



FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
SEDE CONCEPCIÓN

**EVALUACIÓN DE LA FRAGILIDAD SÍSMICA PARA PUENTES TIPO
MONOPILA SOMETIDOS A DIFERENTES MECANISMOS DE RUPTURA
SÍSMICA**

Tesis para Optar al Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Dr. Ramón David Mata Lemus.

Estudiante: Agustín Jones Escalona.

Concepción, Agosto, 2025

© Agustín Jones Escalona. Se autoriza la reproducción parcial o total de esta obra, con fines académicos, por cualquier forma, medio o procedimiento siempre y cuando se incluya cita bibliográfica del documento.

Concepción, Chile

2025

HOJA DE CALIFICACIÓN

En _____, el _____ de _____ de _____ los abajo firmantes
dejan constancia que el (la) estudiante _____ de
la carrera de _____ ha aprobado la tesis para
optar al título de _____
con nota de _____.

Profesor Evaluador

Profesor Evaluador

Profesor Evaluador

DEDICATORIA

Este estudio va dedicado a mi familia y amigos, que siempre me han apoyado y acompañado para lograr mis metas. Gracias por todo.

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría expresar mis agradecimientos a mis padres, Claudia y Germán, a mis hermanos, Sergio y Catalina, quienes me han acompañado hasta esta temprana etapa de mi vida, brindándome la motivación necesaria para seguir persiguiendo mis metas sin importar los obstáculos.

A mi profesor guía, Ramón, le agradezco la confianza, cercanía y apoyo académico, fundamentales para la realización de esta memoria. Muchas gracias por su interés en motivarme a participar en actividades académicas y por sus valiosas recomendaciones.

A la profesora Javiera, le agradezco su paciencia durante esta etapa universitaria.

Por último, quiero reconocer a todos los docentes que en algún momento de mi formación educativa contribuyeron a mi desarrollo académico y personal, entregándome herramientas que han permitido mi crecimiento personal y profesional.

RESUMEN

La investigación desarrolla un análisis integral de la fragilidad sísmica en puentes tipo monopila, considerando los mecanismos de ruptura cortical, interplaca e intraplaca característicos de la sismicidad chilena. El trabajo inicia con la caracterización de estos tres tipos de sismo y su incidencia sobre infraestructuras viales, estableciendo las bases para la modelación numérica. A partir de esta caracterización, se implementan en OpenSees modelos tridimensionales que reproducen la geometría, propiedades mecánicas y condiciones de apoyo de puentes reales, incorporando la interacción suelo–estructura mediante la modelación de pilas. Se exploran variaciones geométricas relevantes como altura de columna, luz del tablero y diámetro de pila con el fin de evaluar su influencia sobre la demanda sísmica y los modos de falla estructural.

La caracterización sísmica empleada incluye registros de eventos reales que representan los tres mecanismos de ruptura mencionados, los cuales son escalados para ajustarse al espectro de diseño definido por la normativa chilena. Se realizan análisis dinámicos no lineales en el dominio del tiempo para obtener parámetros de respuesta como desplazamientos relativos, curvaturas y deformaciones en apoyos elastoméricos. A partir de estos resultados, se establecen estados límite de daño para componentes estructurales y se construyen curvas de fragilidad mediante modelos probabilísticos lognormales, diferenciando entre escenarios con y sin escalamiento de registros.

El desarrollo metodológico incorpora la comparación entre diferentes configuraciones de puente y la evaluación del impacto que tienen los distintos tipos de sismo en la probabilidad de alcanzar estados de daño leve, moderado, extensivo y completo.

Entre los principales hallazgos se identifica que, sin escalar los registros, los sismos corticales tienden a generar las mayores probabilidades de daño leve debido a la coincidencia entre su alto contenido de energía en periodos cortos y el bajo periodo fundamental de los puentes.

ABSTRACT

The research presents a comprehensive analysis of the seismic fragility of monopile-type bridges, considering the cortical, interplate, and intraplate rupture mechanisms characteristic of Chilean seismicity. The study begins with the characterization of these three types of earthquakes and their impact on road infrastructure, establishing the basis for numerical modeling. Based on this characterization, three-dimensional models are implemented in OpenSees to replicate the geometry, mechanical properties, and support conditions of real bridges, incorporating soil–structure interaction through pile modeling. Relevant geometric variations such as column height, deck span, and pile diameter are explored to assess their influence on seismic demand and structural failure modes.

The seismic characterization uses records of real events representing the three rupture mechanisms mentioned above, which are scaled to match the design spectrum defined by Chilean regulations. Nonlinear time-history analyses are performed to obtain response parameters such as relative displacements, curvatures, and deformations in elastomeric bearings. From these results, damage limit states are defined for structural components, and fragility curves are constructed using lognormal probabilistic models, differentiating between scenarios with and without record scaling.

The methodological approach includes the comparison between different bridge configurations and the assessment of the impact of each earthquake type on the probability of reaching slight, moderate, extensive, and complete damage states. Among the main findings, it is observed that, without scaling the records, cortical earthquakes tend to produce the highest probabilities of slight damage due to the match between their high energy content at short periods and the low fundamental period of the bridges.

TABLA DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Presentación del tema	1
1.2 Objetivos de la Investigación.....	3
1.2.1 Objetivo General	3
1.2.2 Objetivos Específicos	4
1.3 Justificación del Estudio	4
2 MARCO TEORICO.....	6
2.1 Sismicidad en Chile	6
2.2 Puentes	8
2.2.1 Criterios de Diseño.....	9
2.2.2 Apoyos Elastómeros	16
2.2.3 Llaves de Corte.....	20
2.2.4 Barras Sísmicas.....	22
2.2.5 Columnas	22
2.2.6 Tablero.....	24
2.3 Comportamiento Sísmico de Puentes.....	25
2.4 Interacción Suelo – Estructura (SSI)	26
2.5 Riesgo Sísmico	28
2.5.1 Amenaza.....	28
2.5.2 Vulnerabilidad.....	29
2.6 Fragilidad.....	30
2.7 Modelación Numérica	32
2.8 Normativa Aplicable.....	35
2.8.1 Normas Nacionales	35

2.8.2 Normas Estadounidenses	35
3 METODOLOGÍA.....	36
3.1 Registros Sísmicos.....	36
3.1.1 Caracterización Sísmica	37
3.2 Configuraciones Geométricas	38
3.3 Diseño Estructural	40
3.3.1 Diseño del Tablero.....	40
3.3.2 Diseño de Columnas	42
3.3.3 Diseño de Apoyos Elastomericos	43
3.3.5 Espectro de Diseño	44
3.3.6 Información Estructural	45
3.4 Modelación Numérica OpenSees	46
3.4.1 Configuración de Nodos.....	46
3.4.2 Asignación de Masas	47
3.4.3 Creación de Elementos	48
3.4.4 Elementos Zero Lenght.....	49
3.5 Tipo de Suelo.....	50
3.6 Análisis Tiempo Historia	51
3.7 Parámetro de Intensidad	53
3.8 Escalamiento de Registros Sísmicos.....	54
3.8.1 Parámetro de Demanda de Ingeniería (EDP).....	55
3.8.2 Ductilidad de Curvatura	56
3.8.3 Niveles de Daño.....	57
3.9 Método Cloud	59
4 RESULTADOS	60

4.1 Modelación Estructural en OpenSees.....	60
4.1.1 Nodos de Control	60
4.1.2 Definición de Materiales	62
4.1.3 Configuración Numérica de los Arquetipos.....	65
4.1.4 Formas Modales	65
4.2 Análisis de la Respuesta Sísmica.....	68
4.2.1 Respuesta para Aceleraciones sin Escalar.....	68
4.2.1 Respuesta para Aceleraciones Escaladas	75
4.3 Fragilidad Sísmica	82
4.3.1 Fragilidad Sísmica sin Escalar.....	82
4.3.2 Comparación entre Fragilidad Elastomérica y de Curvatura.....	87
4.3.3 Probabilidad de Daño Leve por Puente y Tipo de Sismo sin Escalar.....	89
4.3.4 Probabilidad de Daño Leve por Puente y Tipo de Sismo Escalado	90
5 CONCLUSIONES.....	92
6 REFERENCIAS.....	94
7 ANEXOS	100
7.1 Script de Modelación Numérica.....	100
7.2 Modelación Numérica OpenSees	113
7.3 Respuesta Sísmica sin Escalar	115
7.4 Respuesta Sísmica Escalado.....	124
7.5 Fragilidad Sísmica	134
7.5.1 Fragilidad Sísmica sin Escalar.....	134
7.5.2 Fragilidad Sísmica Escalado	150
7.6 Fragilidad del Sistema Combinada.....	166
7.6.1 Fragilidad Combinada sin Escalar	166

7.6.2 Fragilidad Combinada Escalada	190
7.7 Probabilidad de Daño del Sistema por Tipo de Sismo	213
7.7.1 Probabilidad de Daño del Sistema por Tipo de Sismo y Tipo de Daño sin Escalar.....	213
7.7.2 Probabilidad de Daño del Sistema por Tipo de Sismo y Tipo de Daño Escalado.....	215

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Componentes y Características de un Puente Mono Pila.....	8
Figura 2: Propiedades Mecánicas del Acero.....	11
Figura 3: Valor de Aceleración Afectiva Máxima A_0 y Coeficiente de Aceleración Efectiva Máxima A_0'	11
Figura 4: Coeficiente del Suelo (S)	12
Figura 5: Coeficiente de Importancia	12
Figura 6: Constantes Espectrales T_1 y K_2	13
Figura 7: Factores de Modificación de la Respuesta	13
Figura 8: Mecanismo de Daño Sísmico de Apoyos Elastoméricos no Adheridos	18
Figura 9: Mecanismos de Falla en Apoyos Elastoméricos Pegados en Puentes	19
Figura 10: Configuración Típica de Llaves de Corte Exteriores	21
Figura 11: Modelo y Características de una Columna	23
Figura 12: Viga Tipo Cajón Multicelular	24
Figura 13: Representación esquemática: suelo y estructura	26
Figura 14: Comparación de resultados de simulación Monte Carlo en OpenSees: Python vs. Tcl.....	33
Figura 15: (a) Modelación del Estribo, (b) Modelación de los Pilotos en Estribos, (c) Modelación de los Pilotes	34
Figura 16: (a) Modelación de Cepas, (b) Modelación del Tablero.....	35
Figura 17: Espectros de Respuesta Sísmica para Eventos Corticales, Interplaca e Intraplaca en Chile.....	38
Figura 18: Sección Transversal de Tablero.....	41
Figura 19: Espectro de Diseño	45
Figura 20: Estructuración Sugerida por McGann para la Interacción Suelo Estructura	50
Figura 21: Factores de Escala Obtenidos para Distintos Mecanismos de Ruptura	55
Figura 22: Valores Límite para Distintos Estados de Daño en Componentes.....	58
Figura 23: Curvas de fragilidad sísmica para unidades estructurales en agregado, evaluadas en función de la aceleración máxima del terreno (PGA)	60
Figura 24: Disposición de Nodos Estructurales	62
Figura 25: Comportamiento Histórico del Modelo Steel02.....	63

Figura 26: Respuesta de Impact Material Durante un Evento de Golpeteo	64
Figura 27: Comportamiento Fuerza-Deformación Steel01	64
Figura 28: Disposición de Elementos	65
Figura 29: Modos de Vibrar	67
Figura 30: Grafico Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Corticales).....	69
Figura 31: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Corticales)	70
Figura 32: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Interplaca)	71
Figura 33: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Interplaca)	72
Figura 34: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Intraplaca)	73
Figura 35: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Intraplaca)	74
Figura 36: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Corticales Escalados).....	76
Figura 37: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Corticales Escalados).....	77
Figura 38: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Interplaca Escalados).....	78
Figura 39: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Interplaca Escalados).....	79
Figura 40: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Intraplaca Escalados).....	80
Figura 41: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Intraplaca Escalados).....	81
Figura 42: Fragilidad Sísmica de la Curvatura según Mecanismo de Ruptura (Daño Leve)	83
Figura 43: Fragilidad Sísmica de la Curvatura según Mecanismo de Ruptura (Daño Moderado)	84
Figura 44: Fragilidad Sísmica de la Curvatura según Mecanismo de Ruptura (Daño Extensivo).....	85
Figura 45: Fragilidad Sísmica de la Curvatura según Mecanismo de Ruptura (Daño Completo).....	86
Figura 46: Fragilidad Sísmica de Curvatura Puente 1 (Daño Leve).....	88
Figura 47: Fragilidad Sísmica de Elastómero Puente 1 (Daño Leve)	89
Figura 48: Probabilidad de Daño Leve por Puente y Tipo de Sismo sin Escalar	90
Figura 49: Probabilidad de Daño Leve por Puente y Tipo de Sismo Escalado	91

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Fuerzas Modificadas de Diseño.....	14
Ecuación 2: Cálculo de Rigidez Horizontal.....	20
Ecuación 3: Cálculo de Rigidez Vertical	20
Ecuación 4: Relación de Aspecto Pila Enterrada	40
Ecuación 5: Ductilidad de Curvatura	57

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Configuración Geométrica de los Puentes	39
Tabla 2: Numero y Cantidad de Barras Utilizadas.....	43
Tabla 3: Distribución de Apoyos para los Puentes	44
Tabla 4: Periodos Estructurales SAP2000	46
Tabla 5: Formas Modales Opensees	66

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Presentación del tema

Chile es reconocido a nivel mundial por su elevada actividad sísmica, condición que responde a su ubicación en el borde de subducción entre la placa tectónica de Nazca y la placa Sudamericana. Esta interacción geodinámica ha generado algunos de los terremotos más intensos registrados instrumentalmente, convirtiendo al territorio chileno en un laboratorio natural para el estudio de la sismicidad (*Madariaga, 1998*).

En la zona de subducción chilena, producto de la convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, se generan principalmente dos tipos de sismos: interplaca e intraplaca. Los sismos interplaca se originan en la interfaz de contacto entre ambas placas, suelen tener profundidades menores a 60 km y se caracterizan por mecanismos de falla inversa, siendo responsables de los terremotos más grandes registrados, como los de Valdivia (1960) y Maule (2010). En cambio, los sismos intraplaca, ocurren al interior de la placa de Nazca mientras esta desciende bajo la Sudamericana, alcanzando profundidades entre 50 y 250 km. Estos eventos se diferencian por presentar mayores frecuencias de esquina y liberar más energía sísmica que los sismos interplaca de similar magnitud, lo que produce intensidades significativamente mayores en superficie (*Leyton et al., 2009*).

