

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**“MULTI-PELIGRO DE PUENTES: SOCAVACIÓN Y
TERREMOTOS”**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA:
INGENIERO CIVIL
BERENICE ARIZBETH RAMÍREZ OLVERA

ASESORA DE TESIS:
DOCTORA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS
PhD BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

MORELIA, MICHOACÁN, MAYO 2017

RESUMEN

Los puentes son estructuras importantes por formar parte de los sistemas económico-sociales de un país, por la gran inversión que se tiene que hacer para su construcción y debido a su importancia social, es importante cuantificar la probabilidad de daño que puede tener un puente. Actualmente se ha observado que los puentes pueden fallar por la ocurrencia de dos o más eventos extremos que puedan ocurrir en un periodo de tiempo corto. Las inundaciones han sido una de las principales causas de falla, debido a que el agua erosión en el suelo, generándose socavación alrededor de la cimentación del puente reduciendo su capacidad de carga; ya que este efecto cambia la geometría y resistencia original del puente, por lo tanto el puente podría presentar daños. La acción conjunta de dos o más eventos extremos se conoce con el nombre de *multi-peligro*.

El objetivo de este trabajo es aplicar una metodología para cuantificar el multi-peligro, socavación y sismo, de puentes en México. Los puentes construidos en la Costa del Pacífico de la República Mexicana tienen una alta probabilidad de verse sometidos a la acción del multi-peligro. Por una parte la amenaza sísmica efecto de la interacción de las placas tectónicas de la costa del pacifico (zona de subducción), hace muy vulnerables a los puentes que se encuentran en esta zona, y por otro lado se tiene una gran cantidad de afluentes en el país, por lo que los puentes pueden presentar problemas de socavación cuando se presentan grandes avenidas.

La importancia en estudiar la probabilidad de falla que tiene los puentes en México ante la acción del multi-peligro se fundamenta en los motivos antes expuestos. Para determinar el riesgo en que se puede encontrar un conjunto de puentes expuestos a lo largo de su vida útil a las acciones de inundaciones y de terremotos, se modelaron 4 puentes con geometría típica de los puentes que se construyen en México, de acuerdo a información recabada por López (2013). Donde se caracteriza la demanda sísmica con sismos provenientes de una fuente subducción, mientras que la socavación esperada se estima modelando la cuenca del río Balsas, por ser uno de los ríos de mayor extensión y caudal que tiene la República.

La vulnerabilidad que pueden presentar los puentes se cuantifica como función de la probabilidad de alcanzar un estado límite de daño dado un escenario de interés, en este caso una profundidad socavación y una intensidad sísmica. Para cuantificar estos valores utilizamos índices de daño en las pilas de los puentes para dos parámetros: distorsión angular (Δ) y ductilidad por curvatura (μ_ϕ). Con base en esta información se desarrollaron curvas de fragilidad de superficie, las cuales permiten cuantificar la confiabilidad de las estructuras ante el multi-peligro.

Finalmente la metodología desarrollada se aplicó a un caso real, puente Miguel Alemán, con la finalidad de estudiar la aplicabilidad de los resultados obtenidos, y determinar la importancia de considerar los efectos del multi-peligro en puentes localizados en la Costa del Pacífico de la República Mexicana.

PALABRAS CLAVE: multi-peligro, puentes, confiabilidad, socavación, sismo., estados de daño.

ABSTRACT

Bridges are important structures for being part of the economic-social system of a country, because the huge amount of money needed for their construction and the important role that they play in the society, it is important to quantify their probability of damage. In nowadays, it has been observed that bridges can reach the collapse due to the simultaneous occurrence of two or more extreme events that can happen in short period of time. Flood have been one of the main causes of failure because the water induces soil erosion, causing scour all around the foundation of bridge and reducing its load capacity; these factors could made the structure more vulnerable under a seismic threat, due to the fact that there are changes on the bridge geometry and capacity, causing damage to the bridge. The simultaneous action of two or more extreme events is known as *multi-hazard*.

The objective of this work is to apply a methodology to quantify the multi-hazard, scour and earthquake, of bridges in Mexico. The bridges built along the Pacific Coast of Mexico have high probabilities to be under the multi-hazard. On the one hand the seismic treat caused by the Pacific Coast's seismic plates interacting (subduction zone), make the bridges located in this zone very vulnerable, on the other hand, there are a great amount of rivers in the country that make bridges vulnerable to present scour problems.

The importance in studying the probability of failure for bridges built in the Pacific Coast of México in the face of multi-hazard is based on the above reasons. To determine the vulnerability of a group of bridges that can be under scour and earthquakes along their service life time, four bridges with typical geometry of the ones built in Mexico were numerical modeled, according to information collected by Lopez (2013). Where the seismic demand is characterized by real earthquakes generated on a subduction zone, and the scour is quantify based on the basin of the Balsas river, for being one of the river of greater extension and larger discharge flow that has the country.

The bridges vulnerability is quantify as a function of the probability to reach a limit state of damage for a scenario of interest, a particular scour depth and seismic intensity. To estimate these values, there were estimated damage indexes on the piers considering two parameters: angular distortion (Δ) and ductility curvature ($\mu\phi$). With base on these information there were built surface fragility curves, which allow to quantify the bridges reliability under multi-hazard.

Finally, the methodology developed was applied a real case, the Miguel Aleman bridge, in order to study the applicability of the results, and to determine the importance in considering the multi-hazard effects along the Pacific Coast of Mexico.

Keywords: multi-hazard, bridge, reliability, scour, earthquake, damage states.

DEDICATORIA

Al Creador.

Por permitirme llegar a esta etapa, por todas las bendiciones que ha puesto en mi camino.

A mis padres

Por contar en todo momento con su apoyo y comprensión a pesar de los momentos difíciles, porque no importa cuán agradecidos seamos siempre están ahí y porque simplemente sin ustedes no existiría nuestra gran familia.

A mis hermanas

Porque forman parte de uno de mis más grandes tesoros, porque a pesar de las adversidades siempre eh contado con ustedes, gracias por brindarme su apoyo, comprensión y amistad sincera.

A mi hermano

Porque a pesar de ser el más pequeño y las pruebas que Dios ha puesto en tu camino has demostrado que no importa la magnitud de los problemas lo importante es tener la capacidad y el deseo para poder superarlas. Hermano, eres el pilar de nuestra familia y por siempre te apoyaremos sin embargo nunca olvides que si caminas con Dios en tu corazón siempre irás en la dirección correcta.

A mi abuelo

Porque siempre fuiste una gran persona que día a día nos demostraste tu amor, porque hasta el último momento demostraste ser un gran luchador, gracias abuelito por siempre vivirás en mi corazón.

A Chitiva

Porque a pesar de tu pequeño tamaño fuiste una grande mascota, porque compartiste con nosotros muchos años de alegría y sufrimiento, te extraño y jamás te olvidare.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por su apoyo económico, por haberme otorgado una beca sin la cual hubiese sido difícil estudiar la maestría.

Agradezco infinitamente a mi asesora de tesis, Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, por su paciencia, apoyo y comprensión que hicieron posible culminar este trabajo; porque me enseñó que no importan las dificultades que existan si se tiene el deseo, coraje y las ganas, todo se puede lograr. Gracias por compartir conmigo sus valiosos conocimientos, por brindarme su amistad, por escucharme en momentos difíciles y sobre todo gracias por todos y cada uno de los consejos que me brindo.

Agradezco el conocimiento impartido por cada uno de mis profesores: Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, Dr. José Manuel Jara Guerrero, M.I. Eugenio Macías Cortes, Dr. Manuel Jara Díaz, Dr. Hugo Hernández Barrios, M.C. Rafael Rojas Rojas, Dr. Guillermo Martínez Ruiz; a mis profesores que desde licenciatura con la calidad, empeño y dedicación de cada una de sus clases, fueron motor que me llevaron a decidir cursar la maestría en Estructuras: Dr. José de Jesús Álvarez Sereno y Dr. José Manuel Jara Guerrero, a todos gracias porque me enseñaron que la excelencia no es alcanzada como acto, la excelencia es el cumulo de hábitos, esfuerzos, conocimiento y voluntad, ya lo decía un científico que existe una fuerza motriz más poderosa que el vapor, la electricidad y la energía atómica: la voluntad (Albert Einstein).

Agradezco a mis padres y hermanos por todo su apoyo, comprensión, cariño y ejemplo, porque son el más grande tesoro que Dios puso en mi vida, gracias a cada uno de ustedes porque siempre han estado y estarán conmigo en las dificultades y alegrías... ¡Los quiero!

A mi tío Ricardo porque eres parte de la familia, porque cuando se te ha necesitado has brindado tu apoyo sin esperar nada a cambio, porque te has convertido en una de las personas a quien más aprecio, gracias por tu confianza y tus consejos, porque no importa la edad tu espíritu se mantiene alegre y joven, gracias por ser bueno con mi familia.

A mis compañeros de Maestría: Juan Manuel, Juan Ignacio y Samuel por compartir su amistad y conocimiento, por demostrarme que aún existen personas que ofrecen su ayuda y sobre todo su amistad desinteresadamente, porque juntos compartimos experiencias, desveladas y conocimientos que el día de hoy nos llevan a ser las personas que somos.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	ii
ABSTRACT	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
TABLA DE CONTENIDO	vi
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE VARIABLES UTILIZADAS	xix
CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 2.- ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DEL MULTI-PELIGRO	3
CAPÍTULO 3.- MODELOS ESTRUCTURALES DE ESTUDIO	16
3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS EN ESTUDIO.....	16
3.2 MODELO NUMÉRICO DE LOS PUENTES.....	20
CAPÍTULO 4.- DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO PARA ESTIMAR LOS EFECTOS DE SOCAVACIÓN	23
4.1. ADMINISTRACIÓN DEL AGUA EN MÉXICO.....	23
4.1.1 REGIONES HIDROLÓGICO-ADMINISTRATIVAS.....	23
4.1.2 REGIONES HIDROLÓGICAS.....	24
4.1.3 ESTACIONES HIDROMÉTRICAS.....	26
4.1.4 RÍOS PRINCIPALES.....	26
4.2 CUENCA DEL RÍO BALSAS.....	28
4.3 DATOS HIDRÁULICOS.....	30
4.4 OBTENCIÓN DE GASTOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.....	37
4.5 CARACTERIZACIÓN DEL RÍO BALSAS.....	39
4.6 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL RÍO BALSAS.....	46
4.7 CÁLCULO DEL TIRANTE DE SOCAVACIÓN.....	52

CAPÍTULO 5.- DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO PARA ESTIMAR LOS EFECTOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	55
5.1 SISMICIDAD MUNDIAL.....	55
5.2 SISMICIDAD EN MÉXICO.....	56
5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS MEXICANOS EN LA ZONA DE SUBDUCCIÓN.....	60
5.4 REGISTROS SISMICOS.....	61
5.5 ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS.....	64
CAPÍTULO 6.- ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DEL MULTI-PELIGRO.....	68
6.1 MODELOS DE PUENTES CONSIDERADOS BAJO LA ACCIÓN DE MULTI-PELIGRO.....	68
6.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	70
6.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD.....	71
6.3.1 DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA.....	72
6.4 ÍNDICES DE DAÑO.....	75
6.5 DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD.....	77
6.6 DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD DE SUPERFICIE.....	95
CAPÍTULO 7.- ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	112
CAPÍTULO 8.- APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN CASO REAL.....	115
8.1 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO.....	115
8.2 DETERMINACIÓN DEL MULTI-PELIGRO.....	123
8.2.1 SISMO.....	123
8.2.2 SOCAVACIÓN.....	123
8.2.3 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	134
CAPÍTULO 9.- CONCLUSIONES.....	138
REFERENCIAS.....	142
APÉNDICE A.....	145

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Funciones de Distribución de Probabilidad para los factores K.....	14
Tabla 2. Características geométricas de los puentes de estudio.....	16
Tabla 3. Propiedades de los materiales.....	17
Tabla 4. Rigideces horizontal y vertical de los apoyos de neopreno.....	19
Tabla 5. Características generales de la subestructura.....	19
Tabla 6. Ciudades sedes de los Organismos de Cuencas.....	23
Tabla 7. Características principales de las regiones hidrológicas (Atlas del agua en México 2015).....	25
Tabla 8. Ríos más caudalosos de México.....	27
Tabla 9. Subregiones hidrológicas de la cuenca del río Balsas.....	28
Tabla 10. Estaciones hidrométricas de río Balsas perteneciente al grupo Q1.....	31
Tabla 11. Estaciones hidrométricas de río Balsas perteneciente al grupo Q2.....	32
Tabla 12. Estaciones hidrométricas de río Balsas perteneciente al grupo Q3.....	33
Tabla 13. Estaciones hidrométricas de río Balsas perteneciente al grupo Q4.....	33
Tabla 14. Parámetros de ajuste de las funciones de densidad de probabilidad por grupos de gastos.....	35
Tabla 15. Parámetros de ajuste de FDP utilizados para representar el gasto del río Balsas.....	36
Tabla 16. Gastos hidráulicos para periodos de retorno para la cuenca del río Balsas.....	38
Tabla 17. Tipos de suelos identificados en la cuenca del río Balsas (USDA).....	42-43
Tabla 18. Suelos característicos del río Balsas.....	43
Tabla 19. Gastos hidráulicos del río Balsas.....	46
Tabla 20. Parámetros hidráulicos del río Balsas (HEC-RAS).....	46
Tabla 21. Parámetros de FDP para tirante hidráulico y velocidad.....	51
Tabla 22. Tirante de socavación Modelo C30H15-1.....	53
Tabla 23. Tirante de socavación Modelo C30H15-2.....	53
Tabla 24. Tirante de socavación Modelo C30H15-3.....	54

Tabla 25. Tirante de socavación Modelo C30H15-4.....	54
Tabla 26. Variación de tirantes de socavación (Ys) para los grupos de gastos hidráulicos considerados.....	54
Tabla 27. Registros sísmicos de subducción utilizados.....	62-63
Tabla 28. Factores de escala aplicados a los registros sísmicos.....	65-66
Tabla 29. Modelos con variación de altura de socavación para el modelo C30H15-1.....	68
Tabla 30. Modelos con variación de altura de socavación para el modelo C30H15-2.....	69
Tabla 31. Modelos con variación de altura de socavación para el modelo C30H15-3.....	69
Tabla 32. Modelos con variación de altura de socavación para el modelo C30H15-4.....	70
Tabla 33. Carga axial considerada para el modelo C30H15-1.....	72
Tabla 34. Carga axial considerada para el modelo C30H15-2.....	73
Tabla 35. Carga axial considerada para el modelo C30H15-3.....	73
Tabla 36. Carga axial considerada para el modelo C30H15-4.....	74
Tabla 37. Descripción del estado de daño mediante la ductilidad por curvatura (Priestley, 1994).....	75
Tabla 38. Descripción del estado de daño mediante la distorsión angular (Dutta y Mander, 1998).....	76
Tabla 39. Descripción del estado de daño mediante la distorsión angular (Akbari, 1998)...	76
Tabla 40. Puentes reales evaluados ante el multi-peligro.....	104
Tabla 41. Parámetros para cuantificar el multi-peligro.....	107
Tabla 42. Límites para la cuantía de acero longitudinal según AASHTO (2010).....	122
Tabla 43. Gastos registrados estación hidrométrica Coyuca de Catalán.....	125
Tabla 44. Parámetros de la FDP Log-Normal.....	127
Tabla 45. Gastos hidráulicos asociados a los diferentes periodos de retorno.....	127
Tabla 46. Valores de los parámetros V y Y obtenidos de la simulación realizada en HEC-RAS.....	127
Tabla 47. Valores de los parámetros de la FDP Log- Normal.....	129
Tabla 48. Tirante de socavación (Ys) medio esperado en el puente Miguel Alemán.....	130
Tabla 49. Alturas de pilas en el puente Miguel Alemán.....	131

Tabla 50. Valores numéricos de la probabilidad de falla para el puente Miguel Alemán para el estado de daño completo.....	135
---	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Puentes rehabilitados mediante a) encamisados metálicos, b) apoyos elastoméricos. Obtenido de https://www.google.com.mx/search?q=sismicidad+en+mexico+1900+1974&newwindow=1&biw=1517&bih=714&tbm=isch&imgil=BnHezd9PBecDFM%253A%253BsfdzB_NNLuceWM%253Bhttp%25253A%25252F%25252Fbibliotecadigital.ilce.edu.mx%25252Fsites%25252Fciencia%25252Fvolumen2%25252Fciencia3%25252F066%25252Fhtm%25252Fsec_8.htm&source=iu&pf=m&fir=BnHezd9PBecDFM%253A%252CsfdzB_NNLuceWM%252C_&usg=__vA0cXt1ukIqaICgvcUp8UICzedA%3D&dpr=0.9&ved=0ahUKEwjF56_OoerOAhUIbR4KHe4zDPoQyjcILg&ei=oRLGV4WTK4jaee7nsNAP#imgsrc=BnHezd9PBecDFM%3A.....	8
Figura 2. Variables que intervienen en el proceso de socavación en pilas (Figura adaptada de Fig.7.2 FHWA-HC-18).....	13
Figura 3. Geometría de trabe AASHTO tipo VI (acotaciones: metros).....	17
Figura 4. Sección transversal de la superestructura (acotaciones: metros).....	18
Figura 5. Geometría de apoyos de neopreno: (a) fijo y (b) móvil (acotaciones: metros).....	18
Figura 6. Representación del modelo numérico de los Puentes.....	20
Figura 7. Elementos Shell (rojo) y elementos tipo barra (azul).....	20
Figura 8. Identificación de elementos tipo barra y apoyos rígidos considerados.....	21
Figura 9. Mapa de regiones hidrológico-administrativas del país (Obtenido de: Subdirección General de Programación. CONAGUA).....	24
Figura 10. Mapa de regiones hidrológicas y número de cuencas en el país (Obtenida de: http://siga.cna.gob.mx/mapoteca/regiones%20hidrológicas/mapareghidro.htm , 2016).....	24
Figura 11. Mapa de estaciones hidrométricas (Obtenida de: http://hidrosuperf.imta.mx/bandas/).....	26
Figura 12. Mapa de ríos principales (Obtenida de: http://cuentame.inegi.org.mx/mapas/pdf/nacional/rios/riosnal_col_n.pdf).....	27
Figura 13. Representación gráfica del área de la cuenca del río Balsas (subregiones).....	28
Figura 14. Estaciones hidrométricas en operación pertenecientes al río Balsas (Extensión BANDAS- Google Earth).....	30

Figura 15. Clasificación de las estaciones hidrométricas.....	31
Figura 16. Dispersión de datos registrados por grupos de estaciones hidrométricas a) Grupo Q1 b) Grupo Q2 c) Grupo Q3 d) Grupo Q4.....	34
Figura 17. Funciones de Densidad de Probabilidad utilizadas para el ajuste del gasto hidráulico del río Balsas.....	35
Figura 18. Representación gráfica del grupo de gastos Q1: a) FDP b) CDF.....	37
Figura 19. Representación gráfica del grupo de gastos Q2: a) FDP b) CDF.....	37
Figura 20. Representación gráfica del grupo de gastos Q3: a) FDP b) CDF.....	38
Figura 21. Representación gráfica del grupo de gastos Q4: a) FDP b) CDF.....	38
Figura 22. Modelo Digital de Elevaciones de la cuenca del río Balsas (Tomada de modelo de Arcgis).....	39
Figura 23. Delimitación de la cuenca del Río Balsas (Gil et al., 2016).....	40
Figura 24. Triangulación y vista en planta de la cuenca Río Balsas (Gil et al., 2016).....	40
Figura 25. Delimitación del cauce y las márgenes del Río Balsas en el software HEC-RAS.....	41
Figura 26. Tipos de suelos dentro de la cuenca del río Balsas.....	42
Figura 27. Ajuste de FDP para $Q=3048.70 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	47
Figura 28. Ajuste de FDP para $Q=6064.70 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	48
Figura 29. Ajuste de FDP para $Q=7899.60 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	48
Figura 30. Ajuste de FDP para $Q=1301.50 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	48
Figura 31. Ajuste de FDP para $Q=2578 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	49
Figura 32. Ajuste de FDP para $Q=3352.50 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	49
Figura 33. Ajuste de FDP para $Q=10383 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	49

Figura 34. Ajuste de FDP para $Q=28563 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	50
Figura 35. Ajuste de FDP para $Q=42141 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	50
Figura 36. Ajuste de FDP para $Q=4232.70 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	50
Figura 37. Ajuste de FDP para $Q=11583 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	51
Figura 38. Ajuste de FDP para $Q=17055 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	51
Figura 39. Localización de zonas de alta sismicidad. (Obtenida de: https://www.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Mapas/Mapas.html).....	55
Figura 40. Cinturón de fuego del Pacífico (Obtenida de: https://es.wikipedia.org).....	56
Figura 41. Placas tectónicas y tipos de fallas (Obtenida de usuarios.geofisica.unam.mx).....	57
Figura 42. Placas tectónicas responsables de la sismicidad en la República Mexicana (Obtenida de Google Earth Pro).....	57
Figura 43. Sismicidad de México (1900-1974).....	58
Figura 44. Cobertura de la red acelerográfica del Instituto de Ingeniería. (Obtenida de https://www.google.com.mx/search?q=sismicidad+en+mexico+1900+1974&newwindow=1&biw=1517&bih=714&tbm=isch&imgil=BnHezd9PBecDFM%253A%253BsfdzB_NNLuceWM%253Bhttp%25253A%25252F%25252Fbibliotecadigital.ilce.edu.mx%25252Fsites%25252Fciencia%25252Fvolumen2%25252Fciencia3%25252F066%25252Fhtm%25252Fsec_8.htm&source=iu&pf=m&fir=BnHezd9PBecDFM%253A%252CsfdzB_NNLuceWM%252C_&usg=__vA0cXt1ukIqaICgvcUp8UICzedA%3D&dpr=0.9&ved=0ahUKEwjF56_OoerOAhUIbR4KHe4zDPoQyjcILg&ei=oRLGV4WTK4jaee7nsNAP#imgsrc=BnHezd9PBecDFM%3A).....	58
Figura 45. a) Mapa de periodos de retorno. b) Aceleraciones máximas del terreno (roca) correspondientes a los periodos de retorno de la figura a). (Obtenida de Manual de Obras Civiles, CFE 2008).....	59
Figura 46. Localización de los sismos más importantes de México durante el siglo XX (Obtenida de: usuarios.geofisica.unam.mx).....	60
Figura 47. Espectros de respuesta de pseudoaceleración (sismos subducción) para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%.....	63

Figura 48. Espectros de Diseño sísmico para Lázaro Cárdenas, Michoacán, para un $T_r=500$ años.....	64
Figura 49. Espectros de respuesta escalados por el método ASI.....	66
Figura 50. Obtención del valor medio de demanda sísmica.....	67
Figura 51. Espectro de respuesta de pseudoaceleración promedio $T_r=500$ años.....	67
Figura 52. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-1 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.....	79
Figura 53. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-1 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.....	80
Figura 54. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-2 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.....	81
Figura 55. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-2 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.....	82
Figura 56. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-3 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.....	83
Figura 57. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-3 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.....	84
Figura 58. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-4 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.....	85
Figura 59. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-4 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.....	86
Figura 60. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-1 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.....	87
Figura 61. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-1 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.....	88
Figura 62. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-2 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.....	89
Figura 63. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-2 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.....	90
Figura 64. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-3 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.....	91

Figura 65. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-3 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.....	92
Figura 66. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-4 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.....	93
Figura 67. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-4 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.....	94
Figura 68. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (distorsión angular) del modelo C30H15-1	96
Figura 69. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (distorsión angular) del modelo C30H15-1.....	96
Figura 70. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (distorsión angular) del modelo C30H15-2.....	97
Figura 71. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (distorsión angular) del modelo C30H15-2.....	97
Figura 72. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (distorsión angular) del modelo C30H15-3.....	98
Figura 73. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (distorsión angular) del modelo C30H15-3.....	98
Figura 74. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (distorsión angular) del modelo C30H15-4.....	99
Figura 75. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (distorsión angular) del modelo C30H15-4.....	99
Figura 76. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-1.....	100
Figura 77. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-1.....	100
Figura 78. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-2.....	101
Figura 79. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-2.....	101
Figura 80. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-3.....	102

Figura 81. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-3.....	102
Figura 82. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-4.....	103
Figura 83. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-4.....	103
Figura 84. Localización geográfica de los puentes consultados en Tabla 40.....	104
Figura 85. Espectros de diseño reducidos de los puentes consultados en Tabla 40.....	107
Figura 86. Curvas de fragilidad de superficie para el estado de daño de colapso.....	108
Figura 87. Fragmento de curvas de fragilidad de superficie para el estado de daño de colapso para los puentes, a) Cointzio, b) Del Encinal, c) Lázaro Cárdenas y d) La Sabana..	110
Figura 88. Localización geográfica del puente Miguel Alemán.....	115
Figura 89. Inundación y daños presentados en el Puente Miguel Alemán- Coyuca de Catalán. (http://orgullocalentano.blogspot.mx/2013/09/inundacion-en-la-region-tierra-caliente.html).....	116
Figura 90. Inundación presentada en Ciudad Altamirano (Guerrero)(http://orgullocalentano.blogspot.mx/2013/09/inundacion-en-la-region-tierra-caliente.html).....	117
Figura 91. Arrastre de sedimentos en la comunidad de Coyuca de Catalán como producto de la inundación presentada en septiembre del 2013 en el estado de Guerrero (http://orgullocalentano.blogspot.mx/2013/09/inundacion-en-la-region-tierra-caliente.html).....	117
Figura 92. Puente Miguel Alemán reconstruido.....	118
Figura 93. Modelado del puente Miguel Alemán en SAP2000.....	119
Figura 94. Geometría de trabe AASHTO tipo II (acotaciones: metros).....	119
Figura 95. Disposición del número de columnas en las pilas del puente Miguel Alemán....	120
Figura 96. Variación de la altura de las columnas en las pilas del puente Miguel Alemán...	120
Figura 97. Elementos tipo placa (color rojo) y elementos tipo barra (color azul) utilizados para modelar los elementos del puente Miguel Alemán.....	121
Figura 98. Tramo del río Balsas considerado para caracterizar el puente Miguel Alemán (Arc Gis).....	124

Figura 99. Tramo del río Balsas en software HEC-RAS utilizado para caracterizar el puente Miguel Alemán.....	124
Figura 100. Ubicación geográfica de la estación Coyuca de Catalán cercana al puente Miguel Alemán.....	124
Figura 101. Distribución de gastos registrados estación hidrométrica Coyuca de Catalán...	125
Figura 102. Sección geométrica Río Balsas. (HEC-RAS 5.0.1).....	126
Figura 103. Ajuste de FDP para caracterizar el gasto hidráulico de la estación Coyuca de Catalán.....	126
Figura 104. Ajuste de FDP para $Q=3658.3 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	128
Figura 105. Ajuste de FDP para $Q=4369.6 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	128
Figura 106. Ajuste de FDP para $Q=4678.3 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.....	128
Figura 107. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación cero, pila extrema ($\mu\phi$).....	132
Figura 108. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación 4.5 m, pila extrema ($\mu\phi$).....	132
Figura 109. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación cero, pila interna ($\mu\phi$).....	132
Figura 110. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación 4.5 m, pila interna ($\mu\phi$).....	132
Figura 111. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación cero, pila extrema (Δ).....	132
Figura 112. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación 4.5 m, pila extrema (Δ).....	132
Figura 113. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación cero, pila interna (Δ).....	133
Figura 114. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación 4.5 m, pila extrema (Δ).....	133

Figura 115. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, estado de daño completo, pila extrema (Δ).....	134
Figura 116. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, estado de daño completo, pila interna (Δ).....	134
Figura 117. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, estado de daño completo, pila extrema ($\mu\phi$).....	134
Figura 118. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, estado de daño completo, pila interna ($\mu\phi$).....	134
Figura 119. Espectro de diseño de Coyuca de Catalán.....	135

LISTA DE VARIABLES UTILIZADAS

Y_S : Peralte socavado.

Y_1 : Altura del flujo aguas arriba de la pila.

K_1 : Factor de corrección de forma de la nariz de la pila.

K_2 : Factor de corrección del ángulo de ataque del flujo.

K_3 : Factor de corrección para la condición de la cama de material.

K_4 : Factor de corrección en función del tamaño del material.

a : Ancho de la pila.

F_{r1} : Número de Froude.

V_1 : Velocidad media del flujo aguas arriba del puente.

g : Aceleración de la gravedad.

f_c : Resistencia a compresión del concreto.

Φ : Función de distribución Log-Normal acumulada.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

E : Módulo de elasticidad.

K_h : Rigidez horizontal del apoyo de neopreno.

K_v : Rigidez vertical del apoyo de neopreno.

PL : Carga permanente.

EQ : Acción sísmica.

DC : Carga permanente.

γ : Peso específico o densidad (t/m^3).

RH : Región hidrológica.

FDP : Función de densidad de probabilidad.

λ : Valor medio de la densidad de probabilidad.

σ : Desviación estándar de la densidad de probabilidad.

CDF : Densidad de probabilidad acumulada.

P : Probabilidad de un evento dado.

Tr : Periodo de retorno (años).

$E[Q_{Tr}]$: esperanza del gasto asociado a un periodo de retorno.

n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

R^* : Número de Reynolds.

V : Velocidad del flujo.

L : Longitud de tramo de río.

ν : Viscosidad cinemática.

V : Velocidad media del flujo.

Y_{min} : Tirante hidráulico mínimo.

$Y_{máx}$: Tirante hidráulico máximo.

V_{min} : Velocidad mínima del flujo.

$V_{máx}$: Velocidad máxima del flujo.

e_i : Frecuencias de una FDP.

n_i : Frecuencia de los n valores de una muestra.

λ_y : Valor medio de la densidad de probabilidad para el tirante hidráulico.

λ_v : Valor medio de la densidad de probabilidad para la velocidad del flujo.

σ_y : Desviación estándar de la densidad de probabilidad para el tirante hidráulico.

σ_v : Desviación estándar de la densidad de probabilidad para la velocidad del flujo.

PGA: Aceleración máxima del terreno.

Mb: Magnitud de ondas de cuerpo.

Ms: Magnitud de ondas superficiales.

Mc y M*: Magnitudes de coda.

Mw : Magnitud de momento sísmico.

H: Altura libre de la pila.

Lp: Longitud de articulación plástica.

L: Longitud en cantiléver.

d_b : Diámetro de la barra de acero de refuerzo longitudinal.

μ_ϕ : Ductilidad por curvatura.

Φ_{max} : Curvatura máxima estimada.

Φ_y : Curvatura de fluencia.

Δ : Distorsión angular.

F(x): Función de densidad acumulada Log- Normal.

Q': Factor reductor por ductilidad.

Q: Factor de comportamiento sísmico.

b: Factor de amortiguamiento.

Tb: Límite superior de la meseta del espectro de diseño.

Te: Periodo estructural.

K: Parámetro que controla la caída del espectro.

p: Factor que define la variación del espectro en la rama descendente.

FR: Factor de sobrerresistencia.

h: peralte.

b: ancho.

Pf: probabilidad de falla.

β : Índice de confiabilidad.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Los servicios de infraestructura de transporte, telecomunicaciones y abastecimientos, constituyen el principal elemento del sistema económico de un país, tanto nacionales como en el resto del mundo.

Dentro de la infraestructura se encuentran *los puentes*. A lo largo del tiempo se ha observado que no basta con determinar, solucionar y prevenir los daños ocasionados por terremotos en los puentes, ya que en muchos países, México no es la excepción, las inundaciones han sido la causa de daños importantes o inclusive del colapso de los puentes, esta acción representa aproximadamente el 53% de los registros que se tienen sobre las acciones que han ocasionado fallas en puentes. Las inundaciones como consecuencia generan acarreo de material de fondo, provocando así socavación alrededor de los distintos elementos de soporte de los puentes, pilas y estribos, acción que llega a poner en riesgo la estabilidad de este tipo de estructuras.

Debido a que los efectos que generan estas dos acciones en las estructuras, socavación y terremotos, se cuantifican de diferente forma, es difícil determinar de manera simplista sus efectos en el comportamiento de los puentes que están sometidos a ellos a lo largo de su vida útil. Por ejemplo, los efectos de socavación se estiman mediante una profundidad de pérdida del suelo que da soporte a las pilas, e inclusive a la cimentación; mientras que los efectos ocasionados por la ocurrencia de terremotos se estiman mediante fuerzas, las cuales se consideran actuando directamente sobre la estructura; por lo tanto, en la práctica profesional estos efectos se estudian de manera independiente; y en muchas ocasiones durante el proceso del diseño estructural se omiten por completo los efectos de socavación, lo cual puede llevar a un mal diseño de la profundidad a que deben ser desplantadas las pilas para iniciar la cimentación, y en consecuencia por falta de soporte de suelo el puente presentará el colapso por inestabilidad. Debido a que ambos fenómenos naturales son de naturaleza aleatoria, es que existe la posibilidad de que la ocurrencia de uno tendrá efecto en la resistencia del puente cuando ocurra la otra acción, lo cual se puede presentar en periodos de tiempo cortos o largos, o inclusive en lapsos de tiempo tan cortos que para los efectos que pueden causar se pueden

considerar como si se presentarán al mismo tiempo, como es obvio la probabilidad del último caso es pequeña, pero no por ser pequeña deja de ser posible.

Con base a lo antes descrito, es que se observa la importancia de investigar los efectos que pueden generarse por la ocurrencia de ambos eventos, esto tiene como objetivo estimar la vulnerabilidad de los puentes ante estas acciones, y con base en los resultados obtenidos proponer medidas preventivas para mejorar la seguridad estructural de los puentes ante la posible ocurrencia de dichos eventos.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DEL MULTI-PELIGRO

En la actualidad se cuenta con registros de los diferentes tipos de fallas que han presentado los puentes, lo cual es un reflejo de la incapacidad de este sistema estructural para desempeñar las funciones establecidas durante los procesos de diseño y construcción.

Los registros con que se cuenta acerca de las principales causas de falla que han presentado los puentes se relacionan con el proceso de diseño, inadecuado detallado de los armados de las secciones o conexiones estructurales, una mala ejecución del proceso de construcción, inadecuado mantenimiento, o una inadecuada modelación y/o estimación de eventos extremos.

- Las fallas asociadas con el diseño estructural pueden ser debidas a errores del calculista, o por la omisión y/o alteración de datos de la geometría del puente, de las resistencias de los materiales y del suelo de soporte.
- Las fallas en la construcción se asocian a errores de los trabajadores (mano de obra) o bien a una desviación de los resultados del diseño al momento de la ejecución de la construcción.
- La deficiencia en el mantenimiento, en la gran mayoría de los casos, se asocia a problemas de corrosión del material a lo largo de la vida útil del puente; así también puede ser causa de mala calidad de los materiales empleados en la construcción del puente.
- La consideración errónea de eventos extremos se encuentran también dentro de las principales causas de fallas de los puentes. En ocasiones las obras son diseñadas para ciertas magnitudes esperadas de los eventos; sin embargo, durante el periodo de servicio de las obras, dicha magnitud puede ser subestimada por la ocurrencia de eventos extremos que no fueron tomadas en cuenta, ya sea por desconocimiento del diseñador, por falta de actualización de los códigos de diseño o porque actúan por primera ocasión. La ocurrencia de estos eventos extremos puede generar que los puentes alcancen el estado límite de colapso.

En investigaciones realizadas por Wardhana y Hadiprion, (2003), se reporta que de un total de 503 puentes localizados en Estados Unidos, considerados como casos de estudio, se encontró que 456 colapsaron, de los cuales cuentan con información sobre su comportamiento a lo largo de 12 años. Las causas de colapso en la mayoría de los puentes se atribuyen a la ocurrencia de grandes inundaciones, las cuales generaron erosiones presentadas en los suelos de soporte; también se reportan como causas de colapso la ocurrencia de terremotos, sobrecarga en los puentes, colisiones y por efecto de exceso de cargas de nieve.

Estudios recientes han demostrado que el colapso que se ha presentado en los puentes no es atribuible a un solo efecto, sino a la combinación de distintas acciones accidentales que impactan en el comportamiento estructural del puente. Por esto se tienen en los códigos de diseño diferentes combinaciones de carga, sin embargo, no existe en los códigos de diseño una combinación de carga como tal que permita cuantificar la acción conjunta de terremotos y socavación, debido a que se utilizan distintas métricas para estimar sus efectos, por lo que en los últimos años varios investigadores están explorando como deben asociarse estos fenómenos de acuerdo a las filosofías de diseño vigentes reglamentariamente, a lo cual se le nombra multi-peligro.

El multi-peligro es una metodología para cuantificar los efectos que se pueden presentar en las estructuras cuando se encuentran sometidas a la acción de dos o más eventos de carácter accidental que sean de interés para una localidad (nieve, sismo, lluvia, socavación, huracanes, vientos, entre otras). Este tipo de estudios permiten determinar cuál es el riesgo de las estructuras, y con base en estos estudios se desarrollan metodologías que permitan determinar los factores de carga apropiados para garantizar un cierto nivel de seguridad de las estructuras ante la ocurrencia de eventos extremos. Los eventos a considerar son función de los riesgos a que pueda estar sometida la estructura de interés. Por ejemplo, las ciudades del norte de los Estados Unidos están expuestas al fenómeno natural de temperaturas bajo cero que ocasionan nevadas importantes, lo cual incrementa la masa en las estructuras, y en caso de la ocurrencia de un terremoto, esto generaría fuerzas sísmicas mayores que deberían soportar las estructuras, que de no haber sido considerada la acción simultanea de estos

efectos se pondría en riesgo la estabilidad de las estructuras, por lo tanto en este caso el multi-peligro estaría relacionado con la acción simultánea de cargas extremas de nieve con la ocurrencia de terremotos de magnitud importante.

En Estados Unidos el 90% de las construcciones son a base de marcos de madera; se ha reportado que muchas de estas construcciones han presentado colapso debido a la ocurrencia de sismos; por ejemplo, el evento de Northridge fue la causa de 24 muertes y 20 billones de pérdidas relacionadas con construcciones de madera; sin embargo, como se mencionó antes, el norte de este país está expuesto a la ocurrencia de nevadas; por lo que es de interés estudiar la vulnerabilidad de estas estructuras ante la acción combinada de eventos extremos que puedan ocurrir. Para ello Yue-Jun Yin y Yue Li (2010) determinaron el peligro de las construcciones de madera sujetas a la combinación de riesgo sísmico y de nevadas extremas. Su trabajo se basa en modelos numéricos de las estructuras de madera idealizadas mediante un marco de madera, mientras que el objetivo se alcanzó estimando curvas de fragilidad para cada evento individual (sismo y nieve), para lo que fue necesario definir y obtener los datos que caracterizaron el peligro sísmico, es decir, desarrollaron una base de datos de registros sísmicos correspondientes a una zona específica.

Uno de los principales retos con los que nos enfrentamos cuando deseamos obtener una muestra representativa de registros sísmicos es la falta de datos; para tales casos, existen métodos alternativos para la generación de una muestra que pueda considerarse representativa desde un punto de vista estadístico, tales como el seleccionar y escalar valores de sitios cercanos al de interés considerando un cierto margen de error o la generación de acelerogramas sintéticos.

La acción de la carga de nieve en el estudio de Yue-Jun Yin y Yue Li se asumió a través de un factor de participación de nieve, el cual considera que la nieve puede permanecer después de la acción de un sismo o bien que ésta es desplazada por la acción del movimiento del terreno.

De acuerdo a metodologías propuestas por la ASCE (Asociación Americana de Ingenieros Civiles) el multi-peligro se determina mediante índices de confiabilidad, lo cual está asociado a estudios probabilistas. El objetivo fundamental de estas metodologías es

lograr, mediante la determinación de factores de carga y reducción de resistencias, que la confiabilidad de una estructura ante una cierta combinación de carga sea la máxima permisible, así como que se mantenga coherencia con su valor ante otras condiciones de carga. Lo anterior está directamente relacionado con la resistencia de la estructura ante una demanda dada.

En investigaciones realizadas por Lee y Rosowsky (2005) se estudiaron diferentes sitios de Estados Unidos para determinar la variabilidad que se tiene en las cargas por sismo y nieve, realizando modelaciones de la aleatoriedad de las variables mediante modelos probabilistas. En el trabajo se consideran variaciones de la magnitud de las cargas por nieve ante diferentes escenarios sísmicos, los objetivos del trabajo son estimar los coeficientes adecuados de cada tipo de carga (nieve, sismo, carga muerta, viento, entre otros.) así como verificar la confiabilidad que se tiene de acuerdo al tipo de estructura considerada y la probabilidad de ocurrencia de las acciones a que puede estar expuesta.

Durante la ocurrencia de desastres naturales son muchas las construcciones que se ven afectadas; existen construcciones que no deben dejar de funcionar ante estos eventos, como es el caso de los puentes, ya que son las vías de acceso a ciudades y uno de los principales elementos dentro de la infraestructura de un país; sin embargo, el considerar su importancia en el diseño y construcción no los hace menos susceptibles a las amenazas de peligros naturales.

Los sismos y la socavación representan una de las combinaciones de multi-peligro que podría ser la causa principal de la falla de puentes. A pesar de que estos eventos tienen baja probabilidad de ocurrencia, en caso de ocurrir, pueden ser la causa de altas demandas estructurales, las cuales tienen un impacto socio-económico importante, de ahí que surge el interés por estudiar la acción conjunta de ambos eventos.

Alipour, et al. (2013) estudiaron 9 puentes localizados en Estados Unidos, donde consideraron que la socavación de los puentes podía ser ocasionada por dos tipos de ríos que representan, respectivamente, caudales de gasto pequeño y grande, para estudiar los efectos del multi-peligro debido a la acción conjunta de sismos y socavación. La probabilidad de falla de los puentes se consideró como la probabilidad de exceder un estado límite de

demanda cuando un puente socavado está sujeto a una carga sísmica. El riesgo de falla del puente ante las condiciones de multi-peligro se cuantifica para prevenir catástrofes y pérdidas monetarias importantes a lo largo de su vida útil de servicio; sin embargo, el principal objetivo de diseño es evitar la pérdida de vidas ante cualquier escenario. La incertidumbre asociada a la respuesta de los puentes se consideró a través de desarrollar curvas de fragilidad, indicando así la probabilidad de exceder un estado límite de demanda para sismo y socavación.

A través de las curvas de fragilidad estimadas considerando los efectos de socavación, se observó que la probabilidad de exceder un estado de demanda incrementa con la profundidad de socavación; estas curvas consideran la incertidumbre asociada a la respuesta del sistema estructural y puede proveerse la probabilidad de exceder un estado de demanda bajo una demanda de sismo y socavación.

De esta manera la probabilidad de falla, considerando el multi-peligro, tiende a cero cuando se presentan profundidades de socavaciones grandes y pequeñas. Por tanto, para disminuir el daño para cierta demanda se tiene que diseñar el puente para profundidades de socavaciones mayores, lo cual debe cuantificarse mediante la utilización apropiada de factores de carga mayores a los que actualmente se tienen establecidos en el código de diseño, implicando un mayor costo de inversión para su construcción.

Es importante realizar análisis de costo-beneficio del ciclo de vida de los puentes considerando los costos iniciales, de mantenimiento y reparación de la construcción (en caso de ser necesario), para garantizar la adecuada funcionalidad de estas estructuras una vez que se ven sometidas a eventos extremos.

En la actualidad existen diferentes medidas de refuerzo que se utilizan en la rehabilitación de puentes, entre las que se encuentran:

- Encamisados metálicos, de concreto y de materiales compuestos (Figura 1).
- Apoyos elastoméricos (que proporcionan flexibilidad en las dos direcciones ortogonales y amortiguamiento).
- Incremento de la longitud de asiento.
- Disipadores de energía.



a)



b)

Figura 1. Puentes rehabilitados mediante a) encamisados metálicos, b) apoyos elastoméricos. Obtenido de https://www.google.com.mx/search?q=sismicidad+en+mexico+1900+1974&newwindow=1&biw=1517&bih=714&tbm=isch&imgil=BnHezd9PBecDFM%253A%253BsfzdB_NNLuceWM%253Bhttp%25253A%25252F%25252Fbibliotecadigital.ilce.edu.mx%25252Fsites%25252Fciencia%25252Fvolumen2%25252Fciencia3%25252F066%25252Fhtm%25252Fsec_8.htm&source=iu&pf=m&fir=BnHezd9PBecDFM%253A%252CsfzdB_NNLuceWM%252C_&usg=__vA0cXt1ukIqalCgvcUp8UICzedA%3D&dpr=0.9&ved=0ahUKEwjF56_OoerOAhUIbR4KHe4zDPoQyjcILg&ei=oRLGV4WTK4jaee7nsNAP#imgsrc=BnHezd9PBecDFM%3A

La selección de la medida de refuerzo para rehabilitar un puente debe ser tal que reduzca la probabilidad de colapso y/o falla de una estructura, previniendo la pérdida de vidas humanas y económicas.

Como se mencionó, las pilas y estribos son elementos que sufren mayor socavación debido al agua que se encuentra en sus alrededores. Es importante considerar la realización de estudios hidráulicos en el diseño preliminar de un puente para poder estimar las profundidades de socavación tanto en las pilas como en los estribos; o bien determinar la socavación probable a través de una exploración del subsuelo. En los puentes como en cualquier obra, la estructura debe de estar diseñada, para una avenida de diseño asociada con la importancia de la misma, generalmente resulta de considerar un efecto más severo para garantizar que la probabilidad de falla de la estructura sea pequeña; en estos casos, las pilas que se encuentren en el canal principal deberán ser diseñadas para la misma elevación de socavación y deberán ser alineadas con la dirección del flujo de inundación con el objetivo de minimizar los efectos de socavación [HEC-18, 2012].

En el fenómeno de socavación intervienen muchos factores, los cuales deben considerarse para determinar los efectos provocados, algunos de ellos son el número de Froude, profundidad y velocidad del flujo, altura de la pila, forma de la pila, ancho del río, coeficiente de rugosidad de Manning, pendiente del cauce, tipo de suelo, diámetro del material que forma la base del suelo y el ángulo entre la dirección de la corriente y la pila, registros de inundaciones, características de las cuencas hidrográficas, forma de las corrientes, pendiente del cauce, tipo de corriente (intermitente o perene), edad de la corriente (juvenil, maduro o viejo), recopilación de mapas, fotografías terrestres, etc. Todos estos parámetros son aleatorios, por lo tanto causan incertidumbre en el cálculo de la profundidad de socavación esperada, y por lo tanto deben estimarse de manera probabilista.

La composición del suelo es una característica importante, ya que dependiendo de la resistencia de los materiales el grado de socavación será mayor; con base a estudios se ha corroborado que los suelos granulares se erosionan más fácilmente mientras que los suelos cohesivos son más resistentes, sin embargo en caso de presentarse de igual forma se puede alcanzar una profundidad de socavación importante.

Para estimar los efectos de socavación primeramente se debe reconocer que existen diferentes tipos de socavación que se pueden presentar en los puentes, estos efectos se producen de manera independiente y juntos forman la socavación general, y se clasifican como:

- Socavación a largo plazo
- Socavación por migración lateral de la corriente
- Socavación general por contracción
- Socavación local en pilas y estribos

La socavación a largo plazo se refiere a la degradación que el lecho de suelo presenta a lo largo del tiempo, esta puede ser provocada por cortes naturales o artificiales de meandros, canalizaciones, extracción de materiales, desviación de agua desde o hacia el cauce. Si la degradación es efecto de la construcción de una presa aguas arriba, la erosión es progresiva

aguas abajo; en cambio sí se debe al corte de un meandro la erosión es progresiva aguas abajo y regresiva aguas arriba, siendo así más rápida la erosión.

La migración lateral se presenta por la tendencia de los ríos a moverse hacia la parte externa y hacia aguas debajo de las curvas. Generalmente ocurre en las curvas de los ríos en donde la capacidad de arrastre de sólidos es mayor en la parte externa que en la interna.

La socavación general por contracción es causada por la reducción del área del flujo, lo cual genera un incremento de la aceleración del flujo aumentando así la capacidad de transporte de sedimentos.

La socavación local en pilas se caracteriza por la remoción de material circundante en las pilas de un puente, y es efecto del cambio de dirección de las líneas de corriente, aceleración del flujo y vórtices creados por las obstrucciones que pueden llegar a presentarse.

El último caso de socavación es el que se ha presentado con mayor frecuencia, y por lo tanto en este trabajo nos enfocaremos en cuantificar sus efectos en pilas de concreto reforzado tipo marco.

Los vórtices generados en la socavación local resultan de la acción del agua sobre la superficie aguas arriba de la obstrucción y la aceleración del flujo alrededor de la nariz de la pila eliminando así parte del material circundante, provocando que la profundidad de socavación incremente cuando la fuerza del vórtice reduce.

Algunos factores que afectan la magnitud de la profundidad de socavación son:

- La velocidad del flujo, cuanto mayor es la velocidad más profunda será la socavación, la cual se verá afectada si el flujo es subcrítico o supercrítico.
- Profundidad del flujo, un aumento en la profundidad del flujo puede aumentar la profundidad de socavación.
- Ancho de la pila, influye directamente en la socavación de la pila ya que al aumentar el ancho de la pila aumenta la profundidad de socavación.

- La longitud de la pila no tiene influencia directa con la socavación local al menos que no esté alineada con el flujo, la profundidad puede incrementar del 30 al 60% en función del ángulo de ataque.
- Ángulo de ataque con la pila o estribos, influye enormemente en la socavación local. La profundidad máxima de socavación en un flujo inclinado 45° aguas abajo se reduce 20%; en un flujo con inclinación 45° aguas arriba se incrementa 10%.
- Forma de la nariz de la pila puede influir hasta 20% en la socavación, una pila de nariz cuadrada tendrá una profundidad de socavación máxima de 20% mayor que una nariz afilada y 10% mayor que una cilíndrica o de punta redonda.

Los materiales que forman la superficie de un flujo de agua constituyen diferentes zonas, promoviendo así diferentes procesos de erosión. El canal principal está formado por material no cohesivo (arenas y gravas) mientras que en la zona de inundación podemos encontrar suelos finos como limos y arcillas; sin embargo existen propiedades tales como el tipo de rocas existentes (ígneas o sedimentarias), D50, que deben de ser determinadas a través de estudios realizados específicamente para este fin.

Las corrientes de agua son eventos dinámicos por lo cual las áreas de concentración de un flujo cambian continuamente, la socavación será más profunda cuando dos flujos se unen, ya que al tener contacto directo con la estructura, esta forma un obstáculo al flujo; de ahí lo importante en predecir la forma en que afecta la localización de un puente en la magnitud y dirección del flujo para con ello poder disminuir la socavación y poder estimar la vulnerabilidad del puente tanto para el diseño de nuevos puentes como para la evaluación de los ya existentes.

La evaluación de la socavación en las pilas de los puentes es un proceso que involucra muchos factores que caracterizan la corriente del flujo, su velocidad, profundidad, pendiente, tipo de materiales que conforman el suelo, número de pilas, diámetro de pilas, separación entre pilas, forma de la nariz de la pila, ángulo de esviaje respecto a la corriente etc. Se han propuesto ecuaciones para calcular la profundidad de socavación de manera empírica y a su vez determinista, donde se toman en cuenta los factores antes mencionados, entre ellas se

encuentra la propuesta por la Universidad del Estado de Colorado (CSU) y utilizada en la circular HEC-18, FDOT (Hydraulic Engineering Circular No. 18, 2012).

En 1995 Johnson realizó un estudio donde compara 7 de las ecuaciones existentes para el cálculo de socavación local en pilas, en este trabajo no sólo se comparaba la eficiencia de las ecuaciones, sino a la vez evaluaron bajo qué condiciones se encontraban mejores resultados, con sus resultados demostraron que la ecuación propuesta por la circular HEC-18 es una de las más confiables.

La ecuación propuesta por la circular HEC-18 (ec 1) es:

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{Y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \quad \text{ec 1}$$

Donde:

Y_s = peralte socavado

Y_1 =altura del flujo aguas arriba de la pila

K_1 = factor de corrección de forma de la nariz de la pila

K_2 = factor de corrección del ángulo de ataque del flujo

K_3 = factor de corrección para la condición de la cama de material

K_4 = factor de corrección en función del tamaño del material

a =ancho de la pila

Fr_1 = número de Froude aguas arriba= $\frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$

V_1 = velocidad media del flujo aguas arriba del puente

g = aceleración de la gravedad 9.81 m/s^2

La Figura 2 muestra esquemática las variables que intervienen en el proceso de socavación local en pilas.

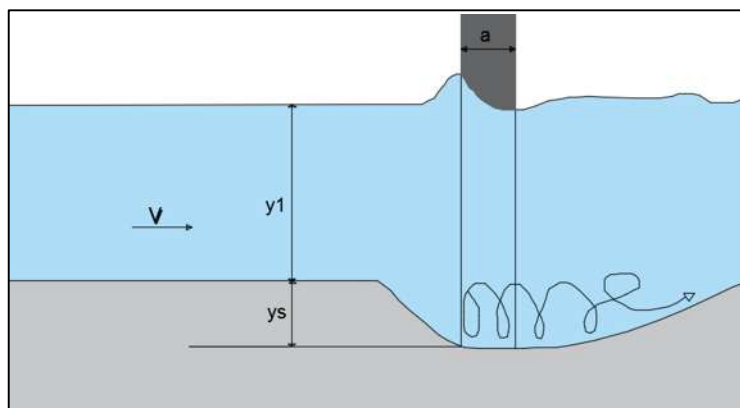


Figura 2. Variables que intervienen en el proceso de socavación en pilas (Figura adaptada de Fig.7.2 FHWA-HC-18).

Varios investigadores han realizado estudios para determinar la profundidad de socavación en grupos de pilas y pilotes, sin embargo, la evaluación de la altura de socavación depende de la complejidad del arreglo de las pilas del puente así como de la exposición del flujo con la pila (socavación a largo plazo, socavación general y socavación local).

Para el cálculo de la profundidad de socavación es necesario determinar las variables hidráulicas, realizar el trazo de profundidades de socavación, realizar estudios en modelos físicos con el objetivo de reducir la incertidumbre de las variables, reducir costos, disminuir la probabilidad de falla del puente y determinar la socavación total que se presentará. En puentes existentes, el cálculo de algunas de estas variables se vuelve casi imposible en la mayoría de las ocasiones, por ello se han realizado investigaciones donde se proponen ciertas variables que no pueden ser determinadas directamente, sean consideradas con carácter probabilista, y con esto considerar su incertidumbre para estimar su valor con cierto grado de confiabilidad. Un ejemplo de ello son los parámetros K_1 y K_3 . Otras variables pueden considerarse deterministas, como es el caso de la forma de la nariz de la pila y el tirante del flujo aguas arriba.

