design of Wind Turbines*. Copenhagen.
33. Perea-Moreno, A., Alcalá, G., y Hernandez-Escobedo, Q. (2020). Seasonal wind energy characterization in the gulf of Mexico. *Energies*, 13(93), 1-21. <https://doi.org/10.3390/en13010093>
34. Jaramillo, O. A., Borja, M.A. (2004). Wind speed analysis in La Ventosa, Mexico: a bimodal probability distribution case. *Renewable Energy*, 29(10), 1613–1630. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2004.02.001>
35. Russel, L.R., y Schuëller, G. I. (1974). Probabilistic models for Texas Gulf coast Hurricane occurrences. *Journal of petroleum technology*, 16, 279-288.
36. Li, D. D., y Chen, C. (2005). Wind speed model for dynamic simulation of wind power generation system. En *Proceedings-Chinese Society of Electrical Engineering*, 25(21), 41.
37. De Giorgi, M. G., Ficarella, A., y Tarantino, M. (2011). Error analysis of short term wind power prediction models. *Applied Energy*, 88(4), 1298-1311. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2010.10.035>
38. Davenport, A. G. (1961). The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 87, 194-211. <https://doi.org/10.1002/qj.49708737208>
39. Galsworthy, J. (2000) *Aspects of Across-Wind Loads and Effects on Large Reinforced Concrete Chimneys*. Tesis de doctorado. The University of Western Ontario.
40. International Committee for Industrial Chimneys. (2000) *Model Code for Steel Chimneys with Commentaries*. Switzerland.
41. Prandtl, L., Wieselsberger, C., y Betz, A. (Eds.). (2019). *Ergebnisse der aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen. Lfg. 3*. Walter de Gruyter GmbH & Co KG.
42. Roshko, A. (1961). Experiments on the flow past a circular cylinder at very high Reynolds number. *Journal of fluid mechanics*, 10(3), 345-356. <https://doi.org/10.1017/S0022112061000950>
43. Fage, A., y Warsap, J. H. (1929). *The effects of turbulence and surface roughness on the drag of a cylinder*. Aeronautical Research Committee Reports & Memoranda. HM Stationery Office.
44. Achenbach, E. (1968). Distribution of local pressure and skin friction around a circular cylinder in cross-flow up to $Re = 5 \times 10^6$. *Journal of Fluid Mechanics*, 34(4), 625-639.
45. Delaney, N.K., y Sorensen, N.E. (1953). Low speed drag of cylinders of various shapes. NACA TN 3038.
46. Bruun, H. H., y Davies, P. O. A. L. (1975). An experimental investigation of the unsteady pressure forces on a circular cylinder in a turbulent cross flow. *Journal of Sound and Vibration*, 40(4), 535-559.
47. Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Manual de Diseño de obras civiles. Diseño por viento*. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México

48. Veers, P. S. (1988) *Three-Dimensional Wind Simulation*. Albuquerque.
49. Prandtl, L., y Betz, A. (1919). *Schraubenpropeller mit geringstem Energieverlust*. Göttinger Nachrichten.
50. Buhl, M. L. (2005). *A New Empirical Relationship between Thrust Coefficient and Induction Factor for the Turbulent Windmill State* (No. NREL/TP-500-36834). National Renewable Energy Laboratory (NREL), Golden, CO (United States). <https://doi.org/10.2172/15016819>
51. Moriarty, P. J., y Hansen, C. (2005) *AeroDyn Theory Manual*. (No. NREL/TP-500-36881). National Renewable Energy Laboratory (NREL), Golden, CO (United States). <https://doi.org/10.2172/15014831>
52. Timmer, W.A. (2010). Aerodynamic characteristics of wind turbine blade airfoils at high angles-of-attack. *Journal of Physics Conference: The Science of Making Torque from Wind, TORQUE: 2010*, 71-78.
53. Kim, D. H., Lee, S. G., y Lee, I. K. (2014). Seismic fragility analysis of 5MW offshore wind turbine. *Renewable Energy*, 65, 250-256. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2013.09.023>
54. Shzu, M. A. M., Morais, M. V. G., G. del Prado, Z. J., y Avila, S. M. (2015) Finite Element Analysis of a Wind Turbine Tower with a Pendulum Tuned Mass Damper. En: *Proceedings of the XVII International Symposium on Dynamic Problems of Mechanics, 2015*.
55. Gamesa, (2015). Los Parques Eólicos de Gamesa Eólica en Oaxaca como un caso de éxito.
56. ANSYS Inc. (2013a) *ANSYS APDL Academic Research*. Canonsburg, United States.
57. Ortegón, J. A. y Pozos-Estrada, A. (2017) Educational Software for Wind Engineering Applications on Structures. En: *6th Structural Engineers World Congress*. Cancún 2017.
58. ANSYS Inc. (2013b). *ANSYS FLUENT*. Canonsburg, United States.
59. Zahle, F., Sørensen, N. N., y Johansen, J. (2009). Wind turbine rotor-tower interaction using an incompressible overset grid method. *Wind Energy*, 12(6), 594–619. <https://doi.org/10.1002/we.327>
60. Hsu, M. C., y Bazilevs, Y. (2012). Fluid-structure interaction modeling of wind turbines: Simulating the full machine. *Computational Mechanics*, 50(6), 821–833. <https://doi.org/10.1007/s00466-012-0772-0>
61. Reiso, M. (2013). *The Tower Shadow Effect in Downwind Wind Turbines*. Tesis Doctoral. Norwegian University of Science and Technology.
62. Rahimi, H., Dose, B., Stoevesandt, B., y Peinke, J. (2016, September). Investigation of the validity of BEM for simulation of wind turbines in complex load cases and comparison with experiment and CFD. En: *Journal of Physics: Conference Series* (Vol. 749, No. 1). <https://doi.org/10.1088/1742-6596/749/1/012015>
63. Bazeos, N., Hatzigeorgiou, G. D., Hondros, I. D., Karamaneas, H., Karabalis, D. L., y Beskos, D. E. (2002). Static, seismic and stability analyses of a prototype wind turbine steel tower. *Engineering structures*, 24(8), 1015-1025. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00021-4](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00021-4)
64. Lavassas, I., Nikolaidis, G., Zervas, P., Efthimiou, E., Doudoumis, I. N., y Baniotopoulos, C. C. (2003). Analysis and design of the prototype of a steel 1-MW wind turbine tower. *Engineering structures*, 25(8), 1097-1106. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00059-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00059-2)
65. Chen, C., Shen, H. B., y Wang, M. (2013) Dynamic Analysis of the Wind Turbine Tower. *Advanced Materials Research*, 790, 651–654. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.790.651>
66. Franke, J., Hirsch, C., Jensen, A. G., Krüs, H. W., Schatzmann, M., Westbury, P. S., ... y Wright, N. G. (2004, May). Recommendations on the use of CFD in predicting pedestrian wind environment. En: *Cost action C* (Vol. 14).
67. Manson, S. S., Freche, J., y Ensign, C. (1967). Application of a double linear damage rule to cumulative fatigue. *NASA Technical note*. <https://doi.org/10.1520/STP47237S>
68. Hashin, Z., y Rotem, A., (1978). A cumulative damage theory of fatigue failure. *Materials Science and Engineering*, 34, 147-160. [https://doi.org/10.1016/0025-5416\(78\)90045-9](https://doi.org/10.1016/0025-5416(78)90045-9)
69. Manson, S.S., y Halford, G.R. (1981). Practical implementation of the double linear damage rule and damage curve approach for treating cumulative fatigue damage. *International Journal of Failure*, 17, 169-192.
70. Hwang, W., y Han, K. S. (1986). Cumulative damage models and multi-stress fatigue life prediction. *Journal of Composite Materials*, 20, 125-153. <https://doi.org/10.1177/002199838602000202>
71. Fatemi, A., y Yang, L., (1998). Cumulative fatigue damage and life prediction theories: a survey of the state of the art for homogeneous materials. *International Journal of Fatigue*, 20, 9-34. [https://doi.org/10.1016/S0142-1123\(97\)00081-9](https://doi.org/10.1016/S0142-1123(97)00081-9)
72. Mesmacque, G., Garcia, S., Amrouche, A., y Rubio-Gonzalez, C. (2005). Sequential law in multiaxial fatigue, a new damage indicator. *International Journal of Fatigue*, 27(4), 461-467. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2004.08.005>
73. Rege, K., y Pavlou D.G. (2017). A one-parameter nonlinear fatigue damage accumulation model. *International Journal of Fatigue*, 98, 234-246. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2017.01.039>

74. Pavlou, D. G. (2000). Prediction of fatigue crack growth under real stress histories. *Engineering and Structures*, 22, 1707-1713. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(99\)00069-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00069-3)
75. Richard, H. A., Schramm, B., y Schirmeisen, N. H. (2014). Cracks on mixed mode loading—theories, experiments, simulations. *International Journal of Fatigue*, 62, 93-103. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2013.06.019>
76. Heirani, H., y Farhangdoost, K. (2017). Mixed mode I/II fatigue crack growth under tensile or compressive far-field loading. *Materials Research Express*, 4, 116505. <https://doi.org/10.1088/2053-1591/aa9446>
77. EN 1993-1-9 (2005) (English): *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue* [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
78. Niemi, E., Fricke, W., y Maddox, S. J. (2006). *Fatigue analysis of welded components: Designer's guide to the structural hot-spot stress approach*. Woodhead Publishing.
79. Sutherland, H. J. (1999). *On the fatigue analysis of wind turbines*. Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM (United States).
80. ASTM E1049-85. (1997). *Standard practices for cycle counting in fatigue analysis*. ASTM International, West Conshohocken, PA, (United States).
81. Matsuishi, M., y Endo, T. (1968). Fatigue of metals subjected to varying stress. *Japan Society of Mechanical Engineers, Fukuoka, Japan*, 68(2), 37-40.
82. Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED (2002). *Atlas climatológico de ciclones tropicales en México*. Ciudad de México.
83. American Petroleum Institute, API (1993). *Recommended practice for planning, designing and construction fixed offshore platforms- load and resistance factor design. API RP 2°-LRFD*. Washington, D.C, (United States).
84. José, D. (2016). Evaluación de la confiabilidad de torres de aerogeneradores sujetas a viento turbulento. Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México.
85. Torres, M. A., y Ruiz, S. E. (2007). Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Engineering Structures*, 29, 2183–2192. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.014>

PARTE II

CÁLCULO DE LA CONFIABILIDAD EVOLUTIVA APLICADA A INGENIERÍA DE VIENTO, MEDIANTE UN ANÁLISIS SIMPLIFICADO

El diseño y análisis probabilista de estructuras se ha centrado principalmente en obtener la probabilidad de excedencia anual de los niveles de desempeño de edificios ante excitaciones sísmicas [1-5]. Posteriormente, esta metodología se ha aplicado a la Ingeniería de Viento, como ejemplo, algunos autores [6-7] han establecido niveles de desempeño para desarrollar el Diseño Eólico Basado en Desempeño (PBWD, por su nombre en inglés: *Performance-Based Wind Design*) en edificios altos. Otros autores han extendido la metodología del Diseño Sísmico Basado en Desempeño al PBWD [8-10]. Esta metodología ha sido aplicada a edificios a base de marcos de madera [11], puentes con claros grandes [12] y edificios altos [13,14]. Incluso el PBWD se ha extendido en al diseño óptimo de edificios altos [15-17], así como para obtener periodos óptimos de mantenimiento de plataformas marinas tipo “jacket” [18], o para evaluar la confiabilidad estructural en función del tiempo considerando deterioro en el material [19-21].

Las estructuras generalmente se deterioran con el paso del tiempo, por lo que su confiabilidad se va modificando debido al efecto de la degradación de los materiales que las constituyen [22,23], y al efecto de las acciones externas (provocadas por sismo, viento, mareas, etc.). Debido a lo anterior es necesario contar con formulaciones sencillas que sirvan para evaluar la manera en que va cambiando la confiabilidad con el paso del tiempo o con el daño estructural que se ha acumulado durante ese tiempo. En particular para fines de diseño y evaluación estructural, interesa contar con herramientas simples para evaluar el cambio que sufren los factores de demanda y de resistencia implícitos en estructuras que presentan daño acumulado a lo largo del tiempo.

En el presente estudio se trata de subsanar lo anterior, por lo que se proponen expresiones matemáticas sencillas, de forma cerrada, útiles para evaluar factores de Demanda y de Capacidad Estructural, tomando en cuenta su variación en el tiempo. La metodología que aquí se propone para evaluar la evolución temporal de la confiabilidad se refleja, además, en expresiones sobre la tasa esperada anual de falla estructural, así como en el índice de confiabilidad y en el nivel de confianza implícito en las estructuras, que son función del daño acumulado en el tiempo.

Las expresiones matemáticas propuestas se aplican en el presente estudio para evaluar la confiabilidad de una torre de acero de un aerogenerador, que con el paso del tiempo sufre daño por fatiga, el cual se acumula en la base de la torre, debido a la acción del viento.

1. CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL EN INGENIERÍA DE VIENTO

Ciampoli *et al.* [8] presentan un método de Diseño Eólico Basado en Desempeño (PBWD) que es una adaptación del enfoque de la metodología del *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) para el Diseño Sísmico por Desempeño (PBSD), como se muestra en la Ec. 2.1.

$$G(DV) = \int \int \int \int \int G(DV|DM) \cdot f(DM|EDP) \cdot f(EDP|IM, IP, SP) \cdot f(IP|IM, SP) \cdot f(IM) \cdot f(SP) \cdot dDM \cdot dEDP \cdot dIM \cdot dIP \cdot dSP \quad \text{Ec. 2.1}$$

La Ec. 2.1 permite obtener la probabilidad de que se exceda una variable de decisión específica, DV , la cual, en Ingeniería de Viento puede ser, por ejemplo, la incomodidad de los ocupantes de un edificio, el período de inactividad después de una tormenta, el número de heridos, la cantidad de proyectiles impactados, etc; DM es la variable de medida de daño, por ejemplo: longitud de grieta, daño en fachadas o vibración excesiva; EDP es el parámetro de demanda de ingeniería que representa la respuesta estructural en una variable medible, como el desplazamiento máximo o la aceleración máxima; IM es la medida de intensidad asociada al peligro eólico del sitio, en unidades métricas adecuadas para representar la amenaza del lugar; IP representa los parámetros de interacción de los fenómenos aerodinámicos con la estructura, así como las incertidumbres que se presentan en la generación de los efectos del viento y la respuesta estructural ocasionada por éstos; y SP está asociada a las incertidumbres estructurales. En la Ec. 2.1, $G(DV)$ es la tasa anual de excedencia de la variable de decisión seleccionada, asociada a cierto estado límite; $G(\cdot|\cdot)$ representa la probabilidad condicional y $f(\cdot)$ representa la función de densidad de probabilidad.

La Ec. 2.1 engloba diferentes análisis que componen la evaluación por desempeño, los que se describen brevemente a continuación: $f(IP|IM, SP) \cdot f(IM) \cdot f(SP)$ representan el riesgo eólico y las incertidumbres correspondientes de esta amenaza; la respuesta estructural está dada por $f(EDP|IM, IP, SP)$ la cual se obtiene de análisis computacionales o datos estadísticos que reflejen la relación que existe entre la medida de intensidad seleccionada y el parámetro estructural cuantificable; $f(DM|EDP)$ está asociado al análisis de daño estructural, con el cual se asocia el valor de la variable de daño seleccionada, dada una respuesta estructural; y $G(DV|DM)$ representa el análisis de pérdidas en el cual la o las variables de decisión se cuantifican de acuerdo a una variable de daño.

Si se toman en cuenta las siguientes consideraciones: 1) el análisis de confiabilidad se lleva a cabo para cierto estado límite, LS (por ejemplo, el estado límite cercano al colapso), 2) LS se cuantifica en los mismos términos que el parámetro de demanda estructural, EDP (por ejemplo, desplazamiento estructural máximo), y 3) la variable de daño, DM , y el parámetro de demanda estructural, EDP , se representan con la misma variable, entonces la Ec. 2.1 se puede representar mediante la Ec. 2.2.

$$G(EDP) = \int_{-\infty}^{\infty} f(EDP|IM, IP, SP) \cdot f(IP|IM, SP) \cdot f(IM) \cdot f(SP) \cdot dIM \cdot dIP \cdot dSP \quad \text{Ec. 2.2}$$

La Ec. 2.2 se puede reescribir en términos de la tasa media anual de falla, v_F , como se muestra en la Ec. 2.3, la que representa el número promedio anual esperado de veces que las solicitudes ambientales, S , exceden la capacidad estructural, c , evaluadas para cada intensidad, y , de acuerdo con la curva de peligro del sitio $v(y)$ [1,24].

$$E(v_F) = \int_0^{\infty} P[c < S|y] \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| dy \quad \text{Ec. 2.3}$$

Con el fin de considerar la degradación del comportamiento estructural, el número esperado de fallas en un intervalo de daño (o bien, después de un intervalo de tiempo) $[x, x + \Delta x)$ puede estimarse integrando la Ec. 2.3 en ese intervalo [18,19], dando lugar a la Ec. 2.4. En esta, a diferencia de la Ec. 2.3, la capacidad estructural es una variable aleatoria $C(x)$ con función de densidad de probabilidad $f_C(c|x)$ que depende del nivel de daño, x .

$$E[\eta_{F,T}(x, x + \Delta x)] = \int_x^{x+\Delta x} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} P[C(\tau) < S|y, x] f_C(c|x) \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| dy dc dx \quad \text{Ec. 2.4}$$

donde $P[C(x) < S|y, x]$ es la probabilidad condicional de que las solicitaciones ambientales S excedan el valor de la capacidad estructural, $C(x)$, dada una intensidad, y , y un nivel de daño x ; $C(x)$ es el valor de la capacidad para el nivel de daño x , $f_C(c|x)$ es la función de densidad de probabilidad condicional de la capacidad dado un nivel de daño x , y $\left| \frac{dv(y)}{dy} \right|$ es el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro ambiental, $v(y)$.

La integral de la Ec. 2.4 representa la solución exacta del número esperado de fallas que considera la evolución de la respuesta estructural; sin embargo, su solución cerrada es complicada, por lo que la alternativa es usar métodos numéricos para su solución, como por ejemplo: simulación de Monte Carlo [8,25] las cuales pueden consumir gran tiempo de cómputo, o bien optar por soluciones basadas en métodos FORM/SORM [26,27], o métodos de confiabilidad inversa [28].

En lo que sigue se presenta primeramente el método simplificado propuesto por Cornell *et al.* [29], el cual se extiende en la presente investigación doctoral (haciendo ciertas hipótesis) para tomar en cuenta la variación en función del tiempo, tanto de la demanda como de la capacidad estructural. Es decir, evaluar la confiabilidad estructural considerando el daño acumulado. Para ello, se propone una expresión cerrada para obtener el número esperado de fallas en un intervalo de daño, el cual depende del daño acumulado en el tiempo, considerando la variación tanto de la capacidad como de la demanda estructural.

2. EL MÉTODO SIMPLIFICADO MODIFICADO DE CORNELL

El método propuesto por Cornell *et al.* [29] sigue siendo tema de investigación [30,31]. Las expresiones simplificadas del SAC-FEMA propuestas por Cornell *et al.* [29] se obtienen a partir de la Ec. 2.4, correspondiente a la tasa esperada anual de excedencia, $E(v_F)$. Aunado a esto, se consideran hipótesis que caractericen la variación de la demanda estructural, así como hipótesis aplicadas en la representación del peligro. Dichas hipótesis son las siguientes [29]:

- i. La mediana de la demanda estructural se representa en función de la medida de intensidad, y , y de dos parámetros de forma a y b , como se muestra en la Ec. 2.5.

$$\hat{D} = ay^b \quad \text{Ec. 2.5}$$

donde \widehat{D} representa la mediana de la demanda estructural, y la intensidad de la excitación, y a y b son parámetros que dependen de la respuesta estructural.

- i. La curva de peligro natural, $v(y)$ se representa en función de la intensidad y (ver Ec. 2.6), y de los parámetros de forma k y r , que están asociados a la región de interés en la curva de peligro.

$$v(y) = ky^{-r} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Considerando las hipótesis antes mencionadas (Ecs. 2.5 y 2.6), e incluyendo las incertidumbres epistémicas relacionadas con la capacidad, σ_{UC}^2 , y la demanda estructural, $\sigma_{UD|y}^2$, se obtiene la forma simplificada dada por la Ec. 2.7 [29]:

$$\bar{\eta}_F = k \left[\left(\frac{\widehat{C}}{a} \right)^{1/b} \right]^{-r} \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{lnD}^2 + \sigma_{lnC}^2 + \sigma_{UD|y}^2 + \sigma_{UC}^2] \right\} \quad \text{Ec. 2.7}$$

donde $\bar{\eta}_F$ representa el número esperado de fallas, \widehat{C} representa la mediana de la capacidad estructural para el estado límite evaluado, y σ_{lnD}^2 y σ_{lnC}^2 representan las incertidumbres aleatorias de la demanda y la capacidad, respectivamente.

Con base en la ecuación anterior, es posible obtener el valor esperado del número de fallas en un intervalo de daño $[x, x + \Delta x)$, al considerar la variación de la degradación estructural y la variación de las incertidumbres en función del daño, y tomando la acumulación del daño como variable de integración. Por lo tanto, la Ec. 2.7 se convierte en la Ec. 2.8:

$$\bar{\eta}_{F,T}(x, x + \Delta x) = \int_x^{x+\Delta x} k \left\{ [Y_C(x)]^{1/b} \right\}^{-r} \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{lnD}^2(x) + \sigma_{lnC}^2(x) + \sigma_{UD|y}^2(x) + \sigma_{UC}^2(x)] \right\} dx \quad \text{Ec. 2.8}$$

donde $Y_C(x)$ representa la variación de la capacidad y la demanda estructural en función del daño, como se muestra en la Ec. 2.9, $\sigma_{lnD}^2(x)$ y $\sigma_{lnC}^2(x)$ representan la variación del logaritmo natural de la demanda y capacidad estructural en función del daño, respectivamente, y $\sigma_{UD|y}^2(x)$ y $\sigma_{UC}^2(x)$ representan la variación de las incertidumbres epistémicas de la demanda y la capacidad en función del daño, respectivamente.

$$Y_C(x) = \frac{\widehat{C}(x)}{a(x)} \quad \text{Ec. 2.9}$$

2.1 Número esperado de fallas considerando la variación en el tiempo de la capacidad estructural y de la demanda estructural

Con el fin de tomar en cuenta la evolución en el tiempo de la demanda estructural y de la capacidad estructural, en el presente estudio se hacen las siguientes hipótesis:

- i. Tanto la mediana de la capacidad estructural \hat{C} como el parámetro de demanda a , se consideran funciones de tipo exponencial que dependen del daño acumulado x , como se representa en las Ecs. 2.10 y 2.11, respectivamente. Este ajuste representa de manera adecuada la variación de la demanda estructural en función del daño, pues cuando se alcanzan niveles de daño elevados se presenta un comportamiento estructural no lineal.

$$\hat{C}(x) = Ae^{Cx} \quad \text{Ec. 2.10}$$

$$a(x) = Ge^{Fx} \quad \text{Ec. 2.11}$$

donde $A > 0$, $C < 0$, $G > 0$ y $F > 0$

- ii. El parámetro k y las incertidumbres aleatorias toman un valor constante dentro del intervalo evaluado, además, se considera que también las incertidumbres epistémicas se mantienen constantes dentro del intervalo.

Se hace notar que las Ecs. 2.10 y 2.11 son una contribución importante de este trabajo doctoral, ya que estas permiten llegar a las ecuaciones simplificadas que se mencionan más adelante.

Tomando en cuenta las hipótesis anteriores y sustituyendo las Ecs. 2.10 y 2.11 en Ec. 2.8, se obtiene:

$$\begin{aligned} \bar{\eta}_{F,T}(x, x + \Delta x) = \int_x^{x+\Delta x} k \left\{ \left[\frac{Ae^{C(x)}}{Ge^{F(x)}} \right]^{1/b} \right\}^{-r} \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{lnD|x}^2 + \sigma_{lnC|x}^2 + \sigma_{UD}^2 \right. \\ \left. + \sigma_{UC}^2] \right\} dx \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Resolviendo la Ec. 2.12 se llega a la expresión matemática cerrada dada por la Ec. 2.13, la cual permite calcular de manera directa el número esperado de fallas para un intervalo de daño (o de tiempo).

$$\begin{aligned} \bar{\eta}_{F,T}(x, x + \Delta x) = k \left[\left(\frac{Ae^{Cx}}{Ge^{Fx}} \right)^{1/b} \right]^{-r} \\ \times \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{lnD|x}^2 + \sigma_{lnC|x}^2 + \sigma_{UD}^2 + \sigma_{UC}^2] \right\} \omega(x, x + \Delta x) \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.13}$$

donde

$$\omega(x, x + \Delta x) = \frac{b \left(1 - \left(\frac{Ae^{(C-F)x}}{G} \right)^{\frac{r}{b}} \left(\frac{Ae^{(C-F)x+\Delta x}}{G} \right)^{-\frac{r}{b}} \right)}{(C - F)r} \quad \text{Ec. 2.14}$$

$\omega(x, x + \Delta x)$ puede interpretarse como un factor de corrección para el intervalo $[x, x + \Delta x)$.

Una vez que se calcula el número esperado de fallas, la probabilidad de falla evolutiva se puede calcular mediante la Ec. 2.15 (siempre y cuando se haga la hipótesis de que se trata de un proceso

estocástico de Poisson no homogéneo), y a partir de ésta, se puede obtener el índice de confiabilidad evolutivo, $\beta(x)$, usando la Ec. 2.16, donde Φ es la función de distribución acumulada normal estándar.

$$p_{f,T} = 1 - e^{-E(n_{f,T})} \quad \text{Ec. 2.15}$$

$$\beta(x) = \Phi^{-1}(p_{f,T}) \quad \text{Ec. 2.16}$$

2.2 Factores de demanda y capacidad en función del daño acumulado

La importancia de lograr niveles de desempeño adecuados a lo largo del ciclo de vida de las estructuras se ha reflejado en diferentes códigos de diseño que enfatizan la calibración de los factores de carga y resistencia para el diseño estructural de los diferentes componentes estructurales, considerando una probabilidad de falla anual objetivo; por ejemplo, en la literatura se han reportado importantes contribuciones en el cálculo de los factores de seguridad parciales para aerogeneradores que son aplicables a la región europea [25,26].

La presente sección se enfoca a la obtención de factores de demanda y capacidad estructural con base en el formato inicial propuesto en [29]; sin embargo, en el presente estudio se extienden los conceptos con el fin de considerar la parte evolutiva tanto de la capacidad como de la demanda estructural. Para ello se establece que la mediana de la capacidad factorizada debe ser mayor o igual a la demanda factorizada, asociada a una tasa de falla anual dado cierto nivel de daño acumulado x , como se expresa en la Ec. 2.17. A partir de ésta, se obtienen los factores de reducción de capacidad, ϕ_x , y de incremento de demanda, γ_x , los cuales dependen del nivel de daño acumulado x :

$$\phi_x \hat{C}(x) \geq \gamma_x \hat{D}^{v_o|x} \quad \text{Ec. 2.17}$$

$$\phi_x = \exp\left[-\frac{r}{2b} \sigma_{CT|x}^2\right] \quad \text{Ec. 2.18}$$

$$\gamma_x = \exp\left[\frac{r}{2b} \sigma_{DT|x}^2\right] \quad \text{Ec. 2.19}$$

donde $\sigma_{CT|x}^2 = \sigma_{lnC|x}^2 + \sigma_{UC}^2$, y $\sigma_{DT|x}^2 = \sigma_{lnD|x}^2 + \sigma_{UD}^2$ representan a las incertidumbres totales relacionadas con la capacidad y la demanda estructural, respectivamente; $\hat{D}^{v_o|x}$ es la mediana de la demanda asociada a una probabilidad de falla anual deseable, v_o , dado cierto nivel de daño x , y se calcula con la Ec. 2.20:

$$\hat{D}^{v_o|x} = a(x) \left[\frac{v_o}{k}\right]^{-b/r} \quad \text{Ec. 2.20}$$

donde $a(x)$ está dada por la Ec. 2.11, y las demás variables se definieron antes.

Por otro lado, Cornell *et al.* [29] establece que la tasa de falla anual prescrita o deseable debe ser mayor que la tasa de falla estructural anual. Si la última se expresa como el número esperado de fallas para un intervalo de daño (o de tiempo) $(x, \Delta x)$, y considerando que la estructura tiene un nivel de confianza inherente, $K_{X|x}$, en el tiempo x , se obtiene la Ec. 2.21

$$v_o \Delta x \geq \eta_{F,x,K_{X|x}}(x, \Delta x) \quad \text{Ec. 2.21}$$

Con base en lo propuesto por Cornell *et al.* [29], la confiabilidad asociada con un número esperado de fallas se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$\eta_{F,x,K_{X|x}}(x, \Delta x) = \bar{\eta}_{F,x}(x, \Delta x) \exp(K_{X|x} \sigma_{\eta_{F,U,x}}) \quad \text{Ec. 2.22}$$

donde $\bar{\eta}_{F,x}$ es el número esperado de fallas obtenido a partir de la curva de peligro media y tomando en cuenta solamente las incertidumbres aleatorias. $K_{X|x}$ es una variable Gaussiana estandarizada con la probabilidad X de no ser excedida, y $\sigma_{\eta_{F,U,x}}$ es la medida de dispersión del número esperado de fallas (Ec. 2.23), la cual considera solamente las incertidumbres epistémicas relacionadas con la demanda estructural, $\sigma_{UD|x}^2$, y las incertidumbres epistémicas relacionadas con la capacidad estructural correspondiente a cierto estado límite, $\sigma_{UC|x}^2$.

$$\sigma_{\eta_{F,U,x}} = \frac{r}{b} \sqrt{\sigma_{UD|x}^2 + \sigma_{UC|x}^2} \quad \text{Ec. 2.23}$$

Tomando en cuenta las consideraciones previas y sustituyendo las Ecs. 2.13 y 2.22 en la Ec. 2.21, se obtiene la Ec. 2.24.

$$v_o \Delta x \geq k \left[\left(\frac{Ae^{Cx}}{Ge^{Fx}} \right)^{1/b} \right]^{-r} \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{lnD|x}^2 + \sigma_{lnC|x}^2] \right\} \omega(x, x + \Delta x) \exp(K_{X|x} \sigma_{\eta_{F,U,x}}) \quad \text{Ec. 2.24}$$

Con el objetivo de obtener el nivel de confiabilidad en función del daño acumulado, la Ec. 2.24 se puede reescribir en términos de: la variación de la mediana de la capacidad estructural $\hat{C}(x)$, la mediana de la demanda estructural asociada a una probabilidad de falla anual esperada $\hat{D}^{v_o|x}$ y los factores de capacidad y demanda en función del tiempo (ϕ_x y γ_x). Para esto, las Ecs. 2.10, 2.11 y 2.23 se sustituyen en la Ec. 2.24 y mediante operaciones matemáticas sencillas se obtiene:

$$\begin{aligned} & \hat{C}(x) \exp \left\{ -\frac{r}{2b} [\sigma_{lnD|x}^2 + \sigma_{lnC|x}^2] \right\} \\ & \geq a(x) \left(\frac{v_o}{k} \right)^{-b/r} \left(\frac{\Delta x}{\omega(x, x + \Delta x)} \right)^{-b/r} \exp \left(K_{X|x} \frac{r}{b} \sqrt{\sigma_{UD|x}^2 + \sigma_{UC|x}^2} \right) \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.25}$$

Multiplicando ambos términos por $\exp \left\{ -\frac{r}{2b} [\sigma_{UD|x}^2 + \sigma_{UC|x}^2] \right\}$ y reemplazando las Ecs. 2.18 y 2.19 en la Ec. 2.25, se obtiene:

$$\exp \left[\sigma_{UT|x} \left(K_{X|x} - \frac{r}{b} \sigma_{UT|x} \right) \right] \leq \frac{\phi_x \hat{C}(x)}{\gamma_x \hat{D}^{v_o|x}} \left[\frac{\omega(x, x + \Delta x)}{\Delta x} \right]^{-\frac{b}{r}} \quad \text{Ec. 2.26}$$

donde $\sigma_{UT|x} = \sqrt{\sigma_{UD|x}^2 + \sigma_{UC|x}^2}$, representa la desviación estándar de las incertidumbres epistémicas, dado un nivel de daño acumulado x .

Partiendo de la Ec. 2.26 y de acuerdo con [29], se tienen las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_{conf|x} = \exp \left[\sigma_{UT|x} \left(K_{X|x} - \frac{r}{b} \sigma_{UT|x} \right) \right] \quad \text{Ec. 2.27}$$

$$\lambda_{conf|x} \leq \frac{\phi_x \hat{C}(x)}{\gamma_x \hat{D}v_o|x} \left[\frac{\omega(x, x + \Delta x)}{\Delta x} \right]^{-\frac{b}{r}} \quad \text{Ec. 2.28}$$

$\lambda_{conf|x}$ indica si el diseño de la estructura es adecuado para alcanzar el nivel de desempeño deseado para un estado límite específico, dado que la estructura presenta cierto nivel de daño.

Es posible calcular el nivel de confianza inherente a la estructura $K_{X|x}$, a partir del factor de confianza $\lambda_{conf|x}$. Donde $K_{X|x}$ se interpreta como el margen de seguridad para un estado límite, dado un nivel de daño x (Ec. 2.29), es decir, un intervalo de confianza alrededor del valor esperado de la tasa de falla, y se representa como una variable gaussiana estandarizada con una probabilidad X de no ser excedida.

$$K_{X|x} = \left[\ln(\lambda_{conf|x}) + \frac{r}{2b} \sigma_{UT|x}^2 \right] \frac{1}{\sigma_{UT|x}} \quad \text{Ec. 2.29}$$

3. METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL EN FUNCIÓN DEL DAÑO ACUMULADO

La metodología que se propone aquí, para evaluar la confiabilidad evolutiva de la torre de acero de un aerogenerador sujeto a fatiga en su base, se muestra en el diagrama de bloques en la Figura 2.1. A continuación, se describe cada uno de los pasos que aparecen en la figura.

1. El paso 1 consiste en obtener las fuerzas que actúan sobre la estructura; para ello se pueden emplear diversos métodos, como el uso de simulaciones numéricas estadísticas en el tiempo de velocidades de viento, la aplicación de herramientas computacionales como la Dinámica de Fluidos Computacional para obtener presiones en los elementos estructurales o métodos simplificados descritos en algún código de diseño. Se debe tener en cuenta que los resultados finales del análisis de confiabilidad dependen en gran medida del método empleado para obtener las velocidades del viento y, por ende, las fuerzas actuantes [32].
2. El paso 2 se refiere al análisis de fatiga, el cual debe considerar una variable de daño adecuada según el caso de estudio (por ejemplo, longitud de grieta, daño en el material, delaminación, corrosión, entre otros). En la literatura existen diversos métodos que permiten caracterizar el fenómeno de la fatiga, por ejemplo: la regla de Palmgren-Miner [33], modelos de daño acumulado [34,35], métodos basados en el criterio del factor de escala de esfuerzos [36], entre otros. Se debe elegir un modelo de análisis de fatiga de acuerdo con las necesidades del usuario y de la información con la que se cuenta.

En el paso 2.1 se determina el nivel de daño para el cual se obtendrán los factores de demanda y capacidad estructural, así como el índice de confiabilidad y el factor de confianza. Con base en la curva que relaciona el parámetro de fatiga con el tiempo, se caracteriza el daño en la estructura en la zona de estudio requerida.

3. Mediante Análisis Dinámicos Incrementales (ADIs) no lineales se obtiene la respuesta estructural representada por un parámetro cuantificable en función de la medida de intensidad (por ejemplo, el desplazamiento máximo en función de la velocidad media del viento). Con los resultados de los ADI se caracteriza la demanda estructural. Se obtiene la mediana y la desviación estándar del logaritmo de la demanda, después de evaluar todos los niveles de daño y los estados límite requeridos, se caracteriza la variación de la capacidad y el parámetro a de la demanda estructural, en función del daño (o del tiempo transcurrido) (Ecs. 2.10 y 2.11).
4. En el paso 4 se evalúa la confiabilidad estructural. Para ello, es necesario conocer la curva de peligro eólico, la cual se caracteriza mediante la Ec. 2.6 para el intervalo de intensidad de interés, correspondiente al estado límite en cuestión.
El paso 4.1 consiste en obtener el número esperado de fallas (Ec. 2.13) en el intervalo de daño que se desee, y con ello calcular el índice de confiabilidad (Ec. 2.16), el cual es inherente a la estructura. Este puede compararse con el indicado en los códigos de diseño.
Paralelamente, en el paso 4.2, se pueden obtener otros indicadores de la confiabilidad estructural, como los factores parciales de seguridad y el factor de confianza evolutivos. Con las Ecs. 2.18 y 2.19 se obtienen los factores de capacidad y demanda, respectivamente. Al establecer una tasa de falla anual deseable se determina si la estructura alcanza o no el desempeño deseado para el estado límite de interés; lo cual se refleja en el valor del factor de confianza (Ec. 2.28).

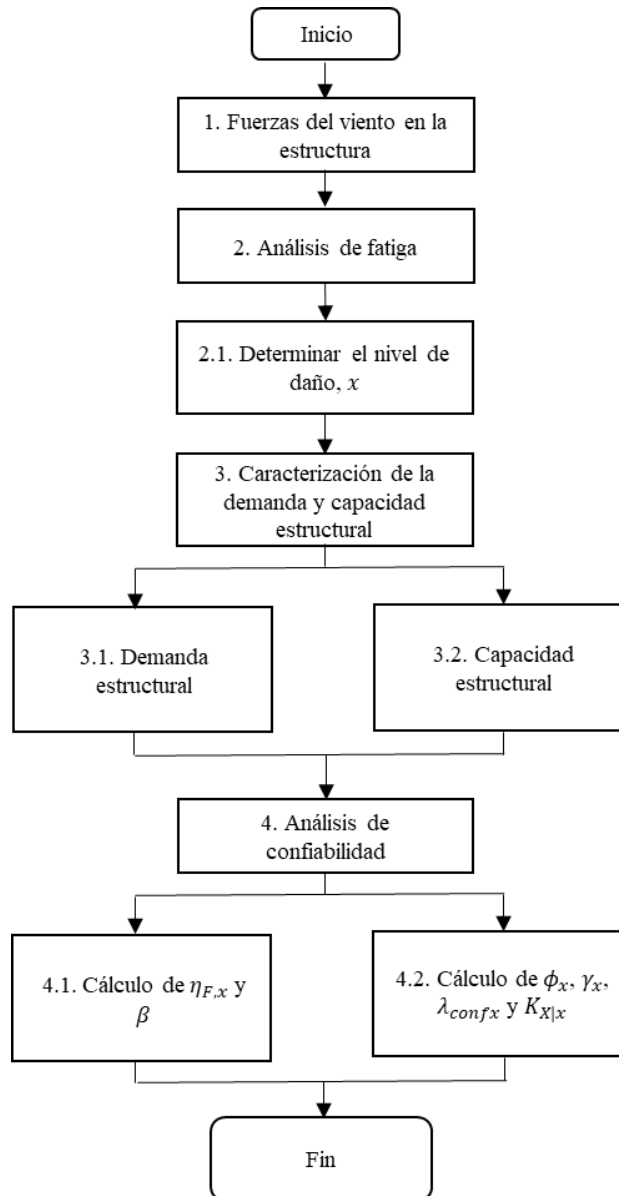


Figura 2.1 Metodología propuesta para evaluar la confiabilidad considerando daño estructural acumulado

4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

En esta sección se aplican las expresiones matemáticas propuestas en la sección anterior para evaluar la confiabilidad evolutiva correspondiente a una torre de aerogenerador, considerando daño acumulado en su base, debido al efecto de fatiga generada por la acción del viento. Las expresiones que aquí se dedujeron se aplican para calcular el número esperado de fallas (Ec. 2.13), los factores de resistencia y de capacidad estructural (Ecs. 2.18 y 2.19), el factor de confianza (Ec. 2.28), y el nivel de confianza (Ec. 2.29) correspondientes al estado límite de colapso, todos en función del daño acumulado en el tiempo.