En el contexto tectónico chileno, además de los sismos interplaca e intraplaca, se presentan los sismos corticales o superficiales, que ocurren dentro de la placa continental Sudamericana. Estos eventos se generan a profundidades menores de 15 km y están asociados a fallas activas en la corteza terrestre. A pesar de su menor magnitud comparativa, pueden causar daños significativos debido a su proximidad a la superficie y a zonas urbanas densamente pobladas (*Campos et al., 2005*).

Los sismos de tipo cortical o someros generan movimientos del suelo con intensidades significativas debido a la escasa profundidad del foco sísmico, lo que reduce la distancia de atenuación entre la fuente y la superficie. Este tipo de terremotos, al originarse en fallas corticales activas como los segmentos Aceh y Seulimeum de la falla de Sumatra, provocan aceleraciones del suelo que resultan en altos niveles de daño estructural. La

proximidad entre el epicentro y las zonas urbanas expuestas incrementa la severidad del movimiento del suelo, especialmente en áreas con condiciones geológicas desfavorables como suelos aluviales recientes o depósitos costeros no consolidados, que tienden a amplificar las ondas sísmicas (*Rusdy et al., 2020*).

Observaciones realizadas tras eventos sísmicos ocurridos desde 1985 en regiones como Chile, Japón, México y Estados Unidos han permitido identificar una recurrencia en las fallas estructurales de puentes carreteros, lo cual revela deficiencias persistentes en los enfoques de diseño estructural aplicados. Entre las causas más comunes se encuentran el desplazamiento transversal o giro excesivo de la superestructura, la pérdida de apoyo vertical y la interacción desfavorable entre elementos estructurales como vigas pretensadas y llaves de corte externas (*Wilches et al., 2017*).

Los análisis realizados posterior al terremoto del Maule en 2010 evidenció daños en aproximadamente 300 puentes, representando un 2.5% del total nacional. Una parte significativa de estos daños ocurrió en estructuras construidas bajo la normativa vigente en ese momento, lo cual resalta la vulnerabilidad incluso de puentes diseñados con criterios contemporáneos. Los daños típicos incluyeron el deslizamiento excesivo de apoyos elastoméricos y fallas diagonales por tracción en las llaves de corte, indicando un comportamiento estructural no completamente controlado frente a cargas dinámicas intensas (*Wilches et al., 2017*).

La normativa sísmica vigente en Chile sumó mejoras significativas tras el terremoto del 27 de febrero de 2010, lo que dio lugar a una nueva versión del Manual de Carreteras. Esta actualización incorporó criterios de diseño sísmico orientados al desempeño, con énfasis en mecanismos de falla dúctiles, control de desplazamientos residuales y continuidad estructural. Se introdujo la exigencia de diafragmas transversales ubicados en los extremos y zonas centrales del tablero, así como el rediseño de barras sísmicas verticales considerando aceleraciones verticales específicas. Se implementó el diseño de llaves de corte interiores y exteriores sometidos a fuerzas horizontales determinadas a partir de la aceleración sísmica de diseño y un coeficiente de sitio, incorporando además una separación mínima respecto al tablero para controlar el contacto durante sismos severos (*Mata et al., 2025*).

En el presente estudio se desarrollaron modelos numéricos de puentes utilizando herramientas de simulación estructural, con el objetivo de evaluar su comportamiento dinámico frente a solicitaciones sísmicas. Estos modelos fueron contruidos considerando las propiedades geométricas, materiales y condiciones propias de estructuras reales, permitiendo replicar su comportamiento ante distintos escenarios de carga. La calibración se realizó mediante la comparación con resultados teóricos y referencias experimentales, obteniendo una representación del sistema estructural. Una vez validados, los modelos fueron sometidos a análisis dinámicos no lineales utilizando registros sísmicos asociados a terremotos, tales como sismos corticales, interplaca e intraplaca, los cuales reflejan las características sísmicas particulares del margen convergente chileno.

Los análisis desarrollados por Medalla se enfocaron en marcos resistentes a momento de acero expuestos a movimientos sísmicos de origen cortical y de subducción, sin incluir registros asociados a sismos intraplaca. Además, el estudio mantuvo constante la configuración geométrica de las estructuras, sin explorar la variabilidad de parámetros como dimensiones, proporciones o disposición de los elementos que podrían influir en la respuesta estructural frente a diferentes entornos sísmicos (Fayaz et al., 2020)

Sin embargo, la literatura existente presenta una limitada exploración de la influencia de la demanda sísmica sobre diferentes mecanismos de ruptura cuando se analiza la fragilidad sísmica, particularmente en el contexto de puentes tipo monopila. La ausencia de estudios que integren de manera conjunta la evaluación de esta tipología estructural y su comportamiento frente a diversas intensidades y características de movimiento sísmico evidencia una brecha de conocimiento que requiere ser abordada para avanzar en la comprensión de su desempeño estructural.

1.2 Objetivos de la Investigación

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la fragilidad sísmica de puentes tipo monopila sometidos a diferentes mecanismos de ruptura sísmica.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Desarrollar modelos numéricos de puentes tipo para la obtención de su respuesta, considerando las características estructurales propias de los puentes tipo mono pila y la interacción suelo-estructura.
- Analizar la respuesta sísmica de puentes sometidos a sismos chilenos con distintos mecanismos de ruptura.
- Comparar la influencia de los mecanismos de ruptura en la fragilidad sísmica de los puentes.

1.3 Justificación del Estudio

Los puentes son estructuras importantes en la red vial de Chile, un país expuesto a frecuentes y potentes terremotos. Su falla implica costos millonarios en reparaciones, afectando la economía y la capacidad de respuesta ante emergencias. Sin embargo, más allá de la resistencia sísmica, es fundamental que estas estructuras también puedan recuperar su funcionalidad en el menor tiempo posible.

Resulta evidente que la interrupción de la funcionalidad estructural de un puente como consecuencia de un evento sísmico genera costos materiales relacionados con la reparación además de una serie de consecuencias económicas vinculadas a la afectación del flujo vial, la productividad regional y la accesibilidad de servicios. Las pérdidas indirectas superan en varios casos a las directas, especialmente cuando el puente forma parte de una red vial de alto tránsito o conecta centros urbanos y logísticos de relevancia. Las demoras provocadas por desvíos, el aumento del consumo de combustible y la limitación en los desplazamientos de emergencia representan un impacto económico acumulativo que debe considerarse en las decisiones de planificación y mitigación. Al simular diferentes escenarios de daño en puentes ubicados en zonas de alta sismicidad, como las observadas en California, se ha demostrado que un único colapso puede generar pérdidas económicas diarias significativas debido a la interrupción del servicio y los efectos en cadena que conlleva sobre las actividades dependientes del transporte terrestre (*Zhou et al., 2010*).

Estudios previos han evidenciado que la forma en que se produce el daño, particularmente en columnas y apoyos, condiciona el desempeño sísmico global y la

capacidad de recuperación funcional de los puentes. En ese sentido, evaluar el comportamiento estructural de puentes monopila mediante el análisis de variaciones geométricas permite identificar patrones en los modos de falla. La aplicación de curvas de fragilidad específicas, junto con modelos numéricos tridimensionales que incorporan interacción suelo-estructura, representa un avance metodológico necesario para aproximarse con mayor realismo al comportamiento esperado.

El desarrollo de estudios que evalúan la resiliencia estructural de puentes, particularmente mediante el análisis de configuraciones geométricas variables como las consideradas en puentes tipo monopila, contribuye a generar conocimiento aplicable en fases de diseño, planificación y respuesta post-sismo. La inclusión de variables geométricas como altura de columna, luz del tablero y profundidad de empotramiento, junto con la interacción suelo-estructura, permite caracterizar de forma más completa el comportamiento funcional de estas estructuras ante distintos tipos de sismo. Incorporar esta información en procesos de diseño orientados a la resiliencia permite prever escenarios de daño y facilitar la recuperación temprana del sistema vial, tal como se evidenció en los análisis realizados tras el terremoto de Kaikōura en Nueva Zelanda, donde estructuras similares a las monopilas mostraron comportamientos diferenciales según sus propiedades geométricas y condiciones de cimentación (*Sarkis et al., 2018*).

El análisis de la vulnerabilidad sísmica desde una perspectiva social resulta relevante porque permite identificar y comprender cómo factores socioeconómicos, demográficos y de infraestructura inciden en la capacidad de las comunidades para enfrentar y recuperarse de los efectos de un terremoto. Evaluar estos elementos posibilita priorizar recursos y estrategias de mitigación en sectores con mayores niveles de exposición y menor capacidad de respuesta, lo que contribuye a reducir las desigualdades en el impacto de los desastres y fortalece la resiliencia social. Este enfoque reconoce que el riesgo no depende únicamente de la amenaza sísmica, sino también de las condiciones sociales preexistentes que pueden amplificar las consecuencias de un evento de gran magnitud (*Zebardast, 2013*).

Comprender la fragilidad sísmica de un puente resulta relevante en términos económicos porque permite estimar las pérdidas potenciales derivadas de su cierre total o parcial tras

un evento sísmico, no solo por los costos de reparación, sino principalmente por los impactos económicos consecuenciales. Estos incluyen los costos operacionales asociados a desvíos de tráfico, la pérdida de tiempo de usuarios y mercancías, y los costos ambientales por emisiones adicionales debido a recorridos más largos. La integración de funciones de fragilidad en el análisis económico permite cuantificar la probabilidad de que el activo supere determinados estados límite bajo diferentes intensidades de amenaza, lo que facilita calcular las pérdidas esperadas y comparar el beneficio económico de medidas de mitigación (*Smith et al., 2021*).

2 MARCO TEORICO

2.1 Sismicidad en Chile

La sismología en Chile reconoce tres categorías principales de terremotos en función de su origen tectónico, cada una con características distintivas y repercusiones específicas en el territorio nacional. En primer término, los sismos interplaca ocurren en la zona de contacto entre la placa de Nazca y la Sudamericana, a profundidades generalmente inferiores a 60 km. Estos eventos, asociados a mecanismos de falla inversa, son frecuentes en la región costera chilena y han generado grandes terremotos, como los de Valdivia (1960, Mw 9.5) y Maule (2010, Mw 8.8), los cuales además han ocasionado tsunamis por el desplazamiento vertical del fondo marino (*Centro Sismológico Nacional, 2016*).

En contraste, los sismos intraplaca de profundidad intermedia se originan en el interior de la placa oceánica, entre aproximadamente 50 km y 250 km de profundidad, dentro de la zona de Benioff. Aunque menos comunes que los interplaca, pueden resultar más destructivos a nivel local, debido a su capacidad de irradiar energía con gran intensidad. Ejemplos de este tipo de eventos incluyen los terremotos de Chillán (1939, Ms 8.0) y Punitaqui (1997, Mw 7.1) (*Centro Sismológico Nacional, 2016*).

Asimismo, se identifican los sismos corticales o superficiales, que ocurren en la corteza continental a profundidades menores de 60 km, producto de deformaciones generadas por la convergencia de placas. Estos sismos se dan en la zona andina y pueden alcanzar

magnitudes relevantes, como en el caso de los temblores en Curicó (2004, Mw 6.6) y Chusmiza (2001, Mw 6.3) (*Centro Sismológico Nacional, 2016*).

La evaluación de estos tres tipos de sismos y la identificación de los mecanismos de generación permiten comprender mejor la sismicidad chilena y sus implicancias sobre infraestructuras críticas, como los puentes. Considerar adecuadamente la influencia de cada tipo de evento favorece el desarrollo de modelos de análisis más precisos y estrategias de diseño centradas en la resiliencia estructural (*Centro Sismológico Nacional, 2016*).

La intensidad sísmica se define mediante parámetros que describen las características de la aceleración del suelo, incluyendo su amplitud, contenido frecuencial, duración y energía liberada. Su cuantificación se realiza a través de medidas de intensidad, las cuales permiten establecer la relación entre el movimiento del terreno y la respuesta estructural. Estas medidas, como la aceleración espectral, la velocidad espectral o la intensidad de Arias, ofrecen una representación más completa del sismo que los parámetros pico aislados, ya que integran la influencia de las propiedades del terreno, la distancia al epicentro y el mecanismo de ruptura. La elección adecuada de la medida de intensidad es esencial para predecir con mayor precisión la demanda estructural, considerando que la eficiencia y suficiencia de cada medida dependen tanto de las características sísmicas como de las propiedades dinámicas de la estructura (*Aquib et al., 2022*).

Los resultados indican que la interacción entre el contenido frecuencial del movimiento sísmico y su duración tiene un efecto determinante en la respuesta estructural. Movimientos con predominio de bajas frecuencias incrementan las demandas de desplazamiento y deformación en estructuras de periodos largos, mientras que un espectro dominado por altas frecuencias intensifica las aceleraciones internas en estructuras de periodos cortos. Una mayor duración significativa del evento prolonga la exposición a ciclos de carga, favoreciendo la acumulación de daño y reduciendo la capacidad de recuperación funcional. La coincidencia entre el contenido frecuencial dominante y el periodo natural de la estructura, combinada con una duración extendida,

incrementa notablemente la probabilidad de alcanzar estados límite avanzados y de comprometer la integridad estructural (H. Y. Zhang et al., 2018).

2.2 Puentes

Un puente es una estructura diseñada para permitir el paso sobre obstáculos naturales o artificiales, tales como ríos, quebradas, terrenos irregulares o infraestructuras existentes. Su función principal es mantener la conectividad del sistema vial. Está compuesto por elementos estructurales que pueden variar según su tipología, como tableros, apoyos, estribos y fundaciones, los cuales trabajan en conjunto para resistir cargas permanentes, móviles y acciones externas como viento, agua o sismos.

La **Figura 1** muestra un modelo estructural de un puente, en el que se diferencian claramente sus principales componentes: estribos, tablero, apoyos y elementos de conexión. En los extremos del puente se ilustran dos tipos de estribo: uno con diafragma rígido y otro con asiento, cada uno modelado con sus respectivos elementos de interacción. El tablero se representa mediante elementos elásticos y elementos viga-columna que permiten simular su comportamiento estructural tanto en la dirección longitudinal como transversal. Los apoyos, dispuestos entre el tablero y las pilas, están representados mediante dispositivos elastoméricos que transmiten cargas verticales y permiten ciertos desplazamientos horizontales.