En reportes de investigaciones realizadas por Johnson en 1998, se observa que los parámetros que intervienen en la ecuación propuesta por la circular HEC-18 pueden ser considerados de manera probabilista, así como se reporta el tipo de distribución que puede modelar el comportamiento de cada parámetro con base a estudios realizados sobre aproximadamente 400,000 puentes colapsados en Estados Unidos, cuya causa de falla fue la inundación de los ríos Mississippi y Missouri en el año de 1993.

Los parámetros de la ecuación HEC-18 presentan incertidumbre debido a la forma en que se determinan, aunado a ello existe incertidumbre por la forma de evaluar la profundidad de socavación, por ello Johnson propone una distribución de probabilidad específica para determinar ciertos parámetros con la finalidad de predecir la socavación con mayor certidumbre.

La Tabla 1 reporta el tipo de distribución y los parámetros, media y coeficiente de variación, que se proponen para modelar el comportamiento de las variables mediante una función de densidad de probabilidad; de acuerdo con el trabajo de Johnson; (1998).

Tabla 1. Funciones de Distribución de Probabilidad para los factores K.

Variable	Media	Coeficiente de variación	Distribución de probabilidad
Velocidad	3.05	0.04	Triangular simétrica
K ₁	1.0	0.0	-
K ₂	1.1	0.05	Uniforme
K ₃	1.2	0.048	Uniforme

Una vez que la pila ha presentado socavación, la parte superior de la pila puede estar en distinta ubicación según el grado de afectación; puede estar encima de la superficie del agua, en la superficie del agua, en el agua o en la cama de material, esta ubicación puede resultar de la degradación a largo plazo y/o de la erosión por contracción, que dependiendo de la configuración de las pilas o pilotes la socavación puede ser mayor o menor.

Por ejemplo para determinar la profundidad de socavación de un grupo de pilas es necesario identificar si están o no alineadas con el flujo. El ancho de la pila deberá de proyectarse en un plano normal al flujo, deberá determinarse un ancho equivalente que

produzca el mismo efecto que el grupo de pilas, ajustar la profundidad del flujo, velocidad y altura expuesta del grupo. Para el caso de pilas no alineadas con el flujo debe tenerse cuidado de no repetir áreas, el ancho efectivo de la pila resulta del producto del ancho proyectado multiplicado por un factor de separación y un factor de número de filas alineadas.

La acumulación de escombros es un factor importante que está relacionado directamente con la socavación que pueden sufrir los puentes, esto es importante ya que el flujo puede quedar total o parcialmente bloqueado, lo cual puede aumentar la profundidad de socavación. Generalmente la forma que toma la acumulación de escombros es rectangular o triangular, geometrías que pueden llegar a provocar una socavación más severa, así la socavación más peligrosa es aquella en donde la longitud de los desechos es igual a la profundidad de la pila.

CAPÍTULO 3. MODELOS ESTRUCTURALES DE ESTUDIO

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS EN ESTUDIO

Según información recabada por López M. [2013] los puentes Mexicanos carreteros más comunes son aquellos contruidos a base de concreto reforzado, simplemente apoyados y de longitud intermedia, de ahí la importancia de estudiar la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras ante efectos de socavación. La superestructura de estos puentes se encuentra simplemente apoyada, tienen la particularidad de no poseer continuidad por lo que en cada pila existen dos tipos de apoyos, entre ellos la superficie de rodamiento se encuentra dividida por una junta de expansión.

Los puentes que serán analizados en el presente trabajo están formados por 5 claros con longitud de 30 metros, la losa de concreto reforzado se encuentra apoyada sobre traveses AASHTO tipo IV. La superestructura se encuentra soportada por pilas tipo marco compuestas por 4 columnas de sección circular continua, las pilas tienen una altura de 15 metros.

Las características geométricas principales de los puentes de estudio se reportan en las Tablas 2 y 3 donde se denominan con las siglas C30H15 que representa la longitud del claro, la altura de las pilas y la zona sísmica para la cual fueron diseñadas (1= Morelia, 2=Aguililla, 3=Lázaro Cárdenas y 4=Acapulco).

Tabla 2. Características geométricas de los puentes de estudio.

Nombre del modelo	Número de claros	Longitud de claro (m)	Altura de pilas (m)
C30H15_1 C30H15_2 C30H15_3 C30H15_4	5	30	15

Tabla 3. Propiedades de los materiales.

Material	Elemento	f'c (t/m ²)	fy (t/m ²)	E (t/m ²)
Concreto	Losa y parapeto	2500	---	
	Trabes	3500	---	
	Diafragma rígido	2500	---	
	Cabezal y columnas	2500	---	
Acero	Transversal	---	42184.18	20389019
	Longitudinal	---	42184.18	20389019

La superestructura de los puentes está formada por una losa de concreto reforzado de 0.20 m de espesor y una carpeta asfáltica de 0.10 m de espesor. Los puentes tienen un ancho total de 10.60 m y un ancho de calzada de 9.80 m medida desde la parte interna de los parapetos de concreto reforzado localizados en los extremos longitudinales del puente y la losa descansa sobre ocho trabes de concreto presforzado AASHTO tipo VI espaciadas cada 1.30 m centro a centro., véase Figuras 3 y 4.

Se han considerado diafragmas extremos e intermedios de sección transversal rectangular con peralte $h=0.94$ m y ancho $b=0.30$ m con la finalidad de proporcionar suficiente rigidez lateral a las trabes y a la superestructura en general, se tienen dos diafragmas intermedios a cada tercio de claro y los diafragmas extremos se localizan al inicio y fin de cada claro.

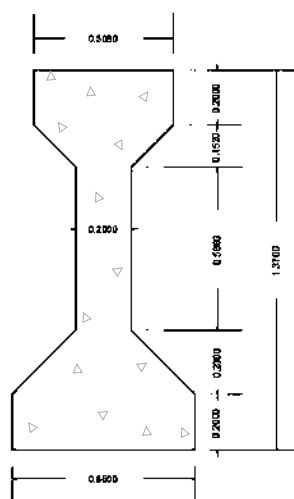


Figura 3. Geometría de trabe AASHTO tipo VI (acotaciones: metros).

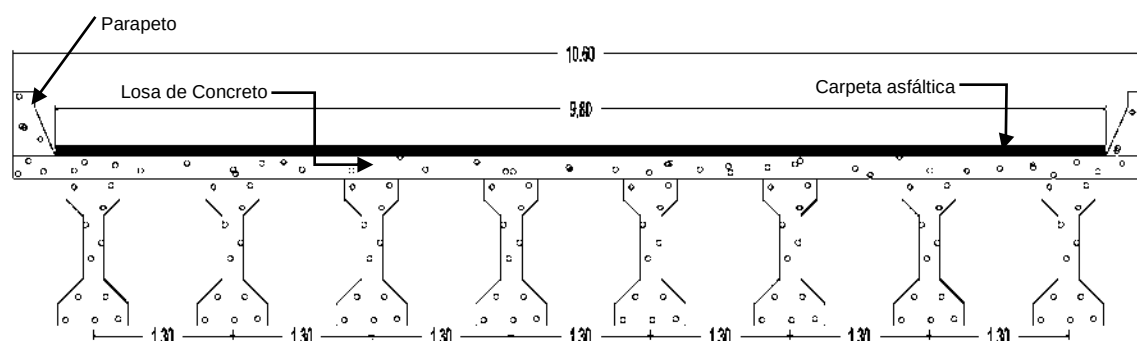


Figura 4. Sección transversal de la superestructura (acotaciones: metros).

La superestructura está soportada mediante dos apoyos de neopreno colocados entre el cabezal y el extremo de cada trabe AASHTO, son empleados con la finalidad de absorber las deformaciones verticales y horizontales producto de cargas vehiculares o debidas a sismos; tiene una sección transversal cuadrada con lado de 0.30 m y $A=0.09 \text{ m}^2$ y pueden ser apoyos fijos o móviles, los apoyos fijos tienen una altura $h=0.041 \text{ m}$ y los móviles $h=0.057 \text{ m}$, el espesor de las placas de neopreno de recubrimiento es $e_r=0.003 \text{ m}$, placa de acero de refuerzo $e_a=0.003 \text{ m}$ y placa de neopreno intermedia $e_n=0.013 \text{ m}$ (Figura 5).

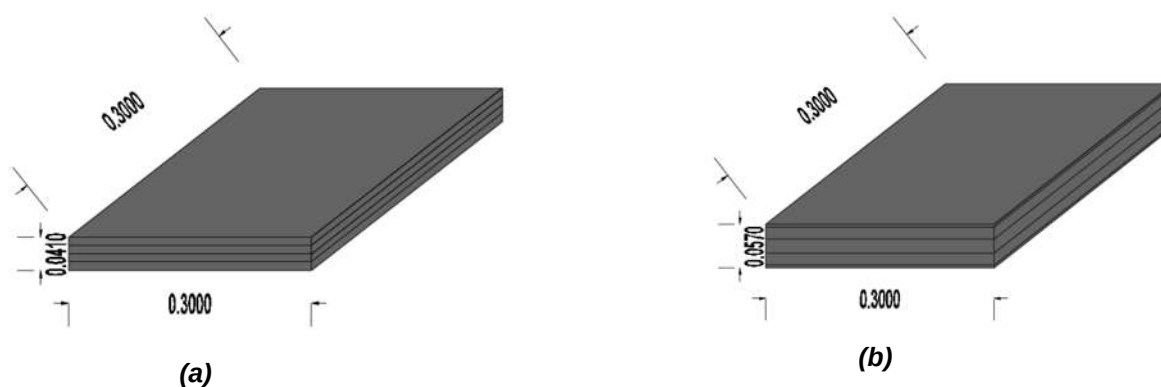


Figura 5. Geometría de apoyos de neopreno: (a) fijo y (b) móvil (acotaciones: metros).

La rigidez de los apoyos es inversamente proporcional al espesor del neopreno, de forma que un menor espesor de neopreno ofrece una mayor rigidez al apoyo, obteniéndose así las rigideces mostradas en la Tabla 4 para cada tipo de apoyo.

Tabla 4. Rigideces horizontal y vertical de los apoyos de neopreno.

Tipo de apoyo	K_h (t/m)	K_v (t/m)
Fijo	286.8	4458.92
Móvil	203.94	3170.79

La subestructura de los puentes está formada por 4 pilas tipo marco donde cada pila a su vez consta de 4 columnas de sección circular constante con diámetro y refuerzo que varía entre los cuatro puentes de estudio. El acero de refuerzo longitudinal de las pilas es circular compuesto por barras del #8 o #10, mientras que para el acero transversal se utilizaron barras del #4 o #5 en forma de anillos circulares paralelos; el espesor de recubrimiento es de 0.04 m y la separación entre columnas es de 1.97 m centro a centro. Estas propiedades se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5. Características generales de la subestructura.

Modelo	Refuerzo longitudinal Num#Var r (%)		Refuerzo transversal #Var@(m)	Diámetro columna (m)	#Var Ref. transversal	A (m ²) Var transversal
C30H15-1	38#8	2.0381	#4@0.14	1.10	4	1.267E-04
C30H15-2	62#8	2.5751	#4@0.12	1.25	4	1.267E-04
C30H15-3	53#10	2.6299	#5@0.16	1.45	5	1.979E-04
C30H15-4	69#10	2.9963	#5@0.15	1.55	5	1.979E-04

NOTA: los armados reportados en la tabla 5 son el resultado del diseño que se describe en la sección 3.2.

3.2. MODELO NUMÉRICO DE LOS PUENTES

Los puentes se modelaron con ayuda del software SAP2000 (Figura 6). Los elementos estructurales como diafragmas, traveses principales y losa mantienen un diseño constante entre los cuatro modelos que serán analizados. Las pilas fueron diseñadas asumiendo un comportamiento no lineal, el código de diseño utilizado para alcanzar este objetivo es el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal [RCDF, 2001] y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias; un análisis más completo respecto al diseño puede revisarse en la sección 4.2 Combinaciones de carga y acción sísmica de diseño, en el trabajo Funciones de Demanda Estructural de Puentes Carreteros Típicos de México (López, 2013).



Figura 6. Representación del modelo numérico de los Puentes.

La losa se modeló con elementos finitos tipo placa (Shell-Thin) de concreto con una resistencia a compresión de $f'_c=2500 \text{ t/m}^2$ y un espesor de 0.20 m. En la Figura 7 se pueden observar de color rojo los elementos Shell y en color azul los elementos tipo barra.

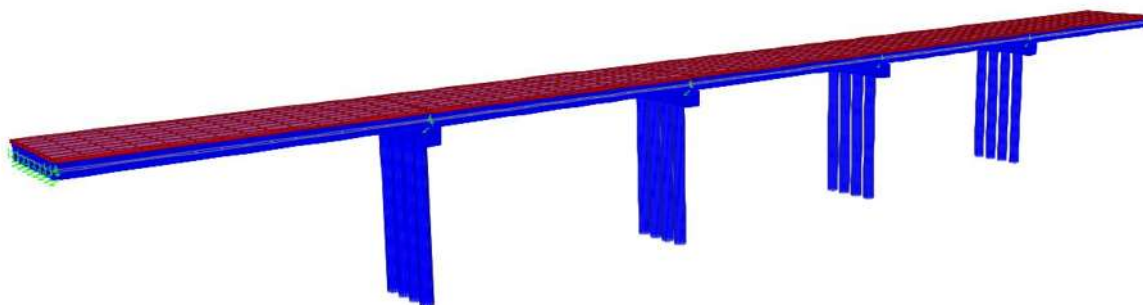


Figura 7. Elementos Shell (rojo) y elementos tipo barra (azul).

Dentro de las condiciones de frontera, para modelar la cimentación del puente se propuso que los desplazamientos y las rotaciones en todas las direcciones se encontraban restringidas, por el hecho de suponer que la cimentación y los estribos son rígidos; así se considera que la estructura se encuentra empotrada en los puntos mencionados.

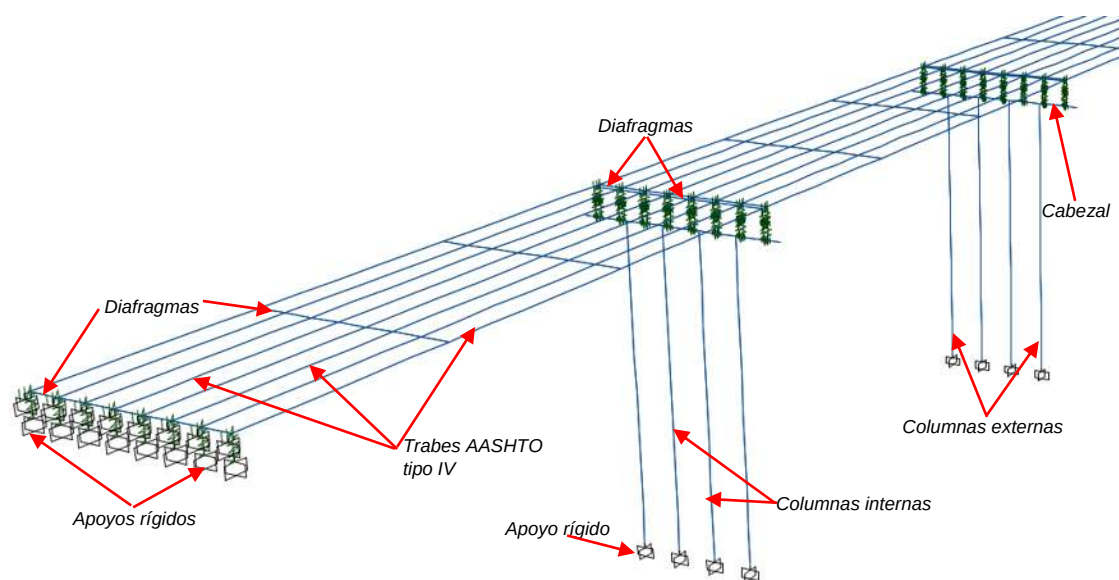


Figura 8. Identificación de elementos tipo barra y apoyos rígidos considerados.

Las solicitaciones de carga consideradas en los puentes fueron: carga permanente (PL), y la acción sísmica (EQ).

La carga permanente está conformada por el peso propio de los componentes estructurales y elementos no estructurales, DC, así como el peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. El programa SAP2000 calcula automáticamente el peso propio de los elementos mediante el patrón de carga definido como *DEAD*, una vez definidos los elementos y asignado el correspondiente material con peso volumétrico.

Ya que la losa de concreto fue modelada con elementos tipo placa, la carga debida al peso propio de la carpeta asfáltica y los parapetos se consideró como una carga uniformemente distribuida sobre los elementos que modelan la losa. El peso volumétrico de

la carpeta asfáltica es $\gamma=2.20 \text{ t/m}^3$, mientras que para los parapetos por ser de concreto es de $\gamma=2.40 \text{ t/m}^3$.

Es importante mencionar que la normativa AASHTO propone una carga muerta para parapetos, considerando una carga uniformemente repartida de $w_{\text{parapeto}}=0.080 \text{ t/m}^2$. La carga distribuida correspondiente a la carpeta asfáltica se obtuvo de multiplicar el espesor de la propia carpeta (0.10 m) por el valor del peso volumétrico del asfalto obteniéndose así una carga de $w_{\text{asfalto}}=0.22 \text{ t/m}^2$.

Finalmente la carga uniformemente distribuida considerada sobre los elementos que representan la losa fue de $w=0.30 \text{ t/m}^2$.

CAPÍTULO 4. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO PARA ESTIMAR LOS EFECTOS DE SOCAVACIÓN

4.1 ADMINISTRACIÓN DEL AGUA EN MÉXICO

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) es la encargada de gestionar y administrar la ocurrencia, aprovechamiento, disposición y forma de gestionar los recursos hídricos.

4.1.1 REGIONES HIDROLÓGICO-ADMINISTRATIVAS

El manejo del agua en México se realiza a través de 13 regiones hidrológico-administrativas en que está dividido el país. Están formadas por la agrupación de regiones hidrológicas denominadas cuencas, las cuales se consideran unidades básicas de gestión de recursos hídricos, y se definen en la Tabla 6.

Tabla 6. Ciudades sedes de los Organismos de Cuencas

	Organismo de Cuenca	Ciudades sede
I	Península de Baja California	Mexicali, Baja California
II	Noroeste	Hermosillo, Sonora
III	Pacífico Norte	Culiacán, Sinaloa
IV	Balsas	Cuernavaca, Morelos
V	Pacífico Sur	Oaxaca, Oaxaca
VI	Río Bravo	Monterrey, Nuevo León
VII	Cuencas Centrales del Norte	Torreón, Coahuila de Zaragoza
VIII	Lerma Santiago Pacífico	Guadalajara, Jalisco
IX	Golfo Norte	Ciudad Victoria, Tamaulipas
X	Golfo Centro	Xalapa, Veracruz
XI	Frontera Sur	Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
XII	Península de Yucatán	Mérida, Yucatán
XIII	Aguas del Valle de México	Distrito Federal, Cd. De México

Michoacán se encuentra en las regiones IV Y VIII, como se puede apreciar en la Figura 9.



Figura 9. Mapa de regiones hidrológico-administrativas del país (Obtenido de: Subdirección General de Programación. CONAGUA).

4.1.2 REGIONES HIDROLÓGICAS

Las cuencas son unidades del terreno, definidas por la división natural de las aguas en función del relieve. Con la finalidad de administrar las aguas nacionales a través de conocer la disponibilidad de aguas superficiales, la CONAGUA definió 731 cuencas hidrológicas. Las cuencas del país se encuentran organizadas en 37 regiones hidrológicas RH (Figura 10 y Tabla 7), que a su vez se agrupan en las 13 regiones hidrológico-administrativas antes mencionadas.



Figura 10. Mapa de regiones hidrológicas y número de cuencas en el país (Obtenida de: <http://siga.cna.gob.mx/mapoteca/regiones%20hidrológicas/mapareghidro.htm>, 2016).

Tabla 7. Características principales de las regiones hidrológicas (Atlas del agua en México 2015).

Clave	RH	Extensión territorial continental (km ²)	Número de cuencas hidrológicas
1	B.C. Noroeste	28492	16
2	B.C. Centro-Oeste	44314	16
3	B.C. Suroeste	29722	15
4	B.C. Noreste	14418	8
5	B.C. Centro-Este	13626	15
6	B.C. Sureste	11558	14
7	Río Colorado	6911	4
8	Sonora Norte	61429	5
9	Sonora Sur	139370	16
10	Sinaloa	103483	23
11	Presidio-San Pedro	51717	23
12	Lerma-Santiago	132916	58
13	Río Huicicila	5225	6
14	Río Ameca	12255	9
15	Costa de Jalisco	12967	11
16	Armería-Coahuayana	17628	10
17	Costa de Michoacán	9205	6
18	Balsas	118268	15
19	Costa Grande de Guerrero	12132	28
20	Costa Chica de Guerrero	39936	32
21	Costa de Oaxaca	10514	19
22	Tehuantepec	16363	15
23	Costa de Chiapas	12293	25
24	Bravo-Conchos	229740	37
25	San Fernando-Soto la Marina	54961	45
26	Pánuco	96989	77
27	Norte de Veracruz (Tuxpan-Nautla)	26592	12
28	Papaloapan	57355	18
29	Coatzacoalcos	30217	15
30	Grijalva-Usumacinta	102465	83
31	Yucatán Oeste	25443	2
32	Yucatán Norte	58135	0
33	Yucatán Este	38308	1
34	Cuencas Cerradas del Norte	90829	22
35	Mapimí	62639	6
36	Nazas-Aguanaval	93032	16
37	El Salado	87801	8
TOTAL		1959248	731

México cuenta con 368 estaciones hidrométricas que se muestran en la Figura 11, donde se mide el contenido de agua que fluye y es almacenada en ríos, canales, tuberías y presas, con lo cual es posible conocer la disponibilidad del recurso hídrico. El caudal es generado principalmente por la precipitación pluvial así como por la entrada de agua subterránea a los canales superficiales (Altas del agua en México 2015).

4.1.4 RÍOS PRINCIPALES

Los ríos y arroyos de México constituyen una red hidrográfica de 633 mil kilómetros de longitud. En los 50 ríos principales del país fluye el 87% del escurrimiento superficial, y sus cuencas cubren el 65% de la superficie territorial continental del país. Por la superficie que abarcan, destacan las cuencas de los ríos Bravo y Balsas, y por su longitud, destacan los ríos Bravo y Grijalva-Usumacinta. Los ríos Lerma, Nazas y Aguanaval pertenecen a la vertiente interior. Dos tercios del escurrimiento superficial se dan en los cauces de los siete ríos más caudalosos: Grijalva-Usumacinta, Papaloapan, Coatzacoalcos, Balsas, Pánuco, Santiago y Tonalá. La Figura 12 muestra un mapa donde se marcan los principales ríos del país y sus particularidades se reportan en la Tabla 8.



Figura 12. Mapa de ríos principales (Obtenida de: http://cuentame.inegi.org.mx/mapas/pdf/nacional/rios/riosnal_col_n.pdf).

Tabla 8. Ríos más caudalosos de México

Nombre	Localización	Escurrimiento Natural medio superficial (millones de m ³)	Área km ²	Longitud km	Zona Sísmica	Puentes importantes
Grijalva- Usumacinta (Río Tabasco)	Chiapas (corre de Chipas a Tabasco)	115,536	83543	152	Alta Media	Puente Chiapas que cruce la presa Malpaso Grijalva Usumacinta
Papaloapan	Veracruz (Corre en Veracruz y Oaxaca)	44,662	46,517	354	Alta Media	Papaloapan Caracol Nautla
Coatzacoalcos	Veracruz (Corre de Oaxaca a Veracruz)	28,093	17,369	325	Alta Media	Coatzacoalcos I Coatzacoalcos II Otapa
Balsas (Río Mezcala o Atoyac)	Guerrero (corre por Puebla, Morelos, Michoacán, Guerrero y México)	16,587	117,406	770	Alta	Miguel Alemán Mezcala
Pánuco	Tamaulipas (Corre de Veracruz a Tamaulipas)	20,330	84,956	510	Media Baja	Tampico Del Ferrocarril
Santiago	Nayarit (Corre de Jalisco a Nayarit)	7,849	76,416	562	Alta Media	
Tonalá	Veracruz (Corre de Tabasco a Veracruz)	11,389	5,679	82		Tonalá I

4.2. CUENCA DEL RÍO BALSAS

Como se muestra en la Tabla 4.1.4.1 el río Balsas cubre un área grande. Además de ser el río de mayor longitud de la República Mexicana, estando dentro de los ríos más caudalosos.

El río Balsas durante su curso atraviesa el Estado de Guerrero y Michoacán, y el drenaje de este río comprende el 6% de la masa continental del territorio mexicano.

La cuenca del río Balsas se divide en tres subregiones hidrológicas principales:

- Bajo Balsas
- Medio Balsas
- Alto Balsas

El área hidrológica total del río Balsas se distribuye en las tres subregiones antes mencionadas, cuya área de extensión se resumen en la Tabla 9 y la Figura 13.

Tabla 9. Subregiones hidrológicas de la cuenca del río Balsas.

Subregión Hidrológica	Área (km ²)
Alto Balsas	50409
Medio Balsas	31951
Bajo Balsas	35046
Total= 117406	

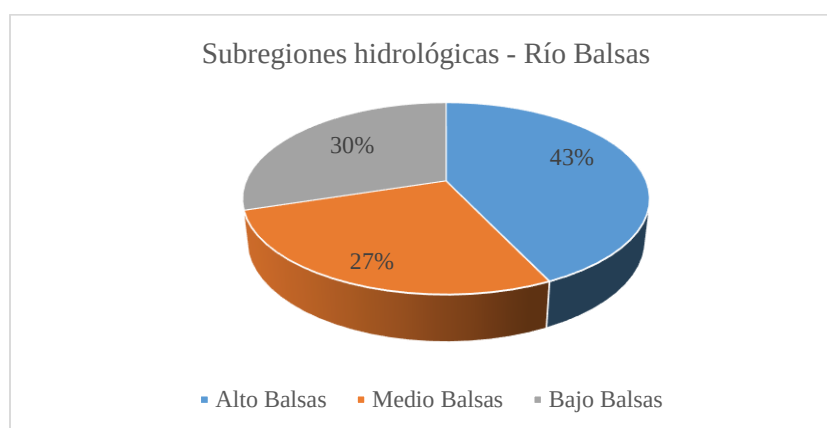


Figura 13. Representación gráfica del área de la cuenca del río Balsas (subregiones).

Las tres subregiones (Figura 13) en las que se divide la cuenca del río Balsas se subdivide en varias sub-cuencas:

1. Alto Balsas

- A. Región del Atoyac. Pequeña cuenca formada por el río Atoyac. Se divide en cuenca alta y baja del Atoyac, la parte alta se encuentran las ciudades Puebla y Tlaxcala.
- B. Región del Mixteco. Comprende la cuenca del río Acatlán, que abarca el sur del estado de Puebla y la Mixteca Alta de Oaxaca.
- C. Región del Tlapaneco. En Guerrero la cuenca del Tlapaneco se conoce como región de la Montaña.
- D. Región del Nexapa.
- E. Región del Amacuzac. Cubre casi la totalidad del estado de Morelos, el sureste del estado de México y una parte de Guerrero, comprende las ciudades de Cuernavaca y Cuautla.

2. Medio Balsas

- A. Región de Mezcala. Se localizan las cuencas de los ríos Atzacualoya, Tepecoacuilco, Iguala y Telolopan.
- B. Región de Tierra Caliente. Se encuentran las cuencas de los ríos Poliutla o de La Monataña, Cutzamala, Truchas, Amuco, Cuirio y del Oro, que son afluentes del Balsas.

3. Bajo Balsas.

- A. Región de Tacámbaro, localidad de Michoacán.
- B. Región del Cupatitzio. Es el afluente de mayor importancia del Tepalcatepec.
- C. Región del Tepalcatepec.
- D. Región de la Costa. Inmediata a la desembocadura del río Balsas en el Pacífico. Comprende territorialmente los estados de Guerrero, Jalisco, México, Michoacán, Oaxaca, Puebla, Tlaxcala, Morelos y una pequeña porción de Veracruz y el Distrito Federal.

Debido a la gran importancia del río Balsas dentro de la República Mexicana y por ser uno de los ríos más caudaloso y de mayor extensión geográfica, es que se propone estudiar la vulnerabilidad que tiene los puentes ante socavación considerando las características hidráulicas de la cuenca del río Balsas.

4.3 DATOS HIDRÁULICOS

Para estimar la profundidad de socavación el modelo analítico será caracterizado con los datos registrados en las estaciones hidrométricas pertenecientes a la cuenca del río Balsas, cabe destacar que algunas de las estaciones con las que se contaba han sido suspendidas y por tanto la cantidad de datos existentes varia, en muchos casos escasa, sin dejar de mencionar que las estaciones que actualmente están en operación no tienen registros completos. En la Figura 14 se muestra la cuenca del río Balsas (poligonal verde) así como las estaciones hidrométricas que actualmente han sido registradas por el Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) como estaciones en operación pertenecientes a la cuenca del río Balsas con un total de 153 estaciones.



Figura 14. Estaciones hidrométricas en operación pertenecientes al río Balsas (Extensión BANDAS -Google Earth).

Para realizar la caracterización del gasto del río Balsas y debido a que las estaciones hidrométricas registraron gran variedad de gasto por zona, estas se clasificaron en cuatro grupos como se muestra en la Figura 15 eligiendo aquellas que contengan gastos $Q > 30 \text{ m}^3/\text{s}$ el cual puede ser un gasto que puede provocar efectos de socavación considerables.



Figura 15 Clasificación de las estaciones hidrométricas.

En las tablas 10 -13 se reportan las estaciones consideradas en este trabajo para desarrollar los modelos estadístico y probabilista. En las tablas se identifica el grupo, nombre de la estación, gasto medio anual y el número de datos registrados por estación, datos utilizados para caracterizar el gasto del río Balsas.

Tabla 10. Estaciones hidrométricas del río Balsas perteneciente al grupo Q1.

Grupo	No. Estación	Identificador	Gasto medio anual (m3/s)	No. de datos por estación
Q1	18338	XATAN	43.71	3
	18340	SAN LUCAS	211.74	24
	18341	TEZOATLAN	66.95	2
	18342	TEPONAHUAZO	695.72	19
	18344	MARISCALA	404.81	20
	18348	TONALA	466.14	12
	18352	SAN MATEO	181.00	10
	18361	TONAHUIXTLA	127.35	21
	18365	LAS HUERTAS	208.59	2
	18374	LA HUERTILLA	197.86	18
	18379	LA ANGOSTURA	32.62	3
	18485	LA JUNTA	181.18	7

Tabla 11. Estaciones hidrométricas del río Balsas perteneciente al grupo Q2.

Grupo	No. Estación	Identificador	Gasto medio anual (m3/s)	No. de datos por estación
Q2	18002	TEJALUCA	283.65	15
	18005	SAN JACINTO	41.40	17
	18135	PANOTLA	196.90	2
	18137	SAN JUAN MOLINO	132.00	2
	18140	XICOTZINGO	63.20	15
	18141	EL CARMEN	84.55	2
	18148	ECHEVERRIA	173.60	30
	18151	SAN FRANCISCO	106.82	6
	18153	BALCON DEL DIABLO	56.02	5
	18157	TEPEYANCO	27.36	2
	18161	KM. 1+120	47.53	15
	18167	AHUATEPEC (KM. 24+769)	36.11	36
	18193	YAUTEPEC	129.41	53
	18223	TICUMAN	131.40	52
	18225	CUAUTLA	172.79	49
	18232	AMACUZAC	934.67	55
	18264	ZACATEPEC	285.90	48
	18269	ALPUYECA	165.52	41
	18271	TEMIXCO	128.43	48
	18288	A-1 CESAR MATADERO	24.15	19
	18291	A-10 TEXCALTITLAN	22.32	36
	18295	A-9 EL MOLINO	23.48	19
	18296	A-11 REAL DE ARRIBA	53.86	24
	18316	LA CUERA	45.23	34
	18322	TLAXCALA	141.53	37
	18323	TETLAMA	93.69	42
	18347	LOS MOLINOS	62.40	4
	18372	COATEPEQUITO	91.01	37
	18387	TLANCUALPICAN	189.05	4
	18404	EL CENTENARIO	54.92	1
	18540	TEMASCALTEPEC	59.25	21
	26309	SAN LUIS AMECA II	21.07	51

Tabla 12. Estaciones hidrométricas del río Balsas perteneciente al grupo Q3.

Grupo	No. Estación	Identificador	Gasto medio anual (m ³ /s)	No. de datos por estación
Q3	18252	CHAMACUA II	164.50	7
	18255	PLACERES DEL ORO	113.00	1
	18277	SAN ANDRES	523.99	23
	18311	EL GALLO	1091.94	28
	18317	PALOS ALTOS I	521.37	7
	18329	PINZAN MORADO	670.19	26
	18339	EL PEJO	27.26	22
	18350	SANTA FE	356.87	29
	18351	PIRITICUARIO	55.22	18
	18356	PETACHICUARIO	26.14	19
	18371	TARETARO	294.61	27
	18403	TLALCHAPA	144.40	33
	18450	PALOS ALTOS II	109.41	25
	18486	LA ANGOSTURA	259.00	14

Tabla 13. Estaciones hidrométricas del río Balsas perteneciente al grupo Q4.

Grupo	No. Estación	Identificador	Gasto medio anual (m ³ /s)	No. de datos por estación
Q4	18094	COTIJA	78.09	6
	18095	EL PUERTO	140.78	1
	18129	LOS GRANJENOS	33.89	66
	18181	PIEDRAS BLANCAS	491.57	5
	18195	ZIRITZICUARIO	1173.55	20
	18201	EL CAJON	264.98	26
	18202	EL METIDERO	313.98	14
	18280	SAN DIEGO	24.98	10
	18452	EL CHARCO	92.58	5
	18496	EL CARRIZO	113.29	4
	18539	ARCEO	78.40	2
	18553	OBREGON	173.54	12

La Figura 16 muestra la dispersión de los datos para cada grupo de estaciones hidrométricas consideradas.

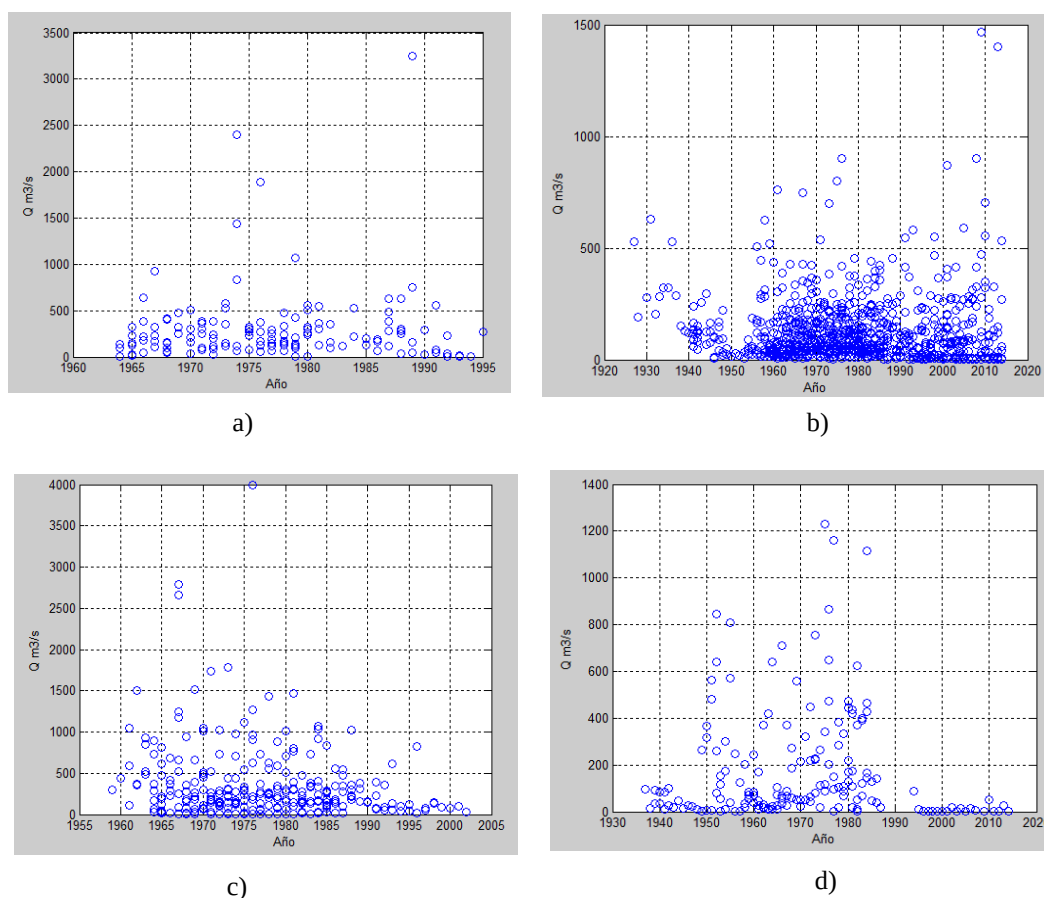


Figura 16. Dispersión de datos registrados por grupos de estaciones hidrométricas a) Grupo Q1 b) Grupo Q2 c) Grupo Q3 d) Grupo Q4

Para el cálculo de los efectos de socavación, una vez agrupados los gastos registrados se someten a un análisis probabilista con la finalidad de representar el gasto mediante una función de densidad de probabilidad (FDP); para ello se utilizó la función `dfittool` del software MATLAB R2014a realizándose ajustes considerando tres distintas FDP para cada grupo de datos (Figura 17), se valida el ajuste para la FDP que presente el menor error. De este trabajo se obtienen los resultados que se reportan en la Tabla 14.

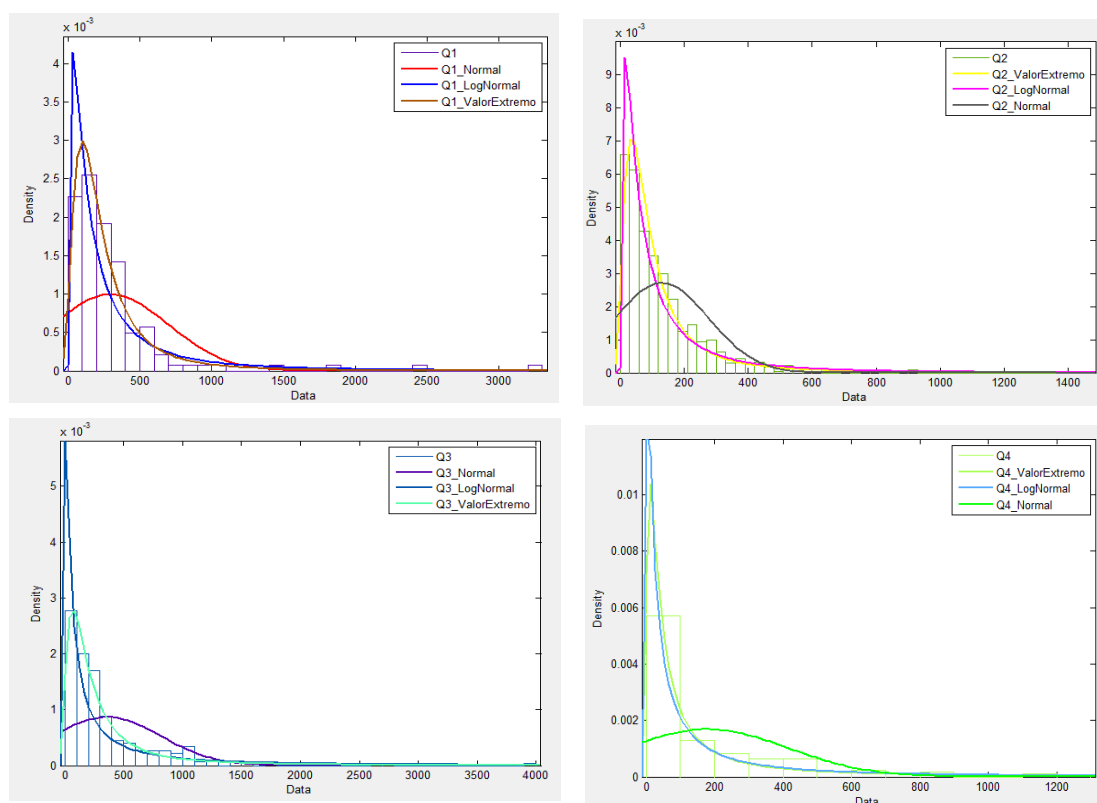


Figura 17. Funciones de Densidad de Probabilidad utilizadas para el ajuste del gasto hidráulico del río Balsas.

Tabla 14. Parámetros de ajuste de las funciones de densidad de probabilidad por grupo de gasto.

Grupo/FDP	Normal		Log-Normal		Valor extremo gral.	
	μ	σ	λ	ζ	μ	σ
Q1	298.47	400.80	5.12	1.2464	298.14	464.98
Q2	130.31	147.20	4.29	1.2387	147.68	57.58
Q3	356.04	459.28	4.98	1.8338	131.87	153.51
Q4	178.39	236.69	4.11	1.8244	38.59	55.99

Como puede observarse en la Tabla 15, la función de densidad de probabilidad que mejor ajusta a los grupos del gasto hidráulico, y que a su vez presenta el menor error en los parámetros ajustados corresponde a la función Log-Normal, por tanto los parámetros que representaran el gasto hidráulico corresponden a los estimados para esta FDP.

Tabla 15. Parámetros de ajuste de FDP utilizados para representar el gasto del río Balsas.

Grupo	Log_Normal			
	λ	Error	ζ	Error
Q1	5.1229	0.1050	1.2464	0.0746
Q2	4.2896	0.0435	1.2387	0.0308
Q3	4.9819	0.1114	1.8338	0.0790
Q4	4.1064	0.1399	1.8244	0.0994

4.4 OBTENCIÓN DE GASTOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Una vez caracterizados los gastos de la cuenca del río Balsas, se pretende conocer el gasto esperado para diferentes periodos de retorno; los periodos de retorno T_r considerados son 100, 500 y 1000 años.

Como se mencionó anteriormente, se asignaron FDP a los gastos representativos del caudal de la cuenca del río Balsas con el objetivo de considerar el gasto como una variable aleatoria continua probabilista.

A partir de la definición de las funciones de densidad de probabilidad (FDP) y de probabilidad acumulada (CDF), es posible relacionar la probabilidad de un gasto dado a un periodo de retorno de interés (ec. 2).

$$P = \frac{1}{T_r} \quad \text{ec 2}$$

P: probabilidad de que se presente un evento dado

T_r : periodo de retorno a considerar

Por tanto se obtuvo la probabilidad para los tres distintos periodos de retorno. En las Figuras 18 -21 se muestra la representación de la función de densidad de probabilidad (PDF) y de la función de densidad de probabilidad acumulada (CDF) para los 4 gastos.

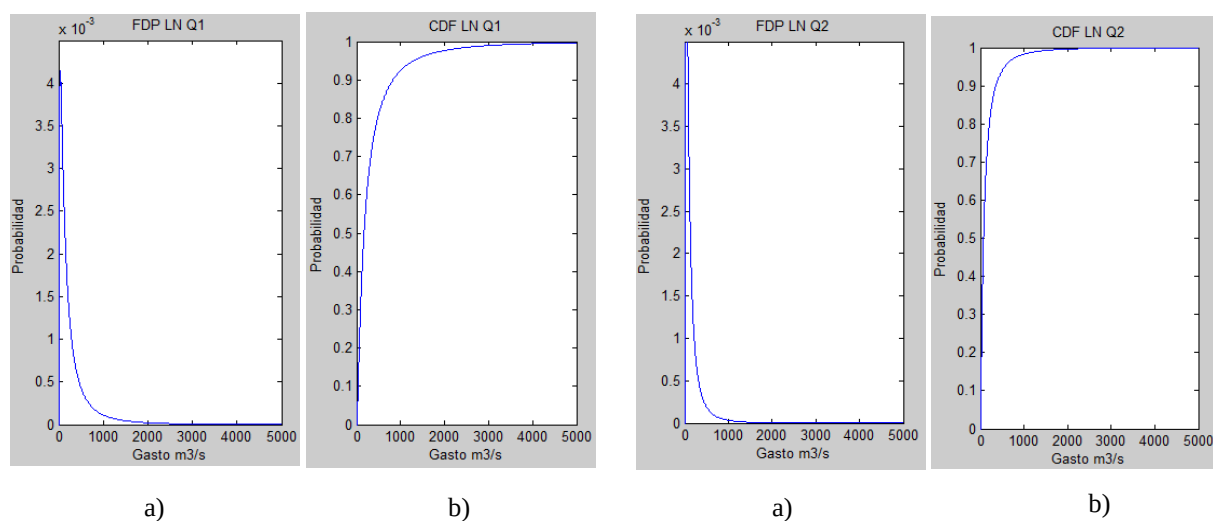


Figura 18. Representación gráfica del grupo de gastos Q1: a) FDP b) CDF.

Figura 19. Representación gráfica del grupo de gastos Q2: a) FDP b) CDF.

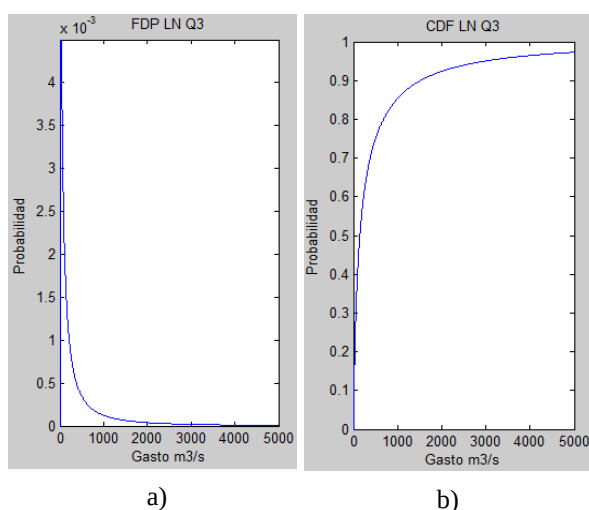


Figura 20. Representación gráfica del grupo de gastos Q3: a) FDP b) CDF.

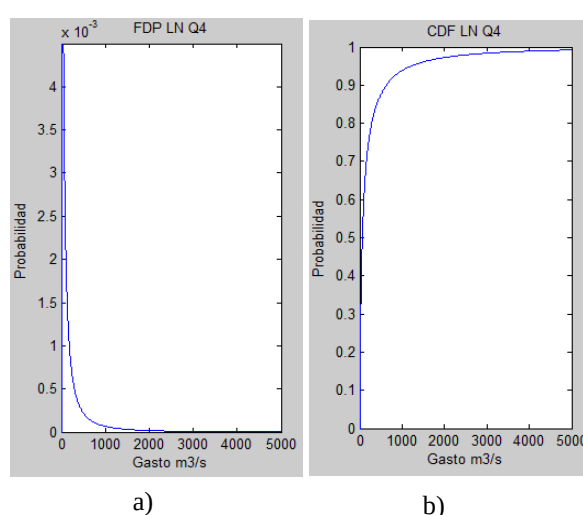


Figura 21. Representación gráfica del grupo de gastos Q1: a) FDP b) CDF.

El objetivo de escalar los gastos hidráulicos a un periodo de retorno de interés (Tr) es conocer el gasto hidráulico máximo esperado que pueda exceder un valor máximo esperado en ese periodo de tiempo, para esto se estima el valor asociado al complemento de la CDF, obteniéndose así la esperanza del gasto asociado a un periodo de retorno. Los resultados se resumen en la Tabla 16.

Tabla 16. Gastos hidráulicos para periodos de retorno para la cuenca del río Balsas.

Grupo	Log-Normal		E [Q_{Tr}]		
	λ	ζ	Tr=100 años	Tr=500 años	Tr=1000 años
Q1	5.1229	1.2464	3048.70	6064.70	7899.60
Q2	4.2896	1.2387	1301.50	2578.00	3352.50
Q3	4.9819	1.8338	10383.00	28563.00	42141.00
Q4	4.1064	1.8244	4232.70	11583.00	17055.00

4.5 CARACTERIZACIÓN DEL RÍO BALSAS

Recordando que la vulnerabilidad sísmica a la que pueden estar sujetos los puentes debe considerar la posible existencia de un tirante de socavación, por lo que en el presente trabajo ésta se estima con base en la ecuación propuesta en la Hydraulic Engineering Circular No. 18 (ec. 1), de donde se observa que las variables directamente relacionadas con el gasto son el tirante de agua y el número de Froude; estas variables serán calculadas como función del gasto modelado para cada grupo, de acuerdo a su identificación y a la geometría del cauce correspondiente.

Para el cálculo del tirante de socavación se pretende encontrar el método que permita estimar el valor de dicho tirante lo más aproximado a la realidad. Para lo cual, inicialmente se realizó la obtención del Modelo Digital de Elevaciones [Gil et al., 2016]: como se describió antes, la cuenca del río Balsas cubre una gran extensión, por ende el dimensionamiento de la zona de estudio es bastante grande al igual que la información que es necesaria analizar, por lo que resulta más eficiente hacer uso de un sistema de información geográfica (SIG). Utilizando las cartas topográficas de INEGI (Instituto Nacional de Estadística y Geografía) y al programa Global Mapper V17.0.2, se obtiene el MDE que se presenta en la Figura 22.

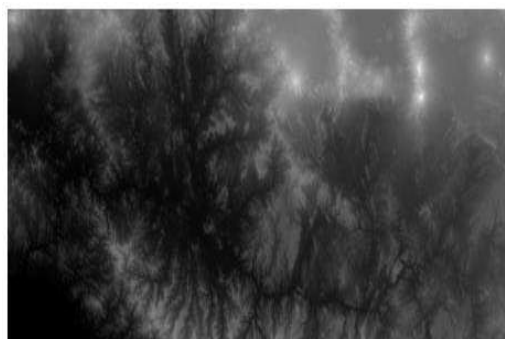


Figura 22. Modelo Digital de Elevaciones de la cuenca del río Balsas (Tomada de modelo de Arcgis).

A partir del Modelo Digital de Elevaciones y con ayuda del programa Arcgis 10.1 se delimitaron tanto la cuenca como el río Balsas y sus afluentes, lo que se puede observar en la Figura 23.

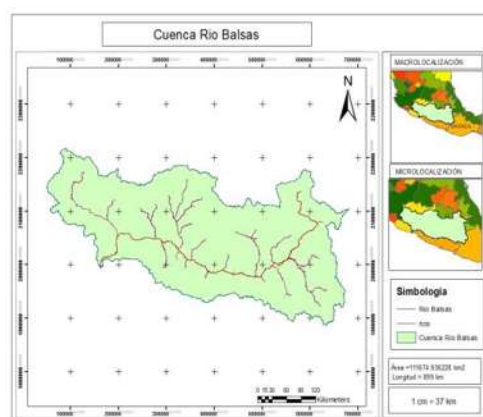


Figura 23. Delimitación de la cuenca del Río Balsas (Gil et al., 2016).

Se procedió a generar una superficie de redes triangulada en Arcgis (Figura 24) y con la extensión HEC-GeoRAS se delimitaron los márgenes del río, como se puede apreciar en la Figura 25 esto se realiza con la finalidad de obtener la geometría del río ya que el software HEC-RAS permite importar información del programa Arcgis para desarrollar análisis hidráulicos. En la actualidad el HEC-RAS es uno de los programas más utilizados dentro del campo de la hidráulica ya que es un software que ha demostrado obtener resultados con bastante precisión a la realidad, sin dejar de mencionar que es un software de acceso gratuito. El río Balsas se modeló considerando 739 secciones transversales a lo largo de todo el cauce.

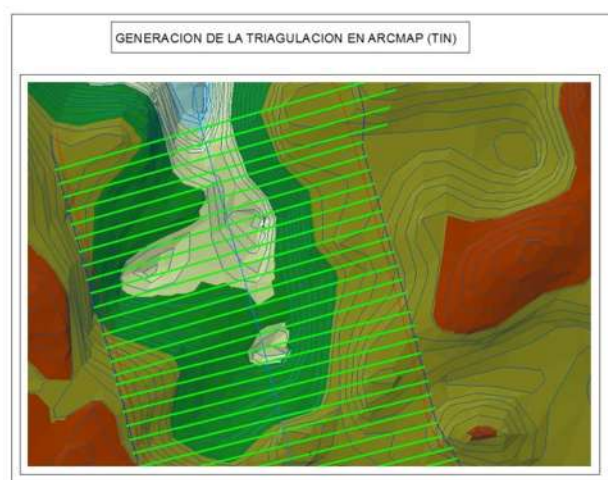


Figura 24. Triangulación y vista en planta de la cuenca Río Balsas (Gil et al., 2016).

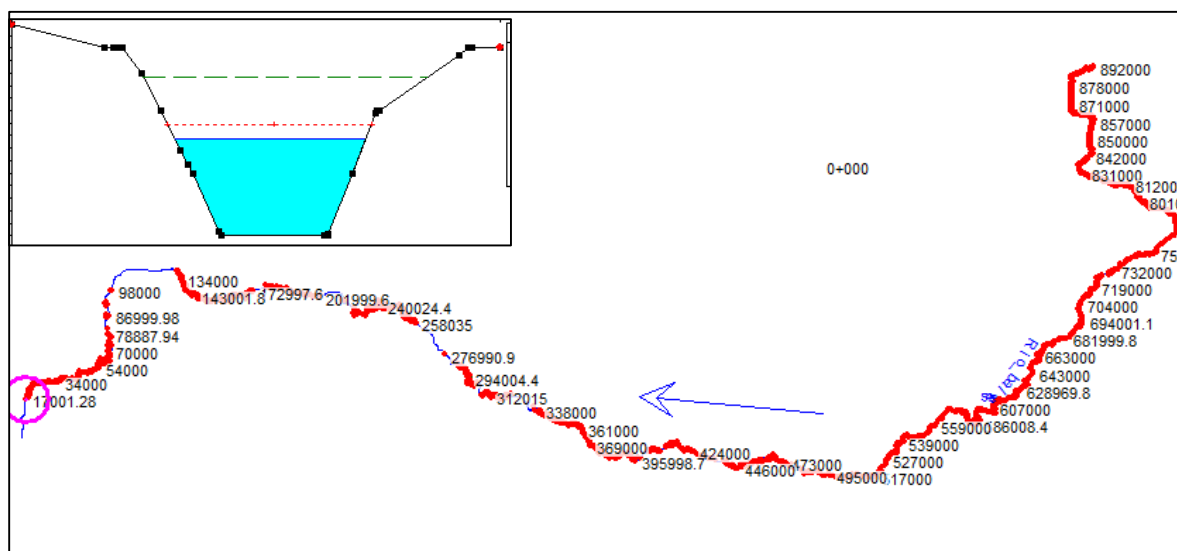


Figura 25. Delimitación del cauce y las márgenes del Río Balsas en el software HEC-RAS.