El modelo estructural que aquí se analiza es representativo de aerogeneradores instalados en La Ventosa, Oaxaca. Las características del aerogenerador se describen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Características del aerogenerador.

CARACTERÍSTICAS DE LA TORRE	VALOR	CARACTERÍSTICAS DEL ROTOR	VALOR
Diámetro de la base	4.3 m	Número de palas	3
Diámetro en la punta	2.13 m	Generación eléctrica	2 MW
Espesor en la base	0.028 m	Diámetro	84.26 m
Espesor en la punta	0.018 m	Altura del rotor	80 m
Altura	80 m	Peso del rotor	149 kN
Grado de acero	S355	Peso de la góndola	513 kN
Esfuerzo a la fluencia	355 MPa	Peso de las palas (cu.)	58 kN

4.1 Fuerzas del viento

4.1.1 Fuerzas del viento en la estructura de soporte

Las fuerzas del viento sobre la estructura se obtuvieron de acuerdo con lo que se menciona en la Parte I, sección 1.2 y 4.1, de esta tesis doctoral. En resumen: se consideró un intervalo de velocidades medias de viento de 1 a 54 m/s. Se discretizó la altura de la torre en 80 partes, a cada metro de altura, para obtener los vectores de la componente turbulenta de la velocidad utilizando el método ARMA (por su nombre en inglés, *Auto-Regressive Moving Average*) [37]. Las fuerzas del viento se calcularon de acuerdo con las Ecs. 1.11 a 1.20.

4.1.2 Fuerzas del viento en el rotor

Para obtener las fuerzas del viento en las palas, se siguió el procedimiento descrito en la Parte I, sección 1.3 de esta tesis doctoral.

Rotor en funcionamiento

Las fuerzas del viento que actúan sobre el rotor, mientras éste se encuentra en funcionamiento, corresponden a las velocidades entre 5 y 25 m/s. Las acciones se calculan aquí mediante la metodología BEM (por su nombre en inglés, *Blade Element Momentum*) [38] siguiendo el procedimiento descrito en la Parte I, sección 1.3.1 y 1.3.2, de este trabajo.

Rotor detenido

Cuando el rotor no está funcionando, para velocidades entre 1 y 4 m/s, y para velocidades mayores que 25 m/s, se aplica el método BEM simplificado descrito en la Parte I, sección 1.3.3 de este trabajo.

4.2 Análisis de fatiga

Una vez que se calculan las fuerzas del viento sobre la estructura, para cada conjunto de simulaciones de velocidad de viento, se procede a realizar análisis dinámicos transitorios utilizando el software ANSYS APDL [39] con el objetivo de obtener las historias en el tiempo de los esfuerzos en la base de la torre. Las historias de esfuerzos se convierten a una sola carga de fatiga equivalente y su número de ciclos, de acuerdo con lo descrito en la Parte I, sección 3.2, del presente trabajo.

El siguiente paso es aplicar un modelo de fatiga que permita determinar el nivel de daño del material. Para ello se aplica el modelo de daño acumulado no lineal [35], descrito en la Parte I, sección 3.1, de este estudio.

4.3 Caracterización de la demanda estructural y de la capacidad estructural

4.3.1 Demanda estructural

La demanda estructural es una variable representativa del comportamiento estructural dado un evento natural de una intensidad dada. El desplazamiento máximo de la parte superior de la torre (en la góndola) es un parámetro que permite determinar el funcionamiento adecuado del sistema eléctrico y mecánico de la turbina eólica [40,41]. Debido a esto, en el presente estudio se considera el desplazamiento máximo en la punta de la torre como parámetro de demanda estructural, el cual se obtiene mediante Análisis Dinámicos Incrementales, usando el programa ANSYS APDL [39] para cada simulación de velocidad del viento.

La variación del valor de la mediana de la demanda \hat{D} para diferentes intervalos de daño se muestra en la Figura 2.2, en donde cada curva representa el valor de la mediana de los desplazamientos máximos en la parte superior de la torre, correspondientes a niveles de daño diferentes (sin daño, y con 10%, 15%, 25%, 50% y 70% de daño). El ajuste de la demanda en función de la intensidad se hace de acuerdo con la Ec. 2.5. En la Figura 2.2 se puede apreciar que el aumento en la demanda estructural está relacionado con el nivel de daño.

La caracterización de la demanda estructural en función del daño acumulado se realizó considerando cuatro intervalos de ajuste (i): el primero corresponde de 0 a 5% de daño, el segundo corresponde entre 5% y 25%, el tercero varía de 25% a 50%, y el último de 50% a 70% de daño. El ajuste del parámetro asociado a la demanda estructural (a_i , $i = 1, 2, 3$, y 4) (Ec. 2.11) se muestra en la Figura 2.3, para cada una de las cuatro zonas. La desviación estándar del logaritmo natural de la demanda estructural, $\sigma_{\ln D}$, se ajustó a la función exponencial $\sigma_{\ln D|x} = 0.1227e^{0.0016x}$.

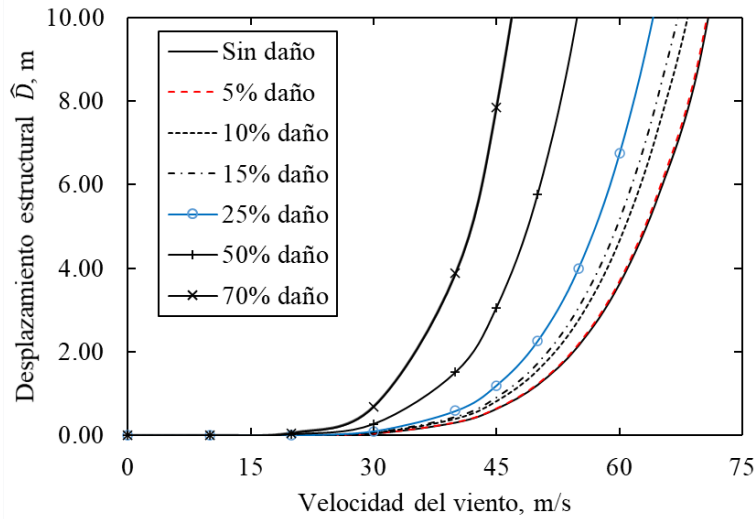


Figura 2.2 Variación de la demanda considerando el nivel de daño.

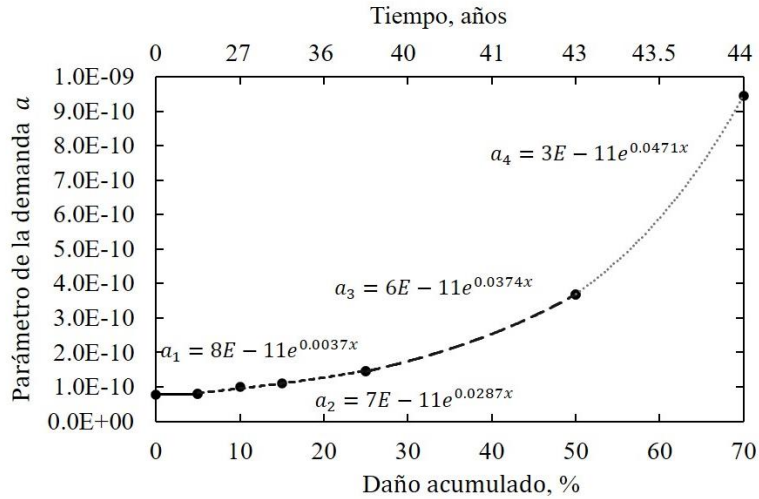


Figura 2.3 Ajuste del parámetro de demanda estructural.

4.3.2 Capacidad estructural

La capacidad estructural asociada con el estado límite de colapso se obtiene a partir de curvas resultantes de Análisis Dinámicos Incrementales, que relacionan la respuesta estructural (desplazamiento máximo en la punta de la torre) con la velocidad media del viento. La caracterización de la capacidad estructural media se determinó de acuerdo con lo que se menciona en la Parte I, sección 4.8, de este estudio.

La caracterización de la degradación de la capacidad estructural, de acuerdo con la Ec. 2.10 se representa en la Figura 2.4, en donde se presentan cuatro expresiones de la variación de la mediana de la capacidad estructural, \hat{C}_i , correspondientes a cada uno de los intervalos de evaluación previamente descritos (\hat{C}_i , $i = 1, 2, 3$ y 4). La desviación estándar del logaritmo natural de la capacidad estructural, $\sigma_{lnC|x}^2$, se ajustó a la función exponencial $\sigma_{lnC|x} = 0.307e^{0.0033x}$.

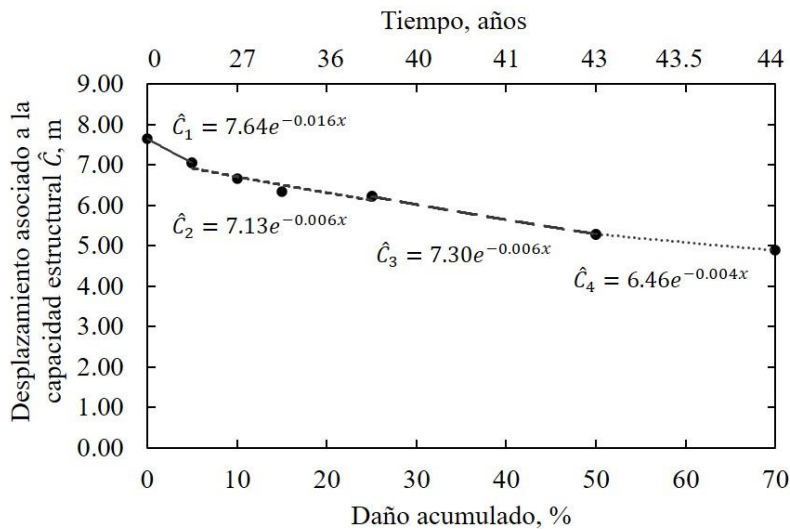


Figura 2.4 Caracterización de la degradación de la capacidad estructural.

4.4 Análisis de confiabilidad

4.4.1 Número esperado de fallas

Para poder aplicar las expresiones cerradas propuestas para evaluar la confiabilidad estructural, se consideraron cuatro intervalos de evaluación. La caracterización de la degradación de la capacidad estructural se determinó de acuerdo con la Ec. 2.10, y el ajuste del parámetro asociado a la demanda estructural, a , con la Ec. 2.11.

A partir de la curva de peligro eólica conocida [42] se obtiene la velocidad media del viento correspondiente a la probabilidad de excedencia anual o probabilidad de falla deseable, procedimiento ilustrado en la Figura 2.5 con flechas azules. La Ec. 2.6 representa la caracterización del peligro eólico para la velocidad de viento correspondiente al estado límite de colapso en un intervalo de $\pm 10\%$ de dicha velocidad (representado con una línea roja discontinua en la Figura 2.5); el valor del parámetro k se tomó como el valor medio de los niveles de daño, igual a 2.75×10^{25} , y el parámetro k se ajustó a 16, para todos los niveles de daño.

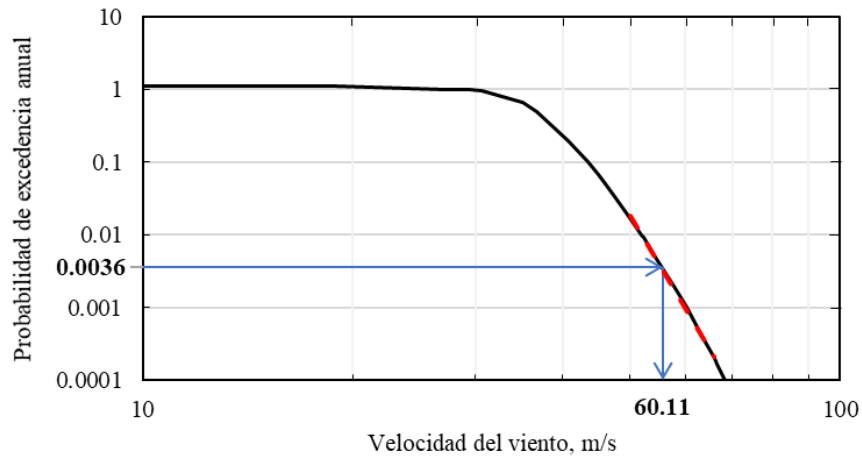


Figura 2.5 Caracterización del peligro eólico para una velocidad de viento esperada.

En la Figura 2.6 se presenta el número esperado de fallas calculado con la Ec. 2.8, donde la integral se evalúa de manera numérica, y se compara con el número de fallas calculadas con la Ec. 2.13. En la Figura 2.6 se puede observar que las expresiones matemáticas simplificadas propuestas en el presente estudio son suficientemente aproximadas a los resultados obtenidos mediante integración numérica, además de ser una ecuación simple y de fácil aplicación.

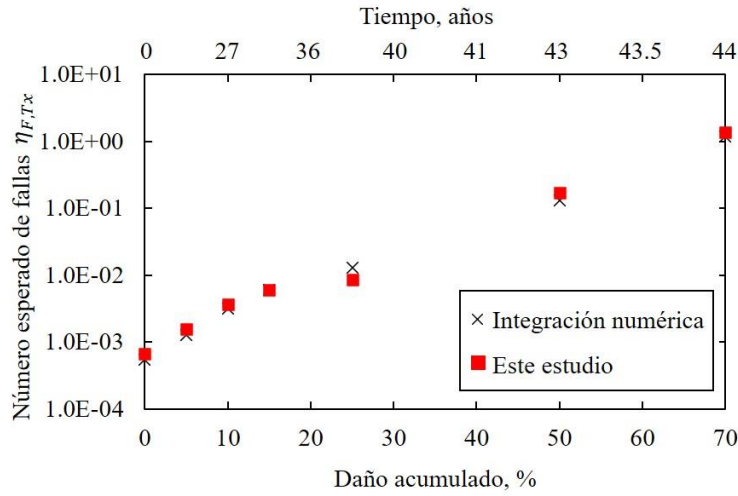


Figura 2.6 Tasa media anual de fallas en función del daño acumulado

En la Figura 2.7 se presenta el índice de confiabilidad evolutivo correspondiente al aerogenerador en estudio. En la figura se puede ver que para niveles de daño menores a 10% (correspondientes a 27 años a partir de que se instala la estructura) el índice de confiabilidad $\beta(x)$ es mayor que el valor propuesto por Veldkamp [43] para aerogeneradores instalados en tierra, es decir, mayor que 2.68

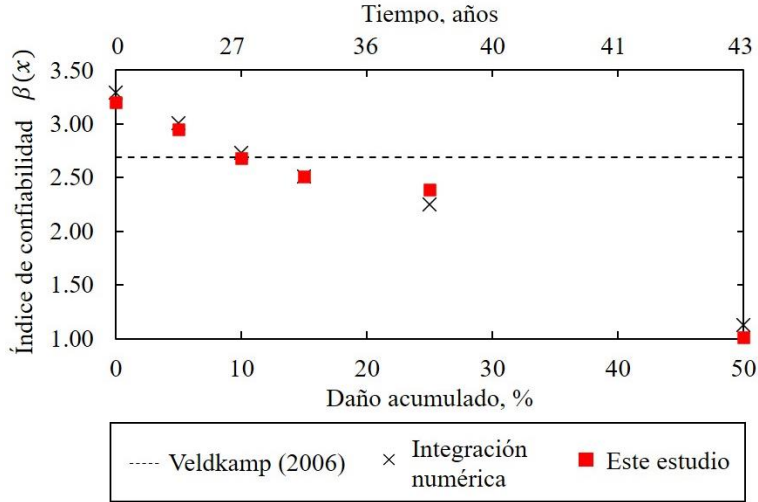


Figura 2.7 Variación del índice de confiabilidad en función del daño acumulado

4.4.2 Factores evolutivos de demanda estructural y de capacidad estructural

En la Tabla 2.2 se muestran los factores de capacidad y de demanda estructural, el factor de confianza y el nivel de confianza (columnas 3, 4, 5 y 6, respectivamente) correspondientes al tiempo transcurrido desde la instalación de la estructura (columna 1), asociado a un nivel de daño acumulado (columna 2). Los factores de carga se calcularon para todos los niveles de daño mediante las Ecs. 2.18 y 2.19, y el factor de confianza y el nivel de confianza se obtuvieron con las Ecs. 2.28 y 2.29, respectivamente.

En la Tabla 2.2 se observa que el factor de capacidad, ϕ_x , está en el intervalo entre 0.60 y 0.65, el cual es inferior al especificado en el IEC61400-1 [44], que recomienda un valor de 0.79, inferior al DNV / Risø [45] (igual a 0.90), y menor que el especificado en el GL [46], que recomienda entre 0.80 y 0.86, para estructuras de acero. Por otro lado, el factor de demanda, γ_x , es aproximadamente de 1.20 para todos los niveles de daño, valor que es mayor que los propuestos por IEC61400-1 [44] y GL [46] (igual a 1.0), pero coincide con el propuesto en DNV/Risø [45] para los casos donde no hay certeza de la naturaleza de las fuerzas.

Tabla 2.2 Factores parciales de seguridad, factor de confianza y nivel de confianza en función del daño acumulado

TIEMPO	DAÑO ACUMULADO (%)	FACTOR DE CAPACIDAD ϕ_x	FACTOR DE DEMANDA γ_x	FACTOR DE CONFIANZA $\lambda_{conf x}$	NIVEL DE CONFIANZA K_x (%)
0	0	0.664	1.178	1.94	199
16	5	0.660	1.179	1.82	187
27	10	0.655	1.181	1.39	133
33	15	0.650	1.182	1.28	116
39	25	0.641	1.186	1.08	82
43	50	0.617	1.194	0.40	-117
44	70	0.597	1.201	0.13	-347

La comparación del factor de capacidad estructural se muestra en la Figura 2.8, en esta figura puede observarse que los factores propuestos en este estudio son menores a los propuestos en la normativa internacional, de igual manera, en la Figura 2.9 se muestra la comparación del factor de demanda estructural, donde se observa que el factor propuesto en este estudio es mayor que el del código IEC61400-1 [44] y GL [46], y tiende al valor propuesto por el DNV/Risø [45]. Este comportamiento se debe principalmente a que aquí se considera el daño acumulado en la estructura, así como el análisis dinámico no lineal para el cálculo de la capacidad estructural.

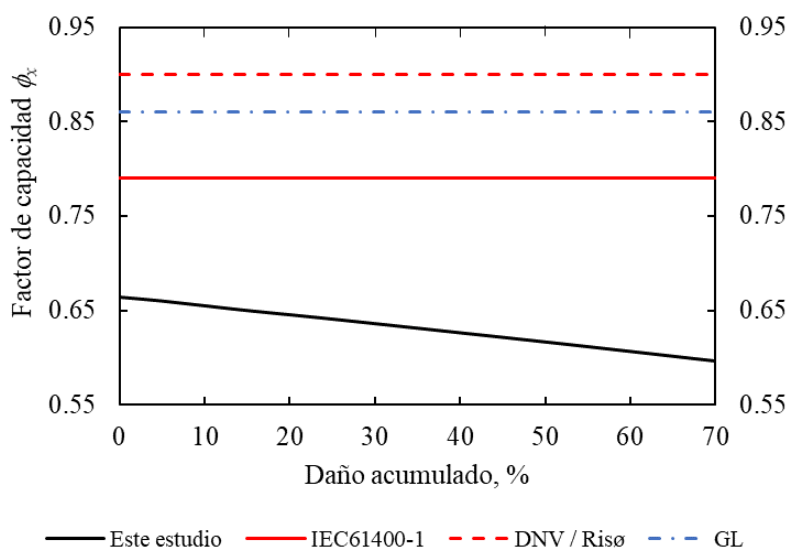


Figura 2.8 Comparación del factor de capacidad obtenido en este estudio y los propuestos en códigos internacionales.

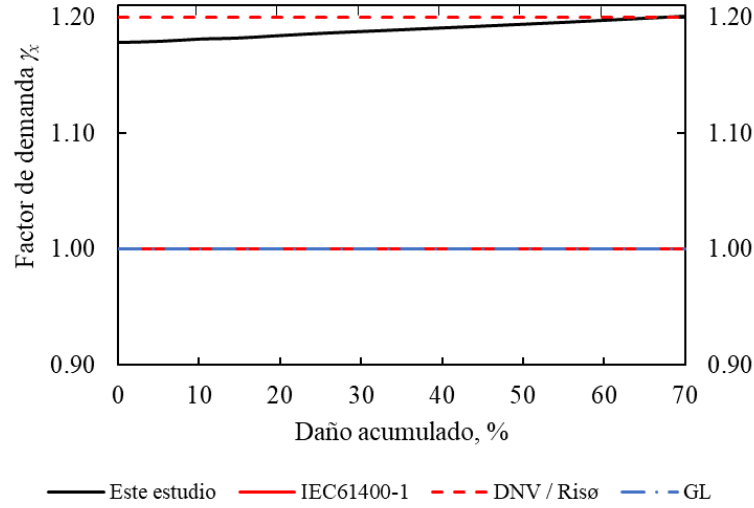


Figura 2.9 Comparación del factor de demanda obtenido en este estudio y los propuestos en códigos internacionales

El factor de confianza, $\lambda_{conf|x}$ (Ec. 2.28) correspondiente a distintos niveles de daño y/o de tiempo, se representa en la Figura 2.10. El valor de ν_o para los aerogeneradores instalados en tierra se considera igual que 3.6×10^{-3} [43] para todos los niveles de daño, el valor de $\hat{D}^{\nu_o|x}$ (Ec. 2.20) se calculó considerando: ν_o igual que 3.6×10^{-3} , k igual que 2.75×10^{25} , r igual que 16 y b igual que 6 para todos los niveles de daño; el valor del parámetro $a(x)$ se obtuvo a partir de la caracterización de la mediana de la demanda estructural para el estado de daño correspondiente (Figura 2.3).

La Figura 2.10 muestra que para niveles de daño superiores al 25% aproximadamente, el factor de confianza es menor a 1.00. Es decir, los resultados muestran que la estructura está del lado de la seguridad para niveles de daño por debajo del 25%, con un nivel de confianza superior al 80%, lo que significa que la torre del aerogenerador tiene una respuesta estructural adecuada ya que el factor de confianza es mayor que 1.00, es decir, la capacidad estructural factorizada es mayor que la demanda factorizada asociada al estado límite de colapso.

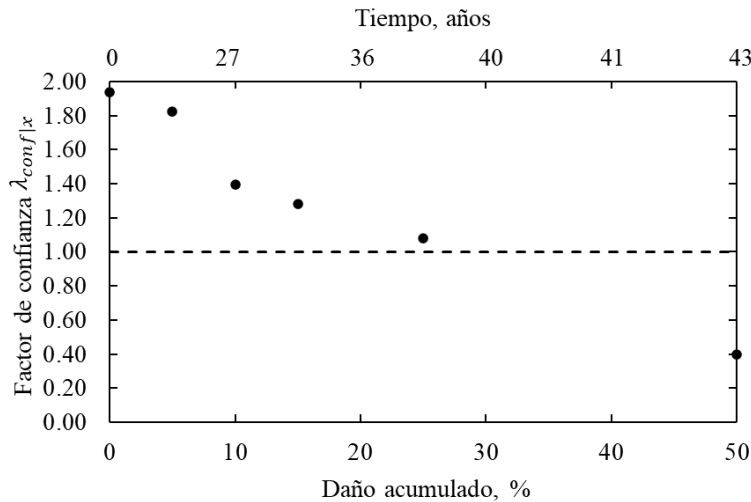


Figura 2.10 Evolución del factor de confianza en el tiempo

Es importante mencionar que para considerar la influencia del daño acumulado en la confiabilidad de la estructura se debe afectar tanto a los factores de capacidad y demanda estructural, como a la variación de la mediana de la capacidad estructural, \hat{C} , como puede observarse en las Figuras 2.11 y 2.12. Si se obtiene el factor de confianza considerando que la capacidad estructural no varía a lo largo del tiempo, como se muestra en la Figura 2.11, éste será mayor que 1.00 para todos los niveles de daño; así mismo, permanece constante si se aplican los factores de demanda y capacidad establecidos en la normativa internacional, sin embargo, al considerar los factores propuestos en este estudio, se observa una ligera variación. Esto indica que no considerar la variación de la capacidad estructural conlleva a sobreestimar el nivel de seguridad de una estructura a pesar de tener factores parciales de seguridad que sí involucren el daño acumulado.

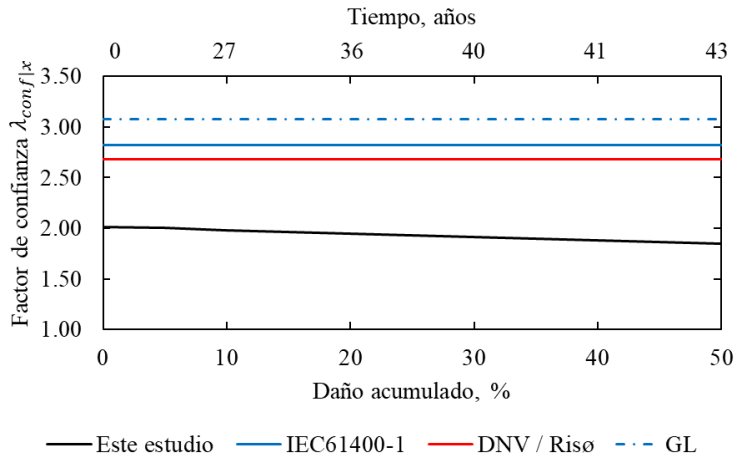


Figura 2.11 Comparación del factor de confianza en el tiempo, este estudio vs. normativa internacional, sin considerar variación en la capacidad estructural.

Por lo tanto, en la Figura 2.12 se compara el factor de confianza, $\lambda_{conf|x}$, calculado con los factores parciales de seguridad obtenidos en este estudio y los propuestos en la normativa señalada previamente, así mismo se considera la variación de la mediana de la capacidad, \hat{C} , y la demanda estructural asociada a una probabilidad de falla esperada, $\hat{D}^{v_0|x}$ para cada nivel de daño. Se puede observar que los códigos internacionales sobreestiman el factor de confianza en cualquier nivel de daño entre 40% y 70%, confiriéndole a la estructura un nivel de desempeño mayor al que puede lograr. De igual manera, el tiempo en el que la estructura deja de estar del lado de la seguridad, es decir cuando $\lambda_{conf|x} < 1.00$, se sobreestima en un 10%, lo cual impactaría en el tiempo de inspección y mantenimiento.

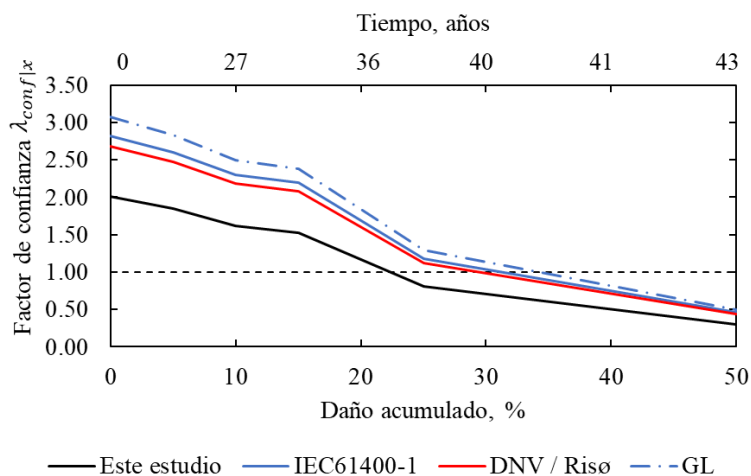


Figura 2.12 Comparación del factor de confianza en función del daño acumulado.

Esta diferencia se relaciona con la variación que existe en la magnitud de los factores parciales de seguridad propuestos en este trabajo y los de la normativa internacional; ya que en los códigos internacionales no se considera la variación de éstos en función del daño acumulado.

5. CONCLUSIONES DE LA PARTE II

Se extendió el método simplificado propuesto por Cornell [29] con el fin de considerar los efectos de daño estructural acumulado en el tiempo; para ello, se propusieron expresiones matemáticas cerradas que permiten calcular de manera directa y sencilla la confiabilidad de estructuras, incluyendo factores de demanda y de capacidad estructural que toman en cuenta el daño estructural acumulado en el tiempo.

Las expresiones propuestas se aplican en el presente estudio para estimar la confiabilidad y factores de demanda y confiabilidad de la torre de un aerogenerador que sufre daño por fatiga en su base, debido a la acción del viento; sin embargo, pueden emplearse para otro tipo de estructuras que sufren degradación de sus propiedades con el daño acumulado, incluyendo estructuras sujetas a la acción de sismo. Se verificó que las expresiones propuestas dieran lugar a resultados similares a los que se obtienen mediante el método exacto usando integración directa.

Como era de esperarse, los factores de carga disminuyen mientras que los factores de la demanda estructural se incrementan a medida que el tiempo pasa y que la estructura sufre daño. La precisión de estos factores se ve influenciada por el valor de las incertidumbres aleatorias tanto de la capacidad como de demanda estructural a lo largo del tiempo.

Los resultados mostraron que los factores de capacidad son menores que los especificados en los estándares internacionales, mientras que los factores de demanda son casi iguales o ligeramente mayores. La posible razón de estas diferencias se debe a que: 1) en el presente estudio se consideró de manera explícita el daño acumulado en el tiempo, y 2) aquí se emplea la distribución de probabilidad de velocidades de viento Weibull bimodal, en vez de la Weibull unimodal que es la recomendada normalmente en los códigos de diseño.

La formulación y los resultados de esta parte de la tesis se presentan en el Anexo A, que corresponde a la siguiente publicación [47]: Inzunza-Aragón, I. y Ruiz, S. E. (2020). Capacity and Demand factors changing over time. Application to wind turbine steel towers. *Engineering structures*. 206, 110156. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110156>.

REFERENCIAS DE LA PARTE II

1. Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*; 58 (5), 1583-1606.
2. Cornell, C. A., y Krawinkler, H. (2000). Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, 3, 1-3. Obtenido de: <https://apps.peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>
3. Esteva, L., Díaz-López, O., García-Pérez, J., Sierra, G., y Ismael, E. (2002). Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design. *Structural Safety*, 24, 187-204. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00024-3](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00024-3)
4. Yun, S. Y., Hamburger, R. O., Cornell, C.A., y Foutch, D.A. (2002). Seismic performance evaluation for steel moment frames. *Journal of structural engineering*, 128(4), 534-545. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(534\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(534))
5. Krawinkler, H., y Deierlein, G. G. (2014). Challenges towards achieving earthquake resilience through performance-based earthquake engineering. En: *Performance-based seismic engineering: Vision for an earthquake resilient society*. 3-23. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-017-8875-5_1
6. Melbourne, W. H., y Palmer, T. R. (1992). Accelerations and comfort criteria for buildings undergoing complex motions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 41, 105-116. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(92\)90398-T](https://doi.org/10.1016/0167-6105(92)90398-T)
7. Griffis, L.G. (1993). Serviceability limit states under wind load. *Engineering Journal*, 30, 1-16.
8. Ciampoli, M., Petriani, F., y Augusti, G. (2011). Performance-based wind engineering: towards a general procedure. *Structural Safety*, 33, 367-378. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2011.07.001>
9. Bernardini, E., Spence, S. M., y Kareem, A. (2013). A probabilistic approach for the full response estimation of tall buildings with 3D modes using the HFFB. *Structural Safety*, 44, 91-101. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2013.06.002>
10. Chuang, W. C., y Spence, S. M. (2017). A performance-based design framework for the integrated collapse and non-collapse assessment of wind excited buildings. *Engineering Structures*, 150, 746-758. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.030>
11. van de Lindt, J. W., y Dao, T. N. (2009). Performance-based wind engineering for wood-frame buildings. *Journal of Structural Engineering*, 135, 169-177. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:2\(169\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:2(169))
12. Seo, D. W., y Caracoglia, L. (2013) Estimating life-cycle monetary losses due to wind hazards. Fragility analysis of long-span bridges. *Engineering Structures*, 56, 1593-1606. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.031>
13. Ciampoli, M., y Petriani, F. (2012). Performance-based aeolian risk assessment and reduction for tall buildings. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 28, 75-84. <https://doi.org/10.1016/j.probengmech.2011.08.013>
14. Cui, W., y Caracoglia, L. (2015). Simulation and analysis of intervention costs due to wind-induced damage on tall buildings. *Engineering Structures*, 87, 183-197. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.001>
15. Huang, M. F., Chan, C. M., y Lou, W. J. (2012). Optimal performance-based design of wind sensitive tall buildings considering uncertainties. *Computers and Structures*, 98, 7-16. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.01.012>
16. Spence, S. M., y Kareem, A. (2014). Performance-based design and optimization of uncertain wind-excited dynamic building systems. *Engineering Structures*, 78, 133-144. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.026>
17. Li, G., y Hu, H. (2014). Risk design optimization using many-objective evolutionary algorithm with application to performance-based wind engineering of tall buildings. *Structural Safety*, 48, 1-14. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.01.002>
18. Tolentino, D., y Ruiz, S. E. (2014). Influence of structural deterioration over time on the optimal time interval for inspection and maintenance of structures. *Engineering Structures*, 61, 22-30. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.012>
19. Torres, M. A., y Ruiz, S. E. (2007) Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Engineering Structures*, 29, 2183-2192. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.014>

20. Tolentino, D., y Ruiz, S. E. (2015). Time-dependent confidence factor for structures with cumulative damage. *Earthquake Spectra*, 31, 1-21. <https://doi.org/10.1193/010912EQS008M>
21. Berny, E. A., y Ruiz, S. E. (2016). Reliability over time of wind turbines Steel towers subjected to fatigue. *Wind and Structures*, 23, 75-90. <http://dx.doi.org/10.12989/was.2016.23.1.075>
22. Celarec, D., Vamvatsikos, D., y Dolšek, M. (2011). Simplified estimation of seismic risk for reinforced concrete buildings with consideration of corrosion over time. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, 1137-1155. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9241-3>
23. Vamvatsikos, D., y Dolšek, M. (2013). Assessment of structures subject to time-dependent degradation via equivalent constant rates. En: *Proceedings of the Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2013.
24. Esteva, L. (1967). Criterios para la construcción de espectros para diseño por sismo. En: *Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales*, 19, Universidad Central de Venezuela.
25. Márquez-Domínguez, S., y Sørensen, J.D. (2012). Fatigue reliability and calibration of fatigue design factors for offshore wind turbines. *Energies*, 5, 1816-1834. <https://doi.org/10.3390/en5061816>
26. Veldkamp, H. P. (2008). A probabilistic evaluation of wind turbine fatigue design rules. *Wind Energy*, 11, 655-672. <https://doi.org/10.1002/we.287>
27. Sørensen, J. D. (2015). Reliability assessment of wind turbines. En: *Proceedings of the 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP12*. 2015.
28. Saranyasootorn, K., y Manuel, L. (2004). Efficient models for wind turbine extreme loads using inverse reliability. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 92, 789-804. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2004.04.002>
29. Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., y Foutch, D. A. (2002). Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128, 526-533. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(526\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526))
30. Vamvatsikos, D. (2013). Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, 1171-1188. <https://doi.org/10.1002/eqe.2265>
31. Franchin, P., Petrini, F., y Mollaioli, F. (2018). Improved risk-targeted performance-based seismic design of reinforced concrete frame structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47, 49-67. <https://doi.org/10.1002/eqe.2936>
32. Shaoyu, X., Xiuli, W., Chong, Q., Xifan, W., y Jingli, G. (2015). Impacts of different wind speed simulation methods on conditional reliability indices. *International Transactions on Electrical Energy Systems*, 25(2), 359-373. <https://doi.org/10.1002/etep.1851>
33. Miner, M. A. (1945). Cumulative Damage in Fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, 12, A159-A164.
34. Hashin, Z., y Rotem, A. (1978). A cumulative damage theory of fatigue failure. *Materials Science and Engineering*, 34, 147-160. [https://doi.org/10.1016/0025-5416\(78\)90045-9](https://doi.org/10.1016/0025-5416(78)90045-9)
35. Aeran, A., Siriwardane, S. C., Mikkelsen, O., y Langen, I. (2017). A new nonlinear fatigue damage model based only on SN curve parameters. *International Journal of Fatigue*, 103, 327-341. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2017.06.017>
36. Anes, V., Caxias, J., Freitas, M., y Reis, L. (2017). Fatigue damage assessment under random and variable amplitude multiaxial loading conditions in structural steels. *International Journal of Fatigue*, 100, 591-601. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2016.12.009>
37. Samaras, E., Shinozuka, M., y Tsurui, A. (1958). ARMA representation of random processes. *Journal of Engineering Mechanics*, 111(3), 449-461. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1985\)111:3\(449\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1985)111:3(449))
38. Hansen, M. O. L. (2008). *Aerodynamics of Wind Turbines*. (2^a ed) London: Earthscan.
39. ANSYS Inc. (2019) *ANSYS Mechanical APDL*, Academic Research.
40. Kim, D. H., Lee, S. G., y Lee, I. K. (2014) Seismic fragility analysis of 5MW offshore wind turbine. *Renewable Energy*, 65, 250-256. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2013.09.023>
41. Shzu, M. A. M., Morais, M. V. G., G. del Prado, Z. J., y Avila, S. M. (2015). Finite Element Analysis of a Wind Turbine Tower with a Pendulum Tuned Mass Damper. En: *Proceedings of the XVII International Symposium on Dynamic Problems of Mechanics*, 2015.
42. Berny, E. (2015). *Influencia del daño por fatiga en la confiabilidad de aerogeneradores*. Tesis de maestría. Universidad Nacional Autónoma de México.
43. Veldkamp, H. F. (2006). *Chances in wind energy: a probabilistic approach to wind turbine fatigue design*. Tesis de Doctorado. Delft Technical University.

44. International Electrotechnical Commission. (2005). *IEC61400-1 Wind Turbines – Part 1: Design requirements*. Switzerland.
45. Det Norske Veritas y Wind Energy Department, Risø Laboratory. (2002). *Guidelines for Design of Wind Turbines*. Copenhagen.
46. Germanischer Lloyd. (2010). *Guideline for the Certification of Wind Turbines*. Hamburg.
47. Inzunza-Aragón, I. y Ruiz, S. E. (2020). Capacity and Demand factors changing over time. Application to wind turbine steel towers. *Engineering structures*. 206, 110156. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110156>.

PARTE III

REDES NEURONALES ARTIFICIALES Y SUPERFICIES DE RESPUESTA APLICADAS AL CÁLCULO DE FACTORES PARCIALES DE SEGURIDAD

La metodología propuesta por el SAC-FEMA [1] para el cálculo de factores de demanda estructural y capacidad estructural con base en confiabilidad, es un procedimiento básico normalmente empleado para estimar factores de carga y resistencia estructural; sin embargo, para su aplicación es indispensable realizar un elevado número de análisis o simulaciones con la finalidad de obtener factores de seguridad e índices de confiabilidad con un nivel de confianza adecuado. Debido a esta limitación, se han aplicado métodos de simulación numérica para obtener dichos factores, por ejemplo, los métodos FORM y SORM, junto con modelos probabilistas simplificados, considerando un estado límite determinado [2,3], o considerando fatiga de los materiales [4,5]; sin embargo, estos procedimientos pueden llegar a requerir de un enorme tiempo de proceso numérico.

En la literatura se han propuesto métodos que permiten obtener la probabilidad de falla de estructuras lo cuales optimizan los recursos computacionales, por ejemplo, el Método de Superficies de Respuesta, MSR [6]. Este puede ser tan sencillo como una ecuación de segundo orden, hasta superficies de respuesta de orden elevado o exponencial [7,8], e incluso métodos modificados donde se aplica calibración polinomial pesada [9], el uso de evidencia teórica y puntos de control para crear la superficie de respuesta [10].