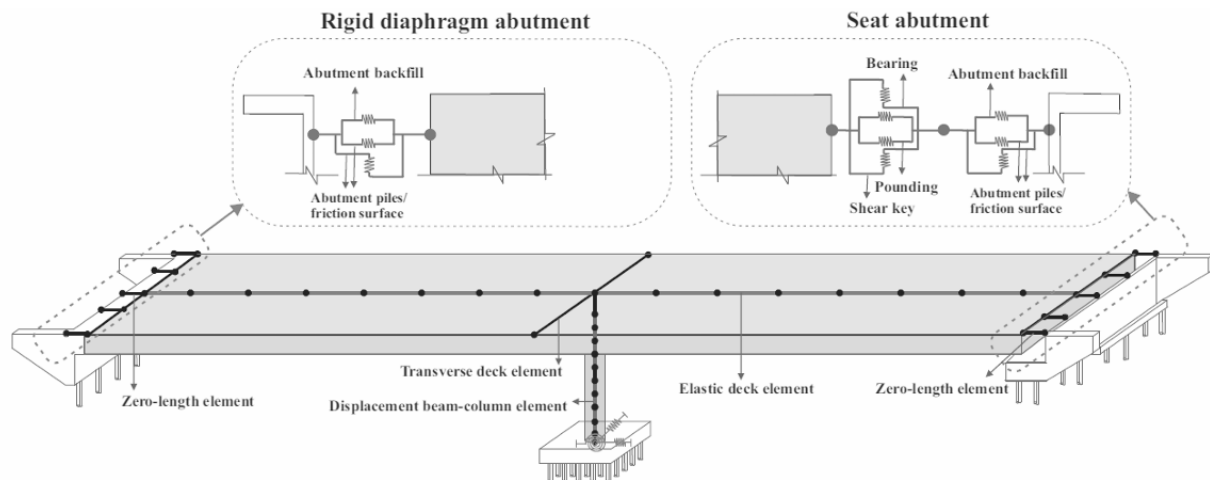


Figura 1: Componentes y Características de un Puente Mono Pila (Soleimani et al., 2017).

2.2.1 Criterios de Diseño

Según lo establecido en el Manual de Carreteras **[Capítulo (3.1001.301(1))]**, los puentes pueden clasificarse en función de su longitud total (L), la cual corresponde a la distancia comprendida entre los extremos de la estructura. Esta clasificación permite agrupar las estructuras de acuerdo con rangos definidos que distinguen la magnitud del cruce, sus requerimientos técnicos y sus implicancias constructivas. En este contexto, las alcantarillas y puentes losa se ubican dentro del rango de 0,50 m a 10,0 m de longitud total, lo que corresponde habitualmente a estructuras de paso para flujos menores o cruces localizados de cauces. Cuando la longitud total es superior a 10,0 m y hasta 40,0 m, se trata de puentes menores, los cuales generalmente permiten resolver cruces de pequeña escala con soluciones estructurales sencillas. Los puentes medianos se identifican en el rango de longitud total superior a 40,0 m y hasta 200,0 m, donde el diseño y la ejecución requieren considerar mayores luces, acciones estructurales más complejas y detalles constructivos específicos (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

La clasificación de estructuras según la longitud de vano (Lv) **[Capítulo (3.1001.301(2))]**, definida como la luz libre entre apoyos, permite distinguirlas por la magnitud del cruce estructural. Las alcantarillas y estructuras menores presentan vanos entre 0,50 m y 10,0 m, siendo usualmente soluciones simples y de baja demanda estructural. Cuando la luz libre supera los 10,0 m y no excede los 70,0 m, se consideran estructuras medianas, que requieren mayor capacidad portante y análisis más detallado. Las estructuras mayores corresponden a aquellas cuyo vano es superior a 70,0 m, implicando un diseño más complejo debido a las solicitaciones que enfrentan (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

La clasificación de los puentes según su diseño estructural **[Capítulo (3.1001.301(6))]** responde al tipo de sistema resistente utilizado para soportar las cargas. Dentro de esta clasificación se consideran los puentes de tramos simplemente apoyados, continuos o con vigas voladizas tipo Gerber, los cuales se caracterizan por su simplicidad en la transmisión de cargas y articulaciones intermedias. También se incluyen los puentes en arco, donde la carga se transmite mediante compresión hacia los estribos. Los puentes apuntalados consideran el tablero como elemento de compresión entre estribos, mientras que los aporticados se estructuran como marcos rígidos. La clasificación incorpora

además los puentes colgantes, con o sin viga atiesadora, y los puentes atirantados, donde el tablero es sostenido por cables conectados a torres. Finalmente, se incluyen los puentes formados por acero estructural de corrugación profunda, que emplean placas corrugadas como sistema resistente (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

La infraestructura **[Capítulo (3.1001.302(2) b)]** corresponde a la parte del puente que transmite las cargas de la superestructura al terreno. Está compuesta por estribos en los extremos y cepas en los apoyos intermedios. Los estribos se conforman por una elevación, que incluye muro frontal, mesa de apoyo, espaldar y alas, y una fundación que puede ser directa, con pilotes o cajones. Además, contienen los terraplenes de acceso. Las cepas, al igual que los estribos, poseen elevación y fundación, y sirven de soporte entre tramos en estructuras de varios vanos (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

Para puentes con dos pistas **[Capítulo (3.1003.1)]**, ya sea de tránsito bidireccional o unidireccional, el ancho mínimo de calzada debe ser de 10,0 m, con excepción de los puentes urbanos, donde el mínimo permitido es de 8,0 m. El diseño del tablero debe mantener el ancho total de la plataforma del camino o calle a nivel de rasante, sin considerar el ancho del SAP. No se permite reducir las dimensiones de las pistas ni de las bermas respecto al camino existente, salvo en caminos locales o de desarrollo, donde sí se aceptan reducciones en el ancho de las bermas. En el caso de puentes mayores con longitudes superiores a 200 m, se podrán aceptar anchos distintos a los establecidos, siempre que existan fundamentos técnicos o económicos justificados por el proyectista y aprobados por la Dirección de Vialidad (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

El acero de refuerzo utilizado en estructuras de hormigón debe cumplir con lo establecido en la norma chilena NCh204, que regula las barras laminadas en caliente para hormigón armado, siempre que no entre en contradicción con la Norma AASHTO. Solo se permite el uso de acero que cumpla completamente con los requisitos de calidad y resistencia definidos por las normas chilenas, debiendo contar con certificación emitida por entidades reconocidas y aceptadas por la Dirección de Vialidad. Las propiedades principales de los aceros contemplados por la norma NCh204 se encuentran resumidas en la **Tabla 3.1003.601.B** del Manual de Carreteras.

La **Figura 2** muestra la tabla especificada en el Manual de Carreteras V.3 con respecto a las propiedades de los aceros contemplados.

Grado	Resistencia a la Tracción Rm		Fluencia Re (mínimo)		% Alargamiento de Ruptura ⁽²⁾
	Kgf/cm ²	MPa	Kgf/cm ²	MPa	
A37-24H	3.700	370	2.400	240	18%
A44-28H	4.400	440	2.800	280	16%
A56-35H	5.600	560	3.500	350	$7700/R_m - K \geq 8$ ⁽⁴⁾
A63-42H ⁽³⁾	6.300	630	4.200	420	$7700/R_m - K \geq 8$ ⁽⁴⁾

Figura 2: Propiedades Mecánicas del Acero (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

Diseño Sísmico

Las especificaciones vigentes para el diseño sísmico de puentes en Chile se orientan a estructuras clasificadas como menores y medianas, es decir, aquellas cuyos tramos presentan luces libres iguales o inferiores a 70 metros. Este marco normativo abarca tanto puentes vehiculares como viaductos, pasos desnivelados y pasarelas peatonales, y se enfoca en prevenir el daño estructural derivado de eventos sísmicos, considerando principios y supuestos básicos de diseño que guían la respuesta estructural esperada. No se incluyen dentro de su ámbito de aplicación aquellas estructuras que superan los 70 metros de luz, ni tampoco aquellas que presentan configuraciones geométricas particulares como puentes colgantes, atirantados o en arco, por tratarse de tipologías que requieren criterios y métodos de análisis distintos debido a sus características especiales.

La **Figura 3** muestra los coeficientes de aceleración efectiva según zonificación sísmica [Capítulo (3.1004.302.A)].

Zona Sísmica	A_o	A'_o
1	0,20 g	0,20
2	0,30 g	0,30
3	0,40 g	0,40

Figura 3: Valor de Aceleración Afectiva Máxima A_0 y Coeficiente de Aceleración Efectiva Máxima A'_0 (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

Para estructuras emplazadas en zonas sísmicas 2 y 3, se establece la aplicación de un coeficiente de importancia que debe ser determinado por la Dirección de Vialidad. Esta clasificación distingue entre estructuras esenciales y no esenciales, asignando un valor

CI = I para los primeros casos y CI = II para los segundos. La consideración de este coeficiente tiene como propósito ajustar los requerimientos de diseño en función del rol que la estructura cumple dentro de la red vial y su relevancia en escenarios de emergencia o funcionamiento continuo tras un evento sísmico. Esta diferenciación incide directamente en los niveles de desempeño esperados y en la severidad de las exigencias de diseño sísmico aplicadas (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

El comportamiento dinámico del suelo durante un sismo influye directamente en la respuesta estructural de pasos desnivelados menores, pasarelas y puentes intermedios. Para considerar este efecto en el diseño sísmico, se debe aplicar un coeficiente de suelo (S), el cual varía según el perfil geotécnico identificado en el sitio.

La **Figura 4** muestra los coeficientes del suelo según tipo de suelo [**Capítulo (3.1004.308.A)**].

Tipo de Suelo	S
I	0,9
II	1,0
III	1,2
IV	1,3

Figura 4: Coeficiente del Suelo (S) (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

La **Figura 5** muestra el coeficiente de importancia a considerar según su clasificación por importancia [**Capítulo (3.1004.309(1).A)**].

CI = I	$K_1 = 1,0$
CI = II	$K_1 = 0,8$

Figura 5 : Coeficiente de Importancia (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

La **Figura 6** muestra las constantes espectrales T1 y K2 según el tipo de suelo [**Capítulo (3.1004.309(2).A)**].

Suelo Tipo	T_i (seg)	K_2
I	0,20	0,513
II	0,30	0,672
III	0,70	1,182
IV	1,10	1,598

Figura 6: Constantes Espectrales T_1 y K_2 (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

La **Figura 7** muestra los factores de modificación de la respuesta sísmica según tipo de elemento [**Capítulo (3.1004.310.A)**].

Elemento	R_L^1	R_T^2
ELEVACIONES		
Cepa muro	3	2
Columna individual con dado de fundación	3	3
Múltiples columnas con dado de fundación	3	4
Columnas inclinadas con dado de fundación	3	2
Pila Pilote		
a. Individual	3	3
b. Conjunto vertical	3	4
c. Conjunto inclinado	3	2
FUNDACIONES³		
Directa	1	1
Batería de pilotes	1	1
Pila-pilote	1	1
Cajón o pila de fundación	1	1

Elemento	R_L^1	R_T^2
CONEXIONES⁴		
Junta de dilatación	0,8	0,8
Placa apoyo	0,8	0,8
Llaves de corte	1	1
Placa Base	1	1

Figura 7: Factores de Modificación de la Respuesta (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

Las fuerzas sísmicas de diseño que actúan sobre las distintas componentes estructurales deben calcularse a partir de las fuerzas correspondientes al Estado de Carga I o al Estado

de Carga II, definidos en el numeral **[Capítulo 3.1004.314]**. Estas fuerzas deben ser reducidas mediante la aplicación de los factores de modificación de respuesta R establecidos en el numeral **[Capítulo 3.1004.310]**, los cuales reflejan la capacidad de disipación de energía y el comportamiento inelástico esperado de la estructura. Posteriormente, las fuerzas sísmicas modificadas deben combinarse en forma independiente con otras cargas permanentes o variables, utilizando el grupo de combinación que incorpora peso muerto (D), flotación (B), fuerza por escurrimiento (SF), empuje de tierra y las fuerzas sísmicas elásticas modificadas (EQM) **[Ecuación 1]**. Estas últimas deben considerarse como cargas cíclicas, por lo que pueden actuar en sentido positivo o negativo, y deben evaluarse considerando el efecto máximo que podrían inducir sobre cada componente. La expresión utilizada para esta combinación corresponde a la ecuación **[Capítulo 3.1004.401.1]**, que establece el marco normativo para la integración de las cargas actuantes en condiciones sísmicas.

Ecuación 1: Fuerzas Modificadas de Diseño (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

$$\text{Grupo De Carga} = 1.0(D + B + SE + E + EQM) \quad (1)$$

El diseño de columnas, fundaciones y conexiones monolíticas de hormigón armado debe cumplir con la Norma AASHTO División I, junto con requerimientos adicionales que aseguren un comportamiento sísmico adecuado. En caso de utilizar el método de tensiones admisibles, se permite un incremento del 33,3 % en dichas tensiones. Este enfoque, al considerar fuerzas elásticas, puede llevar a diseños conservadores, salvo cuando se modela explícitamente el desarrollo de rótulas plásticas en elementos estructurales. Las columnas deben cumplir con los requisitos de la Norma AASHTO según la categoría sísmica del puente, al igual que las cepas, las conexiones columna-cepa y las juntas de construcción. Para pilotes de hormigón armado, se asume un comportamiento elástico con un factor R igual a 1, aunque pueden considerarse las fuerzas asociadas al desarrollo de rótulas plásticas en elementos superiores.

Las pilas deben diseñarse como parte integral del sistema resistente ante cargas gravitacionales y sísmicas. Su diseño se basa en un análisis estructural que considere combinaciones de carga según las disposiciones del manual. En zonas sísmicas, se exige la consideración explícita de ductilidad mediante la formación de rótulas plásticas

en zonas confinadas, típicamente en los extremos de las columnas. Para esto, se establece una relación entre la altura libre de la pila y su diámetro, de modo que no exceda una esbeltez que comprometa la estabilidad global. Por ejemplo, se recomienda que la relación altura/diámetro no supere 10 para columnas de sección circular sometidas a cargas sísmicas relevantes, mientras que se permiten valores mayores para secciones rectangulares si se justifica estructuralmente (*Manual de Carreteras Vol.5, 2010*).

Las llaves de corte tienen la función de restringir desplazamientos laterales excesivos en la superestructura y deben diseñarse para resistir las fuerzas horizontales derivadas de sismos y frenado. Estas se modelan como elementos rígidos con capacidad definida por su resistencia al corte del hormigón y, en algunos casos, refuerzo transversal específico. Se recomienda que la llave esté diseñada para soportar al menos el 50% de la fuerza sísmica longitudinal si no existen otros sistemas de restricción (*Manual de Carreteras Vol.5, 2010*).

Los apoyos elastoméricos se dimensionan según criterios de deformabilidad y capacidad portante vertical y horizontal. El manual establece que el espesor total del elastómero laminado no debe exceder el triple del espesor individual de las capas de elastómero, y que la relación entre el diámetro y el espesor total debe mantenerse dentro de valores que aseguren estabilidad frente al pandeo. Para condiciones sísmicas, se exige que el desplazamiento de diseño no supere la capacidad deformacional del apoyo, determinada mediante ensayo o certificado del proveedor. Como referencia, se establece que la rigidez horizontal típica para un elastómero de 300 mm de diámetro y 60 mm de espesor se encuentra en el rango de 1000 a 3000 kN/m, dependiendo de la configuración y compresión previa (*Manual de Carreteras Vol.5, 2010*).