Dentro de los parámetros necesarios para caracterizar el río Balsas se encuentra el material del lecho del río que se representa a través del coeficiente de rugosidad de Manning.

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) es un parámetro que es función de los parámetros que se enlistan a continuación:

- Rugosidad superficial: depende del tamaño y forma del material, su efecto es disminuir la velocidad del flujo.
- Vegetación presente en el cauce: puede considerarse como rugosidad superficial, sin embargo, depende del tipo de vegetación, altura y de la uniformidad de la vegetación en el cauce.
- Obstrucción: en ocasiones los cauces traen consigo la presencia de obstáculos como troncos de árboles o desechos en general, incrementando así el valor del coeficiente de rugosidad de Manning; sin embargo, la manera de afectación de estos obstáculos está relacionada con la forma, distribución a lo largo y ancho del canal, entre otros.

De la Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad (CONABIO) se obtuvo el archivo (KMZ) de donde se pudieron identificar los distintos tipos de suelos que se encuentran a lo largo del cauce, lo cual se presenta en la Figura 26.

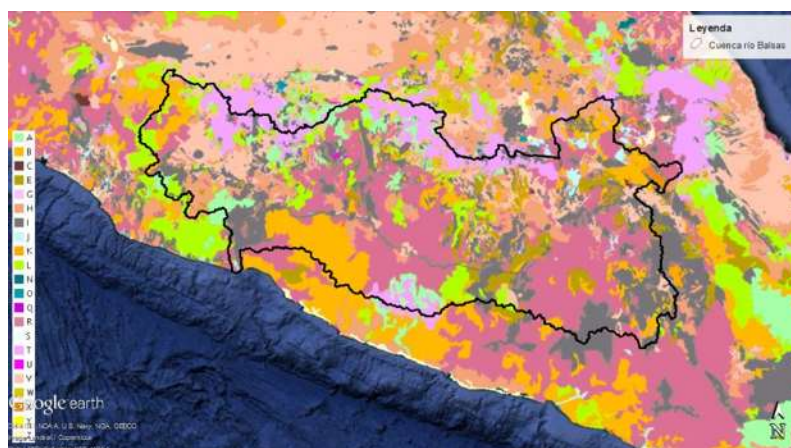


Figura 26. Tipos de suelos dentro de la cuenca del río Balsas.

Como puede observarse en la Figura 26 dentro del área que abarca la cuenca del río Balsas se pueden identificar diferentes tipos de suelos, los que se pueden identificar de acuerdo a la clasificación de los suelos propuesta por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), son descritos en la Tabla 17.

Tabla 17. Tipos de suelos identificados en la cuenca del río Balsas (USDA).

SIMBOLO	TIPO DE SUELO	CARACTERISITICAS GENERALES
A	Acrisol	Acumulación de arcillas en el subsuelo, colores rojos, amarillos o amarillos claros con manchas rojas, muy ácidos y pobres en nutrientes, moderadamente susceptibles a la erosión
B	Cambisol	Son suelo muy jóvenes, poco desarrollados y se pueden encontrar en cualquier clima excepto en zonas áridas. En el subsuelo presentan una capa con terrones que presentan restos de la roca subyacente, son de moderada a alta susceptibilidad a la erosión.
E	Rendzina	Se presentan en climas semiáridos, tropicales o templados. Se caracterizan por tener una capa superficial abundante en materia orgánica y muy fértil que descansa sobre roca caliza o materiales ricos en cal, son moderadamente susceptibles a la erosión.
G	Gleysol	Suelos que se encuentran en zonas donde se acumula y estanca el agua la mayor parte del tiempo dentro de los primeros 50 cm de profundidad, en la parte se saturación del suelo presentan colores grises, azulosos o verdosos.
H	Feozem	Es uno de los suelos más abundantes en el territorio Mexicano, se caracteriza por tener una capa superficial oscura, suave, rica en materia orgánica y en nutrientes, son suelos de profundidades muy variables.
I	Litosol	Se caracterizan por presentar una profundidad menor de 10 cm, limitada por la presencia de roca, tepetate o caliche endurecido.

Tabla 17. Continuación

K	Castañozem	Suelos alcalinos presentes en zonas semiáridas, generalmente tiene 70 cm de profundidad, presentan una capa superior de color pardo o rojizo oscuro, son ricos en materia orgánica y nutrientes, son moderadamente susceptibles a la erosión.
L	Luvisol	Son suelos que se encuentran en zonas templadas o tropicales lluviosas, son frecuentemente rojos o amarillentos, son altamente susceptibles a la erosión.
R	Regosol	Suelos ubicados en muy diversos tipos de clima, vegetación y relieve. En general son claros o pobres en materia orgánica, su fertilidad es variable y su productividad está condicionada a la profundidad y pedregosidad, son suelos arenosos.
T	Andosol	Suelo de origen volcánico, constituido principalmente por ceniza, son generalmente de colores oscuros y tienen alta capacidad de retención de humedad, son muy susceptibles a la erosión eólica.
V	Vertisol	Suelos de climas templados y cálidos, se caracterizan por su estructura masiva y su alto contenido de arcilla, su color más común es el negro o gris oscuro. Tienen bajas susceptibilidades a la erosión y alto riesgo de salinización.
W	Planosol	Son medianamente profundos, entre 50 y 100 cm, se encuentran principalmente en climas templados y semiáridos. Son muy susceptibles a la erosión, sobre todo en capas superficiales.
X	Xerosol	Se presentan en zonas áridas y semiáridas, son el tercer tipo de suelo más importante por su extensión dentro del país, presenta una capa superficial de color claro por el bajo contenido de materia orgánica, son de baja susceptibilidad a la erosión, salvo en laderas o si están directamente sobre tepetate a escasa profundidad.

Como se puede observar, la variedad de suelos que se pueden identificar es grande dentro de la cuenca del río Balsas, por lo cual se decidió utilizar una desratización basada en 4 tipos de suelos predominantes de acuerdo al área de expansión, esto se resume en la Tabla 18.

Tabla 18. Suelos característicos del río Balsas.

SIMBOLO	TIPO DE SUELO	% SUPERFICIE
B	Cambisol	13.331
H	Feozem	4.467
L	Luvisol	3.895
R	Regosol	53.391
Otros		24.915

Como se observa en la Tabla 18 el suelo predominante es el Regosolo, y de acuerdo a las características reportadas en la Tabla 17 es conocido que este tipo de suelo es característico por la presencia de arenas; por lo tanto el valor del coeficiente de rugosidad de Manning para suelos arenosos se obtuvo de los valores reportados en el libro Hidráulica de Canales Abiertos (Ven Te Chow, 2004) obteniéndose así un coeficiente de rugosidad de Manning $n=0.035$.

Dentro de la caracterización del flujo en canales abiertos existen diferentes aspectos hidráulicos necesarios para representar un flujo, tales como:

1. Tipo de flujo

a) Clasificación del flujo en función de la variación del tirante hidráulico como función del tiempo.

- Flujo permanente: la profundidad del flujo no cambia o puede considerarse constante.
- Flujo no permanente: la profundidad es dependiente del tiempo.

b) La profundidad del tirante hidráulico varía en función del espacio.

- Flujo uniforme: la profundidad del flujo es la misma en cada sección.
- Flujo variado: la profundidad del flujo varía a lo largo del canal.

2. Considerando el efecto de la viscosidad los flujos se clasifican en:

a) Flujo laminar: las fuerzas viscosas son mayores en relación con las fuerzas inerciales.

b) Flujo turbulento: en este tipo de flujo las fuerzas viscosas son fuerzas débiles en comparación con las fuerzas inerciales.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia puede representarse mediante el número de Reynolds (ec. 3):

$$R^* = \frac{V L}{\nu} \quad \text{ec 3}$$

donde V es= velocidad del flujo,

L es= longitud característica del tramo y

ν es=viscosidad cinemática del agua.

De tal forma que el flujo en canales abiertos se clasifica en función del número de Reynolds como flujo laminar si R^* es pequeño y como flujo turbulento si R^* es grande.

3. Efecto de la gravedad. El efecto de la gravedad sobre el estado del flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales, esta relación está dada por el número de Froude (ec. 4).

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad \text{ec 4}$$

donde V es= velocidad media del flujo,
 g es= aceleración de la gravedad y
 L es= longitud característica del tramo.

- Cuando el número de Froude vale uno, la ecuación (4) se convierte en $V = \sqrt{gD}$ y el flujo se dice que está en estado crítico.
- Cuando Fr es menor que la unidad ó $V < \sqrt{gD}$ el flujo es subcrítico, y el flujo presenta una velocidad baja y es descrito como flujo tranquilo de corriente lenta.
- Cuando Fr es mayor que la unidad ó $V > \sqrt{gD}$ el flujo es supercrítico, y el flujo presenta una alta velocidad y es descrito como flujo rápido y torrencial.

Considerando los conceptos antes descritos, los flujos pueden ser representados por los siguientes regímenes:

- 1) Régimen subcrítico- laminar: $Fr < 1$ y R está en un rango laminar.
- 2) Régimen supercrítico- laminar: $Fr > 1$ y R en el rango laminar.
- 3) Régimen supercrítico- turbulento: $Fr > 1$ y R rango turbulento.
- 4) Régimen subcrítico-turbulento: $Fr < 1$ y R en rango turbulento.

4.6 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS HIDRAULICOS DEL RÍO BALSAS

Una vez caracterizado el río Balsas realizaron simulaciones para cada gasto establecido, con la finalidad de obtener los parámetros necesarios para estimar el tirante de socavación que pueden alcanzar las pilas de los puentes; para lo que se realizaron 48 simulaciones para los 12 gastos hidráulicos y los 4 anchos de pilas que caracterizan a los casos de estudio. Los resultados se reportan en la Tabla 19.

Tabla 19. Gastos hidráulicos característicos del río Balsas.

Grupo	Q (m ³ /s)		
	Tr=100 años	Tr=500 años	Tr=1000 años
Q1	3048.70	6064.70	7899.60
Q2	1301.50	2578.00	3352.50
Q3	10383.00	28563.00	42141.00
Q4	4232.70	11583.00	17055.00

Con ayuda del software HEC-RAS se obtuvieron los parámetros hidráulicos para cada una de las 739 secciones transversales. La Tabla 20 resume los valores máximos, mínimos y los valores medios del tirante hidráulico y velocidad para cada gasto.

Tabla 20. Parámetros hidráulicos del río Balsas (HEC-RAS).

Grupo	Q (m ³ /s)	Tr (años)	Tirante hidráulico (m)		Velocidad (m/s)		Valor medio	
			Y _{min}	Y _{max}	V _{min}	V _{max}	Y	V
Q1	3048.7	100	0.73	7.33	2.70	24.66	2.82	5.65
	6064.7	500	1.15	9.96	3.37	26.04	4.12	6.88
	7899.6	1000	1.37	11.20	3.67	26.53	4.77	7.42
Q2	1301.5	100	0.42	5.04	2.03	22.39	1.76	4.41
	2578	500	0.66	6.82	2.54	24.30	2.57	5.40
	3352.5	1000	0.78	7.64	2.77	24.81	2.98	5.80
Q3	10383	100	1.64	12.70	4.03	27.01	5.54	8.03
	28563	500	3.14	20.14	5.48	27.99	9.49	10.89
	42141	1000	3.60	24.24	6.32	40.97	11.60	12.37
Q4	4232.7	100	0.91	8.46	2.99	25.29	3.38	6.20
	11583	500	1.76	13.29	4.17	27.13	5.88	8.29
	17055	1000	2.27	15.89	4.72	27.61	7.24	9.30

Una vez estimados los datos se desarrolló un modelo probabilista para caracterizar la variable de interés, en este caso se desea obtener la función de densidad de probabilidad que permita describir la velocidad y el tirante de agua en cada sección transversal de la cuenca del río Balsas. La FDP se elige y válida con base en pruebas estadísticas de bondad de ajuste, apoyándose en la función de densidad de probabilidad Ji-cuadrada.

La prueba de ajuste de bondad Ji-cuadrada compara las frecuencias observadas de los n valores de la muestra, de k intervalos elegidos de la variable aleatoria con las frecuencias $e_1, e_2, e_3, \dots, e_k$, correspondientes a la FDP asumida. Para determinar si la FDP se ajusta a los datos de la muestra se compara la distribución con la cantidad obtenida de la ecuación 5:

$$\sum_{i=1}^k \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} < C_{1-\alpha, f} \quad \text{ec 5}$$

Las pruebas de ajuste de bondad se realizaron sobre la FDP Log-Normal ajustada a las variables de interés, con base en 739 datos estimados por cada variable, y desarrollando un modelo en MATLAB para la prueba de bondad ajuste. Los resultados obtenidos se comprobaron utilizando la función “dfittool” que ofrece el software MATLAB, en las Figuras 27-38 se muestran los resultados del ajuste para el tirante y la velocidad, mientras que en la Tabla 21 se resumen los parámetros de la FDP Log-Normal ajustada.

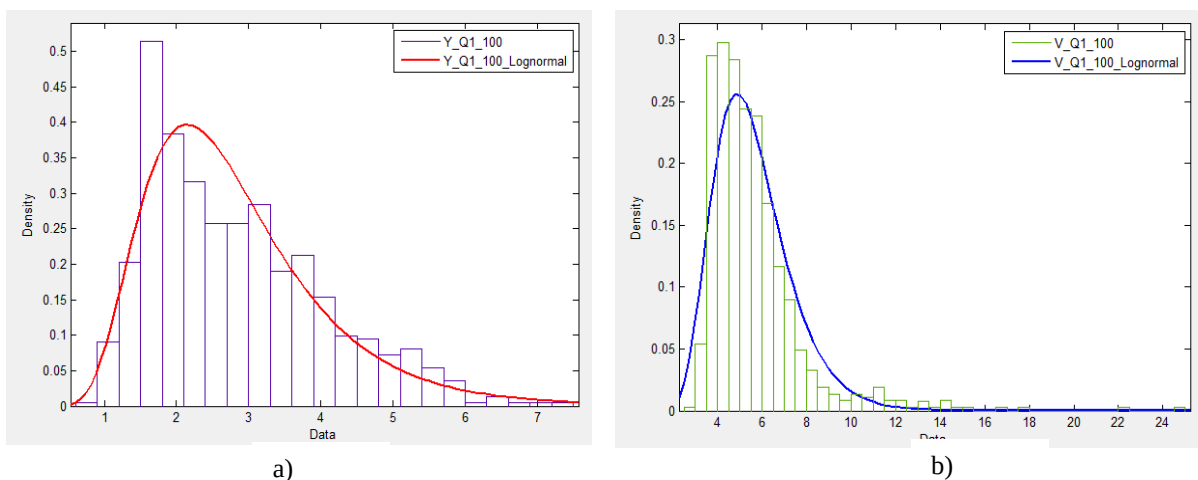


Figura 27. Ajuste de FDP para $Q=3048.70 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

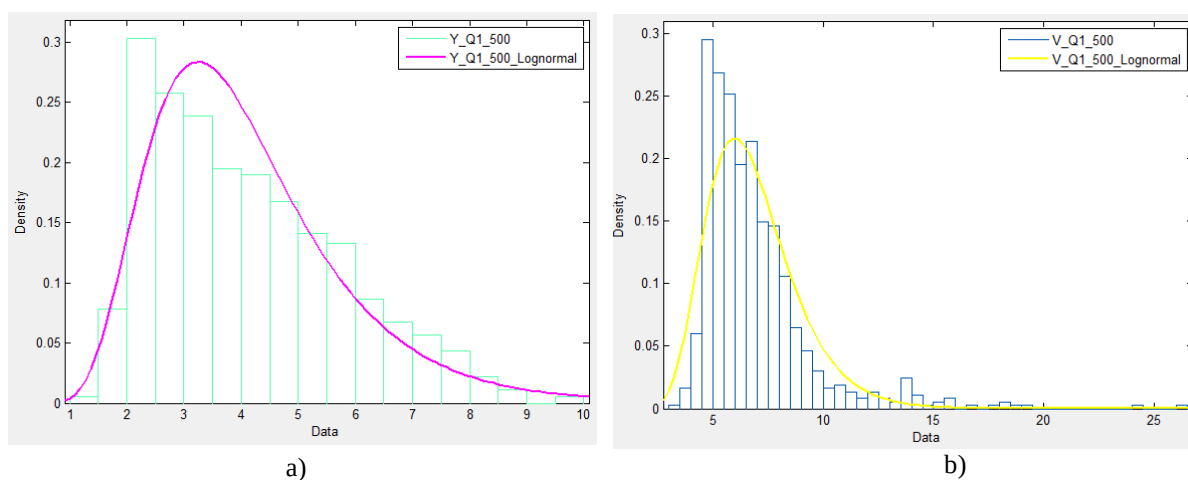


Figura 28. Ajuste de FDP para $Q=6064.70 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

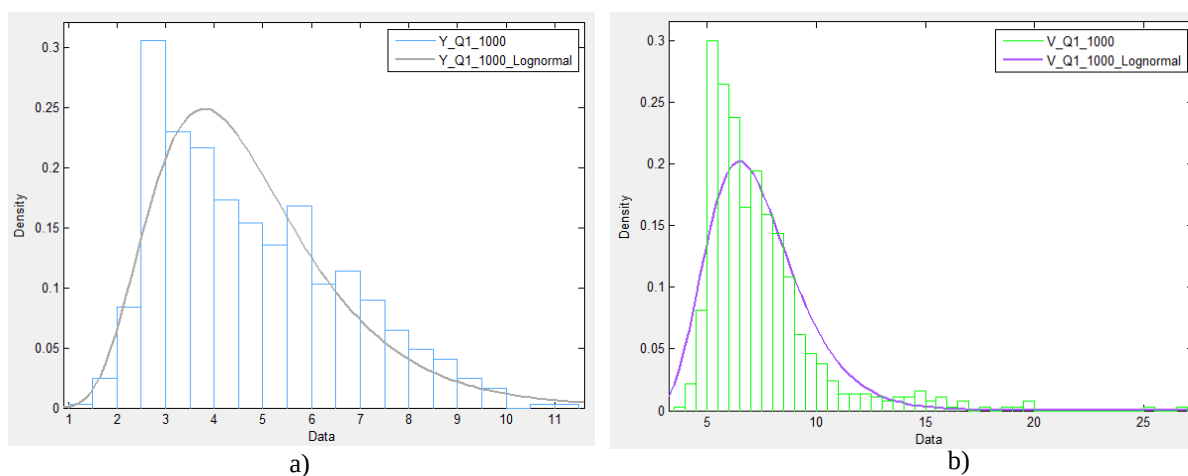


Figura 29. Ajuste de FDP para $Q=7899.60 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

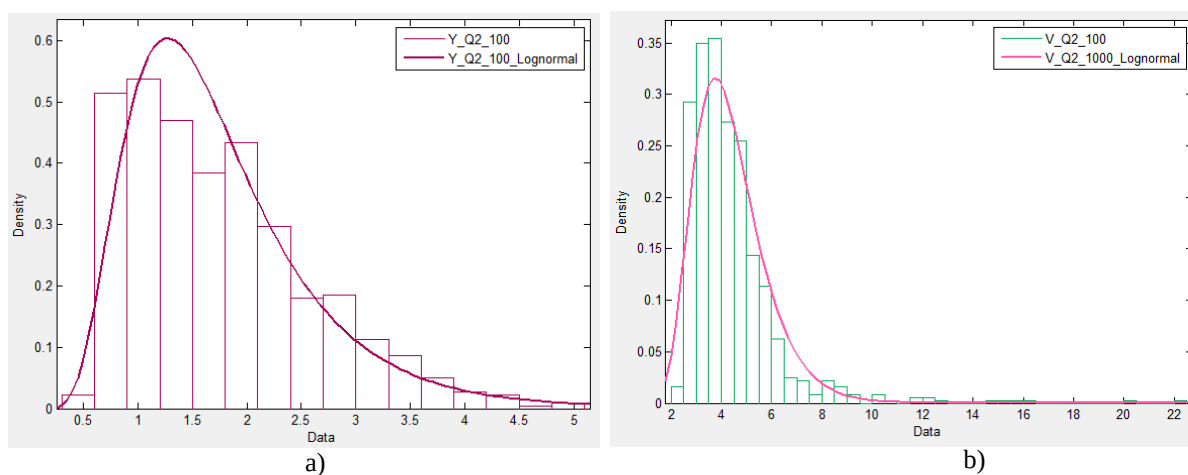


Figura 30. Ajuste de FDP para $Q=1301.50 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

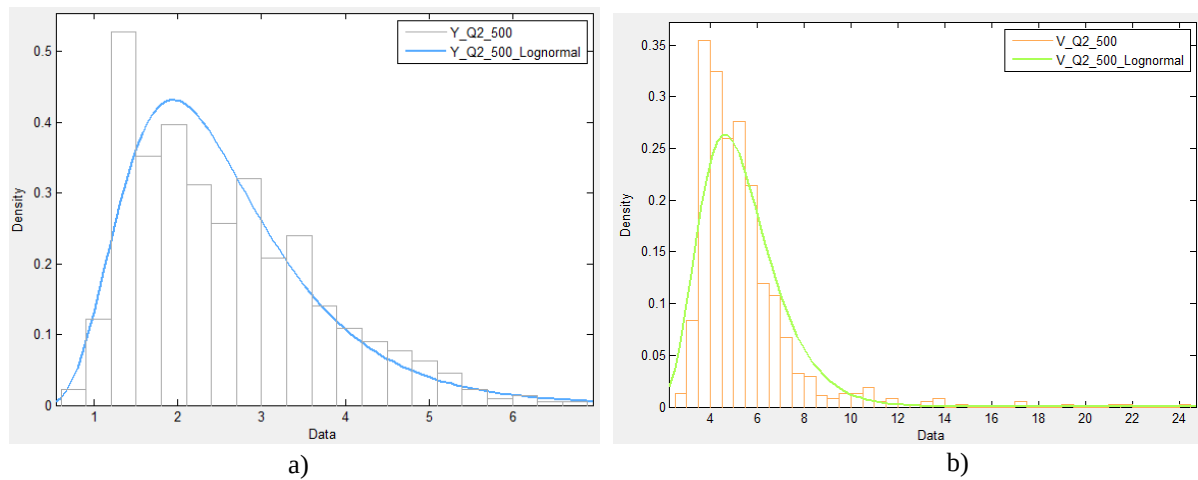


Figura 31. Ajuste de FDP para $Q=2578 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

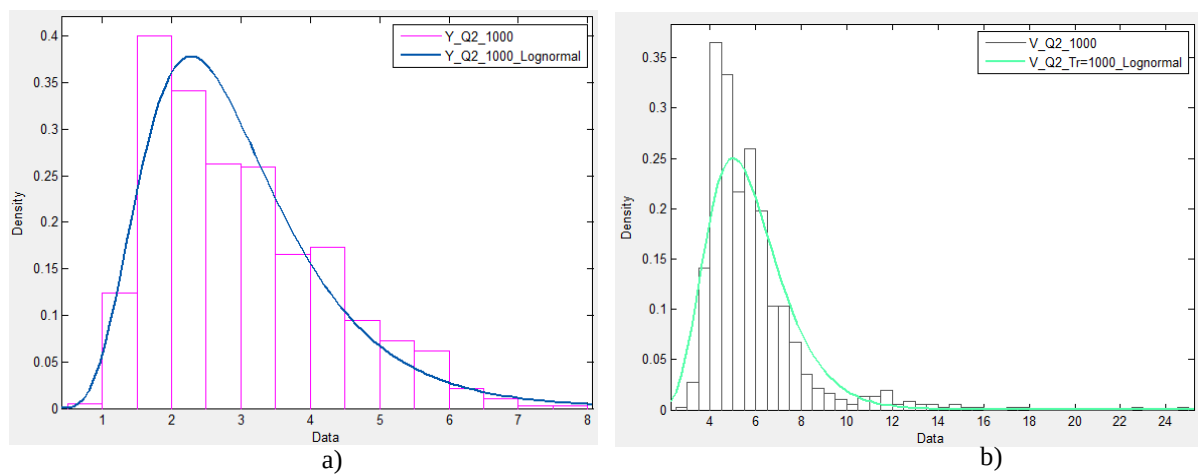


Figura 32. Ajuste de FDP para $Q=3352.50 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

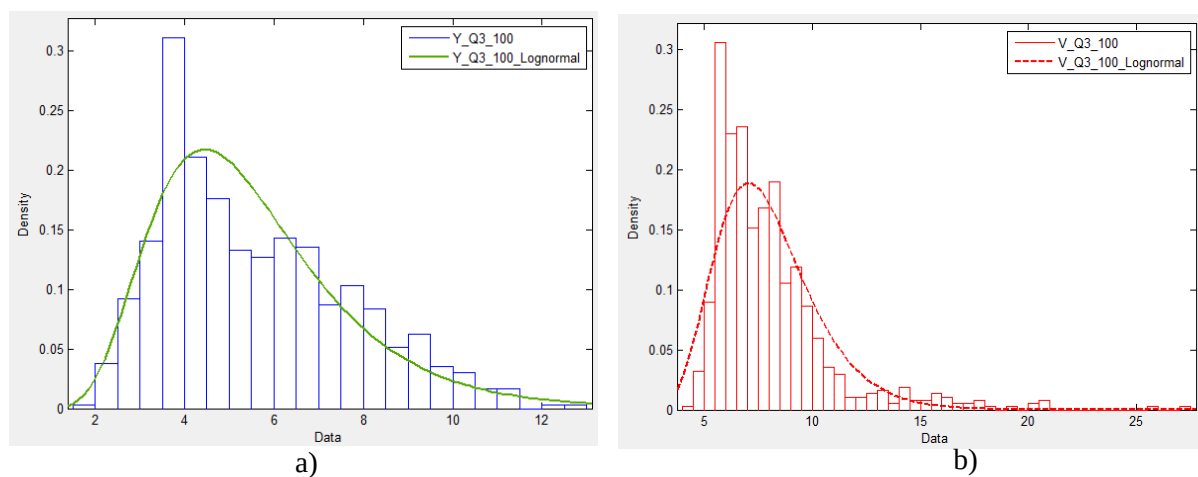


Figura 33. Ajuste de FDP para $Q=10383 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

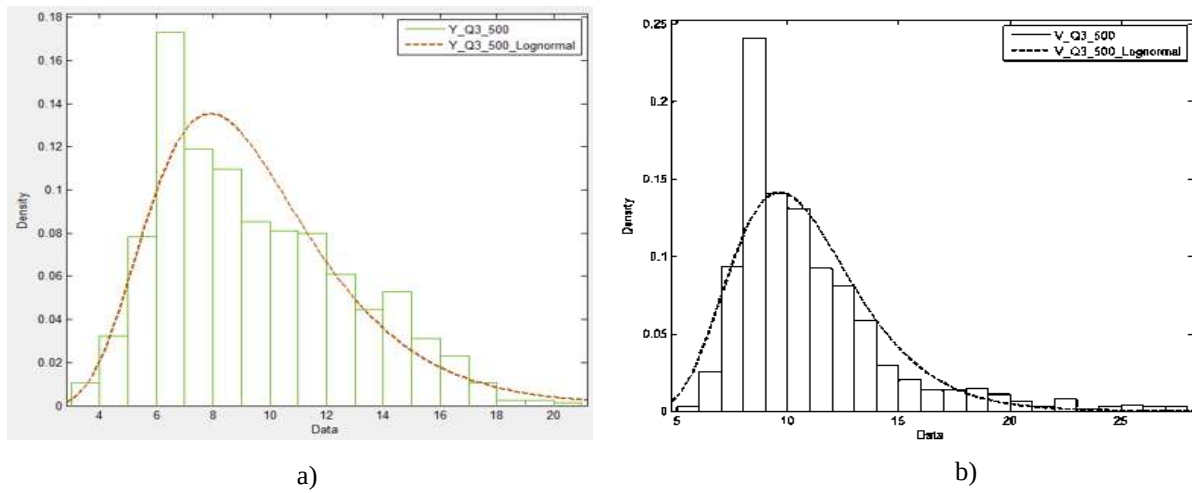


Figura 34. Ajuste de FDP para $Q=28563 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

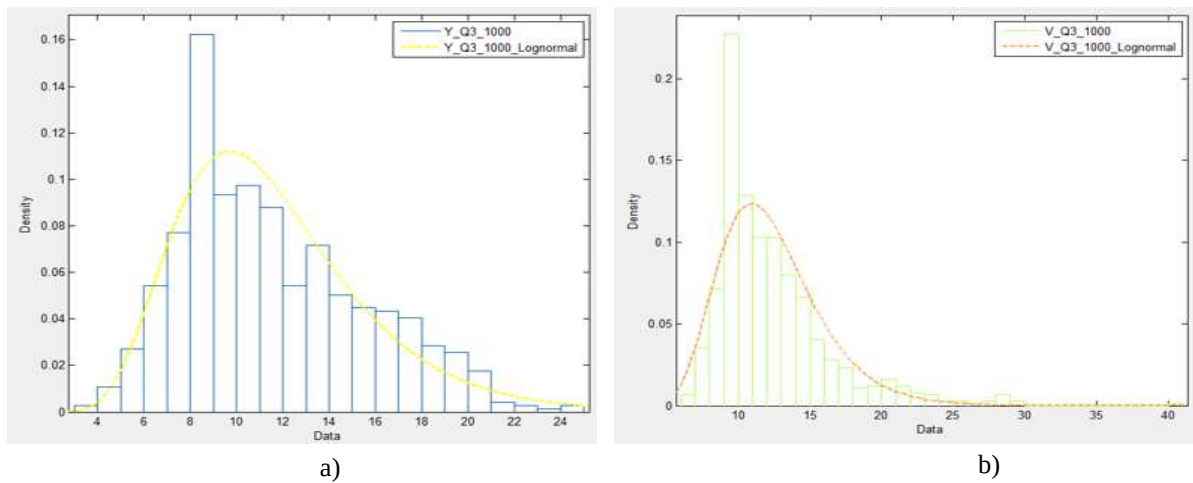


Figura 35. Ajuste de FDP para $Q=42141 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

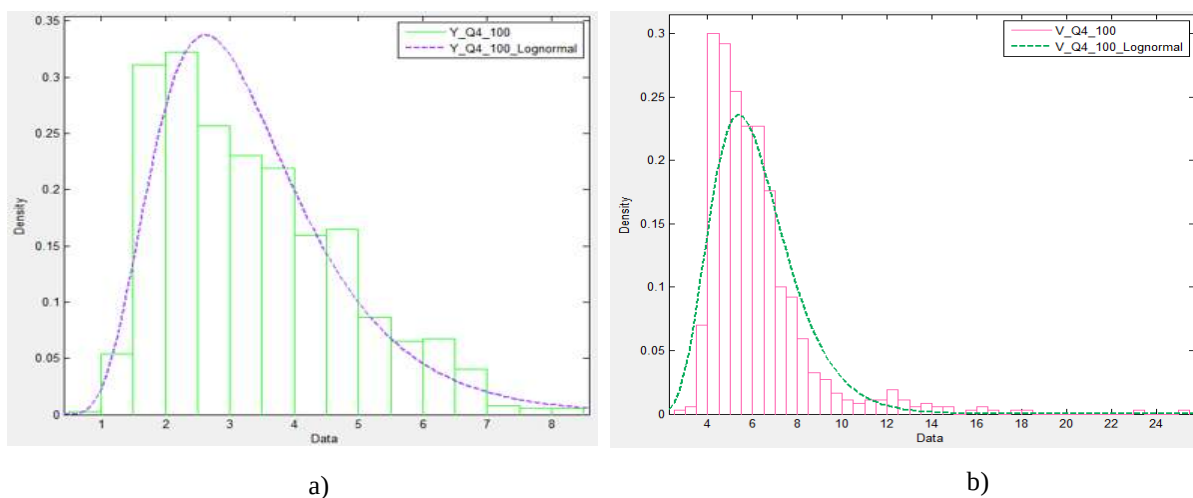


Figura 36. Ajuste de FDP para $Q=4232.70 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

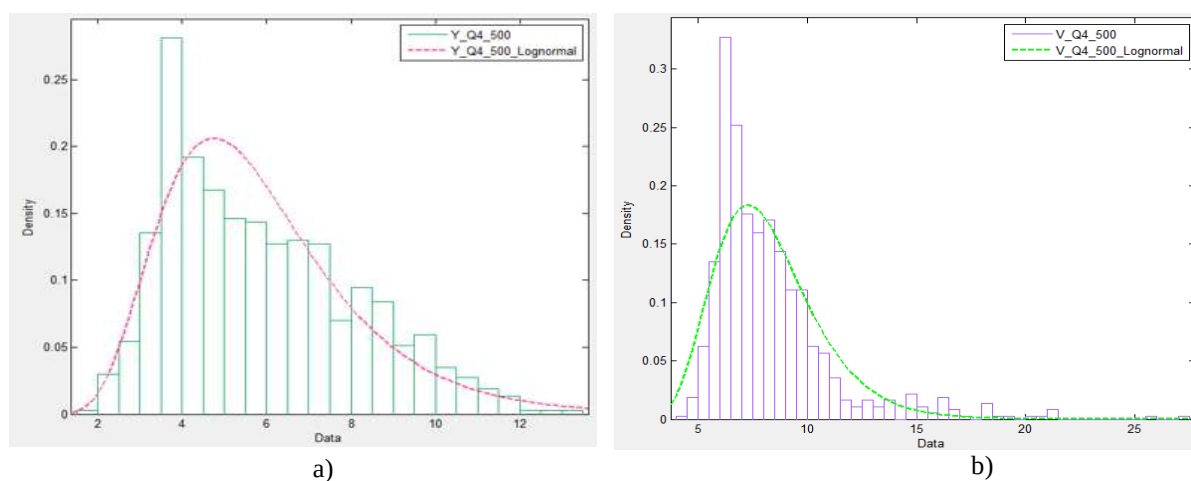


Figura 37. Ajuste de FDP para $Q=11583 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

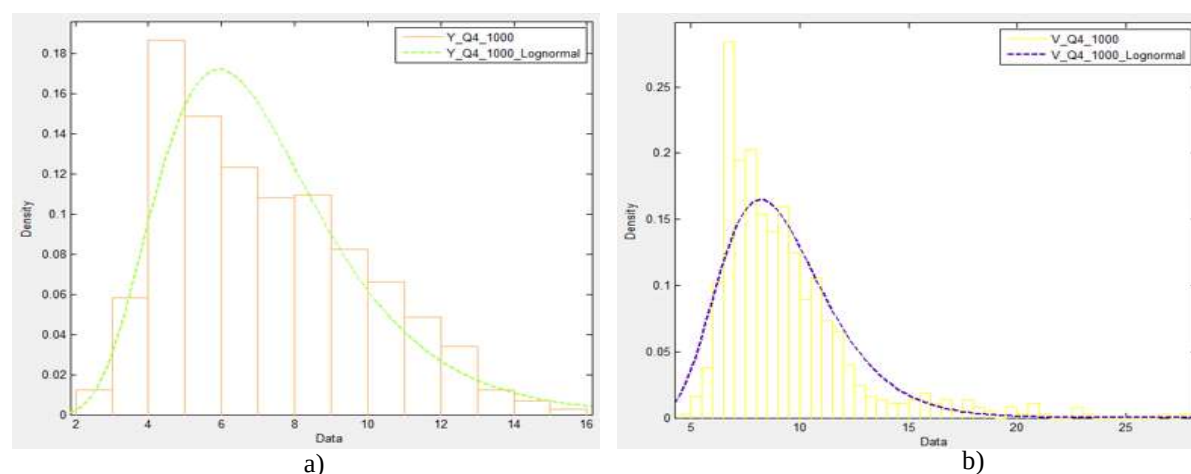


Figura 38. Ajuste de FDP para $Q=17055 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

Tabla 21. Parámetros de FDP para tirante hidráulico y velocidad.

Grupo	Q (m^3/s)	Tr (años)	λ_Y	σ_Y	λ_V	σ_V
Q1	3048.70	100	0.948	0.42712	1.678	0.30415
	6064.70	500	1.337	0.40056	1.879	0.29444
	7899.60	1000	1.486	0.39184	1.957	0.29061
Q2	1301.50	100	0.457	0.46654	1.425	0.31949
	2578.00	500	0.851	0.43393	1.630	0.31108
	3352.50	1000	1.002	0.42327	1.706	0.30271
Q3	10383.00	100	1.639	0.38333	2.037	0.28706
	28563.00	500	2.190	0.35047	2.345	0.28112
	42141.00	1000	2.393	0.34527	2.472	0.28328
Q4	4232.70	100	1.134	0.41420	1.774	0.29939
	11583.00	500	1.700	0.37947	2.070	0.28571
	17055.00	1000	1.914	0.36560	2.186	0.28277

4.7 CÁLCULO DEL TIRANTE DE SOCAVACIÓN

El cálculo del tirante de socavación (Y_s) se realizó a través de una Simulación de Montecarlo. La Simulación de Montecarlo es un método probabilista utilizado para evaluar modelos (expresiones) matemáticos complejos, que son imposibles de determinar mediante algún método experimental, esto es debido a la complejidad del problema y por el gran tamaño de la muestra de datos requerida para poder representar lo más fidedigno el problema o fenómeno de interés.

El tirante de socavación esperado se estimó modelando la ecuación (1) mediante 10000 simulaciones realizadas por cada uno de los 12 gastos previamente descritos. Para llevar a cabo las simulaciones se desarrolló un programa en el software MATLAB, en donde se caracterizan los siguientes:

Y_1 = altura del flujo aguas arriba de la pila, variable aleatoria caracterizada como una variable probabilista definida con la FDP y parámetros reportados en la Tabla 4.6.3 para cada uno de los gastos considerados.

K_1 = factor de corrección de forma de la nariz de la pila, debido a que las pilas de los puentes seleccionados para este trabajo tienen forma circular, se define como una variable determinista, $K_1=1$, valor obtenido de acuerdo a la recomendación que se presenta en la HEC-18.

K_2 = factor de corrección del ángulo de ataque del flujo, caracterizado mediante una variable probabilista uniforme con parámetros $\mu=1.1$ y $\sigma=0.05$ (Johnson, Julio 1998).

K_3 = factor de corrección para la condición de la cama de material, representado como variable probabilista uniforme con parámetros $\mu=1.2$ y $\sigma=0.0576$ (Johnson, Julio 1998).

K_4 = factor de corrección en función del tamaño del material, de acuerdo a nuestra investigación el material que se presente en mayor proporción en el río Balsas es arena, por tanto se caracteriza mediante una variable determinista, $K_4=1$ (Johnson, Julio 1998).

a = ancho de la pila, para la definición de esta variable se realizaron diferentes simulaciones debido a que se cuenta con cuatro anchos de pila diferentes, correspondientes

a cada uno de los cuatro modelos de los puentes en estudio, por lo que el ancho de la pila se considera variable determinista con valores $a = 1.10, 1.25, 1.45$ y 1.55 m.

L = longitud de la pila, considerada como variable determinista con valor de 15 m.

Fr_1 = número de Froude aguas arriba = $\frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$, se calcula a partir de la velocidad del flujo y el tirante hidráulico representadas como variables probabilistas.

V_1 = velocidad media del flujo aguas arriba del puente, se modela como variable probabilista cuyos parámetros de la FDP Log-Normal son resumidos en la Tabla 21.

g = aceleración de la gravedad (variable determinista) $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Una vez definidas las variables que intervienen en el cálculo del tirante de socavación, se procedió con la Simulación de Montecarlo, de donde se estimó el valor medio esperado de la profundidad de socavación de cada caso de estudio, obteniéndose los valores medios que se resumen en las Tablas 22 a 25.

Tabla 22. Tirante de socavación Modelo C30H15-1.

MODELO	GRUPO	Tr (años)	Ys (m)
C30H15-1	Q1	100	4.05
		500	4.67
		1000	4.91
	Q2	100	3.41
		500	3.93
		1000	4.13
	Q3	100	5.20
		500	6.40
		1000	6.93
	Q4	100	4.34
		500	5.30
		1000	5.74

Tabla 23. Tirante de socavación Modelo C30H15-2.

MODELO	GRUPO	Tr (años)	Ys (m)
C30H15-2	Q1	100	4.06
		500	4.66
		1000	4.93
	Q2	100	3.41
		500	3.93
		1000	4.14
	Q3	100	5.20
		500	6.39
		1000	6.94
	Q4	100	4.35
		500	5.31
		1000	5.75

Tabla 24. Tirante de socavación Modelo C30H15-3.

MODELO	GRUPO	Tr (años)	Ys (m)
C30H15-3	Q1	100	4.06
		500	4.66
		1000	4.92
	Q2	100	3.41
		500	3.92
		1000	4.15
	Q3	100	5.20
		500	6.39
		1000	6.95
	Q4	100	4.35
		500	5.32
		1000	5.76

Tabla 25. Tirante de socavación Modelo C30H15-4.

MODELO	GRUPO	Tr (años)	Ys (m)
C30H15-4	Q1	100	4.06
		500	4.66
		1000	4.92
	Q2	100	3.41
		500	3.93
		1000	4.14
	Q3	100	5.19
		500	6.39
		1000	6.94
	Q4	100	4.34
		500	5.31
		1000	5.75

Como puede observarse a pesar de la variación del ancho de la pila entre los diferentes modelos, los tirantes de socavación calculados varían muy poco, por lo tanto los tirantes de socavación que serán considerados para los cuatro modelos se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26. Variación de tirantes de socavación (Ys) para los grupos de gastos hidráulicos considerados.

GRUPO	Tr (años)	Ys (m)
Q1	100	4.1
	500	4.7
	1000	4.9
Q2	100	3.4
	500	3.9
	1000	4.1
Q3	100	5.2
	500	6.4
	1000	6.9
Q4	100	4.4
	500	5.3
	1000	5.8

CAPÍTULO 5. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO PARA ESTIMAR LOS EFECTOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA (ACCIÓN SÍSMICA).

5.1 SISMICIDAD MUNDIAL

La sismicidad que se presenta en el mundo es efecto de los movimientos de las placas tectónicas que lo forman; tanto la intensidad como la energía disipada por la ocurrencia de los movimientos de las ondas sísmicas generan daños en la superficie de la tierra, y en consecuencia estos se dispersan en la infraestructura de los países que se ven principalmente afectados por este tipo de fenómenos.

A lo largo de la historia gracias a la instalación de las estaciones sismológicas, ha sido posible contar con registros de eventos sísmicos que han permitido localizar geográficamente las principales zonas sísmicas en el mundo, como se muestra en la Figura 39, considerándose así zonas de alta sismicidad.

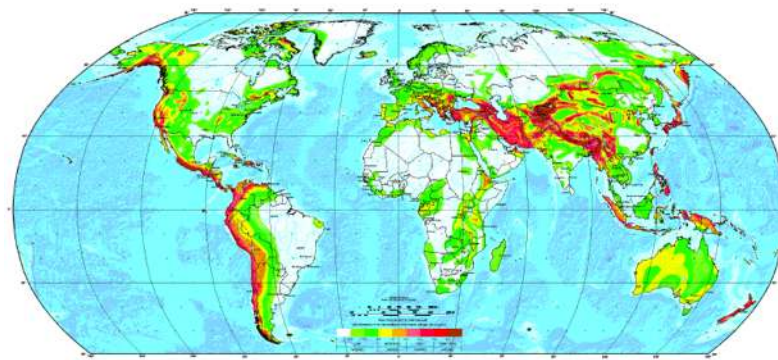


Figura 39. Localización de zonas de alta sismicidad. (Obtenida de: https://www.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Mapas/Mapas.html).

En la Figura 39 claramente se puede observar la separación de regiones continentales y oceánicas, que es lo que se conoce comúnmente como el Cinturón de Fuego del Pacífico o un Cinturón Circumpacífico (Figura 40), estas zonas sísmicas presentan una alta actividad volcánica.

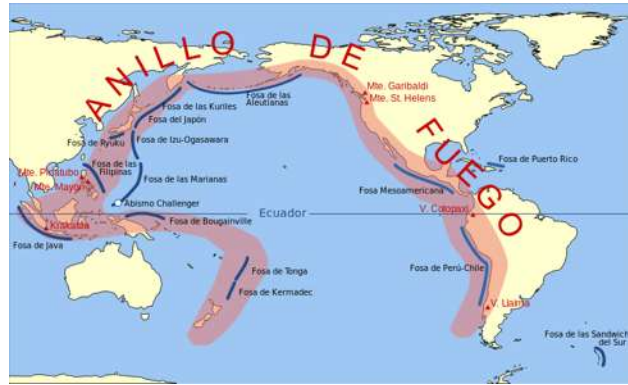


Figura 40. Cinturón de fuego del Pacífico (Obtenida de: <https://es.wikipedia.org>).

5.2 SISMICIDAD EN MÉXICO

Gran parte de la República Mexicana está directamente afectada por zonas de alta actividad sísmica, debido a que se encuentra dentro del Cinturón Circumpacífico o cinturón de fuego, como puede observarse en la Figura 40. En esta zona ocurren alrededor del 90 % de los terremotos del mundo y el 80 % de los terremotos más grandes del mundo los que se generan a lo largo del Cinturón de Fuego [CENAPRED].

En el territorio donde se localiza nuestro país, México, interactúan 5 placas tectónicas: Norteamérica (comprende casi todo el territorio nacional, parte del océano Atlántico y parte de Asia), placa de Cocos y Rivera (que son placas oceánicas y se encuentran localizadas bajo el océano Pacífico), placa del Pacífico (abarca la península de Baja California, el estado de California en los Estados Unidos y gran parte del océano Pacífico) y la placa Caribe (localizada al sur-este del territorio, dentro de ella se ubica el sur de Chiapas), como puede observarse en las Figuras 41 y 42. En los límites de estas placas se concentra la mayor actividad sísmica del país, principalmente en la zona donde las placas Rivera y Cocos subducen bajo la placa Norteamericana [ssn.unam.mx/divulgación/carteles/ 13/oct/16].

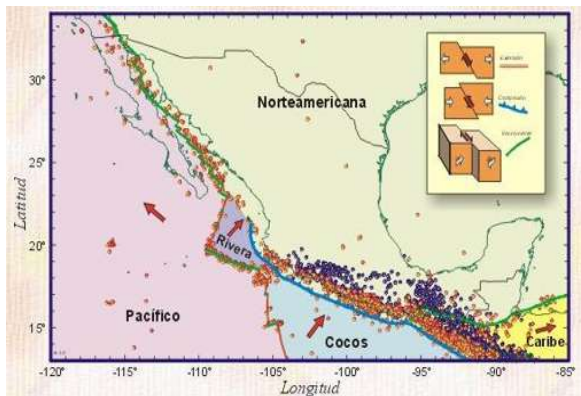


Figura 41. Placas tectónicas y tipos de fallas (Obtenida de usuarios.geofisica.unam.mx).



Figura 42. Placas tectónicas responsables de la sismicidad en la República Mexicana (Obtenida de Google Earth Pro).

Los sismos que se han registrado en la República Mexicana provienen principalmente de dos fuentes sísmicas identificadas como:

- Zona de subducción: son temblores interplaca ocurridos por la interacción (roce) de las placas oceánicas Rivera y Cocos que subducen debajo de la placa Norte Americana, zona que comprende toda la costa del Pacífico, desde Puerto Vallarta, estado de Jalisco, hasta Tapachula, estado de Chiapas.
- Zona de transformación: sismos interplaca cuyas profundidades son relativamente pequeñas, en nuestro país se encuentra ubicada en la penínsulas de Baja California donde se produce el deslizamiento entre la placa del Pacífico y la placa de Norte América.

Los sismos intraplaca son eventos que ocurren en la parte interna de las placas tectónicas, generalmente son eventos menos frecuentes sin embargo su frecuencia no los hace menos vulnerables ya que pueden alcanzar magnitudes importantes generando daños devastadores; con ello pueden identificarse dos tipos de sismos intraplaca:

- Fallamiento inverso, con profundidades focales que oscilan entre 25 y 40 km
- Fallamiento normal, profundidades focales entre 10 y 150 km.

Gracias al desarrollo tecnológico que se ha alcanzado en nuestros días, particularmente en instrumentos de medición de eventos sísmicos. En 1910 se inauguró la red sismológica mexicana, y a partir de esta fecha se cuenta con un número importante de registros sísmicos que permiten hacer estudios detallados de sus efectos en la funcionalidad de una estructura. En la Figura 43 se presenta un mapa de la República Mexicana mostrando con cada punto la localización del epicentro de un terremoto registrado durante el periodo de 1900 a 1974.

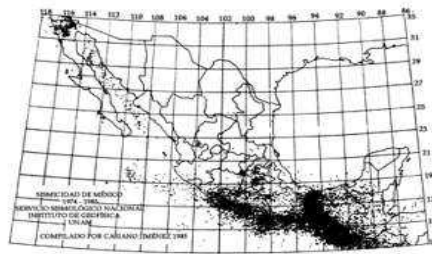


Figura 43. Sismicidad de México (1900-1974)

En 1978 después de hacer conciencia del alto potencial sísmico de la brecha de Guerrero, se decide instalar instrumentos sísmicos en la costa de Guerrero y en 1985 se termina la instalación de 20 estaciones acelerográficas en esta región. Tras los sismos registrados del 19 y 21 de septiembre de 1985 y los efectos resultantes en el país se considera de gran importancia contar con instalación de instrumentos capaces de registrar movimientos sísmicos fuertes. En la Figura 44 se muestra la distribución de la red acelerográfica, la cual cuenta con 106 estaciones actualmente.



Figura 44. Cobertura de la red acelerográfica del Instituto de Ingeniería. (Obtenida de https://www.google.com.mx/search?q=sismicidad+en+mexico+1900+1974&newwindow=1&biw=1517&bih=714&tbm=isch&imgil=BnHezd9PBecDFM%253A%253BsfdzB_NNLuceWM%253Bhttp%25253A%25252F%25252Fbibliotecadigit.al.ilce.edu.mx%25252Fsites%25252Fciencia%25252Fvolumen2%25252Fciencia3%25252F066%25252Fhtm%25252Fsec_8.htm&source=iu&pf=m&fir=BnHezd9PBecDFM%253A%252CsfdzB_NNLuceWM%252C_&usg=__vA0cXt1ukIqaICgvcUp8UICzedA%3D&dpr=0.9&ved=0ahUKEwjF56_OoerOAhUibR4KHe4zDPoQyjcILg&ei=oRLGV4WTK4jaee7nsNAP#imgsrc=BnHezd9PBecDFM%3A)

De acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad para Diseño por Sismo (CFE, 2008) se define la sismicidad a través de espectros de diseño sísmico con variaciones que se ajustan a la mayoría de las condiciones del terreno. El peligro sísmico se determinó con un enfoque probabilista y se interpreta mediante curvas que describen intensidades sísmicas excedidas en periodos de retorno determinados (Figura 45); el criterio de diseño óptimo considera dos estados límite: colapso y servicio.

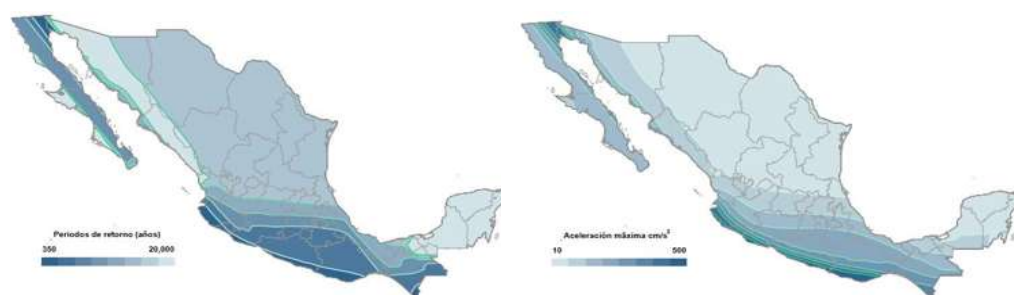


Figura 45. a) Mapa de periodos de retorno. b) Aceleraciones máximas del terreno (roca) correspondientes a los periodos de retorno de la figura a). (Obtenida de Manual de Obras Civiles, CFE 2008).

Con las aceleraciones máximas asociadas a los periodos de retorno el peligro sísmico se considera mediante los espectros de diseño.

5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS MEXICANOS EN LA ZONA DE SUBDUCCIÓN

A lo largo de la historia se han registrado eventos sísmicos importantes que permiten considerar una gran parte de la actividad sísmica en México como sismos localizados en la zona de subducción, lo que comprende toda la costa del Pacífico como resultado de la interacción de las placas Norteamericana, oceánicas de Rivera y Cocos como se mencionó antes. La Figura 46 muestra los epicentros y las áreas de ruptura de terremotos que se han registrado en la República Mexicana en el siglo XX con magnitud $M > 4$, los cuales han sido producto de la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental. En la actualidad se tienen registros de que los sismos de subducción han llegado a alcanzar profundidades que van de los 5 km hasta los 36 km, así los sismos grandes y superficiales generan deformación en el suelo oceánico, provocando el levantamiento de olas gigantes generando Tsunamis que afectan a la placa continental.

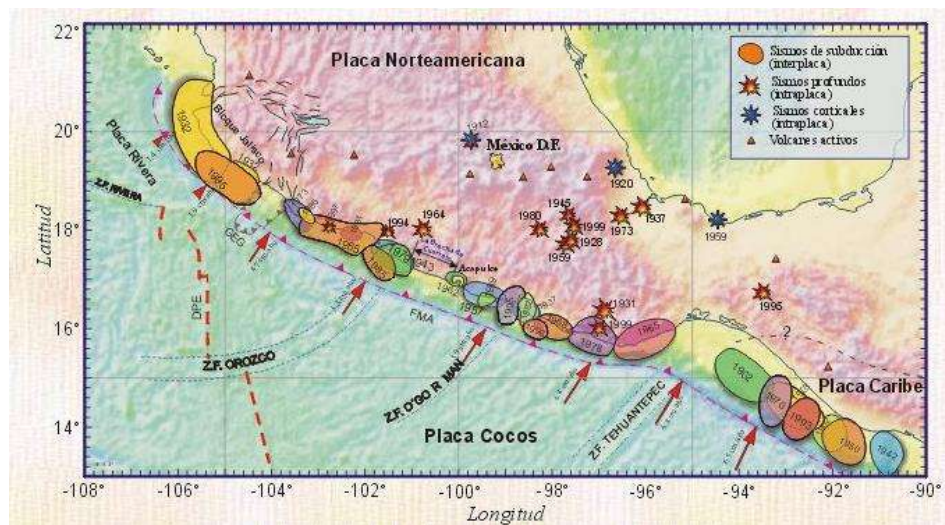


Figura 46. Localización de los sismos más importantes de México durante el siglo XX (Obtenida de: usuarios.geofisica.unam.mx).