Por otro lado, el uso de Redes Neuronales Artificiales (RNA) en el análisis de confiabilidad estructural se ha usado desde 1989, cuando Hornik y colaboradores probaron que las redes neuronales multicapa son capaces de aproximar cualquier función con alto grado de exactitud [11]. Algunos autores han propuesto aplicaciones como las siguientes: Sargolzaei y Kianifar [12] emplean RNA para obtener el factor de potencia y el torque de aerogeneradores tipo Savonius, Ekonomou *et al.* [13] utilizan RNA para estimar el número óptimo de aerogeneradores en un campo eólico, Mekki *et al.* [14] predicen la falla en módulos fotovoltaicos mediante el uso de RNA de retroalimentación (conocidas como *backpropagation*). Cheng [15-17] utiliza algoritmos genéticos para calcular el índice de confiabilidad de puentes, armaduras y marcos planos; Bojorquez, et al [18] proponen una metodología basada en optimización para encontrar factores de cargas viva, muerta y por sismo para el diseño de edificios ubicados en suelo blando, mientras que Orellana *et al.* [19] hacen lo mismo en diferentes tipos de suelo; Dai y Cao [20] utilizan métodos híbridos (RNA y “Wavelet Neural Network”) para obtener la probabilidad de falla de diversas estructuras. Santana Gomes [21] calcula la probabilidad de falla de diversas estructuras usando RNA adaptativas y compara sus resultados obtenidos con estas redes con resultados de simulaciones de Monte Carlo; Wen et al [22] optimizan una RNA para obtener la confiabilidad de líneas de gas y comparan sus resultados con una red sin optimizar, así como con simulaciones de Monte Carlo.

Existen muy pocos estudios enfocados en el uso de inteligencia artificial para el cálculo de factores de carga y de capacidad estructural; algunos de ellos son los que siguen: Koopialipoor [23] usa el algoritmo de optimización de colonia de hormigas para maximizar el factor de seguridad de muros

de contención; Zeroual [24] calcula factores de seguridad para presas usando una red *Feed-Forward back propagation*; Gordan *et al.* [25] obtienen factores de seguridad para muros de retención usando RNA y “Colonia artificial de abejas”; Zhang *et al.* [26] proponen una red Bayesiana para el cálculo del factor de resistencia de pilotes. El uso de los métodos de superficie de respuesta y RNA se han enfocado principalmente a obtener la probabilidad de falla de las estructuras; sin embargo, no se han dedicado esfuerzos orientados a estimar índices de confiabilidad, ni factores de demanda estructural, ni de capacidad estructural.

Considerando lo anterior, aquí se propone una metodología para estimar el índice de confiabilidad, así como factores de demanda y capacidad estructural mediante el MSR y, alternativamente, mediante RNA. La metodología se aplica a torres de acero de aerogeneradores instaladas en un terreno abierto, en la región de La Ventosa en Oaxaca, México.

1. GENERALIDADES DE LAS REDES NEURONALES ARTIFICIALES

Las Redes Neuronales Artificiales (RNA) son algoritmos diseñados con el objetivo de resolver un problema específico. Éstos imitan el proceso de aprendizaje humano, basándose en la configuración de las neuronas del sistema nervioso, siendo capaces de aprender por medio de la experiencia, generalizar, extender o ampliar una situación y abstraer las características del objeto de estudio.

Las RNA se pueden clasificar de acuerdo al número de capas (mono-capa, multi-capa), por la arquitectura de aprendizaje (supervisado, no supervisado, híbrido, reforzado) y el algoritmo de aprendizaje (retroalimentados, unidireccionales).

La célula principal de procesamiento de una RNA es la neurona, siendo el perceptrón el tipo de neurona más común. Éste funciona a partir de datos de entrada, x_k , proporcionados externamente o por otro perceptrón, luego estos datos se transforman por medio de coeficientes lineales denominados “pesos”, w_k y un valor de tendencia, b_m . A partir de este punto, la función de transferencia, f , transforma estos pesos a datos de salida hacia otra neurona o respuestas finales, out_m , como se representa en la Ec. 3.1 y en la Figura 3.1.

$$out_m = f \left(b_m + \sum_{k=0}^n w_{mk} x_k \right) \quad \text{Ec. 3.1}$$

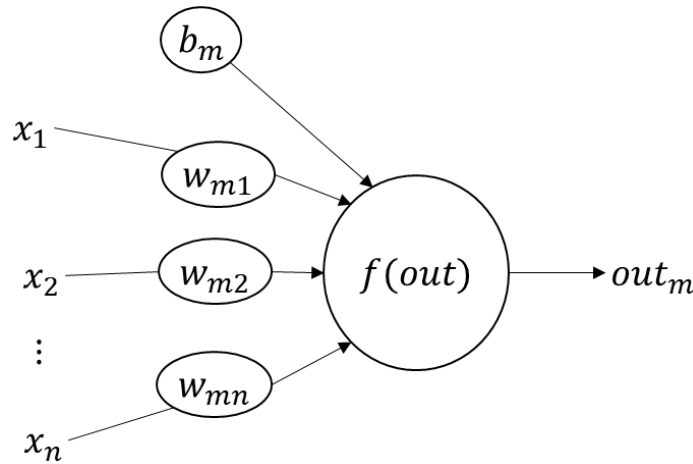


Figura 3.1. Esquema de una neurona artificial.

La arquitectura de entrenamiento, o algoritmo de entrenamiento, es la encargada de actualizar los pesos de la red. Existen diferentes arquitecturas de entrenamiento. Las técnicas de regularización Levenberg-Marquardt (LM) y Bayesian Regularization (BR) permiten obtener errores menores que otros algoritmos aplicados en problemas de aproximación, como los algoritmos de retroalimentación con tasa de aprendizaje variable y gradiente conjugado [27].

La forma en la que se ingresan los datos a las redes afecta el entrenamiento de éstas. Una base de datos muy amplia incrementa el número de patrones requeridos para el entrenamiento y, por ende, la complejidad de la red. En la literatura existen diversas recomendaciones para conseguir una RNA mejor entrenada, por ejemplo, a) disminuir el tamaño de la muestra usando análisis estadísticos y combinando el número de variables, con tal de optimizar la cantidad de variables de entrada y salida

[28], b) iniciar con un mayor número de variables de entrada y pocas neuronas [29] o el escalamiento de datos en un intervalo específico, como $[0, 1]$ ó $[-1, + 1]$, mediante algún método de escalamiento, como la normalización lineal, como se muestra en la Ec. 3.2 [30].

$$S = \frac{X - X_{min}}{X_{max} - X_{min}} \quad \text{Ec. 3.2}$$

donde S es el valor normalizado de la variable X ; X_{min} y X_{max} son los valores mínimo y máximo de la variable.

Una vez que la RNA está entrenada, es necesario validar los resultados. La forma más usual de hacerlo es mediante la medida del error, como el error medio absoluto, la raíz del error medio cuadrático o el error medio cuadrático, EMC , como en la Ec. 3.3.

$$EMC = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - out_i)^2 \quad \text{Ec. 3.3}$$

donde n es el número de componentes del vector de salida, y_i es el vector de valores de salida deseados, y out_i es el vector de valores de salida predichos por la RNA.

Finalmente, la red se prueba o evalúa con una muestra de datos que no ha sido utilizada en el proceso de entramiento ni de evaluación. Para ello se obtiene un indicador numérico que represente el desempeño de la red durante y después del entrenamiento, como el coeficiente de correlación o el coeficiente de determinación R^2 .

2. GENERALIDADES SOBRE EL MÉTODO DE LAS SUPERFICIES DE RESPUESTA

Una superficie de respuesta se refiere a un polinomio que relaciona un modelo mecánico con su respuesta numérica. Básicamente, es una ecuación que relaciona las variables de un sistema con resultados obtenidos ya sea de experimentación, simulación numérica o datos teóricos [6]. La particularidad del método es obtener una función, $g(X)$, lo suficientemente simple, en orden y número de variables, y que a la vez que permita resolver el problema.

La ecuación de segundo orden es la forma más usada para solucionar superficies de respuesta, sin embargo, para problemas que presentan algún grado de no linealidad, se puede aplicar la ecuación polinomial de segundo orden con los términos mixtos de las variables que intervienen en la función [7], como se muestra en la Ec. 3.4.

$$g(X) = A + \sum_{i=1}^m B_i X_i + \sum_{i=1}^m C_i X_i^2 + \sum_{i=1}^{m-1} \sum_{j=i+1}^m D_{ij} X_i X_j \quad \text{Ec. 3.4}$$

donde m es el número de variables, por ejemplo, altura, diámetro, peso, fuerzas, etc, y A, B_i, C_i, D_{ij} son coeficientes que se obtienen mediante análisis de regresión, por ejemplo, el método de mínimos cuadrados [31], o algún otro modelo de ajuste que se adapte al problema.

Para validar los resultados obtenidos de las superficies de respuesta se utiliza el coeficiente de determinación, R^2 . Este indica la precisión de la aproximación entre los datos reales y los predichos por las superficies de respuesta [7], para su cálculo se aplica la Ec. 3.5.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^P (\bar{g}(X) - g(X))^2}{\sum_{i=1}^P (g(X) - \bar{g})^2} \quad \text{Ec. 3.5}$$

Donde P es el número total de puntos, y el valor medio de la función, \bar{g} está dada por:

$$\bar{g} = \frac{1}{P} \sum_{i=1}^P g(X_i) \quad \text{Ec. 3.6}$$

3. ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LA CONFIABILIDAD DE TORRES DE AEROGENERADORES USANDO RNA, MÉTODO DE SUPERFICIES DE RESPUESTA Y EL MÉTODO SIMPLIFICADO MODIFICADO DE CORNELL SIN CONSIDERAR DAÑO ACUMULADO

Debido a la importancia de La Ventosa, Oaxaca, en la generación de energía eólica del país, es oportuno estimar los factores de demanda y capacidad estructural e índice de confiabilidad de las torres de soporte instaladas en esa zona. Sin embargo, aplicar el método simplificado de Cornell a un gran número de estructuras conlleva a numerosos análisis estructurales, simulaciones numéricas y al uso de recursos computacionales. Por lo tanto, se propone emplear métodos de aproximación como las Redes Neuronales Artificiales y el Método de Superficies de Respuesta para obtener dichos factores de manera sencilla y rápida.

Con el objetivo de obtener los factores de demanda y capacidad estructural e índice de confiabilidad de diferentes configuraciones de torres de acero localizadas en La Ventosa, se generaron 54 modelos diferentes de las torres, considerando alturas de 70, 75, 80 y 85 m, y diámetros de 3.5 a 4.5 m con espesor variable.

Las torres de soporte de acero que se analizaron en la presente tesis son de forma cónica con diámetro y espesor variable, a base de acero estructural S355, con una densidad modificada igual a 8500 kg/m^3 , la cual considera la contribución de accesorios y tornillos. Las características del rotor se consideraron iguales para todos los modelos de torres con un peso total de 836 kN, y un diámetro de 82.26 m, como se muestra en la Parte I, sección 2.1, de este trabajo.

Se considera que las estructuras se encuentran ubicadas en la región de La Ventosa, Oaxaca. Las fuerzas del viento sobre la torre se calcularon aplicando el método ARMA a cada metro de altura. Para estimar la fuerza sobre el rotor se aplicó el método BEM para el rotor en funcionamiento y, por otro lado, el método BEM simplificado para el rotor detenido, como se muestra en la Parte I de este trabajo.

En la Figura 3.2 se muestra un diagrama de flujo de la metodología propuesta, y posteriormente se detalla cada paso.

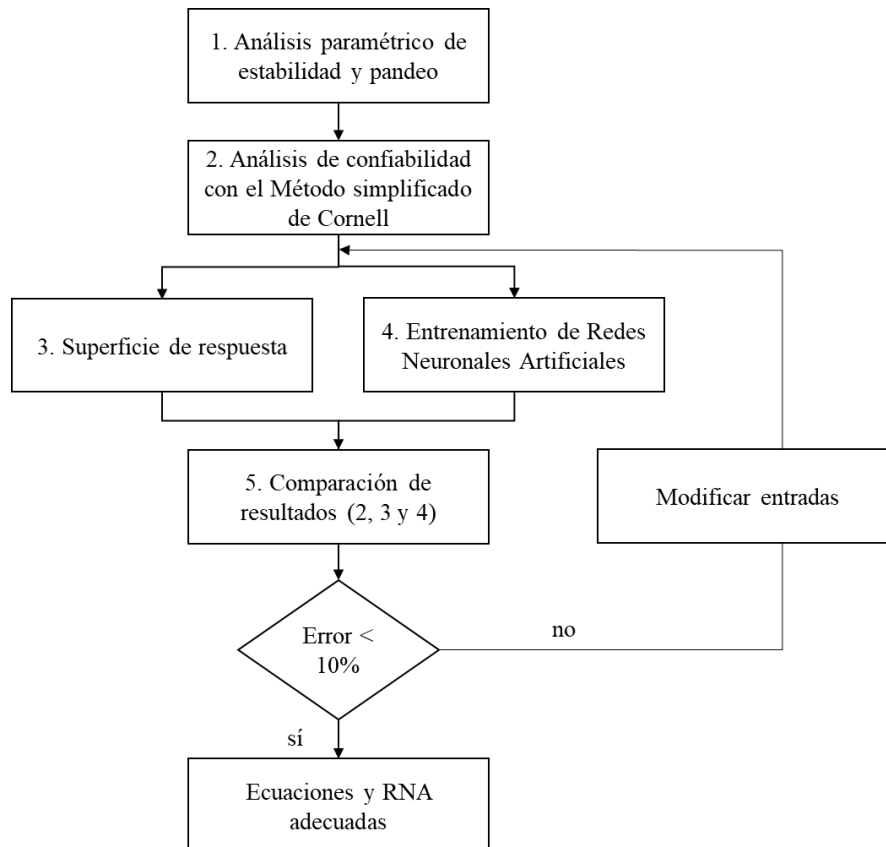


Figura 3.2. Metodología propuesta para estimar valores de factores de demanda y capacidad estructural.

3.1 Análisis paramétrico de estabilidad y pandeo de las torres

Debido a que no se cuenta con suficiente información estadística que permita realizar simulaciones numéricas del comportamiento estructural de torres de aerogeneradores y de las cargas del viento del lugar; se propone realizar una serie de análisis de intervalos [32]. Estos consisten en determinar los límites de las variables que intervienen en la solución del problema. Para ello, se consideran los valores máximos y mínimos de las siguientes variables: altura, periodo, diámetros y espesores, con el objetivo de generar una muestra representativa del lugar.

Como primer paso, se realizó un análisis paramétrico de estabilidad y pandeo con el fin de determinar la geometría adecuada de las torres de soporte. Dicho análisis se realizó con base en lo establecido por DNV-Risø [33] y Nicholson [34]. Se probaron geometrías diferentes de torres de soporte con alturas de 70, 75, 80 y 85 m, diámetros inferiores y superiores de 3.0 a 4.5 m, respectivamente, y espesores de 2.5 a 4.5 cm.

Se obtuvo el desplazamiento en la punta de la torre de cada modelo y la frecuencia de vibración de la torre. Se realizó un análisis de estabilidad y pandeo de la torre a cada metro, de acuerdo con la sección 7.4.7 del DNV-Risø [33]. Esto se hizo mediante un programa elaborado dentro de la presente investigación, usando el software Matlab [35]. Con el fin de tomar como válida la configuración de la torre de soporte, se verificó que se cumplieran las condiciones siguientes:

1. Diámetro máximo permitido, 4.5 m.

2. Espesor máximo permitido, 0.040 m.
3. Diámetro en la punta > el ancho de la góndola.
4. La frecuencia de la torre > que la frecuencia del rotor.
5. El esfuerzo crítico a la compresión > que los esfuerzos actuantes.
6. El desplazamiento para una velocidad correspondiente a un período de retorno de 50 años < al 3% de la altura de la torre, para el estado límite de colapso [36].

De este análisis se obtuvieron 88,320 modelos diferentes de torres de soporte. De éstos, se seleccionaron 54 modelos que cubrieran las alturas de 70 a 85 m, periodos de vibración estructurales entre 1.5 s y 3.0 s, y valores aceptables de los diámetros y espesores. En la Tabla 3.1 se muestran las características geométricas de los 54 modelos de estudio, el período correspondiente al primer modo de vibración estructural, y la fuerza lateral asociada a la velocidad de diseño de colapso, igual a 50 m/s.

Tabla 3.1. Características de los modelos de estudio

ALTURA (m)	# DE MODELO	DIÁMETRO EN LA BASE (m)	DIÁMETRO EN LA PUNTA (m)	ESPESOR EN LA BASE (cm)	ESPESOR EN LA PUNTA (cm)	PERIODO ESTRUCTURAL (s)	FUERZA LATERAL (MN)
70	1	4.5	2.35	3.18	2.10	1.93	1.627
70	2	4.5	2.75	3.65	2.50	1.76	1.595
70	3	4.4	2.90	3.33	2.20	1.84	1.631
70	4	4.4	3.30	3.49	2.80	1.76	1.663
70	5	4.1	2.55	3.81	3.10	1.95	1.582
70	6	4.1	2.05	3.49	3.00	2.11	1.542
70	7	3.9	1.95	3.97	3.20	2.17	1.520
70	8	3.9	2.35	3.81	2.70	2.11	1.551
70	9	3.8	2.70	3.97	2.80	2.08	1.571
70	10	3.8	2.10	3.97	3.40	2.19	1.524
70	11	3.8	2.80	3.97	3.40	2.06	1.471
70	12	4.5	3.35	3.18	2.90	1.76	1.546
70	13	4.5	3.35	3.02	1.90	1.80	1.546
75	1	4.5	2.25	3.49	2.70	2.09	1.638
75	2	4.5	3.25	3.49	2.30	1.92	1.727
75	3	4.3	2.65	3.65	2.50	2.09	1.658
75	4	4.3	3.05	3.65	3.30	2.03	1.693
75	5	4.2	2.10	3.97	2.80	2.20	1.601
75	6	4.2	2.75	3.65	3.10	2.12	1.658
75	7	4.1	2.65	3.81	3.00	2.17	1.641
75	8	4.1	2.35	3.80	2.60	2.24	1.615
75	9	3.9	2.75	3.97	2.80	2.25	1.634
75	10	3.9	2.45	3.97	3.20	2.30	1.573
75	11	3.9	2.85	3.97	3.60	2.24	1.509

Tabla 3.1 Características de los modelos de estudio (continuación)

ALTURA (m)	# DE MODELO	DIÁMETRO EN LA BASE (m)	DIÁMETRO EN LA PUNTA (m)	ESPESOR EN LA BASE (cm)	ESPESOR EN LA PUNTA (cm)	PERIODO ESTRUCTURAL (s)	FUERZA LATERAL (MN)
75	12	4.1	2.05	3.97	3.60	2.25	1.470
75	13	4.5	2.45	3.33	2.10	2.09	1.495
75	14	4.5	3.35	3.49	2.30	1.91	1.577
75	15	4.5	2.45	3.33	2.10	2.09	1.519
80	1	4.5	2.45	3.80	2.50	2.71	1.733
80	2	4.5	3.35	3.65	2.80	2.10	1.815
80	3	4.4	2.20	4.00	2.90	2.28	1.702
80	4	4.4	2.80	3.65	2.60	2.23	1.756
80	5	4.3	3.15	3.80	3.10	2.21	1.780
80	6	4.3	2.75	3.65	2.60	2.30	1.744
80	7	4.2	2.40	4.00	2.90	2.36	1.703
80	8	4.2	2.90	3.81	2.70	2.30	1.749
80	9	4.1	3.05	3.97	3.50	2.32	1.754
80	10	4.1	2.45	3.97	3.30	2.42	1.699
80	11	4.5	2.45	3.50	2.60	2.27	1.733
80	12	4.50	2.45	4.00	3.50	2.17	1.733
80	13	4.5	2.25	3.65	2.40	2.29	1.586
80	14	4.5	3.35	3.49	2.20	2.12	1.661
80	15	4.5	3.35	3.81	3.10	2.07	1.661
85	1	4.5	2.25	3.97	3.20	2.44	1.668
85	2	4.5	2.85	3.49	2.20	2.43	1.726
85	3	4.5	3.35	3.97	3.00	2.26	1.774
85	4	4.4	2.40	3.65	3.00	2.55	1.673
85	5	4.4	3.00	3.81	2.50	2.39	1.731
85	6	4.4	3.30	3.65	2.40	2.38	1.760
85	7	4.3	2.55	3.81	3.30	2.55	1.679
85	8	4.3	2.85	3.97	2.80	2.45	1.708
85	9	4.3	3.15	3.97	3.40	2.42	1.737
85	10	4.5	2.75	3.65	2.30	2.42	1.573
85	11	4.5	2.55	3.81	2.70	2.42	1.559

3.2 Análisis de confiabilidad, considerando que no existe daño en la estructura

Una vez que se han determinado las características de los modelos de estudio, es necesario llevar a cabo los análisis de confiabilidad, aplicando el método simplificado de Cornell [1] para cada modelo de torre de soporte. Con los resultados obtenidos se generará una base de datos que permitirá entrenar posteriormente las RNA y estimar las Superficies de Respuesta.

Con el fin de obtener el factor de capacidad estructural, de demanda estructural, el índice de confiabilidad y el factor de confianza, se realizaron 10 análisis de confiabilidad para cada uno de los 54 modelos. Para ello, se desarrolló el procedimiento descrito en la Parte II, sección 3, de este trabajo, considerando que no existe daño en la estructura.

Para cada análisis de confiabilidad se realizaron 15 Análisis Dinámicos Incrementales (ADIs), para cada modelo. Una vez calculadas las curvas de capacidad, se realizó el análisis de confiabilidad, resolviendo las Ecs. 2.10, 2.11, 2.13, 2.16, 2.18, 2.19 y 2.28, para obtener el valor de la mediana del factor de capacidad estructural, de demanda estructural, el índice de confiabilidad y el factor de confianza. Este proceso se repitió 10 veces, resultando un total de 810 análisis de confiabilidad.

La mediana de la capacidad y la demanda estructural, así como sus correspondientes incertidumbres, se obtuvieron a través de curvas de capacidad desplazamiento en la punta de la torre vs la velocidad media del viento. La falla estructural se consideró como el desplazamiento a partir del cual la pendiente de la curva de capacidad era menor que 1%. Se seleccionó una probabilidad anual de falla esperada, v_o , de 0.0036 [37]. Los parámetros de caracterización del peligro, r , y de la demanda, b , obtenidos para los 54 modelos fueron entre 12 y 14 y 6 y 8, respectivamente. Los resultados de los análisis de confiabilidad se presentan en el Anexo B.

Con los resultados se conformó una base de datos de 810×11 elementos, donde cada fila corresponde a los resultados de un análisis de confiabilidad de un modelo en específico y las columnas a la altura, diámetros, espesores, período estructural, fuerza lateral, factor de capacidad, factor de demanda, índice de confiabilidad y factor de confianza. La base de datos se utilizó para crear las superficies de respuesta, así como para entrenar las RNA. Cada uno de los resultados se representan con un punto color negro en las figuras 3.3 a 3.7.

3.3 Método de Superficies de respuesta

El objetivo principal del Método de las Superficies de Respuesta (MSR) es que, a partir de variables sencillas, como la altura, periodo estructural o geometría, se puedan obtener parámetros complejos como índice de confiabilidad estructural y los factores de demanda y capacidad estructural, en función de una probabilidad de falla preestablecida. En la Tabla 3.2 se relacionan las variables de la base de datos con su correspondiente notación.

Tabla 3.2 Variables de entrada utilizadas en superficies de respuesta.

VARIABLE	
Altura	x_1
Diámetro en la base	x_2
Diámetro en la punta	x_3
Espesor en la base	x_4
Espesor en la punta	x_5
Período estructural	x_6
Fuerza lateral	x_7
Factor de capacidad	x_8
Factor de demanda	x_9
Índice de confiabilidad	x_{10}
Factor de confianza	x_{11}

Para obtener las superficies de respuesta aquí se relacionaron dos variables diferentes en polinomios de hasta segundo grado. Los coeficientes de las ecuaciones se obtuvieron a través del método de mínimos cuadrados. Finalmente, se eligió la combinación de variables que mostraran un coeficiente de determinación mayor, R^2 , el cual indica la calidad del modelo para replicar los resultados, así como la variación de éstos.

En las tablas 3.3 a 3.5 se muestran los coeficientes de correlación obtenidos de tres superficies de respuesta para el factor de capacidad, factor de demanda estructural e índice de confiabilidad estructural, respectivamente. Puede observarse que la combinación de periodo de vibración estructural y la altura, arroja un coeficiente de determinación mayor con una ecuación de segundo grado, para obtener los factores de capacidad y demanda estructural, mientras que, para obtener el índice de confiabilidad, las variables periodo de vibración estructural y fuerza lateral arrojan un mayor coeficiente de determinación. Para ecuaciones de grado más alto, el coeficiente de determinación tiende a incrementarse, sin embargo, la ecuación se vuelve menos cómoda para su aplicación; lo que implica que una ecuación de segundo grado es adecuada para obtener los factores de capacidad y de demanda estructural.

Tabla 3.3 Coeficiente de determinación para el factor de capacidad estructural.

		$\varphi = A + Bx + Cy$	$\varphi = A + Bx + Cy + Dx^2 + Exy$	$\varphi = A + Bx + Cy + Dx^2 + Exy + Fy^2$
$x = x_1$	$y = x_2$	0.2180	0.2705	0.2887
	$y = x_3$	0.2889	0.3193	0.3629
	$y = x_4$	0.1317	0.2438	0.2462
	$y = x_5$	0.1156	0.2052	0.1984
	$y = x_6$	0.3253	0.3186	0.4224
	$y = x_7$	0.1673	0.2094	0.2072
	$y = x_{10}$	0.3051	0.3539	0.3671
$x = x_6$	$y = x_1$	0.3110	0.4232	0.4224
	$y = x_7$	0.3293	0.3111	0.3109
	$y = x_{10}$	0.3485	0.3813	0.3790
$x = x_{10}$	$y = x_1$	0.3051	0.3388	0.3671
	$y = x_6$	0.3485	0.3839	0.3790

Tabla 3.4 Coeficiente de determinación para el factor de demanda estructural.

		$\gamma = A + Bx + Cy$	$\gamma = A + Bx + Cy + Dx^2 + Exy$	$\gamma = A + Bx + Cy + Dx^2 + Exy + Fy^2$
$x = x_1$	$y = x_2$	0.5874	0.5766	0.5595
	$y = x_3$	0.4943	0.5247	0.5839
	$y = x_4$	0.4616	0.5384	0.5519
	$y = x_5$	0.4518	0.4451	0.4442
	$y = x_6$	0.5736	0.5672	0.6515
	$y = x_7$	0.4600	0.4560	0.4501
	$y = x_{10}$	0.5282	0.5786	0.5755
$x = x_6$	$y = x_1$	0.5736	0.6608	0.6515
	$y = x_7$	0.5326	0.5244	0.5186
	$y = x_{10}$	0.5439	0.5509	0.5442
$x = x_{10}$	$y = x_1$	0.5282	0.5244	0.5755
	$y = x_6$	0.5439	0.5321	0.5442

Tabla 3.5 Coeficiente de determinación para el índice de confiabilidad estructural.

		$\beta = A + Bx + Cy$	$\beta = A + Bx + Cy + Dx^2 + Exy$	$\beta = A + Bx + Cy + Dx^2 + Exy + Fy^2$
$x = x_1$	$y = x_2$	0.4378	0.4654	0.465
	$y = x_3$	0.6334	0.7005	0.7221
	$y = x_4$	0.3257	0.3912	0.4457
	$y = x_5$	0.2706	0.3394	0.3550
	$y = x_6$	0.6953	0.7060	0.7462
	$y = x_7$	0.4567	0.4979	0.4968
$x = x_6$	$y = x_1$	0.6953	0.7457	0.7462
	$y = x_7$	0.7241	0.7840	0.7840

3.4 Redes Neuronales Artificiales (RNA)

Por otro lado, se entrenaron RNA que predijeran los factores de demanda y de capacidad estructural, así como el índice de confiabilidad estructural. Análogamente a las superficies de respuesta, se probaron las variables que permitieran entrenar las RNA con un coeficiente de determinación mayor y un error cuadrático medio menor.

Se probaron las arquitecturas de entrenamiento Levenberg-Marquardt (LM) y Bayesian Regularization (B-R). Se utilizaron dos bases de datos, una con los datos exactos o números sin modificar, resultados de los análisis de confiabilidad, y otra con los datos normalizados utilizando la Ec. 3.2. Así mismo, mediante un porcentaje de la base de datos total, se determinó el tamaño de la muestra para el entrenamiento de la red, la validación y la evaluación del entrenamiento.

A partir de las pruebas (ver Tablas 3.6 y 3.7) se concluyó que la base de datos con números exactos y la arquitectura de entrenamiento Levenberg-Marquardt proporcionaron valores más aproximados al valor de la mediana de los factores de capacidad y demanda y al índice de confiabilidad de los modelos de verificación, que cuando se usaron la base de datos con números normalizados y la arquitectura de Bayesian Regularization. En las tablas 3.6 y 3.7 se muestra el coeficiente de determinación, R^2 , y el error cuadrático medio, ECM, de las RNA entrenadas, respectivamente.

Tabla 3.6 Coeficiente de determinación, R^2 , de RNA

RNA	LM		B-R	
	BASE DE DATOS REAL	BASE DE DATOS NORMALIZADA	BASE DE DATOS REAL	BASE DE DATOS NORMALIZADA
Factor de capacidad	0.9436	0.4767	0.9179	0.2550
Factor de demanda	0.9771	0.1580	0.9953	0.9773
Índice de confiabilidad	0.9874	0.9321	0.01	0.20

Tabla 3.7 Error cuadrático medio, ECM, de las RNA

RNA	LM		BR	
	BASE DE DATOS REAL	BASE DE DATOS NORMALIZADA	BASE DE DATOS REAL	BASE DE DATOS NORMALIZADA
Factor de capacidad	0.007	0.012	0.030	0.020
Factor de demanda	0.001	0.0054	0.002	0.002
Índice de confiabilidad	0.011	0.027	0.18	0.17

Una vez determinada la arquitectura de entrenamiento y el tipo de base de datos que se emplearán en el entrenamiento de las RNA; se probaron varios tamaños de muestra (porcentajes de la base de datos total) para el entrenamiento, validación y evaluación, así como diferente número de capas ocultas. Como ejemplo, en la Tabla 3.8 se muestran los resultados intermedios del entrenamiento de la RNA para predecir el factor de capacidad. Se puede observar que las redes con 10 capas ocultas y una relación de 70% para entrenamiento, 15% para validación y 15% para evaluación de resultados, mostraron menor error cuadrático medio y mayor coeficiente de determinación.

Tabla 3.8 Resultados intermedios del entrenamiento de la RNA para predecir el factor de capacidad.

ENTRENA- MIENTO (%)	VALIDA- CIÓN (%)	EVALUACIÓN (%)	CAPAS OCULTAS	ITERA- CIONES	ECM	R²
70	15	15	2	32	4.86×10^{-4}	0.930
70	15	15	5	39	7.19×10^{-4}	0.359
70	15	15	10	33	5.59×10^{-5}	0.944
70	15	15	50	41	1.00×10^{-2}	0.548
70	15	15	100	12	1.41×10^{-2}	0.562
70	20	10	10	33	1.96×10^{-3}	0.099
70	10	20	10	14	8.31×10^{-4}	0.083
80	10	10	10	58	1.39×10^{-3}	0.918

3.5 Comparación de resultados

3.5.1 Superficies de respuesta

Se obtuvieron superficies de respuesta para obtener el factor de capacidad estructural y de demanda estructural en función del índice de confiabilidad, x , y del periodo de vibración, y , como se muestra en las figuras 3.3 y 3.5, y en las Ecs. 3.7 y 3.8, respectivamente. El objetivo principal de estas superficies de respuesta es estimar el factor de capacidad estructural y de demanda estructural requeridos para alcanzar un índice de confiabilidad deseado, dado el periodo fundamental estructural de la torre de soporte.

$$\varphi = -3.25 + 1.995x + 0.7105y - 0.2374x^2 - 0.2093xy \quad \text{Ec. 3.7}$$

$$\gamma = 0.4536 + 0.3268x + 0.07116y - 0.03836x^2 - 0.02169xy \quad \text{Ec. 3.8}$$

De acuerdo con la Figura 3.3, para un periodo estructural determinado, el factor de capacidad disminuye a medida que el índice de confiabilidad aumenta; para índices de confiabilidad menores que 3.5, el factor de capacidad aumenta a medida que se incrementa el periodo estructural, para índices de confiabilidad mayores que 3.5 el factor de capacidad disminuye a medida que aumenta el período. Esto quiere decir que para lograr índices de confiabilidad elevados (mayores que 3.5) se requieren factores de capacidad entre 0.70 y 0.75, afectando en mayor medida la capacidad de estructuras flexibles que la de estructuras más rígidas.

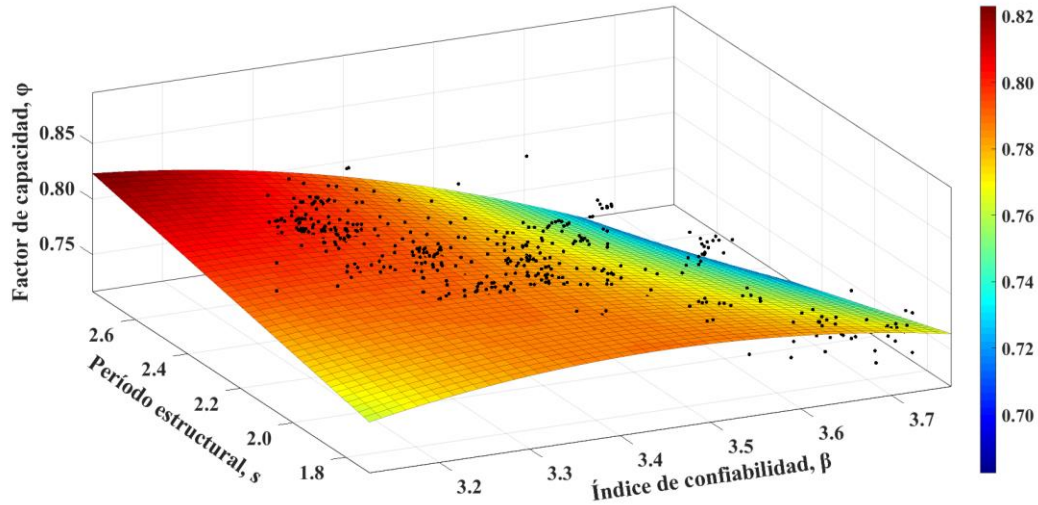


Figura 3.3 Factor de capacidad vs índice de confiabilidad y periodo de vibración estructural.

En la Figura 3.4 se muestra la desviación estándar del factor de capacidad en función del índice de confiabilidad y del período estructural; se puede ver que el valor de la media de la desviación estándar es de 0.02. Se observa que la desviación aumenta a medida que el período estructural disminuye, así como si se aproxima a un índice de confiabilidad igual a 3.4. Esto es que debido a las restricciones geométricas propuestas (sección 3.1) hay un menor número de estructuras con un índice de confiabilidad de 3.4 y periodos bajos, lo cual genera mayor incertidumbre en la predicción de resultados.

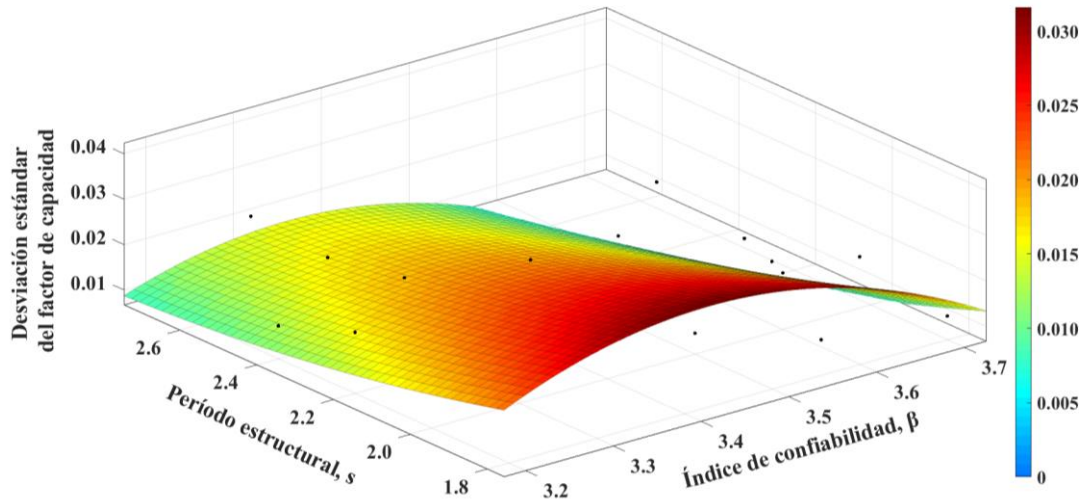


Figura 3.4 Desviación estándar del factor de capacidad vs índice de confiabilidad y período estructural.

De acuerdo con la Figura 3.5, para un período estructural determinado, el factor de demanda aumenta a medida que el índice de confiabilidad aumenta, de igual manera, para un índice de confiabilidad determinado el factor de demanda disminuye a medida que el periodo estructural aumenta. Esto se debe a que las estructuras más rígidas presentan el colapso a velocidades mayores, lo que corresponde a relaciones de r/b mayores (Figura B.3), por ende, valores mayores del factor de demanda estructural.

Sin embargo, la variación en el valor del factor de demanda es mínima, y su valor medio es igual a 1.113.

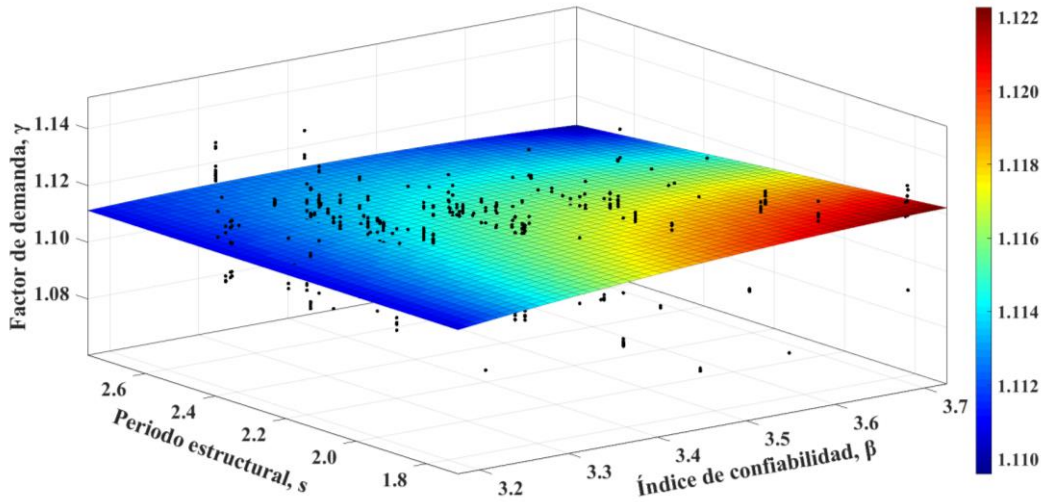


Figura 3.5 Factor de demanda vs índice de confiabilidad y periodo de vibración estructural.

En la Figura 3.6 se muestra la desviación de factor de demanda en función del índice de confiabilidad y el período estructural. El valor de la media de la desviación estándar es igual a 0.009. Se observa que la desviación aumenta a medida que el período y el índice de confiabilidad disminuyen. Esto es debido a las restricciones geométricas propuestas (sección 3.1) hay un menor número de estructuras con índices de confiabilidad y periodos bajos.

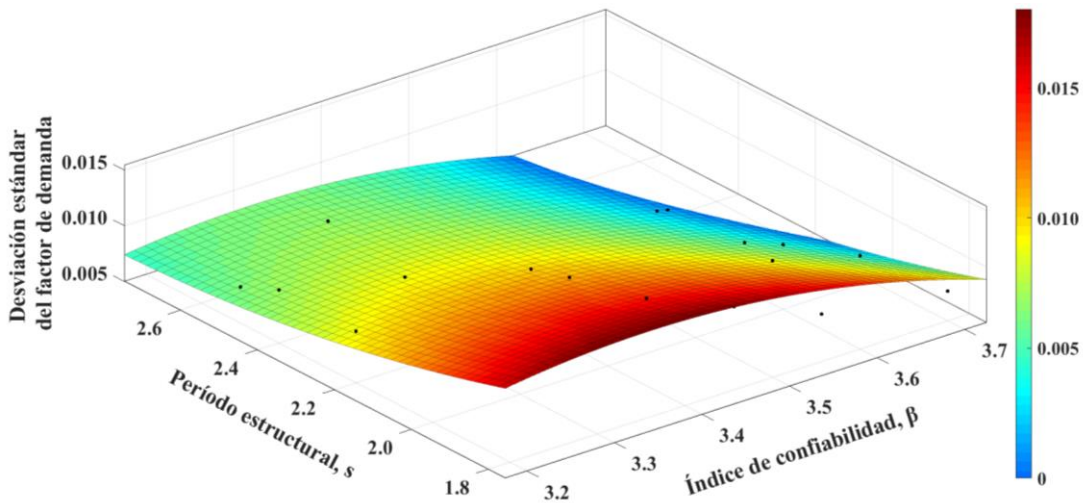


Figura 3.6 Desviación estándar del factor de demanda vs índice de confiabilidad y periodo estructural.