Los apoyos elastoméricos se modelan como elementos flexibles cuya función principal es permitir movimientos relativos entre la superestructura y la subestructura, mientras transfieren cargas verticales. Se establece que deben tener capacidad de desplazamiento horizontal compatible con la demanda sísmica, siendo típicos desplazamientos máximos admisibles del orden de 100 mm a 150 mm para sismos severos. Su rigidez horizontal efectiva, debe evaluarse considerando la compresión previa y el efecto de volumen (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*)

El espectro de diseño sísmico se define en función de la zonificación establecida por el Instituto Nacional de Normalización (INN) y se representa mediante espectros de respuesta pseudoaceleración vs. Período, definidos para diferentes niveles de recurrencia. Se exige utilizar el espectro de diseño correspondiente a un sismo con periodo de retorno de 475 años, salvo en puentes de importancia estratégica, donde se puede adoptar un nivel de recurrencia mayor. La forma del espectro incluye una aceleración máxima efectiva y un intervalo de periodos donde se mantiene constante, seguido por una disminución inversamente proporcional al período (*Manual de Carreteras Vol.3, 2018*).

Los análisis dinámicos, tanto lineales como no lineales, deben controlarse los desplazamientos relativos entre el tablero y las pilas, especialmente en estructuras con apoyos elastoméricos o con dispositivos de aislamiento sísmico. En estos casos, se exige que el desplazamiento de diseño no supere la capacidad deformacional del sistema de apoyo. Por ejemplo, se especifica que apoyos elastoméricos deben permitir desplazamientos horizontales de hasta 150 mm sin pérdida de funcionalidad ni estabilidad, mientras que dispositivos de disipación o llaves de corte deben activarse antes de que se superen los umbrales de seguridad estructural.

Los desplazamientos máximos esperados durante un sismo se obtienen a partir del análisis espectral, considerando el espectro de diseño ampliado con un factor de sobrerrespuesta para capturar la demanda en estructuras con periodos cercanos al intervalo plano del espectro. Para casos donde se realicen análisis no lineales con acelerogramas representativos, se adopta como criterio que la demanda de desplazamiento no debe superar la capacidad última de los elementos críticos, la cual está definida por la curva de histéresis empleada en el modelo. En estructuras con aislamiento sísmico, esta capacidad puede extenderse hasta 250 mm, siempre que el sistema esté diseñado para recuperar su posición sin daño significativo (*Manual de Carreteras Vol.5, 2010*).

2.2.2 Apoyos Elastómeros

El diseño de los apoyos elastoméricos busca asegurar la correcta transferencia de cargas de la superestructura hacia la subestructura, permitiendo al mismo tiempo las

deformaciones asociadas a efectos térmicos, retracción, fluencia y sollicitaciones sísmicas sin comprometer la integridad de la estructura. Para evitar mecanismos de falla, las normativas establecen límites en la tensión de compresión, la deformación cortante y la deformación cortante total, con el propósito de prevenir fatiga del caucho, separación de capas y pérdida de rigidez tanto vertical como horizontal. Estas disposiciones aseguran que el apoyo mantenga su capacidad funcional durante la vida útil de la estructura y que no genere concentraciones de esfuerzos que puedan inducir daños en el puente (Yoon *et al.*, 2013).

Los apoyos elastoméricos, compuestos por capas alternas de caucho y acero vulcanizado, definen el comportamiento sísmico de puentes de múltiples vanos al proporcionar flexibilidad horizontal y transmitir eficientemente las cargas verticales desde el tablero hacia las pilas. Su capacidad para permitir movimientos relativos controlados durante eventos sísmicos contribuye a una reducción de la rigidez global del sistema estructural, lo que genera un aumento del período fundamental de vibración y una disminución de las aceleraciones inducidas.

El análisis numérico desarrollado mediante modelos tridimensionales evidencia que, cuando se incorporan estos dispositivos, se observa una disminución considerable de los desplazamientos y fuerzas internas en comparación con sistemas rígidamente conectados (Sengsri & Kaewunruen, 2020).

La **Figura 8** muestra los mecanismos de daño sísmico en apoyos elastoméricos no adheridos, donde se distinguen tres etapas clave:

1. **Deformaciones iniciales:** Al inicio del sismo, el apoyo responde principalmente con deformaciones por cortante, acompañadas de *squeezing* (compresión localizada) y *curling* (arqueo) en los bordes de contacto. Estos fenómenos marcan el inicio del *rolling-over* (volcamiento).
2. **Acumulación de desplazamientos:** Al aumentar la amplitud sísmica, el *rolling-over* se combina con deslizamiento (*sliding*) por fricción, activado cuando la fuerza lateral supera la resistencia friccional. Esta interacción amplifica el desplazamiento relativo entre superestructura y subestructura.

3. **Desalojo del apoyo:** La falta de adherencia permite que el apoyo se desplace progresivamente hasta su desalojo (*unseating*), comprometiendo la estabilidad estructural.

El diagrama de fuerzas adjunto (Figura 3) destaca dos momentos críticos:

- **Momento de volcamiento ($H\delta h$):** Generado por la fuerza lateral (H) y su brazo (δh).
- **Momento estabilizador ($V\delta v$):** Originado por la fuerza vertical (V) y el desplazamiento (δv) debido al *curling* y efectos *P-delta*.

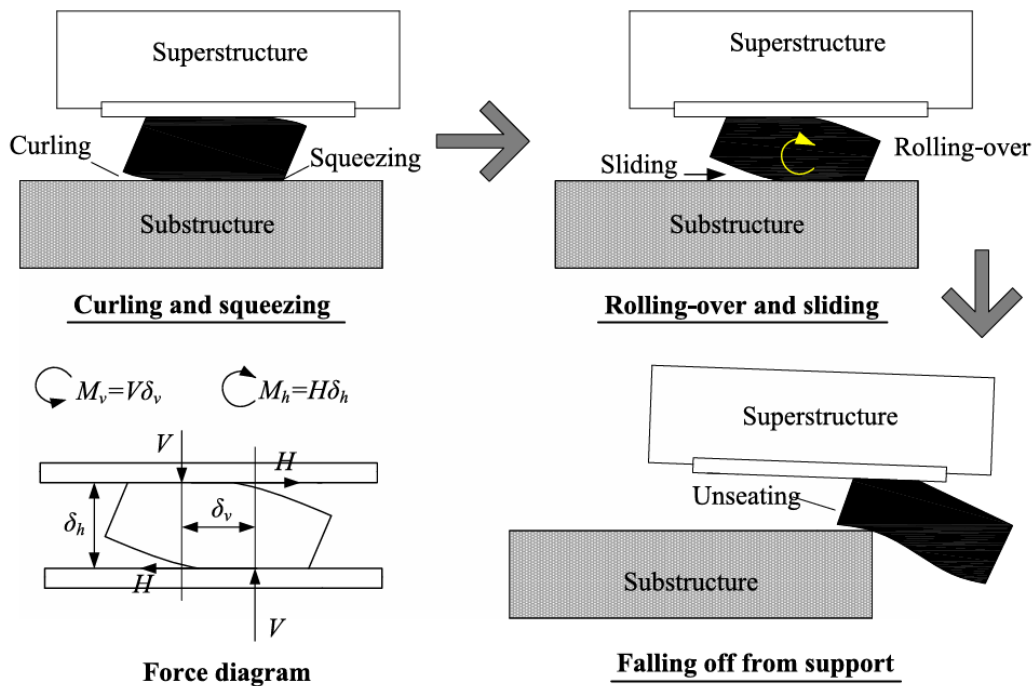


Figura 8: Mecanismo de Daño Sísmico de Apoyos Elastoméricos no Adheridos (Xiang et al., 2021).

La relación entre estos momentos determina la respuesta del apoyo: si $V\delta v \geq H\delta h$, predomina el deslizamiento controlado; de lo contrario, el *rolling-over* domina, incrementando el riesgo de inestabilidad. Los apoyos altos con bajos factores de forma son más vulnerables a este fenómeno, el cual, además de ser complejo de modelar numéricamente, genera tensiones extremas que pueden provocar pandeo o fractura de las láminas internas. Por ello, se recomienda evitar este mecanismo durante sismos

intensos mediante diseños que prioricen la estabilidad geométrica y la capacidad de recentrado (*Xiang et al., 2021*).

Las fallas en apoyos elastoméricos tipo *bonded* o pegados se caracterizan principalmente por rupturas en el cuerpo del aislador o en los elementos de conexión, como pernos o placas de fijación. Estas fallas suelen ocurrir bajo cargas sísmicas intensas, donde las combinaciones de fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores generan tensiones localizadas que superan la capacidad del material. La **Figura 9** ilustra dos mecanismos de falla típicos: la ruptura interna del elastómero que incluye delaminación entre capas de caucho y acero o desgarro del material y la fractura de los pernos de anclaje. Estos daños suelen iniciarse cuando las deformaciones por cortante exceden el 200% de la capacidad nominal, momento en el que el elastómero exhibe un endurecimiento por deformación que incrementa abruptamente las tensiones transmitidas a la subestructura (*Xiang et al., 2021*).

La ruptura de los pernos de conexión, por otro lado, está asociada a la acción combinada de fuerzas cortantes y momentos flectores. Estos últimos son generados por rotaciones en la subestructura o por efectos de segundo orden (*P-delta*). La **Figura 9** muestra cómo la superposición de momentos flectores en los extremos del apoyo concentra tensiones en las zonas de anclaje, llevando a la fractura frágil de los pernos. Este fenómeno fue observado en puentes japoneses durante los terremotos de 2011 y 2016, donde fallas prematuras en pernos diseñados para ser elementos protegidos comprometieron la integridad estructural (*Xiang et al., 2021*).

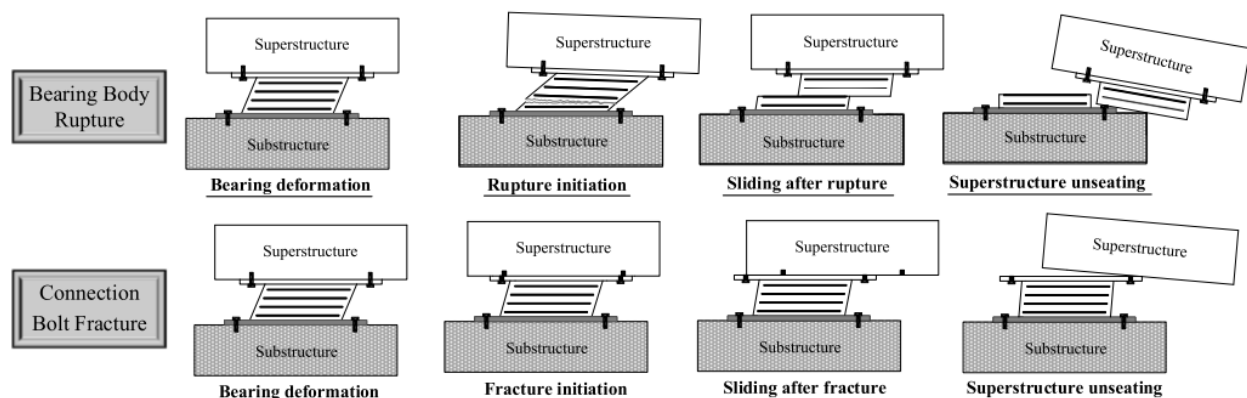


Figura 9: Mecanismos de Falla en Apoyos Elastoméricos Pegados en Puentes (*Xiang et al., 2021*).

Consecuentemente, para satisfacer la demanda es posible calcular la rigidez horizontal **[Ecuación 2]** y vertical **[Ecuación 3]** de los apoyos elastoméricos utilizados en puentes. Estas expresiones son fundamentales para caracterizar el comportamiento mecánico de los aisladores bajo cargas sísmicas, ya que definen su capacidad para resistir desplazamientos transversales y soportar cargas verticales. La rigidez horizontal (K_h) depende del módulo de corte (G) del elastómero, el área de carga (A_b) y la altura total de caucho (h_r). Por otro lado, la rigidez vertical (K_v) incorpora además el módulo de compresión instantáneo (E_c), que considera el efecto del confinamiento por las láminas de acero en el elastómero (*Wilches et al., 2017*).

Ecuación 2: Cálculo de Rigidez Horizontal (*Wilches et al., 2017*).

$$K_h = \frac{GA_b}{h_r} \quad (2)$$

Ecuación 3: Cálculo de Rigidez Vertical (*Wilches et al., 2017*).

$$K_v = \frac{EcA_b}{h_r} \quad (3)$$

Estas rigideces son empleadas en modelos analíticos para evaluar la respuesta sísmica de puentes, particularmente en interacciones como la transferencia de fuerzas entre el tablero y las pilas, o la restricción de desplazamientos excesivos. En el estudio citado, los valores calculados se integraron en modelos no lineales desarrollados en OpenSees, donde los apoyos se representaron con un comportamiento elastoplástico. Esto permitió simular su rol en la disipación de energía y en la limitación de desplazamientos relativos del tablero, aspectos críticos para evitar daños como el deslizamiento de vigas o el colapso por pérdida de apoyo vertical, observados en el terremoto de Maule (*Wilches et al., 2017*).

2.2.3 Llaves de Corte

El uso de llaves de corte externas en puentes chilenos resulta fundamental para limitar los desplazamientos transversales de la superestructura durante eventos sísmicos severos. Tras el terremoto de Maule en 2010 (Mw 8.8), se observó que estas llaves actuaron como elementos de sacrificio, concentrando daños en su estructura y evitando fallas críticas en componentes como cabezales, columnas y estribos. Sin embargo, el

diseño normativo chileno vigente en ese momento no consideraba adecuadamente la interacción entre el tipo de suelo y la zona sísmica, lo que generó una variabilidad significativa en su desempeño (Wilches et al., 2017).

Estudios posteriores, basados en modelos no lineales y análisis dinámicos incrementales, confirmaron que las llaves de corte reducen la probabilidad de desplazamientos residuales excesivos en apoyos elastoméricos, especialmente en zonas de alta amenaza sísmica y suelos blandos (tipo III), aunque su influencia en la probabilidad de colapso es marginal (Wilches et al., 2017).

La **Figura 10** muestra un esquema típico de la disposición de las llaves de corte exteriores (*exterior shear keys*) en puentes carreteros. Estas llaves, ubicadas en los cabezales (*cap beams*) de las pilas (*piers*), actúan como elementos de sacrificio para restringir los desplazamientos transversales de la superestructura (*superstructure*) durante eventos sísmicos. Su diseño y refuerzo (horizontal y vertical) son determinantes para obtener un comportamiento dúctil y evitar fallas prematuras en la infraestructura, tal como se analiza en estudios experimentales y modelos analíticos previos.