La placa de Rivera se desplaza debajo del estado de Jalisco con velocidad relativa de 2.5 cm/año frente a la costa de Manzanillo, se estima que esta velocidad podría alcanzar 5 cm/año. La frontera entre las placas de Rivera y de Norteamérica es algo incierta, pero se estima que intersecta la costa de México cerca de Manzanillo (19.1°N, 104.3°W); la

velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto al continente varía desde 5 cm/año cerca de Manzanillo hasta 7 cm/año en Chiapas [http://www.cnsf.gob.mx/Normativa/CUS_AnexosTitulo_7/ANEXO%207.2.1.pdf].

El estado de Michoacán, entre otros por formar parte de la costa del Pacífico Mexicano es uno de los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana, debido a la interacción de las placas tectónicas que interactúan con el estado, por ello es que Michoacán a través del tiempo ha presentado eventos sísmicos importantes, como consecuencia ha dejado muchas pérdidas tanto humanas como económicas, el municipio de Lázaro Cárdenas ha sido uno de los principales afectados, por su localización es sometido a eventos sísmicos de subducción.

Los sismos de subducción han presentado características semejantes a lo largo de toda la zona de subducción, con profundidades focales de 10-30 km y epicentros próximos a la costa.

Ya que los grandes sismos han tenido origen a lo largo del Pacífico Mexicano, los puentes considerados en este trabajo serán sometidos a demanda sísmica proveniente de sismos de subducción.

5.4 REGISTROS SÍSMICOS

Los registros sísmicos que serán utilizados para caracterizar la demanda sísmica se obtuvieron de la Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica Mexicana, actualmente el acervo acelerográfico del Instituto de Ingeniería se consulta a través de la web. Se consideran registros de la red acelerográfica del Instituto de Ingeniería generados por sismos de magnitud mayor o igual a 5 desde 1964 (<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/RedAcelerografica.aspx>).

Los eventos sísmicos se seleccionaron de tal forma que las estaciones acelerográficas estuvieran situadas sobre terreno duro, con aceleraciones máximas del suelo (PGA) mayores o iguales que 15 gales, así como que fueran eventos sísmicos de subducción. En la Tabla 27 se muestran los principales datos de los registros de sismos de subducción.

Tabla 27. Registros sísmicos de subducción utilizados.

Fecha Sismo	Hora Epicentro	Clave estación	Coordenadas epicentro		Profundidad Focal (km)	Magnitud				
			Lat. N	Long. W		Mb	Ms	Mc	Ma	Me
22/01/2003	02:06:34,5	CALE	18.60	104.22	9	6.5	7.6	---	7.2	7.6
08/02/1988	13:51:29,9	ATYC	17.49	101.16	19	5.5	5.7	5	---	---
08/02/1988	13:51:29,9	BALC	17.49	101.16	19	5.5	5.7	5	---	---
08/02/1988	13:51:29,9	COYC	17.49	101.16	19	5.5	5.7	5	---	---
08/02/1988	13:51:29,9	MAGY	17.49	101.16	19	5.5	5.7	5	---	---
08/02/1988	13:51:29,9	PARS	17.49	101.16	19	5.5	5.7	5	---	---
08/02/1988	13:51:29,9	SUCH	17.49	101.16	19	5.5	5.7	5	---	---
14/03/1979	11:07:14,6	ACAP	17.49	101.26	28	7	---	---	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	ACAP	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	ATYC	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	COYC	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	FIC2	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	OCLL	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	OCTT	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	PARS	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	VNTA	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
25/04/1989	14:29:00,4	XALT	16.60	99.40	19	6.3	6.9	6.5	---	---
30/04/1986	07:07:18,9	ARTG	18.02	103.06	20	6.2	7	6.4	---	---
15/05/1993	03:11:56,0	MSAS	16.47	98.72	15	5.9	5.9	6	---	---
15/05/1993	03:11:56,0	OCTT	16.47	98.72	15	5.9	5.9	6	---	---
15/05/1993	03:11:56,0	VIGA	16.47	98.72	15	5.9	5.9	6	---	---
15/07/1996	21:23:38,5	ATYC	17.45	101.16	20	5.7	6.5	6	---	---
15/07/1996	21:23:38,5	NUXC	17.45	101.16	20	5.7	6.5	6	---	---
15/07/1996	21:23:38,5	UNIO	17.45	101.16	20	5.7	6.5	6	---	---
14/09/1995	14:04:30,5	OCTT	16.31	98.88	22	6.4	7.2	7.3	---	---
14/09/1995	14:04:30,5	VIGA	16.31	98.88	22	6.4	7.2	7.3	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	ACAP	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	ATYC	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	AZIH	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	COYC	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	FICA	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	OCTT	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	PAPN	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	PARS	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	SUCH	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---

Tabla 27. Continuación

19/09/1985	13:17:42,6	UNIO	18.08	102.94	15	6.8	8.1	8.1	---	---
19/09/1985	13:17:42,6	VILE	18.02	101.48	15	6.8	8.1	8.1	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	ACAP	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	ATYC	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	COYC	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	FICA	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	PAPN	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	PARS	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	SUCH	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	TEAC	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
21/09/1985	01:37:18,4	VILE	18.02	101.48	15	6.3	7.6	7.5	---	---
24/10/1993	07:52:18,2	COYC	16.54	98.98	19	6.2	6.6	6.5	---	---
24/10/1993	07:52:18,2	CPDR	16.54	98.98	19	6.2	6.6	6.5	---	---
24/10/1993	07:52:18,2	MSAS	16.54	98.98	19	6.2	6.6	6.5	---	---
24/10/1993	07:52:18,2	OCTT	16.54	98.98	19	6.2	6.6	6.5	---	---
24/10/1993	07:52:18,2	SMR2	16.54	98.98	19	6.2	6.6	6.5	---	---
29/10/1985	15:02:26,1	CALE	17.58	102.64	20	5.6	5.4	5.1	---	---

Con ayuda del programa SeismoSignal (Earthquake Engineering Software Solutions), se estimaron los espectros de respuesta de pseudoaceleración considerando un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% para todos los acelerogramas seleccionados para desarrollar este trabajo (Figura 47).

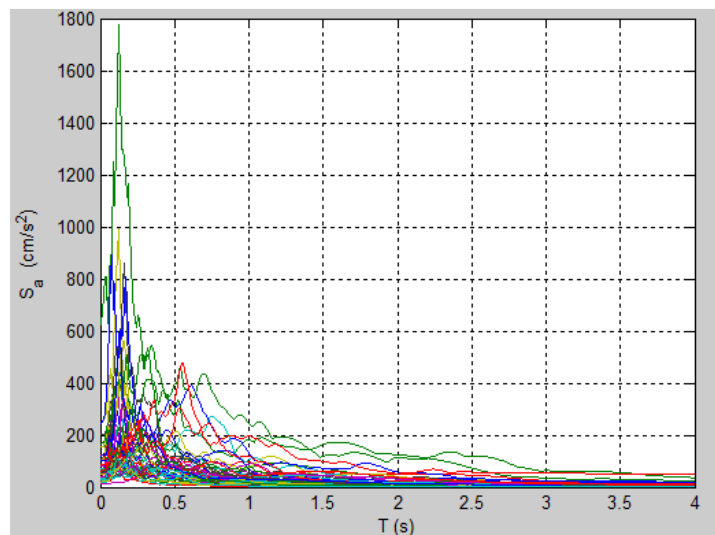


Figura 47. Espectros de respuesta de pseudoaceleración (sismos subducción) para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%.

5.5 ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

Los espectros de respuesta de pseudoaceleración de los registros sísmicos son escalados con la finalidad de considerar el nivel de peligro de un sitio en particular; en este trabajo se considera el nivel de peligro sísmico para el municipio de Lázaro Cárdenas, Michoacán.

El periodo de retorno es un concepto que al estar relacionado con la tasa de excedencia es posible determinar la probabilidad de que una intensidad en este caso aceleración sea excedida en un periodo de tiempo determinado.

Con ayuda del Programa de Diseño sísmico, PRODISIS v4.1, desarrollado por medio de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y presentado en el Manual de Diseño de Obras Civiles- Diseño por Sismo (MDOC) se obtiene el espectro de respuesta para un $T_r=500$ años, periodo de retorno especificado en el código para el diseño de sitios ubicados en la Costa del Pacífico (MDOC, Diseño por Sismo 2008), el cual se grafica en la Figura 48; el espectro de diseño obtenido del MDOC es un espectro transparente ya que refleja el peligro sísmico.

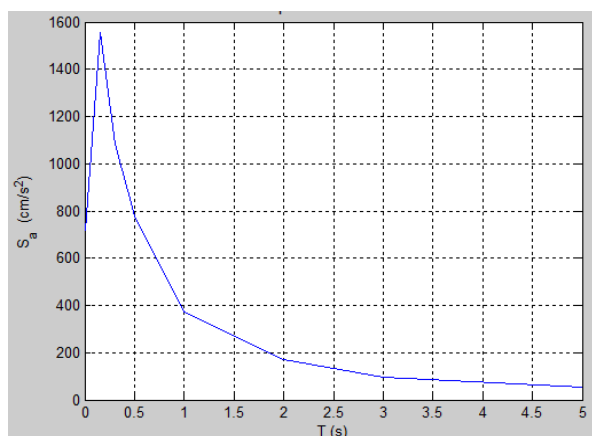


Figura 48. Espectros de Diseño sísmico para Lázaro Cárdenas, Michoacán, para un $T_r=500$ años.

Los espectros de respuesta se escalaron utilizando el método Acceleration Spectrum Intensity (ASI), el objetivo del escalamiento es lograr que la energía de entrada de cada registro sísmicos sea la misma que la energía del espectro de diseño de Lázaro Cárdenas para $T_r=500$ años, para ello se realizó un código en MATLAB R2014a, obteniéndose así los factores de escalamiento reportados en la Tabla 28 y en la Figura 49 pueden observarse los registros sísmicos escalados.

Tabla 28. Factores de escala aplicados a los registros sísmicos.

FECHA SISMO	NOMBRE DEL ARCHIVO	NOMBRE DE LA ESTACIÓN	FACTOR DE ESCALAMIENTO
22/01/2003	CALE0301.221	CALETA DE CAMPOS	15.28
08/02/1988	ATYC8802.081	ATOYAC	16.17
	BALC8802.081	EL BALCON	17.70
	COYC8802.081	COYUCA	19.99
	MAGY8802.081	LOS MAGUEYES	15.92
	PARS8802.081	EL PARAISO	9.90
	SUCH8802.081	EL SUCHIL	12.42
14/03/1979	ACAP7903.141	ACAPULCO PELLANDINI	15.50
25/04/1989	ACAP8904.251	ACAPULCO PELLANDINI	7.05
	ATYC8904.251	ATOYAC	21.91
	COYC8904.251	COYUCA	12.07
	FIC28904.251	FILO DE CABALLO	19.73
	OCLL8904.251	OCOTILLO	16.35
	OCTT8904.251	EL OCOTITO	4.42
	PARS8904.251	EL PARAISO	13.42
	VNTA8904.251	LA VENTA	13.51
	XALT8904.251	XALTIANGUIS	18.18
30/04/1986	ARTG8604.301	ARTEAGA	21.08
15/05/1993	MSAS9305.152	LAS MESAS	16.98
	OCTT9305.152	EL OCOTITO	20.19
	SMR29305.152	SAN MARCOS	25.21
	VIGA9305.152	LAS VIGAS	20.56
15/07/1996	ATYC9607.151	ATOYAC	20.51
	NUXC9607.151	NUXCO	14.81
	UNIO9607.151	LA UNION	22.93
14/09/1995	OCTT9509.141	EL OCOTITO	8.83
	VIGA9509.141	LAS VIGAS	6.99
19/09/1985	ACAP8509.191	ACAPULCO PELLANDINI	21.19
	ATYC8509.191	ATOYAC	8.29
	AZIH8509.191	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	2.94
	COYC8509.191	COYUCA	8.40
	FICA8509.191	FILO DE CABALLO	4.67
	OCTT8509.191	EL OCOTITO	7.35
	PAPN8509.191	PAPANOA	4.58
	PARS8509.191	EL PARAISO	7.21
	SUCH8509.191	EL SUCHIL	3.55
	UNIO8509.191	LA UNION	2.07
	VILE8509.191	VILLITA MARGEN DERECHA	3.15

Tabla 28. Continuación

21/09/1985	ACAP8509211.211	ACAPULCO PELLANDINI	16.13
	ATYC8509211.211	ATOYAC	7.27
	COYC8509211.211	COYUCA	12.52
	FICA8509211.211	FILO DE CABALLO	7.81
	PAPN8509211.211	PAPANOA	4.01
	PARS8509211.211	EL PARAISO	2.73
	SUCH8509211.211	EL SUCHIL	4.46
	TEAC8509211.211	TEACALCO	12.02
	VILE8509211.211	VILLITA MARGEN DERECHA	13.19
24/10/1993	COYC9310.241	COYUCA	19.68
	CPDR9310.241	CERRO DE PIEDRA	10.00
	MSAS9310.241	LAS MESAS	6.94
	OCTT9310.241	EL OCOTITO	9.75
	SMR29310.241	SAN MARCOS	7.19
29/10/1985	CALE8510.291	CALETA DE CAMPOS	20.55

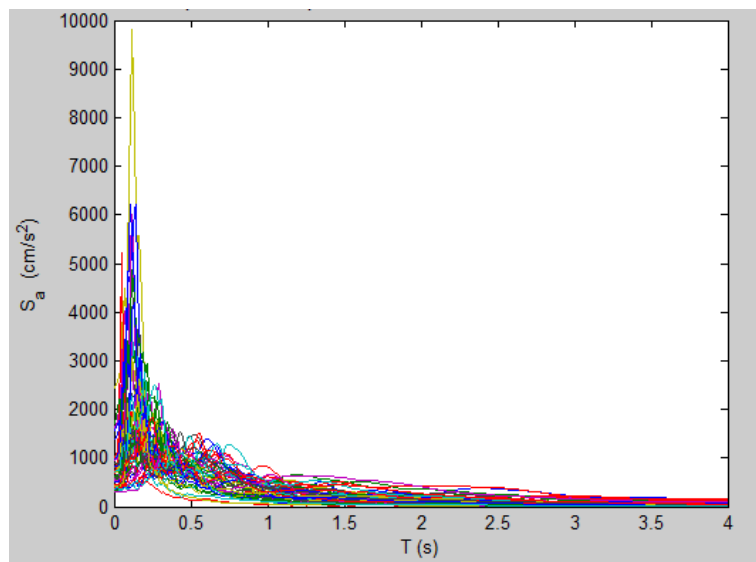


Figura 49. Espectros de respuesta escalados por el método ASI.

La demanda sísmica representativa del riesgo sísmico a la que las estructuras estarán expuestas es caracterizada en función del valor medio de los espectros de respuesta de aceleración escalados como puede observarse en las Figura 50 y 51.

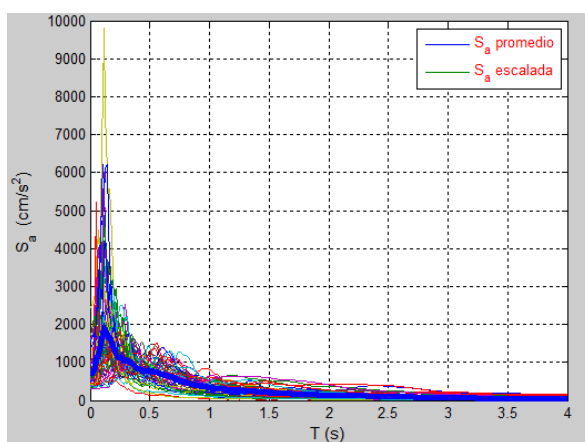


Figura 50. Obtención del valor medio de demanda sísmica.

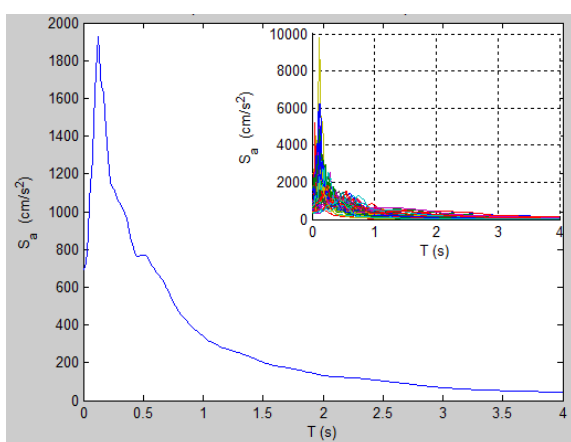


Figura 51. Espectro de respuesta de pseudoaceleración promedio $T_r=500$ años.

CAPÍTULO 6. ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DEL MULTIPLELIGRO

6.1 MODELOS DE PUENTES CONSIDERADOS BAJO LA ACCION DEL MULTIPLELIGRO

En función del tirante de socavación que puede llegar a presentarse en las pilas de la subestructura, y recordando que el efecto directo de la socavación en las pilas incrementa su longitud, el efecto de la socavación en los puentes en este trabajo como primer acercamiento al cálculo de los efectos del multi-peligro es considerado a través del incremento en la longitud de la altura de las pilas directamente.

Como se observó en la sección 4.7 los puentes considerados pueden llegar a presentar un tirante de socavación máximo de 7 metros; por tanto la longitud original de las pilas de los puentes (15 m) será variada hasta los 22 m de altura, con la finalidad de observar la respuesta estructural de los puentes cuando presentan una socavación, conservando las características generales de la subestructura. La profundidad de socavación será incrementada en intervalos de 0.5 m, por tanto para cada modelo considerado inicialmente, sin problemas de socavación, se obtendrá un total de 14 casos adicionales de estudio, cuyas características se muestran en las Tablas 29- 32.

Tabla 29. Modelos con variación de altura de socavación para el modelo C30H15-1.

MODELO		Tirante de socavación Ys (m)	Altura libre de pila H (m)
Original	C30H15-1	0	15
Caso 1	C30H15-1-1	0.5	15.5
Caso 2	C30H15-1-2	1	16
Caso 3	C30H15-1-3	1.5	16.5
Caso 4	C30H15-1-4	2	17
Caso 5	C30H15-1-5	2.5	17.5
Caso 6	C30H15-1-6	3	18
Caso 7	C30H15-1-7	3.5	18.5
Caso 8	C30H15-1-8	4	19
Caso 9	C30H15-1-9	4.5	19.5
Caso 10	C30H15-1-10	5	20
Caso 11	C30H15-1-11	5.5	20.5
Caso 12	C30H15-1-12	6	21
Caso 13	C30H15-1-13	6.5	21.5
Caso 14	C30H15-1-14	7	22

Tabla 30. Modelos con variación de altura de socavación para el modelo C30H15-2.

MODELO		Tirante de socavación Ys (m)	Altura libre de pila H (m)
Original	C30H15-2	0	15
Caso 1	C30H15-2-1	0.5	15.5
Caso 2	C30H15-2-2	1	16
Caso 3	C30H15-2-3	1.5	16.5
Caso 4	C30H15-2-4	2	17
Caso 5	C30H15-2-5	2.5	17.5
Caso 6	C30H15-2-6	3	18
Caso 7	C30H15-2-7	3.5	18.5
Caso 8	C30H15-2-8	4	19
Caso 9	C30H15-2-9	4.5	19.5
Caso 10	C30H15-2-10	5	20
Caso 11	C30H15-2-11	5.5	20.5
Caso 12	C30H15-2-12	6	21
Caso 13	C30H15-2-13	6.5	21.5
Caso 14	C30H15-2-14	7	22

Tabla 31. Modelos con variación de altura de socavación para el modelo C30H15-3.

MODELO		Tirante de socavación Ys (m)	Altura libre de pila H (m)
Original	C30H15-3	0	15
Caso 1	C30H15-3-1	0.5	15.5
Caso 2	C30H15-3-2	1	16
Caso 3	C30H15-3-3	1.5	16.5
Caso 4	C30H15-3-4	2	17
Caso 5	C30H15-3-5	2.5	17.5
Caso 6	C30H15-3-6	3	18
Caso 7	C30H15-3-7	3.5	18.5
Caso 8	C30H15-3-8	4	19
Caso 9	C30H15-3-9	4.5	19.5
Caso 10	C30H15-3-10	5	20
Caso 11	C30H15-3-11	5.5	20.5
Caso 12	C30H15-3-12	6	21
Caso 13	C30H15-3-13	6.5	21.5
Caso 14	C30H15-3-14	7	22

Tabla 32. Modelos con variación de altura de socavación para el modelo C30H15-4.

MODELO		Tirante de socavación Y_s (m)	Altura libre de pila H (m)
Original	C30H15-4	0	15
Caso 1	C30H15-4-1	0.5	15.5
Caso 2	C30H15-4-2	1	16
Caso 3	C30H15-4-3	1.5	16.5
Caso 4	C30H15-4-4	2	17
Caso 5	C30H15-4-5	2.5	17.5
Caso 6	C30H15-4-6	3	18
Caso 7	C30H15-4-7	3.5	18.5
Caso 8	C30H15-4-8	4	19
Caso 9	C30H15-4-9	4.5	19.5
Caso 10	C30H15-4-10	5	20
Caso 11	C30H15-4-11	5.5	20.5
Caso 12	C30H15-4-12	6	21
Caso 13	C30H15-4-13	6.5	21.5
Caso 14	C30H15-4-14	7	22

6.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

La determinación del comportamiento inelástico de una estructura se realiza a través de análisis dinámicos y estáticos no lineales.

El análisis estático no lineal (AENL), conocido como análisis de empuje incremental “Pushover” nos permite estimar la resistencia de una estructura mediante la curva de capacidad. Dentro de los métodos basados en el AENL se encuentra el método del espectro de capacidad (ATC-40) que se basa en la intersección de la curva de capacidad con el espectro de respuesta para evaluar el desplazamiento máximo.

La demanda sísmica a la que estará sometida la estructura se representa a través de espectros de respuesta de un evento sísmico, mientras que la curva de capacidad se define como característica propia de la estructura y representa su respuesta no lineal. El punto de intersección entre el espectro de demanda y la capacidad se conoce como punto de desempeño y define la demanda de desplazamiento espectral en la estructura.

6.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD

La capacidad de los puentes en estudio bajo cargas laterales se determinó mediante un análisis “Pushover” con ayuda del software SAP2000, para ello las columnas se modelaron con zonas plásticas en donde se concentrará la deformación plástica conocida como longitud de articulación plástica.

Las columnas bajo carga lateral en dirección longitudinal del puente se deforman similarmente a una viga en cantiléver con curvatura simple, así la longitud en cantiléver será igual a la longitud total de la columna.

Paulay & Priestley (1992) sugieren la siguiente ecuación para el cálculo de la longitud de articulación plástica (ec. 6):

$$L_p = 0.08L + 0.15 d_b f_y \quad (\text{unidades ksi}) \quad \text{ec 6}$$

donde:

L_p	longitud de la articulación plástica
L	longitud en cantiléver
d_b	diámetro de la barra de acero de refuerzo longitudinal
f_y	esfuerzo de fluencia del acero

Debido a que las columnas están sujetas a flexión biaxial, las articulaciones plásticas estarán sujetas también a una interacción P-M2-M3.

En el análisis estático no lineal inicialmente actúan sobre la estructura cargas gravitacionales que producen deformaciones, enseguida se aplican las cargas laterales en la dirección longitudinal con un valor unitario en la parte superior de las vigas AASHTO en cada eje de pilas, posteriormente se incrementa gradualmente la carga hasta alcanzar un estado límite de resistencia; obteniéndose así la curva de capacidad como la relación existente entre el cortante basal y el desplazamiento.

6.3.1 DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA

De acuerdo al Caltrans, 2010 el análisis momento curvatura se considera a partir del equilibrio entre fuerzas y deformaciones en una sección transversal bajo una carga monótona.

Si la sección considerada es de concreto reforzado, la relación momento curvatura es dependiente del armado longitudinal y transversal de la columna, de los modelos constitutivos del concreto y del acero, así como de la geometría de la propia sección transversal y de la carga axial a la que esté sujeto el elemento estructural.

En el presente trabajo se considera como carga axial a la carga proveniente del estado de carga permanente, debido a que la carga axial para un mismo puente varía entre las columnas externas e internas que forman las pilas, se obtienen dos diagramas momento curvatura por cada puente considerado. En las Tablas 33-36 se reportan las cargas axiales consideradas para cada uno de los puentes en estudio.

Tabla 33. Carga axial considerada para el modelo C30H15-1.

MODELO	Carga axial (t)	
	Columna externa	Columna interna
C30H15-1	-225.13	-182.02
C30H15-1-1	-226.82	-183.26
C30H15-1-2	-227.81	-185.2
C30H15-1-3	-228.82	-187.12
C30H15-1-4	-229.85	-189.02
C30H15-1-5	-230.9	-190.91
C30H15-1-6	-231.96	-192.77
C30H15-1-7	-233.04	-194.62
C30H15-1-8	-234.13	-196.46
C30H15-1-9	-235.24	-198.28
C30H15-1-10	-236.36	-200.09
C30H15-1-11	-237.49	-201.89
C30H15-1-12	-238.64	-203.67
C30H15-1-13	-239.79	-205.45
C30H15-1-14	-240.96	-207.21

Tabla 34. Carga axial considerada para el modelo C30H15-2.

MODELO	Carga axial (t)	
	Columna externa	Columna interna
C30H15-2	-212.65	-170.82
C30H15-2-1	213.3	172.44
C30H15-2-2	-213.96	-174.04
C30H15-2-3	-214.65	-175.62
C30H15-2-4	-215.36	-177.19
C30H15-2-5	-216.08	-178.73
C30H15-2-6	-216.82	-180.26
C30H15-2-7	-217.58	-181.77
C30H15-2-8	-218.36	-183.26
C30H15-2-9	-219.14	-184.74
C30H15-2-10	-219.94	-186.21
C30H15-2-11	-220.76	-187.67
C30H15-2-12	-221.58	-189.11
C30H15-2-13	-222.42	-190.54
C30H15-2-14	-223.27	-191.97

Tabla 35. Carga axial considerada para el modelo C30H15-3.

MODELO	Carga axial (t)	
	Columna externa	Columna interna
C30H15-3	-243.9	-198.97
C30H15-3-1	-246.43	-200.38
C30H15-3-2	-247.92	-202.83
C30H15-3-3	-249.44	-205.25
C30H15-3-4	-250.97	-207.66
C30H15-3-5	-252.52	-210.06
C30H15-3-6	-254.09	-212.43
C30H15-3-7	-255.67	-214.8
C30H15-3-8	-257.26	-217.14
C30H15-3-9	-258.87	-219.48
C30H15-3-10	-260.49	-221.8
C30H15-3-11	-262.12	-224.11
C30H15-3-12	-263.77	-226.41
C30H15-3-13	-265.42	-228.7
C30H15-3-14	-267.09	-230.97

Tabla 36. Carga axial considerada para el modelo C30H15-4.

MODELO	Carga axial (t)	
	Columna externa	Columna interna
C30H15-4	-253.88	-208.62
C30H15-4-1	-256.65	-210.35
C30H15-4-2	-258.44	-213.06
C30H15-4-3	-260.25	-215.76
C30H15-4-4	-262.08	-218.44
C30H15-4-5	-263.92	-221.1
C30H15-4-6	-265.77	-223.75
C30H15-4-7	-267.65	-226.38
C30H15-4-8	-269.53	-229
C30H15-4-9	-271.43	-231.61
C30H15-4-10	-273.34	-234.21
C30H15-4-11	-275.26	-236.79
C30H15-4-12	-277.18	-239.37
C30H15-4-13	-279.13	-241.93
C30H15-4-14	-281.08	-244.48

6.4 ÍNDICES DE DAÑO

En la actualidad existen diferentes escalas de daño que se han propuesto con el paso del tiempo, las cuales intentan describir el nivel de daño que sufren los diferentes elementos estructurales.

En el presente trabajo se consideran dos parámetros para describir el daño que presentan las pilas de los puentes en estudio. El primer parámetro considerado es la ductilidad por curvatura (μ_ϕ) que se define como (ec. 7):

$$\mu_\phi = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \quad \text{ec. 7}$$

donde:

μ_ϕ ductilidad por curvatura
 ϕ_{max} curvatura máxima estimada
 ϕ_y curvatura de fluencia

En la Tabla 37 se muestran los estados de daño asociados a la ductilidad por curvatura.

Tabla 37. Descripción del estado de daño mediante la ductilidad de curvatura (Priestley, 1994).

ESTADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN	DUCTILIDAD DE CURVATURA
Despreciable	No daño (intervalo elástico)	$\mu_\phi < 1.0$
Ligero	Grietas ligeras y desprendimiento parcial	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$
Moderado	Daño principalmente en los costados	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$
Severo	Daño principalmente en lados opuestos	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$
Colapso	Daño en toda la sección transversal	$13.0 < \mu_\phi$

El segundo parámetro considerado es la distorsión angular (Δ), calculada como el cociente del desplazamiento máximo entre la altura libre de la pila. Respecto a este parámetro tanto Dutta y Mander (Tabla 38) como Akbari (Tabla 39), proponen un estado de daño.

Tabla 38. Descripción del estado de daño mediante la distorsión angular (Dutta y Mander, 1998).

ESTADO DE DAÑO	LÍMITE DE DISTORSIÓN ANGULAR	
	NO DISEÑADAS SISMICAMENTE	DISEÑADA SISMICAMENTE
Primer fluencia	$\Delta_y \leq \Delta < 0.008$	$\Delta_y \leq \Delta < 0.01$
Agrietamiento, desprendimiento	$0.008 \leq \Delta < 0.010$	$0.01 \leq \Delta < 0.025$
Pérdida de recubrimiento	$0.010 \leq \Delta < 0.020$	$0.025 \leq \Delta < 0.050$
Colapso incipiente de la pila	$0.020 \leq \Delta < 0.050$	$0.050 \leq \Delta < 0.075$
Colapso de la pila	$0.050 \leq \Delta$	$0.075 \leq \Delta$

Tabla 39. Descripción del estado de daño mediante la distorsión angular (Akbari, 1998).

ESTADO LIMITE (DAÑO)	DESCRIPCIÓN	LÍMITE DE DISTORSIÓN ANGULAR
Casi ningún daño	Primera fluencia	$0.005 \leq \Delta < 0.007$
Daño ligero	Grietas y desprendimientos	$0.007 \leq \Delta < 0.015$
Daño moderado	Pérdida de recubrimiento	$0.015 \leq \Delta < 0.025$
Daño extensivo	Colapso incipiente de la columna	$0.025 \leq \Delta < 0.05$
Daño completo	Colapso de la columna	$0.05 \leq \Delta$

6.5 DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que una estructura alcance un estado de daño, y a través de ellas es posible estimar el desempeño estructural para un tirante de socavación presentado.

Estas curvas de fragilidad se definen como una representación de la función de distribución acumulada (CDF), de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite de daño, ante una acción sísmica (FEMA, 1999).

La naturaleza probabilista de los parámetros que intervienen en la capacidad y la demanda sísmica, hacen necesaria la adopción de diferentes densidades de probabilidad para definir el desempeño (Mander, 1999).

En el análisis de la intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda se generan niveles de desempeño, como es evidente existe aleatoriedad e incertidumbre en el desempeño. Por lo tanto los posibles resultados de desempeño son muy amplios y se puede decir que no existe una respuesta única (Mander, 1999).

Si la capacidad estructural y la demanda sísmica son variables aleatorias con distribución de probabilidad normal o log-normal, es posible demostrar que el desempeño resultante estará distribuido logarítmicamente (Mander, 1999).

Las curvas de fragilidad son construidas a partir de obtener la respuesta de los sistemas estructurales sometidos a la demanda sísmica necesaria que los lleva a los diferentes estados límite de daño; ya que la intersección de las dos curvas (capacidad y demanda) generan un cierto nivel de daño.

Para la obtención de la probabilidad de alcanzar un estado de daño dada una demanda sísmica es necesario asignar una densidad de probabilidad que pueda representar adecuadamente el problema, por tanto se decide utilizar una densidad de probabilidad log-normal representada por sus dos parámetros: la media y la desviación estándar; obteniéndose la probabilidad como función de la densidad de probabilidad acumulada log-normal (ec. 8).

$$F(x) = \phi\left(\frac{\ln(x)}{\zeta}\right) \quad x \geq 0; \zeta > 0 \quad \text{ec. 8}$$

La ecuación 8 representa la función de densidad acumulada Log-Normal donde la variable aleatoria es representada como x , y que para nuestro caso de estudio representa los valores tanto de la ductilidad por curvatura (μ_ϕ) como de la distorsión angular (Δ). La desviación estándar (ζ) de la densidad log-normal se asumió $\zeta=0.6$ (valor recomendado en el trabajo de Mander J., 1999) y el valor medio de la densidad log-normal (λ) es caracterizado por los valores de los resultados obtenidos de los análisis realizados en los modelos; estimados los parámetros λ y ζ se evaluaron las curvas de fragilidad de los puentes en estudio, los valores de los parámetros pueden ser consultados en el apéndice A.

En las figuras 52-67 se muestran las curvas de fragilidad tanto de la pila interna como de la externa para cada caso de estudio, considerando los dos índices de daño mencionados anteriormente.

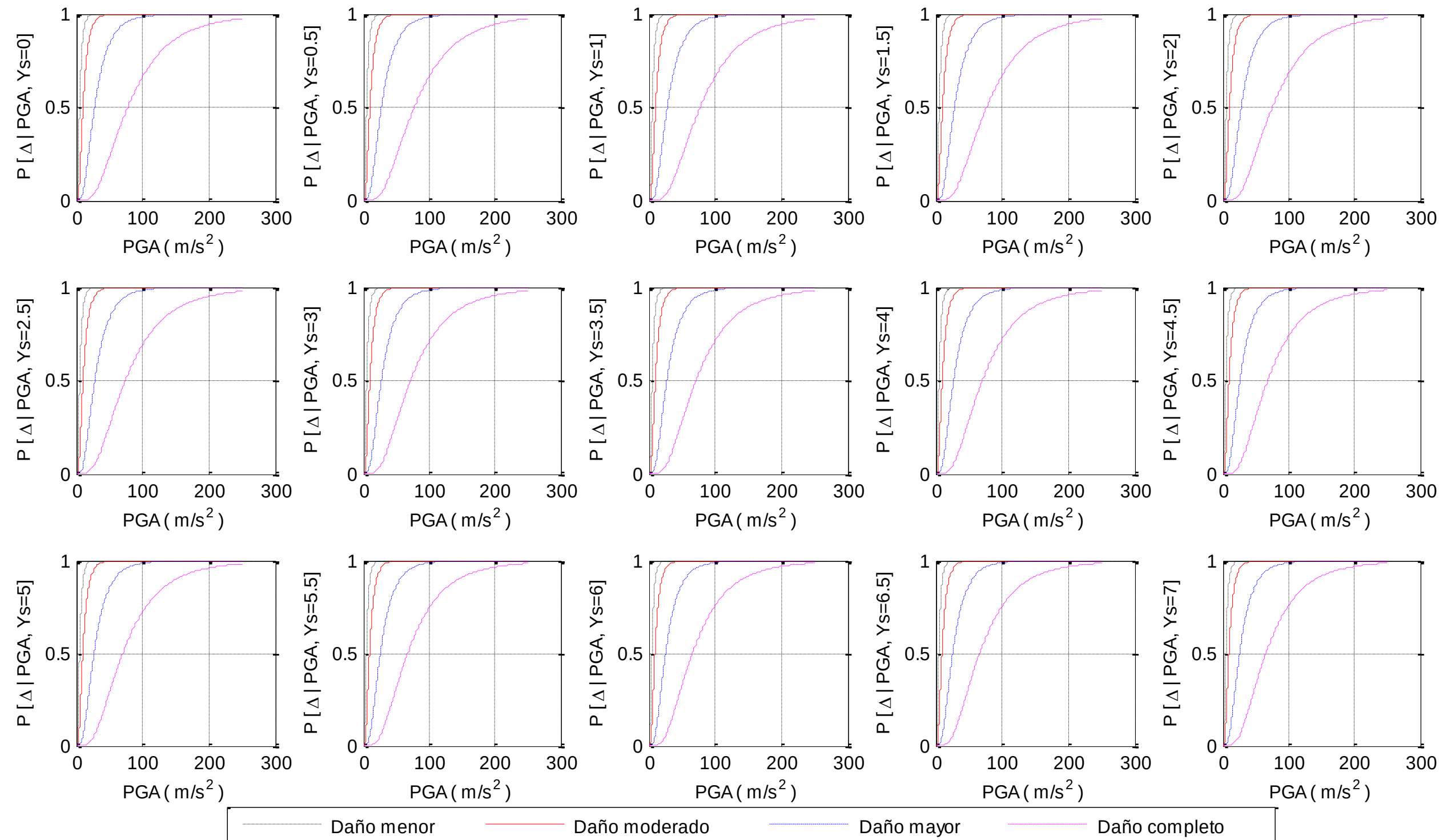
MODELO C30H15-1 (Δ PILA EXTREMA)

Figura 52. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-1 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.

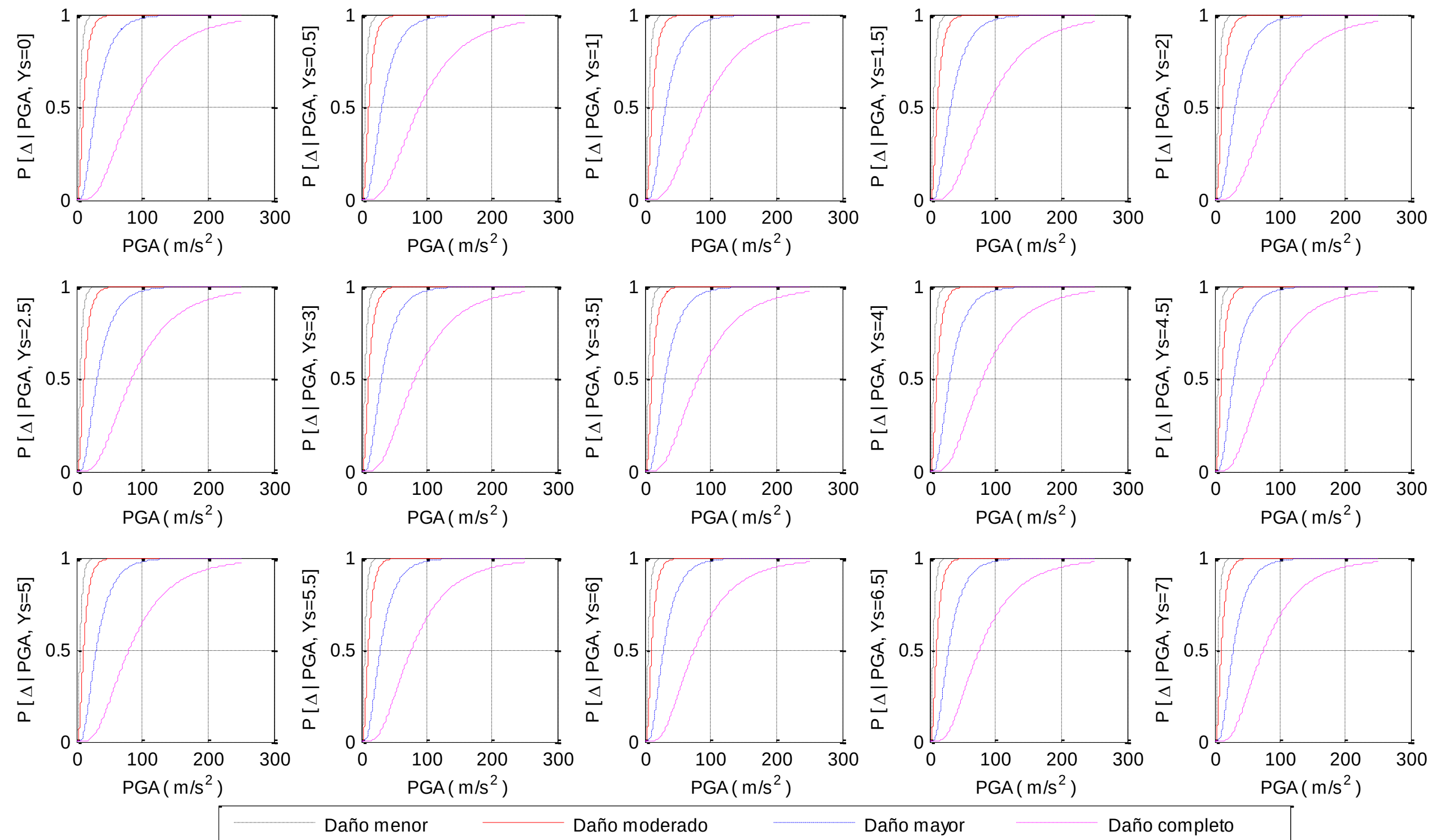
MODELO C30H15-1 (Δ PILA INTERNA)

Figura 53. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-1 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.

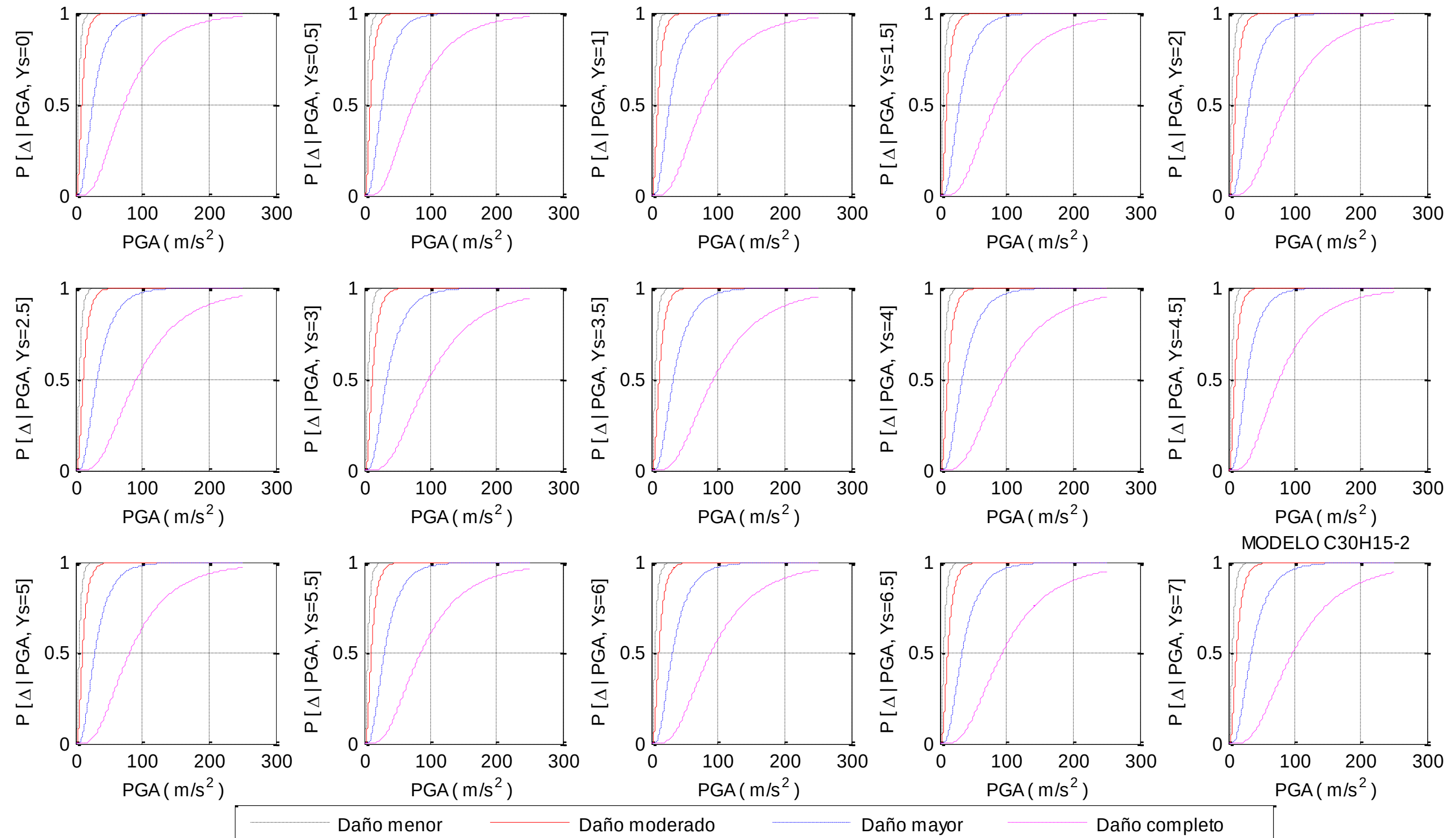
MODELO C30H15-2 (Δ PILA EXTREMA)

Figura 54. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-2 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.

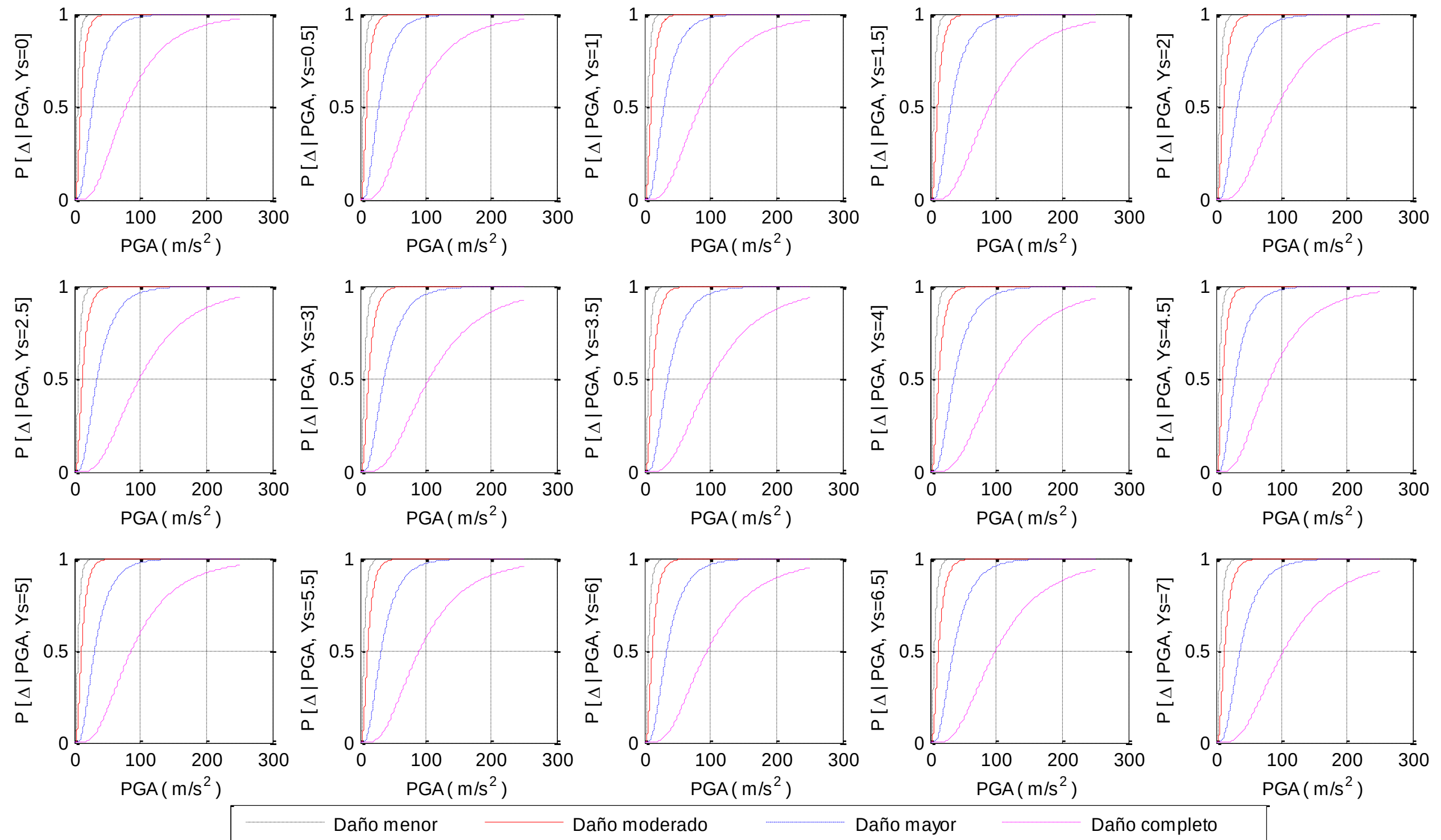
MODELO C30H15-2 (Δ PILA INTERNA)

Figura 55. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-2 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.

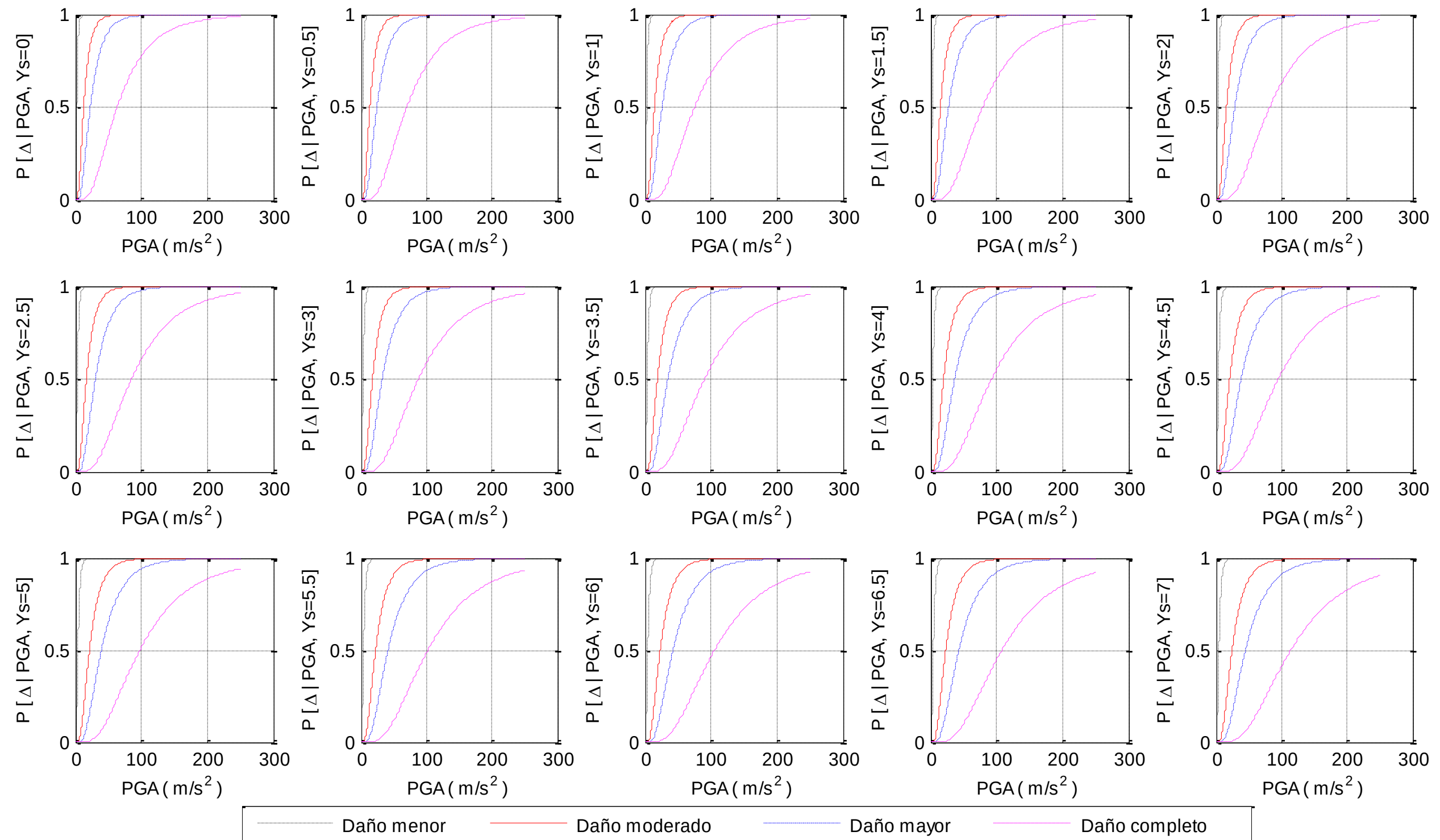
MODELO C30H15-3 (Δ PILA EXTREMA)

Figura 56. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-3 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.

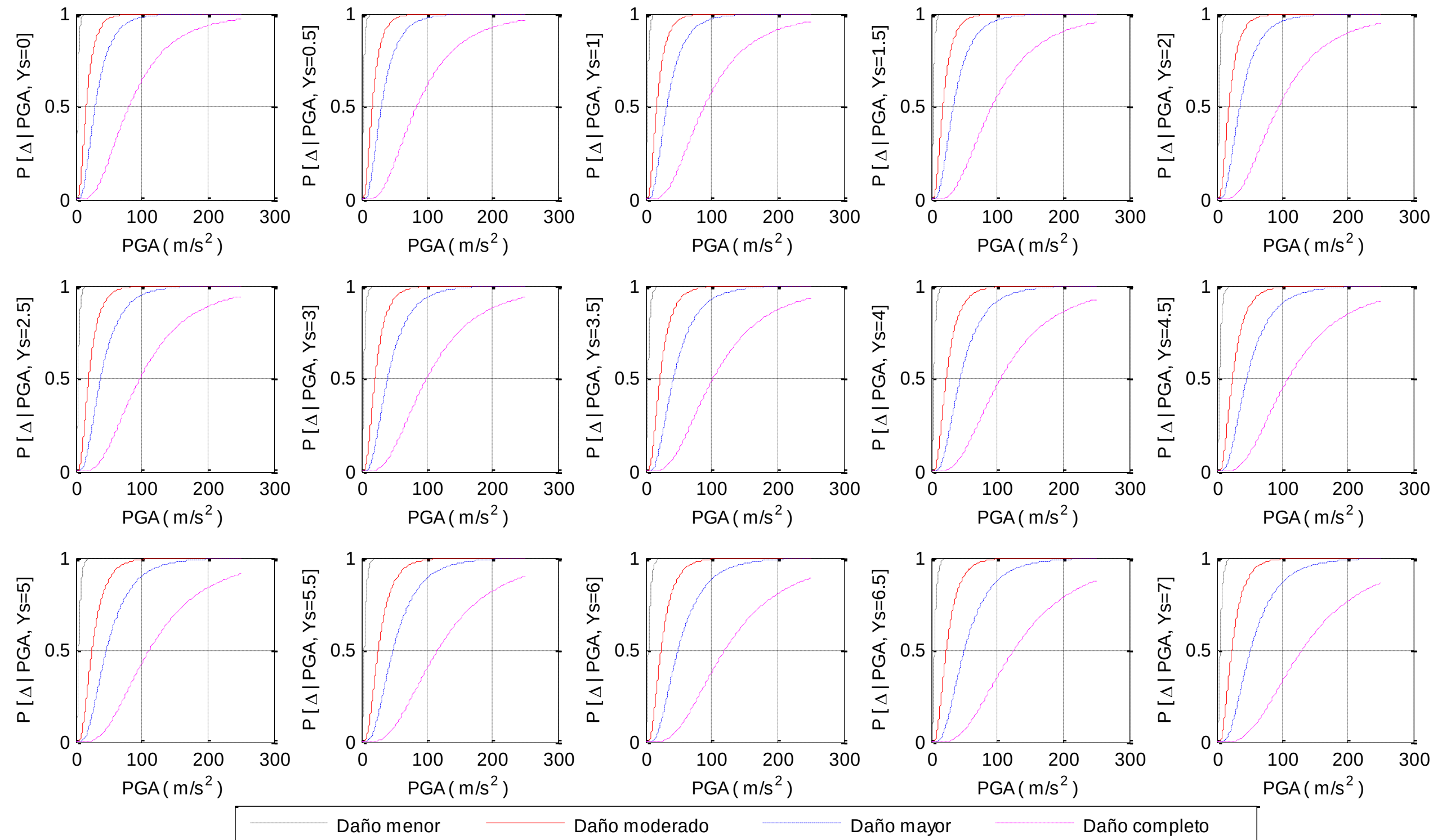
MODELO C30H15-3 (Δ PILA INTERNA)

Figura 57. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-3 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.