Además, se obtuvieron superficies de respuesta para obtener el factor de capacidad y de demanda estructural en función de la altura, x , y del período de vibración fundamental, y , considerando un índice de confiabilidad deseado, igual a $\beta = 3.4$ [37], para los modelos de estudio sin considerar daño, como se muestra en las Figuras 3.7 y 3.9 y en las Ecs. 3.9 y 3.10, respectivamente.

$$\varphi = 2.106 - 7.196 \times 10^{-3}x - 0.8849y - 1.33 \times 10^{-4}x^2 + 0.01162xy \quad \text{Ec. 3.9}$$

$$\gamma = 0.8213 + 3.642 \times 10^{-3}x + 0.1306y + 5.126 \times 10^{-6}x^2 - 1.801 \times 10^{-3}xy \quad \text{Ec. 3.10}$$

En la Figura 3.7 se observa que el factor de capacidad tiene un valor de 0.80 para estructuras con períodos menores que 2.4 s y alturas entre 70 y 75 m, así como para para estructuras con períodos mayores que 2.4 s y alturas entre 80 y 85 m. Esto indica que la capacidad estructural se reduce más para las torres más flexibles si se desea alcanzar un índice de confiabilidad de 3.4 en un estado sin daño. Sin embargo, se puede observar (Figura 3.8) que la desviación estándar del factor de capacidad es en promedio de 0.018, considerando lo anterior, los factores de capacidad para lograr un índice de confiabilidad de 3.4 sin daño estarían entre 0.75 y 0.82.

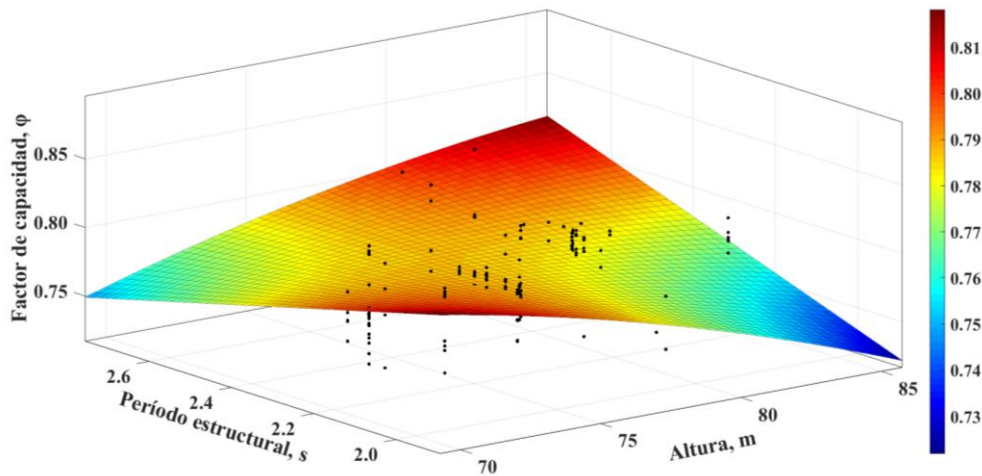


Figura 3.7 Factor de capacidad estructural vs altura y periodo estructural, correspondiente a $\beta=3.4$.

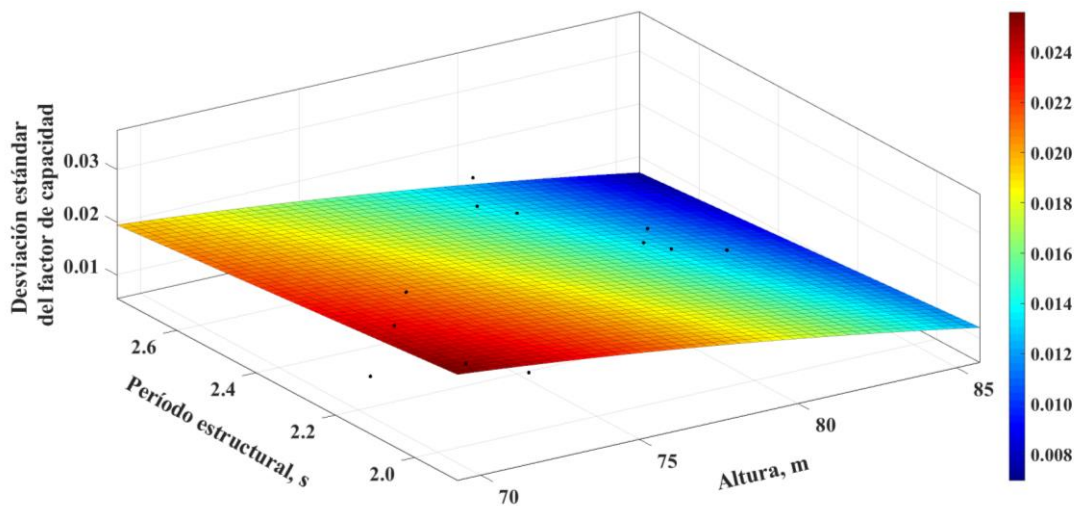


Figura 3.8 Desviación estándar del factor de capacidad vs altura y período estructural, correspondiente a $\beta=3.4$.

En la Figura 3.9 se observa que el factor de demanda tiene un valor de 1.10 para estructuras con períodos menores que 2.4 s y alturas entre 70 y 75 m, así como para para estructuras con periodos mayores que 2.4 s y alturas entre 80 y 85 m. Esto indica que la demanda estructural se aumenta para las torres más flexibles si se desea alcanzar un índice de confiabilidad de 3.4 en un estado sin daño. Sin embargo, se puede observar (Figura 3.10) que la desviación estándar del factor de demanda es en promedio de 0.007, considerando lo anterior, los factores de demanda para lograr un índice de confiabilidad de 3.4 sin daño estarían entre 1.09 y 1.11.

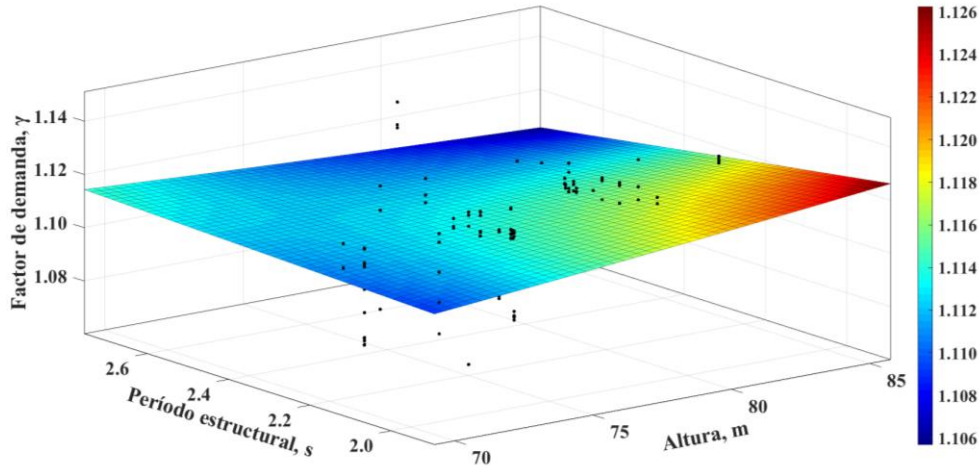


Figura 3.9 Factor de demanda estructural vs altura y periodo estructural, correspondiente a $\beta=3.4$.

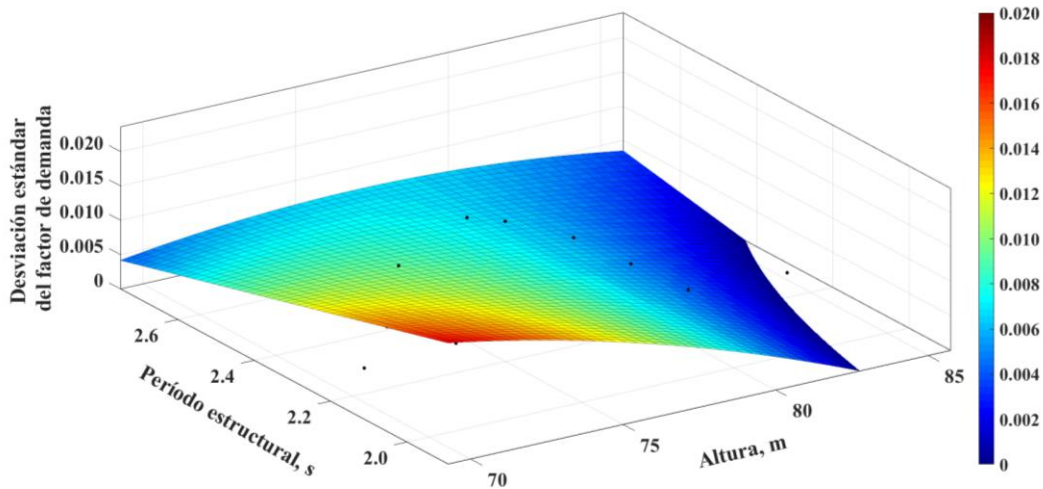


Figura 3.10 Desviación estándar del factor de demanda vs altura y período estructural, correspondiente a $\beta=3.4$.

En lo que sigue se propone las Ec. 3.11 para calcular el índice de confiabilidad considerando el periodo fundamental estructural, x , y la altura de la torre, y , como se muestra en la Figura 3.11. El objetivo de esta ecuación es obtener el índice de confiabilidad aproximado que tendría una torre de soporte, dada cierta altura y cierto período fundamental de vibración estructural.

$$\beta = 4.219 - 0.5557x + 5.209 \times 10^{-3}y, \quad \text{para } y = 70 \text{ y } 75 \text{ m}$$

$$\beta = 5.11 - 0.2804x - 0.01336y, \quad \text{para } y = 80 \text{ y } 85 \text{ m}$$

Ec. 3.11

En la Figura 3.11 se observa que: dada cierta altura, las estructuras con menor período estructural tienden a índices de confiabilidad mayores que para estructuras con período mayor, debido a que las estructuras rígidas presentan menor probabilidad de falla anual (Figura B.9). Se observa también que, dado un período estructural, el índice de confiabilidad aumenta muy ligeramente con la altura de 70 a 80 m, y disminuye ligeramente de 80 a 85 m, lo cual indica que las torres de 80 m de altura alcanzarían índices de confiabilidad mayores.

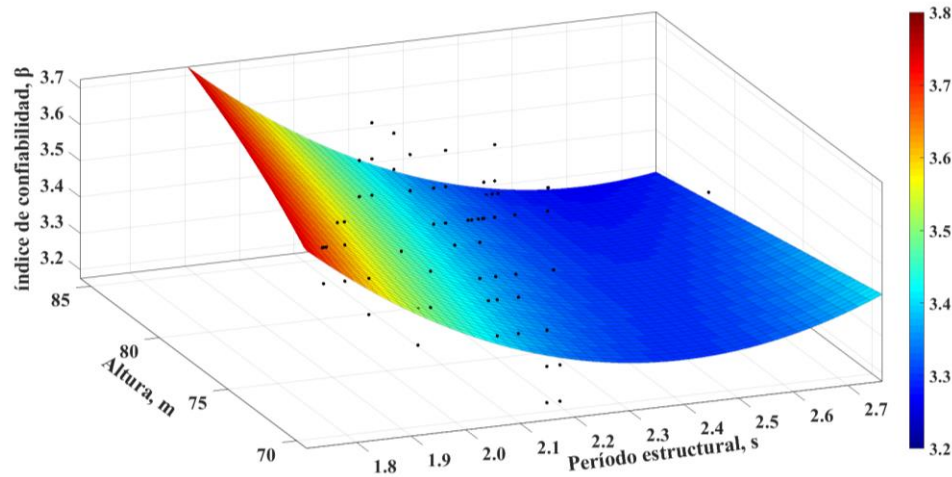


Figura 3.11 Índice de confiabilidad vs período de vibración estructural y altura de la torre.

En la Figura 3.12 se observa que la media de la desviación estándar es de 0.05, y los valores menores se presentan en estructuras con períodos menores que 2.1 s y alturas entre 70 y 75 m, así como estructuras con períodos mayores que 2.1 s y alturas entre 80 y 85 m, ya que, dadas las restricciones geométricas establecidas (sección 3.1), se tiene un mayor número de estructuras con las características mencionadas.

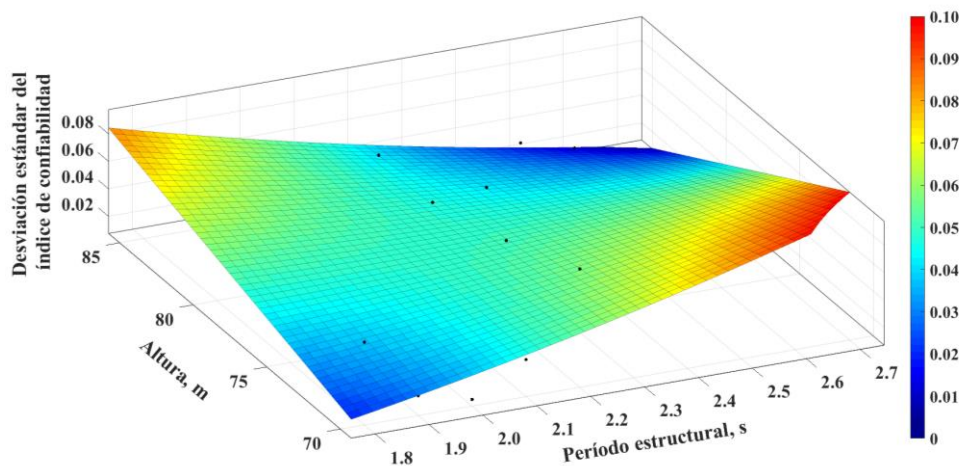


Figura 3.12 Desviación estándar del índice de confiabilidad vs período estructural y altura de la torre.

3.5.2 Redes Neuronales Artificiales

Las RNA se entrenaron con la base de datos de 54 modelos (Tabla 3.1), y se comprobaron los resultados con tres modelos diferentes, que no se encuentran entre esos 54 modelos. Los tres de verificación modelos cuentan con las características señaladas en la Tabla 3.9. Para estos tres modelos se desarrollaron 10 análisis de confiabilidad, como se describe en la sección 3.2.

Tabla 3.9 Características de los tres modelos de verificación.

ALTURA (m)	# DE MODELO	DIÁMETRO EN LA BASE (m)	DIÁMETRO EN LA PUNTA (m)	ESPESOR EN LA BASE (cm)	ESPESOR EN LA PUNTA (cm)	PERÍODO ESTRUCTURAL (s)	FUERZA LATERAL (MN)
70	14	4.00	2.20	3.65	3.10	2.11	1.504
75	16	4.00	2.50	3.81	2.60	2.27	1.492
80	16	4.30	2.55	3.81	2.50	2.31	1.593

Los parámetros de entrada seleccionados para entrenar las RNA se eligieron con base en un análisis de regresión lineal considerando diferentes combinaciones de variables (Tabla 3.10). El conjunto final de variables seleccionado corresponde al que presentó mayor coeficiente de determinación y menor error cuadrático medio entre los resultados de las ecuaciones lineales y la base de datos obtenida a partir de análisis de confiabilidad de los 54 modelos de estudio.

Tabla 3.10 Variables de entrada utilizadas en las RNA.

VARIABLE	
Altura	x_1
Diámetro en la base	x_2
Diámetro en la punta	x_3
Espesor en la base	x_4
Espesor en la punta	x_5
Período estructural	x_6
Fuerza lateral	x_7
Factor de capacidad	x_8
Factor de demanda	x_9
Índice de confiabilidad	x_{10}
Factor de confianza	x_{11}
Desplazamiento asociado al ELC	x_{12}

Tabla 3.11 Valores de R^2 y ECM de RNA entrenadas para el cálculo del factor de capacidad

VARIABLES	COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN R^2	ERROR CUADRÁTICO MEDIO
x_1, x_2, x_4	0.5950	4.04×10^{-4}
x_1, x_2, x_3, x_4, x_5	0.6883	3.34×10^{-4}
$x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6$	0.6858	3.35×10^{-4}
$x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6, x_7$	0.6786	3.38×10^{-4}
$x_1, x_6, x_7, x_{10}, x_{11}, x_{12}$	0.8614	1.69×10^{-4}

De acuerdo con los resultados de la Tabla 3.11 se utilizaron los siguientes parámetros de entrada para predecir el factor de capacidad: la altura de la torre: el período fundamental de la estructura, la fuerza

lateral asociada a un período de retorno de 50 años, el índice de confiabilidad, el factor de confianza y el desplazamiento máximo de la punta asociado al estado límite de colapso.

Se entrenó una red multicapa con 10 capas ocultas y una función de activación y transferencia sigmoidea, con aprendizaje supervisado unidireccional utilizando el algoritmo de entrenamiento Levenberg-Marquardt, con función de salida lineal y una base de datos con los valores sin modificar. En la Figura 3.13 se muestra una representación de la RNA empleada para predecir el factor de capacidad.

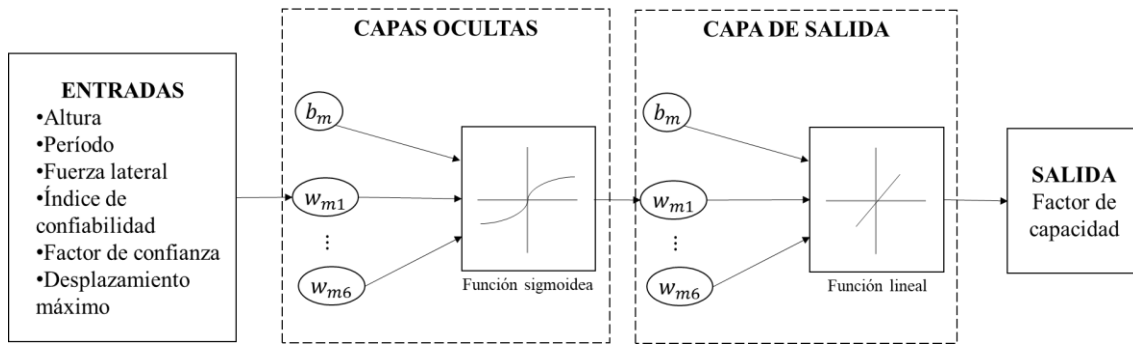


Figura 3.13 Representación de la RNA para predecir el factor de capacidad.

En la Figura 3.14 se muestran los resultados del factor de capacidad calculado a partir de 10 análisis de confiabilidad para los 3 modelos de verificación, y los resultados del entrenamiento de la RNA. Cada equis negra representa el resultado de un análisis de confiabilidad y los cuadros rojos el resultado de la RNA entrenada.

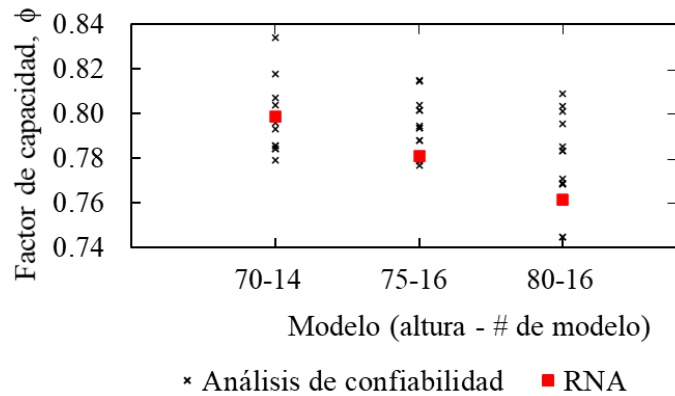


Figura 3.14 Factor de capacidad de modelos de verificación.

Se siguió el procedimiento descrito previamente para la selección de los parámetros de entrada para entrenar la RNA que predice el factor de demanda. De acuerdo con la Tabla 3.12 la combinación de parámetros con mayor coeficiente de determinación y menor error cuadrático medio fue: la altura de la torre, el período fundamental de la estructura y el factor de capacidad estructural.

Tabla 3.12 Valores de R^2 y ECM de RNA entrenadas para el cálculo del factor de demanda

VARIABLES	COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN R^2	ERROR CUADRÁTICO MEDIO
x_1, x_2, x_4	0.616	8.64×10^{-5}
x_1, x_2, x_3, x_4, x_5	0.646	8.10×10^{-5}
$x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6$	0.6457	8.10×10^{-5}
$x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6, x_7$	0.6672	7.74×10^{-5}
$x_1, x_6, x_7,$ $x_8, x_{10}, x_{11}, x_{12}$	0.8886	2.91×10^{-5}
x_1, x_6, x_8	0.8989	2.60×10^{-5}

Se entrenó una red multicapa con 10 capas ocultas y una función de activación y transferencia sigmoidea, con aprendizaje supervisado unidireccional utilizando el algoritmo de entrenamiento Levenberg-Marquardt, con función de salida lineal y una base de datos con los valores sin modificar. En la Figura 3.15 muestra una representación de la RNA empleada para predecir el factor de demanda, mientras que en la Figura 3.16 se muestran los resultados de los análisis de confiabilidad de los tres modelos de verificación y los resultados predichos con la RNA.

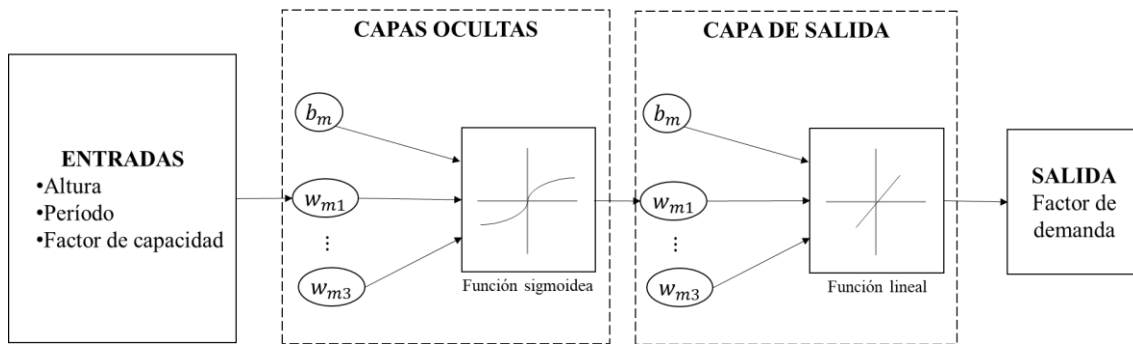


Figura 3.15 Representación de la RNA para predecir el factor de demanda.

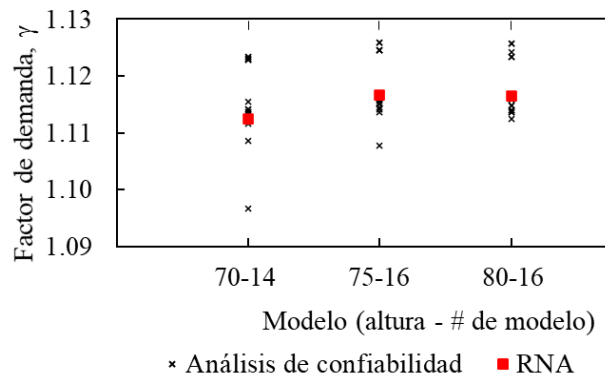


Figura 3.16 Factor de demanda de los modelos de verificación.

Análogamente, con el fin de predecir el índice de confiabilidad se utilizaron los siguientes parámetros de entrada: altura, periodo estructural del primer modo, fuerza lateral asociada a un periodo de retorno

de 50 años y el factor de confianza, los cuales corresponden a un mayor coeficiente de determinación y menor error cuadrático medio (Tabla 3.13).

Tabla 3.13 Valores de R^2 y ECM de RNA entrenadas para el cálculo del índice de confiabilidad.

VARIABLES	COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN R^2	ERROR CUADRÁTICO MEDIO
x_1, x_2, x_4	0.8546	4.08×10^{-3}
x_1, x_2, x_3, x_4, x_5	0.9625	1.12×10^{-3}
$x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6$	0.9606	1.17×10^{-3}
$x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6, x_7$	0.9763	7.95×10^{-4}
x_1, x_6, x_7, x_{11}	0.9797	6.10×10^{-4}

Se entrenó una red multicapa con 10 capas ocultas y una función de activación y transferencia sigmoidea, con aprendizaje supervisado unidireccional utilizando el algoritmo de entrenamiento Levenberg-Marquardt, con función de salida lineal y una base de datos con los valores sin modificar. En la Figura 3.17 se muestra una representación de la RNA empleada para predecir el índice de confiabilidad, mientras que en la Figura 3.18 se muestran los resultados de los análisis de confiabilidad de los tres modelos de verificación, así como los resultados predichos usando la RNA.

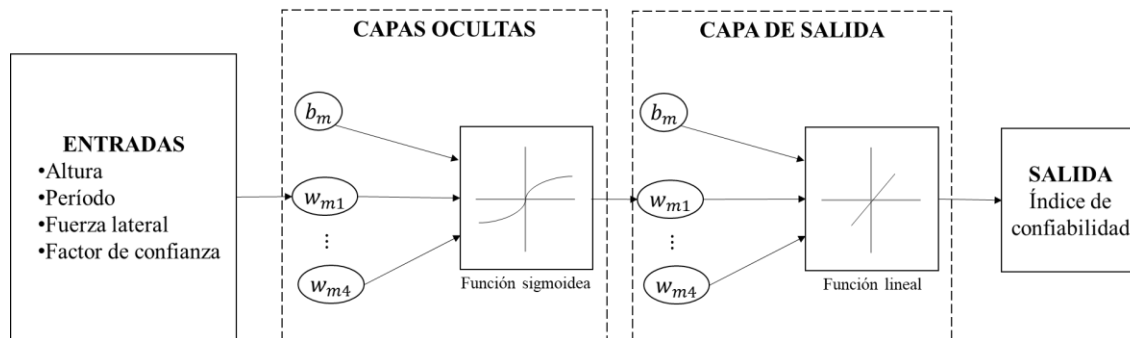


Figura 3.17 Representación de la RNA empleada para predecir el índice de confiabilidad.

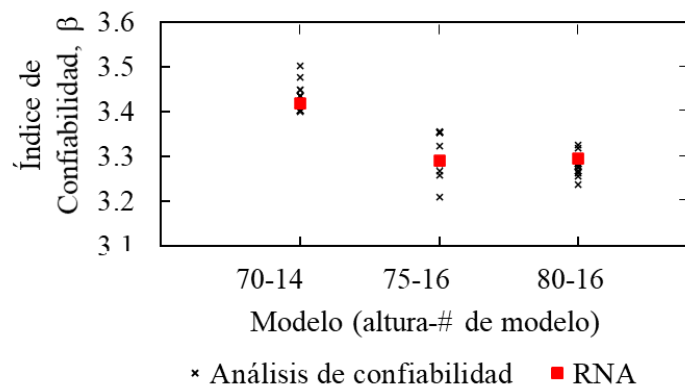


Figura 3.18 Índice de confiabilidad de los modelos de verificación.

En la Tabla 3.14 se compara el valor de la mediana del factor de capacidad estructural, con el valor obtenido a partir de las ecuaciones propuestas en la sección 3.5.1, y el resultado de las RNA (sección

3.5.2 de este trabajo). La mediana del factor de capacidad fue calculada a partir de 10 análisis de confiabilidad (según la sección 3.2, del presente estudio) para los 3 modelos de verificación, la cual se compara con el valor obtenido a partir de las Ecs. 3.7 y 3.9, y el resultado de la RNA mediante el coeficiente de determinación, R^2 , y el error cuadrático medio (ECM). Estos valores se pueden observar en los últimos dos renglones de la tabla. De la misma manera, en las tablas 3.14 y 3.15 se compara el valor de la mediana del factor de demanda estructural y el índice de confiabilidad, respectivamente.

Tabla 3.14 Comparación de la mediana del factor de capacidad estructural.

MODELO		PERÍODO DE VIBRAR (s)	ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (β)	FACTOR DE CAPACIDAD			
ALTURA (m)	# DE MODELO			ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	EC. 3.7	EC. 3.9 $\beta=3.4$	RNA
70	14	2.106	3.4	0.798	0.784	0.800	0.798
75	16	2.267	3.3	0.790	0.794	0.788	0.781
80	16	2.308	3.3	0.769	0.795	0.782	0.761
				R^2	0.64	0.80	0.96
				ECM	2.92×10^{-4}	1.20×10^{-4}	4.8×10^{-5}

Tabla 3.15 Comparación de la mediana del factor de demanda estructural.

MODELO		PERÍODO DE VIBRAR (s)	ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (β)	FACTOR DE DEMANDA			
ALTURA (m)	# DE MODELO			ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	EC. 3.8	EC. 3.10 $B=3.4$	RNA
70	14	2.106	3.4	1.114	1.116	1.111	1.112
75	16	2.267	3.3	1.116	1.113	1.113	1.117
80	16	2.308	3.3	1.116	1.113	1.114	1.117
				R^2	0.99	0.94	0.98
				ECM	7.76×10^{-6}	6.07×10^{-6}	1.19×10^{-6}

Tabla 3.16 Comparación del índice de confiabilidad estructural.

MODELO		PERÍODO DE VIBRAR (s)	ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (β)	ÍNDICE DE CONFIABILIDAD		
ALTURA (m)	# DE MODELO			ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	EC. 3.11	RNA
70	14	2.106	3.4	3.43	3.413	3.41
75	16	2.267	3.3	3.29	3.350	3.25
80	16	2.308	3.3	3.28	3.394	3.28
				R^2	0.45	0.93
				ECM	5.80×10^{-3}	7.18×10^{-4}

Así mismo, en las Figuras 3.19 a 3.21 se muestran los resultados de las tablas 3.13 a 3.15, respectivamente. En estas, claramente se puede observar que los resultados predichos por las RNA son más exactos en comparación con los resultados de las superficies de respuesta. Esto se debe a que en el entrenamiento de las RNA interviene una mayor cantidad de variables para la predicción de los parámetros de confiabilidad.

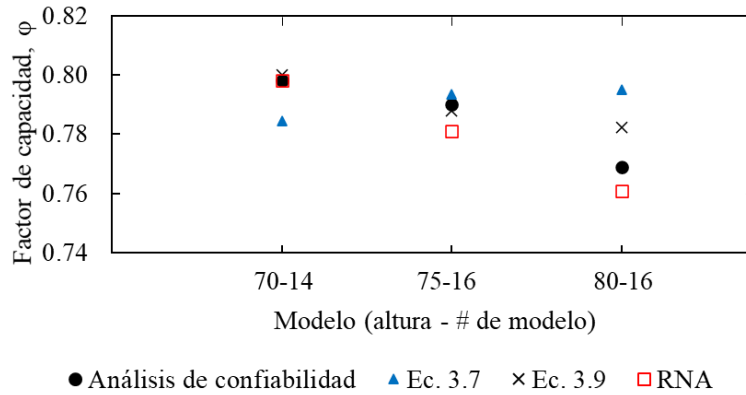


Figura 3.19 Comparación de la mediana del factor de capacidad.

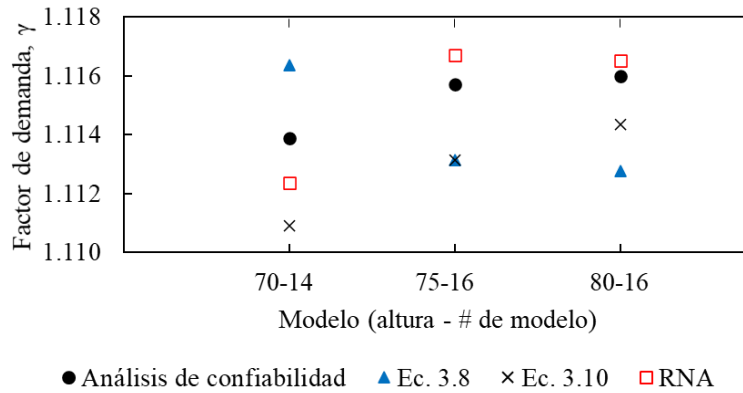


Figura 3.20 Comparación de la mediana del factor de demanda.

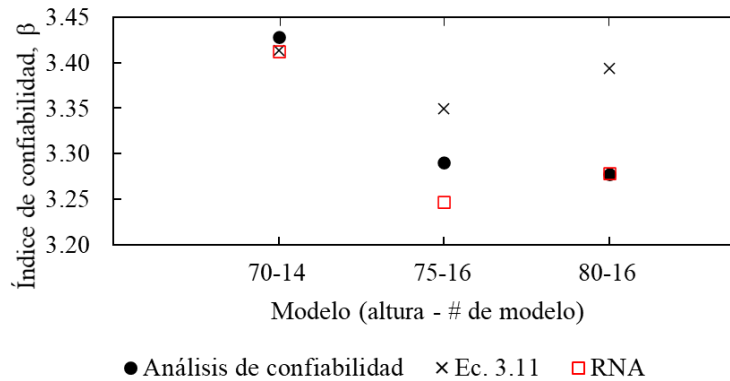


Figura 3.21 Comparación de resultados para el índice de confiabilidad.

4. ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LA CONFIABILIDAD DE TORRES DE AEROGENERADORES USANDO RNA, MÉTODO DE SUPERFICIES DE RESPUESTA Y EL MÉTODO SIMPLIFICADO MODIFICADO DE CORNELL, CONSIDERANDO DAÑO ACUMULADO

En la parte II de este trabajo se demostró la importancia de considerar el daño acumulado en el cálculo de la confiabilidad estructural aplicando el método simplificado de Cornell. El uso de un mismo factor de capacidad y demanda estructural para diversos niveles de daño conlleva a sobreestimar el factor de confianza de las estructuras, pasando por alto el momento adecuado en el cual se deberían iniciar medidas de revisión y mantenimiento.

Es evidente que la aplicación del método simplificado de Cornell para evaluar la confiabilidad de diferentes estructuras considerando diversos niveles de daño, es una tarea que implica demasiado tiempo de análisis, así como el uso de numerosos recursos computacionales. En la sección 3 de este trabajo se comprobó que las RNA y el MSR son herramientas sencillas y rápidas que permiten el cálculo de los factores parciales de seguridad (factor de demanda y de capacidad estructural) e índice de confiabilidad con bastante exactitud, considerando que la estructura no presenta daño.

Con la finalidad de obtener los factores parciales de seguridad e índice de confiabilidad, para diferentes modelos de torre de soporte considerando el daño acumulado; se proponen factores de modificación aplicables a la estructura sin daño que permitan obtener dichos parámetros en función del nivel de daño. Estos factores de modificación se obtuvieron mediante análisis de confiabilidad, como se describe en la Parte II de este estudio, alternativamente se entrenaron RNA y se aplicó el MSR siguiendo la metodología propuesta en la sección 3 del presente estudio (Figura 3.2) y tomando en cuenta las consideraciones descritas en las secciones 3.3 a 3.5.

Se emplearon los modelos definidos en la Tabla 3.1 con las características descritas previamente en la sección 3. Así mismo, se probaron los resultados obtenidos con los tres modelos de verificación descritos en la Tabla 3.9.

4.1 Caracterización del daño en función de la altura y el período

Se realizaron 15 análisis de fatiga para cada uno de los 54 modelos de estudio como se describe en la Parte II, sección 4 de este estudio. A partir de dichos resultados, se obtuvo la mediana de la curva del daño acumulado en función del tiempo, para cada modelo, como se muestra en la Figura 3.22. A partir de estas curvas se calculó el tiempo en el que ocurren los niveles de daño de 5%, 25%, 50% y 75% de daño total, para los 54 modelos.

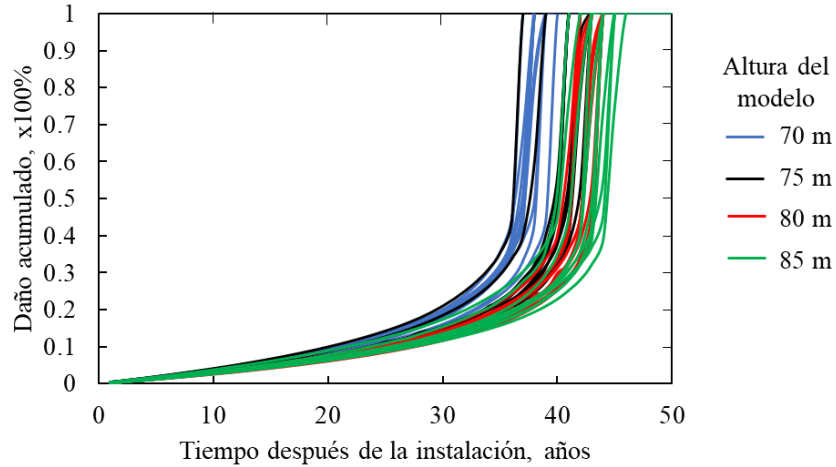


Figura 3.22 Mediana del daño acumulado para los modelos de estudio.

En la Figura 3.23 se representan con puntos negros las medianas del tiempo en el que ocurre cada nivel de daño. En la figura se puede observar que las estructuras con menor altura son las primeras en presentar el daño, así como las que tienen períodos menores, por ejemplo, las torres con una altura de 70 m y período estructural de 1.9 s presentan 25% de daño 32 años después de su instalación, sin embargo, una estructura con el mismo período, pero con altura de 85 m, presenta el mismo nivel de daño 40 años después de su instalación. Esto se debe a que, de acuerdo con las condiciones geométricas establecidas en la sección 3.1, el espesor y el diámetro en la base tienden a ser menores para estructuras con períodos y alturas menores.

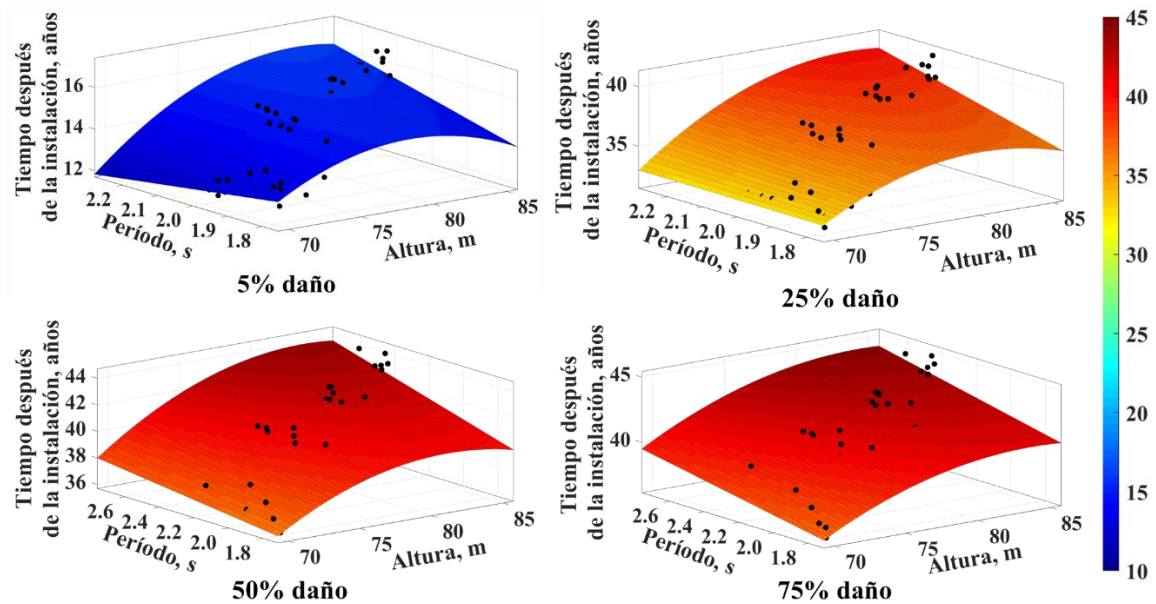


Figura 3.23 Tiempo en el que ocurre el nivel de daño vs altura y período estructural.