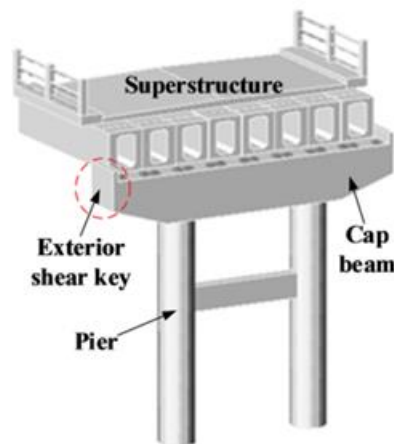


Figura 10: Configuración Típica de Llaves de Corte Exteriores (Han et al., 2016).

Antes de la implementación generalizada de llaves de corte como elementos de sacrificio, muchos puentes dependían únicamente de apoyos elastoméricos no anclados y restricciones pasivas (como muros de contención o topes rígidos) para controlar desplazamientos transversales durante sismos. Esto generaba vulnerabilidades significativas, como el deslizamiento excesivo de vigas o el colapso por pérdida de apoyo,

evidenciado en terremotos como el de Wenchuan (2008) y Maule (2010). En China, por ejemplo, los códigos de diseño iniciales no especificaban refuerzos estandarizados para llaves de corte, lo que llevó a fallas generalizadas por tensión diagonal o cortante frágil (*Han et al., 2016*). La evolución hacia llaves de corte diseñadas como fusibles sísmicos con refuerzos controlados y capacidad de disipación de energía surgió como respuesta a estos daños, priorizando la protección de componentes estructurales críticos.

2.2.4 Barras Sísmicas

Las barras sísmicas son elementos de acero utilizados en puentes chilenos para evitar desplazamientos relativos verticales entre la superestructura y la infraestructura durante eventos sísmicos. Su diseño busca prevenir el levantamiento del tablero, especialmente cuando se combinan componentes horizontales y verticales de un sismo, como se observó en registros del terremoto del Maule en 2010. Estas barras generan fuerzas verticales que comprimen la interfaz entre el tablero y la infraestructura, lo que puede aumentar la resistencia a fricción de los elastómeros no anclados, reduciendo desplazamientos transversales. Sin embargo, su rigidez vertical se pierde una vez que las barras alcanzan la fluencia debido a movimientos transversales, lo que limita su efectividad en ciclos de carga posteriores (*Hernández et al., 2021*).

Antes de la implementación de barras sísmicas, el diseño de puentes en Chile no incluía elementos específicos para mitigar el levantamiento vertical del tablero durante sismos. Las versiones anteriores del Manual de Carreteras recomendaban el cálculo de barras de anclaje considerando una aceleración vertical estática igual a A_0 , sin incluir el peso propio. Sin embargo, este enfoque no consideraba la amplificación de aceleraciones verticales debido a la flexibilidad de apoyos elastoméricos o aisladores sísmicos, lo que podía generar movimientos verticales significativos en el tablero. Tampoco existían estudios sistemáticos sobre la interacción entre componentes horizontales y verticales, lo que llevó a la incorporación de barras sísmicas como una solución para mejorar la respuesta estructural ante cargas sísmicas combinadas (*Hernández et al., 2021*).

2.2.5 Columnas

Comúnmente las columnas de un puente son elementos estructurales fundamentales, ya que transfieren las cargas del tablero hacia los cimientos y, finalmente, al suelo. Su diseño

y comportamiento influyen directamente en la seguridad, durabilidad y capacidad de servicio de la estructura, especialmente durante eventos extremos como sismos. Una columna bien diseñada no solo debe resistir las fuerzas verticales y laterales, sino también disipar energía de manera controlada para evitar fallas. Además, su geometría, refuerzo y materiales determinan su ductilidad, resistencia y capacidad de recuperación después de deformaciones inelásticas.

La forma afecta la formación de rótulas plásticas, la distribución de tensiones y la capacidad de recuperación de deformaciones residuales, aspectos críticos para garantizar la funcionalidad post-sísmica. Por ejemplo, columnas circulares con refuerzo en la región de la rótula plástica mostraron una reducción significativa de desplazamientos residuales, gracias a la combinación de su geometría y las propiedades superelásticas del material. Esto resalta la importancia de optimizar la forma de las columnas para mejorar la resiliencia estructural, especialmente en zonas de alta sismicidad, donde la capacidad de recuperación y la limitación de daños son prioritarias (Billah & Alam, 2018).

La **Figura 11** muestra un esquema del diseño y modelado de una pila de puente, destacando sus componentes estructurales principales. Se observa la disposición de las barras de acero y sus conectores dentro de la sección de la columna, representando la configuración interna que le proporciona resistencia y estabilidad. El diagrama ilustra de manera simplificada cómo estos elementos se integran en el diseño.

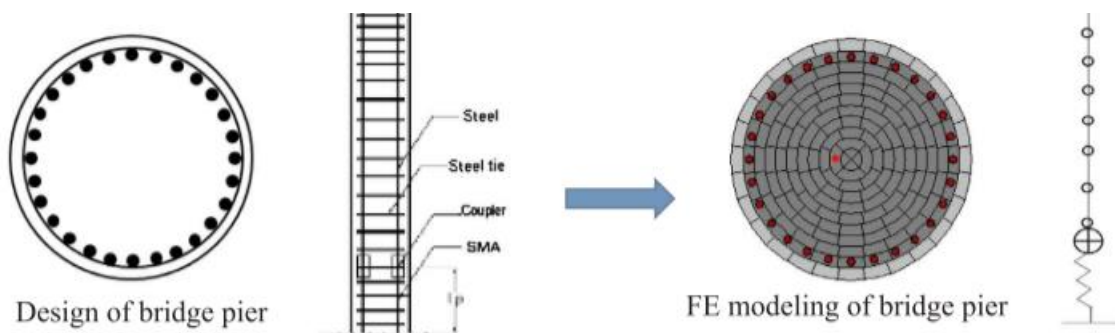


Figura 11: Modelo y Características de una Columna (Billah & Alam, 2018).

2.2.6 Tablero

Un tablero tipo cajón es una estructura utilizada en puentes que consiste en una sección transversal cerrada y hueca, formada por una placa superior (losa), una placa inferior y muros laterales (nervaduras) que las conectan, creando un núcleo central. Esta configuración proporciona alta resistencia torsional y rigidez, lo que la hace ideal para puentes con luces largas o curvaturas significativas.

Las secciones de viga cajón constan de tablero superior, alma vertical y losa inferior. Dado que tanto las alas superiores como inferior pueden resistir tensiones, la viga cajón puede soportar momentos flectores positivos y negativos. El alma puede ser relativamente delgada para reducir el peso propio. La sección cajón se utiliza ampliamente en puentes continuos, voladizos y atirantados. Presenta una rigidez a la flexión y a la torsión relativamente elevadas, y una mejor redistribución de la carga bajo carga excéntrica. Los puentes de viga cajón reforzados son adecuados para luces de 15 a 36 m (Lin & Yoda, 2017).

En la **Figura 12** se presenta una división esquemática para el diseño de vigas cajón multicelular, diferenciando entre vigas internas y vigas externas. Esta clasificación es importante para comprender la distribución de cargas y los criterios de diseño estructural en este tipo de elementos.

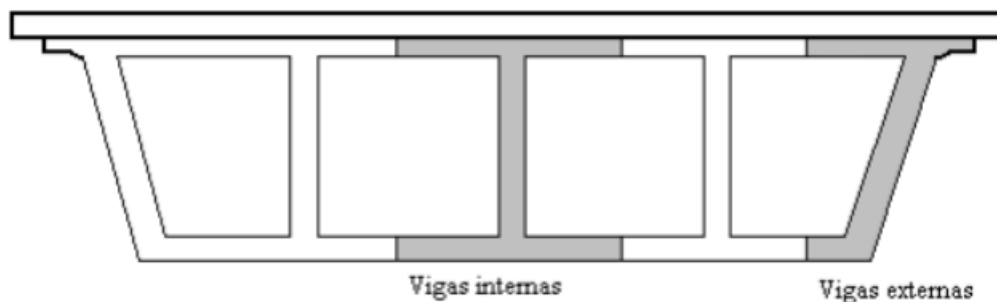


Figura 12: Viga Tipo Cajón Multicelular (Carlos & Vallecilla Bahena, 2024).

Los criterios más importantes en la construcción de estructuras son la viabilidad económica y la eficiencia durante la construcción, lo anterior se logra de acuerdo con el uso de materiales de alta resistencia y la aplicación de métodos de diseño avanzados.

Como resultado, se reducen las dimensiones de la sección transversal y se ahorra peso (Carlos & Vallecilla Bahena, 2024).

2.3 Comportamiento Sísmico de Puentes

Los puentes simplemente apoyados representan una proporción significativa de la infraestructura vial y han demostrado una particular susceptibilidad a daños durante terremotos, especialmente en zonas de subducción. Las fallas observadas en eventos anteriores, como el terremoto de Maule en 2010, evidencian mecanismos de daño que afectan tanto a los elementos de apoyo como a la superestructura, interrumpiendo la conectividad y generando elevados costos de reparación. Las principales formas de deterioro han incluido el desplazamiento excesivo de apoyos elastoméricos, fallos por corte en pilas y colapso de conexiones entre tablero y subestructura, afectando gravemente la funcionalidad de estas estructuras (*Mata et al., 2025*).

Bajo solicitaciones sísmicas, las columnas de puentes presentan modos de fallo que incluyen mecanismos por flexión, corte y aplastamiento, dependiendo de la magnitud y dirección de los movimientos del terreno. La flexión tiende a originarse en la formación de rótulas plásticas en las regiones extremas de las columnas, mientras que el corte se manifiesta por medio de grietas diagonales que reducen la capacidad estructural antes de que se desarrollen deformaciones plásticas significativas. El aplastamiento ocurre cuando las fuerzas axiales alcanzan niveles elevados y superan la resistencia a compresión del concreto, lo cual puede generar el colapso por compresión localizada. Estas condiciones se agravan si las columnas presentan geometría esbelta, refuerzo insuficiente o confinamiento inadecuado, provocando una respuesta estructural desfavorable frente a demandas sísmicas complejas (*Deng et al., 2016*).

Durante los eventos sísmicos, las estructuras de puentes presentan diversos mecanismos de falla que dependen de las características geométricas, condiciones de apoyo y tipo de sollicitación impuesta. En el caso de estructuras soportadas por columnas, se identifican fallas asociadas al colapso por flexión en zonas donde se concentran las deformaciones plásticas, así como también por corte cuando el esfuerzo transversal supera la capacidad resistente del concreto y del refuerzo. De igual forma, se describe el fallo en los dispositivos de aislamiento, especialmente en aquellos de tipo elastomérico,

como un factor relevante en el comportamiento global. En particular, se reconoce que los aisladores elastoméricos pueden experimentar deslizamientos excesivos, inestabilidad por pandeo o separación completa del tablero, lo que altera la transferencia de fuerzas y compromete la integridad del sistema. Estos efectos se agravan en casos donde la interacción suelo-estructura modifica las condiciones de contorno o donde la amplitud de las excitaciones sísmicas excede los límites de deformación previstos para los dispositivos (*Zhang et al., 2022*).

2.4 Interacción Suelo – Estructura (SSI)

El fenómeno de interacción suelo – estructura o SSI (soil – structure interaction) describe cómo el suelo y una estructura que se apoya sobre él interactúan mutuamente durante eventos como cargas estáticas o movimientos sísmicos. A diferencia de los modelos simplificados que consideran la base de la estructura como empotrada, los modelos SSI consideran el suelo sobre el que se construye una estructura responde a las cargas y movimientos de la edificación, mientras que la edificación también responde a las características y movimientos del suelo (*Lou et al., 2011*).

La **Figura 13** muestra una representación básica de cómo interactúan el suelo y una estructura.

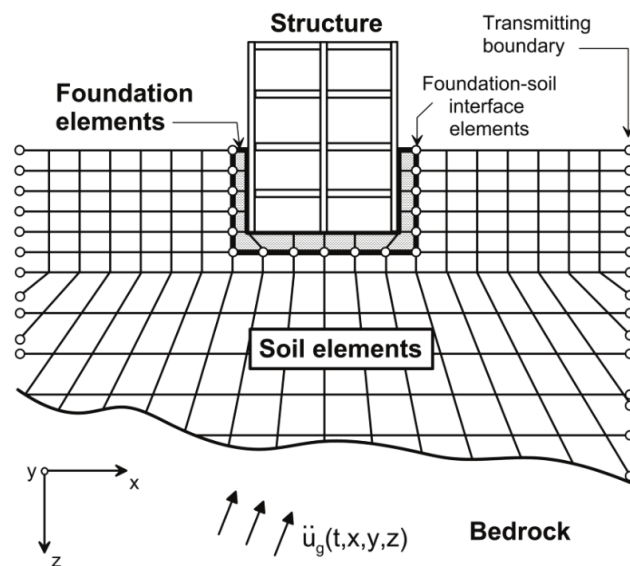


Figura 13: Representación esquemática: suelo y estructura (*NERPH, 2012*).

La sensibilidad del análisis con interacción suelo-estructura (SSI) se manifiesta en la influencia que tienen distintas configuraciones de suelo sobre la respuesta dinámica del puente. Resultados obtenidos mediante análisis numérico no lineal muestran que, a medida que se reduce la rigidez del suelo, se incrementan de forma considerable las respuestas sísmicas del sistema estructural, tales como desplazamientos laterales y momentos flectores máximos. Esta dependencia directa demuestra que la inclusión o exclusión de SSI en el modelo produce diferencias significativas (*Li et al., 2022*).

En sistemas con cimentaciones empotradas la interacción suelo-estructura presenta efectos cinemáticos e inerciales que modifican significativamente la respuesta sísmica. La interacción cinemática altera el movimiento de entrada en la base debido al empotramiento, generando componentes de traslación horizontal y rotación que incrementan las demandas de ductilidad, particularmente en estructuras esbeltas. Por otro lado, la interacción inercial elonga el periodo fundamental del sistema y afecta su amortiguamiento, lo que puede reducir o amplificar las solicitaciones dependiendo de las características dinámicas de la estructura y del suelo. Estos efectos combinados desafían la aplicabilidad de reglas simplificadas, como la del desplazamiento equivalente, especialmente en suelos blandos o bajo excitaciones sísmicas de alta intensidad (*Ahmadi, 2019*).