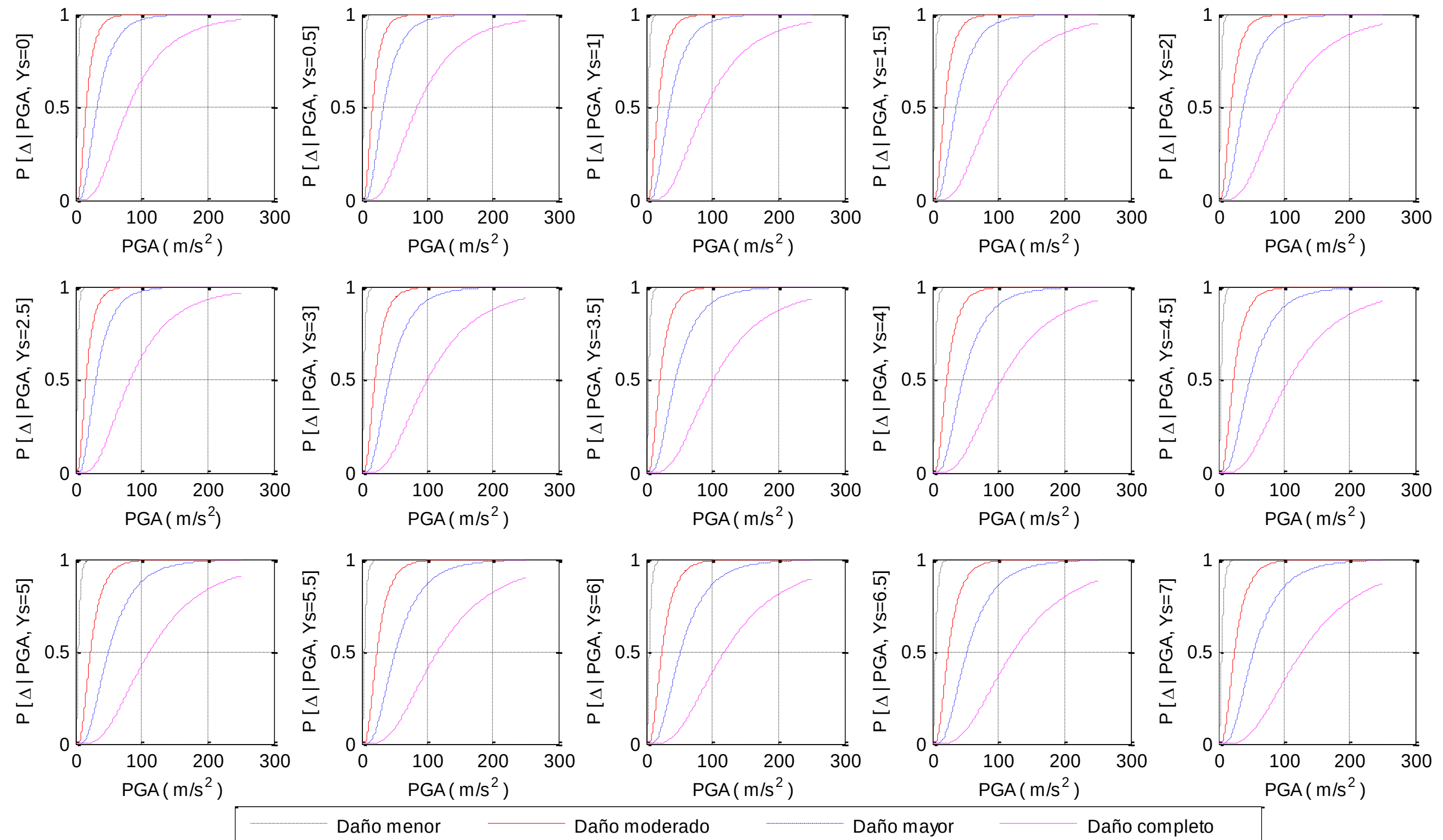
MODELO C30H15-4 (Δ PILA EXTERNA)

Figura 58. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-4 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.

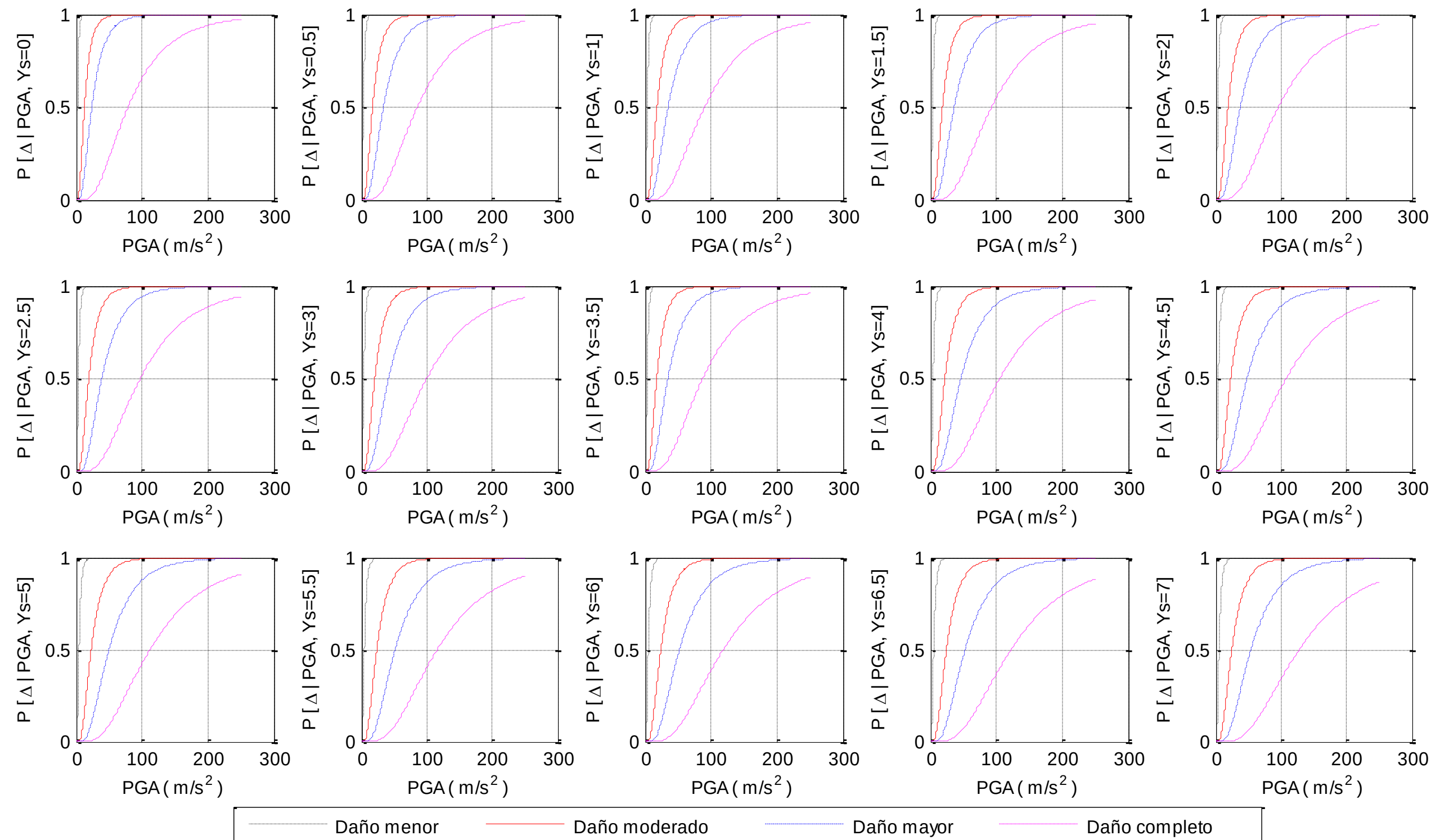
MODELO C30H15-4 (Δ PILA INTERNA)

Figura 59. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-4 para los 14 casos de socavación y considerando la distorsión angular como índice de daño.

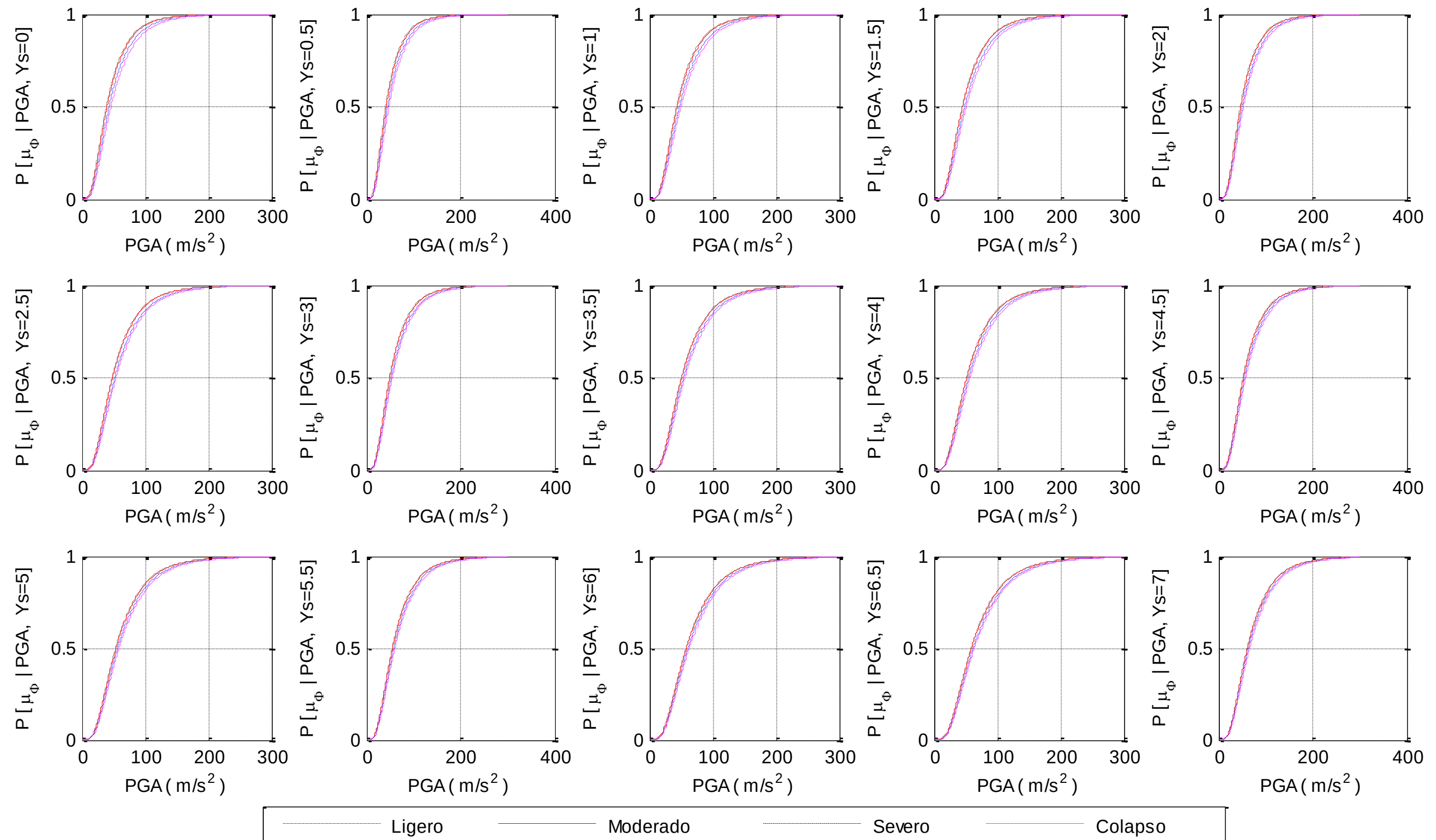
MODELO C30H15-1 (μ_ϕ PILA EXTREMA)

Figura 60. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-1 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.

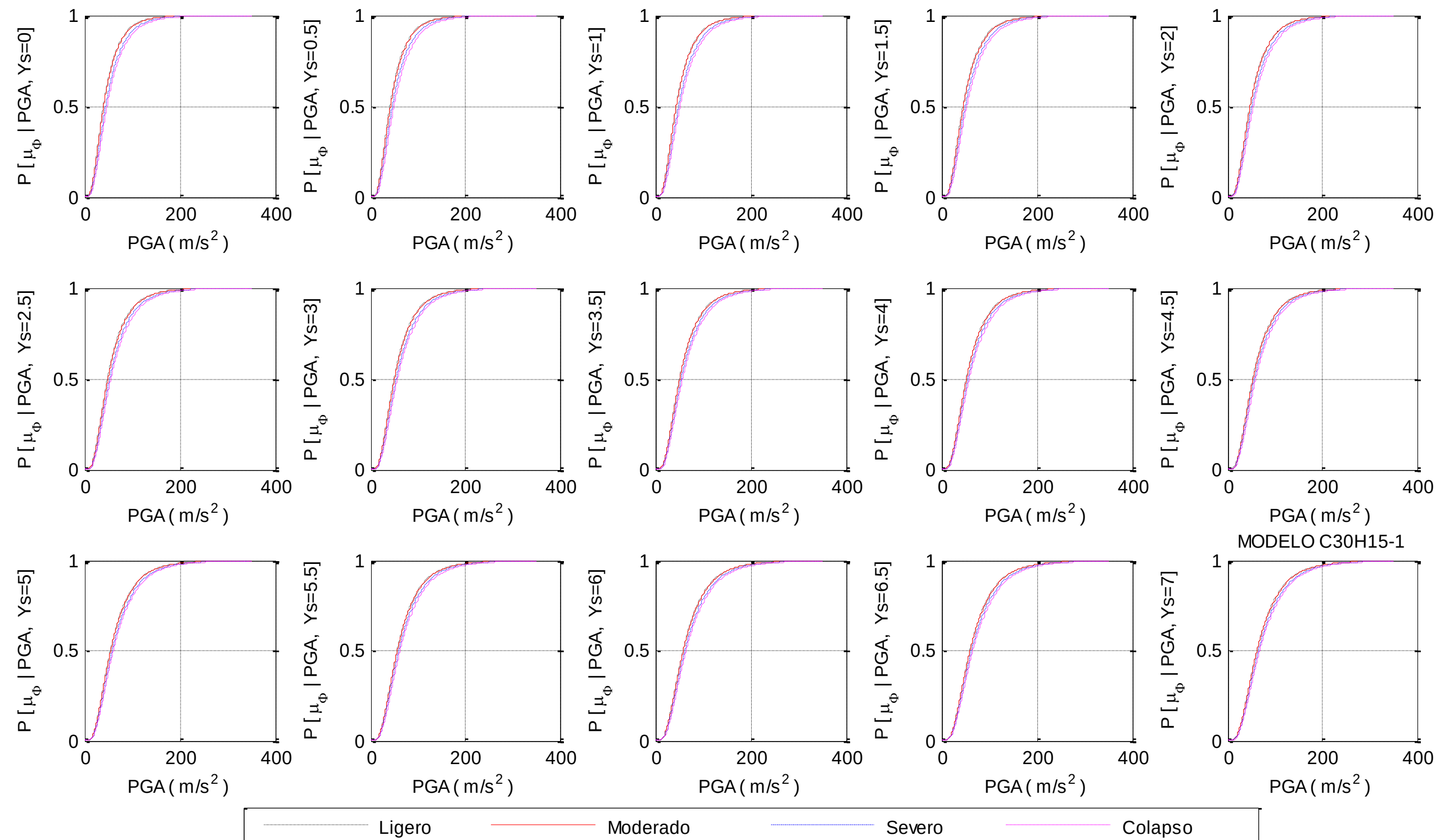
MODELO C30H15-1 (μ_ϕ PILA INTERNA)

Figura 61. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-1 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.

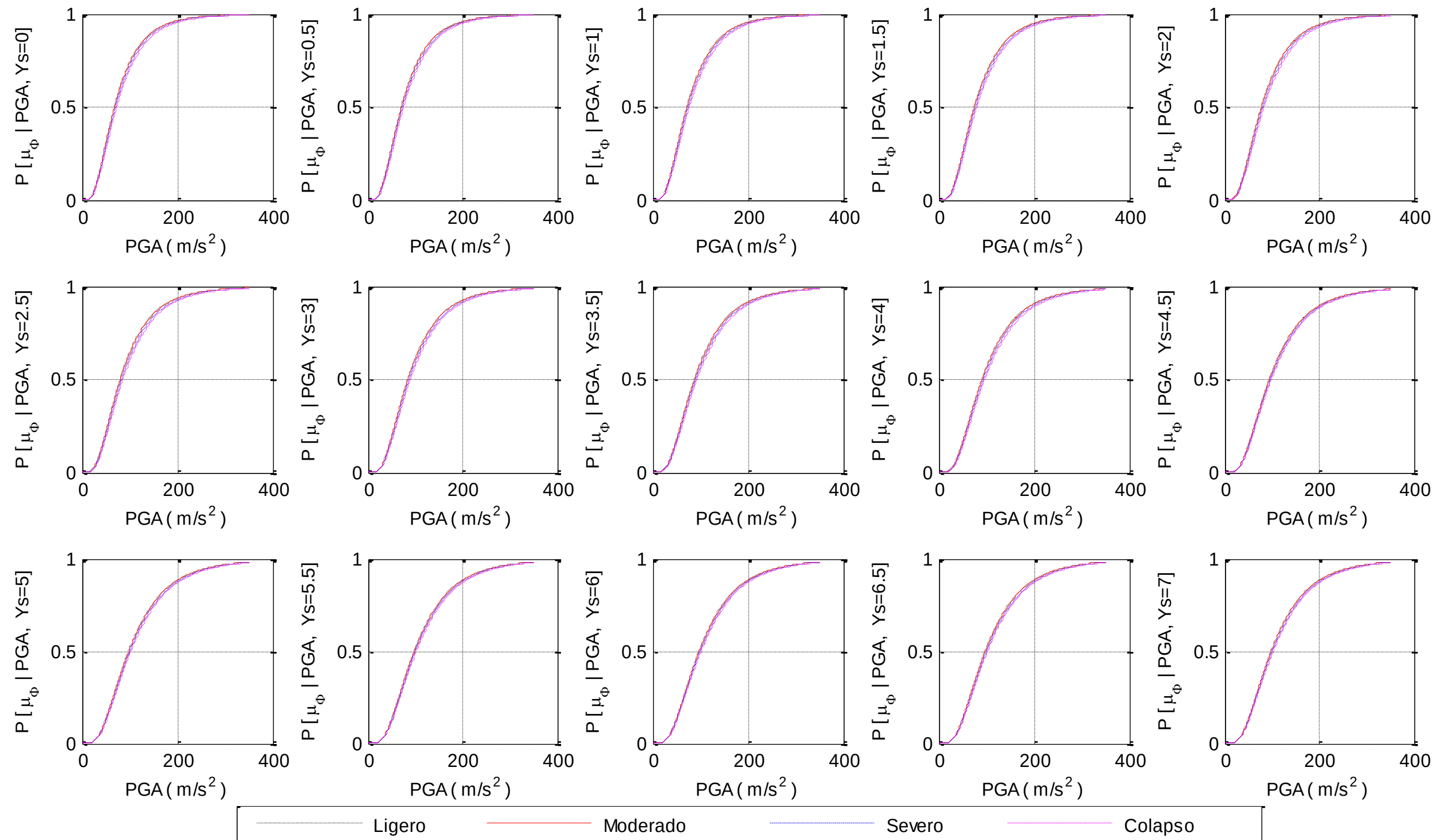
MODELO C30H15-2 (μ_ϕ PILA EXTREMA)

Figura 62. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-2 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.

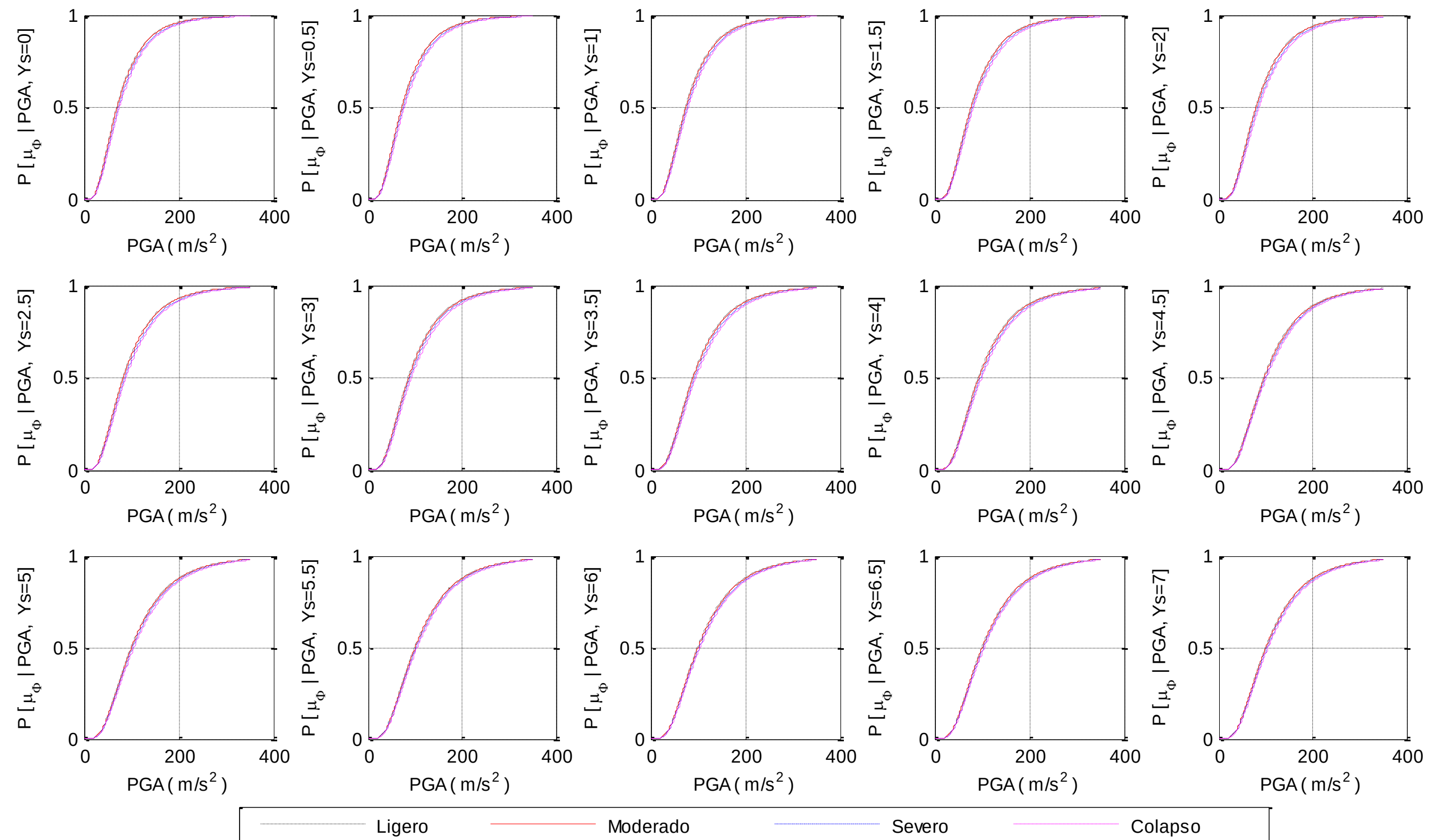
MODELO C30H15-2 (μ_ϕ PILA INTERNA)

Figura 63. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-2 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.

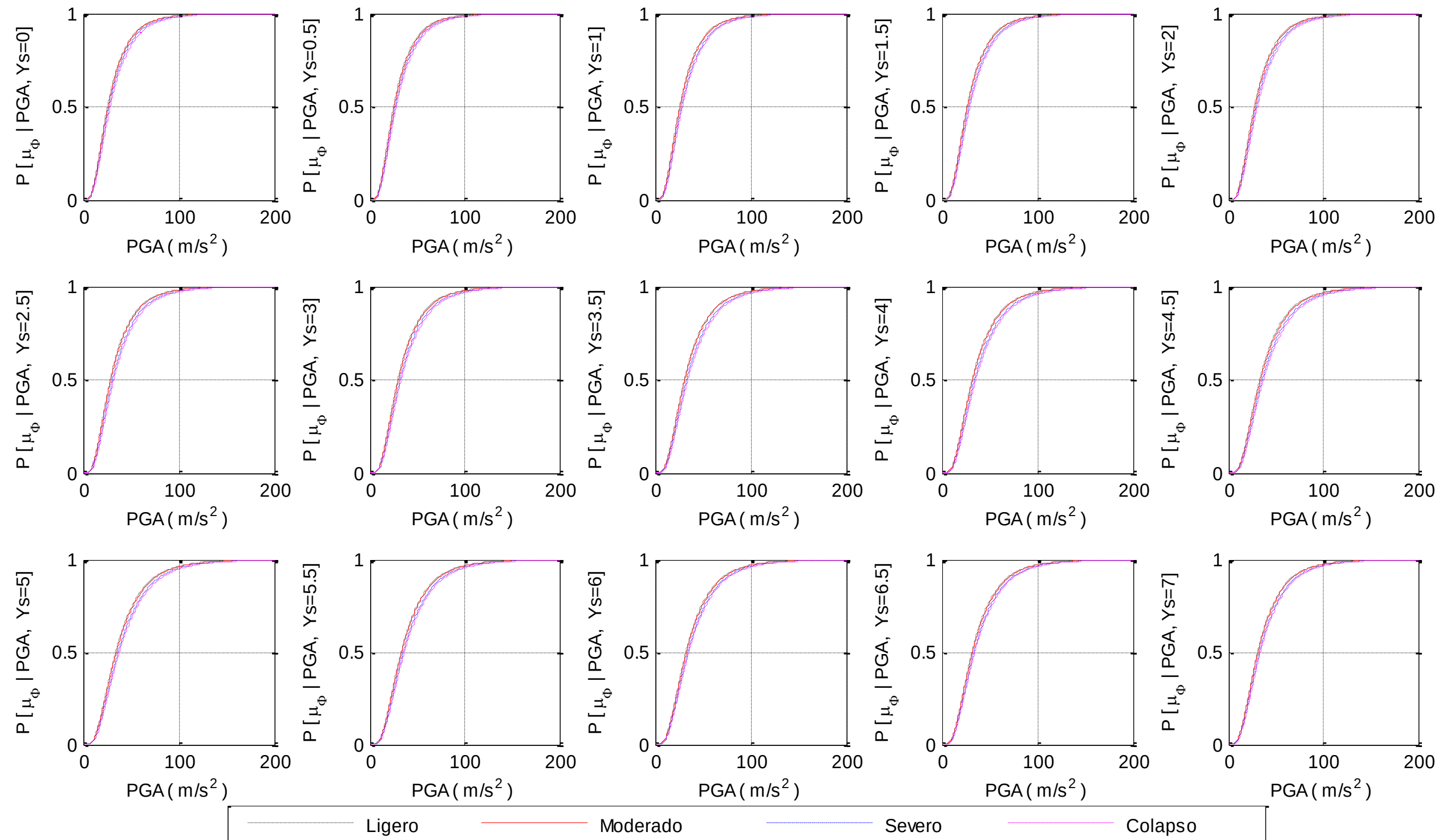
MODELO C30H15-3 (μ_ϕ PILA EXTREMA)

Figura 64. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-3 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.

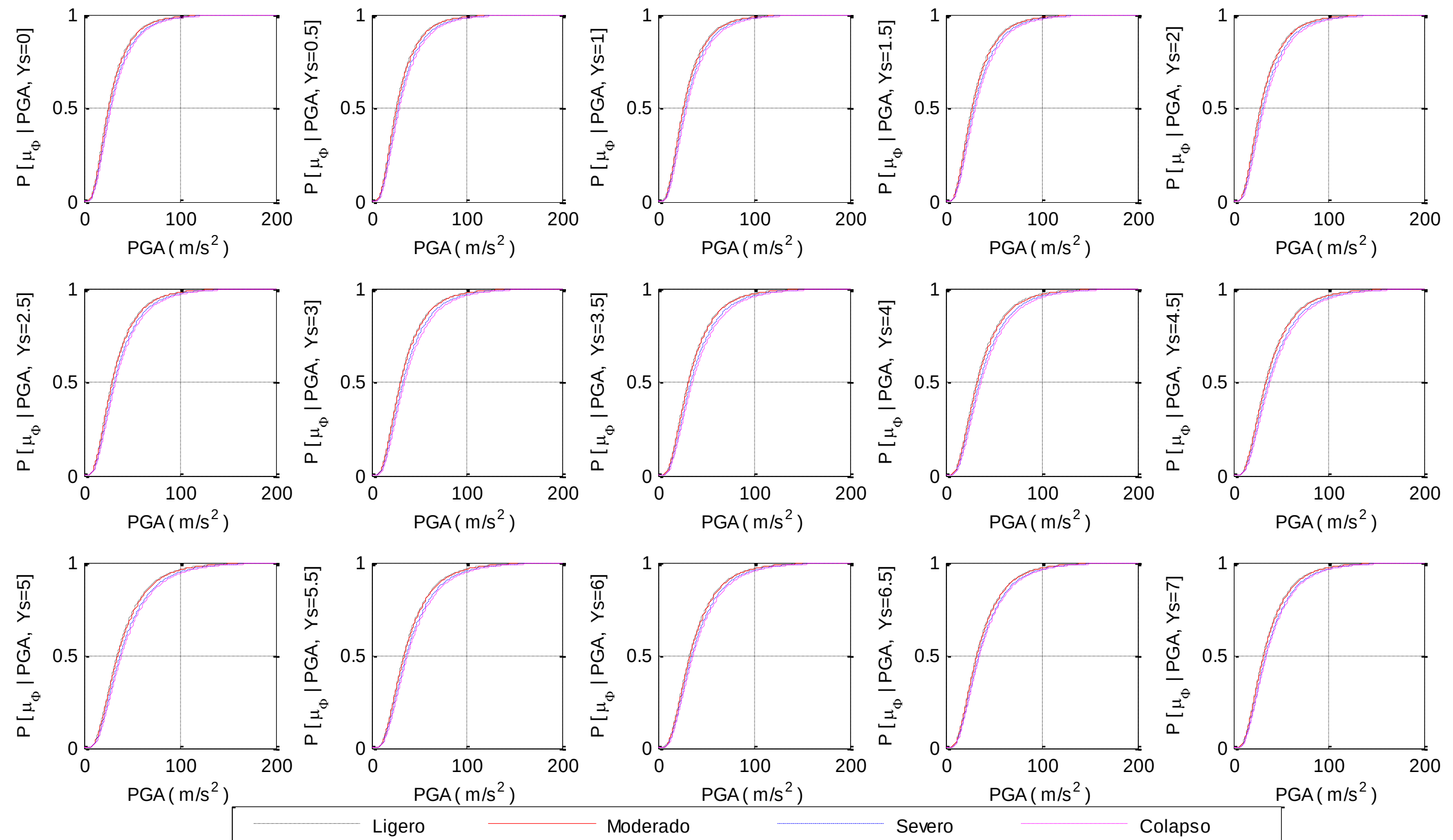
MODELO C30H15-3 (μ_ϕ PILA INTERNA)

Figura 65. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-3 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.

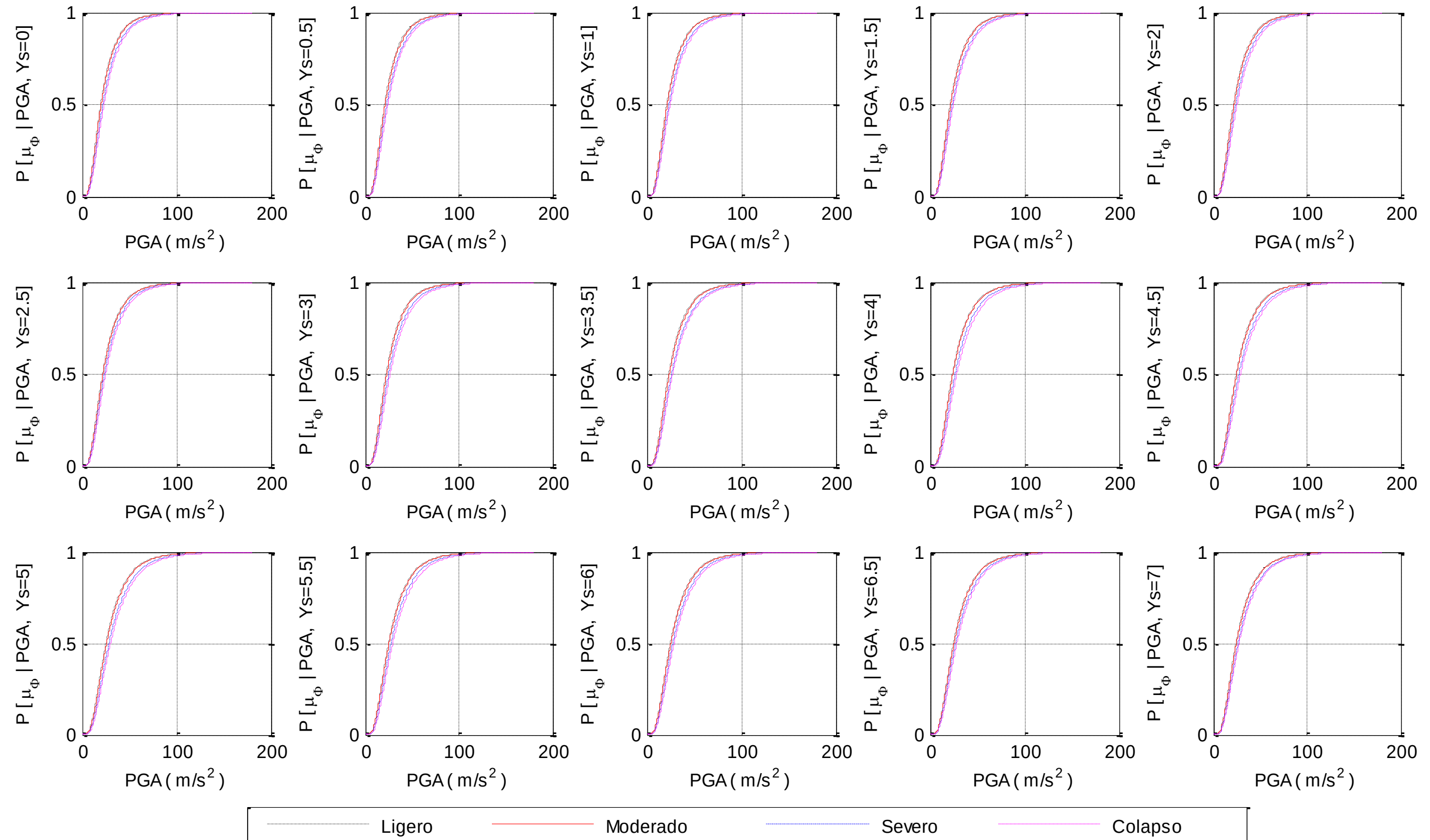
MODELO C30H15-4 (μ_ϕ PILA EXTREMA)

Figura 66. Curvas de fragilidad de la pila externa del modelo C30H15-4 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.

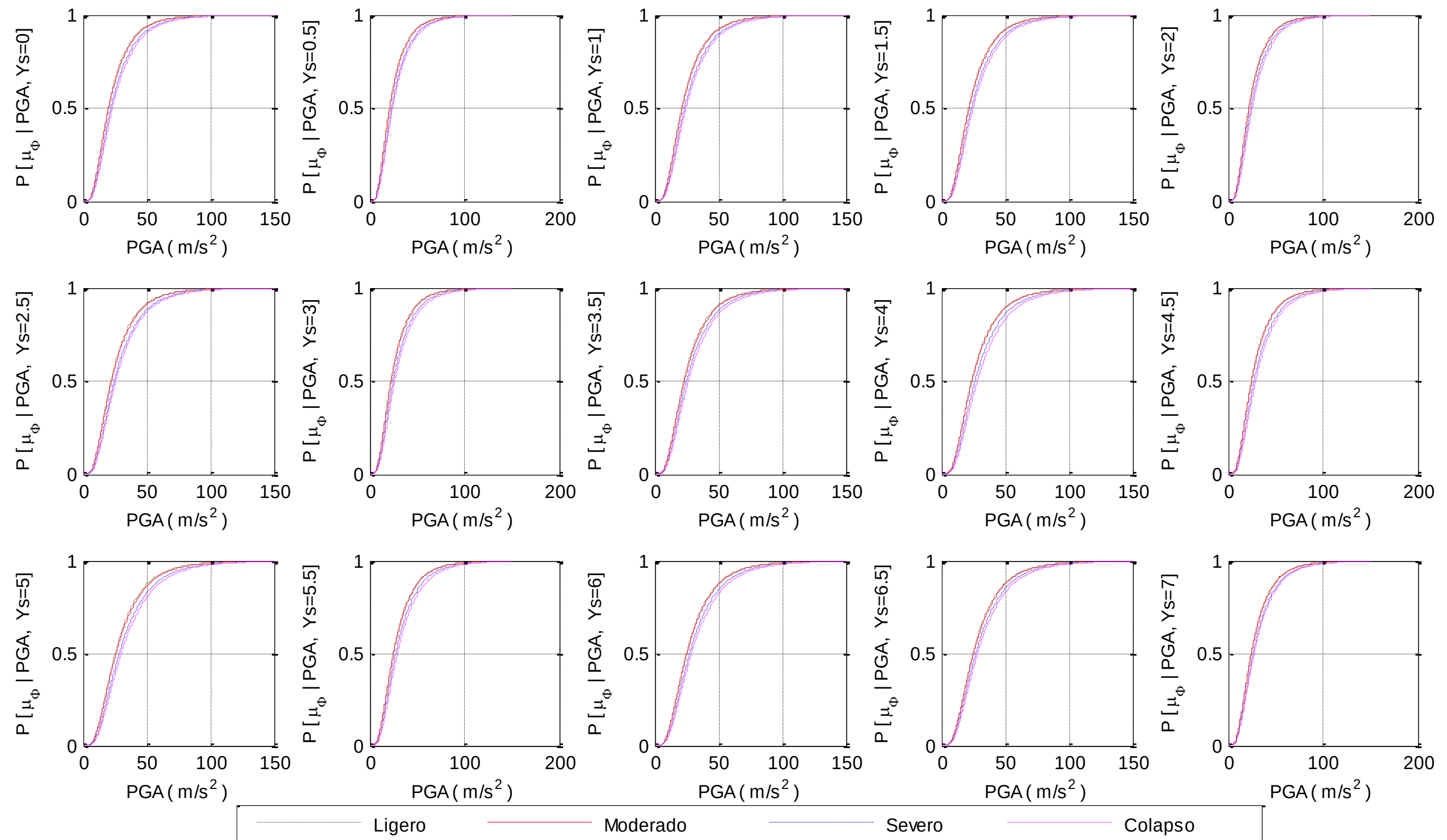
MODELO C30H15-4 (μ_ϕ PILA INTERNA)

Figura 67. Curvas de fragilidad de la pila interna del modelo C30H15-4 para los 14 casos de socavación y considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño.

6.6 DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD DE SUPERFICIE

Los riesgos naturales a los que están expuestos los puentes indudablemente ponen en riesgo la estabilidad de la estructura. Los riesgos que son considerados para evaluar el multi-peligro: socavación y terremotos son considerados como eventos estadísticamente independientes debido al origen de ambos eventos pues un incremento del caudal hidráulico en un río que puede provocar socavación en las pilas no es provocado por la presencia de un terremoto.

Si bien la probabilidad de falla de los puentes ante la acción de eventos extremos puede ser muy pequeña pero no deja de ser despreciable, y debido a la importancia de estas estructuras por la gran inversión económica que se tiene en su construcción y aún más por la repercusión que tienen en la sociedad, es importante poder cuantificar la confiabilidad que existe en estas estructuras cuando se ven sometidas a la acción del multi-peligro.

La evaluación de la probabilidad de falla de los puentes bajo la acción combinada de la socavación de las pilas y sismo, es definida como la probabilidad de exceder un estado de demanda cuando un puente socavado es sujeto a una carga sísmica. Una forma de obtener la probabilidad de falla para un rango de tirantes de socavación y diferentes niveles de PGA es a través de curvas de fragilidad de superficie, que son curvas en tres dimensiones que relacionan la ocurrencia de dos eventos extremos.

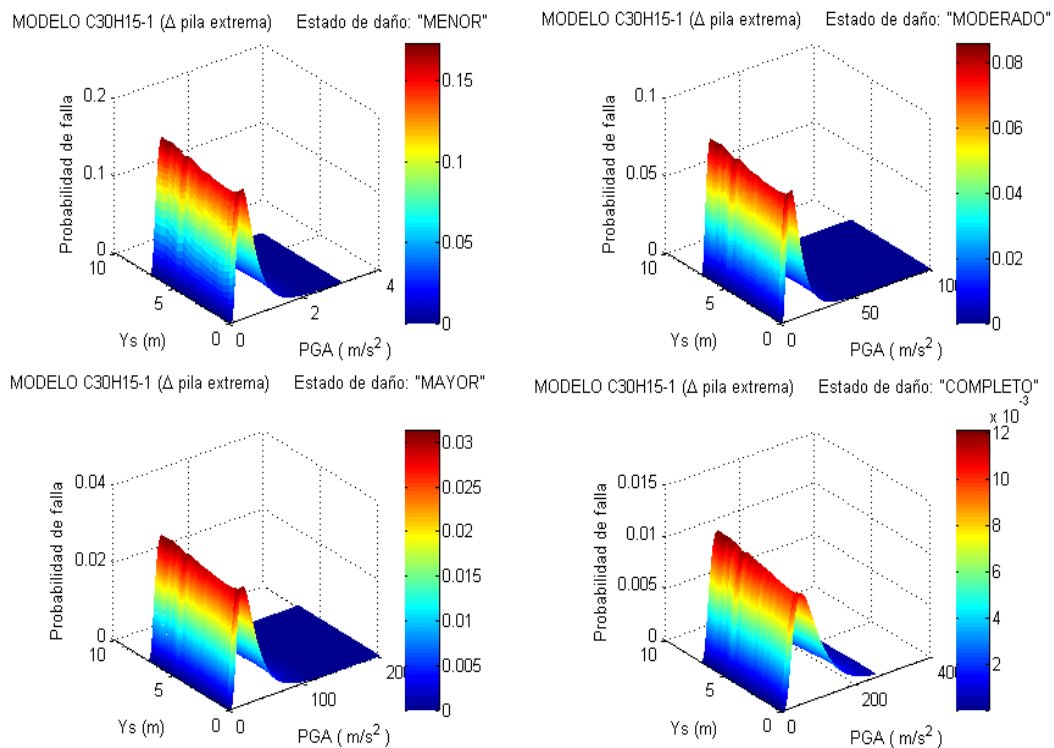


Figura 68. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (distorsión angular) del modelo C30H15-1.

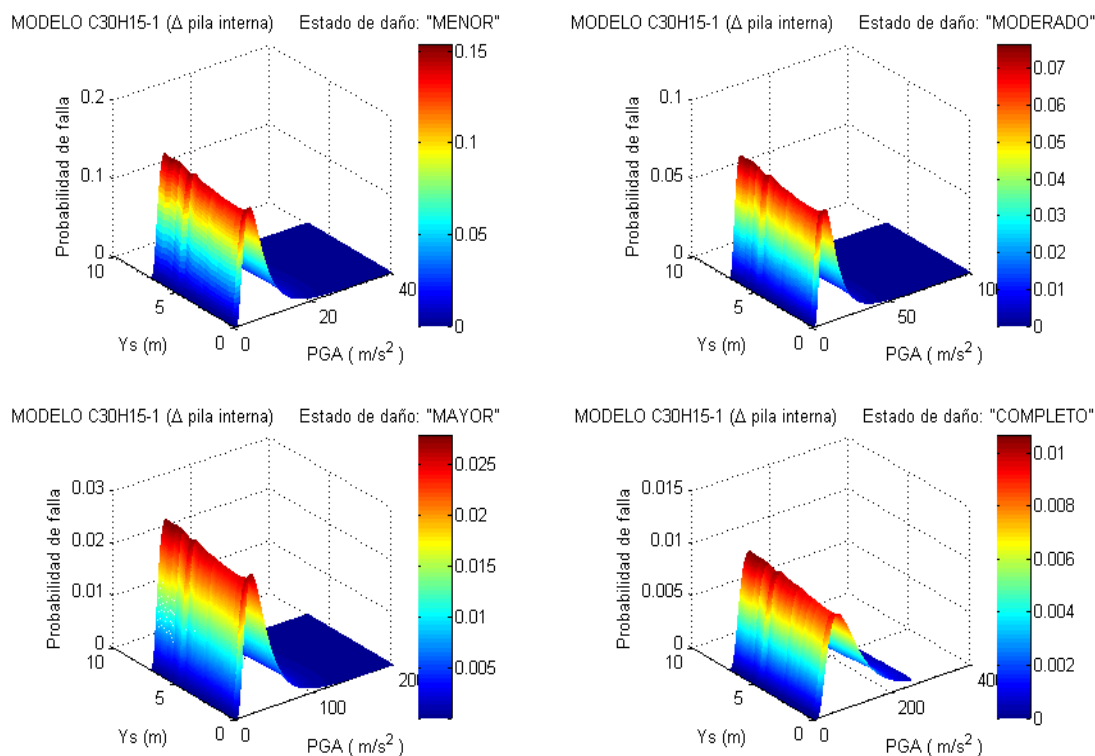


Figura 69. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (distorsión angular) del modelo C30H15-1.

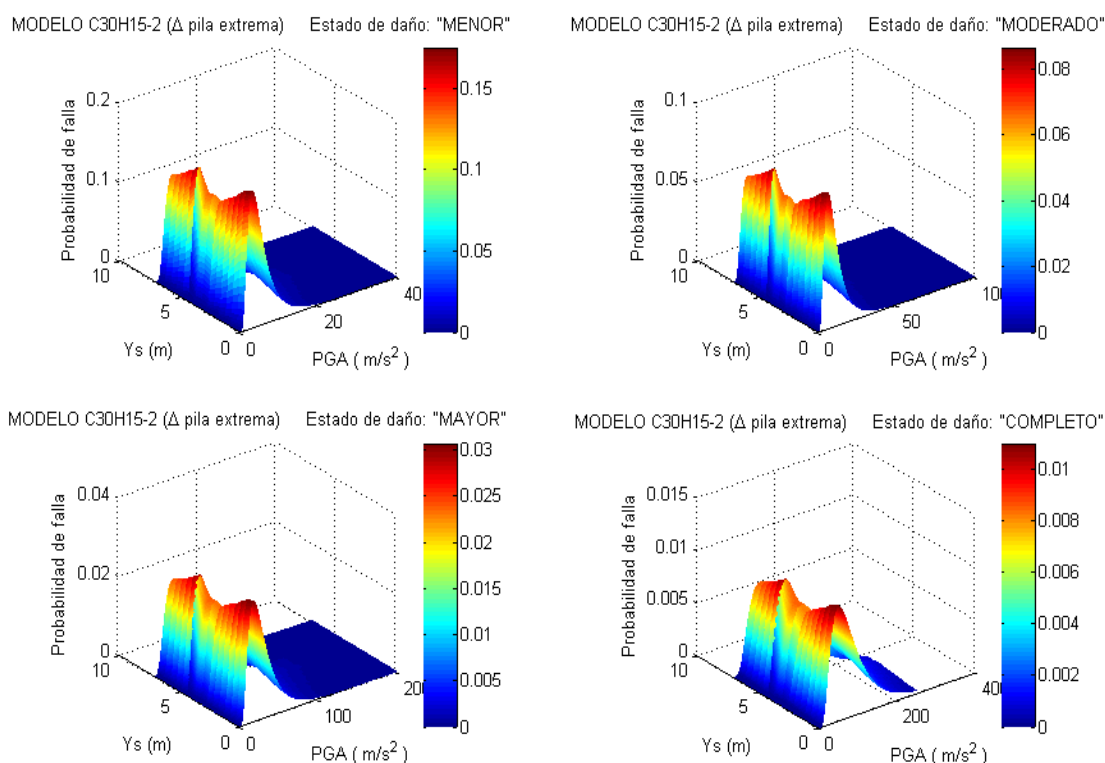


Figura 70. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (distorsión angular) del modelo C30H15-2.

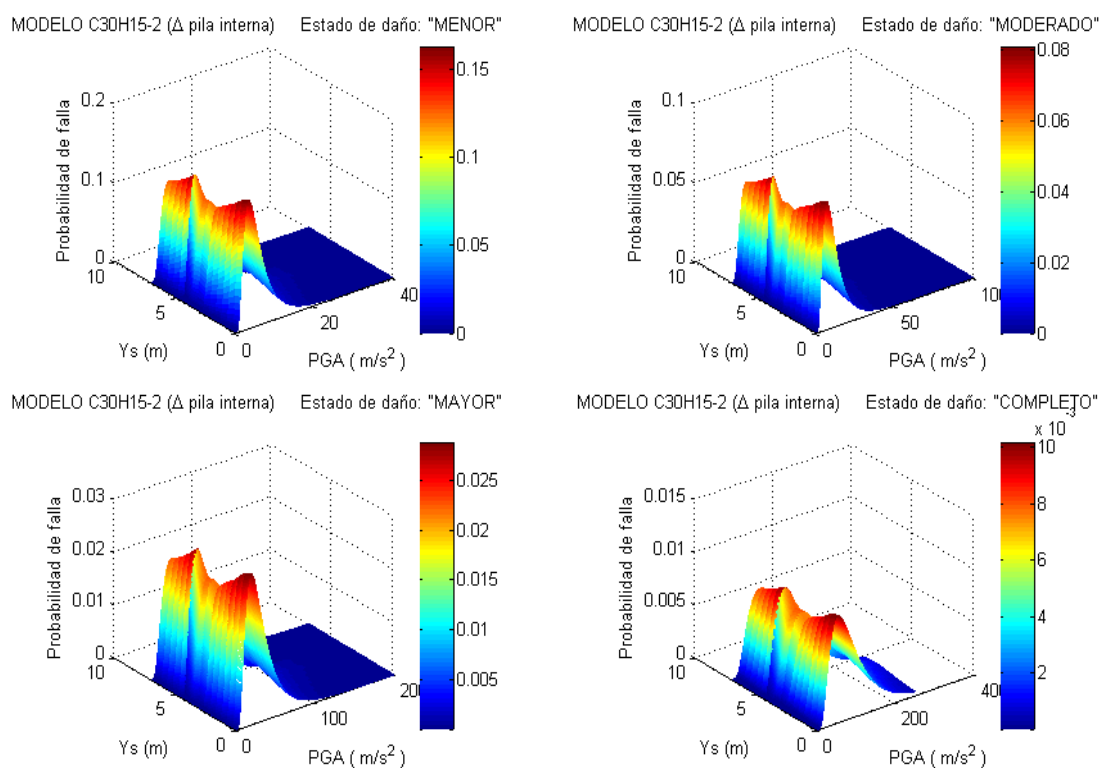


Figura 71. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (distorsión angular) del modelo C30H15-2.

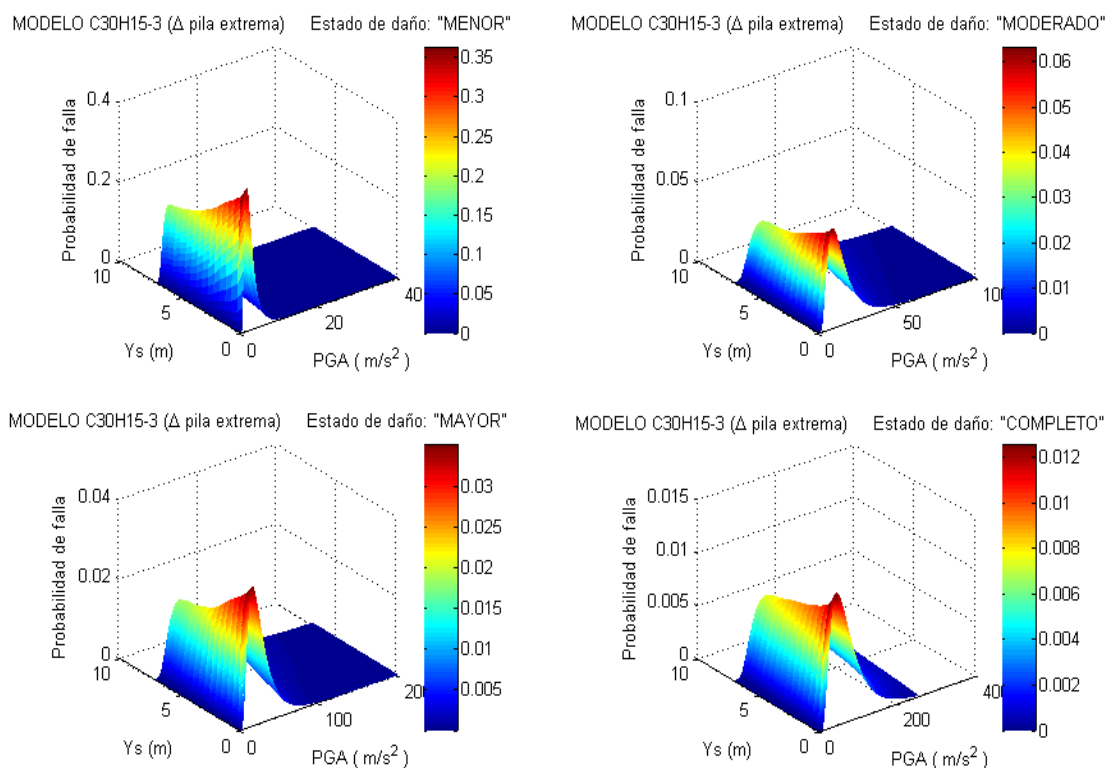


Figura 72. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (distorsión angular) del modelo C30H15-3.