En la Figura 3.24 se muestra la desviación estándar del logaritmo del tiempo en el que ocurren los niveles de daño estudiados en función de la altura de la torre y el período estructural. Se puede observar que la desviación disminuye mientras el nivel de daño aumenta. Esto quiere decir que hay

mayor incertidumbre en el tiempo en el que ocurre un nivel de daño de 5%, si se compara con niveles mayores como 50% y 75%. De igual manera se observa que para niveles de daño menores que 25% hay mayor incertidumbre en estructuras con mayor altura y períodos altos, mientras que para niveles de daño mayores que 50% hay mayor incertidumbre en estructuras con mayor altura y períodos bajos.

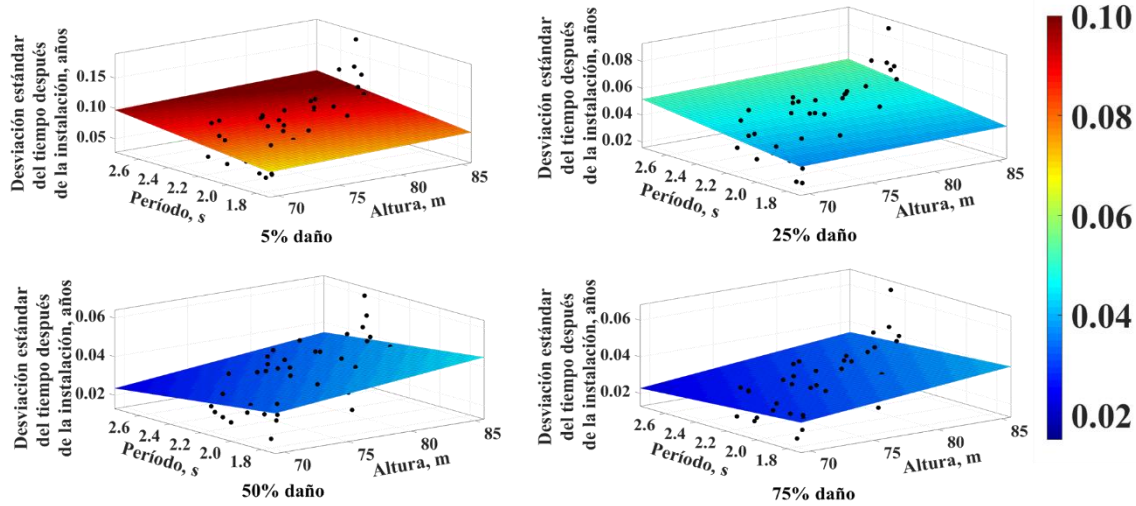


Figura 3.24 Desviación estándar del tiempo después de la instalación para determinado nivel de daño.

Con los resultados obtenidos, se conformó una base de datos que relaciona las características geométricas de los modelos (altura, diámetros y espesores), el período estructural del primer modo de vibración estructural, los cuatro niveles de daño seleccionados (5%, 25%, 50% y 75%), y el tiempo en el que ocurre el nivel de daño

A partir de esta base de datos se caracterizó el tiempo en el que ocurren los niveles de daño, t_j , donde $j = 5, 25, 50, 75$, en función de la altura, x , y el período de vibrar, y , tal como se muestran en las Ecs. 3.12 a 3.15, siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.3.

$$t_5 = -101.2 + 3.295x - 15.63y - 0.0233x^2 + 0.2081xy \quad \text{Ec. 3.12}$$

$$t_{25} = -152.6 + 5.017x - 15.83y - 0.03382x^2 + 0.2305xy \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$t_{50} = -133.1 + 4.365x - 7.634y - 0.02833x^2 + 0.1346xy \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$t_{75} = -107.1 + 3.465x + 0.9758y - 0.02097x^2 + 0.02388xy \quad \text{Ec. 3.15}$$

Así mismo se entrenaron RNA que permitieran predecir el nivel de daño en función del número de ciclos a la falla, el tiempo transcurrido después de la instalación, la altura, diámetros, espesores, rigidez lateral y relación de esbeltez. Las variables seleccionadas se obtuvieron de manera similar al procedimiento descrito en la sección 3.5.2.

Se entrenó una red multicapa con 10 capas ocultas y una función de activación y transferencia sigmoidea, con aprendizaje supervisado unidireccional. Se utilizó el algoritmo de entrenamiento Levenberg-Marquardt, y una base de datos con los valores normalizados, aplicando la Ec. 3.2. En la Figura 3.25 se representa la RNA entrenada para predecir el nivel de daño en la base de la torre de soporte.

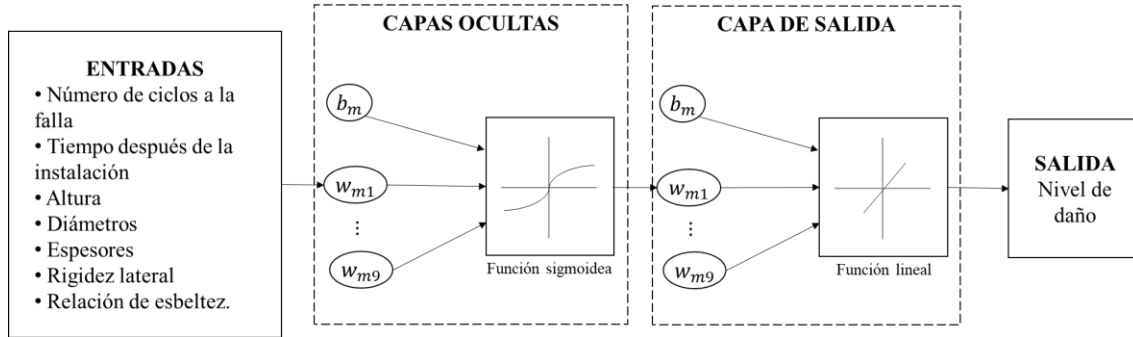


Figura 3.25 Representación de la RNA para predecir el nivel de daño.

En las Tablas 3.16 a 3.18 se muestra la comparación de los resultados obtenidos con las Ecs. 12 a 15 y las RNA, con el valor de la mediana de los 15 análisis de fatiga para los modelos de verificación, así como el coeficiente de determinación y el error cuadrático medio. Se puede observar que ambos métodos predicen de manera aproximada el tiempo en el que se presenta el daño, sin embargo, las RNA presentan menor error en los resultados predichos, como puede apreciarse en la Figura 3.26.

Tabla 3.17 Comparación de resultados de la mediana del análisis de fatiga para el modelo 70-14.

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERIODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	TIEMPO EN EL QUE SE PRESENTA EL NIVEL DE DAÑO		
				ANÁLISIS DE FATIGA	ECS. 12 A 15	RNA
70	14	2.106	5	17.40	13.04	17.64
			25	34.77	33.51	39.40
			50	38.68	37.40	41.71
			75	42.59	38.27	43.23
				R ²	0.981	0.974
				ECM	10.229	7.755

Tabla 3.18 Comparación de resultados de la mediana del análisis de fatiga para el modelo 75-16.

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERIODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	TIEMPO EN EL QUE SE PRESENTA EL NIVEL DE DAÑO		
				ANÁLISIS DE FATIGA	ECS. 12 A 15	RNA
75	16	2.267	5	15.74	14.81	16.00
			25	38.40	36.74	39.00
			50	42.73	40.50	42.01
			75	44.45	41.09	43.02
				R ²	0.998	0.997
				ECM	4.973	0.748

Tabla 3.19 Comparación de resultados de la mediana del análisis de fatiga para el modelo 80-16.

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERIODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	TIEMPO EN EL QUE SE PRESENTA EL NIVEL DE DAÑO		
				ANÁLISIS DE FATIGA	ECS. 12 A 15	RNA
80	16	2.308	5	15.83	15.63	17.00
			25	38.77	38.34	39.00
			50	42.02	42.02	41.02
			75	44.48	42.55	43.00
				R ²	0.996	0.998
				ECM	0.986	1.152

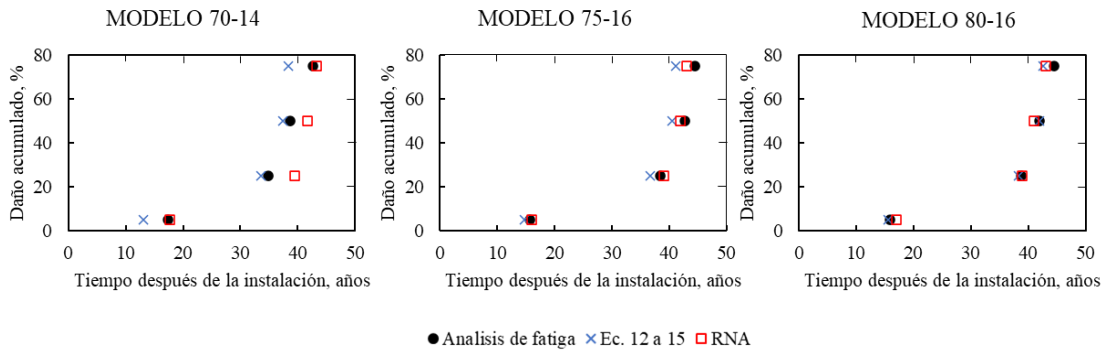


Figura 3.26 Comparación de la mediana del análisis de fatiga.

4.2 Factores de modificación en función del daño acumulado

Se realizaron 15 análisis de confiabilidad para los 54 modelos de estudio considerando cuatro porcentajes de daño acumulado con respecto al daño total (5%, 25%, 50% y 75%), como se describe en la Parte II de este trabajo. Con los resultados de estos análisis se obtuvieron los factores de capacidad estructural, de demanda estructural e índice de confiabilidad en función del daño acumulado, inherentes a cada modelo. Los resultados del análisis de confiabilidad considerando el daño acumulado se muestran en el Anexo C.

En la Figura 3.27 se muestra la variación del factor de capacidad en función del período estructural y el nivel de daño acumulado, para los 54 modelos de estudio. Como es de esperarse, el factor de capacidad disminuye a medida que el nivel de daño aumenta, y es ligeramente mayor para estructuras con períodos bajos (del orden de 1.8s). En la Figura 3.28 se muestra la desviación estándar del factor de capacidad en función del período estructural y el nivel de daño acumulado; en la figura se observa que la desviación estándar aumenta conforme aumenta el nivel de daño y el período estructural. La mediana resulta igual a 0.186 para la estructura sin daño, 0.189 con 5% de daño, 0.203 con 25% de daño, 0.221 con 50% de daño y 0.238 con 75% de daño. Esto se debe a que la desviación estándar de la capacidad estructural asociada al estado límite de colapso aumenta a medida que aumenta el nivel de daño (ver Figura 1.18)

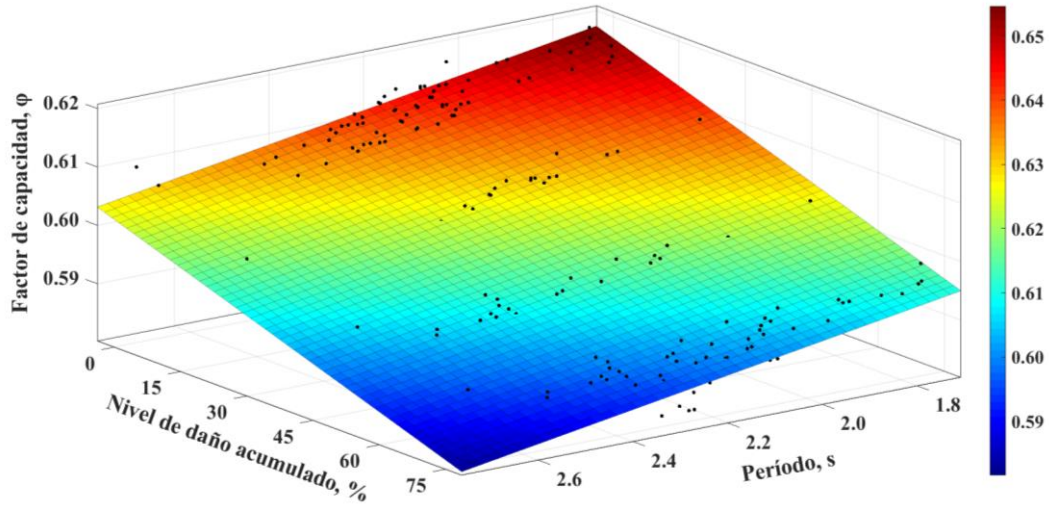


Figura 3.27 Factor de capacidad vs. período y nivel de daño acumulado.

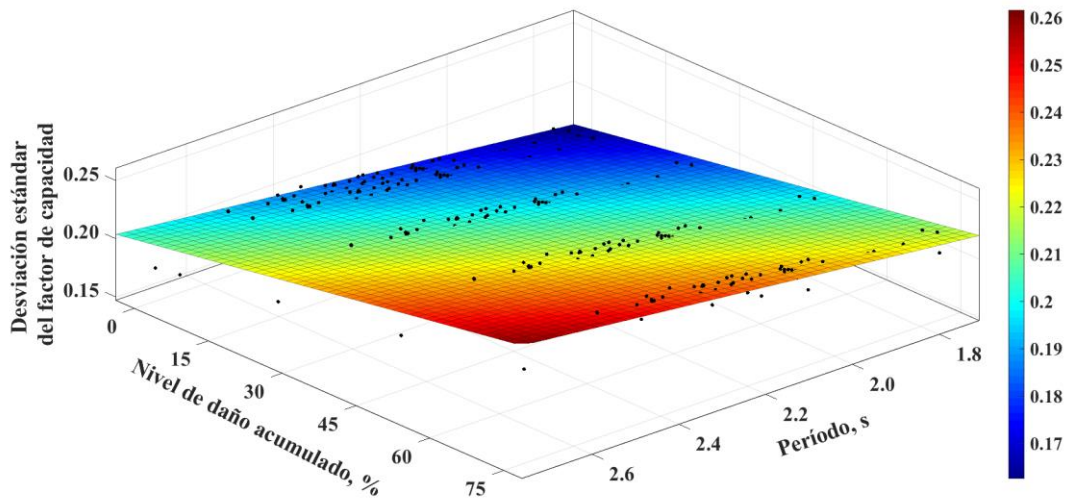


Figura 3.28 Desviación estándar del factor de capacidad vs período y nivel de daño acumulado.

En la Figura 3.29 se muestra el factor de demanda estructural en función del período de vibrar y del nivel de daño acumulado. Se observa que el factor de demanda aumenta ligeramente a medida que el nivel de daño aumenta, y al igual que el factor de capacidad, es mayor para estructuras con períodos menores. En la Figura 3.30 se muestra la desviación estándar del factor de demanda en función del período estructural y el nivel de daño acumulado. Se puede observar que para el factor de demanda la desviación estándar aumenta conforme aumenta el nivel de daño y muy ligeramente conforme disminuye el período estructural. La mediana resulta igual a 0.093 para estructuras sin daño, 0.094 con 5% de daño, 0.094 con 25% de daño, 0.096 con 50% de daño, y 0.099 con 75% de daño. Esto obedece a que existe mayor incertidumbre en la determinación del valor de la demanda estructural asociada al estado límite de colapso en niveles de daño mayores (ver Figura 1.19).

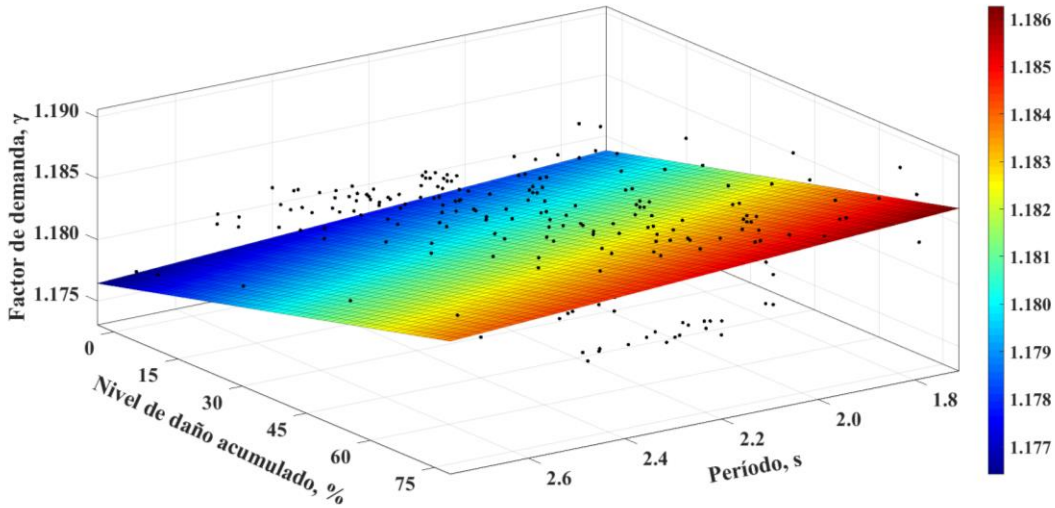


Figura 3.29 Factor de demanda vs período y nivel de daño acumulado.

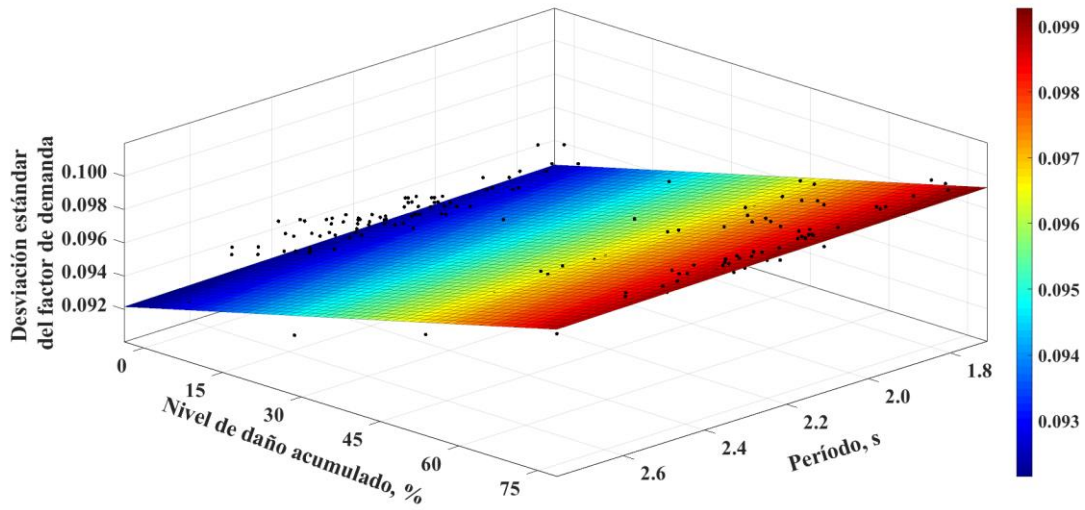


Figura 3.30 Desviación estándar del factor de demanda vs período y nivel de daño acumulado.

En la Figura 3.31 se muestra el índice de confiabilidad en función del período de vibrar y el nivel de daño acumulado. En la figura se observa que el índice de confiabilidad disminuye a medida que el nivel de daño aumenta y es ligeramente mayor para estructuras con períodos menores. En la Figura 3.32 se muestra la desviación estándar del índice de confiabilidad en función del período estructural y el nivel de daño acumulado. Se puede observar que la desviación estándar del índice de confiabilidad aumenta conforme aumenta el nivel de daño y muy ligeramente conforme disminuye el período estructural. La mediana resulta igual a 0.129 para estructuras sin daño, 0.141 con 5% de daño, 0.184 con 25% de daño, 0.221 con 50% de daño y 0.235 con 75% de daño.

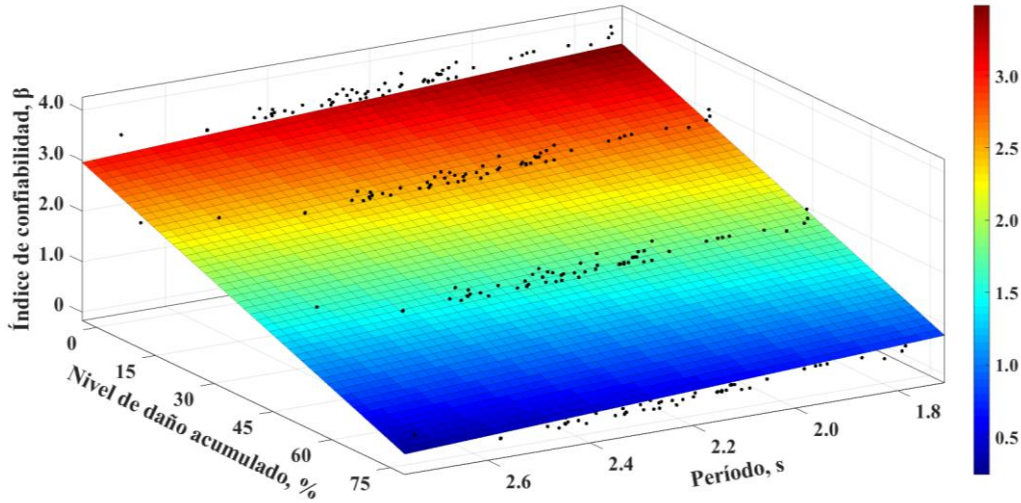


Figura 3.31 Índice de confiabilidad vs período y nivel de daño acumulado.

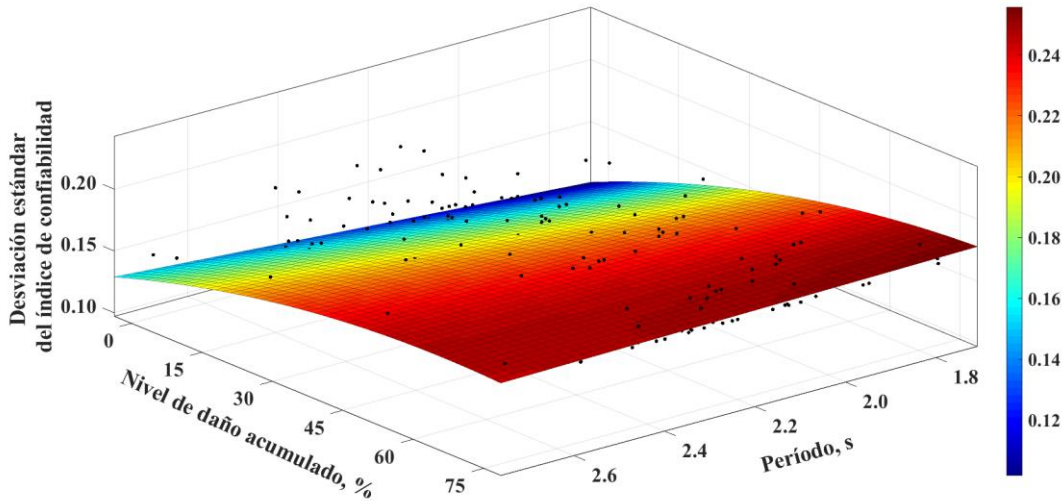


Figura 3.32 Desviación estándar del índice de confiabilidad vs período y nivel de daño acumulado.

En resumen, el factor de capacidad estructural y el índice de confiabilidad disminuyen a medida que aumenta el nivel de daño acumulado, mientras que el factor de demanda estructural aumenta a medida que aumenta el nivel de daño acumulado.

Aquí se propone que los factores de capacidad y de demanda estructural, así como el índice de confiabilidad dado un nivel de daño se obtengan a partir de los correspondientes a la estructura sin daño, pero modificados por un factor que tome en cuenta el daño acumulado. Para ello se obtiene la relación entre el factor de seguridad, e índice de confiabilidad, de la estructura con daño y el correspondiente a la estructura sin daño. Para el factor de capacidad estructural y el índice de confiabilidad, los factores de modificación serán menores que 1.00 y para el factor de demanda estructural serán mayores que 1.00.

En la Figura 3.33 se representa el factor de modificación para el factor de capacidad estructural, ϕ'_j , en función de la altura y el período estructural del primer modo, para los niveles de daño acumulado,

j , 5%, 25%, 50% y 75%, respectivamente. Para niveles de daño de 5% y 25% los factores de modificación tienden a disminuir mientras la altura aumenta, mientras que para niveles de daño de 50% y 75% el factor de modificación es mayor para estructuras con alturas mayores, lo cual quiere decir, que las estructuras con menor altura se deterioran con mayor rapidez, debido a que presentan módulos de sección transversal menores dadas las restricciones geométricas establecidas en la sección 3.1.

En la Figura 3.33 se puede observar que para niveles de daño menores que 25% la variación de ϕ'_j , es mínima, siendo la mediana de la desviación estándar de 0.005 para el nivel de daño de 5% y 0.024 para el nivel de daño de 25%, mientras que para niveles de daño mayores que 25% la variación en los factores de modificación es mayor (0.047 para 50% de daño y 0.071 para 75% de daño). Esto se debe a que la determinación tanto de la capacidad como la demanda estructural en niveles de daño mayores presenta mayor incertidumbre (ver Figura 1.18 y 1.19), por lo tanto, habrá mayor desviación en los factores de capacidad y por ende en los factores de modificación.

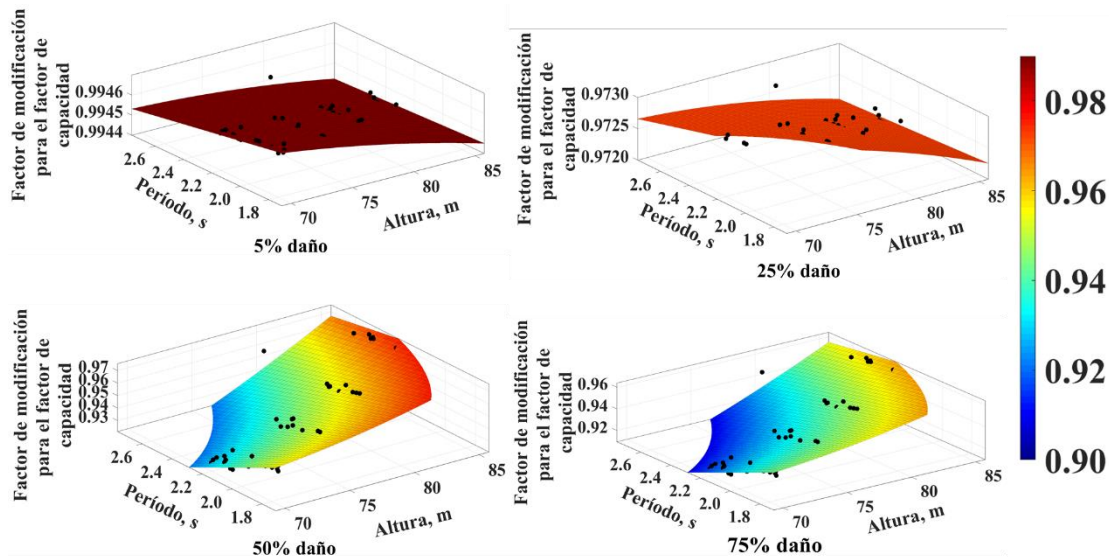


Figura 3.33 Factor de modificación para el factor de capacidad vs altura de la torre y período.

En la Figura 3.34 se muestran los factores de modificación para el factor de demanda estructural, γ'_j , en función de la altura y el período estructural del primer modo, para los niveles de daño acumulado, j , 5%, 25%, 50% y 75%, respectivamente. Se puede observar que el factor de modificación aumenta a medida que aumenta la altura y es casi independiente del período estructural, lo que indica que la variación de la demanda estructural es mayor para estructuras con mayor altura. La mediana de la desviación estándar del factor de modificación es de 0.0002, 0.0009, 0.0019 y 0.0029 para los niveles de daño 5%, 25%, 50% y 75%, respectivamente.

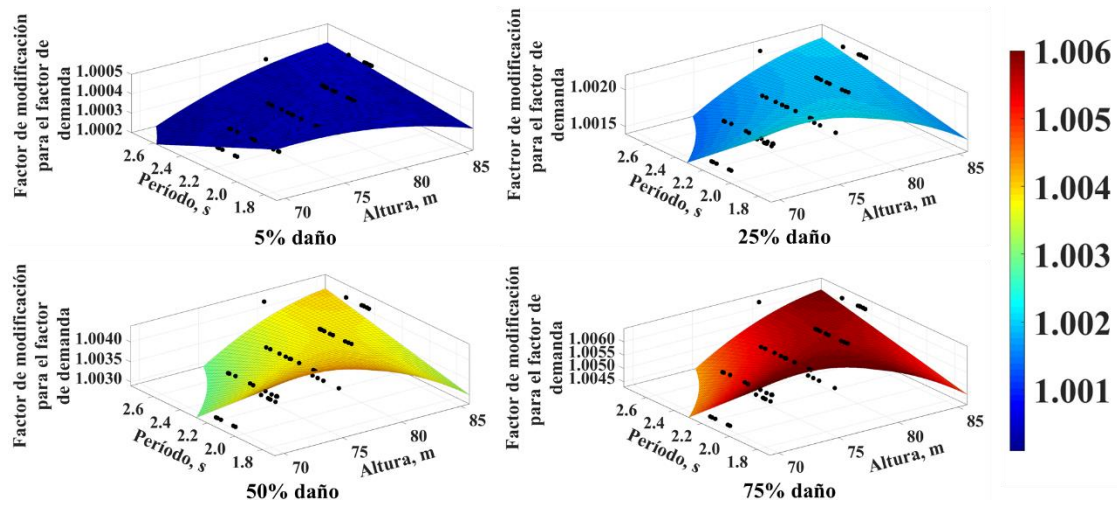


Figura 3.34 Factor de modificación para el factor de demanda vs altura de la torre y período.

En la Figura 3.24 se muestran los factores de modificación para el índice de confiabilidad, β'_j , en función de la altura y el período estructural del primer modo, para los niveles de daño acumulado, j , 5%, 25%, 50% y 75%, respectivamente. Se puede observar que el factor de modificación depende en mayor medida del nivel de daño acumulado, éste tiende a aumentar ligeramente conforme aumenta la altura y conforme disminuye el período; lo cual indica que las estructuras flexibles dejan de estar del lado de la confiabilidad antes que las estructuras rígidas. La mediana de la desviación estándar es de 0.002, 0.008, 0.020 y 0.036 para los niveles de daño de 5%, 25%, 50% y 75%, respectivamente.

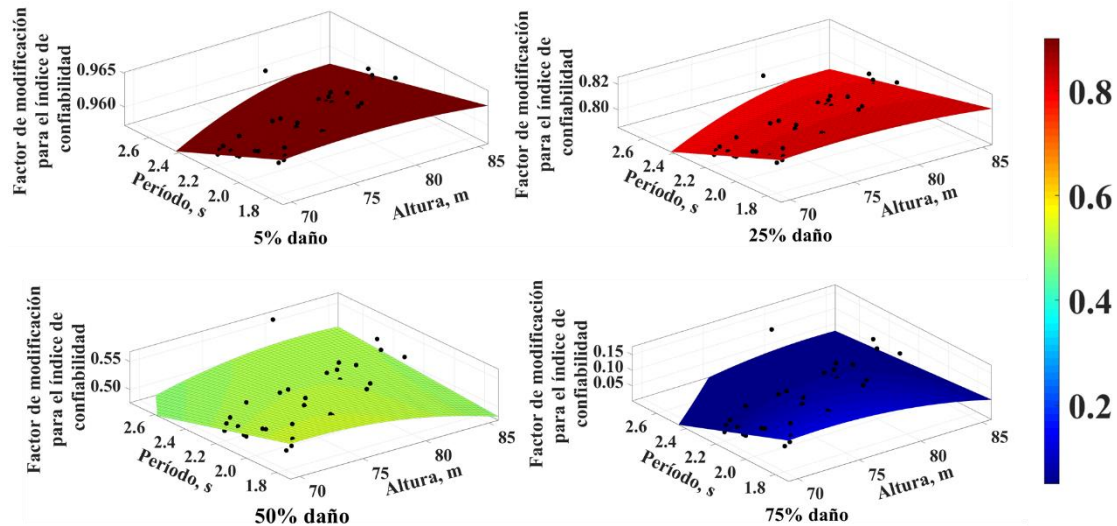


Figura 3.35 Factor de modificación para el índice de confiabilidad vs altura de la torre y período.

4.3 Aplicación de MSR para estructuras con daño acumulado

A partir de los resultados anteriores se aplicó el Método de Superficies de Respuesta (descrito en la sección 3.3) para caracterizar los factores de modificación. En la Ec. 3.16 se muestra el factor de modificación para el factor de capacidad estructural, ϕ'_j , el cual se encuentra en función de la altura,

x , y el período, y , para un nivel de daño acumulado, j . En la Tabla 3.20 se muestran los valores de las constantes involucradas en la Ec. 3.16

$$\varphi'_j = A_j + B_jx + C_jy + D_jx^2 + E_jxy \quad \text{Ec. 3.16}$$

Tabla 3.20 Constantes para el factor de modificación del factor de capacidad.

j	NIVEL DE DAÑO ACUMULADO (%)			
	5	25	50	75
A_j	0.9948	0.974	1.567	1.556
B_j	2.03×10^{-5}	1.02×10^{-4}	-1.15×10^{-2}	-1.15×10^{-2}
C_j	-5.26×10^{-4}	-2.63×10^{-3}	-2.27×10^{-1}	-2.28×10^{-1}
D_j	-2.77×10^{-7}	-1.39×10^{-6}	6.04×10^{-5}	5.98×10^{-5}
E_j	5.82×10^{-6}	2.91×10^{-5}	2.41×10^{-3}	2.42×10^{-3}

En la Ec. 3.17 se muestra el factor de modificación para el factor de demanda estructural, γ'_j , el cual se encuentra en función de la altura, x , y el período, y , para un nivel de daño acumulado, j . En la Tabla 3.21 se muestran los valores de las constantes involucradas en la Ec. 3.17

$$\gamma'_j = A_j + B_jx + C_jy + D_jx^2 + E_jxy \quad \text{Ec. 3.17}$$

Tabla 3.21 Constantes para el factor de modificación del factor de demanda.

j	NIVEL DE DAÑO ACUMULADO (%)			
	5	25	50	75
A_j	0.9988	0.9939	0.9877	0.9816
B_j	2.26×10^{-4}	1.13×10^{-3}	2.26×10^{-3}	3.39×10^{-3}
C_j	-6.49×10^{-3}	-3.25×10^{-2}	-6.49×10^{-2}	-9.74×10^{-2}
D_j	-2.53×10^{-6}	-1.26×10^{-5}	-2.53×10^{-5}	-3.79×10^{-5}
E_j	7.91×10^{-5}	3.96×10^{-4}	7.91×10^{-4}	1.19×10^{-3}

En la Ec. 3.18 se muestra el factor de modificación para el índice de confiabilidad, β'_j , el cual se encuentra en función de la altura, x , y el período, y , para un nivel de daño acumulado, j . En la Tabla 3.22 se muestran los valores de las constantes involucradas en la Ec. 3.18.

$$\beta'_j = A_j + B_jx + C_jy + D_jx^2 + E_jxy \quad \text{Ec. 3.18}$$

Tabla 3.22 Constantes para el factor de modificación del índice de confiabilidad.

j	NIVEL DE DAÑO ACUMULADO (%)			
	5	25	50	75
A_j	0.9418	0.709	0.06613	-0.5883
B_j	1.38×10^{-3}	6.91×10^{-3}	2.64×10^{-2}	4.19×10^{-2}
C_j	-2.64×10^{-2}	-1.32×10^{-1}	-4.73×10^{-1}	-7.70×10^{-1}
D_j	-1.20×10^{-5}	-6.01×10^{-5}	-2.56×10^{-4}	-3.91×10^{-4}
E_j	2.47×10^{-4}	1.24×10^{-3}	5.78×10^{-3}	8.56×10^{-3}

4.4 Aplicación de RNA para estructuras con daño acumulado

En la presente sección se entrenan RNA que permiten predecir los factores de modificación para los factores de capacidad y de demanda estructural e índice de confiabilidad. Las RNA se entrenaron de la misma manera que el procedimiento descrito en la sección 3.4 y 3.5.2.

Para la predicción de los factores de modificación de los factores de capacidad y demanda estructural, e índice de confiabilidad, se entrenaron redes multicapa con 10 capas ocultas y una función de activación y transferencia sigmoidea, con aprendizaje supervisado unidireccional utilizando el algoritmo de entrenamiento Levenberg-Marquardt, con función de salida lineal y una base de datos con los valores sin modificar.

4.4.1 Factores de modificación para el factor de capacidad estructural

Las RNA que predicen los factores de modificación para el factor de capacidad se entrenaron con los siguientes parámetros de entrada: altura de la torre, diámetro en la base, diámetro en la punta, espesor en la base, espesor en la punta, módulo de sección en la base, período estructural, fuerza lateral y nivel de daño. En la Figura 3.36 se representa la RNA entrenada para obtener el factor de modificación para el factor de capacidad considerando daño acumulado.

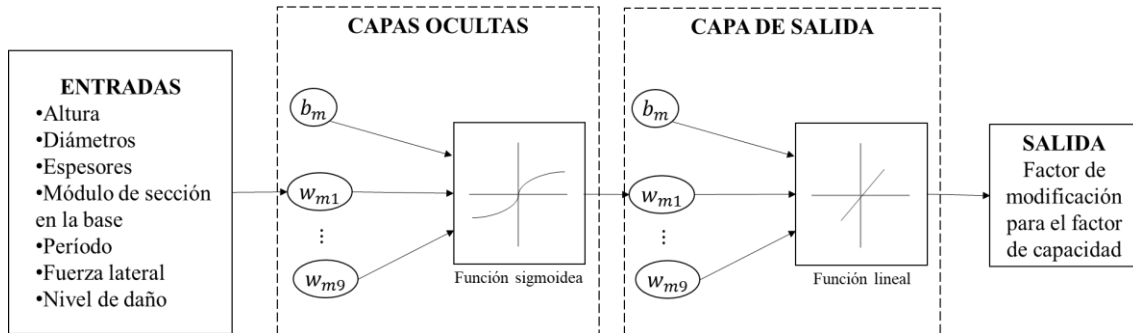


Figura 3.36 Representación de la RNA para predecir el factor de modificación para el factor de capacidad con daño acumulado.

En las Tablas 3.22 a 3.24 se muestra la comparación la mediana de los factores de modificación para el factor de capacidad de los cuatro niveles de daño (5%, 25%, 50% y 75%) y los factores de modificación calculados con la Ec. 3.16 y las RNA. Al final de las últimas dos columnas se muestra el coeficiente de determinación, R^2 , y el error cuadrático medio, ECM. En las tablas se puede observar que, en general, las RNA presentan un coeficiente de determinación mayor, así como un menor error cuadrático medio que los valores correspondientes a la Ec. 3.16, sin embargo, para el modelo 75-16 la Ec. 3.16 predice los resultados con menor error. A pesar de esto, el error entre ambos métodos es de alrededor del 1% para los modelos 70-14 y 80-16, y de 10% para el modelo 75-16, por lo que se deduce que pueden emplearse satisfactoriamente para obtener los factores de modificación.

Tabla 3. 23 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de capacidad (Modelo 70-14).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA $\varphi (\varphi'_j)$	EC. 3.16	RNA
70	14	2.11	5	0.9951	0.9946	0.9966
			25	0.9755	0.9731	0.9768
			50	0.9510	0.9332	0.9364
			75	0.9266	0.9216	0.9241
				R ²	0.95887	0.96075
				ECM	9.0×10 ⁻⁵	6.0×10 ⁻⁵

Tabla 3.24 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de capacidad (Modelo 75-16).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA $\varphi (\varphi'_j)$	EC. 3.16	RNA
75	16	2.267	5	0.9950	0.9946	0.9834
			25	0.9748	0.9728	0.9571
			50	0.9496	0.9373	0.9401
			75	0.9244	0.9255	0.9351
				R ²	0.96395	0.8928
				ECM	4.0×10 ⁻⁵	1.6×10 ⁻⁴

Tabla 3.25 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de capacidad (Modelo 80-16).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA $\varphi (\varphi'_j)$	EC. 3.16	RNA
80	16	2.308	5	0.9951	0.9945	0.9934
			25	0.9755	0.9725	0.9727
			50	0.9510	0.9524	0.9532
			75	0.9265	0.9405	0.9385
				R ²	0.97110	0.98556
				ECM	5.0×10 ⁻⁵	4.0×10 ⁻⁵

En las Figuras 3.37 a 3.39 se muestran los resultados de las Tablas 3.22 a 3.24. En éstas se puede observar que las RNA presentan resultados con una precisión ligeramente mayor que los correspondientes a la Ec. 3.16 para los modelos 70-14 y 85-16, contrario al modelo 75-16 donde la Ec. 16 predice con mayor precisión los factores de modificación en un orden del 10%.