La interacción suelo-estructura cobra particular relevancia al momento de evaluar el desempeño estructural, ya que el comportamiento dinámico observado durante eventos sísmicos depende en gran medida del acoplamiento entre las propiedades del terreno y la configuración geométrica y material de la superestructura. Este efecto puede alterar significativamente los modos de vibración, los periodos naturales y la distribución de esfuerzos internos, lo cual tiene implicaciones directas en las estrategias de diseño sismorresistente. La consideración explícita de esta interacción en modelos numéricos mejora la capacidad predictiva de los análisis y favorece decisiones de ingeniería más informadas. Si no se considera adecuadamente, estos efectos pueden aumentar los esfuerzos y provocar fallas estructurales (*Mata et al., 2023*).

Los efectos de la interacción suelo-estructura (SSI) influyen considerablemente en la respuesta dinámica de las estructuras durante los terremotos. La interacción entre la

cimentación y el suelo circundante puede afectar significativamente el período natural, el amortiguamiento y las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura. Por lo tanto, un modelado preciso de la ISS es esencial para una evaluación realista del comportamiento estructural bajo carga sísmica (Avilés & Pérez-Rocha, 2003).

Ignorar el SSI en el análisis de la respuesta sísmica puede llevar a una estimación errónea de las demandas estructurales y afectar la seguridad y la economía del diseño. Diversos estudios han demostrado que, dependiendo de las propiedades del suelo, el SSI puede amplificar o reducir las demandas sísmicas en las estructuras (Avilés & Pérez-Rocha, 2003).

2.5 Riesgo Sísmico

Riesgo sísmico se define como la combinación de la amenaza sísmica, que representa la probabilidad y magnitud de un evento sísmico en una zona determinada, y la vulnerabilidad, que corresponde a la susceptibilidad de las estructuras, personas y sistemas a sufrir daños ante ese evento. En otras palabras, el riesgo sísmico depende tanto de la intensidad y frecuencia de los terremotos como de la capacidad de los elementos expuestos para resistir o adaptarse a las fuerzas generadas, determinando así el potencial impacto final.

El riesgo sísmico urbano depende directamente de la calidad de los insumos utilizados en los modelos probabilistas y de su coherencia con las condiciones locales. La combinación de modelos de amenaza sísmica, bases de datos de exposición y funciones de vulnerabilidad representa la estructura esencial para cuantificar dicho riesgo, siendo cada componente una fuente potencial de incertidumbre o sesgo si no se adapta específicamente al sitio de análisis (Hoyos & Hernández, 2021).

2.5.1 Amenaza

La amenaza sísmica representa uno de los factores determinantes en la cuantificación del riesgo urbano, especialmente en regiones densamente pobladas donde el crecimiento urbano y las condiciones del terreno amplifican los efectos de los movimientos telúricos. En este contexto, el riesgo sísmico se concibe como una función de la amenaza, la exposición y la vulnerabilidad, siendo esta última condicionada tanto por las

características físicas de las edificaciones como por las condiciones sociales de la población afectada (*Xofi et al., 2022*).

En estudios de riesgo sísmico a gran escala, las incertidumbres asociadas tanto a la amenaza como a la vulnerabilidad deben gestionarse mediante modelos que combinen múltiples escenarios tectónicos con funciones de fragilidad calibradas para diferentes tipos estructurales. Esta aproximación permite capturar la variabilidad inherente al comportamiento sísmico de los sistemas estructurales ante distintos niveles de intensidad y frecuencias dominantes, mejorando así la calidad de las métricas de riesgo derivadas (*Martins & Silva, 2021*).

2.5.2 Vulnerabilidad

Evaluar la capacidad de un sistema, objeto o entidad para resistir condiciones adversas implica identificar su nivel de susceptibilidad frente a estímulos externos que puedan comprometer su funcionamiento o integridad. Esta susceptibilidad surge cuando los recursos estructurales, funcionales o contextuales disponibles no permiten una respuesta adecuada ni una adaptación eficiente ante las exigencias del entorno. La exposición combinada con una capacidad limitada configura un estado en el que los efectos negativos no solo son posibles, sino probables. Este enfoque permite analizar hasta qué punto una estructura o sistema puede resultar afectado por factores externos, considerando tanto su resistencia interna como su dependencia de vínculos o condiciones externas que influyen directamente en su desempeño (*Shockley, 2023*).

La vulnerabilidad se manifiesta cuando las demandas sísmicas superan la capacidad resistente de los componentes. Por ejemplo, una pila con altura elevada y diámetro reducido presenta mayor susceptibilidad al pandeo, mientras que luces largas del tablero aumentan los efectos de flexión y torsión. La falta de redundancia en puentes monopila agrava este problema, ya que el colapso de un único elemento puede comprometer la estructura completa (*Deng et al., 2016*).

En el caso de las columnas, su comportamiento frente a sismos depende de parámetros como la altura, el diámetro y el grado de empotramiento en el suelo. Las columnas enterradas presentan una respuesta influenciada por la rigidez del terreno circundante,

lo que puede modificar sus frecuencias naturales y patrones de daño ante eventos sísmicos (*Muñoz et al., 2008*).

Elastómeros utilizados como aisladores sísmicos en puentes, reducen la transferencia de fuerzas horizontales a la superestructura. Su efectividad depende de la rigidez horizontal, la capacidad de disipación de energía y las condiciones de carga vertical. Sin embargo, la vulnerabilidad persiste si los elastómeros no son diseñados para acomodar desplazamientos relativos entre apoyos, como se observa en casos donde los espectros sísmicos varían significativamente entre pilas.

Los desplazamientos en los apoyos elastoméricos superan los umbrales establecidos para estados límite moderados y graves cuando se someten a sismos prolongados, especialmente en direcciones transversales. Este comportamiento se atribuye a la interacción entre el tablero y los estribos, que produce fuerzas de impacto adicionales y rotaciones no previstas en el diseño (*Bazález et al., 2019*).

La caracterización de vulnerabilidad sísmica en puentes aislados con elastómeros muestra que la instalación (bonded vs unbonded) influye directamente en el patrón de fallo. En sistemas unbonded, la falta de adherencia permite el deslizamiento y vuelco del apoyo, provocando desplazamientos relativos extremos e incluso el desalojo del tablero, asociado a colapsos parciales. En sistemas bonded, la falla se asocia a rotura del cuerpo del elastómero o falla de los pernos de sujeción, por acción combinada de esfuerzos de corte, compresión y momentos de flexión (*Xiang et al., 2021*).

2.6 Fragilidad

Se define como fragilidad a la probabilidad condicional de que una estructura o componente sufra daños o fallas al estar sometido a un nivel específico de intensidad sísmica. Esta característica refleja la vulnerabilidad inherente del sistema ante diferentes niveles de amenaza sísmica y se representa comúnmente mediante curvas de fragilidad, que relacionan la intensidad del sismo con la probabilidad de alcanzar estados de daño determinados (*Porter, 2021*).

La fragilidad se ve influenciada por la interacción entre el dispositivo de aislamiento y la subestructura. Los sistemas aislados suelen presentar una menor probabilidad de daño

en comparación con los no aislados cuando las alturas de las pilas son bajas, debido a la disipación de energía proporcionada por los aisladores. Sin embargo, esta ventaja disminuye e incluso se invierte en puentes con pilas más altas, donde la flexibilidad de la estructura reduce la efectividad del aislamiento. Esto sugiere que la altura de las pilas es un parámetro crítico en el desempeño sísmico de los puentes aislados (Karim & Yamazaki, 2007).

Las curvas de fragilidad, empleadas como herramienta para cuantificar la respuesta sísmica de puentes, informan la probabilidad condicional de alcanzar estados de daño en función de la intensidad acelerométrica. Estas curvas incorporan incertidumbres geométricas, de materiales y de movimiento sísmico, representando tanto la vulnerabilidad a daños menores como el riesgo de colapso. En puentes aislados con apoyos de goma, el calentamiento de estos dispositivos durante un sismo puede hacer que se dañen y pierdan resistencia, lo que reduce su capacidad para disipar energía de la estructura (*Hernández Morales, 2021*).

Una curva de fragilidad representa la probabilidad de que un componente o sistema estructural alcance o exceda un estado de daño específico ante un determinado nivel de demanda sísmica, expresada comúnmente en términos de parámetros de ingeniería, aceleración espectral u otros indicadores de respuesta. Estas curvas se modelan mediante funciones de distribución acumulativa, típicamente lognormales, que relacionan la intensidad sísmica (*Engineering Demand Parameter*, EDP) con la probabilidad de falla o daño (*Damage Measure*, DM) (*Moehle & Deierlein, 2004*).

Generar curvas de fragilidad requiere emplear análisis dinámicos no lineales junto con evaluación probabilística de parámetros estructurales. Primero se establecen estados límite para cada componente utilizando los valores umbrales indicados en la tabla correspondiente. Para las columnas, la ductilidad de curvatura funciona como principal parámetro de demanda, mientras que en apoyos elastoméricos se analizan tanto el desplazamiento como la deformación por cortante.

Realizar análisis dinámicos no lineales implica utilizar registros sísmicos escalados que representen diversos niveles de intensidad. Estos análisis generan parámetros de demanda estructural que posteriormente se contrastan con los umbrales de daño

predefinidos. Aplicar regresión estadística permite ajustar un modelo lognormal que correlaciona la intensidad sísmica con la probabilidad de superar cada estado límite considerado (*Mata et al., 2025*).

El colapso de puentes está asociado a una combinación de factores naturales y humanos que comprometen su integridad estructural. Entre los factores naturales destacan eventos como inundaciones, socavación, terremotos, deslizamientos de tierra, flujos de escombros, huracanes y vientos extremos. Estos fenómenos generan fuerzas dinámicas y cargas excesivas que superan la capacidad de resistencia de los materiales y la geometría de las estructuras. Por ejemplo, la socavación erosiona los cimientos, reduciendo su capacidad de soporte, mientras que los terremotos inducen fuerzas sísmicas que pueden provocar fallas en pilares, columnas y conexiones (*Deng et al., 2016*).

2.7 Modelación Numérica

OpenSeesPy es una biblioteca de Python que permite interactuar con el marco de elementos finitos OpenSees, diseñado originalmente para simulaciones en ingeniería sísmica. Surge como una alternativa al uso tradicional de Tcl en OpenSees, ofreciendo una sintaxis más intuitiva y acceso a herramientas de computación científica propias de Python, como NumPy, SciPy y Matplotlib. La implementación se basa en una interfaz abstracta llamada DL_Interpreter, que facilita la integración de múltiples lenguajes de scripting sin duplicar el código central del software (*Zhu et al., 2018*).

Entre los aspectos relevantes se destaca la capacidad de OpenSeesPy para ejecutar análisis no lineales dinámicos, estáticos y de sensibilidad, manteniendo la misma precisión que el entorno original. Un ejemplo ilustrativo del documento **[Figura 14]** muestra cómo un análisis de confiabilidad mediante simulación Monte Carlo arroja resultados consistentes entre Tcl y Python, con probabilidades de fallo del 15.77% y 15.89%, respectivamente, para una estructura de celosía no lineal (*Zhu et al., 2018*). La integración con bibliotecas como VTK también amplía las posibilidades de visualización y posprocesamiento de resultados.

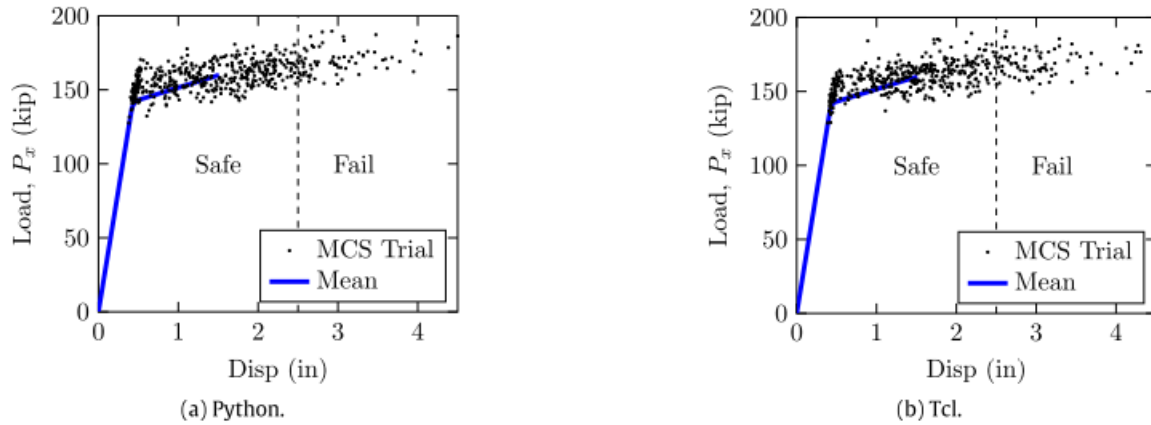


Figura 14: Comparación de resultados de simulación Monte Carlo en OpenSees: Python vs. Tcl (Zhu *et al.*, 2018).

Actualmente, existe una tendencia global a llevar a cabo evaluaciones del desempeño de puentes basado en la respuesta estimada mediante modelos no lineales en el software OpenSees. Estos modelos se someten a registros sísmicos que representan distintos niveles de amenaza (Astroza *et al.*, 2023).

Adicionalmente, OpenSees permite implementar modelos avanzados para componentes como columnas con plasticidad distribuida, interacción suelo-estructura mediante materiales especializados (e.g., *Pysimple1*, *Tzsimple1*) y elementos histeréticos, lo que facilita análisis dinámicos no lineales precisos en comparación con herramientas comerciales (Astroza *et al.*, 2023).

La **Figura 15** muestra la modelación detallada de los componentes estructurales en un puente vial, utilizando elementos finitos para representar el estribo (a), los pilotes en estribos (b) y los pilotes en cepas (c). Se emplean nodos condicionados, que son aquellos cuyos desplazamientos o rotaciones están vinculados a los de otros nodos mediante restricciones, de manera que no se comportan de forma independiente. También se utilizan elementos rígidos, que permiten representar conexiones indeformables entre nodos para transmitir movimientos como si se tratara de un cuerpo sólido. Finalmente, se incluyen resortes, que sirven para modelar la interacción suelo-estructura y el comportamiento flexible o no lineal de componentes como barras sísmicas y elastómeros.