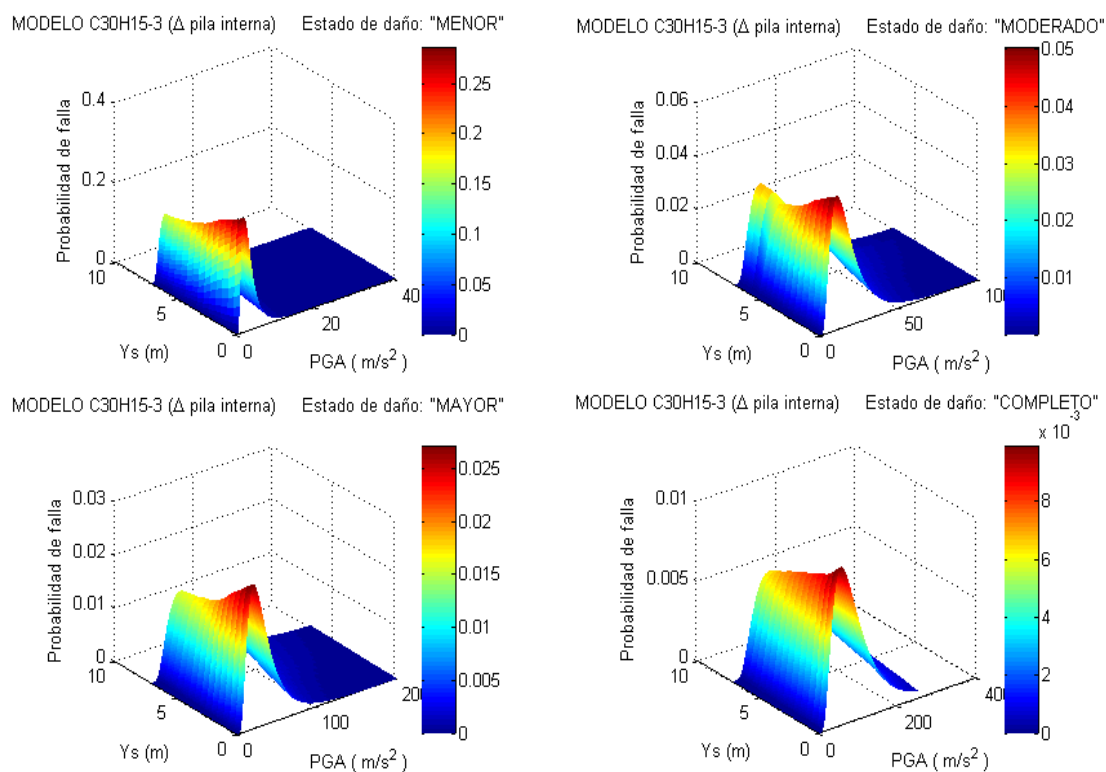


Figura 73. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (distorsión angular) del modelo C30H15-3.

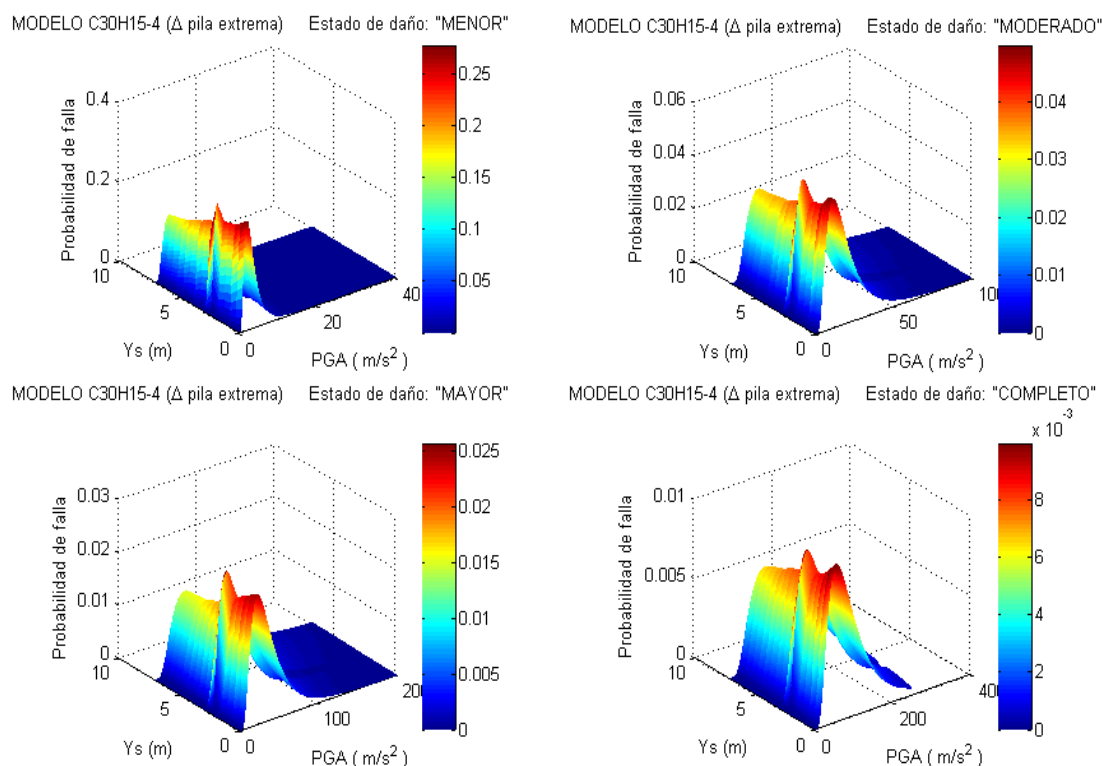


Figura 74. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (distorsión angular) del modelo C30H15-4.

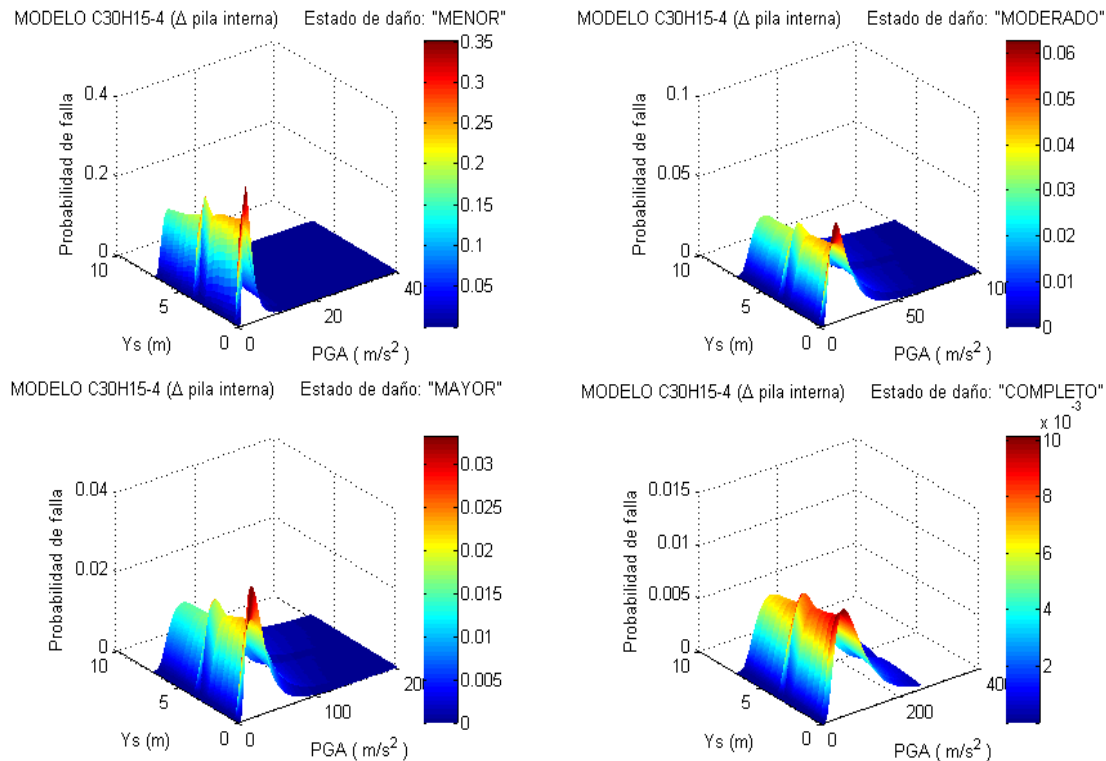


Figura 75. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (distorsión angular) del modelo C30H15-4.

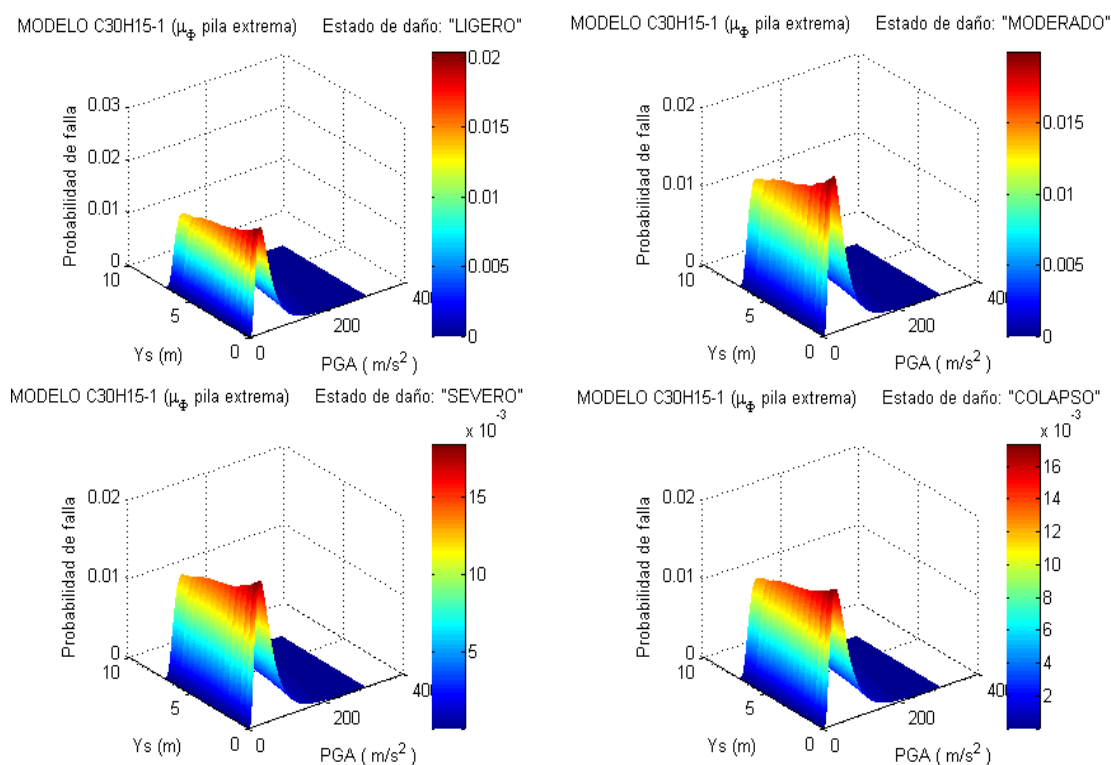


Figura 76. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-1.

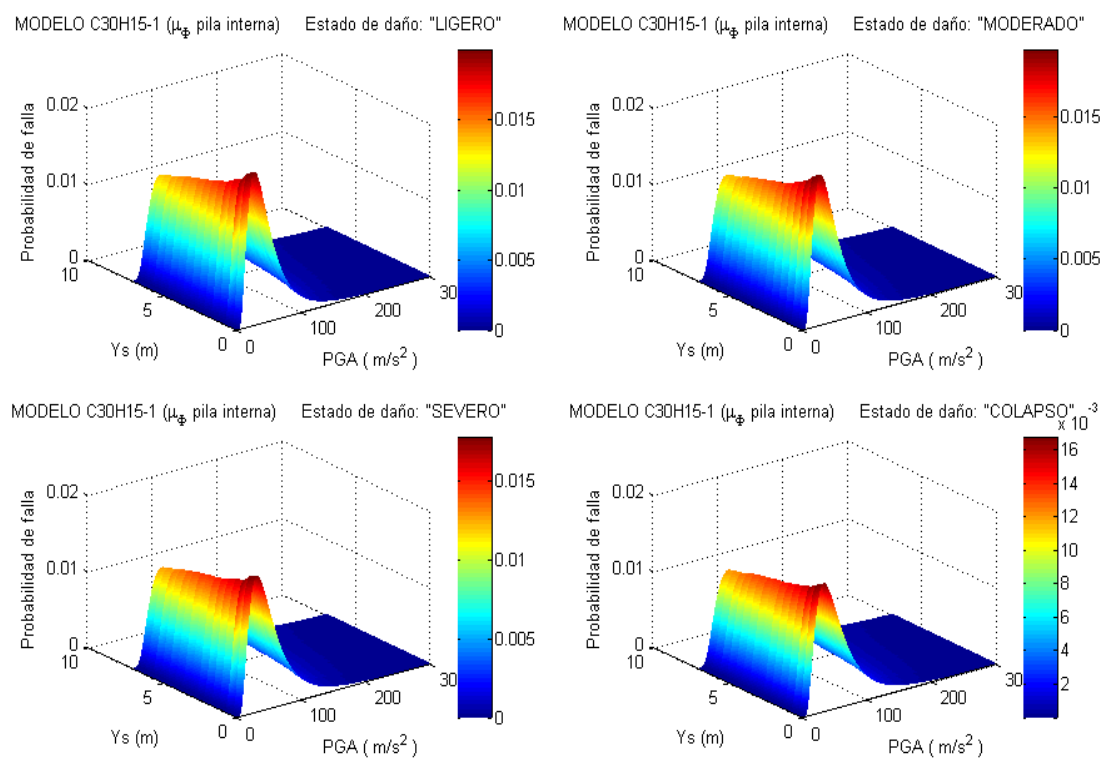


Figura 77. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-1.

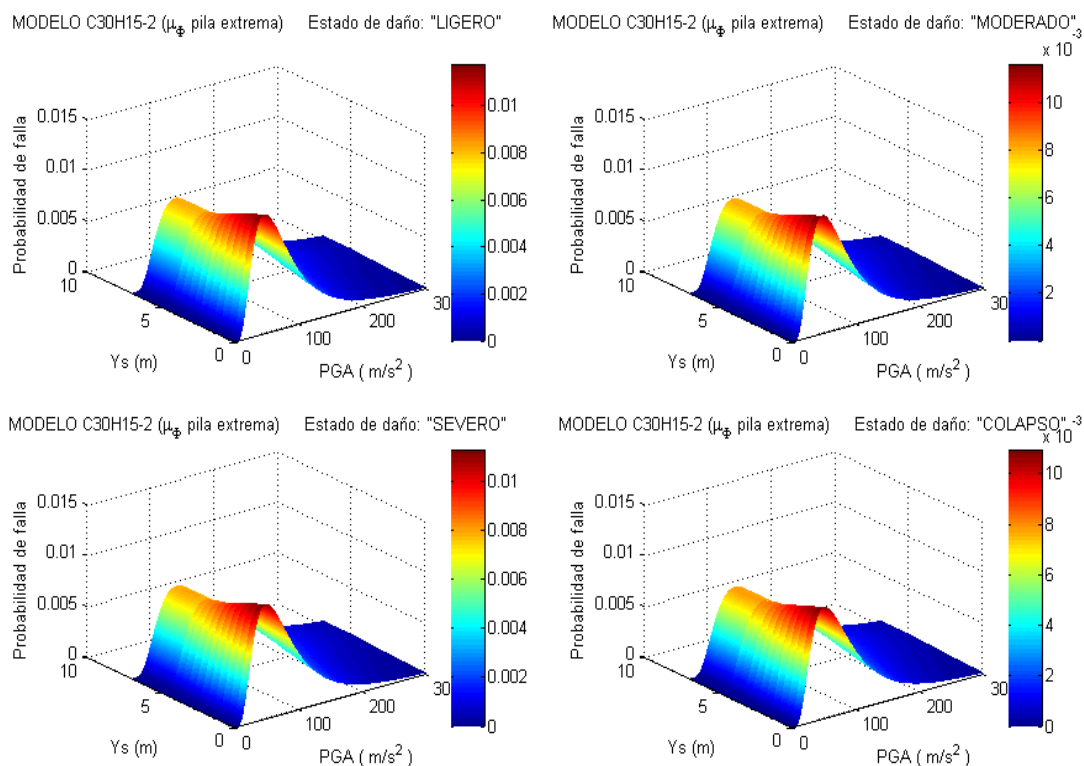


Figura 78. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-2.

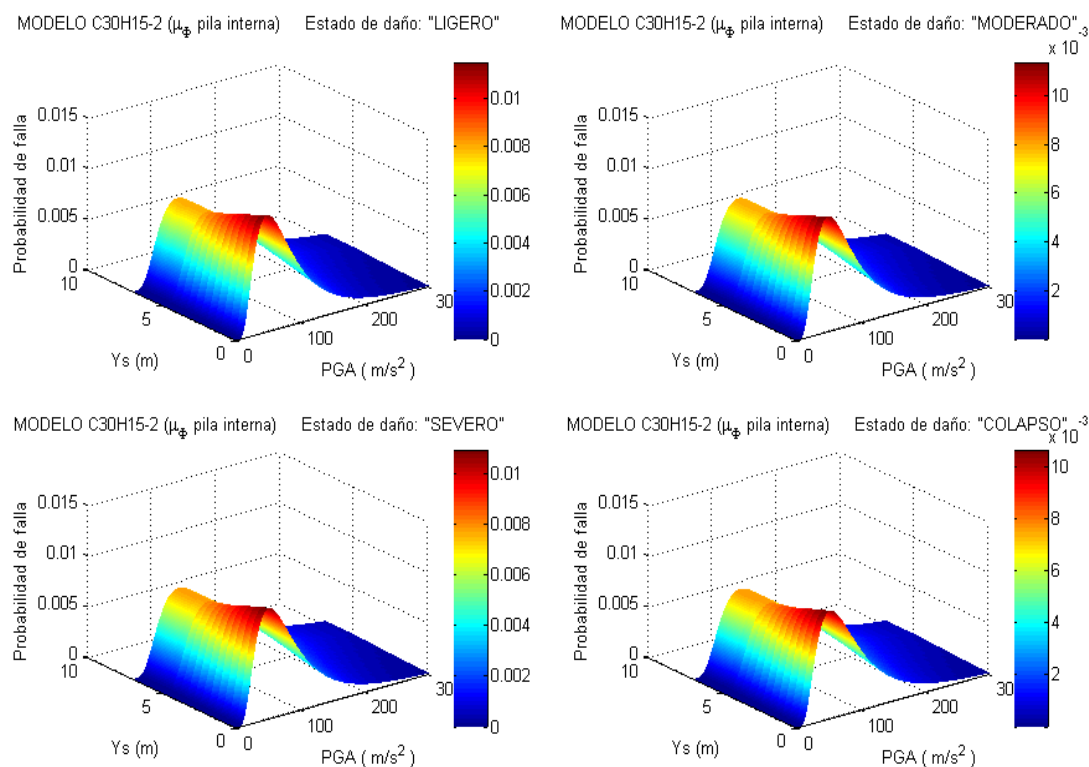


Figura 79. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-2.

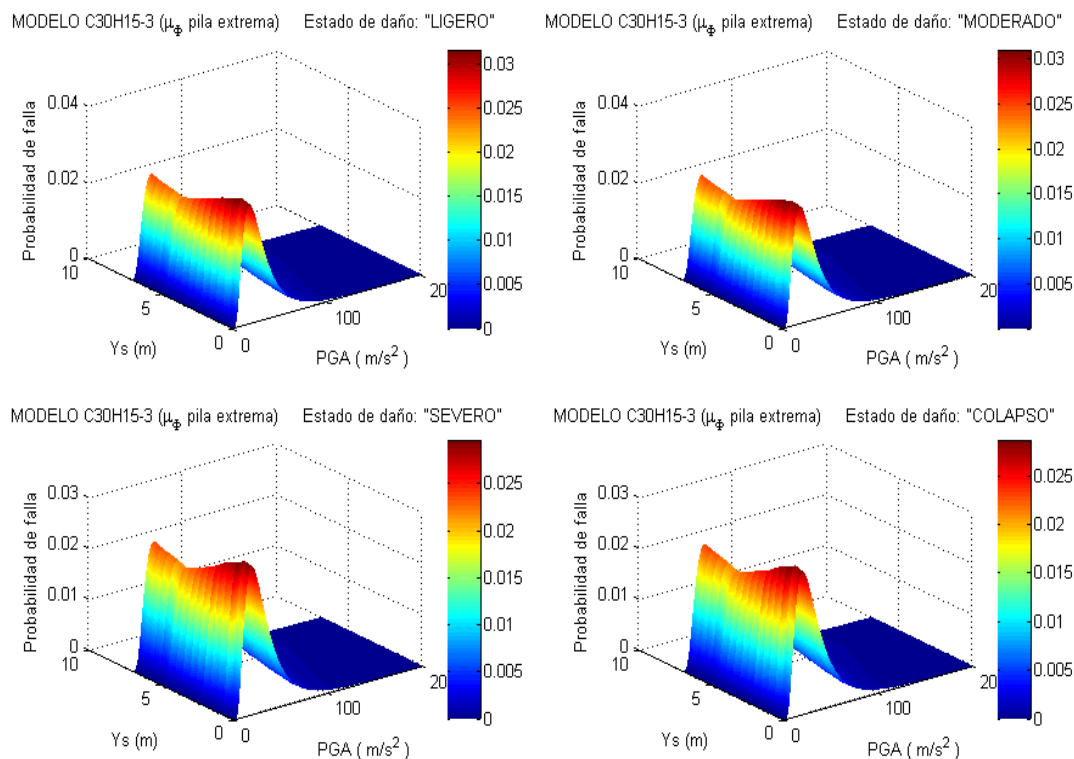


Figura 80. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-3.

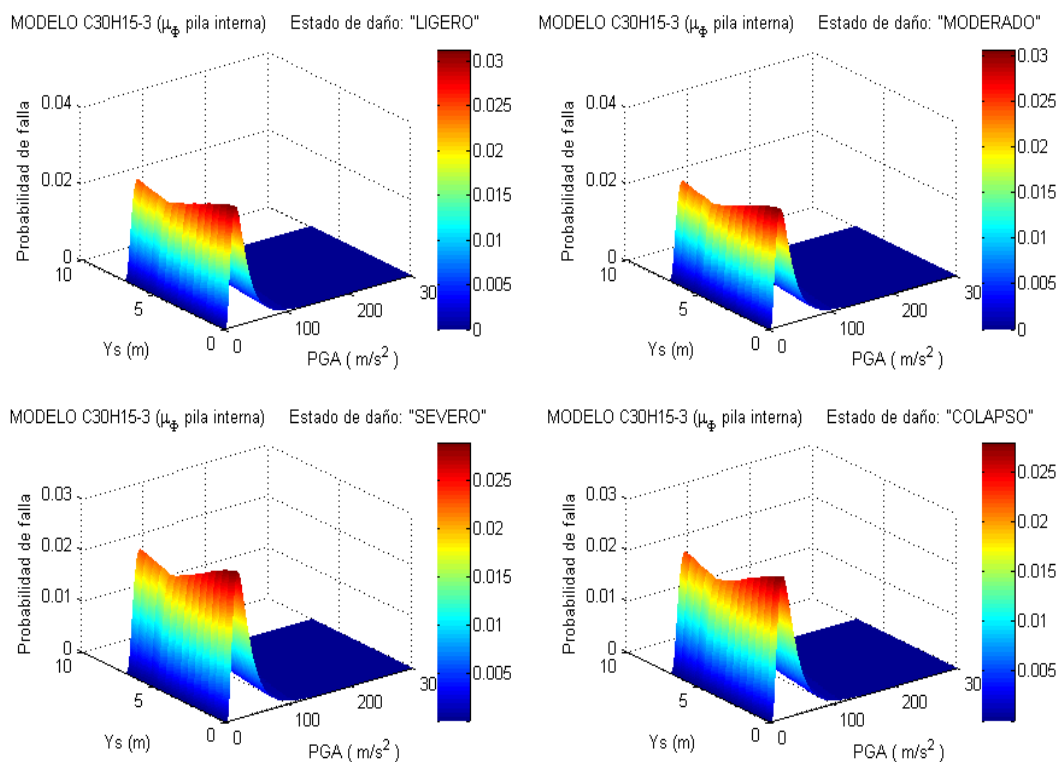


Figura 81. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-3.

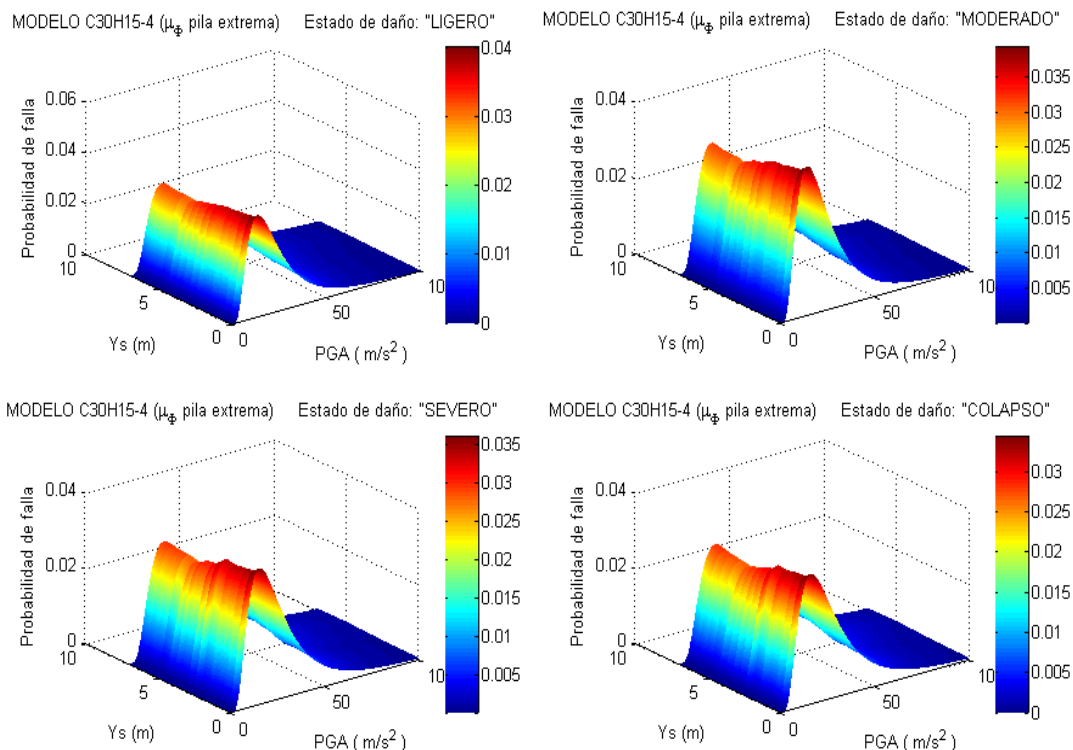


Figura 82. Curvas de fragilidad de superficie de la pila externa (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-4.

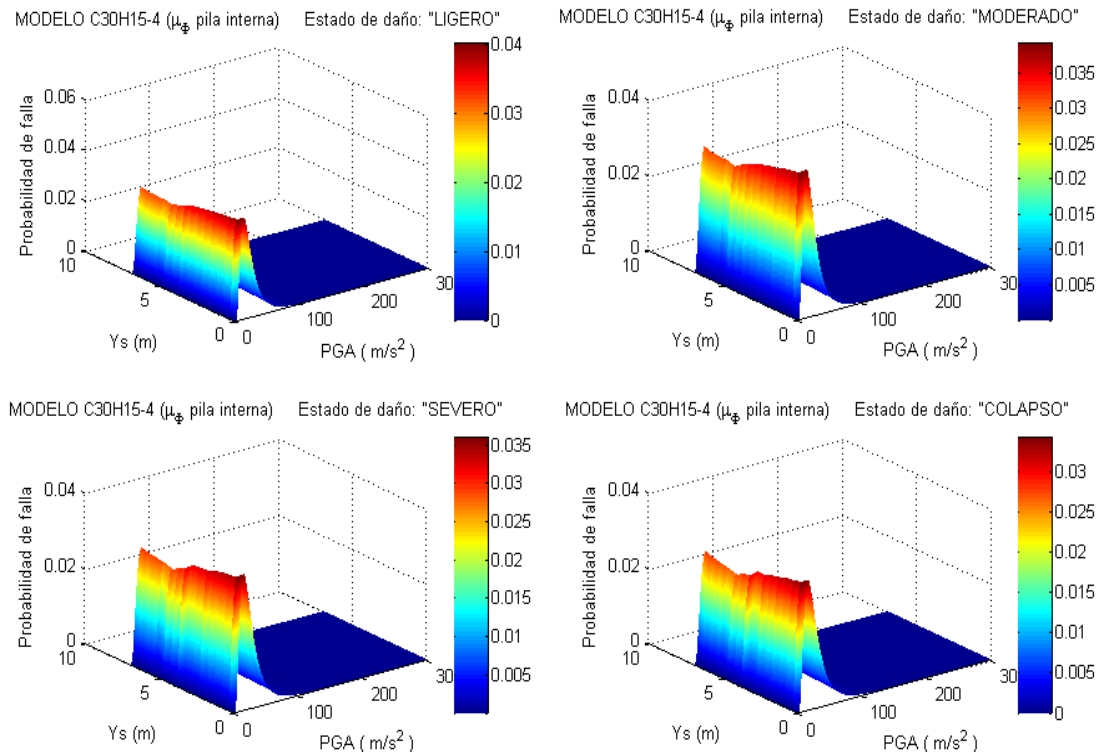


Figura 83. Curvas de fragilidad de superficie de la pila interna (ductilidad por curvatura) del modelo C30H15-4.

Con la finalidad de ver la utilización de las curvas de fragilidad de superficie y ver la vulnerabilidad que tienen estas estructuras ante el multi-peligro, se localizaron puentes que estuvieran dentro de las cuatro zonas sísmicas que fueron consideradas para realizar el diseño de los puentes originales. Los puentes seleccionados se resumen en la Tabla 40 y en la figura 84 puede observarse su localización.

Tabla 40. Puentes reales evaluados ante el multi-peligro.

PUENTE	COORDENADAS		MUNICIPIO	ESTRUCTURA
	X	Y		
Cointzio	-101.258	19.6396	Morelia	Concreto
Del Encinal	-102.766	18.7555	Aguililla	Concreto
Lázaro Cárdenas	-102.198	17.9733	Lázaro Cárdenas	Concreto
La Sabana LI.	-99.7914	16.7998	Acapulco de Juárez	Concreto



Figura 84. Localización geográfica de los puentes consultados en Tabla 40.

El objetivo de localizar estos puentes es predecir la probabilidad de falla a través de utilizar las curvas realizadas inicialmente se obtendrá la probabilidad de falla considerando un tirante de socavación (Y_s) igual a cero y posteriormente con ayuda del análisis de datos hidráulicos se obtendrá el tirante de socavación y en conjunto se obtendrá la probabilidad de falla de los puentes pero ahora considerando el multi-peligro, con lo cual se verificará si es o

no adecuado realizar análisis que impliquen el multi-peligro para este tipo de estructuras, o bien puede conocerse cuál de las dos acciones provoca mayor daño en los puentes.

Para la obtención del valor de la aceleración máxima del terreno (PGA) necesaria para encontrar la probabilidad de falla, se procedió a obtener los espectros de diseño mediante el programa PRODISIS, indicado en el Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Sismo (MDOC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Para la construcción y reducción de los espectros debe considerarse para el estado de colapso reducciones por sobrerresistencia y ductilidad, además de considerar el tipo de estructura y la importancia estructural.

Según el MDOC las estructuras se clasifican según su estructuración y su destino; considerando la clasificación según su estructuración (Sección 3.2.2) así los puentes quedan clasificados dentro del tipo 7 (Sección 3.10.2.1 del MDOC). Por otro lado los puentes según su destino se clasifican:

- Puentes comunes (Grupo B) que son considerados como puentes comunes y representan la mayor parte de los puentes convencionales.
- Puentes de especial importancia (Grupo A) son aquellos que deben mantenerse funcionales tras la ocurrencia de un gran temblor.

Las ordenadas de los espectros de diseño deberán de ser modificadas por un factor que depende de la importancia estructural, así el espectro de diseño se obtendrá al multiplicar las ordenadas espectrales por el factor de importancia estructural de 1.5.

Con la finalidad de considerar el comportamiento inelástico de las estructuras el MDOC (Sección 3.2.5) propone hacer uso del factor reductor por ductilidad (Q') para la obtención de las fuerzas sísmicas reducidas, para lo cual las ordenas espectrales deberán ser divididas por Q' , el factor será calculado como (ec. 9):

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T_e}{T_b}}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad \text{ec, 9}$$

donde

- Q Factor de comportamiento sísmico
- β Factor de amortiguamiento
- Tb Límite superior de la meseta del espectro de diseño
- Te Periodo estructural
- k Parámetro que controla la caída del espectro
- p Factor que define la variación del espectro en la rama descendente, calculado como ec. 10):

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2 \quad \text{ec. 10}$$

El efecto de la sobrerresistencia obtenida para diseñar elementos de concreto se debe a la mayor resistencia que tiene el acero de refuerzo como consecuencia del endurecimiento por deformación y al valor real del esfuerzo de fluencia. Adicionalmente, el concreto tiene una resistencia mayor que la utilizada en el diseño, debido al confinamiento, al aumento de la resistencia con la edad y al efecto de la tasa de aplicación de las cargas dinámicas. Al tener en cuenta estos efectos, la sobrerresistencia puede alcanzar valores mayores que el 50% de la resistencia de diseño (Paulay y Priestly, 1991), por lo que se propone reducir el espectro con un factor FR= 1.5.

En resumen los espectros de diseño obtenidos del PRODISIS fueron afectados por los factores, y son mostrados en la figura 85:

- Factor de importancia estructural, 1.5.
- Factor de sobrerresistencia, $F_R=1.5$.
- Factor reductor por ductilidad calculado con las ecuaciones 9 y 10.

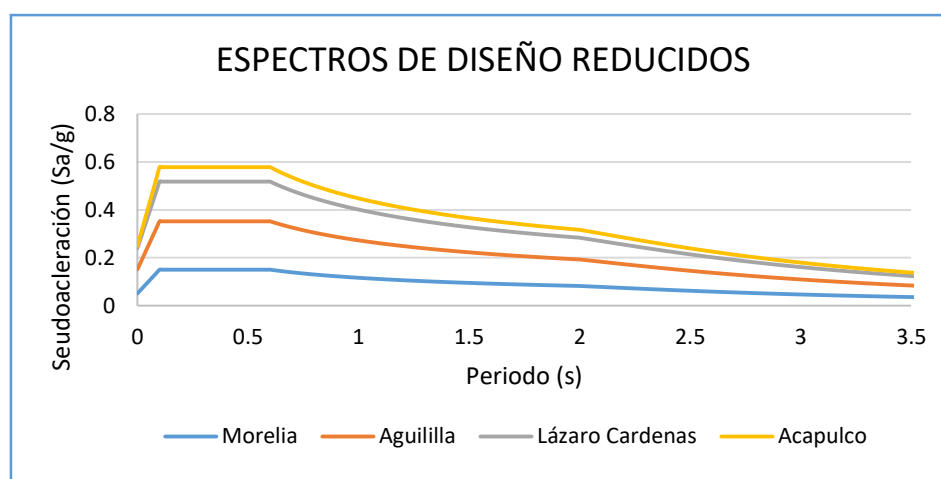


Figura 85. Espectros de diseño reducidos de los puentes consultados en Tabla 40.

Por su ubicación es posible estimar la vulnerabilidad a la que los puentes están sujetos por estar en contacto con cauces naturales y caracterizado el peligro sísmico, con ello se pretende encontrar la probabilidad de falla ante el multi-peligro con ayuda de las curvas de fragilidad de superficie; en la tabla 41 se resume la aceleración máxima del terreno (PGA) considerando la demanda sísmica del sitio de ubicación de los puentes así como el tirante máximo de socavación (Y_s) que pueden presentar considerando un periodo de retorno de 1000 años.

Tabla 41. Parámetros para cuantificar el multi-peligro.

Puente	PGA (m/s^2)	Y_s (m)
Cointzio	0.501	5.8
Del Encinal	1.487	5.8
Lázaro Cárdenas	2.356	6.9
La Sabana LI.	2.450	4.9

La probabilidad de falla en los puentes que se pretende medir es la relacionada con el estado de daño de colapso por tanto las curvas mostradas en la figura 86 serán utilizadas para medir la probabilidad de falla de los puentes localizados en las cuatro regiones mencionadas, la probabilidad de falla del puente Cointzio será cuantificada haciendo uso de la curva C30H15-1, puente Del Encinal curva C30H15-2, puente Lázaro Cárdenas curva C30H15-3 y el puente La Sabana LI. Curva C30H15-4; debido a la gran importancia de estas estructuras como vía de comunicación después de ocurrido un desastre natural, riesgo para los humanos o bien por el elevado costo de inversión es importante cuantificar la seguridad de estas estructuras ante el multi-peligro.

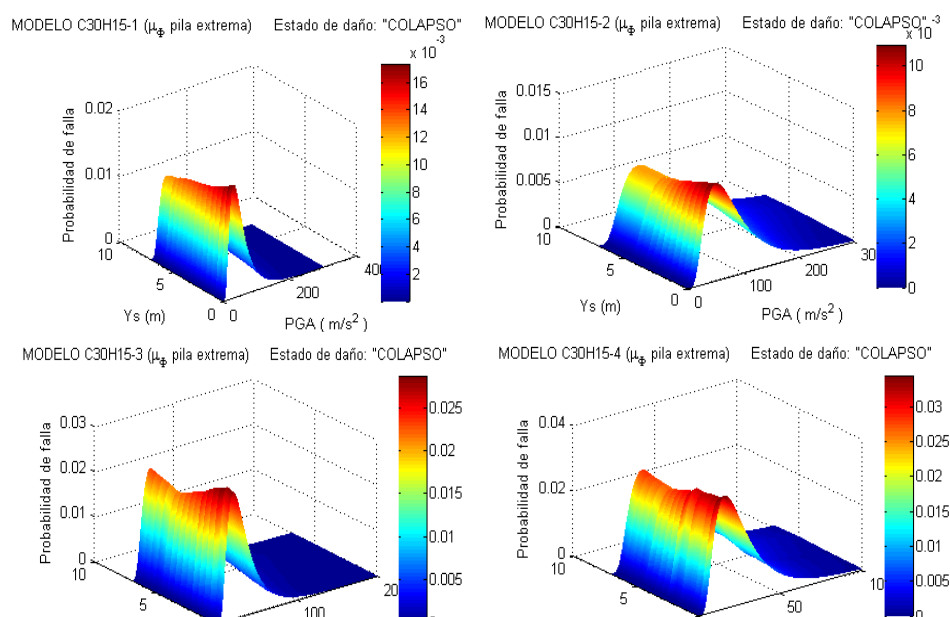


Figura 86. Curvas de fragilidad de superficie para el estado de daño de colapso.

En la actualidad no se cuenta con códigos de diseño de puentes que involucren la acción de dos o más eventos extremos (multi-peligro) considerando un enfoque probabilista, si bien la especificación de diseño de puentes AASHTO LRFD (AASHTO 2007) está basada en la filosofía de estados límites que son aplicables a diferentes aspectos en el diseño de puentes tales como esfuerzos, eventos extremos, servicio y fatiga [Alipour 2013], sin embargo el estado límite de esfuerzos ha sido el único calibrado considerando un enfoque probabilista.

Es importante mencionar que el enfoque probabilista solo es aplicable a los casos en que los parámetros de carga y resistencia se pueden definir y determinar con un bajo nivel de incertidumbre. De acuerdo a las especificaciones AASHTO LRFD para el diseño de puentes los efectos de erosión en el cambio de las características estructurales de un puente deben de ser evaluadas para asegurarse de que el puente no sea vulnerable a cargas sísmicas extremas [Alipour, 2013].

Evalrados los puentes de estudio, se calcula el rango esperado de probabilidades de falla y es comparado con la probabilidad de falla aceptable o su índice de confiabilidad equivalente (β). El código de diseño de puentes AASHTO LRFD involucra un índice de confiabilidad $\beta=3.5$ para la combinación de carga muerta más carga viva, $\beta=2.5$ considerando la acción sísmica, y dos índices de confiabilidad distintos para considerar el efecto de la socavación. Calculando el tirante de socavación (Y_s) con la ecuación 1 citada en el capítulo 2, dependiendo de la magnitud del río en estudio se tienen los siguiente índices de confiabilidad: $\beta=3$ si el río en estudio es pequeño y el puente en estudio es de longitud media o pequeña, y $\beta=2$ si el puentes en estudio se encuentra en contacto con ríos grandes.

Con ayuda de las curvas de la figura 86 obtenida la probabilidad de falla (P_f) asociada al valor de PGA de diseño y a la profundidad de socavación (Y_s) para cada uno de los puentes, y recordando que el índice de confiabilidad (β) es considerado como un parámetro que nos ayuda a medir la seguridad de una estructura o elemento a partir del concepto $\beta = \Phi^{-1}(P_f)$, es posible comprar el índice de confiabilidad para cada uno de los puentes con los valores de índices de confiabilidad establecidos por los reglamentos.

Considerando solo una franja de las curvas de fragilidad de superficie para el tirante de socavación de interés y para el estado de daño de colapso se tienen las curvas mostradas en la figura 87 considerando el índice de daño de ductilidad por curvatura ($\mu\phi$), se obtienen los valores numéricos de probabilidades de falla para los cuatro puentes y su correspondiente índice de confiabilidad (β).

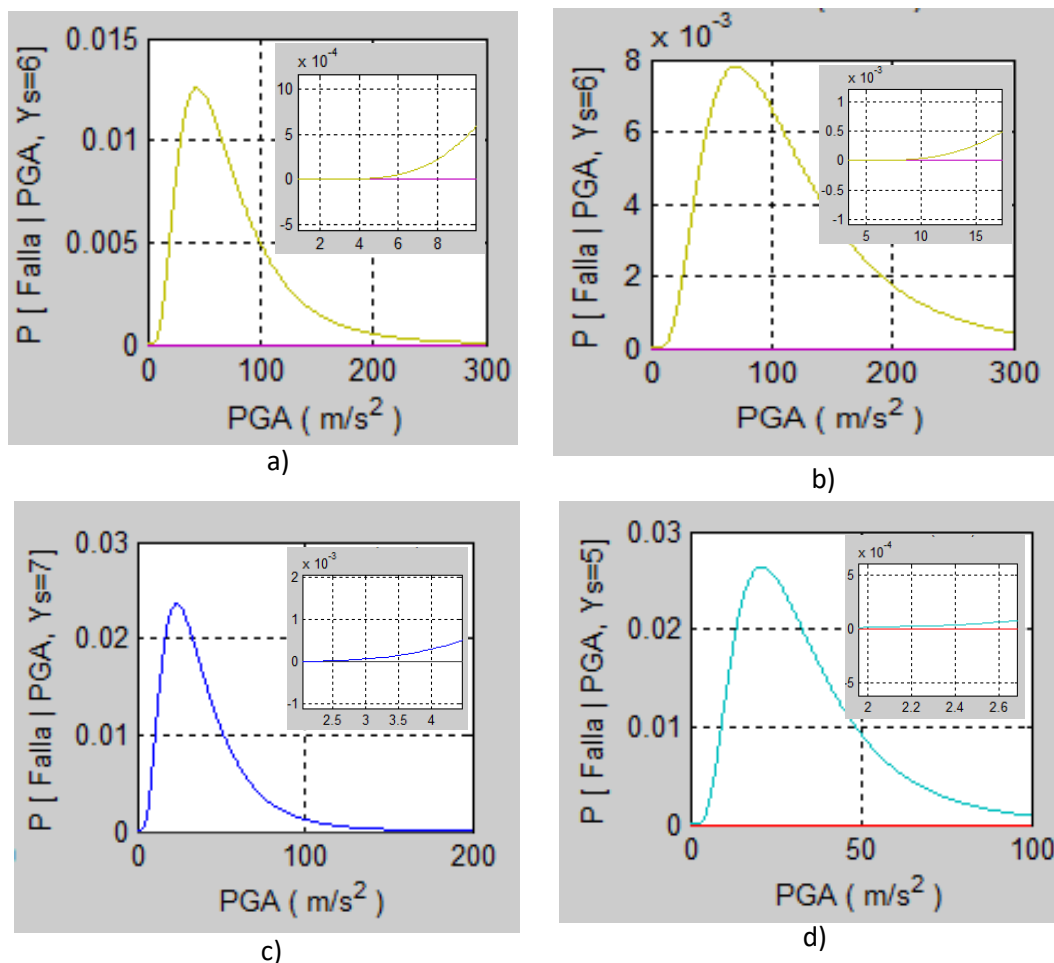


Figura 87. Fragmento de curvas de fragilidad de superficie para el estado de daño de colapso para los puentes, a) Cointzio, b) Del Encinal, c) Lázaro Cárdenas y d) La Sabana.

Puente Cointzio	$P_f(\mu\phi)=0$	$\beta \rightarrow \infty$
Puente Del Encinal	$P_f(\mu\phi)=0$	$\beta \rightarrow \infty$
Puente Lázaro Cárdenas	$P_f(\mu\phi)= 1.277e-5$	$\beta = 4.21$
Puente La Sabana LI.	$P_f(\mu\phi)=4.816e-5$	$\beta = 3.89$

El índice de confiabilidad para estas estructuras considerando el multi-peligro es demasiado grande, aun cuando la acción de socavación se desprecia los índices de confiabilidad son grandes pues los índices de confiabilidad establecidos por los códigos para las diferentes combinaciones de carga por si solas ya consideran la confiabilidad que las estructuras por su importancia deben de considerar.

La obtención de los índices de confiabilidad es importante pues los factores de carga que son utilizados en los códigos de diseño son el resultado de un análisis probabilista, y como se mencionaba en la actualidad no se cuenta con factores de carga que involucren la acción simultanea de eventos extremos, de ahí la importancia de poder tener un panorama de la influencia del multi-peligro.

CAPÍTULO 7. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Como es evidente la probabilidad de falla de un puente sometido al multi-peligro: socavación y terremotos está relacionado con la probabilidad que existe por un lado de que se presente un terremoto y por otra de la vulnerabilidad del puente a socavarse.

Si bien un puente que está en contacto directo con un río es vulnerable a socavarse, es importante mencionar que no existe la misma probabilidad que se presenten una profundidad de socavación pequeña o una profundidad mayor; en el primer caso la probabilidad que existe que se presente una socavación indudablemente es mayor por ser menor la cantidad de material que tiene que ser removido y que a su vez implica estar relacionado con fuerzas hidráulicas de empuje y arrastre menores.

Comparando las curvas de fragilidad de un modelo en específico es posible observar que la probabilidad de falla evidentemente está relacionado con la probabilidad de que se presente una profundidad de socavación, obteniendo así probabilidades de falla mayores para tirantes de socavación menores, mostrando una tendencia de probabilidades de falla menores conforme la profundidad de socavación incrementa.

Considerando un puente en particular, independientemente de la profundidad del tirante socavado es importante destacar que la tendencia de las probabilidades de falla está en función del desempeño sísmico que puede alcanzar la estructura al ser sometidas a diferentes demandas sísmicas, esta tendencia es más fácil de observarse tomando la distorsión angular (Δ) como parámetro indicador de daño, para los cuatro diferentes estados de daño en los 4 puentes tipo se observa que la pendiente de estas curvas incrementa para todos los casos disminuyéndose así la probabilidad de falla.

El intervalo de aceleración máxima (PGA) en la que se puede observar la tendencia en que va disminuyendo la probabilidad de falla varía entre los cuatro modelos, sin embargo es notorio en todos los casos que para valores pequeños de PGA la probabilidad de falla tiende a cero pues la demanda sísmica es muy pequeña que no causa ningún daño, sin

embargo para PGA grandes es totalmente probable la falla pues el valor de PGA supera la PGA con la que fueron diseñados los puentes.

Es importante mencionar que las tendencias antes mencionadas cuando se considera la ductilidad por curvatura ($\mu\phi$) como indicador de daño en las curvas reflejadas no pueden apreciarse claramente, sin embargo las curvas pueden ser reproducidas con los datos del APÉNDICE A y pueden sincretizarse para ver la tendencias más claramente.

Para los cuatro puentes reales que fueron identificados se puede observarse que las aceleraciones máximas del terreno para diseño son muy pequeñas ya que el peligro sísmico por sí mismo considera factores de seguridad, en cuanto al riesgo que tienen los puentes a socavarse es muy importante realizar un análisis detallado para considerar si el caudal hidráulico que circula por el área de estudio (localización del puente) es lo suficientemente grande como para llevarlos a presentar un tirante de socavación que los pueda llevar a sufrir un daño considerable.

En este estudio se observa que la probabilidad de falla de los puentes seleccionados tiende a cero por tener involucrados valores de PGA pequeños; por tanto se puede resumir que para estas estructuras en particular un estudio que considere el multi-peligro no podría ayudar a demostrar el riesgo de estas estructuras, ya que por su localización la amenaza sísmica combinada con la socavación no demuestran la probabilidad de falla, sin embargo la socavación puede poner en riesgo su estabilidad ya que de acuerdo al estudio hidráulico realizado los tirantes de socavación que pueden presentar los puentes son grandes llegando a alcanzar hasta una altura de 7 metros de socavación.

Al incrementar el tirante de socavación y recordando las hipótesis consideradas como primer acercamiento a medir el daño de multi-peligro se consideró que las estructuras se encontraban desplantadas sobre terreno duro, se omitió el análisis refinado estructural-cimentación por lo que en el análisis se consideró que el tirante de socavación que puede presentar cada estructura se ve reflejado directamente en un incremento de la altura libre de las pilas, es por ello que la vulnerabilidad que tienen las pilas ante el efecto de socavación puede poner en riesgo a estas estructuras, ya que el material confinante de las pilas es removido las pilas presentan un incremento en la altura generando mayor flexibilidad y un

aumento de la carga axial que debe soportar y como resultado grandes deformaciones, por consiguiente pueden presentarse cambios en el diseño de la misma, que si el armado no es el adecuado pueden presentarse daños considerables e inclusive el colapso.

Los análisis de multi-peligro es una forma relativamente nueva a través de la cual se puede definir la vulnerabilidad de daño e inclusive el colapso de las estructuras, la repercusión en determinar la probabilidad de falla dependerá del grado de certidumbre que se tenga para caracterizar las variables que intervienen en el estudio. Si bien el grado de incertidumbre que se tiene sobre el uso de datos hidráulicos desde ubicar las estaciones hidrométricas, la falta de datos, el grado de refinamiento en la elaboración del modelo digital de elevaciones y modelación del río, por si solas conllevan a tener un alto grado de incertidumbre que se va a acumulando más todas las incertidumbres relacionadas con la caracterización de la vulnerabilidad sísmica, sin embargo las incertidumbres respecto a la amenaza sísmica son un poco más controlables, ya que los espectros de diseño obtenidos de los reglamentos son el resultado de todo un estudio de peligro uniforme.

CAPÍTULO 8. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN CASO REAL

8.1 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

La probabilidad de daño e inclusive el colapso que pueden sufrir las estructuras está relacionado como se indicaba anteriormente con los riesgos a que están expuestas; en este apartado el objetivo es aplicar la metodología desarrollada para evaluar el multi-peligro: socavación y sismo a una estructura real.

Las inundaciones son generadas por el incremento en los niveles de precipitación con lo cual el agua que escurre a los ríos provoca que se tenga un aumento de los niveles de agua, y a su vez es uno de los principales desastres naturales que traen consigo la remoción de materiales que en función de su intensidad puede dar origen a efectos de socavación.

El puente Miguel Alemán que se ubica en la carretera Ciudad Altamirano-Zihuatanejo en el estado de Guerrero, México., y que a su vez comunica la Ciudad de Altamirano y Coyuca de Catalán en el mismo estado, fue seleccionado como caso de estudio debido a que tras las inundaciones presentadas durante el periodo 14-16 de septiembre del año 2013, el río Balsas se desbordó en gran parte del estado de Guerrero provocando numerosos daños, entre ellos, el puente Miguel Alemán quedó devastado, efecto que dejó incomunicadas las dos ciudades: Cd. Altamirano y Coyuca de Catalán. Las inundaciones presentadas en Tierra Caliente fueron provocadas por la presencia de los huracanes Ingrid y Manuel. La localización del puente Miguel Alemán puede apreciarse en la figura 88.

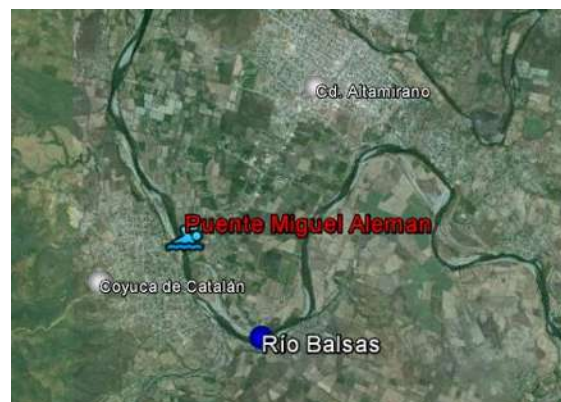


Figura 88. Localización geográfica del puente Miguel Alemán.

Los daños causados al puente Miguel Alemán son sin duda un claro ejemplo de los daños que pueden causar a estas estructuras las inundaciones, con información recabada en las figuras 89-91 se pueden apreciar los daños provocados por la inundación de septiembre del 2013.