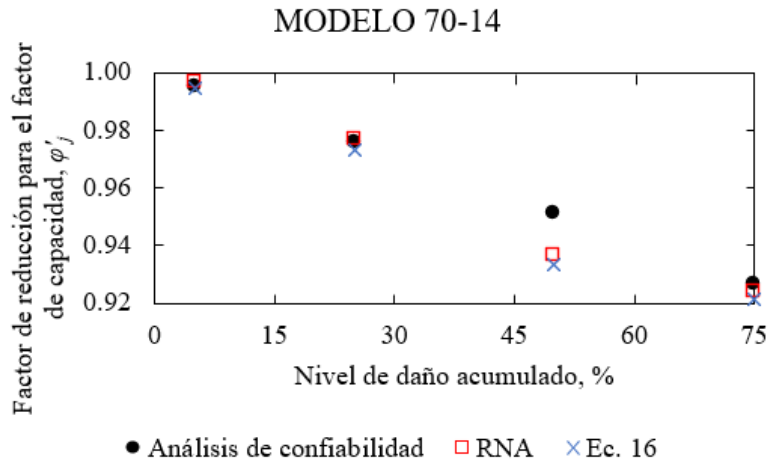


Figura 3.37 Comparación de la mediana de los resultados de ϕ_j' (Modelo 70-14).

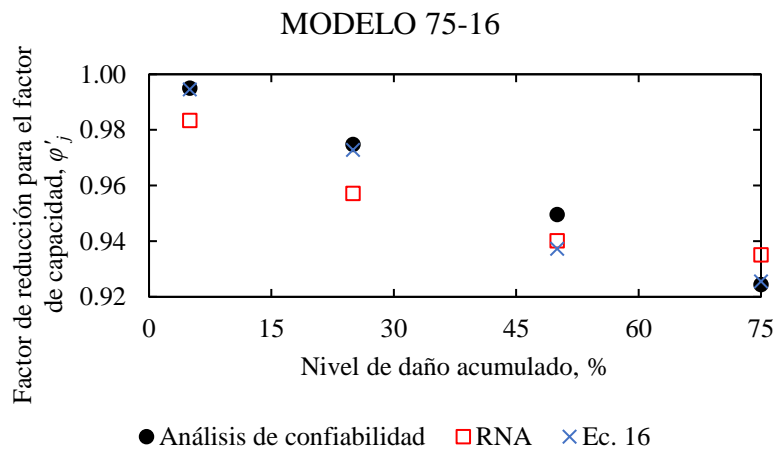


Figura 3.38 Comparación de la mediana de los resultados de ϕ_j' (Modelo 75-16).

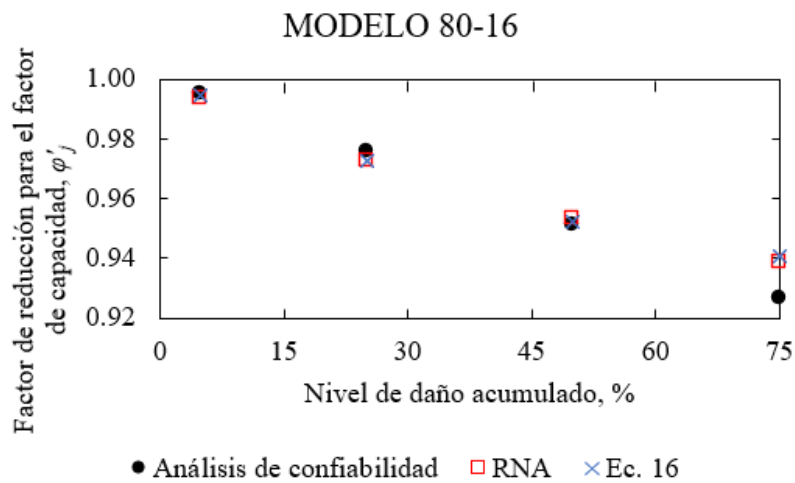


Figura 3.39 Comparación de la mediana de los resultados de ϕ_j' (Modelo 80-16).

4.4.2 Factores de modificación para el factor de demanda estructural

Las RNA que predicen los factores de modificación para el factor de demanda se entrenaron con los siguientes parámetros de entrada: altura de la torre, espesor en su base y nivel de daño. En la Figura 3.40 se representa la RNA entrenada para obtener el factor de modificación para el factor de demanda considerando daño acumulado.

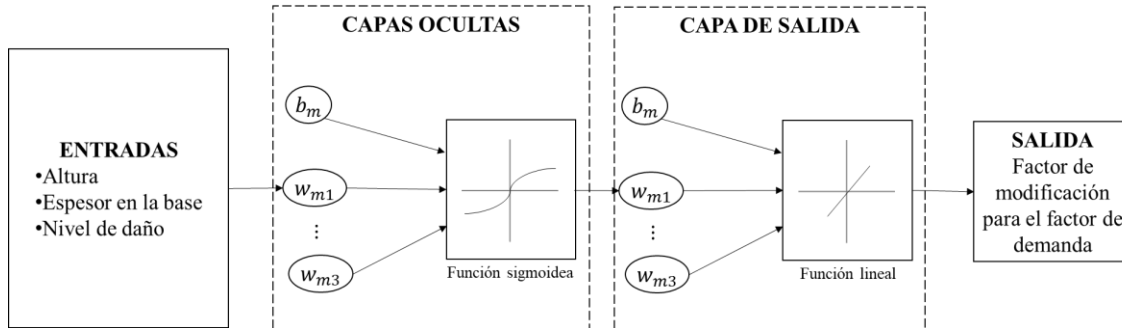


Figura 3.40 Representación de la RNA para predecir el factor de modificación para el factor de demanda con daño acumulado.

En las Tablas 3.25 a 3.27 se muestra la comparación de la mediana de los factores de modificación para factor de demanda de los cuatro niveles de daño (5%, 25%, 50% y 75%), con los resultados obtenidos con la Ec. 3.17 y las RNA. También se muestran el coeficiente de determinación, R^2 , y el error cuadrático medio, ECM. De las tablas se puede observar que, en general, las RNA predicen con mayor exactitud los valores del factor de modificación, a pesar de que los resultados muestren coeficientes de determinación menores que los obtenidos con la Ec. 3.17, por lo cual, las RNA son la herramienta adecuada para obtener los factores de modificación.

Tabla 3.26 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de demanda (Modelo 70-14).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA $\gamma (\gamma'_j)$	EC. 3.17	RNA
70	14	2.11	5	1.00042	1.00021	1.00044
			25	1.00212	1.00093	1.00213
			50	1.00423	1.00184	1.00427
			75	1.00635	1.00275	1.00658
				R^2	0.99997	0.99953
				ECM	5.0×10^{-6}	1.3×10^{-8}

Tabla 3.27 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de demanda (Modelo 75-16).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA γ_j'	EC. 3.17	RNA
75	16	2.267	5	1.00041	1.00025	1.00093
			25	1.00205	1.00112	1.00218
			50	1.00411	1.00225	1.00297
			75	1.00616	1.00335	1.00437
				R ²	0.99997	0.98606
				ECM	3.0×10 ⁻⁶	1.2×10 ⁻⁶

Tabla 3.28 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el factor de demanda (Modelo 80-16).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA γ_j'	EC. 3.17	RNA
80	16	2.308	5	1.00042	1.00032	1.00049
			25	1.00212	1.00143	1.00214
			50	1.00424	1.00286	1.00421
			75	1.00636	1.00427	1.00626
				R ²	0.99998	0.99999
				ECM	1.7×10 ⁻⁶	3.9×10 ⁻⁹

En las Figuras 3.41 a 3.43 se muestran los resultados de las Tablas 3.23 a 3.25, en donde se puede observar que las RNA predicen con mayor exactitud los valores del factor de modificación para el factor de demanda.

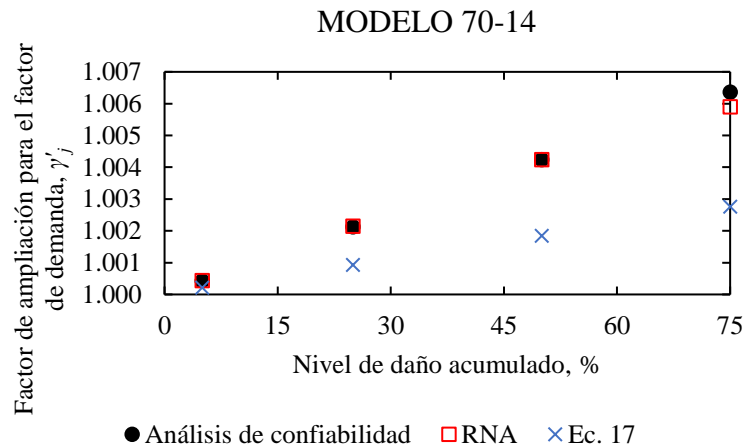


Figura 3.41 Comparación de la mediana de los resultados de γ_j' (Modelo 70-14).

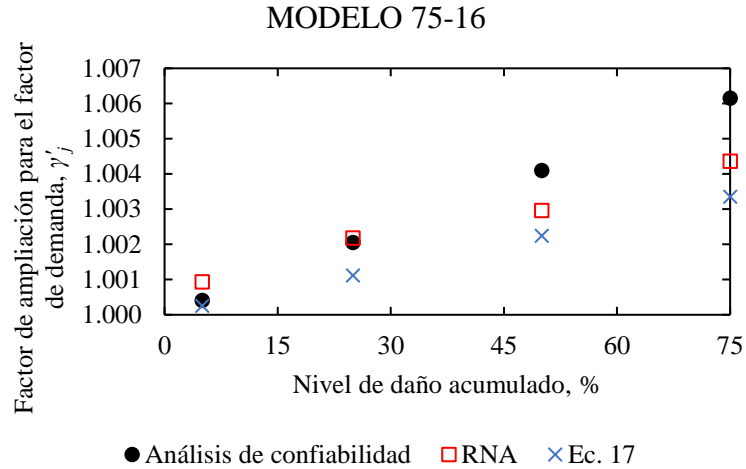


Figura 3.42 Comparación de la mediana de los resultados de γ'_j (Modelo 75-16).

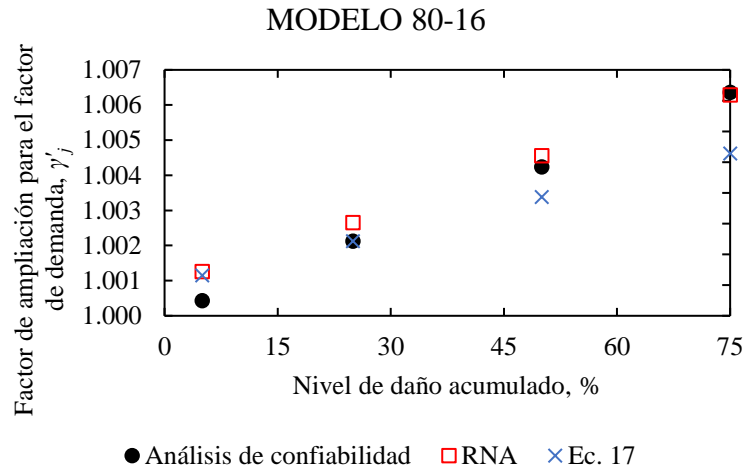


Figura 3.43 Comparación de la mediana de los resultados de γ'_j (Modelo 80-16).

4.4.3 Factores de modificación para el índice de confiabilidad estructural

Las RNA que predicen los factores de modificación para el índice de confiabilidad se entrenaron con los siguientes parámetros de entrada: altura de la torre, módulo de sección en la base, período estructural y nivel de daño. En la Figura 3.44 se representa la RNA entrenada para obtener el factor de modificación para el índice de confiabilidad considerando daño acumulado.

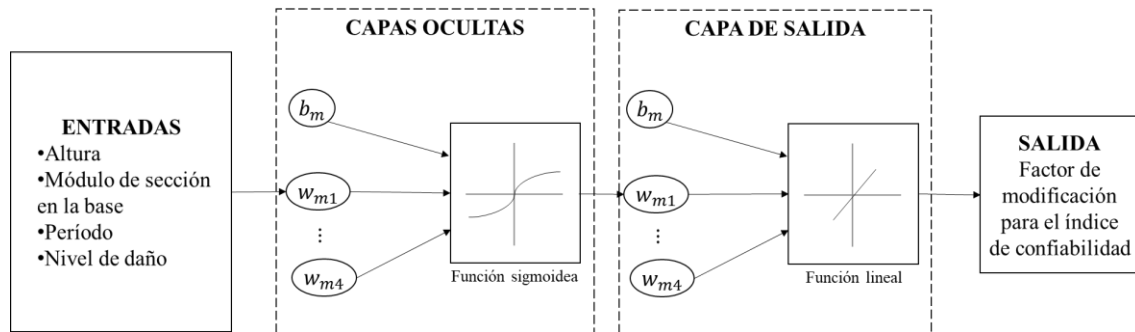


Figura 3.44 Representación de la RNA para predecir el factor de modificación para el índice de confiabilidad con daño acumulado.

En las Tablas 3.28 a 3.30 se muestra la comparación de la mediana de los factores de modificación para el índice de confiabilidad de los cuatro niveles de daño (5%, 25%, 50% y 75%), con los resultados obtenidos con la Ec. 3.18 y las RNA. También se muestran el coeficiente de determinación, R^2 , y el error cuadrático medio, ECM. De las tablas se puede observar que, en general, tanto la Ec. 3.18 como las RNA se pueden emplear para el cálculo del factor de modificación del índice de confiabilidad, con la particularidad que las RNA predicen de manera un poco más acertada el comportamiento del factor de modificación que la Ec. 3.18, ya que los resultados presentan un coeficiente de determinación mayor.

Tabla 3.29 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el índice de confiabilidad (Modelo 70-14).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA $\beta (\beta'_j)$	EC. 3.18	RNA
70	14	2.11	5	0.9614	0.9603	0.9602
			25	0.8069	0.8017	0.8011
			50	0.5391	0.5129	0.5111
			75	0.1077	0.0679	0.0639
				R^2	0.99991	0.99992
				ECM	5.7×10^{-4}	6.8×10^{-4}

Tabla 3.30 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el índice de confiabilidad (Modelo 75-16).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA $\beta (\beta'_j)$	EC. 3.18	RNA
75	16	2.267	5	0.9551	0.9598	0.9490
			25	0.7770	0.7993	0.7809
			50	0.5891	0.5135	0.4887
			75	0.0874	0.06317	0.0237
				R^2	0.99000	0.99037
				ECM	1.7×10^{-3}	3.6×10^{-3}

Tabla 3.31 Comparación de la mediana de los factores de modificación para el índice de confiabilidad (Modelo 80-16).

ALTURA (m)	# DE MODELO	PERÍODO DE VIBRAR (s)	NIVEL DE DAÑO (%)	FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA β_j	EC. 3.18	RNA
80	16	2.308	5	0.9598	0.9599	0.9599
			25	0.7988	0.7999	0.7998
			50	0.5269	0.5119	0.5109
			75	0.0767	0.0630	0.0602
				R ²	0.99985	0.99985
				ECM	1.0×10 ⁻⁴	1.3×10 ⁻⁴

En las Figuras 3.45 a 3.48 se muestran los resultados de las Tablas 3.26 a 3.28, en donde se puede observar que tanto las RNA como la Ec. 3.18 predicen de manera adecuada el factor de modificación para el índice de confiabilidad.

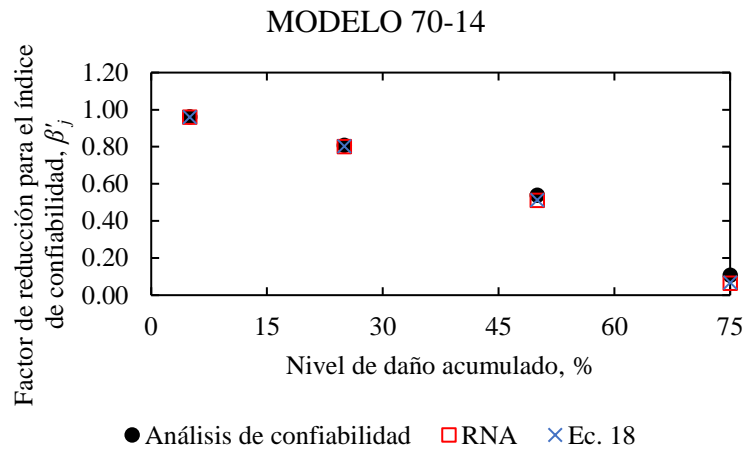


Figura 3.45 Comparación de la mediana de los resultados de β_j' (Modelo 70-14).

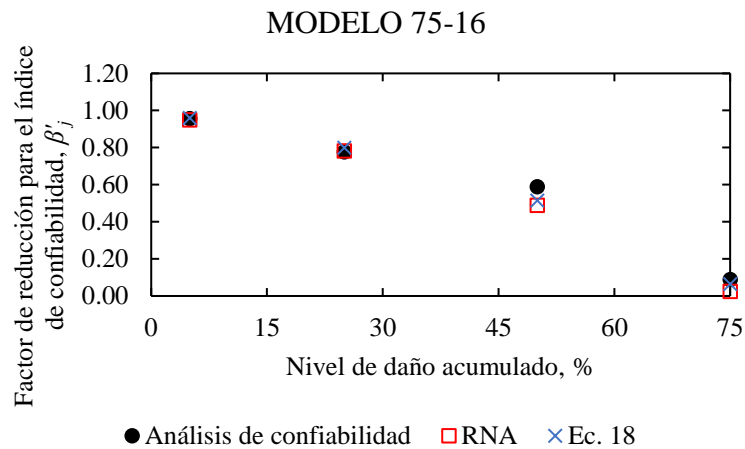


Figura 3.46 Comparación de la mediana de los resultados de β_j' (Modelo 75-16).

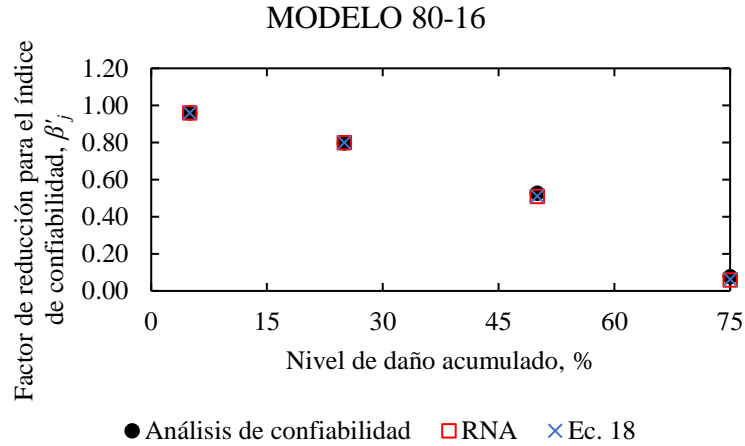


Figura 3.47 Comparación de la mediana de los resultados de β'_j (Modelo 80-16).

Como ejemplo de aplicación, se emplearon las Ecs. 3.7, 3.8 y 3.11 para obtener los factores de capacidad y demanda estructural, e índice de confiabilidad del modelo de verificación 80-16 considerando que la estructura no presenta daño. Posteriormente se aplicaron los factores de modificación de las tablas 3.24, 3.27 y 3.30 para obtener los factores parciales de seguridad e índice de confiabilidad en función del nivel de daño. En las figuras 3.41 a 3.43 se compara la mediana obtenida del análisis de confiabilidad con los resultados calculados mediante las superficies de respuesta y RNA.

En la Figura 3.48 se observa que los factores de modificación obtenidos con las RNA predicen mejor los factores de capacidad en función del nivel de daño que los obtenidos con el MSR. En la Figura 3.49 se observa la misma condición para los factores de demanda estructural. Sin embargo, en la Figura 3.50 se observa que ambos métodos son bastante exactos para obtener el índice de confiabilidad en función del nivel de daño.

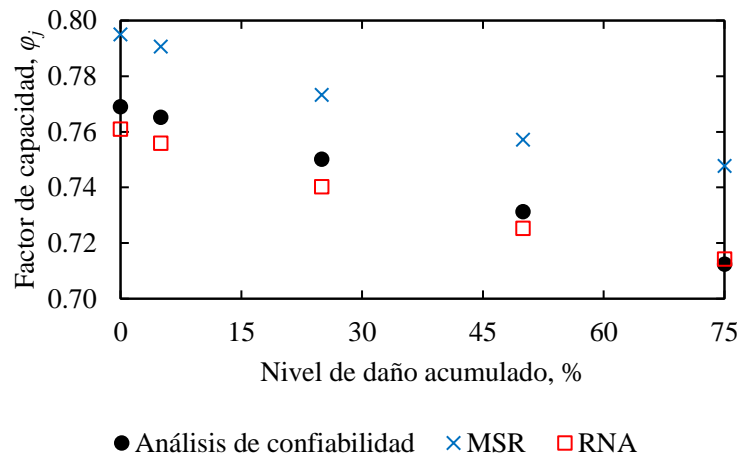


Figura 3.48 Comparación del factor de capacidad en función del daño acumulado.

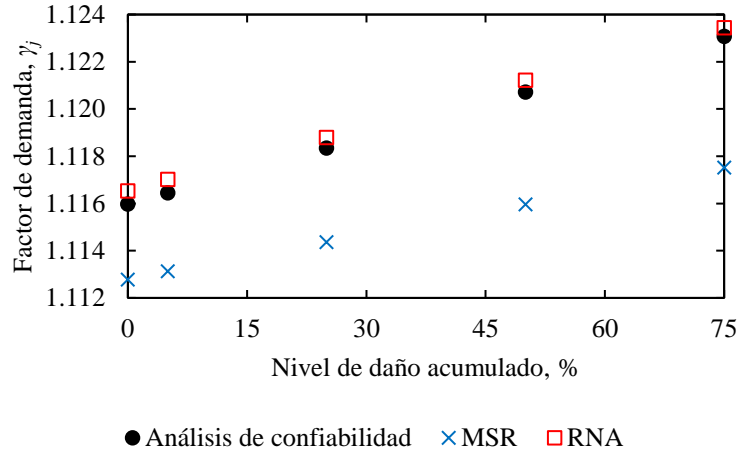


Figura 3.49 Comparación del factor de demanda en función del daño acumulado.

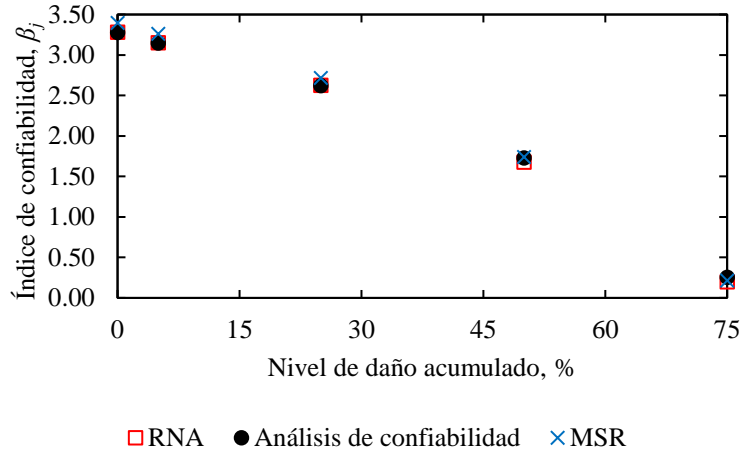


Figura 3.50 Comparación del índice de confiabilidad en función del nivel de daño.

Tomando en cuenta la degradación de la mediana de la capacidad estructural, \hat{C}_j , a medida que incrementa el daño acumulado (Figura C5), y estableciendo la demanda estructural asociada a una probabilidad de falla esperada, \hat{D}^{volj} , igual para todos los niveles de daño, como se describe en la parte II de este trabajo; se puede obtener de manera rápida y aproximada el factor de confianza $\lambda_{conf|j}$ en función del daño, como se muestra en la Figura 3.51. Se observa que: los métodos simplificados propuestos en esta sección hacen posible el cálculo de parámetros complejos, como el factor de confianza, de manera sencilla y con bastante aproximación.

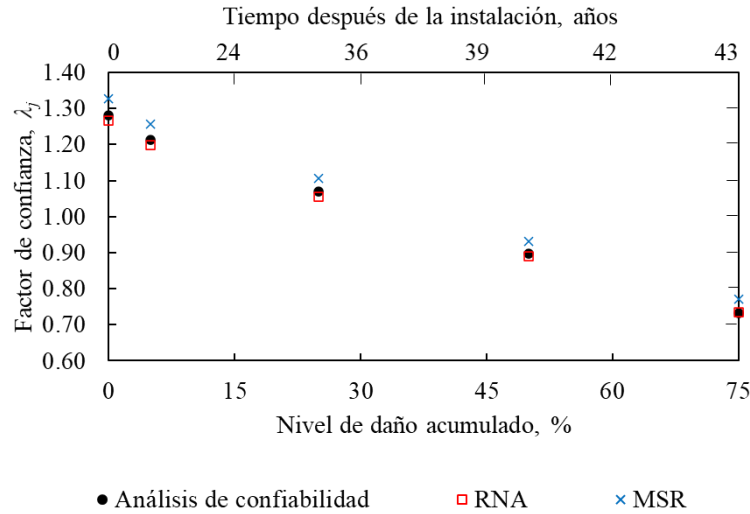


Figura 3.51 Factor de confianza en función del nivel de daño.

En la Figura 3.52 se muestra en línea discontinua el factor de confianza calculado considerando que no existe variación en los factores de capacidad y demanda estructural ni en la mediana de la capacidad estructural. Se puede observar que el error incrementa a medida que el nivel de daño aumenta desde un 5%, para un nivel de daño de 5%, hasta 42% para un nivel de 75% de daño. En la figura también representa el factor de confianza considerando solamente la variación de los factores de capacidad y demanda estructural (equis color azul); se puede observar que el factor de confianza varía ligeramente, sin embargo, siempre es mayor que 1.00, lo cual conlleva a la sobreestimación de la confiabilidad de la torre de soporte.

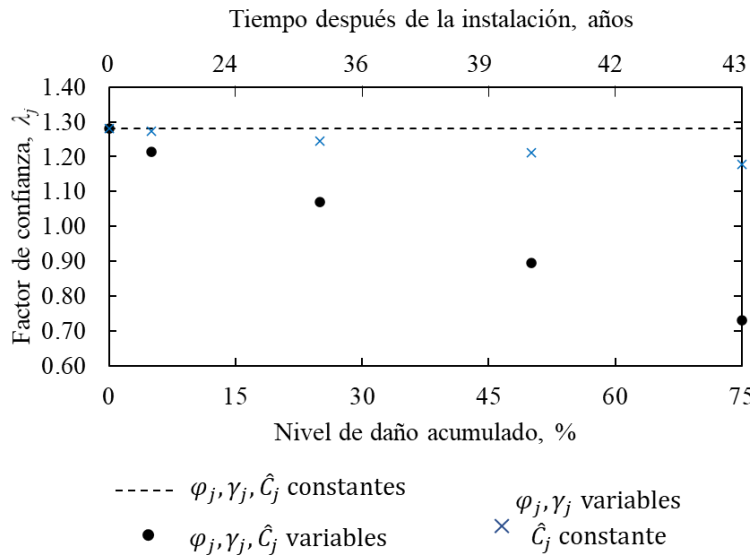


Figura 3.52 Factor de confianza en función de la variación de los factores parciales de seguridad y la mediana de la capacidad estructural.

5. CONCLUSIONES DE LA PARTE III

El método de las superficies de respuesta y las Redes Neuronales Artificiales son herramientas que permiten resolver problemas de ingeniería estructural con bastante aproximación, evitando realizar un gran número de análisis y simulaciones numéricas que requieren elevado costo computacional.

Las superficies de respuesta y RNA que se utilizan en este trabajo permiten obtener factores de demanda estructural y de capacidad estructural, así como índices de confiabilidad de torres de aerogeneradores de manera rápida y con suficiente aproximación, utilizando variables básicas disponibles desde el prediseño de la estructura (i.e., altura, periodo estructural y fuerza lateral).

Las superficies de respuesta propuestas permiten obtener el índice de confiabilidad inherente a la estructura en función de su altura y periodo de vibración estructural, así como los factores de demanda y capacidad estructural requeridos para alcanzar un nivel de confiabilidad deseado, dado el periodo fundamental de la estructura. De esta manera, en el prediseño de la torre de soporte se puede determinar el nivel de confiabilidad deseable de la estructura y con ello, asegurar un comportamiento estructural adecuado durante la vida útil de la misma.

De igual manera, con las RNA entrenadas en este trabajo, se pueden obtener el índice de confiabilidad y los factores de demanda y de capacidad estructural a partir de datos de entrada disponibles en la etapa del prediseño de la torre de soporte.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se concluye que las RNA entrenadas en esta tesis con el algoritmo Levenberg-Marquardt y una base de datos con los valores sin modificar, obtenidos del análisis de confiabilidad, predicen de manera más precisa el índice de confiabilidad, el factor de demanda estructural y el factor de capacidad estructural, que cuando se utiliza el método de las superficies de respuesta. Esto se debe a que las RNA reconocen patrones de comportamiento y pueden involucrar un mayor número de variables en la solución del problema. Es decir, las RNA resultaron ser la mejor alternativa para obtener los factores de demanda y de capacidad estructural, así como el índice de confiabilidad, de torres de aerogeneradores localizados en La Ventosa, Oaxaca, considerando únicamente parámetros estructurales.

De igual manera, las RNA permiten predecir el nivel de daño en la torre de soporte con menor error que las superficies de respuesta.

Como era de esperarse, para los modelos de estudio, el factor de capacidad y el índice de confiabilidad disminuyen, mientras que el factor de demanda aumenta conforme aumenta el nivel de daño. Debido a esto, se propusieron ecuaciones que permitieron obtener factores de modificación para los factores de demanda y capacidad estructural, así como el índice de confiabilidad, en función de la altura y el período estructural, dado cierto nivel de daño.

Tanto las RNA como las ecuaciones propuestas en este trabajo (Ecs. 16 a 18) permiten obtener factores de modificación para los factores de capacidad y de demanda estructural e índice de confiabilidad, dado cierto nivel de daño acumulado, de manera sencilla, rápida y aproximada.

Es importante considerar la variación de la capacidad y demanda estructural, así como la de los factores parciales de seguridad en función del nivel de daño acumulado, para el análisis de confiabilidad estructural; ya que se pueden cometer errores en la estimación del desempeño estructural hasta de un 42%.

Para lograr un buen entrenamiento de las RNA se debe tener una base de datos amplia en la que se consideren datos extremos e intermedios de las variables involucradas, así como la elección del número adecuado de variables de entrada para el entrenamiento de la red, pues una gran cantidad de variables tenderá a un sobre-entrenamiento o ralentizará el proceso de aprendizaje. Es decir, en ocasiones un número reducido de variables de entrada predicen con mayor exactitud los resultados deseados, p.e. las RNA para obtener el factor de demanda y el índice de confiabilidad empleadas en este trabajo.

Así mismo, se debe mantener uniformidad en la magnitud de los datos, es decir, aunque las unidades de los datos de entrada sean diferentes, deben tener el mismo orden de magnitud (por ejemplo, la magnitud de los datos de la Tabla 3.9 se encuentran del orden entre 1×10^0 y 1×10^1).

REFERENCIAS DE LA PARTE III

1. Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., y Foutch, D. A. (2002). Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2002\)128:4\(526\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:4(526))
2. Ellingwood, B. R., y Tekie, P. B. (1999). Wind load statistics for probability-based structural design. *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 453–463.
3. Ronold, K. O., y Christensen, C. J. (2001). Optimization of a design code for wind-turbine rotor blades in fatigue. *Engineering Structures*, 23(8), 993–1004. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00109-7](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00109-7)
4. D'Angelo, L., y Nussbaumer, A. (2017). New framework for calibration of partial safety factors for fatigue design. *Journal of Constructional Steel Research*, 139, 466–472. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.10.006>
5. Matvienko, Y. G. (2020). The simplified approach for estimating probabilistic safety factors in fracture mechanics. *Engineering Failure Analysis*, 117(April), 104814. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.104814>
6. Bucher, C. G., y Bourgund, U. (1990). A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems. *Structural Safety*, 7, 57–66.
7. Gavin, H. P., y Yau, S. C. (2008). High-order limit state functions in the response surface method for structural reliability analysis. *Structural Safety*, 30(2), 162–179. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2006.10.003>
8. Hadidi, A., Azar, B. F., y Rafiee, A. (2017). Efficient response surface method for high-dimensional structural reliability analysis. *Structural Safety*, 68, 15–27. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2017.03.006>
9. Kaymaz, I., y McMahan, C. A. (2005). A response surface method based on weighted regression for structural reliability analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 20(1), 11–17. <https://doi.org/10.1016/j.probengmech.2004.05.005>
10. Zhang, Z., Jiang, C., Han, X., Hu, D., y Yu, S. (2014). A response surface approach for structural reliability analysis using evidence theory. *Advances in Engineering Software*, 69, 37–45. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2013.12.005>
11. Hornik, K., Stinchcombe, M., y White, H. (1989). Multilayer feedforward networks are universal approximators. *Neural Networks*, 2(5), 359–366. [https://doi.org/10.1016/0893-6080\(89\)90020-8](https://doi.org/10.1016/0893-6080(89)90020-8)
12. Sargolzaei, J., y Kianifar, A. (2009). Modeling and simulation of wind turbine Savonius rotors using artificial neural networks for estimation of the power ratio and torque. *Simulation Modelling Practice and Theory*, 17(7), 1290–1298. <https://doi.org/10.1016/j.simpat.2009.05.003>
13. Ekonomou, L., Lazarou, S., Chatzarakis, G. E., y Vita, V. (2012). Estimation of wind turbines optimal number and produced power in a wind farm using an artificial neural network model. *Simulation Modelling Practice and Theory*, 21(1), 21–25. <https://doi.org/10.1016/j.simpat.2011.09.009>
14. Mekki, H., Mellit, A., y Salhi, H. (2016). Artificial neural network-based modelling and fault detection of partial shaded photovoltaic modules. *Simulation Modelling Practice and Theory*, 67, 1–13. <https://doi.org/10.1016/j.simpat.2016.05.005>
15. Cheng, J. (2007). Hybrid genetic algorithms for structural reliability analysis. *Computers and Structures*, 85(19–20), 1524–1533. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2007.01.018>
16. Cheng, J. (2010). An artificial neural network based genetic algorithm for estimating the reliability of long span suspension bridges. *Finite Elements in Analysis and Design*, 46(8), 658–667. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2010.03.005>
17. Cheng, J., y Li, Q. S. (2008). Reliability analysis of structures using artificial neural network based genetic algorithms. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 197(45–48), 3742–3750. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2008.02.026>
18. Bojórquez, J., Ruiz, S. E., Ellingwood, B., Reyes-Salazar, A., y Bojórquez, E. (2017). Reliability-based optimal load factors for seismic design of buildings. *Engineering Structures*, 151, 527–539. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.046>
19. Orellana, M. A., Ruiz, S. E., Bojórquez, J., Reyes-Salazar, A. y Bojórquez, E. (2021). Optimal load factors for earthquake-resistant design of buildings located at different types of soils. *Journal of Building Engineering*, 34, 102026. <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.102026>

20. Dai, H., y Cao, Z. (2017). A Wavelet Support Vector Machine-Based Neural Network Metamodel for Structural Reliability Assessment. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 32(4), 344–357. <https://doi.org/10.1111/mice.12257>
21. De Santana Gomes, W. J. (2019). Structural Reliability Analysis Using Adaptive Artificial Neural Networks. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part B: Mechanical Engineering*, 5(4). <https://doi.org/10.1115/1.4044040>
22. Wen, K., He, L., Liu, J., y Gong, J. (2019). An optimization of artificial neural network modeling methodology for the reliability assessment of corroding natural gas pipelines. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 60(March), 1–8. <https://doi.org/10.1016/j.jlp.2019.03.010>
23. Koopialipoor, M., Murlidhar, B. R., Hedayat, A., Armaghani, D. J., Gordan, B., y Mohamad, E. T. (2020). The use of new intelligent techniques in designing retaining walls. *Engineering with Computers*, 36(1), 283–294. <https://doi.org/10.1007/s00366-018-00700-1>
24. Zeroual, A., Fourar, A., y Djeddou, M. (2019). Predictive modeling of static and seismic stability of small homogeneous earth dams using artificial neural network. *Arabian Journal of Geosciences*, 12(2). <https://doi.org/10.1007/s12517-018-4162-6>
25. Gordan, B., Koopialipoor, M., Clementking, A., Tootoonchi, H., y Tonnizam Mohamad, E. (2019). Estimating and optimizing safety factors of retaining wall through neural network and bee colony techniques. *Engineering with Computers*, 35(3), 945–954. <https://doi.org/10.1007/s00366-018-0642-2>
26. Zhang, J., Hu, J., Li, X., y Li, J. (2020). Bayesian network based machine learning for design of pile foundations. *Automation in Construction*, 118(March). <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103295>
27. Demuth, H. (2000). *Neural Network Toolbox TM 6 User's Guide*. In Network (Vol. 9, Issue 4). <https://doi.org/10.1007/s005210070003>
28. Stein, R. (1993). Selecting data for neural networks. *AI Expert*, 8, 42.
29. Swingler, K. (1996). *Applying neural networks, a practical guide*. New York: Academic Press.
30. Rafiq, M. Y., Bugmann, G., y Easterbrook, D. J. (2001). Neural network design for engineering applications. *Computers and Structures*, 79(17), 1541–1552. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00039-6](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00039-6)
31. Gomes, H. M., y Awruch, A. M. (2004). Comparison of response surface and neural network with other methods for structural reliability analysis. *Structural Safety*, 26(1), 49–67. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(03\)00022-5](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(03)00022-5)
32. Fang, P., Li, S., Guo, X., y Wen, Z. (2020). Response surface method based on uniform design and weighted least squares for non-probabilistic reliability analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 121(18), 4050–4069. <https://doi.org/10.1002/nme.6426>
33. Det Norske Veritas, y Wind Energy Department Riso Laboratory. (2002). *Guidelines for Design of Wind Turbines* (2nd ed.), Switzerland.
34. Nicholson, J. C. (2011). *Design of wind turbine tower and foundation systems: optimization approach*. Tesis de Maestría. University of Iowa.
35. Mathworks Inc. (2014). *Matlab R2014b, Student License*.
36. Vaghela, A. R., y Doiphode, G. S. (2014). Door opening analysis of wind turbine steel tubular tower. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 3(5), 491–496. <https://doi.org/10.15623/ijret.2014.0305090>
37. Veldkamp, H. F. (2006). *Chances in Wind Energy. A probabilistic approach to Wind Turbine Fatigue Design*. Tesis de Doctorado. Delf Technical University.

APORTACIONES

A continuación, se enlistan las aportaciones derivadas de este trabajo de investigación:

PARTE I

Se demostró que la simulación numérica es una herramienta adecuada para obtener historias de velocidades de viento, con las cuales se pueden desarrollar análisis estructurales dinámicos de manera rápida y con menor gasto de recursos computacionales en comparación con la Dinámica de Fluidos Computacional.

Se comprobó que los Análisis Dinámicos No Lineales son adecuados para determinar la capacidad estructural asociada al estado límite de colapso de torres de aerogeneradores sujetas a la acción del viento.

El modelo de daño acumulado no lineal permite determinar de manera apropiada el daño acumulado en estructuras de acero sujetas a fatiga, a diferencia de otros modelos, éste considera la interacción de dos intervalos de esfuerzos consecutivos.

PARTE II

Se propuso una modificación al método simplificado de Cornell—La versión propuesta puede emplearse para el análisis de confiabilidad evolutiva de estructuras sujetas a la acción del viento.