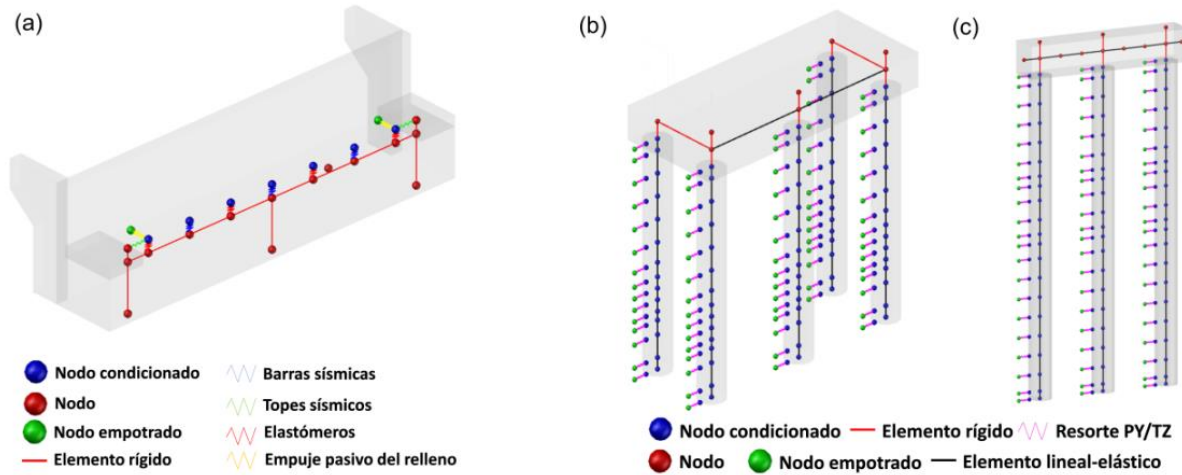


Figura 15: (a) Modelación del Estribo, (b) Modelación de los Pilotos en Estribos, (c) Modelación de los Pilotes

en Cepas (Astroza *et al.*, 2023).

La **Figura 16** presenta la modelación de las cepas (a) y el tablero (b) del puente, destacando la integración de elementos lineales, no lineales y rígidos. Se incluyen componentes clave como empuje pasivo del relleno, barras sísmicas y topes, siguiendo metodologías validadas en la literatura (Astroza *et al.*, 2023). La disposición de nodos y elementos busca replicar las condiciones reales de interacción y plasticidad, esenciales para análisis sísmicos no lineales.

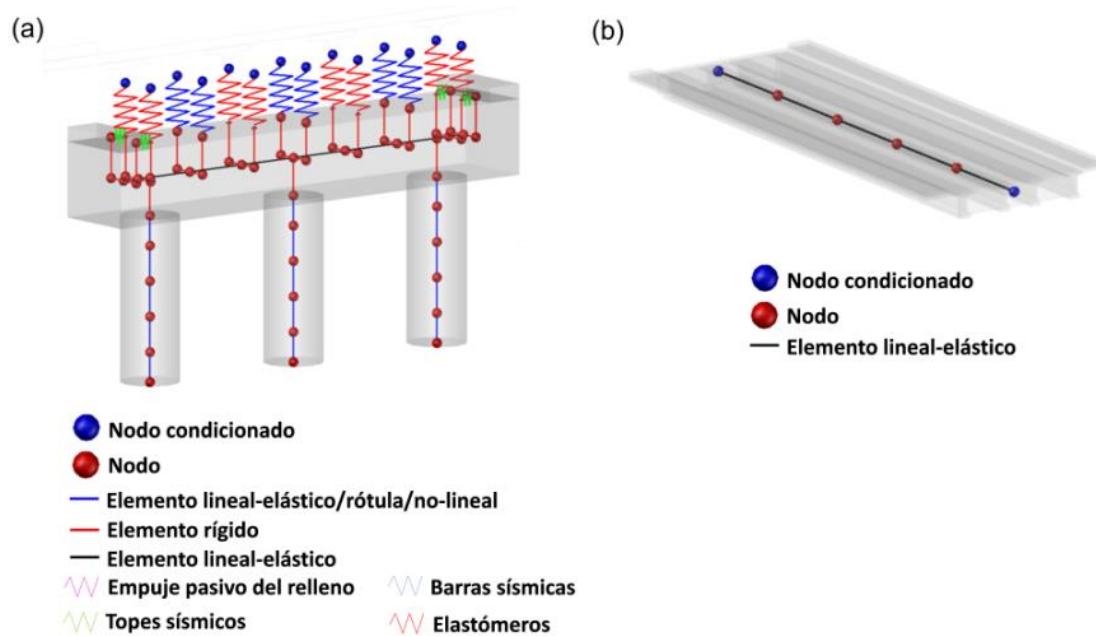


Figura 16: (a) Modelación de Cepas, (b) Modelación del Tablero (Astroza *et al.*, 2023).

2.8 Normativa Aplicable

2.8.1 Normas Nacionales

- NCh1537:2013 – Diseño sísmico de puentes.
- NCh430:2008 – Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo.
- NCh170:2016 – Cargas de diseño en puentes.
- Manual de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas, Volumen 3 – Diseño estructural de puentes.
- Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Obras de Caminos del MOP (ETG), aplicables a materiales, ejecución y control de calidad.

2.8.2 Normas Estadounidenses

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications – Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO), especificaciones para el diseño de puentes con enfoque en cargas y resistencia (Load and Resistance Factor Design).
- AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17^a edición (2002) o

posteriores.

- ACI 318-25 – Building Code Requirements for Structural Concrete, aplicable a estructuras de hormigón armado.
- ASCE/SEI 7-22 – Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, utilizado en la determinación de cargas sísmicas, viento y otras solicitaciones.
- Caltrans Seismic Design Criteria – Criterios de diseño sísmico del Departamento de Transporte de California, utilizados como referencia internacional para estructuras en zonas de alta sismicidad.
- FEMA P-1050 (NEHRP Recommended Seismic Provisions) – Recomendaciones para la mejora del desempeño sísmico en estructuras civiles.
- FEMA P-2091. A practical guide to Soil-Structure Interaction.
- FEMA HAZUS-MH 4.2 – Hazus Earthquake Model Technical Manual

3 METODOLOGÍA

En esta sección se presentan los métodos empleados para llevar a cabo la investigación, abarcando tanto el proceso de modelación estructural como los criterios adoptados para la selección y aplicación de registros sísmicos. La metodología contempla la elaboración de modelos numéricos que simulan puentes tipo monopila con distintas configuraciones geométricas, integrando la interacción suelo-estructura mediante condiciones de empotramiento parcial de las pilas en el terreno. Estos modelos son sometidos a análisis dinámicos utilizando acelerogramas de origen chileno, clasificados en eventos corticales, interplaca e intraplaca, con el objetivo de evaluar la influencia de las variaciones geométricas en el desempeño estructural bajo distintos escenarios sísmicos.

3.1 Registros Sísmicos

Las fuentes sísmicas utilizadas fueron obtenidas desde la plataforma SIBER-RISK, la cual corresponde a una base de datos desarrollada en el marco de un proyecto FONDECYT que recopila registros acelerográficos de terremotos chilenos, procesados de forma consistente y trazable. Esta herramienta permite filtrar eventos por tipo,

magnitud y ubicación, facilitando la selección de sismos representativos para estudios de análisis estructural (*SIBER-RISK, 2017*).

3.1.1 Caracterización Sísmica

Sismos utilizados en el análisis fueron clasificados según su origen tectónico en eventos corticales, interplaca e intraplaca, todos correspondientes a terremotos ocurridos en territorio chileno. La selección consideró un rango variable de magnitudes sísmicas con el propósito de capturar un espectro representativo de intensidades, permitiendo evaluar la respuesta estructural bajo distintas condiciones de demanda sísmica.

A continuación, se presenta la calidad de registros sísmicos utilizados en el estudio junto con el rango de magnitudes al que pertenecen, abarcando las tres fuentes tectónicas consideradas. Esta información permite contextualizar la variedad de sollicitaciones dinámicas aplicadas a los arquetipos.

- 40 Registros sísmicos corticales con magnitudes entre 6.3 Mw y 5.0 Mw.
- 154 Registros sísmicos interplaca con magnitudes entre 8.8 Mw y 5.0 Mw.
- 129 Registros sísmicos intraplaca con magnitudes entre 7.3 Mw y 4.0 Mw.

Se utilizaron originalmente 40 registros sísmicos corticales (*Crustal*) con magnitudes entre 5.0 Mw y 6.3 Mw, 154 registros interplaca (*Interplate*) con magnitudes entre 5.0 Mw y 8.8 Mw, y 129 registros intraplaca (*Intraplate*) con magnitudes entre 7.3 Mw y 4.0 Mw, todos seleccionados con el propósito de representar adecuadamente los distintos tipos de fuente sísmica presentes en el territorio chileno. Se consideraron únicamente 40 registros corticales debido a que eran los disponibles para su uso. Para aumentar la representatividad de los datos y aportar mayor certeza a los resultados obtenidos, se aplicó una inversión en las componentes de aceleración, intercambiando los ejes X por Y y viceversa, lo que permitió duplicar la cantidad de registros utilizados y alcanzar un total de 646 combinaciones sísmicas de distintas procedencias. Aunque las magnitudes consideradas se encuentran dentro de rangos moderados, dicha selección se justifica por el objetivo de evaluar la respuesta estructural frente a sismos frecuentes en Chile, cuya ocurrencia es habitual y puede generar efectos significativos en estructuras de infraestructura vial. Cada acelerograma fue considerado con sus tres componentes

ortogonales, incluyendo las direcciones horizontales X e Y, así como la componente vertical Z, con el fin de capturar de forma integral la demanda sísmica en las distintas direcciones de respuesta estructural.

La **Figura 17** presentan espectros de respuesta sísmica para tres tipos de sismos característicos de Chile: corticales (*crustal*), interplaca (*interslab*) e intraplaca (*intraslab*). En el caso de los sismos corticales, el espectro muestra una mayor amplitud en períodos cortos ($T < 0.1$ s), lo que refleja su alta frecuencia y energía concentrada cerca de la superficie, típica de eventos como los asociados a fallas superficiales en la cordillera de la Costa. Los sismos interplaca exhiben valores intermedios de aceleración espectral en el rango de 0.1 s a 1 s, coherente con su origen en la interfaz entre las placas de Nazca y Sudamericana, responsables de terremotos de gran magnitud como el de 2010 (Maule). Por su parte, los sismos intraplaca presentan amplitudes menores pero significativas en períodos mayores ($T > 1$ s), asociados a la deformación interna de la placa de Nazca, como los eventos profundos de la zona norte del país.

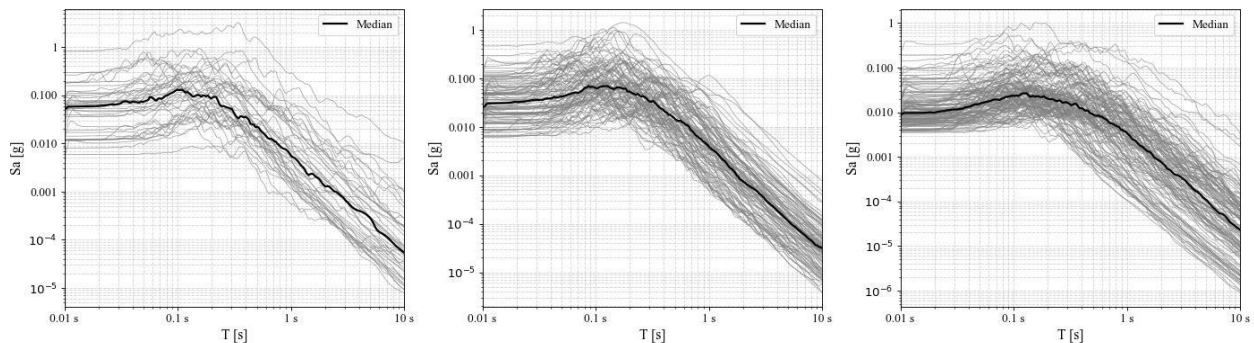


Figura 17: Espectros de Respuesta Sísmica para Eventos Corticales, Interplaca e Intraplaca en Chile [elaboración propia].

No se consideraron sismos con magnitudes inferiores a 4.0 Mw debido a su baja intensidad, ya que estos eventos, si bien frecuentes, no generan demandas significativas sobre estructuras de puentes y, por tanto, no resultan representativos para el análisis del comportamiento estructural.

3.2 Configuraciones Geométricas

Para la selección de los puentes se utilizó como referencia el catálogo de puentes contenido en el documento “Puentes en Chile 2020” (*Campusano et al., 2020*)., el cual

recopila información representativa sobre las configuraciones estructurales más comunes a nivel nacional.

Modificar los parámetros geométricos en los arquetipos permite analizar de forma sistemática cómo responde estructuralmente un puente tipo monopila frente a distintas solicitaciones sísmicas. La topografía compleja a lo largo del territorio chileno, influenciada por la presencia de las cordilleras de los Andes y de la Costa, condiciona la disposición de apoyos y fundaciones en estructuras viales debido a las irregularidades del terreno. En este contexto se registra una alta presencia de puentes con dos luces, cuya superestructura está compuesta predominantemente por vigas armadas.

Se adaptaron doce arquetipos con configuraciones geométricas distintas, cada uno representando una variación deliberada en parámetros como altura de columna, luz del tablero y diámetro de pila, lo que permitió considerar posibles condiciones estructurales. Las características específicas de cada configuración se detallan en la **Tabla 1**, donde se presentan los parámetros obtenidos relacionados con la alteración de su geometría.

Tabla 1: Configuración Geométrica de los Puentes [elaboración propia]

Puente	L. Luz (m)	L.Total (m)	Altura Pila (m)	L/H	Diámetro Columna (m)	Profundidad del Tablero (m)
Puente 1	12	24	4.8	2.5	1.50	1.50
Puente 2	14	28	5.6	2.5	1.50	1.50
Puente 3	16	32	6.4	2.5	1.50	1.50
Puente 4	18	36	7.2	2.5	1.70	1.50
Puente 5	20	40	8	2.5	1.80	1.50
Puente 6	22	44	8.8	2.5	1.90	1.50
Puente 7	24	48	9.6	2.5	2.20	1.50
Puente 8	26	52	10.4	2.5	2.40	1.50
Puente 9	28	56	11.2	2.5	2.60	1.50
Puente 10	30	60	12	2.5	2.70	1.50
Puente 11	32	64	12.8	2.5	2.90	1.50
Puente 12	34	68	13.6	2.5	3.10	1.50

Relaciones entre la altura de la columna y la longitud del tablero fueron seleccionadas con el objetivo de generar una variación geométrica evidente entre los distintos arquetipos, permitiendo así observar cómo estas proporciones influyen en la respuesta estructural del sistema ante solicitaciones sísmicas.

En el caso de la porción enterrada de la pila, su relación se definió en función de la altura visible o no enterrada de la misma. Para establecer esta condición se utilizó una expresión proporcional, en la cual la altura no enterrada fue multiplicada por un factor de 1.75 [Ecuación 4]. Esta proporción permitió representar una condición razonable de empotramiento en el suelo, manteniendo la coherencia con las variaciones geométricas consideradas en el conjunto de arquetipos. La justificación de esta relación se fundamenta en la necesidad de evaluar cómo las modificaciones en los parámetros geométricos inciden en la respuesta estructural del sistema, incorporando además la interacción suelo-estructura en la caracterización del comportamiento sísmico.