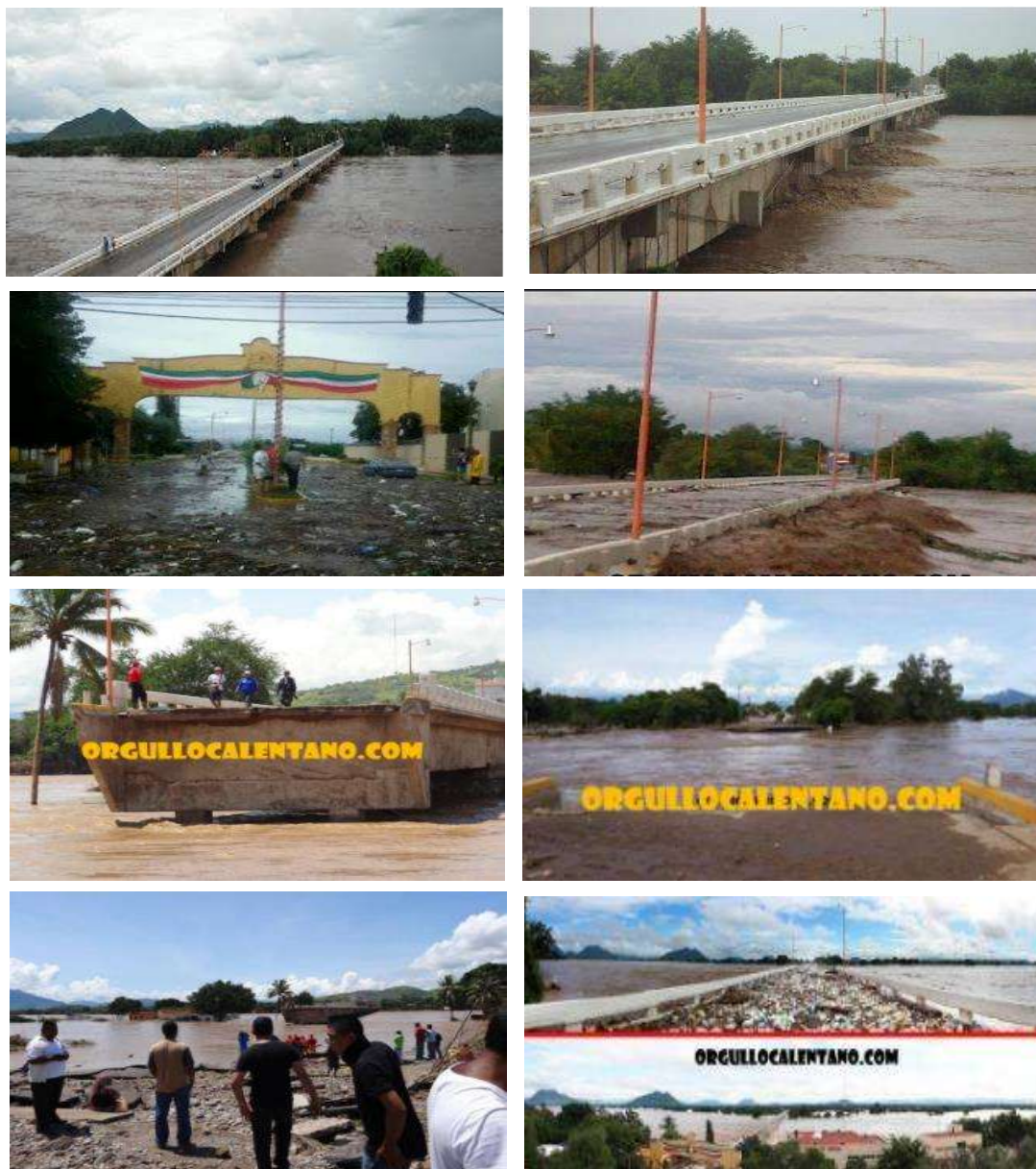


Figura 89. Inundación y daños presentados en el Puente Miguel Alemán- Coyuca de Catalán. (<http://orgullocalentano.blogspot.mx/2013/09/inundacion-en-la-region-tierra-caliente.html>)



Figura 90. Inundación presentada en Ciudad Altamirano (Guerrero).
(<http://orgullocalentano.blogspot.mx/2013/09/inundacion-en-la-region-tierra-caliente.html>)



Figura 91. Arrastre de sedimentos en la comunidad de Coyuca de Catalán como producto de la inundación presentada en septiembre del 2013 en el estado de Guerrero.
(<http://orgullocalentano.blogspot.mx/2013/09/inundacion-en-la-region-tierra-caliente.html>)

Tras los daños presentados (pérdida de terraplén y pérdida de la primera sección del tablero) el puente Miguel Alemán fue reconstruido, actualmente cuenta con iluminación por energía solar y con andadores peatonales, tiene una altura total de 11 metros sobre el nivel

del río en el centro, la cimentación se considera como una cimentación profunda conformada por pilotes de 15 metros de longitud. En la figura 92 se muestran imágenes del puente Miguel Alemán tras haber sido reconstruido.



Figura 92. Puente Miguel Alemán reconstruido.

El puente actual tiene una longitud de 467.53 m con un ancho de corona de 20 m para alojar cuatro carriles de circulación. La superestructura tiene 17 claros conformados por 10 traveses, una losa de 20 cm de espesor y una carpeta asfáltica de 5 cm de espesor. La subestructura está formada por cabezales apoyados sobre cuatro y cinco columnas de 1.5 m de diámetro.

Como la finalidad del estudio es encontrar la probabilidad de falla que puede alcanzar el puente Miguel Alemán, el puente se modeló con ayuda del software SAP2000 (figura 93) tratando de modelarlo lo más cercano a la realidad debido a que no se cuenta con información del proyecto ejecutivo, por lo que se realizó una visita para hacer un levantamiento del puente, y las propiedades y cantidades de los materiales se estimaron mediante el análisis y diseño estructural del puente.



Figura 93. Modelado del puente Miguel Alemán en SAP2000.

El puente está formado por una losa de concreto reforzado que descansa sobre traveses de concreto presforzado AASHTO tipo II (figura 94), con la finalidad de aportar rigidez lateral y con el objetivo de que la superestructura trabaje en conjunto en cada centro de claro se ubicaron diafragmas rígidos. La subestructura está formada por pilas tipo marco, en los primeros 3 claros de ambos extremos del puente las pilas están formadas por 4 columnas mientras que los claros sucesivos tienen 5 columnas, todas las columnas de sección circular constante como puede observarse en la figura 95.

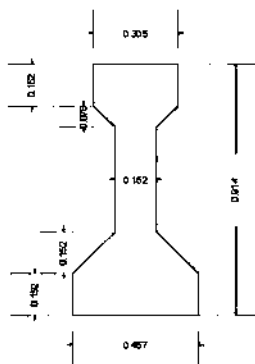


Figura 94. Geometría de trabe AASHTO tipo II (acotaciones: metros).

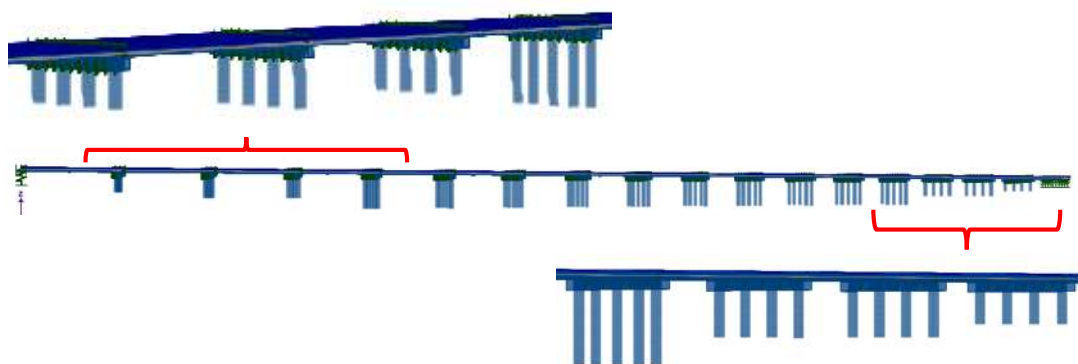


Figura 95. Disposición del número de columnas en las pilas del puente Miguel Alemán.

El puente está formado por 17 claros de 27.5 metros, las columnas de las pilas a los extremos del puente es variada contando con alturas de 5, 7 y 11 metros (figura 96); la superestructura se encuentra soportada mediante apoyos de neopreno localizados entre cada trabe y cabzal de la pila.

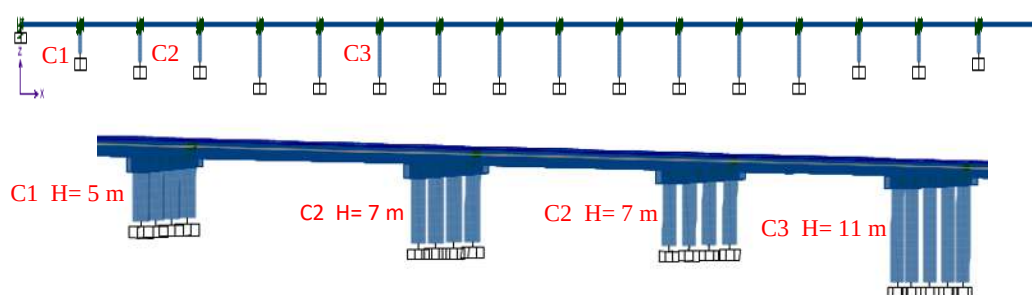


Figura 96. Variación de la altura de las columnas en las pilas del puente Miguel Alemán.

Como se mencionaba anteriormente en el centro de cada claro se ubican diafragmas que están modelados como trabes secundarias de concreto reforzado con un $f'c = 2500 \text{ t/m}^2$, los diafragmas son de sección transversal rectangular de peralte $h = 1 \text{ m}$ y ancho $b = 0.3 \text{ m}$. Las columnas de las pilas tipo marco tienen sección transversal circular constante de

diámetro, el acero de refuerzo longitudinal está compuesto por barras del #10 distribuidas en su perímetro. Para el acero transversal se usaron barras del #5 en forma de anillos circulares.

El cabezal de las pilas es de sección rectangular con peralte $h = 1.5$ m y ancho $b = 1.9$ m, el acero de refuerzo utilizado en los armados de las columnas y los cabezales tiene una resistencia a la fluencia $f_y = 42184.18$ t/m², mientras que la resistencia a compresión del concreto es de $f'_c = 2500$ t/m².

Debido a que el comportamiento no lineal de la estructura se considera solo en las pilas, las columnas de las pilas son los únicos elementos estructurales que se diseñaron. El código de diseño que se utilizó fue el Reglamento de Construcción del Distrito Federal en conjunto con sus Normas Técnicas Complementarias.

Los diafragmas, cabezales, columnas y las trabes AASHTO tipo II fueron modelados utilizando elementos tipo barra indicados en la figura 96 de color azul. La losa tiene un espesor de 0.20 m, y fue modelada a través de elementos tipo placa considerando una resistencia a compresión del concreto de $f'_c = 2500$ t/m², en la figura 97 los elementos tipo placa pueden apreciarse en color rojo.

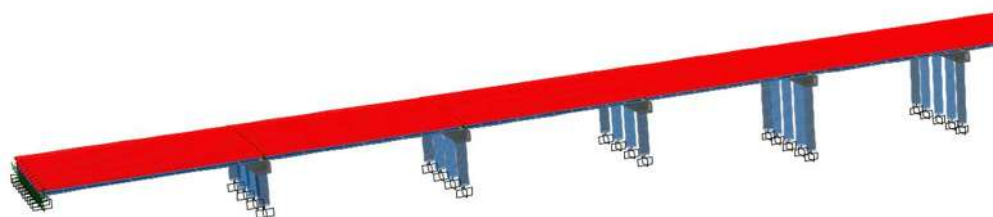


Figura 97. Elementos tipo placa (color rojo) y elementos tipo barra (color azul) utilizados para modelar los elementos del puente Miguel Alemán.

De acuerdo a la información recabada por López (2013), y las especificaciones AASHTO (AASHTO, 2010) la cuantía de acero longitudinal para diseño por sismo tiene los límites indicados en la tabla 42.

Tabla 42. Límites para la cuantía de acero longitudinal según AASHTO (2010).

Zona sísmica	Cuantía de acero longitudinal	
	min	max
1	0.01	0.06
2 y 3	0.01	0.04

Considerando las NTC- 2004 en la sección 6.2.2, la cuantía de acero longitudinal de la sección no será menor que $20/f_y$ ni mayor que 0.06 (f_y en kg/cm^2). En cuanto al refuerzo transversal la separación entre estribos no será mayor que: $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal, 40 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna.

8.2 DETERMINACIÓN DEL MULTIPELIGRO

8.2.1 SISMO

El puente Miguel Alemán se encuentra ubicado en el estado de Guerrero, y como se revisó en el capítulo 5, el estado de Guerrero se encuentra localizado dentro de la costa del Pacífico Mexicano por lo que es considerado como uno de los estados con mayor sismicidad en la República.

Los sismos que se han registrado en la inmediación del estado de Guerrero son considerados como sismos de subducción, por tanto la demanda sísmica considerada para caracterizar el riesgo sísmico del puente Miguel Alemán se considera que será la misma demanda sísmica que se utilizó en el apartado 5.5 luego de que dicha demanda fue caracterizada a partir de los registros de eventos sísmicos de subducción.

8.2.2 SOCAVACIÓN

Para comenzar con el daño que puede afectar al puente desde el punto de vista hidráulico; y conocer la socavación que puede presentarse inicialmente, se ubicó geográficamente el puente con el objetivo de llevar a cabo modelos analíticos que caractericen la geometría del cauce en ese tramo, esto se desarrolló con ayuda del programa ArcGIS y HEC-RAS, se considera una distancia de 200 metros, tanto aguas arriba como aguas abajo como se suele realizar en la práctica profesional, en las figuras 98 y 99 se pueden observar los modelos realizados.

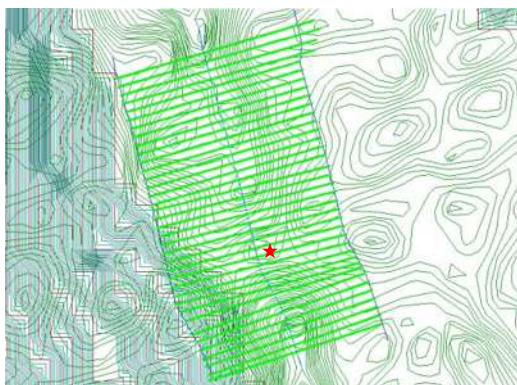


Figura 98. Tramo del río Balsas considerado para caracterizar el puente Miguel Alemán (Arc Gis).

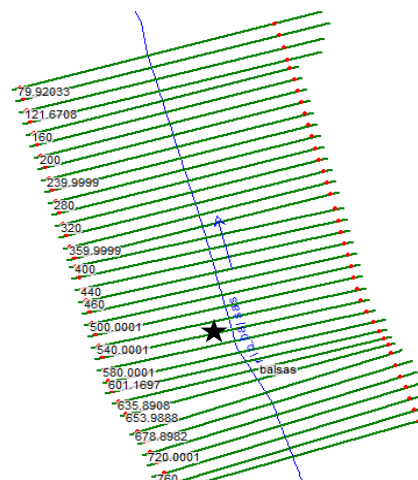


Figura 99. Tramo del río Balsas en software HEC-RAS utilizado para caracterizar el puente Miguel Alemán.

Las condiciones hidráulicas a las que está expuesto el puente en estudio se caracterizaron a través de la localización de la estación hidrométrica más cercana a la zona de interés, así el flujo hidráulico se caracterizó a través de los datos registrados en la estación hidrométrica Coyuca de Catalán que según los datos recabados se han registrados gastos hidráulicos considerables que pueden provocar daños a la estructura por ser mayores a los 30 m^3/s , en la figura 100 se muestra la localización de la estación hidrométrica, en la tabla 43 se indican los gastos hidráulicos registrados en la estación y en la figura 101 se observa la distribución.



Figura 100. Ubicación geográfica de la estación Coyuca de Catalán cercana al puente Miguel Alemán.

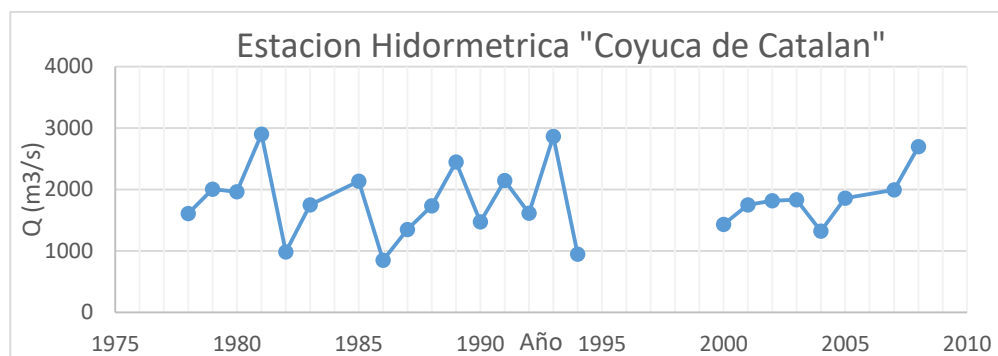


Figura 101. Distribución de gastos registrados estación hidrométrica Coyuca de Catalán.

Tabla 43. Gastos registrados estación hidrométrica Coyuca de Catalán.

COYUCAN DE CATALAN	
AÑO	Q(m3/s)
1978	1612
1979	2008.556
1980	1963.4
1981	2900
1982	985
1983	1749
1985	2135.6
1986	852
1987	1352
1988	1738
1989	2448.146
1990	1476.099
1991	2148.667
1992	1616.6
1993	2865.25
1994	949.001
2000	1433.709
2001	1750.402
2002	1819.661
2003	1835.59
2004	1324.396
2005	1858.298
2007	1998.197
2008	2700.349

Con ayuda del software HEC-RAS (software HEC-RAS versión 5.0.1) se obtienen las configuraciones del perfil hidráulico del río en la zona de interés, esto es posibles una vez que la geometría de las secciones han sido caracterizadas (figura 102).

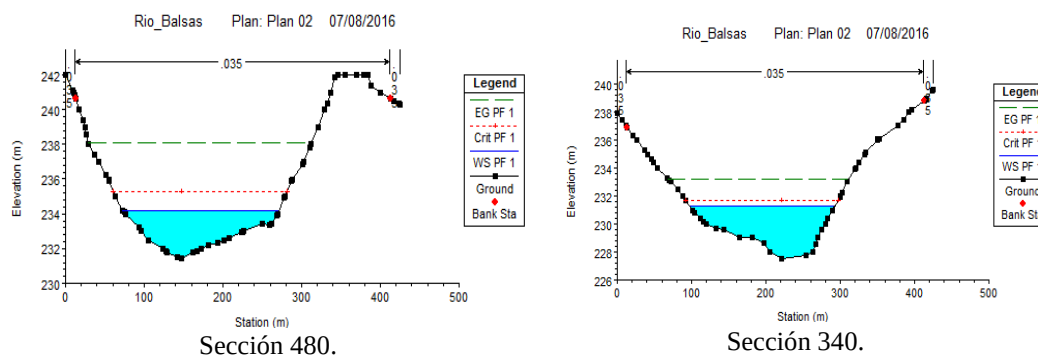


Figura 102. Sección geométrica Río Balsas. (HEC-RAS 5.0.1).

Debido a que se pretende caracterizar el gasto hidráulico a través de una función de densidad de probabilidad (FDP), con ayuda de la función “dfittool” del software MATLAB se desarrolló un modelo probabilista para obtener la función de densidad de probabilidad que mejor caracteriza a la variable de interés. El ajuste de la FDP se realizó considerando la densidad de probabilidad Normal, Log-Normal y la de Valor extremo, obteniendo que la función que mejor ajusta según los datos recabados de la estación Coyuca de Catalán es la función de densidad de probabilidad Log-Normal, como se aprecia en la figura 103 y en la tabla 44, donde se citan los valores de los parámetros de la FDP Log-Normal.

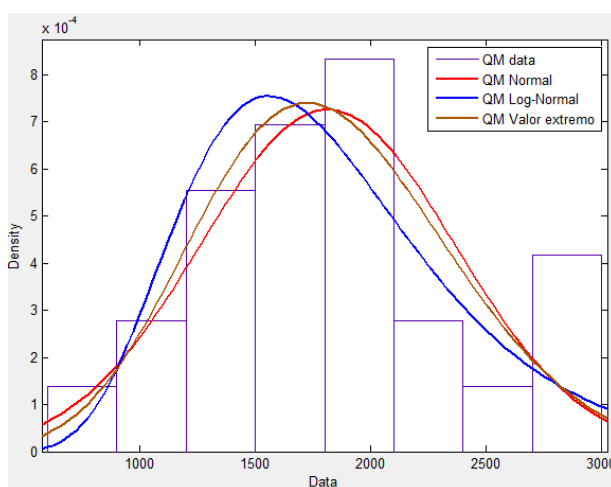


Figura 103. Ajuste de FDP para caracterizar el gasto hidráulico de la estación Coyuca de Catalán.

Tabla 44. Parámetros de la FDP Log-Normal

Grupo	Log_Normal			
	λ	Error	ζ	Error
Q1	7.45583	0.066	0.321937	0.048

Una vez caracterizado el gasto hidráulico como una variable probabilista, es de interés conocer el valor máximo esperado del gasto hidráulico en un periodo de tiempo dado, para ello el gasto se escaló a tres diferentes periodos de retorno, obteniendo los gastos que se muestran en la tabla 45 para cada periodo de retorno (Tr).

Tabla 45. Gastos hidráulicos asociados a los diferentes periodos de retorno.

Grupo	Log-Normal		E [Q_{Tr}]		
	λ	ζ	Tr=100 años	Tr=500 años	Tr=1000 años
Q1	7.45583	0.321937	3658.3	4369.6	4678.3

El río se caracterizó con un total de 37 secciones a lo largo del tramo considerado, de las cuales se obtuvieron los parámetros hidráulicos de velocidad (V) y tirante hidráulico (Y) en el centro de la sección con ayuda del software HEC-RAS para cada uno de los gastos hidráulicos asociados a los periodos de retorno, en la tabla 46 se resumen los parámetros máximos, mínimos y el promedio de cada parámetro hidráulico asociado a cada gasto.

Tabla 46. Valores de los parámetros V y Y obtenidos de la simulación realizada en HEC-RAS.

Tr=100 años	Tr=500 años	Tr=1000 años
Q= 3658.3 m ³ /s	Q= 4369.6 m ³ /s	Q= 4678.3 m ³ /s
Ymin= 2.26 Vmin= 0.75	Ymin= 2.48 Vmin= 0.87	Ymin= 2.59 Vmin= 0.92
Ymax= 13.87 Vmax= 6.75	Ymax= 14.20 Vmax= 7.04	Ymax= 14.34 Vmax= 7.14
Yprom= 6.00 Vprom= 3.45	Yprom= 6.35 Vprom= 3.61	Yprom= 6.49 Vprom= 3.68

Al igual que el gasto hidráulico, se pretende caracterizar la velocidad y el tirante hidráulico como variables probabilistas, por ello se realizó un ajuste de la función de densidad de probabilidad que mejor pueda representar las dos variables: velocidad y tirante hidráulico. De igual manera el ajuste se realizó en el software MATLAB con la función “dfittool” obteniéndose los ajustes mostrados en las figuras 104-106, y la tabla 47 resume los parámetros de la FDP Log-Normal ajustada a cada variable correspondiente a cada gasto.

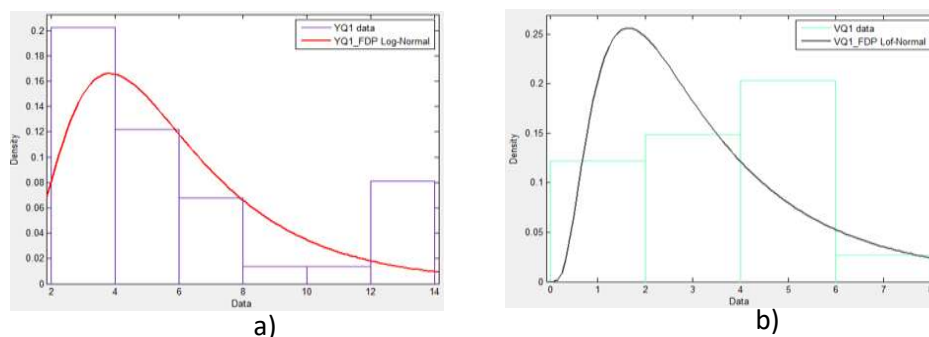


Figura 104. Ajuste de FDP para $Q=3658.3 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=100$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

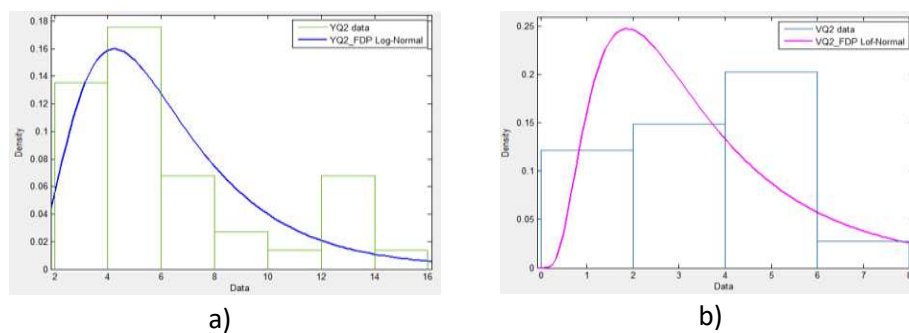


Figura 105. Ajuste de FDP para $Q=4369.6 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=500$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

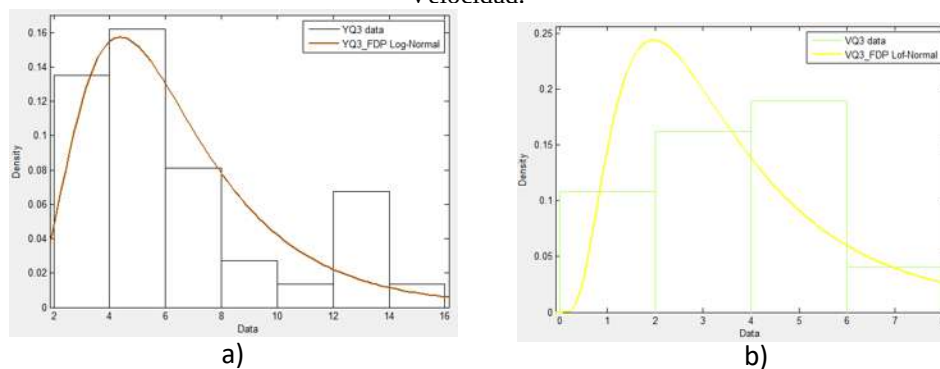


Figura 106. Ajuste de FDP para $Q=4678.3 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=1000$ años: a) Tirante hidráulico b) Velocidad.

Tabla 47. Valores de los parámetros de la FDP Log- Normal.

Grupo	Q (m ³ /s)	Tr (años)	λ_Y	σ_Y	λ_V	σ_V
Q	3658.3	100	1.638	0.54002	1.026	0.72641
	4369.6	500	1.710	0.51642	1.093	0.68160
	4678.3	1000	1.737	0.50769	1.119	0.66549

Caracterizadas las variables que intervienen en la ecuación desarrollada por la Hydraulic Engineering Circular No. 18, ecuación (1), se calculó el tirante de socavación esperado en el puente Miguel Alemán al considerar un total de 10,000 simulaciones mediante una simulación de Monte Carlo, programa desarrollado en el software MATLAB para cada uno de los tres gastos asociados a los periodos de retorno.

Y_1 = variable probabilista cuyos parámetros son reportados en la Tabla 47 para cada uno de los gastos considerados.

K_1 = debido a que las pilas del puente Miguel Alemán tienen forma circular, se define como una variable determinista, $K_1=1$.

K_2 = factor de corrección del ángulo de ataque del flujo, caracterizado mediante una variable probabilista uniforme con parámetros $\mu=1.1$ y $\sigma=0.05$ (Johnson, Julio 1998).

K_3 = factor de corrección para la condición de la cama de material, representado como variable probabilista uniforme con parámetros $\mu=1.2$ y $\sigma=0.0576$ (Johnson, Julio 1998).

K_4 = factor de corrección en función del tamaño del material, de acuerdo a nuestra investigación el material que se presente en mayor proporción en el río Balsas es arena, por tanto se caracteriza mediante una variable determinista, $K_4=1$ (Johnson, Julio 1998).

a = ancho de la pila considerado como variable determinista con valores $a= 1.50$ m.

L = longitud de la pila, considerada como variable determinista con valor de 11 m.

Fr_1 = número de Froude aguas arriba = $\frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$, se calcula a partir de la velocidad del flujo y el tirante hidráulico representadas como variables probabilistas.

V_1 = velocidad media del flujo modelada como variable probabilista cuyos parámetros se resumen en la Tabla 47.

g = aceleración de la gravedad (variable determinista) $g=9.81 \text{ m/s}^2$.

Desarrollándose la Simulación de Montecarlo, se obtuvieron los valores medios de los tirantes de socavación esperados (Y_s), esto se resume en la Tabla 48.

Tabla 48. Tirante de socavación (Y_s) medio esperado en el puente Miguel Alemán.

Q (m ³ /s)	Tr (años)	Y_s (m)
3658.30	100	4.305
4369.60	500	4.434
4678.30	1000	4.502

Nota: es importante mencionar que debido que el puente Miguel Alemán presenta pilas de diferente altura, para el cálculo del tirante de socavación (Y_s) que puede presentarse en el puente se consideraron solamente las pilas con una altura de 11 m, ya que son las pilas localizadas en el centro del claro del puente y por ello las pilas que se encuentran en contacto directo con el flujo del agua del río Balsas tanto en época de lluvia como de estiaje.

Como se resume en la Tabla 48 el mayor tirante medio que puede presentar la subestructura del puente Miguel Alemán, es un tirante de socavación (Y_s) de 4.5 metros de profundidad, por lo que es el tirante considerado para el cálculo de la probabilidad de falla ante el multi-peligro del puente. Debido a que la profundidad de socavación es considerablemente menor que la profundidad de enterramiento de los pilotes de cimentación, $5 \text{ m} < 15 \text{ m}$, se considera como válido asumir un modelo analítico donde se crece la altura de las pilas con una condición de apoyos fija, correspondiente a la idealización de un empotramiento.

De igual manera que se procedió en el cálculo de los efectos del multi-peligro en los casos anteriores de estudio, el efecto de la socavación en el puente se considera como un incremento en la altura libre de las pilas. En este apartado es importante destacar que las pilas que se encuentran en los extremos del puente a pesar de que en época de estiaje no están en contacto con el cauce del río y desconociendo la magnitud de extensión del río en época de lluvia, la altura de socavación se consideró como un factor de igual afectación en todas las pilas ya que en época de estiaje el caudal que corre por el río es poco probable que pueda provocar algún tipo de socavación, sin embargo, en época de lluvia el caudal crece enormemente, inclusive el cauce puede llegar a cubrir todas las pilas, siendo éste el caso de interés para investigar en este trabajo, ya que la probabilidad de socavación se incrementa con el crecimiento del caudal hidráulico; por tanto la longitud total que pueden llegar a alcanzar las pilas son resumidas en la Tabla 49.

Tabla 49. Alturas de pilas en el puente Miguel Alemán.

H_original (m)	Ys (m)	H_modificada (m)
5.00	4.5	9.50
7.00	4.5	11.50
11.00	4.5	15.50

Para estimar los efectos del multi-peligro en el puente Miguel Alemán se realiza un análisis estático no lineal con la finalidad de cuantificar el comportamiento inelástico de la estructura, y a través de curvas de fragilidad asociadas a los dos parámetros (ductilidad por curvatura y distorsión angular) se mide la probabilidad de que se presente un estado de daño, el cual puede ser desde un daño ligero hasta el colapso.

En las figuras 107 -114 se muestran las curvas de fragilidad para el puente Miguel Alemán, considerando los dos índices de daño: ductilidad por curvatura y distorsión angular.

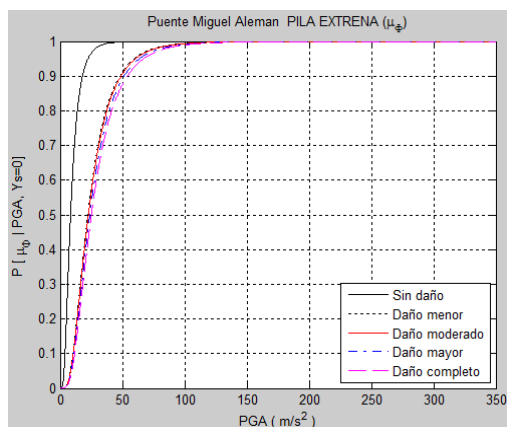


Figura 107. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación cero, pila extrema ($\mu\phi$)

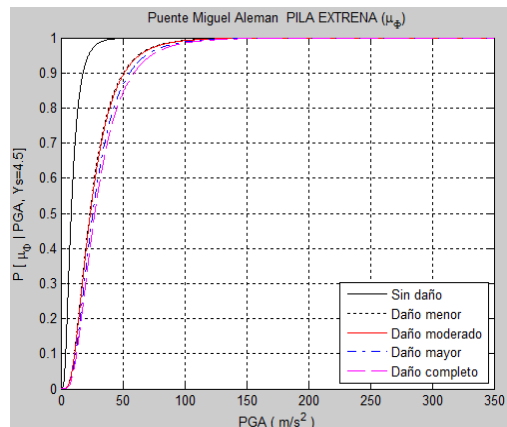


Figura 108. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación 4.5 m, pila extrema ($\mu\phi$)

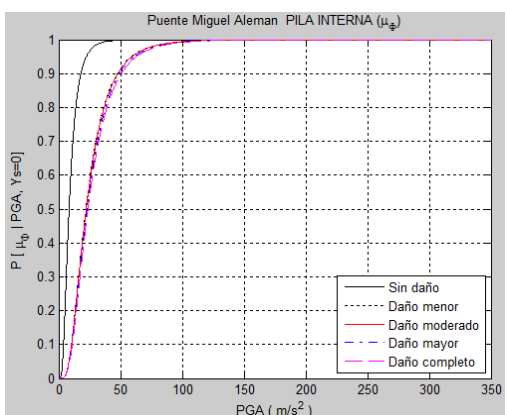


Figura 109. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación cero, pila interna ($\mu\phi$).

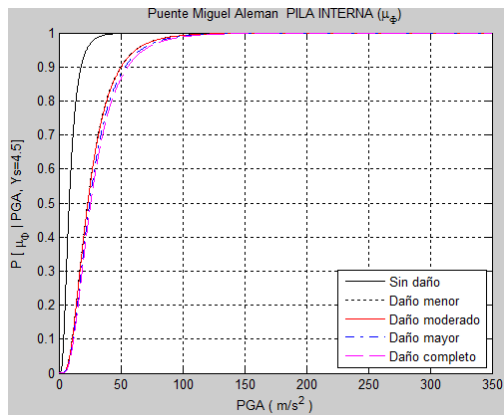


Figura 110. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación 4.5 m, pila interna ($\mu\phi$).

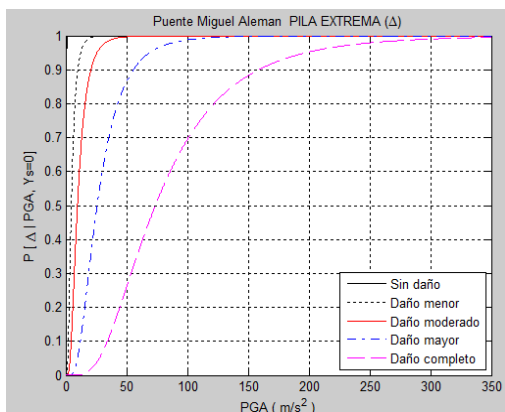


Figura 111. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación cero, pila extrema (Δ).

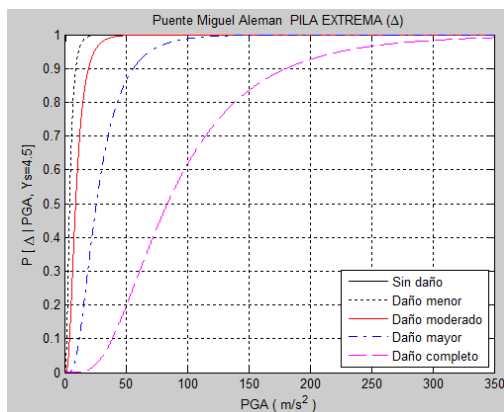


Figura 112. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación 4.5 m, pila extrema (Δ).

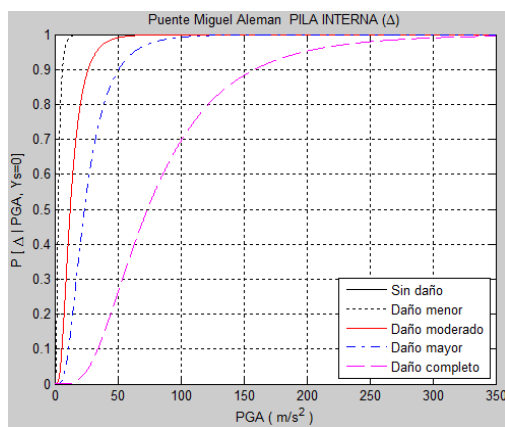


Figura 113. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación cero, pila interna (Δ).

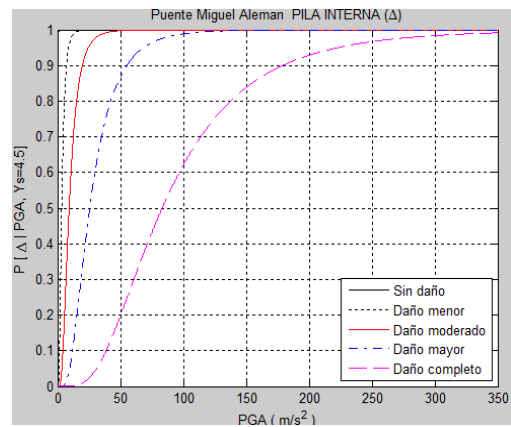


Figura 114. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, tirante de socavación 4.5 m, pila extrema (Δ).

8.2.3 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Dentro de los estados de daño que puede llegar a experimentar una estructura, el de mayor impacto es el estado de daño de colapso debido a la importancia económica y social que implica un daño de esta magnitud, por ello se pretende cuantificar la probabilidad de daño relacionada al estado de colapso, en las figuras 115-118 se muestran las curvas de fragilidad para el estado de daño de colapso (daño completo).

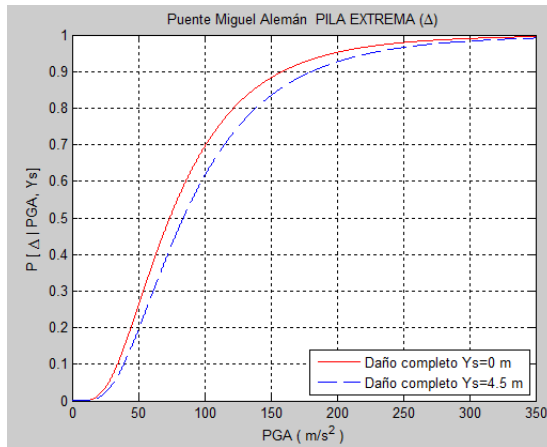


Figura 115. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, estado de daño completo, pila extrema (Δ).

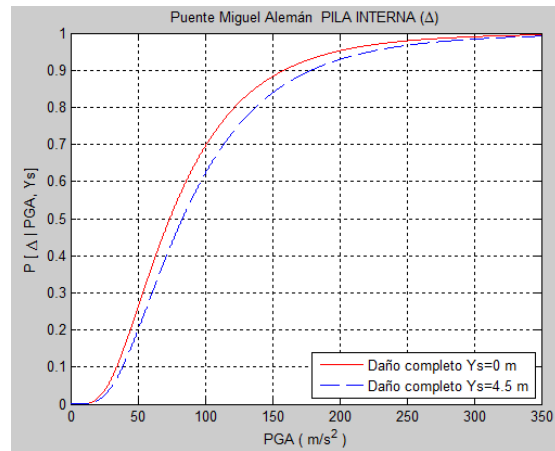


Figura 116. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, estado de daño completo, pila interna (Δ).

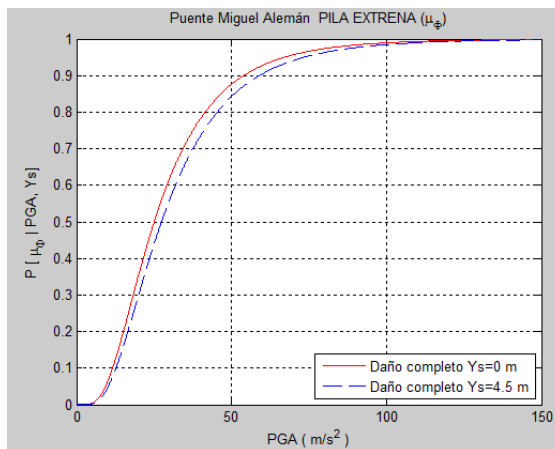


Figura 117. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, estado de daño completo, pila extrema ($\mu\phi$).

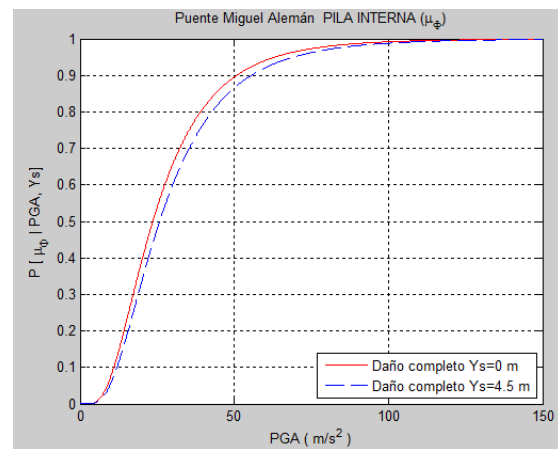


Figura 118. Curvas de fragilidad puente Miguel Alemán, estado de daño completo, pila interna ($\mu\phi$).

Con ayuda de las curvas de fragilidad se puede apreciar que la probabilidad de falla de las pilas para el índice de daño: mediante la ductilidad por curvatura disminuye al presentarse una PGA en los rangos de $15 < PGA < 100 \text{ m/s}^2$, con respecto de la distorsión angular, igualmente se presenta una disminución en la probabilidad de falla para los rangos $20 < PGA < 110 \text{ m/s}^2$, cuando se presenta el tirante de socavación de 4.5 m.

Para considerar la demanda sísmica a la que el puente está sujeto, con ayuda del programa PRODISIS (MDOC), se obtuvo el espectro de diseño modificado de la figura 119, en este se estima el valor de PGA de diseño; así las probabilidades de falla del puente ante un sismo con aceleración máxima del terreno, PGA, de 0.918 m/s^2 se resumen en la Tabla 50.

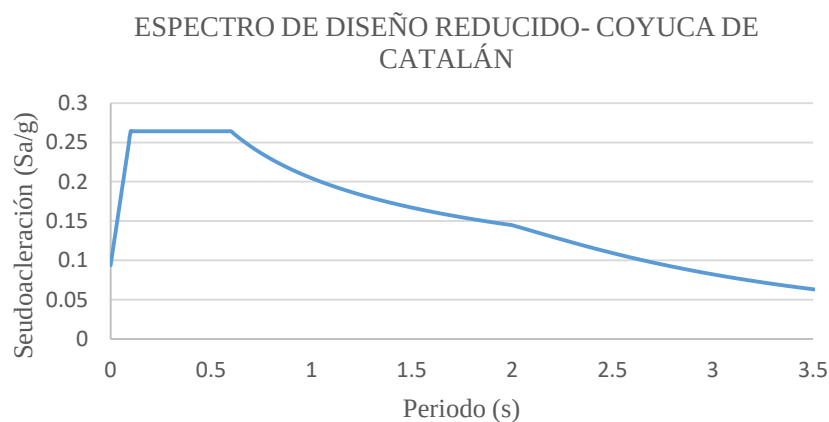


Figura 119. Espectro de diseño de Coyuca de Catalán

Tabla 50. Valores numéricos de la probabilidad de falla para el puente Miguel Alemán para el estado de daño completo.

PILA	PARÁMETRO	PROBABILIDAD DE FALLA	
		Ys=0 m	Ys=4.5 m
Interna	$\mu\phi$	1.121e-8	1.121e-8
Extrema	$\mu\phi$	6.268e-9	6.268e-9
Interna	Δ	2.309e-14	2.309e-14
Extrema	Δ	2.032e-14	2.032e-14

Como se observa en la Tabla 49, la probabilidad de falla que puede presentar el puente ante el estado de daño de colapso es muy pequeña. El efecto que tiene la socavación en la vulnerabilidad de daño depende de la intensidad sísmica, ya que para valores de la $PGA < 20 \text{ m/s}^2$ la probabilidad de falla tiende a cero, y para valores muy grandes de la PGA la probabilidad de falla tiende a 1. Se observa que a pesar de que se presenta un tirante de socavación de 4.5 no existe un cambio en la probabilidad de falla, la socavación no tiene un efecto importante en el comportamiento de la estructura, y si bien se utiliza un índice de confiabilidad para obtener los factores de carga para las acciones separadas, el correspondiente factor de carga a utilizar por efectos de socavación debería ser igual a la unidad, ya que no existe probabilidad de falla.

Obteniendo el índice de confiabilidad asociado al multi-peligro se encuentra que los índices de confiabilidad se encuentran dentro del rango $5.5 < \beta < 7.55$ que son considerados índices de confiabilidad grandes, comparados con los indicados en los códigos para las diferentes combinaciones de carga esto debido a que para el estado de colapso el puente tiene una baja probabilidad de falla.

Si bien el considerar un índice de confiabilidad no solo está relacionado con garantizar la seguridad de la estructura; los índices de confiabilidad que se encuentran implícitos en los reglamentos de diseño son el resultado de realiza un estudio combinado que garanticen la menor pérdida a futuro que se espera y con la inversión inicial; esperando lograr un equilibrio entre ambas variables.

RESÚMEN DE METODOLOGÍA UTILIZADA PARA EL CÁLCULO DEL MULTI-PELIGRO: SOCAVACIÓN Y TERREMOTOS

La metodología utilizada en este trabajo para el cálculo de la probabilidad de falla considerando el multi-peligro: socavación y terremoto, se resume a continuación.

- Desarrollar un modelo numérico del puente de interés.
- Estimar los efectos de socavación a partir de la identificación del río que será estudiado, y a continuación haciendo uso de la ecuación propuesta por la Hydraulic Engineering Circular No. 18 (2012) u otra metodología, estimar el tirante de socavación (Y_s). Para ello es importante conocer las variables que intervienen en el modelo a utilizar, y establecer si las variables serán consideradas como deterministas o probabilistas.
- Obtener el modelo numérico para estimar los efectos de la vulnerabilidad sísmica a través de la obtención de los registros sísmicos que afecten el área de interés del puente.
- Estimar los efectos del multi-peligro. En este apartado el efecto de la socavación puede considerarse como un incremento directo de la altura de las pilas si se puede justificar que la cimentación sigue dando soporte al puente, como se realizó en el presente trabajo, sin embargo, siempre que se cuente con información de las características de los estratos del suelo de soporte y las propiedades de la cimentación, es mejor desarrollar un estudio más refinado que incluya el modelo analítico de la cimentación y el suelo de soporte, y aún mejor si se puede incluir los efectos de interacción suelo-estructura.
- Establecer los estados límite de falla, para caracterizar apropiadamente los índices de daño de los parámetros seleccionados para obtener la probabilidad de falla de las pilas.
- Determinar el comportamiento inelástico de la estructura a través de análisis dinámicos o estáticos no lineales, según el grado de refinamiento que se dese.
- Obtención de curvas de fragilidad para la obtención de la probabilidad de falla de las pilas.

CAPITULO 9. CONCLUSIONES

La implementación del concepto de multi-peligro es considerada una metodología reciente que intenta buscar las condiciones de falla más vulnerables de una estructura, estudiando su peligro de manera individual ante cada una de las acciones, así como en forma combinada, mediante estos estudios es posible estudiar la influencia que tiene en la vulnerabilidad de la estructura. Con esta información se pueden determinar índices de confiabilidad, y con base en ellos factores de carga apropiados para cada combinación de carga calibrados para tener un mismo nivel de seguridad ante cada una de las acciones.

Se ha observado que los puentes han sido afectados no solo por la acción sísmica sino principalmente por la pérdida de material que se tiene alrededor de los elementos que dan soporte a la propia estructura, proceso conocido como socavación. Con la implementación del concepto de multi-peligro se estudió en el presente trabajo el riesgo a que pueden estar sometidos los puentes seleccionados ante los fenómenos accidentales de socavación y sismos.

El multi-peligro se determinó considerando la amenaza sísmica generada en la zona de subducción, que tiene origen en la costa del Pacífico, y la socavación que podría esperarse para uno de los ríos más caudalosos que se tienen dentro de la República Mexicana, el río Balsas.

La amenaza sísmica se consideró como fuerzas que actúan directamente en la estructura tras realizar un análisis estático no lineal mejor conocido como pushover, mientras que la socavación se evaluó como un incremento de la longitud de las pilas, con la hipótesis de que la socavación que se alcanza no afecta a la cimentación, pues como primer acercamiento a la evaluación del multi-peligro se despreció el modelado de la cimentación, asumiendo que las pilas se encuentran aun rígidamente, empotradas, conectadas a la cimentación. La cimentación se simplificó con la finalidad de no aumentar la incertidumbre al modelo debido a que no se contaba información real respecto a las propiedades del suelo y de los materiales, armados y geometría de la cimentación.

Se realizó el monitoreo de dos columnas por pila: una interna (pila interna) y una extrema (pila extrema), debido a que la carga axial (condición permanente) de la columna interna y extrema no son las mismas, se determinaron curvas de fragilidad individuales, sin embargo, no se apreciaron diferencias considerables en la probabilidad de falla.

Con la finalidad de ver la vulnerabilidad de los puentes ante el multi-peligro, se determinaron curvas de fragilidad de superficie que relacionan la probabilidad de alcanzar un estado límite de daño dado un tirante de socavación. De acuerdo a los resultados obtenidos se puede concluir que el efecto que tiene la socavación sobre el desempeño estructural al considerar que las pilas incrementan su altura es que las pilas se vuelven más flexibles generando una disminución en las fuerzas sísmicas que actúan sobre ellas llevándolas a presentar daños que están en función de la intensidad sísmica, observando un incremento en el periodo estructural como resultado del comportamiento inelástico de la estructura. Sin embargo, la disminución de las fuerzas sísmicas está acompañada de un incremento en los desplazamientos que se generan en la cabeza de las pilas, lo cual puede volver vulnerable el componente relacionado con la longitud de asiento de las vigas, ya que este es otro estado límite de falla que se puede presentar en los puentes. Lo ideal sería estimar la probabilidad de falla del sistema que conforma el puente, sin embargo, por los tiempos reducidos que se tienen para desarrollar este trabajo, se consideró solamente un componente del sistema estructural de un puente, el que consideramos más vulnerable, las pilas, ante las acciones accidentales de interés.

Las tendencias de las curvas de fragilidad muestran que la probabilidad de falla para un mismo estado de daño ante los diferentes escenarios de socavación disminuye como función del incremento de la profundidad de socavación, ya que la probabilidad de falla se rige por la probabilidad que se tiene de presentarse un tirante de socavación, ya de acuerdo a las características de la cuenca del río Balsas, los gastos hidráulicos de la base de datos BANDAS son pequeños, siendo más probable que se presente un tirante de socavación pequeño que uno grande.

Ante un escenario de socavación preestablecido es más probable que la columna alcance un estado de daño ligero que un estado de colapso, ya que la amenaza sísmica que se

necesita es mayor, y por lo tanto la probabilidad de falla decrece conforme el daño incrementa. A través de las curvas de fragilidad de superficie, que relacionan la probabilidad de falla asociada a una PGA y a un tirante de socavación, y considerando los 4 modelos iniciales, se observa una disminución en la probabilidad máxima de falla debido a que el incremento del refuerzo longitudinal incrementa la resistencia última de la pila, disminuyendo así la probabilidad de falla.

Con la finalidad de determinar con mayor precisión el comportamiento no lineal de la estructura (deformaciones, esfuerzos, desplazamientos, etc.), se pueden realizar análisis no lineales de historia en el tiempo de modelos más refinados, y con ello comparar los resultados obtenidos en este trabajo para determinar la importancia de estos, de donde se concluiría si el realizar un análisis estático no lineal es adecuado o no para medir el multi-peligro en las estructuras. Sin embargo, para un primer acercamiento del problema, los análisis estáticos no lineales son una buena alternativa para explorar los efectos conjuntos de las acciones consideradas

Los reglamentos de diseño actuales consideran factores de carga para las diferentes acciones de carga, sin embargo en la actualidad no existe un factor que involucre la acción conjunta de dos eventos extremos; además, solamente los factores de carga para las condiciones de cargas permanentes ha sido calibrada usando conceptos de confiabilidad estructural.

Con el desarrollo de curvas de fragilidad de superficie es posible estimar los factores de carga para la acción de multi-peligro: socavación y terremotos. Esto es importante ya que el nivel de riesgo de falla que es aceptado en los puentes es un parámetro importante en la toma de decisiones.

Ante cualquier escenario se desea evitar tener pérdidas humanas, en el mejor de los casos se desea que la estructura presente daños grandes pero que se mantenga de pie, aun cuando pasado el riesgo la estructura tenga que ser demolida. Conociendo la probabilidad de falla, se puede estimar el índice de confiabilidad asociado, resultados que permiten calibrar los factores de carga y resistencia para considerar la acción de multi-peligro en el proceso de diseño estructural. También es importante realizar un estudio de costo-beneficio, ya que

pueden llevar a un incremento severo en los costos de diseño al considerar el multi-peligro: socavación y terremotos.

En trabajos futuros es recomendable considerar el efecto de la socavación directamente mediante un modelo refinado del puente con la cimentación y el suelo de soporte, para revisar si la simplificación realizada en el presente trabajo, consideración de la cimentación como un apoyo rígido, es aceptable, o si se deben considerar todas las características que definen una cimentación (características del suelo, geometría y leyes constitutivas de los materiales resistentes).

REFERENCIAS

AASHTO (2010), LRFD Bridge Design Specifications. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Anil K. Chopra, (1995), Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, New Jersey: Prentice Hall.