Se propusieron expresiones matemáticas cerradas que permiten calcular de manera directa y sencilla la confiabilidad de estructuras, incluyendo factores de demanda y de capacidad estructural, las cuales toman en cuenta el daño estructural acumulado en el tiempo.

PARTE III

Mediante un análisis paramétrico, se obtuvieron expresiones matemáticas que permiten calcular los factores de capacidad y demanda estructural, de torres de aerogeneradores sin daño estructural, considerando únicamente el índice de confiabilidad deseado y el período estructural de la torre de soporte. De igual manera se obtuvo una ecuación que permite calcular el índice de confiabilidad, inherente a la torre de soporte sin daño, en función de la altura y el período fundamental.

Además,-se obtuvieron expresiones matemáticas que permiten obtener factores de modificación para los factores parciales de seguridad e índice de confiabilidad en función de la altura y el período estructural dado un nivel de daño.

Se demostró que las Redes Neuronales Artificiales son una herramienta útil para la predicción de parámetros complejos, como los factores parciales de seguridad e índice de confiabilidad, a partir de las características geométricas y estructurales de la torre de soporte.

Las Redes Neuronales Artificiales, presentan en la mayoría de los casos, mayor precisión que las ecuaciones propuestas en esta tesis.; sin embargo, tanto las ecuaciones propuestas en este trabajo como las RNA entrenadas permiten predecir de manera satisfactoria los factores de capacidad y demanda estructural, e índice de confiabilidad, de torres de soporte de aerogeneradores, considerando diferentes niveles de daño.

ANEXO A

Engineering Structures 206 (2020) 110156



Contents lists available at ScienceDirect

Engineering Structures

journal homepage: www.elsevier.com/locate/engstruct



Capacity and Demand Factors changing over time. Application to wind turbine steel towers



Indira Inzunza-Aragón, Sonia E. Ruiz*

Institute of Engineering, Universidad Nacional Autónoma de México, Coyocacán 04510, Mexico City, Mexico

ARTICLE INFO

Keywords:
Structural reliability
Performance-based wind design
Wind turbine tower
Fatigue
Cumulative damage over time

ABSTRACT

Structures accumulate damage during their lifespan. Such damage is usually ignored during the assessment of implicit capacity and demand factors of structures. Thus, a simplified method for the assessment of structural reliability considering structural degradation is presented. New mathematical expressions for evolutionary structural capacity and structural demand factors are obtained. An example that takes into account degradation due to fatigue in the tower of a wind turbine subject to wind forces is given. Results show that, for a wind turbine tower located in La Ventosa, Mexico, the capacity factor is lower than values recommended by some international building codes.

1. Introduction

The application and development of the Performance-Based Design Methodology (PBD) has increased in recent years, mainly due to the attainment of the desired structural performance, associated to given limit states, under the forces of diverse natural hazards. PBD was initially developed and applied to seismic structural design [1–4]. Such methodology was later applied to Wind Engineering. For example, some authors have established performance states with the objective of developing Performance-Based Wind Design (PBWD) for high-rise buildings [5,6]. Other authors have extended Performance-Based Seismic Design Methodology (PBSD) to PBWD [7–9]. PBWD has also been applied to wood-frame buildings [10], long-span bridges [11], and tall buildings [12,13]. PBWD has been extended to tall buildings optimal design research [14–16]; it has also been used to find the optimal time interval for inspection and maintenance of offshore jacket platforms [17], and to evaluate structural reliability over time considering material degradation [18–20].

Structures generally deteriorate over time. Therefore, their reliability is modified due to the effect of both the degradation of the materials they are made of [21,22] and the external actions caused by earthquakes, wind, tides, etc. Thus, simple formulae useful to evaluate the way reliability changes, either over time or with cumulative damage over that time, become necessary. Simple tools to evaluate changes in implicit capacity and demand factors of structures with cumulative damage are particularly needed for both design and structural assessment purposes.

In order to solve the problem previously mentioned, simple, closed-form mathematical expressions useful for the evaluation of structural capacity and demand factors considering their variation over time, are proposed in the present study. Moreover, the reliability is represented in expressions that include the annual expected rate of structural failure, the reliability index, and the implicit reliability level in the structures, as a function of cumulative damage over time. The proposed mathematical expressions are applied in this study with the objective of evaluating the reliability of a steel tower wind turbine that is damaged over time, due to fatigue.

2. Performance-based for wind reliability analysis

Gampoli et al. [7] present a PBWD formulation that is an adaptation of the approach of the methodology of the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) for PBSD, as shown in Eq. (1).

$$G(DV) = \int \int \int \int G(DV|DM) \cdot f(DM|EDP) \cdot f(EDP|IM, IP, SP) \cdot f(IP|IM, SP) \cdot f(IM) \cdot f(SP) \cdot dDM \cdot dEDP \cdot dIM \cdot dIP \cdot dSP \quad (1)$$

Eq. (1) provides the probability of exceeding a specific decision variable DV ; DM is the damage measurement variable; EDP is the engineering demand parameter that presents the structural response as a measurable variable; IM is the intensity measure associated to the wind hazard of the site; IP represents the interaction parameters of the aerodynamic phenomena with the structure, as well as the uncertainties

* Corresponding author.

Email addresses: iinzunza@ingen.unam.mx (I. Inzunza-Aragón), SRuizG@ingen.unam.mx (S.E. Ruiz).

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110156>

Received 19 August 2019; Received in revised form 28 November 2019; Accepted 27 December 2019

Available online 09 January 2020

0141-0296/© 2019 Elsevier Ltd. All rights reserved.

that participate in the generation of wind effects and the structural response caused by them; SP is associated with structural uncertainties; $G(DV)$ is the annual exceedance rate of the decision variable selected, associated with a certain limit state; $G(\cdot|\cdot)$ represents the conditional probability, and $f(\cdot)$ represents the probability density function.

Eq. (1) can be represented by Eq. (2) if the following considerations are taken into account: (1) the reliability analysis is done for a certain limit state, LS; (2) LS is quantified in the same terms of the structural demand parameter, EDP ; and (3) the damage variable DM and the structural demand parameter EDP are both represented with the same variable.

$$G(EDP) = \iiint f(EDP|IM, IP, SP) \cdot f(IP|IM, SP) \cdot f(IM) \cdot f(SP) \cdot dIM \cdot dIP \cdot dSP \quad (2)$$

Eq. (2) can be rewritten in terms of the mean annual failure rate ν_y as shown in Eq. (3), which represents the expected number of times that the demand caused by the environmental force S exceed the structural capacity c , evaluated for an intensity y , according to the hazard curve of the site $\nu(y)$ [1,23].

$$E(\nu_y) = \int_0^{\infty} P[c < S|y] \left| \frac{d\nu(y)}{dy} \right| dy \quad (3)$$

In order to take into account the degradation of structural behavior, the expected number of failures in an interval $[x, x + \Delta x]$ in which damage has accumulated, can be estimated with the integral of Eq. (3) in that interval [18,19], originating Eq. (4). Unlike in Eq. (3), the structural capacity in Eq. (4) is a random variable $C(x)$ with conditional probability density function $f_c(c|x)$, which depends on the damage level x .

$$E[\eta_{y,r}(x, x + \Delta x)] = \int_x^{x+\Delta x} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} P[C(x) < S|y, x] f_c(c|x) \left| \frac{d\nu(y)}{dy} \right| dy dc dx \quad (4)$$

In Eq. (4), $P[C(x) < S|y, x]$ is the conditional probability that the demand caused by the environmental force S exceed the structural capacity value $C(x)$, given an intensity y and a damage level x ; $C(x)$ is the value of the structural capacity for damage level x ; $f_c(c|x)$ is the conditional probability density function of the capacity, given a damage level x ; $\left| \frac{d\nu(y)}{dy} \right|$ is the absolute value of the derivative of the environmental hazard curve $\nu(y)$. Eq. (4) represents the exact solution of the expected number of failures that considers the evolution of the structural response. However, its closed solution is complicated. Thus, a good alternative is to use numerical methods for its solution, for example, either Monte Carlo simulations [7,24], which may consume a lot of computing time, or solutions based on FORM/SORM methods, [25,26], or inverse reliability methods [27].

The simplified method proposed by Cornell et al. [28] is presented in the following section. Such method is extended in the present study (assuming certain hypotheses) in order to take into account the variation in time of both the demand and the structural capacity. Thus, a closed mathematical solution that helps to greatly simplify calculations is obtained. It is noticed that there are in the literature other closed mathematical expressions [18,19]; however, the one presented here is simpler and leads to more approximate results than those found in the literature, as shown later.

2.1. The simplified method of Cornell et al. (2002)

The method proposed by Cornell et al. [28] is currently still topic for research [29,30]. The simplified expressions of the SAC-FEMA method proposed by Cornell et al. [28] can be obtained from Eq. (3), which corresponds to the annual expected rate of exceedance $E(\nu_y)$. Hypotheses that characterize the variation of the structural demand, and

hypotheses applied in the representation of hazard must be considered. Such hypotheses are [28]:

- (a) The median of the structural demand is represented as a function of both the intensity measure y , and two shape parameters a and b , as shown in Eq. (5):

$$\bar{D} = ay^b \quad (5)$$

where \bar{D} represents the median of the structural demand, y the intensity of the excitation; a and b are parameters that depend on the structural response.

- (b) The environmental hazard curve $\nu(y)$ is represented as a function of both the intensity y , and the parameters k and r [see Eq. (6)] which are associated with the region of interest in the hazard curve.

$$\nu(y) = ky^{-r} \quad (6)$$

Considering the hypotheses previously mentioned [Eqs. (5) and (6)], including both the epistemic uncertainties related to the capacity σ_{DC}^2 , and the structural demand σ_{DD}^2 , the simplified form of the expected value of the number of failures is given by Eq. (7) [28]:

$$\eta_{y,r} = k \left[\left(\frac{\bar{C}}{a} \right)^{1/b} \right]^r \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{DC}^2 + \sigma_{DC}^2 + \sigma_{DD}^2 + \sigma_{DC}^2] \right\} \quad (7)$$

where \bar{C} is the median of the structural capacity and σ_{DD}^2 is the variance of the natural logarithm of the demand, given an intensity.

Based on Eq. (7), it is possible to obtain the expected value of the number of failures in the interval $[x, x + \Delta x]$ when considering the variation of structural degradation, the variation of the uncertainties as a function of the damage, and taking the accumulation of damage as an integration variable. Therefore, Eq. (7) turns into (8):

$$\begin{aligned} \eta_{y,r}(x, x + \Delta x) &= \int_x^{x+\Delta x} k \left\{ \left[\frac{\bar{C}(x)}{a(x)} \right]^{1/b} \right\}^{-r} \times \exp \\ &\quad \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{DC}^2(x) + \sigma_{DC}^2(x) + \sigma_{DD}^2(x) + \sigma_{DC}^2(x)] \right\} dx \end{aligned} \quad (8)$$

where $\bar{C}(x)$ and $a(x)$ represent the capacity variation and the structural demand as functions of damage, respectively; $\sigma_{DD}^2(x)$ and $\sigma_{DC}^2(x)$ represent the variance of the natural logarithm of the demand and of the structural capacity, as functions of damage, respectively; $\sigma_{DD}^2(x)$ and $\sigma_{DC}^2(x)$ represent the variance of the epistemic uncertainties of the demand (given an intensity) and of the structural capacity as a function of damage, respectively.

2.2. New mathematical expression for the expected number of failures considering the variation of both the capacity and the structural demand

In order to take into account the evolution over time of both the structural demand and the structural capacity, the following hypotheses are made:

- (c) Both the structural capacity \bar{C} and the demand parameter a are considered exponential-type functions that depend on the accumulated damage x , as represented in Eqs. (9) and (10), respectively. This adjustment appropriately represents the variation of the capacity and structural demand as a function of damage, due to the fact the nonlinear structural behavior is observed when high levels of damage are reached.

$$\bar{C}(x) = A \exp(C(x)) \quad (9)$$

$$a(x) = G \exp(F(x)) \quad (10)$$

where $A > 0$, $C < 0$, $G > 0$ and $F > 0$

- (d) Parameter k and random uncertainties take a constant value inside the evaluation interval. Moreover, it is considered that epistemic uncertainties are also kept constant inside each interval.

Taking into account the previous hypotheses, and substituting Eqs. (9) and (10) in (8), the following is obtained:

$$\begin{aligned} \eta_{r,x}(x, x + \Delta x) &= \int_x^{x+\Delta x} k \left\{ \left[\frac{A \exp(C(x))}{G \exp(F(x))} \right]^{1/b} \right\}^{-r} \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{\text{inc}}^2 + \sigma_{\text{inc1}}^2 + \sigma_{\text{UD}}^2 + \sigma_{\text{UC}}^2] \right\} dx \end{aligned} \quad (11)$$

Solving Eq. (11) yields the mathematical expression given by Eq. (12), which allows the direct calculation of the expected number of failures at the end of a certain interval of time in which structural damage has been accumulated.

$$\begin{aligned} \eta_{r,x}(x, x + \Delta x) &= k \left\{ \left[\frac{A \exp(C(x))}{G \exp(F(x))} \right]^{1/b} \right\}^{-r} \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{\text{inc}}^2 + \sigma_{\text{inc1}}^2 + \sigma_{\text{UD}}^2 + \sigma_{\text{UC}}^2] \right\} \omega(x, x + \Delta x) \end{aligned} \quad (12)$$

where:

$$\omega(x, x + \Delta x) = \frac{b \left(1 - \left(\frac{A \exp(C(x))}{G \exp(F(x))} \right)^{1/b} \right)^{-r} \left(\frac{A \exp(C(x + \Delta x))}{G \exp(F(x + \Delta x))} \right)^{1/b}}{(C - F)r} \quad (13)$$

$\omega(x, x + \Delta x)$ can be interpreted as a correction factor.

Once the expected number of failures is calculated, the evolutionary failure probability can be calculated through Eq. (14), given the hypothesis that it is a Poisson stochastic process. Such hypothesis, yields to the evolutionary reliability index $\beta(x)$ given by Eq. (15), where Φ is the standard normal cumulative distribution function.

$$p_{f,r} = 1 - \exp[-E(\eta_{r,x})] \quad (14)$$

$$\beta(x) = \Phi^{-1}(p_{f,r}) \quad (15)$$

2.3. Demand and capacity factors as functions of cumulative damage

The importance of reaching adequate performance levels along the lifespan of structures are shown in several design codes that emphasize the calibration of load and resistance factors for the structural design of structural components, considering a target value of annual failure probability, for example, important contributions in the calculations of partial safety factors for wind turbines located in Europe have been reported in the literature [24–26].

Expressions for both demand and structural capacity, based on the format proposed by Cornell et al. [28], are described in this section; however, concepts are extended in the present study with the objective of taking into account the cumulative damage in both capacity and structural demand. To do so, it is established that the median of the factored structural capacity must be equal to or greater than the factored structural demand associated to an annual failure rate, given a certain level of cumulative damage x [Eq. (16)]. Then, capacity reduction factors ϕ_x and demand increase factors γ_x depend now on the level of cumulative damage x (see Eqs. (17) and (18), which are based on reference [28]):

$$\phi_x \bar{C}(x) \geq \gamma_x \bar{D}^{\text{th}} \quad (16)$$

$$\phi_x = \exp \left[-\frac{r}{2b} \sigma_{\text{cr}}^2(x) \right] \quad (17)$$

$$\gamma_x = \exp \left[\frac{r}{2b} \sigma_{\text{dr}}^2(x) \right] \quad (18)$$

where $\sigma_{\text{cr}}^2(x) = \sigma_{\text{inc}}^2(x) + \sigma_{\text{UC1}}^2$, and $\sigma_{\text{dr}}^2(x) = \sigma_{\text{UD}}^2(x) + \sigma_{\text{UC1}}^2$ represent the total uncertainties related to both structural capacity and structural demand as a function of cumulative damage, respectively. \bar{D}^{th} is the median of the demand associated to a desirable annual failure probability, γ_0 , given a certain damage level x [Eq. (19)]:

$$\bar{D}^{\text{th}} = a(x) [\gamma_0/k]^{-b/r} \quad (19)$$

where $a(x)$ is given by Eq. (10); the rest of the variables were defined previously.

On the other hand, it is established that the desirable annual structural failure ratio must be greater than the annual structural failure ratio that the structure presents for a damage [28]. If the latter is expressed as the expected number of failures for a time interval (or damage increment) $(x, \Delta x)$, and considering that the structure has an inherent reliability level $K_{\text{R1},x}$ at time x , it gives Eq. (20).

$$\gamma_0 \Delta x \geq \eta_{r,x,K_{\text{R1},x}}(x, \Delta x) \quad (20)$$

Based on Cornell et al. [28], the reliability level associated with the expected number of failures can be determined from the following equation:

$$\eta_{r,x,K_{\text{R1},x}}(x, \Delta x) = \eta_{r,x}(x, \Delta x) \exp(K_{\text{R1},x} \sigma_{\text{sp},U,x}) \quad (21)$$

where $\eta_{r,x}$ is the expected number of failures, obtained from the mean hazard curve and taking into account only the random uncertainties. $K_{\text{R1},x}$ is a standardized Gaussian variable with the probability X of not being exceeded, and $\sigma_{\text{sp},U,x}$ is the dispersion measure of the expected number of failures $\eta_{r,U,x}$ [Eq. (22)], which considers only the epistemic uncertainties related to the structural demand σ_{UD1}^2 and the epistemic uncertainties of the capacity corresponding to the selected limit state, σ_{UC1}^2 :

$$\sigma_{\text{sp},U,x} = \frac{r}{b} \sqrt{\sigma_{\text{UD1}}^2 + \sigma_{\text{UC1}}^2} \quad (22)$$

Taking into account the aforementioned considerations, Eqs. (12) and (21) are replaced in Eq. (20), giving place to Eq. (23).

$$\begin{aligned} \gamma_0 \Delta x \geq k \left\{ \left[\frac{A \exp(Cx)}{G \exp(Fx)} \right]^{1/b} \right\}^{-r} \exp \left\{ \frac{r^2}{2b^2} [\sigma_{\text{UD}}^2(x) + \sigma_{\text{UC}}^2(x)] \right\} \omega(x, x + \Delta x) \exp(K_{\text{R1},x} \sigma_{\text{sp},U,x}) \end{aligned} \quad (23)$$

In order to obtain the reliability level as a function of the cumulative damage, Eq. (23) is rewritten in terms of: the variation of the median of the structural capacity $\bar{C}(x)$, the median of the structural demand associated to a desirable annual failure probability \bar{D}^{th} and the load and resistance factors as a function of time (ϕ_x and γ_x) [18,28]. For this, Eqs. (9), (10) and (22) are replaced in Eq. (23) and simple mathematical operations are carried out as follows:

$$\begin{aligned} \bar{C}(x) \exp \left\{ -\frac{r}{2b} [\sigma_{\text{UD1}}^2 + \sigma_{\text{UC1}}^2] \right\} &\geq a(x) \left(\frac{\gamma_0}{k} \right)^{-\frac{1}{b}} \left(\frac{\Delta x}{\omega(x, x + \Delta x)} \right)^{-\frac{1}{b}} \exp \left[K_{\text{R1},x} \frac{r}{b} \sqrt{\sigma_{\text{UD1}}^2 + \sigma_{\text{UC1}}^2} \right] \end{aligned} \quad (24)$$

Multiplying both terms by $\exp \left\{ -\frac{r}{2b} [\sigma_{\text{UD1}}^2 + \sigma_{\text{UC1}}^2] \right\}$ and replacing Eqs. (17) to (19) into (24)

$$\exp \left[\sigma_{\text{cr1}} \left(K_{\text{R1},x} - \frac{r}{2b} \sigma_{\text{cr1}} \right) \right] \leq \frac{\phi_x \bar{C}(x)}{\gamma_x \bar{D}^{\text{th}} F} \left[\frac{\omega(x, x + \Delta x)}{\Delta x} \right]^{\frac{1}{b}} \quad (25)$$

where $\sigma_{\text{cr1}} = \sqrt{\sigma_{\text{UD1}}^2 + \sigma_{\text{UC1}}^2}$, represents the standard deviation of the total epistemic uncertainties, given the cumulative damage x .

From Eq. (25), and in accordance with [28]:

$$\lambda_{\text{conf}|x} = \exp \left[\sigma_{\text{conf}|x} \left(K_{\text{M}|x} - \frac{r}{2b} \sigma_{\text{conf}|x} \right) \right] \quad (26)$$

$$\lambda_{\text{conf}|x} \leq \frac{\phi_x \bar{C}(x)}{\gamma_x D^{m|x}} \left[\frac{\omega(x, x + \Delta x)}{\Delta x} \right]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (27)$$

$\lambda_{\text{conf}|x}$ indicates if the design of the structure is suitable for attaining the desirable performance for a specific limit state, given that the structure presents a certain damage level.

The reliability level inherent to the structure $K_{\text{M}|x}$ can be calculated using the reliability factor $\lambda_{\text{conf}|x}$. $K_{\text{M}|x}$ [given by Eq. (28)] is interpreted as the safety margin for a limit state, given a damage level x . That is, a reliability interval around the expected value of the failure rate [28].

$$K_{\text{M}|x} = \left[\ln(\lambda_{\text{conf}|x}) + \frac{r}{2b} \sigma_{\text{conf}|x}^2 \right] \frac{1}{\sigma_{\text{conf}|x}} \quad (28)$$

3. Methodology to evaluate evolutionary structural reliability

The methodology followed to evaluate the evolutionary reliability of the wind tower analyzed here is shown schematically in Fig. 1. Each step in the figure is described below.

Step 1. Consists of obtaining the forces that act on the structure.

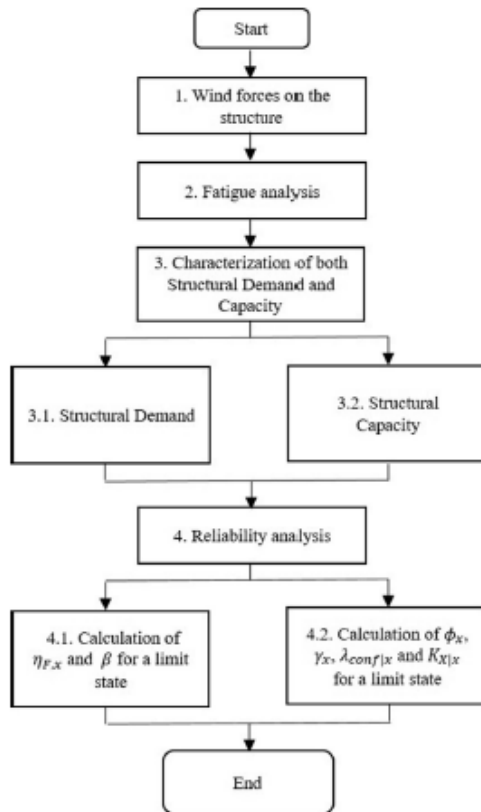


Fig. 1. Flowchart for reliability assessment, considering cumulative damage.

Step 2. Makes reference to the fatigue analysis. In the literature, there are several methods that allow the characterization of the fatigue phenomenon [31–34].

Step 3. The structural response represented by a quantifiable parameter as a function of the intensity measure is obtained through Incremental Dynamic Analysis (IDA). Both the variation of the capacity and parameter a of the structural demand as functions of damage (or elapsed time) [Eqs. (9) and (10)] are characterized after evaluating all damage levels and the required state limits, through the results obtained from the IDA's.

Step 4. The structural reliability associated to damage levels previously established, is evaluated. To do so, it is necessary to know the wind hazard curve, which is characterized through Eq. (6) for the intensity interval of interest, corresponding to the limit state of interest.

The next step (4.1) is to obtain the expected number of failures [Eq. (12)] and the reliability index [Eq. (15)] in the desired damage interval. Such index can be compared to the index recommended in different building codes.

Step 4.2. Other structural reliability indicators can also be obtained, such as the partial safety factors and the evolutionary reliability factor. Eqs. (17) and (18) yield the structural capacity factor and the demand factor, respectively. To do so, an appropriate characterization of the uncertainties variation is indispensable. When establishing a desirable annual failure ratio, it is determined whether the structure reaches the desired performance for the state limit of interest, which is reflected in the value of the reliability factor [Eq. (27)].

An application of the previous steps corresponding to the case study described in section 4 is presented below.

4. Application case

In this section, the mathematical expressions previously proposed to evaluate the evolutionary structural reliability corresponding to a wind turbine tower are applied, considering cumulative damage on its base, due to the effect of fatigue generated by the action of wind. The mathematical expressions are applied to calculate the expected number of failures [Eq. (12)], the demand and capacity factors [Eqs. (17) and (18)], the reliability index [Eq. (15)], the reliability factor [Eq. (27)], and the reliability level [Eq. (28)], corresponding to the collapse limit state. All variables are a function of the damage accumulated by the end of a certain interval of time.

The structural model hereby analyzed is representative of wind turbines installed in the region called "La Ventosa", in Oaxaca, Mexico. The geometric characteristics of the wind turbine are shown in Fig. 2. The tower is made of with steel grade S355. The weight of the rotor, nacelle and blades is 149kN, 513kN and 58 kN, respectively.

4.1. Wind forces on the structure

In order to obtain wind forces on the wind turbine and on the blades, it was considered a mean wind speed interval from 1 to 54 m/s at the rotor's center height, and a wind profile power law with a wind shear exponent $\alpha = 0.123$ [35]. Although for low wind velocities, fatigue problems are negligible [36], that interval has been considered in the present study because it represents the probable wind speeds that could be presented at the site [35].

In order to characterize the turbulent component of the wind that acts throughout the tower's height and on the rotor's area, 30 sets of 10-min wind speed simulations were done. The turbulent wind on the tower was calculated using the ARMA (Auto-Regressive Moving Average) model proposed by Samaras [37], considering the coherence function proposed by Davenport [38] and the Kaimal Power Spectral Density Function (PSDF). Wind speed simulations were obtained with SimVT software [39] and the vectors of wind forces were calculated according to [40].

The Veers method [41] was applied to simulate the turbulent wind

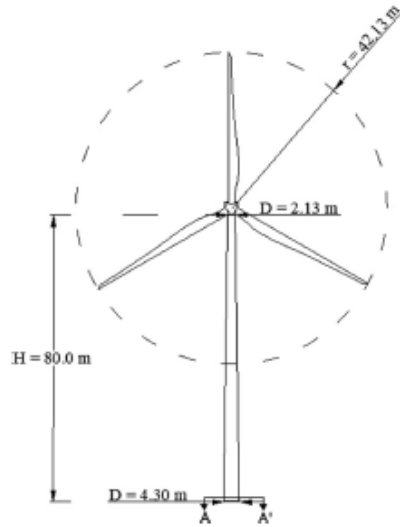


Fig. 2. Wind turbine characteristics.

speed on the rotor's area. Then, the Blade Element Momentum (BEM) model [42] was used to calculate the corresponding wind force on each blade. Both the Prandtl correction [43] and the Glauert correction [44] are included in the procedure. Once all wind forces are estimated on every section of the blades, forces are synthesized in only one resultant force located at the center of the rotor. Such simplification is feasible as long as the following considerations are considered: the wind direction is perpendicular to the axis of the rotor, aeroelastic effects on the blades are not considered, and the rotor does not show yaw motion. The procedure was programmed in a Matlab [45] routine, which generates the wind force at the center of the rotor as well as the wind forces throughout the tower's height.

4.2. Fatigue analysis

Once the wind forces on the structure are calculated for every set of wind speed simulations, transient dynamic analyses are done using ANSYS APDL software [46]. The vectors of wind forces throughout the tower's height and at the center of the rotor are the input data for the transient dynamic analyses; the output results are time histories of the stresses at the base of the tower.

Stress histories are then converted to only one equivalent fatigue load, which is represented with a stress and its corresponding number of cycles. In other words, any wind-induced structural response time history, such as the time history of stresses, is associated with a single couple of values: an effective equivalent stress with constant amplitude ζ and its corresponding number of cycles n ; which is equivalent to the time history in terms of fatigue damage accumulation [47,48].

For the calculation of such stress, both the simplified Rainflow-counting method mentioned in ASTM [49], and Miner's rule [31], are used. The simplified Rainflow method has been programmed using Matlab software [45]. First, each stress history is converted into a zero mean signal; then, the local extreme points (min and max) of the whole signal over time are obtained [49]. Once the signal has been filtered, the complete and half cycles, as well as the amplitude and frequency, are calculated. Then, the stress histogram is obtained, and the Miner's rule [31] is applied in order to calculate the equivalent effective stress. Finally, the total number of cycles is obtained. Details of the procedure

can be seen in reference [49].

In order to consider the effects of fatigue in the structure, the lifespan in years must be translated to the equivalent number of 10-min cycles, that is, one year of lifespan is equivalent to 52,560 10-min cycles. Each cycle corresponds to a signal of wind speed with a duration of 10 min that can be presented on the site, which is represented with the value of the mean speed of that record. The value of each mean speed is then simulated according to the wind speed probability distribution of the site. Such distribution generally fits a Weibull probability distribution. However, the probability distribution function (pdf) is Weibull bi-modal type in some sites, such as that in which the wind turbine under study is located, that is, La Ventosa, Oaxaca, Mexico [50].

The next step is to apply a fatigue model that allows the calculation of the damage level of the material. The Paris-Erdogan crack growth model for steel structures is commonly used. However, such method considers neither cumulative damage nor the interaction of stress levels acting on the structure; therefore, a nonlinear cumulative damage fatigue model is used in this study. Such model is more realistic, is easy to use, and has been tested on different types of steel with a high level of precision [33].

The damage due to fatigue that provokes the stress associated to the complete time history corresponding to each mean wind speed, after the Wind Turbine installation, is evaluated with Eqs. (29) to (34). Each simulation corresponds to a mean wind speed V_i , with its corresponding stress ζ_i and the number of cycles n_i of that stress. Eq. (29) yields the damage for the simulated time histories corresponding to the mean speed in step $l = 1$. For example, if a lifespan of 10 years is assumed, 525,600 number of steps in which damage will be evaluated, are generated.

$$x_i = 1 - [1 - n_i/N_i]^{\delta_i} \quad (29)$$

where n_i is the number of cycles present for the stress, N_i is the total number of cycles for that value of stress, which is obtained from the S-N curve of the material, and parameter δ_i represents the behavior of the material, as shown in Eq. (30).

$$\delta_i = -1.25/\ln N_i \quad (30)$$

Cumulative damage for step $l + 1$ is calculated with Eqs. (31)–(34) after the first step or simulation:

$$x_{i+1} = 1 - \left[1 - \frac{n_{(i+1)total}}{N_{i+1}} \right]^{\delta_{i+1}} \quad (31)$$

$$n_{(i+1)total} = n_{(i+1)eff} + n_{(i+1)} \quad (32)$$

$$n_{(i+1)eff} = [1 - (1 - x_i)^{n_{i+1}/N_{i+1}}]^{\delta_{i+1}} N_{i+1} \quad (33)$$

$$\mu_{i+1} = (\zeta_i/\zeta_{i+1})^2 \quad (34)$$

where $n_{(i+1)total}$ is the total effective number of cycles present in step $l + 1$, which considers the number of cycles present in that step $n_{(i+1)}$, and the number of effective cycles for step $l + 1$, $n_{(i+1)eff}$. The effective number of cycles $n_{(i+1)eff}$ associates the damage of the previous step x_i , the damage transfer factor μ_{i+1} , the behavior parameter δ_{i+1} , and the total number of cycles N_{i+1} for stress ζ_{i+1} . The damage transfer factor μ_{i+1} is the one that associates the interaction of two stresses with different amplitudes ζ_{i+1} and ζ_i that are present in step $l + 1$ and the previous step l , respectively.

The main problem that this model presents is the determination of the cut off fatigue limit; that is, the number of cycles in which the fatigue effects are negligible. Several recommendations on this value are found: according to Eurocode [51], such value is 1×10^6 ; other authors [47,52] state that even the very small tension ranges may cause damage due to fatigue, so the limit may go from 2×10^9 to 8×10^9 cycles. Therefore, laboratory tests to either obtain a value that reflects the nature of the structural material or perform parametric analysis are recommended.

For the present application example, fatigue analyses were performed considering different limit cycle numbers to fatigue, from 1×10^8 to 1×10^9 , for each wind speed simulation.

4.3. Characterization of both the demand and structural capacity

4.3.1. Structural demand

Structural demand is a variable representative of the structural behavior, given a natural event with a given intensity. The maximum displacement at the top of the tower (at the nacelle) is an important parameter that allows the determination of the adequate functioning of both the electric and mechanic systems of the wind turbine [53,54]. Therefore, in this study, the maximum displacement at the top of the tower is considered the structural demand parameter. Such displacement is obtained through Incremental Dynamic Analysis (IDA) using ANSYS APDL software, for each simulation of the wind speed. Wind forces were obtained by multiplying the wind speed simulations of 1 m/s by a scale factor. An observation is made about the fact that this operation does not guarantee the maintenance of the correct correlation matrix [55]; however, this criterion was adopted here as a simplification that leads to results with enough approximation.

Variation of the median of demand \bar{D} for different damage intervals is shown in Fig. 3, in which each curve represents the value of the median of the maximum displacements at the top of the tower, corresponding to different percentages of damage. The fitting is done according to Eq. (5). Fig. 3 shows that the increase in structural demand is related to the damage level. The standard deviation of the natural logarithm of the structural demand $\sigma_{\ln D}$ fitted the exponential function $\sigma_{\ln D}(x) = 0.1227 \exp(0.0016x)$.

4.3.2. Structural capacity

The capacity associated to the collapse limit state is obtained from the curves resulting from the IDA's that associate the structural response (maximum displacement at the top of the tower) with the mean wind speed. Analyses were done using ANSYS APDL software for different damage states (5%, 10%, 15%, 25%, 50% and 75%), which are associated with time intervals from the installation of the structure of 16, 27, 33, 39, 43 and 44 years, respectively. In order to simulate cumulative damage, the thickness in the first 2 m of the tower at its lower part was reduced according to the value of the median of the damage curve obtained from the fatigue analyses, as commonly done in the analyses of marine platforms [18].

Fig. 4 shows the cumulative damage mean curve as a function of time, obtained from the fatigue analysis, using Eqs. (29)–(34). For example, the fatigue effect at the lower part of the tower, after 43 years of its installation (see dotted lines in Fig. 4), is represented by a reduction of 50% of the transversal thickness at the section A-A' of the tower (see Fig. 2).

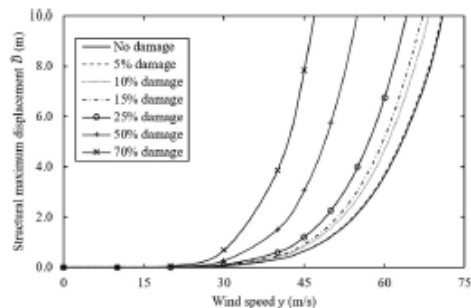


Fig. 3. Variation of the demand considering a percentage of damage.

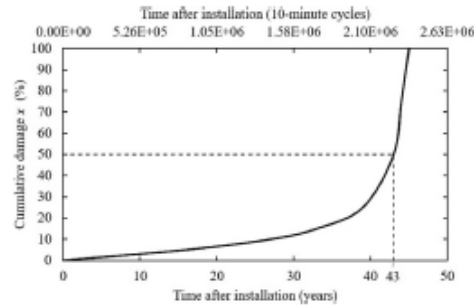


Fig. 4. Mean cumulative damage over time.

Fig. 5 shows the structural capacity curves associated with the collapse limit state, for different damage levels. The structural capacity corresponding to this state was determined as the displacement value from which the slope of the capacity curve becomes equal or smaller than one percent.

Structural capacity degradation as a function of cumulative damage (and of time) is represented in Fig. 6, where the value of the median of the capacity $\bar{C}(x)$ for each damage level corresponds to the median of the maximum displacements of 15 nonlinear analyses corresponding to the collapse limit state. The standard deviation of the natural logarithm of the structural capacity $\sigma_{\ln C}^2(x)$ fitted the exponential function $\sigma_{\ln C}(x) = 0.307 \exp(0.0033x)$.

4.4. Reliability analysis results

4.4.1. Expected number of failures

Four zones of damage percentage were considered to assess the evolutionary structural reliability using the expressions previously proposed. The first corresponds to 0 to 5% damage; the second is from 5% to 25%; the third goes from 25% to 50%, and the last is from 50% to 70% damage. The characterization of the degradation of structural capacity according to Eq. (9) is shown in Fig. 6, in which are presented four expressions of \bar{C}_j , where $j = 1, 2, 3$ and 4, and correspond to each evaluation zone. On the other hand, the fitting of the parameter associated with the structural demand a_j , $j = 1, 2, 3$, and 4 [Eq. (10)] is shown in Fig. 7 for each of the four zones.

Fig. 8 shows the expected number of failures calculated with Eq. (8), in which the integral is evaluated numerically, and is compared against the number of failures calculated according to the equation proposed in this study [Eq. (12)], which considers, in a simplified manner, the cumulative damage in the structure. Both calculation are also compared with results of the methodology proposed by Tolentino and Ruiz [17], in which it is considered that both the capacity and the demand vary linearly with time (originating much more complicated expressions than the ones proposed in the present study). Fig. 8 also shows that the simplified mathematical expression of Eq. (12) generates almost identical results to the ones obtained with the exact equation solved through numerical integration, which validates the new expressions proposed here.

The evolutionary reliability index, corresponding to the wind turbine under study, is shown in Fig. 9. It can be seen that for damage levels lower than 10% (corresponding to 27 years after installation of the structure), the reliability index $\beta(x)$ is greater than the value proposed by Veldkamp [56] for wind turbines installed onshore (that is, greater than 2.68). In addition, it is verified that the results obtained with the simplified methodology proposed in this study are more accurate than those obtained with other methodologies.

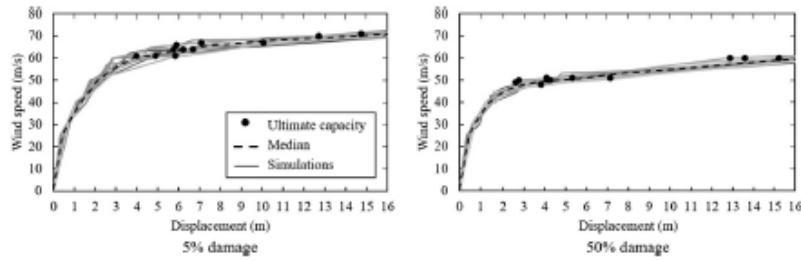


Fig. 5. Structural capacity associated to the collapse limit state, for different damage levels.

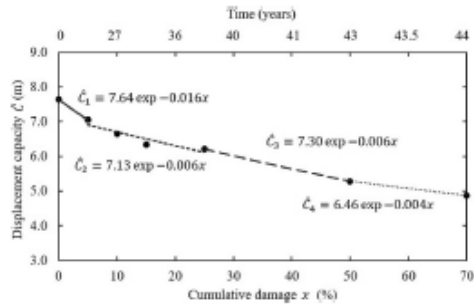


Fig. 6. Degradation of structural capacity.

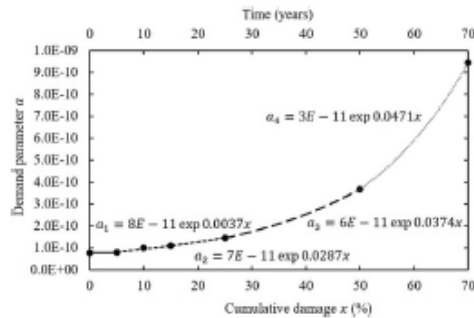


Fig. 7. Adjustment of the structural demand parameter.

4.4.2. Evolutionary factors of both structural demand and structural capacity

Table 1 shows the structural capacity factor, the structural demand factor, the reliability factor and the reliability level (columns 3, 4, 5 and 6, respectively) corresponding to the time elapsed from the installation of the steel tower (column 1), associated to different percentages of cumulative damage (column 2). Load factors were calculated through Eqs. (17) and (18); the reliability factor and the reliability level were evaluated according to Eqs. (27) and (28), respectively. Table 1 shows that the capacity factor is inside the range of 0.60 and 0.65, which is lower than the one prescribed in IEC61400-1 [57], which is specified as 0.79, than the one recommended by DNV/Risø [48] (equal to 0.90), and than the one specified by GL [58] (between 0.80 and 0.86) for steel structures. On the other hand, the demand factor is approximately 1.20 for all damage levels (%), which is greater than the ones proposed by both IEC61400-1 [57] and GL [58] (equal to 1.0), but is equal to the

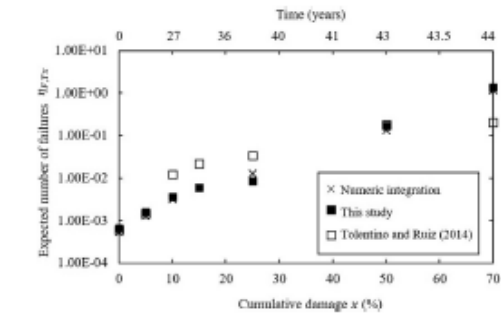


Fig. 8. Mean annual expected rate of structural failures, as a function of cumulative damage over time.

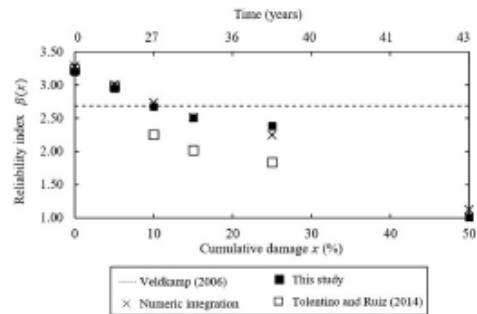


Fig. 9. Variation of the reliability index as a function of cumulative damage.

Table 1
Partial safety factors, reliability factor and reliability level, as functions of time and of cumulative damage.

Time (years)	Cumulative damage (%)	Capacity factor, γ_c	Demand factor, γ_d	Reliability factor, $\lambda_{comp}(x)$	Reliability level, K_{1z} (%)
0	0	0.664	1.178	1.94	199
16	5	0.660	1.179	1.82	187
27	10	0.655	1.181	1.39	133
33	15	0.650	1.182	1.28	116
39	25	0.641	1.186	1.08	82
43	50	0.617	1.194	0.40	-117
44	70	0.597	1.201	0.13	-347

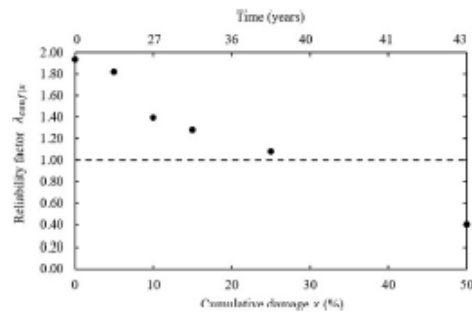


Fig. 10. Variation of the reliability factor as a function of time and of cumulative damage.

one proposed by DNV/Riso [48] for the cases in which there is no certainty of the nature of the forces.

Reliability factor λ_{suff} [Eq. (27)] is shown in Fig. 10. For the calculation of this factor, the value of η_0 is considered equal to 3.6×10^{-3} [49] for all damage levels. Fig. 10 also shows that for cumulative damage greater than approximately 25%, the reliability factor is lower than 1.00. That is, results show that the structure is on the safety side for damage levels lower than 25%, with a reliability level, K_{RP} , equal to 82% (see Table 1), which means that the wind turbine tower has an appropriate structural response.

5. Conclusions

Simplified mathematical expressions were proposed that allow the direct and simple calculation of structures reliability, including both demand and structural capacity factors that consider structural damage over time. The expressions proposed here may be applied for different types of structures that undergo degradation of their properties over time.

The proposed expressions are applied in this study in order to estimate structural capacity, demand and reliability factors, of a wind turbine steel tower that undergoes damage due to fatigue on its base, due to wind forces. It was verified that the proposed expressions yield results similar to the ones obtained by exact methods using direct integration.

The capacity factors calculated here are lower than the ones specified in international standards, whereas the demand factors are either almost equal or slightly greater. The possible reason of such differences is that the cumulative damage over time was explicitly considered in this study.

It is recommended that for evaluating the reliability of structures with characteristics similar to the one here analyzed, to take into account the cumulative degradation that the structures suffer over time.

This work is part of an ongoing research for which parametric analyzes are done and Artificial Neural Networks are used to estimate: (a) structural response, (b) fatigue analysis results, (c) parameters for the evaluation of the structural reliability, and (d) structural demand and capacity factors, corresponding to wind towers with different characteristics.

CRedit authorship contribution statement

Indira Inzunza-Aragón: Methodology, Software, Validation, Formal analysis, Writing - original draft, Visualization. **Sonia E. Ruiz:** Conceptualization, Investigation, Writing - review & editing, Supervision, Funding acquisition.

Declaration of Competing Interest

The authors declared that there is no conflict of interest.

Acknowledgments

The authors wish to acknowledge DGAPA-UNAM for its support under projects PAPIIT-IN103517 and IN100320. The first author thanks CONACYT for its support during her PhD studies.

Appendix A. Supplementary material

Supplementary data to this article can be found online at <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110156>.

References

- [1] Cornell CA. Engineering seismic risk analysis. *Bull Seismol Soc Am* 1968;58(5):1583–606.
- [2] Cornell CA, Krawinkler H. Progress and challenges in seismic performance assessment. PEER center news 2000;3:1–3. URL: <https://apps.psw.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>.
- [3] Etxebarri I, Diaz-López O, García-Pérez J, Sierra G, Ismael E. Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design. *Struct Saf* 2002;24:187–204. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00024-3](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00024-3).
- [4] Krawinkler H, Deierlein GG. Challenges towards achieving earthquake resilience through performance-based earthquake engineering. In: Performance-based seismic engineering: vision for an earthquake resilient society. Springer, Dordrecht, 2014, 3–23. https://doi.org/10.1007/978-94-017-8875-5_1.
- [5] Melbourne WH, Palmer TR. Accelerations and comfort criteria for buildings undergoing complex motions. *J Wind Eng Ind Aerod* 1992;41:105–16. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(92\)90398-T](https://doi.org/10.1016/0167-6105(92)90398-T).
- [6] Griffis LG. Serviceability limit states under wind load. *Eng J AISC* 1993;30:1–16.
- [7] Ciampoli M, Petrali F, Augusti G. Performance-based wind engineering: towards a general procedure. *Struct Saf* 2011;33:367–78. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2011.07.001>.
- [8] Bernardini E, Spence SM, Kareem A. A probabilistic approach for the full response estimation of tall buildings with 3D modes using the HFRF. *Struct Saf* 2013;44:91–101. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2013.06.002>.
- [9] Chuang WC, Spence SM. A performance-based design framework for the integrated collapse and non-collapse assessment of wind excited buildings. *Eng Struct* 2017;150:746–58. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.030>.
- [10] van de Lindt JW, Dao TN. Performance-based wind engineering for wood-frame buildings. *J Struct Eng* 2009;135:169–77. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:2\(169\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:2(169)).
- [11] Seo DW, Gurecoglu I. Estimating life-cycle monetary losses due to wind hazards. Fragility analysis of long-span bridges. *Eng Struct* 2013;56:1593–606. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.031>.
- [12] Ciampoli M, Petrali F. Performance-based aeolian risk assessment and reduction for tall buildings. *Prob Eng Mech* 2012;28:75–84. <https://doi.org/10.1016/j.probsengmech.2011.08.013>.
- [13] Cai W, Gurecoglu I. Simulation and analysis of intervention costs due to wind-induced damage on tall buildings. *Eng Struct* 2015;87:183–97. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.001>.
- [14] Huang MF, Chan CM, Lou WJ. Optimal performance-based design of wind sensitive tall buildings considering uncertainties. *Comput Struct* 2012;96–99:7–16. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.01.012>.
- [15] Spence SM, Kareem A. Performance-based design and optimization of uncertain wind-excited dynamic building systems. *Eng Struct* 2014;78:133–44. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.026>.
- [16] Li G, Hu H. Risk design optimization using many-objective evolutionary algorithm with application to performance-based wind engineering of tall buildings. *Struct Saf* 2014;48:1–14. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.01.002>.
- [17] Tolentino D, Ruiz SE. Influence of structural deterioration over time on the optimal time interval for inspection and maintenance of structures. *Eng Struct* 2014;61:22–30. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.012>.
- [18] Torres MA, Ruiz SE. Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Eng Struct* 2007;29:2183–92. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.014>.
- [19] Tolentino D, Ruiz SE. Time-dependent confidence factor for structures with cumulative damage. *Earthq Spectra* 2015;31:1–21. <https://doi.org/10.1193/010912EQS008M>.
- [20] Berry EA, Ruiz SE. Reliability over time of wind turbines steel towers subjected to fatigue. *Wind Struct* 2016;23:75–90. <https://doi.org/10.12989/was.2016.23.1.075>.
- [21] Gelenc D, Vavouratou D, Dolšek M. Simplified estimation of seismic risk for reinforced concrete buildings with consideration of corrosion over time. *Bull Earthq Eng* 2011;9:1137–55. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9241-3>.
- [22] Vavouratou D, Dolšek M. Assessment of structures subject to time-dependent degradation via equivalent constant rates. Proceedings of the Vienna congress on recent advances in earthquake engineering and structural dynamics. 2013.

- [23] Esteval L. Criterios para la construcción de espectros para diseño por sismo. Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales 1967; 19, Universidad Central de Venezuela.
- [24] Márquez-Domínguez S, Sørensen JD. Fatigue reliability and calibration of fatigue design factors for offshore wind turbines. *Energies* 2012;5:1816–34. <https://doi.org/10.3390/en5061816>.
- [25] Veidkamp HP. A probabilistic evaluation of wind turbine fatigue design rules. *Wind Eng* 2008;11:655–72. <https://doi.org/10.1002/we.287>.
- [26] Sørensen JD. Reliability assessment of wind turbines. In: Proceedings of the 12th international conference on applications of statistics and probability in civil engineering ICASP12; 2015.
- [27] Saranayanasomom K, Manuel L. Efficient models for wind turbine extreme loads using inverse reliability. *J Wind Eng Ind Aerod* 2004;92:789–804. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2004.04.002>.
- [28] C.A. Cornell F, Jalayer R, O. Hamburger D.A. Forch Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *J. Struct. Eng.-ASCE* 2002;128:5263–33. [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(526\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526)).
- [29] Vamvatsikos D. Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation. *Earthq Eng Struct Dyn* 2013;42:1171–88. <https://doi.org/10.1002/eqe.2265>.
- [30] Franchin P, Petrini F, Mollaioli F. Improved risk-targeted performance-based seismic design of reinforced concrete frame structures. *Earthq Eng Struct Dyn* 2018;47:49–67. <https://doi.org/10.1002/eqe.2936>.
- [31] Miner MA. Cumulative damage in fatigue. *J Appl Mech* 1945;12:A159–64.
- [32] Hashin Z, Rotem A. A cumulative damage theory of fatigue failure. *Mater Sci Eng* 1978;34:147–60. [https://doi.org/10.1016/0025-5416\(78\)90045-9](https://doi.org/10.1016/0025-5416(78)90045-9).
- [33] Arian A, Sidwani SC, Mikkeisen O, Laugen I. A new nonlinear fatigue damage model based only on SN curve parameters. *Int J Fatigue* 2017;103:327–41. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2017.06.017>.
- [34] Anes V, Cuxías J, Freitas M, Reis I. Fatigue damage assessment under random and variable amplitude multiaxial loading conditions in structural steels. *Int J Fatigue* 2017;100:591–601. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2016.12.009>.
- [35] Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento (Spanish). Mexico City, México; 2008.
- [36] Repetto MP, Sotari G. Wind-induced fatigue of structures under neutral and non-neutral atmospheric conditions. *J Wind Eng Ind Aerodyn* 2007;95:1364–83. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2007.02.012>.
- [37] Samarasekera E, Shinozuka M, Tsunoi A. ARMA representation of random processes. *J Eng Mech-ASCE* 1985;111:449–61. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1985\)111:3\(449\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1985)111:3(449)).
- [38] Davenport AG. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds. *Q J Roy Meteor Soc* 1961;87:194–211. <https://doi.org/10.1002/qj.49708737208>.
- [39] Ortegón JA, Pozos-Estrada A. Educational software for Wind Engineering applications on structures. In: 6th structural engineers world congress, Cancún, Mexico; 2017.
- [40] International Committee for Industrial Chimneys. Model code for steel chimneys. Zurich, Switzerland; 2000.
- [41] Veer PS. Three-dimensional wind simulation. Research report no. SAND-88-0152Q, CONF-890102-9. Sandia National Laboratories, Albuquerque; 1988.
- [42] Hassan M.O.L. Aerodynamics of wind turbines. 2nd ed. London: Earthscan; 2008.
- [43] Prandtl L, Betz A. Schraubpropeller mit geringstem Energieverlust. *Göttinger Nachrichten* 1919.
- [44] Glauert H. Airplane propellers. In: Aerodynamic theory. Berlin: Springer; 1935. 10.1007/978-3-642-91487-4_3.
- [45] Mathworks Inc. Matlab R2014b, Student license; 2014.
- [46] ANSYS Inc. ANSYS mechanical APDL, Academic research; 2019.
- [47] Sutherland HJ. On the fatigue analysis of wind turbines. Albuquerque: Sandia National Laboratories; 1999.
- [48] Det Norske Veritas and Wind Energy Department, Risø Laboratory. Guidelines for Design of Wind Turbines. Copenhagen; 2002.
- [49] ASTM E. E049-85. Standard practices for cycle counting in fatigue analysis. In: Annual book of ASTM standards 2005;3:614–20.
- [50] Jaramillo OA, Bojja MA. Wind speed analysis in La Ventosa, Mexico: a bimodal probability distribution case. *Renew Energ* 2004;29:1613–30. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2004.02.001>.
- [51] British Standards Institution. Eurocode 3: design of steel structures. London: BSI; 2005.
- [52] Niemi E, Riecke W, Maddox SJ. Fatigue analysis of welded components: designer's guide to the structural hot-spot stress approach. Cambridge: Woodhead Publishing; 2006.
- [53] Kim DH, Lee SG, Lee IK. Seismic fragility analysis of SMW offshore wind turbine. *Renew Energ* 2014;65:250–6. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2013.09.023>.
- [54] Shu MAM, Moinis MVG, G. del Prado ZI, Avila SM. Finite element analysis of a wind turbine tower with a pendulum tuned mass damper. In: Proceedings of the XVII international symposium on dynamic problems of mechanics; 2015.
- [55] Dimopoulos CA, Koulasou K, Petrini F, Gantes CJ. Assessment of stiffening type of the cutout in tubular wind turbine towers under artificial dynamic wind actions. *J Comput Nonlinear Dyn* 2015;10:1–9. <https://doi.org/10.1115/1.4028074>.
- [56] Veidkamp HP. Chances in wind energy: a probabilistic approach to wind turbine fatigue design. Ph. D. Dissertation; Delft Technical University; 2006.
- [57] International Electrotechnical Commission. IEC61400-1 wind turbines – Part 1: Design requirements. Switzerland; 2005.
- [58] Germanischer Lloyd. Guideline for the certification of wind turbines. Hamburg; 2010.

ANEXO B

A continuación, se muestran los resultados del análisis de confiabilidad para los modelos de estudio descritos en la Tabla 3.1 considerando que no se presenta daño en la torre de soporte. Las figuras B1 a B9 relacionan los resultados del análisis de confiabilidad con la altura y el período estructural, mientras que las figuras B10 a B16 relacionan dichos resultados con el índice de confiabilidad y período estructural.

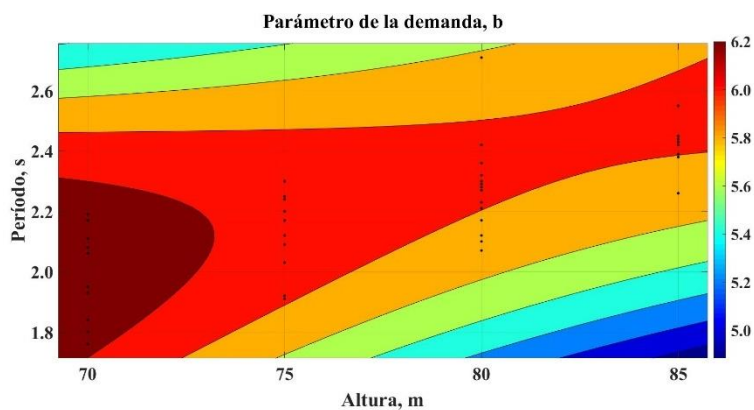


Figura B.1 Parámetro de caracterización de la demanda, b , vs. altura y período estructural.

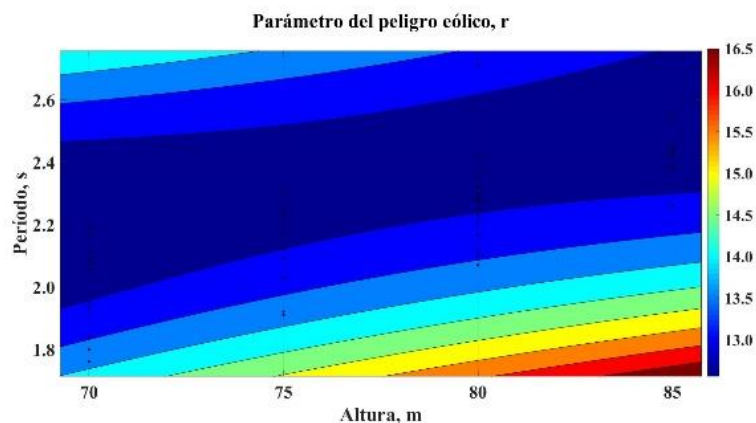


Figura B.2 Parámetro de caracterización del peligro eólico, r , vs. altura y período estructural.

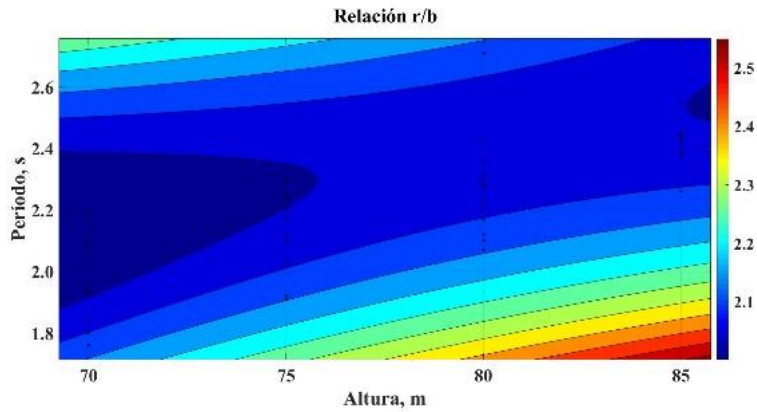


Figura B.3 Relación r/b , vs. altura y período estructural.

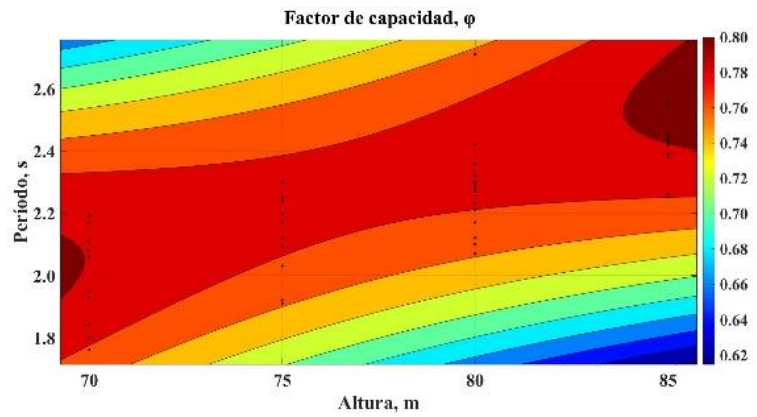


Figura B.4 Factor de capacidad, ϕ , vs. altura y período estructural.

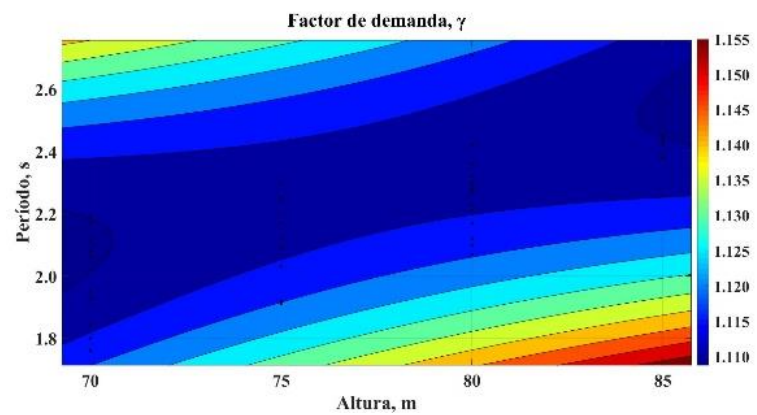


Figura B.5 Factor de demanda, γ , vs. altura y período estructural.

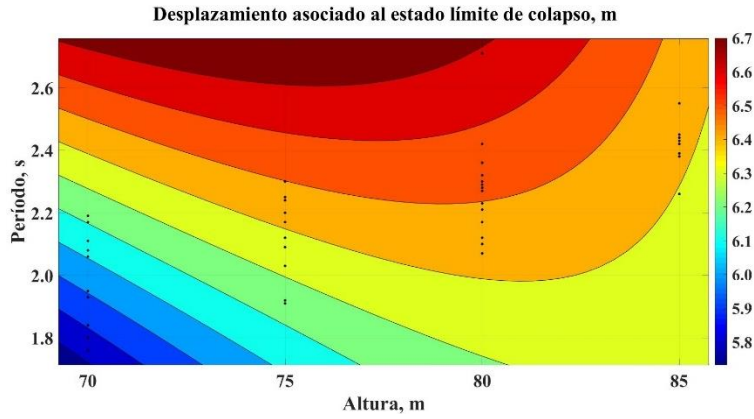


Figura B.6 Desplazamiento asociado al estado límite de colapso vs. altura y período estructural.

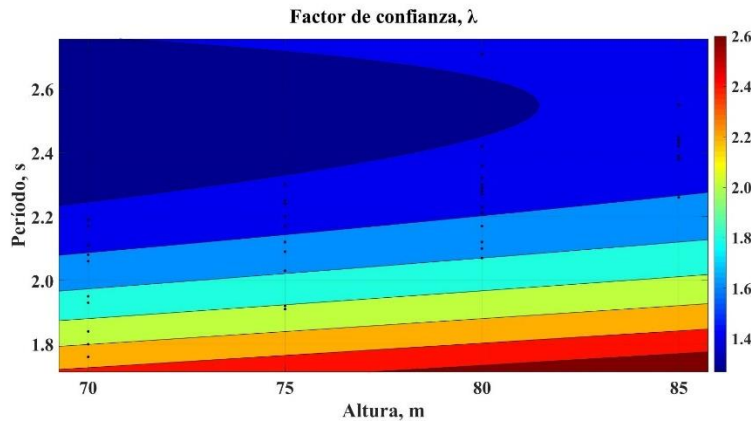


Figura B.7 Factor de confianza, λ , vs. altura y período estructural.

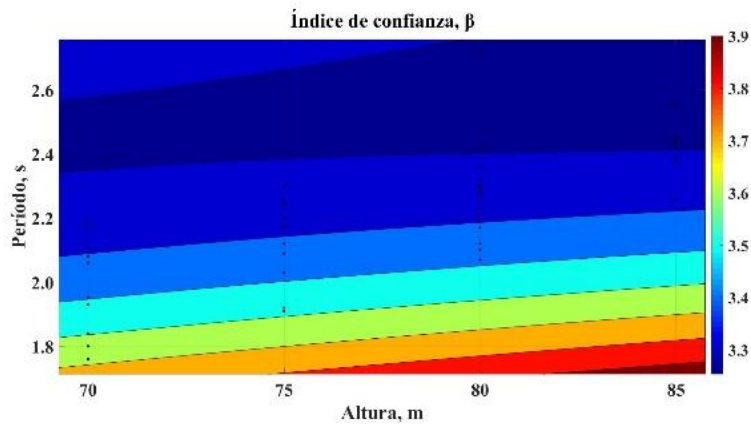


Figura B.8 Índice de confiabilidad, β , vs. altura y período estructural.

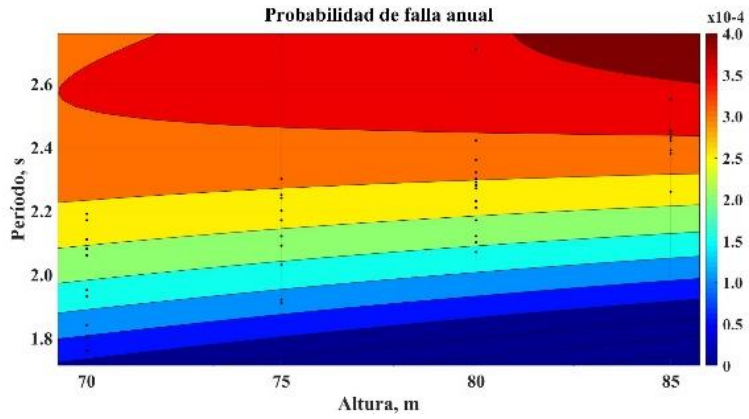


Figura B.9 Probabilidad de falla anual vs. altura y período estructural.

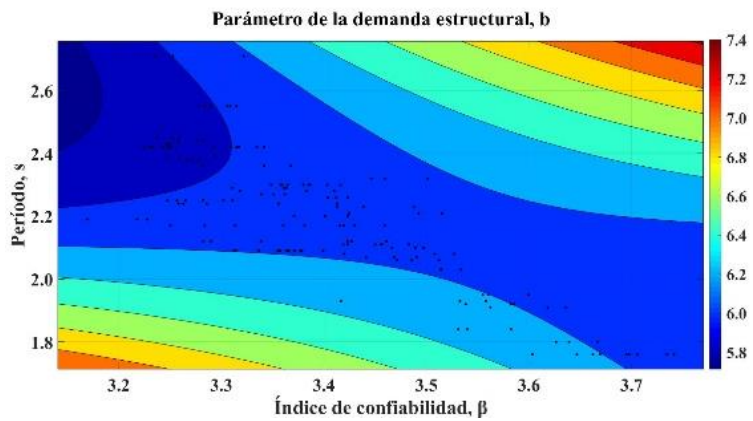


Figura B.10 Parámetro de caracterización de la demanda, b, vs. índice de confiabilidad y período estructural.

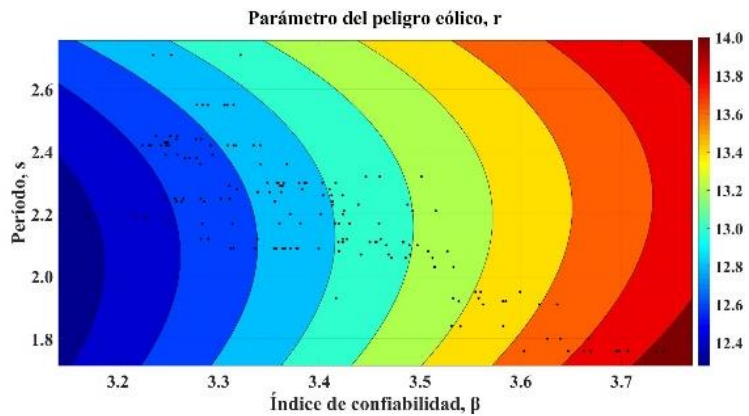


Figura B.11 Parámetro de caracterización del peligro eólico, r, vs. índice de confiabilidad y período estructural.

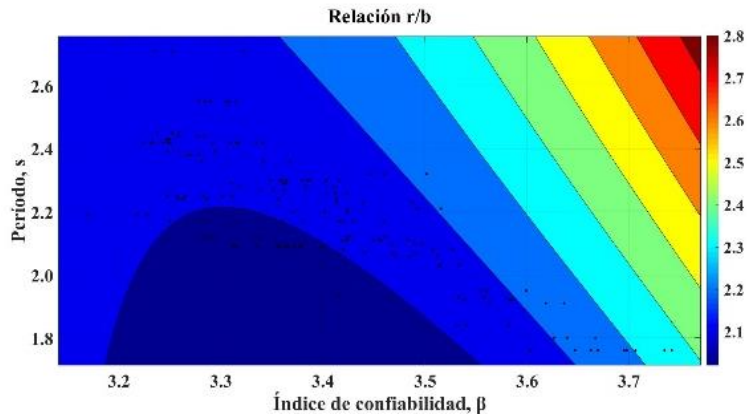


Figura B.12 Relación r/b vs. índice de confiabilidad y período estructural.

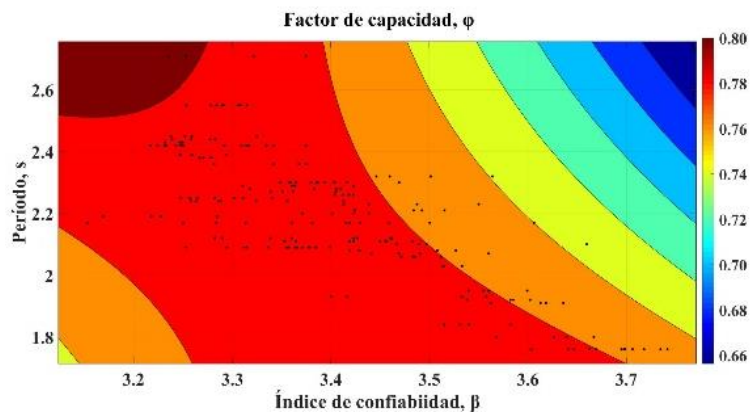


Figura B.13 Factor de capacidad, ϕ , vs. índice de confiabilidad y período estructural.

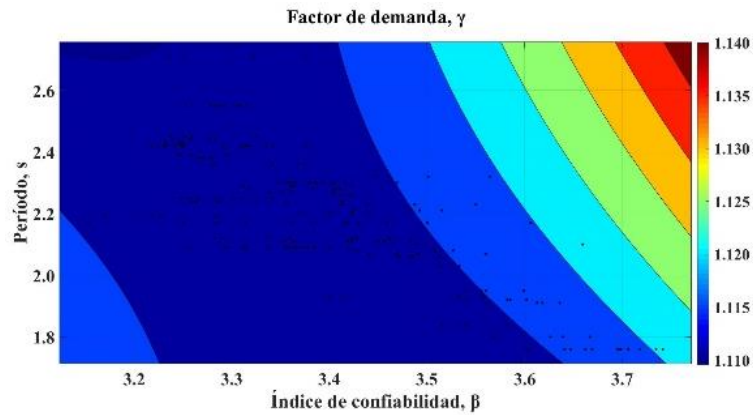


Figura B.14 Factor de demanda, γ , vs. índice de confiabilidad y período estructural.

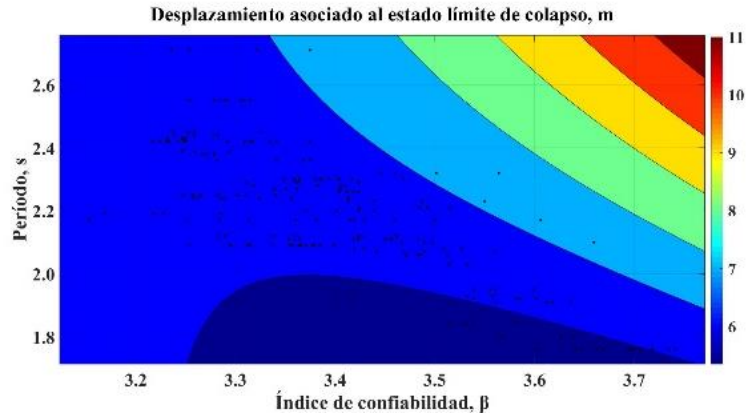


Figura B.15 Desplazamiento asociado al estado límite de colapso vs. índice de confiabilidad y período estructural.

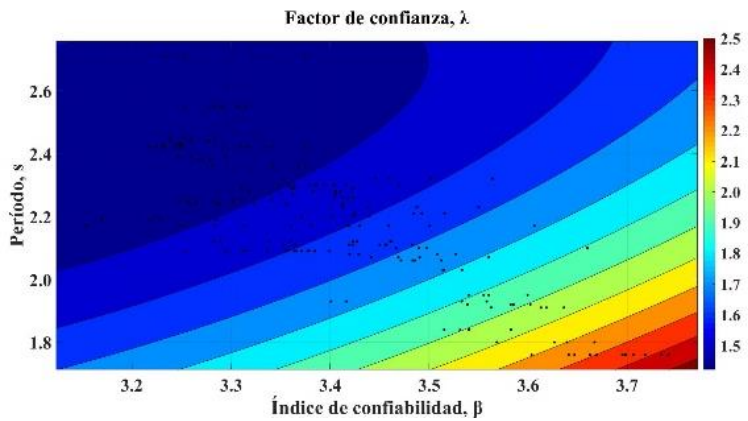


Figura B.16 Factor de confianza, λ , vs. índice de confiabilidad y período estructural.

ANEXO C

A continuación, se muestran los resultados del análisis de confiabilidad para los modelos de estudio descritos en la Tabla 3.1 considerando que se presenta daño acumulado en la torre de soporte. En la Figura C1 se muestra la variación del módulo de sección en la base de la torre en función del período y la altura. En las figuras C2 a C9 relacionan los resultados del análisis de confiabilidad con el período estructural y el nivel de daño acumulado.

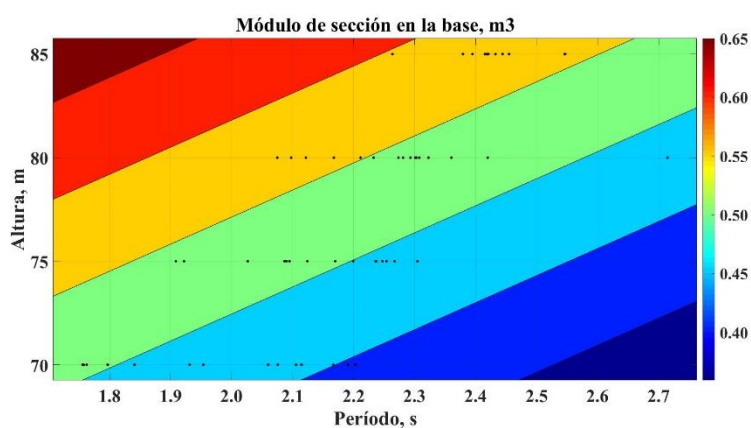


Figura C1 Variación del módulo de sección en la base vs. período estructural y altura.

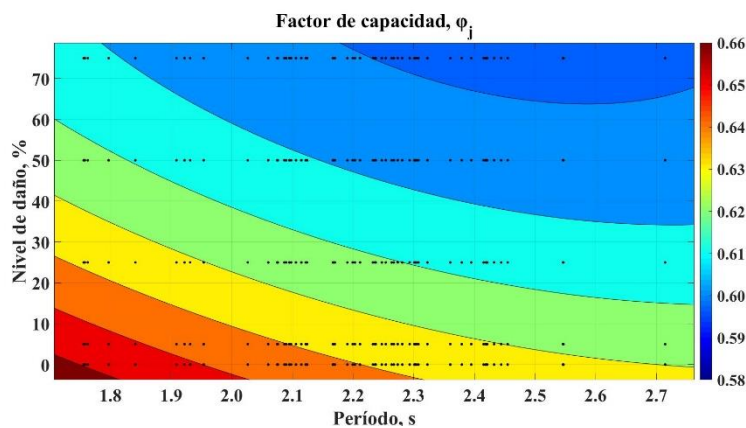


Figura C2 Variación del factor de capacidad estructural vs. período estructural y nivel de daño acumulado.

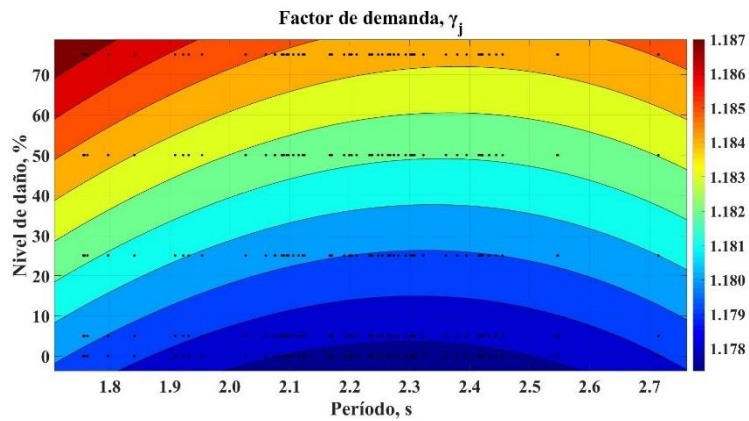


Figura C3 Variación del factor de demanda estructural vs período estructural y nivel de daño acumulado.

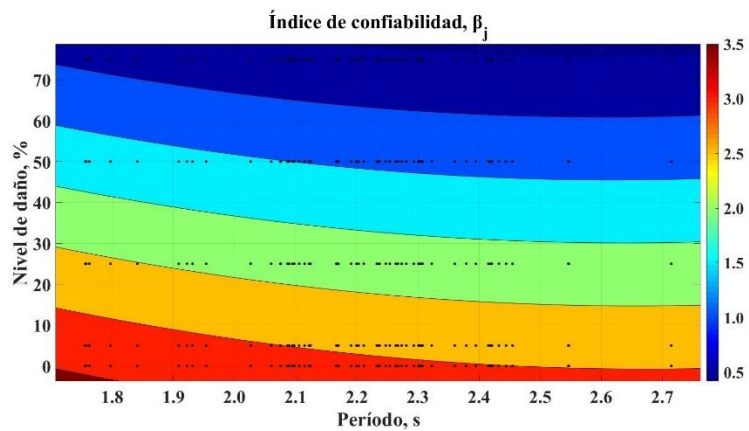


Figura C4 Variación del índice de confiabilidad vs período estructural y nivel de daño acumulado.

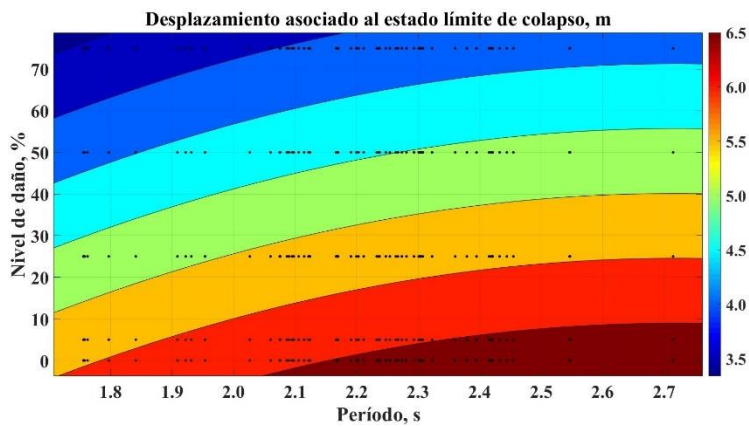


Figura C5 Variación del desplazamiento asociado al estado límite de colapso vs período estructural y nivel de daño acumulado.

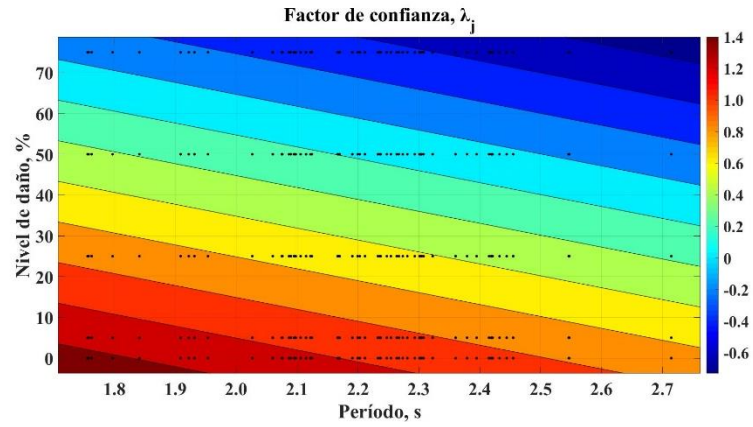


Figura C6 Variación del factor de confianza vs período estructural y nivel de daño acumulado.