Alipour, Shafei & Shinozuka (2013). Reliability-Based Calibration of Load and Resistance Factors for Design of RC Bridges under Multiple Extreme Events: Scour and Earthquake (revista).

Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica Mexicana, (s.f.) Recuperado de: http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Red_Acelerografica.aspx

Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica Mexicana. Recuperado de: http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Red_Acelerografica.aspx

Centro Nacional de Prevención de Desastres, Sismos (2001). Recuperado de: <http://portal.proteccioncivil.gob.mx/upLoad/Publicaciones/tecnicas/fsismo.pdf>

CFE Comisión Federal de Electricidad (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Comisión Nacional del Agua, Atlas del Agua en México (2015). Recuperado de: <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/ATLAS2015.pdf>
Edafología, Unidades y subunidades de suelo. Recuperado de: <http://www.inegi.org.mx/inegi/SPC/doc/INTERNET/EdafIII.pdf>

El Agua en México, Anexo B. Recuperado de: http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lec/fernandez_r_r/apendiceB.pdf, (p. 38)

Ellingwood & Rosowsky (1996). Combining Snow and Earthquake Loads for Limit States Design.

Espíndola C. & Jiménez Z., La sismología y los sismos de Michoacán de septiembre de 1985. Recuperado de: http://bibliotecadigital.ilce.edu.mx/sites/ciencia/volumen2/ciencia3/066/htm/sec_8.htm

Federal Highway Administration (FHWA), Hydraulic Engineering Circular No. 18, U.S. Department of transportation, Washington, DC (2001). Evaluating scour at bridges, 4th ed.

Francisco Javier Aparicio Mijares., (2011), Fundamentos de hidrología de superficie, México: Limusa.

Gilberto Sotelo Ávila, (2010), Hidráulica General, México: Limusa.

Johnson (1995). Comparison of Pier- Scour Equations Using Field Data.

Johnson (1996). Uncertainty of Hydraulic Parameters.

Kostoglodov V. & Pacheco F. Cien Años de Sismicidad en México. Recuperado de: <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>

Miriam G. López C., (2013), Funciones de demanda estructural de puentes carreteros típicos de México, (Tesis de posgrado maestría), Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán.

Omar Montes A., (2014), Índices de daño en pilas de puentes encamisados con concreto reforzado, (Tesis de posgrado maestría), Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán.

Padgett, Dennemann & Ghosh (2010). Risk based seismic life- cycle cost-benefit (LCC-B) analysis for bridge retrofit assessment.

Probabilistic Bridge Scour Estimates. Johnson P. & Dock A. (1998).

Regiones hidrológicas administrativas. Recuperado de: http://conabio.gob.mx/informacion/metadatos/gis/rha250kgw.xml?_xsl=/db/metadatos/xsl/fgdc_html.xsl&_indent=no

Shuraim (2012). Behavior and shear design provisions of reinforced concrete D-regio beams.

Subregiones río Balsas. Recuperado de: https://www.ecured.cu/R%C3%ADo_Balsas & <http://administracion2014-2015.guerrero.gob.mx/articulos/balsas-rio/>

Wang, Padgett & Osorio (2014). Risk-consistent calibration of load factors for the design of reinforced concrete bridges under the combined effects of earthquake and scour hazards.

Ven Te Chow, (2004). Hidráulica de Canales abiertos, Coeficiente de rugosidad de Manning (p.107), Mc GRAW HILL.

Wardhana & Hadipriono (2003). Analysis of Recent Bridge Failures in the United States.

Yin & Li (2011). Probabilistic loss assessment of light- frame wood construction subjected to combined seismic and snow loads.

APÉNDICE A

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño en pila externa modelo C30H15-1.

MODELO		Ductilidad de curvatura ($\mu\phi$)	PILA EXTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-1	2	3.6665	0.60	Ligero
		3	3.6875	0.60	Moderado
		10	3.7676	0.60	Severo
		15	3.8309	0.60	Colapso
Caso 1	C30H15-1-1	2	3.7183	0.60	Ligero
		3	3.7383	0.60	Moderado
		10	3.8145	0.60	Severo
		15	3.8681	0.60	Colapso
Caso 2	C30H15-1-2	2	3.7676	0.60	Ligero
		3	3.7866	0.60	Moderado
		10	3.8594	0.60	Severo
		15	3.9107	0.60	Colapso
Caso 3	C30H15-1-3	2	3.8053	0.60	Ligero
		3	3.8145	0.60	Moderado
		10	3.8854	0.60	Severo
		15	3.9354	0.60	Colapso
Caso 4	C30H15-1-4	2	3.8417	0.60	Ligero
		3	3.8594	0.60	Moderado
		10	3.9272	0.60	Severo
		15	3.9674	0.60	Colapso
Caso 5	C30H15-1-5	2	3.8768	0.60	Ligero
		3	3.8854	0.60	Moderado
		10	3.9563	0.60	Severo
		15	3.9907	0.60	Colapso
Caso 6	C30H15-1-6	2	3.9023	0.60	Ligero
		3	3.9107	0.60	Moderado
		10	3.9752	0.60	Severo
		15	4.0090	0.60	Colapso
Caso 7	C30H15-1-7	2	3.9272	0.60	Ligero
		3	3.9354	0.60	Moderado
		10	3.9907	0.60	Severo
		15	4.0285	0.60	Colapso

Caso 8	C30H15-1-8	2	3.9435	0.60	Ligero
		3	3.9515	0.60	Moderado
		10	4.0060	0.60	Severo
		15	4.0432	0.60	Colapso
Caso 9	C30H15-1-9	2	3.9595	0.60	Ligero
		3	3.9674	0.60	Moderado
		10	4.0210	0.60	Severo
		15	4.0577	0.60	Colapso
Caso 10	C30H15-1-10	2	3.9830	0.60	Ligero
		3	3.9969	0.60	Moderado
		10	4.0432	0.60	Severo
		15	4.0790	0.60	Colapso
Caso 11	C30H15-1-11	2	4.0135	0.60	Ligero
		3	4.0210	0.60	Moderado
		10	4.0720	0.60	Severo
		15	4.1068	0.60	Colapso
Caso 12	C30H15-1-12	2	4.0648	0.60	Ligero
		3	4.0720	0.60	Moderado
		10	4.1136	0.60	Severo
		15	4.1471	0.60	Colapso
Caso 13	C30H15-1-13	2	4.0790	0.60	Ligero
		3	4.0860	0.60	Moderado
		10	4.1338	0.60	Severo
		15	4.1601	0.60	Colapso
Caso 14	C30H15-1-14	2	4.1136	0.60	Ligero
		3	4.1204	0.60	Moderado
		10	4.1601	0.60	Severo
		15	4.1939	0.60	Colapso

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño en pila externa modelo C30H15-2.

MODELO		Ductilidad de curvatura ($\mu\phi$)	PILA EXTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-2	2	4.2182	0.60	Ligero
		4	4.2288	0.60	Moderado
		10	4.2590	0.60	Severo
		15	4.2903	0.60	Colapso
Caso 1	C30H15-2-1	2	4.2531	0.60	Ligero
		4	4.2649	0.60	Moderado
		10	4.2925	0.60	Severo
		15	4.3228	0.60	Colapso
Caso 2	C30H15-2-2	2	4.2765	0.60	Ligero
		4	4.2868	0.60	Moderado
		10	4.3195	0.60	Severo
		15	4.3489	0.60	Colapso
Caso 3	C30H15-2-3	2	4.3128	0.60	Ligero
		4	4.3250	0.60	Moderado
		10	4.3564	0.60	Severo
		15	4.3838	0.60	Colapso
Caso 4	C30H15-2-4	2	4.3500	0.60	Ligero
		4	4.3596	0.60	Moderado
		10	4.3921	0.60	Severo
		15	4.4215	0.60	Colapso
Caso 5	C30H15-2-5	2	4.3807	0.60	Ligero
		4	4.3931	0.60	Moderado
		10	4.4269	0.60	Severo
		15	4.4530	0.60	Colapso
Caso 6	C30H15-2-6	2	4.4295	0.60	Ligero
		4	4.4374	0.60	Moderado
		10	4.4711	0.60	Severo
		15	4.4967	0.60	Colapso
Caso 7	C30H15-2-7	2	4.4703	0.60	Ligero
		4	4.4817	0.60	Moderado
		10	4.5100	0.60	Severo
		15	4.5348	0.60	Colapso

Caso 8	C30H15-2-8	2	4.5068	0.60	Ligero
		4	4.5159	0.60	Moderado
		10	4.5446	0.60	Severo
		15	4.5717	0.60	Colapso
Caso 9	C30H15-2-9	2	4.5428	0.60	Ligero
		4	4.5499	0.60	Moderado
		10	4.5734	0.60	Severo
		15	4.5896	0.60	Colapso
Caso 10	C30H15-2-10	2	4.5828	0.60	Ligero
		4	4.5907	0.60	Moderado
		10	4.6138	0.60	Severo
		15	4.6302	0.60	Colapso
Caso 11	C30H15-2-11	2	4.5802	0.60	Ligero
		4	4.5887	0.60	Moderado
		10	4.6088	0.60	Severo
		15	4.6269	0.60	Colapso
Caso 12	C30H15-2-12	2	4.5785	0.60	Ligero
		4	4.5870	0.60	Moderado
		10	4.6080	0.60	Severo
		15	4.6245	0.60	Colapso
Caso 13	C30H15-2-13	2	4.5794	0.60	Ligero
		4	4.5887	0.60	Moderado
		10	4.6138	0.60	Severo
		15	4.6289	0.60	Colapso
Caso 14	C30H15-2-14	2	4.5836	0.60	Ligero
		4	4.5921	0.60	Moderado
		10	4.6146	0.60	Severo
		15	4.6302	0.60	Colapso

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño en pila externa modelo C30H15-3.

MODELO		Ductilidad de curvatura ($\mu\phi$)	PILA EXTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-3	2	3.2481	0.60	Ligero
		4	3.2641	0.60	Moderado
		11	3.3098	0.60	Severo
		15	3.3486	0.60	Colapso
Caso 1	C30H15-3-1	2	3.2278	0.60	Ligero
		4	3.2503	0.60	Moderado
		11	3.2945	0.60	Severo
		15	3.3279	0.60	Colapso
Caso 2	C30H15-3-2	2	3.2529	0.60	Ligero
		4	3.2714	0.60	Moderado
		11	3.3315	0.60	Severo
		15	3.3590	0.60	Colapso
Caso 3	C30H15-3-3	2	3.2805	0.60	Ligero
		4	3.2967	0.60	Moderado
		11	3.3529	0.60	Severo
		15	3.3859	0.60	Colapso
Caso 4	C30H15-3-4	2	3.3101	0.60	Ligero
		4	3.3315	0.60	Moderado
		11	3.3816	0.60	Severo
		15	3.4218	0.60	Colapso
Caso 5	C30H15-3-5	2	3.3515	0.60	Ligero
		4	3.3703	0.60	Moderado
		11	3.4327	0.60	Severo
		15	3.4722	0.60	Colapso
Caso 6	C30H15-3-6	2	3.3887	0.60	Ligero
		4	3.4082	0.60	Moderado
		11	3.4670	0.60	Severo
		15	3.5007	0.60	Colapso
Caso 7	C30H15-3-7	2	3.4273	0.60	Ligero
		4	3.4433	0.60	Moderado
		11	3.5052	0.60	Severo
		15	3.5396	0.60	Colapso

Caso 8	C30H15-3-8	2	3.4644	0.60	Ligero
		4	3.4825	0.60	Moderado
		11	3.5444	0.60	Severo
		15	3.5775	0.60	Colapso
Caso 9	C30H15-3-9	2	3.4957	0.60	Ligero
		4	3.5201	0.60	Moderado
		11	3.5757	0.60	Severo
		15	3.6123	0.60	Colapso
Caso 10	C30H15-3-10	2	3.5324	0.60	Ligero
		4	3.5528	0.60	Moderado
		11	3.6073	0.60	Severo
		15	3.6384	0.60	Colapso
Caso 11	C30H15-3-11	2	3.5002	0.60	Ligero
		4	3.5152	0.60	Moderado
		11	3.5682	0.60	Severo
		15	3.5987	0.60	Colapso
Caso 12	C30H15-3-12	2	3.4799	0.60	Ligero
		4	3.4977	0.60	Moderado
		11	3.5444	0.60	Severo
		15	3.5682	0.60	Colapso
Caso 13	C30H15-3-13	2	3.4592	0.60	Ligero
		4	3.4773	0.60	Moderado
		11	3.5275	0.60	Severo
		14	3.5468	0.60	Colapso
Caso 14	C30H15-3-14	2	3.4283	0.60	Ligero
		4	3.4433	0.60	Moderado
		11	3.4942	0.60	Severo
		15	3.5199	0.60	Colapso

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño en pila externa modelo C30H15-4.

MODELO		Ductilidad de curvatura ($\mu\phi$)	PILA EXTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-4	2	2.9902	0.60	Ligero
		4	3.0109	0.60	Moderado
		11	3.0973	0.60	Severo
		15	3.1446	0.60	Colapso
Caso 1	C30H15-4-1	2	3.0312	0.60	Ligero
		4	3.0589	0.60	Moderado
		11	3.1421	0.60	Severo
		15	3.1871	0.60	Colapso
Caso 2	C30H15-4-2	2	3.0550	0.60	Ligero
		4	3.0752	0.60	Moderado
		11	3.1592	0.60	Severo
		15	3.2041	0.60	Colapso
Caso 3	C30H15-4-3	2	3.0628	0.60	Ligero
		4	3.0840	0.60	Moderado
		11	3.1662	0.60	Severo
		15	3.2075	0.60	Colapso
Caso 4	C30H15-4-4	2	3.0783	0.60	Ligero
		4	3.1051	0.60	Moderado
		11	3.1816	0.60	Severo
		15	3.2341	0.60	Colapso
Caso 5	C30H15-4-5	2	3.0821	0.60	Ligero
		4	3.1019	0.60	Moderado
		11	3.1662	0.60	Severo
		15	3.2175	0.60	Colapso
Caso 6	C30H15-4-6	2	3.1085	0.60	Ligero
		4	3.1342	0.60	Moderado
		11	3.2175	0.60	Severo
		15	3.2786	0.60	Colapso
Caso 7	C30H15-4-7	2	3.1421	0.60	Ligero
		5	3.1698	0.60	Moderado
		11	3.2647	0.60	Severo
		15	3.3052	0.60	Colapso

Caso 8	C30H15-4-8	2	3.1662	0.60	Ligero
		4	3.1833	0.60	Moderado
		11	3.2758	0.60	Severo
		15	3.3424	0.60	Colapso
Caso 9	C30H15-4-9	2	3.1990	0.60	Ligero
		4	3.2172	0.60	Moderado
		11	3.3125	0.60	Severo
		15	3.3688	0.60	Colapso
Caso 10	C30H15-4-10	2	3.2373	0.60	Ligero
		4	3.2632	0.60	Moderado
		11	3.3544	0.60	Severo
		15	3.4071	0.60	Colapso
Caso 11	C30H15-4-11	2	3.2172	0.60	Ligero
		4	3.2370	0.60	Moderado
		11	3.3219	0.60	Severo
		15	3.3831	0.60	Colapso
Caso 12	C30H15-4-12	2	3.2175	0.60	Ligero
		4	3.2373	0.60	Moderado
		11	3.3147	0.60	Severo
		15	3.3660	0.60	Colapso
Caso 13	C30H15-4-13	2	3.2142	0.60	Ligero
		4	3.2341	0.60	Moderado
		11	3.3007	0.60	Severo
		15	3.3486	0.60	Colapso
Caso 14	C30H15-4-14	2	3.1905	0.60	Ligero
		4	3.2109	0.60	Moderado
		11	3.2852	0.60	Severo
		15	3.3159	0.60	Colapso

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño en pila interna modelo C30H15-1.

MODELO		Ductilidad de curvatura ($\mu\phi$)	PILA INTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-1	2	3.6875	0.60	Ligero
		3	3.7041	0.60	Moderado
		10	3.8053	0.60	Severo
		15	3.8629	0.60	Colapso
Caso 1	C30H15-1-1	2	3.7183	0.60	Ligero
		3	3.7383	0.60	Moderado
		10	3.8327	0.60	Severo
		15	3.9023	0.60	Colapso
Caso 2	C30H15-1-2	2	3.7866	0.60	Ligero
		3	3.7923	0.60	Moderado
		10	3.8947	0.60	Severo
		15	3.9515	0.60	Colapso
Caso 3	C30H15-1-3	2	3.8145	0.60	Ligero
		3	3.8345	0.60	Moderado
		10	3.9173	0.60	Severo
		15	3.9752	0.60	Colapso
Caso 4	C30H15-1-4	2	3.8594	0.60	Ligero
		3	3.8681	0.60	Moderado
		10	3.9435	0.60	Severo
		15	3.9984	0.60	Colapso
Caso 5	C30H15-1-5	2	3.8854	0.60	Ligero
		3	3.9023	0.60	Moderado
		10	3.9752	0.60	Severo
		15	4.0210	0.60	Colapso
Caso 6	C30H15-1-6	2	3.9107	0.60	Ligero
		3	3.9272	0.60	Moderado
		10	3.9984	0.60	Severo
		15	4.0432	0.60	Colapso
Caso 7	C30H15-1-7	2	3.9354	0.60	Ligero
		3	3.9435	0.60	Moderado
		10	4.0060	0.60	Severo
		15	4.0505	0.60	Colapso

Caso 8	C30H15-1-8	2	3.9595	0.60	Ligero
		3	3.9674	0.60	Moderado
		10	4.0285	0.60	Severo
		15	4.0720	0.60	Colapso
Caso 9	C30H15-1-9	2	3.9752	0.60	Ligero
		3	3.9907	0.60	Moderado
		10	4.0432	0.60	Severo
		15	4.0874	0.60	Colapso
Caso 10	C30H15-1-10	2	4.0060	0.60	Ligero
		3	4.0135	0.60	Moderado
		10	4.0734	0.60	Severo
		15	4.1068	0.60	Colapso
Caso 11	C30H15-1-11	2	4.0300	0.60	Ligero
		3	4.0388	0.60	Moderado
		10	4.0930	0.60	Severo
		15	4.1365	0.60	Colapso
Caso 12	C30H15-1-12	2	4.0720	0.60	Ligero
		3	4.0790	0.60	Moderado
		10	4.1338	0.60	Severo
		15	4.1731	0.60	Colapso
Caso 13	C30H15-1-13	2	4.0930	0.60	Ligero
		3	4.0999	0.60	Moderado
		10	4.1536	0.60	Severo
		15	4.1921	0.60	Colapso
Caso 14	C30H15-1-14	2	4.1271	0.60	Ligero
		3	4.1338	0.60	Moderado
		10	4.1858	0.60	Severo
		15	4.2169	0.60	Colapso

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño en pila interna modelo C30H15-2.

MODELO		Ductilidad de curvatura ($\mu\phi$)	PILA INTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-2	2	4.2412	0.60	Ligero
		4	4.2531	0.60	Moderado
		10	4.2937	0.60	Severo
		15	4.3206	0.60	Colapso
Caso 1	C30H15-2-1	2	4.2765	0.60	Ligero
		4	4.2834	0.60	Moderado
		10	4.3217	0.60	Severo
		15	4.3511	0.60	Colapso
Caso 2	C30H15-2-2	2	4.3039	0.60	Ligero
		4	4.3195	0.60	Moderado
		10	4.3532	0.60	Severo
		15	4.3796	0.60	Colapso
Caso 3	C30H15-2-3	2	4.3392	0.60	Ligero
		4	4.3468	0.60	Moderado
		10	4.3838	0.60	Severo
		15	4.4145	0.60	Colapso
Caso 4	C30H15-2-4	2	4.3723	0.60	Ligero
		4	4.3817	0.60	Moderado
		10	4.4195	0.60	Severo
		15	4.4520	0.60	Colapso
Caso 5	C30H15-2-5	2	4.4145	0.60	Ligero
		4	4.4235	0.60	Moderado
		10	4.4617	0.60	Severo
		15	4.4882	0.60	Colapso
Caso 6	C30H15-2-6	2	4.4511	0.60	Ligero
		4	4.4655	0.60	Moderado
		10	4.4969	0.60	Severo
		15	4.5286	0.60	Colapso
Caso 7	C30H15-2-7	2	4.4901	0.60	Ligero
		4	4.5012	0.60	Moderado
		10	4.5348	0.60	Severo
		15	4.5630	0.60	Colapso

Caso 8	C30H15-2-8	2	4.5259	0.60	Ligero
		4	4.5411	0.60	Moderado
		10	4.5725	0.60	Severo
		15	4.5963	0.60	Colapso
Caso 9	C30H15-2-9	2	4.5647	0.60	Ligero
		4	4.5760	0.60	Moderado
		10	4.5997	0.60	Severo
		15	4.6212	0.60	Colapso
Caso 10	C30H15-2-10	2	4.6047	0.60	Ligero
		4	4.6138	0.60	Moderado
		10	4.6382	0.60	Severo
		15	4.6605	0.60	Colapso
Caso 11	C30H15-2-11	2	4.6030	0.60	Ligero
		4	4.6097	0.60	Moderado
		10	4.6334	0.60	Severo
		15	4.6518	0.60	Colapso
Caso 12	C30H15-2-12	2	4.5997	0.60	Ligero
		4	4.6106	0.60	Moderado
		10	4.6336	0.60	Severo
		15	4.6512	0.60	Colapso
Caso 13	C30H15-2-13	2	4.6055	0.60	Ligero
		4	4.6121	0.60	Moderado
		10	4.6350	0.60	Severo
		15	4.6534	0.60	Colapso
Caso 14	C30H15-2-14	2	4.6063	0.60	Ligero
		4	4.6130	0.60	Moderado
		10	4.6374	0.60	Severo
		15	4.6566	0.60	Colapso

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño en pila interna modelo C30H15-3.

MODELO		Ductilidad de curvatura ($\mu\phi$)	PILA INTERNA		Condición de daño
			λ	ζ	
Original	C30H15-3	2	3.2406	0.60	Ligero
		4	3.2600	0.60	Moderado
		11	3.3219	0.60	Severo
		15	3.3544	0.60	Colapso
Caso 1	C30H15-3-1	2	3.2536	0.60	Ligero
		4	3.2727	0.60	Moderado
		11	3.3368	0.60	Severo
		15	3.3802	0.60	Colapso
Caso 2	C30H15-3-2	2	3.2758	0.60	Ligero
		4	3.2976	0.60	Moderado
		11	3.3602	0.60	Severo
		15	3.4054	0.60	Colapso
Caso 3	C30H15-3-3	2	3.3080	0.60	Ligero
		4	3.3279	0.60	Moderado
		11	3.3943	0.60	Severo
		15	3.4380	0.60	Colapso
Caso 4	C30H15-3-4	2	3.3398	0.60	Ligero
		4	3.3559	0.60	Moderado
		11	3.4246	0.60	Severo
		15	3.4722	0.60	Colapso
Caso 5	C30H15-3-5	2	3.3802	0.60	Ligero
		4	3.3971	0.60	Moderado
		11	3.4644	0.60	Severo
		15	3.5047	0.60	Colapso
Caso 6	C30H15-3-6	2	3.4082	0.60	Ligero
		4	3.4259	0.60	Moderado
		11	3.5002	0.60	Severo
		15	3.5492	0.60	Colapso
Caso 7	C30H15-3-7	2	3.4539	0.60	Ligero
		4	3.4722	0.60	Moderado
		11	3.5442	0.60	Severo
		15	3.5914	0.60	Colapso

Caso 8	C30H15-3-8	2	3.4796	0.60	Ligero
		4	3.5050	0.60	Moderado
		11	3.5722	0.60	Severo
		15	3.6163	0.60	Colapso
Caso 9	C30H15-3-9	2	3.5226	0.60	Ligero
		4	3.5420	0.60	Moderado
		11	3.6123	0.60	Severo
		15	3.6515	0.60	Colapso
Caso 10	C30H15-3-10	2	3.5516	0.60	Ligero
		4	3.5752	0.60	Moderado
		11	3.6406	0.60	Severo
		15	3.6771	0.60	Colapso
Caso 11	C30H15-3-11	2	3.5226	0.60	Ligero
		4	3.5384	0.60	Moderado
		11	3.6005	0.60	Severo
		15	3.6384	0.60	Colapso
Caso 12	C30H15-3-12	2	3.5047	0.60	Ligero
		4	3.5226	0.60	Moderado
		11	3.5768	0.60	Severo
		15	3.6118	0.60	Colapso
Caso 13	C30H15-3-13	2	3.4773	0.60	Ligero
		4	3.4926	0.60	Moderado
		11	3.5468	0.60	Severo
		14	3.5705	0.60	Colapso
Caso 14	C30H15-3-14	2	3.4487	0.60	Ligero
		4	3.4657	0.60	Moderado
		11	3.5275	0.60	Severo
		15	3.5516	0.60	Colapso

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la ductilidad por curvatura como índice de daño en pila interna modelo C30H15-4.

MODELO		Ductilidad de curvatura ($\mu\phi$)	PILA INTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-4	2	2.9902	0.60	Ligero
		4	3.0109	0.60	Moderado
		11	3.0973	0.60	Severo
		15	3.1446	0.60	Colapso
Caso 1	C30H15-4-1	2	3.0392	0.60	Ligero
		4	3.0609	0.60	Moderado
		11	3.1485	0.60	Severo
		15	3.1871	0.60	Colapso
Caso 2	C30H15-4-2	2	3.0550	0.60	Ligero
		4	3.0752	0.60	Moderado
		11	3.1592	0.60	Severo
		15	3.2041	0.60	Colapso
Caso 3	C30H15-4-3	2	3.0632	0.60	Ligero
		4	3.0844	0.60	Moderado
		11	3.1666	0.60	Severo
		15	3.2142	0.60	Colapso
Caso 4	C30H15-4-4	2	3.0783	0.60	Ligero
		4	3.1051	0.60	Moderado
		11	3.1816	0.60	Severo
		15	3.2341	0.60	Colapso
Caso 5	C30H15-4-5	2	3.0935	0.60	Ligero
		4	3.1159	0.60	Moderado
		11	3.2075	0.60	Severo
		15	3.2503	0.60	Colapso
Caso 6	C30H15-4-6	2	3.1085	0.60	Ligero
		4	3.1342	0.60	Moderado
		11	3.2175	0.60	Severo
		15	3.2786	0.60	Colapso
Caso 7	C30H15-4-7	2	3.1269	0.60	Ligero
		5	3.1503	0.60	Moderado
		11	3.2209	0.60	Severo
		15	3.2758	0.60	Colapso

Caso 8	C30H15-4-8	2	3.1662	0.60	Ligero
		4	3.1833	0.60	Moderado
		11	3.2758	0.60	Severo
		15	3.3424	0.60	Colapso
Caso 9	C30H15-4-9	2	3.1990	0.60	Ligero
		4	3.2172	0.60	Moderado
		11	3.3125	0.60	Severo
		15	3.3688	0.60	Colapso
Caso 10	C30H15-4-10	2	3.2373	0.60	Ligero
		4	3.2632	0.60	Moderado
		11	3.3544	0.60	Severo
		15	3.4071	0.60	Colapso
Caso 11	C30H15-4-11	2	3.2172	0.60	Ligero
		4	3.2370	0.60	Moderado
		11	3.3219	0.60	Severo
		15	3.3831	0.60	Colapso
Caso 12	C30H15-4-12	2	3.2175	0.60	Ligero
		4	3.2373	0.60	Moderado
		11	3.3147	0.60	Severo
		15	3.3660	0.60	Colapso
Caso 13	C30H15-4-13	2	3.2142	0.60	Ligero
		4	3.2341	0.60	Moderado
		11	3.3007	0.60	Severo
		15	3.3486	0.60	Colapso
Caso 14	C30H15-4-14	2	3.1905	0.60	Ligero
		4	3.2109	0.60	Moderado
		11	3.2852	0.60	Severo
		15	3.3159	0.60	Colapso

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño en pila externa modelo C30H15-1.

MODELO		Distorsión angular (Δ)	PILA EXTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-1	0.01	1.5568	0.60	Ligero
		0.01	2.2500	0.60	Moderado
		0.04	3.2600	0.60	Extensivo
		0.09	4.3050	0.60	Completo
Caso 1	C30H15-1-1	0.01	1.6081	0.60	Ligero
		0.01	2.3120	0.60	Moderado
		0.04	3.3189	0.60	Extensivo
		0.09	4.3511	0.60	Completo
Caso 2	C30H15-1-2	0.01	1.6312	0.60	Ligero
		0.01	2.3259	0.60	Moderado
		0.04	3.3338	0.60	Extensivo
		0.09	4.3500	0.60	Completo
Caso 3	C30H15-1-3	0.01	1.6409	0.60	Ligero
		0.01	2.3300	0.60	Moderado
		0.04	3.3427	0.60	Extensivo
		0.09	4.3414	0.60	Completo
Caso 4	C30H15-1-4	0.01	1.6328	0.60	Ligero
		0.01	2.3259	0.60	Moderado
		0.04	3.3368	0.60	Extensivo
		0.09	4.3228	0.60	Completo
Caso 5	C30H15-1-5	0.01	1.6246	0.60	Ligero
		0.01	2.3227	0.60	Moderado
		0.03	3.3309	0.60	Extensivo
		0.09	4.3044	0.60	Completo
Caso 6	C30H15-1-6	0.01	1.6098	0.60	Ligero
		0.01	2.3054	0.60	Moderado
		0.03	3.3144	0.60	Extensivo
		0.09	4.2765	0.60	Completo
Caso 7	C30H15-1-7	0.01	1.6098	0.60	Ligero
		0.01	2.3013	0.60	Moderado
		0.03	3.3098	0.60	Extensivo
		0.09	4.2674	0.60	Completo

Caso 8	C30H15-1-8	0.01	1.5913	0.60	Ligero
		0.01	2.2844	0.60	Moderado
		0.03	3.2945	0.60	Extensivo
		0.08	4.2531	0.60	Completo
Caso 9	C30H15-1-9	0.01	1.5568	0.60	Ligero
		0.01	2.2587	0.60	Moderado
		0.03	3.2663	0.60	Extensivo
		0.08	4.2231	0.60	Completo
Caso 10	C30H15-1-10	0.01	1.5811	0.60	Ligero
		0.01	2.2819	0.60	Moderado
		0.03	3.2880	0.60	Extensivo
		0.08	4.2508	0.60	Completo
Caso 11	C30H15-1-11	0.01	1.5515	0.60	Ligero
		0.01	2.2500	0.60	Moderado
		0.03	3.2580	0.60	Extensivo
		0.08	4.2140	0.60	Completo
Caso 12	C30H15-1-12	0.01	1.5283	0.60	Ligero
		0.01	2.2278	0.60	Moderado
		0.03	3.2373	0.60	Extensivo
		0.08	4.1890	0.60	Completo
Caso 13	C30H15-1-13	0.01	1.5391	0.60	Ligero
		0.01	2.2367	0.60	Moderado
		0.03	3.2471	0.60	Extensivo
		0.08	4.1959	0.60	Completo
Caso 14	C30H15-1-14	0.01	1.5391	0.60	Ligero
		0.01	2.2385	0.60	Moderado
		0.03	3.2471	0.60	Extensivo
		0.08	4.1872	0.60	Completo

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño en pila externa modelo C30H15-2.

MODELO		Distorsión angular (Δ)	PILA EXTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-2	0.01	1.5211	0.60	Ligero
		0.01	2.2233	0.60	Moderado
		0.03	3.2600	0.60	Extensivo
		0.09	4.2880	0.60	Completo
Caso 1	C30H15-2-1	0.01	1.5462	0.60	Ligero
		0.01	2.2491	0.60	Moderado
		0.03	3.2815	0.60	Extensivo
		0.10	4.3128	0.60	Completo
Caso 2	C30H15-2-2	0.01	1.5913	0.60	Ligero
		0.01	2.2979	0.60	Moderado
		0.04	3.3279	0.60	Extensivo
		0.10	4.3612	0.60	Completo
Caso 3	C30H15-2-3	0.01	1.6505	0.60	Ligero
		0.01	2.3564	0.60	Moderado
		0.04	3.3870	0.60	Extensivo
		0.10	4.4240	0.60	Completo
Caso 4	C30H15-2-4	0.01	1.7019	0.60	Ligero
		0.01	2.3928	0.60	Moderado
		0.04	3.4270	0.60	Extensivo
		0.11	4.4660	0.60	Completo
Caso 5	C30H15-2-5	0.01	1.7450	0.60	Ligero
		0.01	2.4410	0.60	Moderado
		0.04	3.4748	0.60	Extensivo
		0.11	4.5168	0.60	Completo
Caso 6	C30H15-2-6	0.01	1.8042	0.60	Ligero
		0.01	2.5143	0.60	Moderado
		0.04	3.5360	0.60	Extensivo
		0.11	4.5811	0.60	Completo
Caso 7	C30H15-2-7	0.01	1.7764	0.60	Ligero
		0.01	2.4724	0.60	Moderado
		0.04	3.5065	0.60	Extensivo
		0.11	4.5384	0.60	Completo

Caso 8	C30H15-2-8	0.01	1.7849	0.60	Ligero
		0.01	2.4836	0.60	Moderado
		0.04	3.5189	0.60	Extensivo
		0.11	4.5477	0.60	Completo
Caso 9	C30H15-2-9	0.01	1.5896	0.60	Ligero
		0.01	2.2844	0.60	Moderado
		0.03	3.3183	0.60	Extensivo
		0.09	4.3453	0.60	Completo
Caso 10	C30H15-2-10	0.01	1.6441	0.60	Ligero
		0.01	2.3340	0.60	Moderado
		0.03	3.3674	0.60	Extensivo
		0.09	4.3947	0.60	Completo
Caso 11	C30H15-2-11	0.01	1.6851	0.60	Ligero
		0.01	2.3851	0.60	Moderado
		0.03	3.4183	0.60	Extensivo
		0.09	4.4443	0.60	Completo
Caso 12	C30H15-2-12	0.01	1.7391	0.60	Ligero
		0.01	2.4359	0.60	Moderado
		0.03	3.4670	0.60	Extensivo
		0.09	4.4934	0.60	Completo
Caso 13	C30H15-2-13	0.01	1.7862	0.60	Ligero
		0.01	2.4766	0.60	Moderado
		0.03	3.5122	0.60	Extensivo
		0.10	4.5384	0.60	Completo
Caso 14	C30H15-2-14	0.01	1.8178	0.60	Ligero
		0.01	2.5204	0.60	Moderado
		0.03	3.5514	0.60	Extensivo
		0.10	4.5777	0.60	Completo

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño en pila externa modelo C30H15-3.

MODELO		Distorsión angular (Δ)	PILA EXTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-3	0.00	0.7871	0.60	Ligero
		0.02	2.5370	0.60	Moderado
		0.03	3.1247	0.60	Extensivo
		0.07	4.1523	0.60	Completo
Caso 1	C30H15-3-1	0.00	0.8811	0.60	Ligero
		0.02	2.6136	0.60	Moderado
		0.03	3.1973	0.60	Extensivo
		0.08	4.2507	0.60	Completo
Caso 2	C30H15-3-2	0.00	0.9315	0.60	Ligero
		0.02	2.6671	0.60	Moderado
		0.03	3.2568	0.60	Extensivo
		0.08	4.3211	0.60	Completo
Caso 3	C30H15-3-3	0.00	0.9795	0.60	Ligero
		0.02	2.7134	0.60	Moderado
		0.03	3.3049	0.60	Extensivo
		0.08	4.3675	0.60	Completo
Caso 4	C30H15-3-4	0.00	1.0253	0.60	Ligero
		0.02	2.7608	0.60	Moderado
		0.04	3.3544	0.60	Extensivo
		0.09	4.4054	0.60	Completo
Caso 5	C30H15-3-5	0.00	1.0917	0.60	Ligero
		0.02	2.8195	0.60	Moderado
		0.04	3.4161	0.60	Extensivo
		0.09	4.4423	0.60	Completo
Caso 6	C30H15-3-6	0.00	1.1513	0.60	Ligero
		0.02	2.8797	0.60	Moderado
		0.04	3.4876	0.60	Extensivo
		0.09	4.4747	0.60	Completo
Caso 7	C30H15-3-7	0.00	1.2001	0.60	Ligero
		0.02	2.9387	0.60	Moderado
		0.04	3.5533	0.60	Extensivo
		0.10	4.5009	0.60	Completo

Caso 8	C30H15-3-8	0.00	1.2538	0.60	Ligero
		0.02	2.9894	0.60	Moderado
		0.04	3.6028	0.60	Extensivo
		0.10	4.5241	0.60	Completo
Caso 9	C30H15-3-9	0.00	1.2979	0.60	Ligero
		0.02	3.0352	0.60	Moderado
		0.04	3.6489	0.60	Extensivo
		0.10	4.5530	0.60	Completo
Caso 10	C30H15-3-10	0.00	1.3359	0.60	Ligero
		0.02	3.0667	0.60	Moderado
		0.04	3.6792	0.60	Extensivo
		0.10	4.5807	0.60	Completo
Caso 11	C30H15-3-11	0.00	1.3682	0.60	Ligero
		0.02	3.1111	0.60	Moderado
		0.04	3.7260	0.60	Extensivo
		0.11	4.6257	0.60	Completo
Caso 12	C30H15-3-12	0.00	1.4056	0.60	Ligero
		0.03	3.1421	0.60	Moderado
		0.04	3.7509	0.60	Extensivo
		0.11	4.6582	0.60	Completo
Caso 13	C30H15-3-13	0.00	1.4218	0.60	Ligero
		0.02	3.1414	0.60	Moderado
		0.05	3.7630	0.60	Extensivo
		0.11	4.6816	0.60	Completo
Caso 14	C30H15-3-14	0.00	1.4611	0.60	Ligero
		0.03	3.1967	0.60	Moderado
		0.05	3.8072	0.60	Extensivo
		0.12	4.7378	0.60	Completo

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño en pila externa modelo C30H15-4.

MODELO		Distorsión angular (Δ)	PILA EXTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-4	0.00	1.0605	0.60	Ligero
		0.02	2.7893	0.60	Moderado
		0.04	3.4850	0.60	Extensivo
		0.09	4.3848	0.60	Completo
Caso 1	C30H15-4-1	0.00	1.1138	0.60	Ligero
		0.02	2.8116	0.60	Moderado
		0.04	3.5077	0.60	Extensivo
		0.09	4.4394	0.60	Completo
Caso 2	C30H15-4-2	0.00	1.1748	0.60	Ligero
		0.02	2.8913	0.60	Moderado
		0.04	3.5599	0.60	Extensivo
		0.09	4.5000	0.60	Completo
Caso 3	C30H15-4-3	0.00	1.1888	0.60	Ligero
		0.02	2.9209	0.60	Moderado
		0.04	3.5928	0.60	Extensivo
		0.10	4.5334	0.60	Completo
Caso 4	C30H15-4-4	0.00	1.2200	0.60	Ligero
		0.02	2.9510	0.60	Moderado
		0.04	3.6430	0.60	Extensivo
		0.10	4.5656	0.60	Completo
Caso 5	C30H15-4-5	0.00	1.0691	0.60	Ligero
		0.02	2.7785	0.60	Moderado
		0.03	3.4407	0.60	Extensivo
		0.08	4.4173	0.60	Completo
Caso 6	C30H15-4-6	0.00	1.2957	0.60	Ligero
		0.02	3.0215	0.60	Moderado
		0.04	3.7468	0.60	Extensivo
		0.10	4.6072	0.60	Completo
Caso 7	C30H15-4-7	0.00	1.3226	0.60	Ligero
		0.02	3.0392	0.60	Moderado
		0.04	3.7904	0.60	Extensivo
		0.11	4.6236	0.60	Completo

Caso 8	C30H15-4-8	0.00	1.3850	0.60	Ligero
		0.02	3.0897	0.60	Moderado
		0.04	3.8399	0.60	Extensivo
		0.11	4.6519	0.60	Completo
Caso 9	C30H15-4-9	0.00	1.4137	0.60	Ligero
		0.03	3.1367	0.60	Moderado
		0.05	3.8726	0.60	Extensivo
		0.11	4.6766	0.60	Completo
Caso 10	C30H15-4-10	0.00	1.4688	0.60	Ligero
		0.02	3.1342	0.60	Moderado
		0.05	3.9140	0.60	Extensivo
		0.12	4.7186	0.60	Completo
Caso 11	C30H15-4-11	0.00	1.5211	0.60	Ligero
		0.02	3.1627	0.60	Moderado
		0.05	3.9465	0.60	Extensivo
		0.12	4.7535	0.60	Completo
Caso 12	C30H15-4-12	0.00	1.5568	0.60	Ligero
		0.02	3.1802	0.60	Moderado
		0.05	3.9563	0.60	Extensivo
		0.12	4.7764	0.60	Completo
Caso 13	C30H15-4-13	0.00	1.5862	0.60	Ligero
		0.02	3.1977	0.60	Moderado
		0.05	3.9675	0.60	Extensivo
		0.12	4.8068	0.60	Completo
Caso 14	C30H15-4-14	0.01	1.6246	0.60	Ligero
		0.02	3.2095	0.60	Moderado
		0.05	3.9907	0.60	Extensivo
		0.13	4.8506	0.60	Completo

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño en pila interna modelo C30H15-1.

MODELO		Distorsión angular (Δ)	PILA INTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-1	0.01	1.6866	0.60	Ligero
		0.02	2.3828	0.60	Moderado
		0.04	3.3915	0.60	Extensivo
		0.11	4.4443	0.60	Completo
Caso 1	C30H15-1-1	0.01	1.7484	0.60	Ligero
		0.02	2.4446	0.60	Moderado
		0.04	3.4526	0.60	Extensivo
		0.11	4.4845	0.60	Completo
Caso 2	C30H15-1-2	0.01	1.7623	0.60	Ligero
		0.02	2.4554	0.60	Moderado
		0.04	3.4670	0.60	Extensivo
		0.11	4.4835	0.60	Completo
Caso 3	C30H15-1-3	0.01	1.7623	0.60	Ligero
		0.02	2.4625	0.60	Moderado
		0.04	3.4696	0.60	Extensivo
		0.11	4.4684	0.60	Completo
Caso 4	C30H15-1-4	0.01	1.7551	0.60	Ligero
		0.01	2.4554	0.60	Moderado
		0.04	3.4652	0.60	Extensivo
		0.10	4.4472	0.60	Completo
Caso 5	C30H15-1-5	0.01	1.7536	0.60	Ligero
		0.01	2.4504	0.60	Moderado
		0.04	3.4576	0.60	Extensivo
		0.10	4.4325	0.60	Completo
Caso 6	C30H15-1-6	0.01	1.7347	0.60	Ligero
		0.01	2.4301	0.60	Moderado
		0.04	3.4394	0.60	Extensivo
		0.10	4.4018	0.60	Completo
Caso 7	C30H15-1-7	0.01	1.7244	0.60	Ligero
		0.01	2.4264	0.60	Moderado
		0.04	3.4313	0.60	Extensivo
		0.10	4.3931	0.60	Completo

Caso 8	C30H15-1-8	0.01	1.7185	0.60	Ligero
		0.01	2.4116	0.60	Moderado
		0.04	3.4191	0.60	Extensivo
		0.10	4.3828	0.60	Completo
Caso 9	C30H15-1-9	0.01	1.6726	0.60	Ligero
		0.01	2.3736	0.60	Moderado
		0.04	3.3816	0.60	Extensivo
		0.09	4.3463	0.60	Completo
Caso 10	C30H15-1-10	0.01	1.7034	0.60	Ligero
		0.01	2.4011	0.60	Moderado
		0.04	3.4095	0.60	Extensivo
		0.09	4.3807	0.60	Completo
Caso 11	C30H15-1-11	0.01	1.6632	0.60	Ligero
		0.01	2.3619	0.60	Moderado
		0.04	3.3703	0.60	Extensivo
		0.09	4.3392	0.60	Completo
Caso 12	C30H15-1-12	0.01	1.6473	0.60	Ligero
		0.01	2.3453	0.60	Moderado
		0.03	3.3559	0.60	Extensivo
		0.09	4.3228	0.60	Completo
Caso 13	C30H15-1-13	0.01	1.6632	0.60	Ligero
		0.01	2.3532	0.60	Moderado
		0.03	3.3622	0.60	Extensivo
		0.09	4.3261	0.60	Completo
Caso 14	C30H15-1-14	0.01	1.6537	0.60	Ligero
		0.01	2.3548	0.60	Moderado
		0.03	3.3602	0.60	Extensivo
		0.08	4.3167	0.60	Completo

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño en pila interna modelo C30H15-2.

MODELO		Distorsión angular (Δ)	PILA INTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-2	0.01	1.5913	0.60	Ligero
		0.01	2.2887	0.60	Moderado
		0.04	3.3219	0.60	Extensivo
		0.10	4.3639	0.60	Completo
Caso 1	C30H15-2-1	0.01	1.6147	0.60	Ligero
		0.01	2.3137	0.60	Moderado
		0.04	3.3471	0.60	Extensivo
		0.10	4.3862	0.60	Completo
Caso 2	C30H15-2-2	0.01	1.6648	0.60	Ligero
		0.01	2.3579	0.60	Moderado
		0.04	3.3915	0.60	Extensivo
		0.11	4.4328	0.60	Completo
Caso 3	C30H15-2-3	0.01	1.7170	0.60	Ligero
		0.01	2.4183	0.60	Moderado
		0.04	3.4500	0.60	Extensivo
		0.11	4.4966	0.60	Completo
Caso 4	C30H15-2-4	0.01	1.7623	0.60	Ligero
		0.01	2.4554	0.60	Moderado
		0.04	3.4901	0.60	Extensivo
		0.11	4.5371	0.60	Completo
Caso 5	C30H15-2-5	0.01	1.8056	0.60	Ligero
		0.01	2.5042	0.60	Moderado
		0.04	3.5382	0.60	Extensivo
		0.12	4.5897	0.60	Completo
Caso 6	C30H15-2-6	0.01	1.8705	0.60	Ligero
		0.02	2.5687	0.60	Moderado
		0.04	3.6003	0.60	Extensivo
		0.12	4.6542	0.60	Completo
Caso 7	C30H15-2-7	0.01	1.8392	0.60	Ligero
		0.01	2.5343	0.60	Moderado
		0.04	3.5677	0.60	Extensivo
		0.11	4.6097	0.60	Completo

Caso 8	C30H15-2-8	0.01	1.8484	0.60	Ligero
		0.01	2.5527	0.60	Moderado
		0.04	3.5854	0.60	Extensivo
		0.11	4.6228	0.60	Completo
Caso 9	C30H15-2-9	0.01	1.6457	0.60	Ligero
		0.01	2.3500	0.60	Moderado
		0.03	3.3799	0.60	Extensivo
		0.09	4.4068	0.60	Completo
Caso 10	C30H15-2-10	0.01	1.7034	0.60	Ligero
		0.01	2.3973	0.60	Moderado
		0.03	3.4316	0.60	Extensivo
		0.09	4.4588	0.60	Completo
Caso 11	C30H15-2-11	0.01	1.7522	0.60	Ligero
		0.01	2.4482	0.60	Moderado
		0.03	3.4812	0.60	Extensivo
		0.10	4.5063	0.60	Completo
Caso 12	C30H15-2-12	0.01	1.8042	0.60	Ligero
		0.01	2.4974	0.60	Moderado
		0.04	3.5289	0.60	Extensivo
		0.10	4.5547	0.60	Completo
Caso 13	C30H15-2-13	0.01	1.8445	0.60	Ligero
		0.01	2.5409	0.60	Moderado
		0.04	3.5722	0.60	Extensivo
		0.10	4.5984	0.60	Completo
Caso 14	C30H15-2-14	0.01	1.8832	0.60	Ligero
		0.01	2.5801	0.60	Moderado
		0.04	3.6148	0.60	Extensivo
		0.10	4.6402	0.60	Completo

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño en pila interna modelo C30H15-3.

MODELO		Distorsión angular (Δ)	PILA INTERNA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-3	0.00	1.0253	0.60	Ligero
		0.02	2.7639	0.60	Moderado
		0.04	3.3825	0.60	Extensivo
		0.09	4.3890	0.60	Completo
Caso 1	C30H15-3-1	0.00	1.0691	0.60	Ligero
		0.02	2.8005	0.60	Moderado
		0.04	3.4218	0.60	Extensivo
		0.09	4.4335	0.60	Completo
Caso 2	C30H15-3-2	0.00	1.1138	0.60	Ligero
		0.02	2.8368	0.60	Moderado
		0.04	3.4737	0.60	Extensivo
		0.10	4.4868	0.60	Completo
Caso 3	C30H15-3-3	0.00	1.1434	0.60	Ligero
		0.02	2.8797	0.60	Moderado
		0.04	3.5196	0.60	Extensivo
		0.10	4.5214	0.60	Completo
Caso 4	C30H15-3-4	0.00	1.1824	0.60	Ligero
		0.02	2.9200	0.60	Moderado
		0.04	3.5654	0.60	Extensivo
		0.10	4.5445	0.60	Completo
Caso 5	C30H15-3-5	0.00	1.2370	0.60	Ligero
		0.02	2.9776	0.60	Moderado
		0.04	3.6303	0.60	Extensivo
		0.11	4.5735	0.60	Completo
Caso 6	C30H15-3-6	0.00	1.2979	0.60	Ligero
		0.02	3.0348	0.60	Moderado
		0.04	3.6938	0.60	Extensivo
		0.11	4.6002	0.60	Completo
Caso 7	C30H15-3-7	0.00	1.3554	0.60	Ligero
		0.03	3.0901	0.60	Moderado
		0.05	3.7474	0.60	Extensivo
		0.11	4.6265	0.60	Completo

Caso 8	C30H15-3-8	0.00	1.3933	0.60	Ligero
		0.03	3.1342	0.60	Moderado
		0.05	3.7859	0.60	Extensivo
		0.12	4.6538	0.60	Completo
Caso 9	C30H15-3-9	0.00	1.4456	0.60	Ligero
		0.03	3.1795	0.60	Moderado
		0.05	3.8251	0.60	Extensivo
		0.12	4.6889	0.60	Completo
Caso 10	C30H15-3-10	0.00	1.4765	0.60	Ligero
		0.03	3.2072	0.60	Moderado
		0.05	3.8444	0.60	Extensivo
		0.12	4.7137	0.60	>
Caso 11	C30H15-3-11	0.00	1.5120	0.60	Ligero
		0.03	3.2523	0.60	Moderado
		0.05	3.8819	0.60	Extensivo
		0.12	4.7573	0.60	Completo
Caso 12	C30H15-3-12	0.01	1.5445	0.60	Ligero
		0.03	3.1613	0.60	Moderado
		0.05	3.9008	0.60	Extensivo
		0.13	4.7902	0.60	Completo
Caso 13	C30H15-3-13	0.01	1.5742	0.60	Ligero
		0.02	3.1399	0.60	Moderado
		0.05	3.9229	0.60	Extensivo
		0.13	4.8320	0.60	Completo
Caso 14	C30H15-3-14	0.01	1.5896	0.60	Ligero
		0.02	3.1360	0.60	Moderado
		0.05	3.9491	0.60	Extensivo
		0.13	4.8704	0.60	Completo

Base de datos con los parámetros necesarios para la construcción de las curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño en pila interna modelo C30H15-4.

MODELO		Distorsión angular (Δ)	INTERNA V. A. PGA λ ζ		Condición de daño
Original	C30H15-4	0.00	0.8206	0.60	Ligero
		0.02	2.5416	0.60	Moderado
		0.03	3.1767	0.60	Extensivo
		0.08	4.3649	0.60	Completo
Caso 1	C30H15-4-1	0.00	1.1301	0.60	Ligero
		0.02	2.8445	0.60	Moderado
		0.04	3.5226	0.60	Extensivo
		0.09	4.4462	0.60	Completo
Caso 2	C30H15-4-2	0.00	1.1644	0.60	Ligero
		0.02	2.8909	0.60	Moderado
		0.04	3.5564	0.60	Extensivo
		0.09	4.5000	0.60	Completo
Caso 3	C30H15-4-3	0.00	1.1888	0.60	Ligero
		0.02	2.9124	0.60	Moderado
		0.04	3.5914	0.60	Extensivo
		0.10	4.5295	0.60	Completo
Caso 4	C30H15-4-4	0.00	1.2051	0.60	Ligero
		0.02	2.9409	0.60	Moderado
		0.04	3.6352	0.60	Extensivo
		0.10	4.5608	0.60	Completo
Caso 5	C30H15-4-5	0.00	1.2395	0.60	Ligero
		0.02	2.9583	0.60	Moderado
		0.04	3.6667	0.60	Extensivo
		0.10	4.5738	0.60	Completo
Caso 6	C30H15-4-6	0.00	1.2957	0.60	Ligero
		0.02	3.0215	0.60	Moderado
		0.04	3.7304	0.60	Extensivo
		0.10	4.6022	0.60	Completo
Caso 7	C30H15-4-7	0.00	1.1244	0.60	Ligero
		0.02	2.8656	0.60	Moderado
		0.04	3.5444	0.60	Extensivo
		0.09	4.4666	0.60	Completo

Caso 8	C30H15-4-8	0.00	1.3850	0.60	Ligero
		0.02	3.0897	0.60	Moderado
		0.04	3.8399	0.60	Extensivo
		0.11	4.6519	0.60	Completo
Caso 9	C30H15-4-9	0.00	1.4137	0.60	Ligero
		0.03	3.1367	0.60	Moderado
		0.05	3.8726	0.60	Extensivo
		0.11	4.6766	0.60	Completo
Caso 10	C30H15-4-10	0.00	1.4688	0.60	Ligero
		0.02	3.1342	0.60	Moderado
		0.05	3.9140	0.60	Extensivo
		0.12	4.7186	0.60	Completo
Caso 11	C30H15-4-11	0.00	1.5211	0.60	Ligero
		0.02	3.1627	0.60	Moderado
		0.05	3.9465	0.60	Extensivo
		0.12	4.7535	0.60	Completo
Caso 12	C30H15-4-12	0.00	1.5568	0.60	Ligero
		0.02	3.1802	0.60	Moderado
		0.05	3.9563	0.60	Extensivo
		0.12	4.7764	0.60	Completo
Caso 13	C30H15-4-13	0.00	1.5862	0.60	Ligero
		0.02	3.1977	0.60	Moderado
		0.05	3.9675	0.60	Extensivo
		0.12	4.8068	0.60	Completo
Caso 14	C30H15-4-14	0.01	1.6246	0.60	Ligero
		0.02	3.2095	0.60	Moderado
		0.05	3.9907	0.60	Extensivo
		0.13	4.8506	0.60	Completo