Ecuación 4: Relación de Aspecto Pila Enterrada

$$Pila\ Enterrada = Altura\ Pila * 1.75 \quad (4)$$

3.3 Diseño Estructural

3.3.1 Diseño del Tablero

Diseño del tablero armado se desarrolló siguiendo las directrices establecidas en la guía ***Bridge Design Practice*** publicada por Caltrans en febrero de 2015 (*Caltrans, 2015*). Dentro de este documento se consideró un caso de diseño de tablero propuesto como ejemplo en la misma guía, el cual sirvió como referencia para establecer dimensiones, disposición estructural y configuración de refuerzo, permitiendo una aproximación coherente con prácticas de diseño reconocidas internacionalmente para estructuras sometidas a condiciones sísmicas relevantes (*Caltrans, 2015*). La **Figura 18** siguiente presenta el tablero que fue replicado como base para el diseño estructural, correspondiente a un ejemplo contenido en la guía de Caltrans utilizada como referencia. Imagen incluida muestra un corte transversal de la sección del tablero, donde se aprecian sus dimensiones y disposición geométrica, permitiendo visualizar con claridad la configuración adoptada en el modelo.

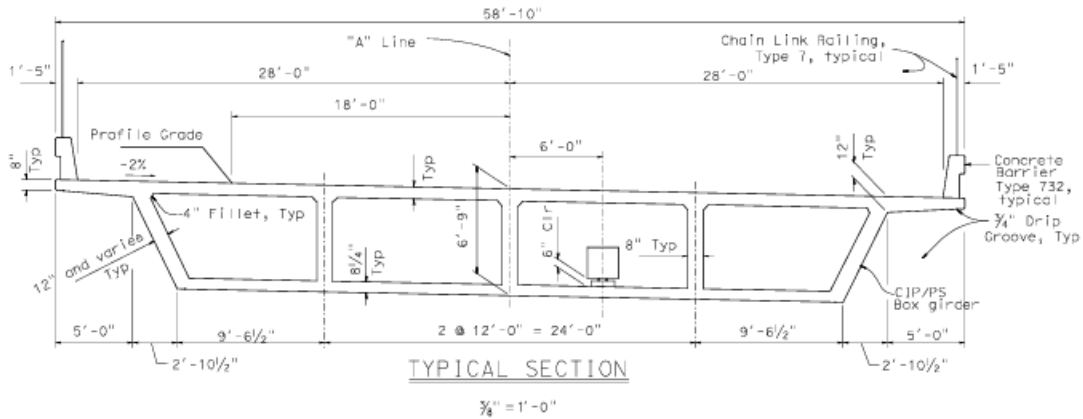


Figura 18: Sección Transversal de Tablero (Caltrans, 2015).

En el diseño presentado, el refuerzo superior del tablero corresponde a las armaduras colocadas para resistir momentos negativos, principalmente sobre las vigas. Para este caso, se utiliza barra #6, con un área de 0.44 in^2 y un diámetro de 0.75 in , dispuesta con una separación de 7.0 in . Esto se define a partir de los cálculos realizados en función del momento negativo factorizado de 20.46 kip-ft/ft , utilizando una profundidad efectiva que considera el recubrimiento superior y la mitad del diámetro de la barra, dando como resultado un espaciamiento adecuado para mantener el control de fisuración bajo el estado límite de servicio.

El refuerzo inferior, encargado de resistir los momentos positivos en la zona central del vano entre vigas, se diseña con barra #5, que tiene un área de 0.31 in^2 y un diámetro de 0.625 in . El espaciamiento definido para estas barras es de 8 in , considerando una profundidad efectiva desde la cara inferior del tablero hasta el centroide de la barra. La sección cumple con el requisito de estar controlada por tracción, lo que valida el uso del factor de resistencia adoptado y garantiza la adecuada respuesta a flexión positiva bajo cargas de servicio y factorizadas.

El refuerzo transversal dispuesto entre vigas dentro del tablero, también denominado refuerzo de distribución o refuerzo para control de temperatura y retracción se especifica tanto en la parte superior como inferior de la losa. En la cara superior se emplean barras #4 con área de 0.2 in^2 , separadas a una distancia máxima de 18.0 in , cumpliendo con el mínimo exigido por AASHTO de $0.11 \text{ in}^2/\text{ft}$ para esta condición. En la parte inferior del

tablero se considera un porcentaje de la armadura principal, calculado según la distancia entre caras de vigas, y se traduce en la colocación de 5 barras #4 tipo “G” y 13 barras #5 tipo “D” para un espaciamiento de vigas de 12 ft. Este refuerzo se dispone principalmente en la mitad central del vano para favorecer una mejor distribución lateral de las cargas.

3.3.2 Diseño de Columnas

Se consideró un recubrimiento de 2 pulgadas para el diseño de la columna, criterio adoptado con objeto de la protección del acero frente a los efectos del ambiente, especialmente frente a la corrosión como lo expresa el ACI 318-25 en la Tabla 20.5.1.3.2. El porcentaje de refuerzo longitudinal se definió conforme a los requisitos establecidos en el ACI 318-25, el cual permite un rango de cuantía de acero longitudinal entre un mínimo del 1% y un máximo del 8% del área bruta de la sección transversal de la columna, dependiendo del tipo de refuerzo, configuración y condiciones de carga (*American Concrete Institute, 2025*). Este intervalo busca asegurar tanto la ductilidad como la resistencia mínima requerida en elementos sometidos a solicitaciones combinadas.

La **Tabla 2** presenta la cantidad y el número de barras longitudinales utilizadas en las columnas de cada uno de los puentes modelados. En todos los casos se emplearon barras de refuerzo de número 11, variando únicamente la cantidad total de barras por puente. Esta distribución refleja un incremento progresivo en el refuerzo longitudinal conforme se modifican los parámetros geométricos de los arquetipos.

Tabla 2: Numero y Cantidad de Barras Utilizadas [elaboración propia].

Puente	N° Barra (#)	Cantidad Barras
Puente 1	11	36
Puente 2	11	36
Puente 3	11	36
Puente 4	11	46
Puente 5	11	51
Puente 6	11	57
Puente 7	11	76
Puente 8	11	90
Puente 9	11	106
Puente 10	11	114
Puente 11	11	132
Puente 12	11	150

3.3.3 Diseño de Apoyos Elastoméricos

Los apoyos elastoméricos dispuestos tanto en los extremos como en la zona central del tablero fueron dimensionados considerando las demandas generadas por los esfuerzos internos que se transmiten entre el tablero y el sistema de soporte. El diseño se basó en el análisis de las interacciones entre el tablero y los apoyos, así como entre estos y la columna monopila, con el objetivo de asegurar una transferencia adecuada de cargas y deformaciones durante la acción sísmica. Para ello, se evaluaron las condiciones de carga vertical y horizontal que actúan sobre los apoyos, además de las posibles rotaciones inducidas por la flexión del tablero. La selección de las propiedades mecánicas del elastómero, como su rigidez a cortante y capacidad de deformación, respondió a la necesidad de compatibilizar el desplazamiento relativo entre los elementos estructurales sin comprometer la integridad del sistema.

La **Tabla 3** resume la cantidad de apoyos elastoméricos utilizados en cada uno de los doce puentes analizados, manteniéndose constante una disposición de cuatro unidades tanto en la zona central como en los extremos del tablero.

Tabla 3: Distribución de Apoyos para los Puentes [elaboración propia].

Puente	N° Elast. Centro	N° Elast. Extremos
Puente 1	4	4
Puente 2	4	4
Puente 3	4	4
Puente 4	4	4
Puente 5	4	4
Puente 6	4	4
Puente 7	4	4
Puente 8	4	4
Puente 9	4	4
Puente 10	4	4
Puente 11	4	4
Puente 12	4	4

Las rigideces de los apoyos elastoméricos fueron determinadas a partir del catálogo técnico (*Mecano Gumba, 2015*), considerando la correspondencia entre los esfuerzos internos obtenidos en el modelo estructural y las dimensiones geométricas de los apoyos utilizados en cada uno de los puentes. A partir de los valores de carga vertical, desplazamiento y dimensiones del apoyo, se seleccionaron los productos más adecuados para cada caso, extrayendo de sus características técnicas las rigideces horizontales y verticales requeridas. Estos valores fueron posteriormente incorporados al modelo numérico desarrollado en OpenSees, permitiendo simular el comportamiento mecánico de los apoyos en su interacción con el tablero y la columna, bajo la influencia de distintas configuraciones geométricas y tipos de sismo.

3.3.5 Espectro de Diseño

El espectro de diseño que se muestra en la **Figura 19** utilizado corresponde a la relación entre la aceleración espectral y el período natural de vibración T_n para la evaluación sísmica de puentes. Presenta un tramo inicial de comportamiento constante para períodos cortos, con valores cercanos a 0,7 g hasta aproximadamente 0,7 s, lo que refleja la meseta asociada al control de aceleraciones en estructuras rígidas.

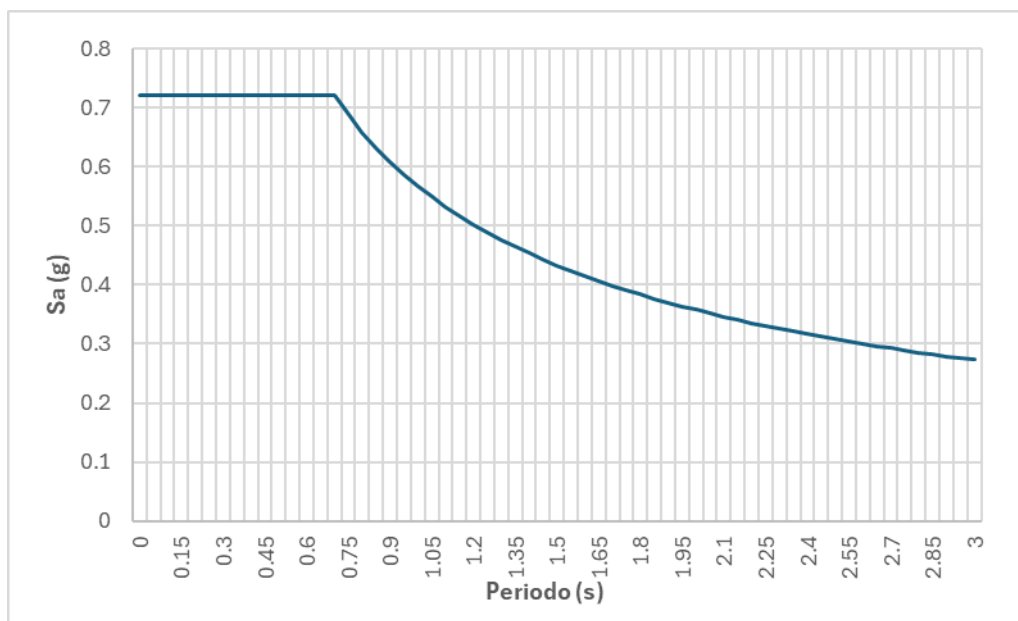


Figura 19: Espectro de Diseño [elaboración propia].

3.3.6 Información Estructural

La **Tabla 4** a continuación presenta los periodos fundamentales obtenidos para cada arquetipo de puente, calculados a partir de modelos desarrollados en el software SAP2000 (Computers and Structures, 2023). Los valores corresponden a los dos primeros modos de vibración identificados en el análisis modal, reflejando la influencia de las variaciones geométricas implementadas en el diseño estructural sobre el comportamiento dinámico de cada configuración. Cabe señalar que en esta etapa de modelación no se incorporó la interacción suelo-estructura, por lo que los resultados obtenidos representan el comportamiento libre de la estructura sin considerar los efectos del empotramiento en el terreno.

Tabla 4: Periodos Estructurales SAP2000 [elaboración propia]

Puente	Tn 1 (s)	Tn 2 (s)
Puente 1	0.26370	0.21747
Puente 2	0.25115	0.23419
Puente 3	0.27346	0.26385
Puente 4	0.27265	0.26137
Puente 5	0.33841	0.33019
Puente 6	0.30567	0.29368
Puente 7	0.31158	0.29591
Puente 8	0.32339	0.30483
Puente 9	0.30386	0.28269
Puente 10	0.28898	0.24634
Puente 11	0.30400	0.25387
Puente 12	0.32005	0.26132

3.4 Modelación Numérica OpenSees

3.4.1 Configuración de Nodos

La configuración de nodos en el modelo desarrollado en OpenSeesPy (*OpenSeesPy Community, 2025*). permite representar con detalle la geometría y condiciones de soporte de un puente tipo monopila, incorporando tanto la superestructura como los elementos enterrados de la subestructura. La definición del modelo se realiza en tres dimensiones con seis grados de libertad por nodo, lo que permite capturar efectos de flexión, torsión, desplazamientos y rotaciones en todos los ejes. Se establece una malla nodal que abarca el tablero, la pila y los apoyos en los estribos, así como los puntos de interacción con el suelo.

La generación de nodos sobre el tablero considera un número total de trece posiciones, incluyendo extremos, puntos intermedios y la ubicación de la pila. Los nodos del tablero están distribuidos longitudinalmente a lo largo de la luz total del puente, con una separación equidistante basada en el número de subtramos definidos. Cada uno de estos nodos incluye masas concentradas que representan cargas gravitacionales y efectos inerciales de la superestructura, ajustadas en función de su posición respecto al centro de masa del sistema.

En cuanto a la pila, se definen nodos tanto sobre el nivel del terreno como por debajo de este, representando la porción parcialmente enterrada de la columna. Estos nodos subterráneos se ubican en seis niveles distintos, separados uniformemente a lo largo de la profundidad de la pila en el suelo. Esta discretización permite captar con mayor precisión la interacción suelo-estructura mediante elementos tipo resorte.

La inclusión de nodos adicionales para el modelado del sistema de estribos permite modelar la geometría tridimensional del estribo y aplicar condiciones de frontera que simulan su rigidez o empotramiento. Todos los nodos correspondientes al estribo y al extremo inferior de la pila son fijados mediante condiciones de restricción total o parcial, dependiendo de su función estructural.

Por último, se definieron nodos especiales para la interacción pila-suelo, destinados a ser utilizados con resortes tipo Q-z. Estos nodos se ubican coincidentemente con los nodos enterrados de la pila, permitiendo representar efectos no lineales en la respuesta lateral inducida por el suelo. Las condiciones de empotramiento o restricción aplicadas a estos nodos aseguran que su comportamiento sea representativo del confinamiento y resistencia del terreno circundante.

El resorte del tipo q-z implementado en OpenSees bajo el nombre QzSimple1 permite representar la resistencia de punta en pilotes helicoidales mediante cuatro parámetros clave: la capacidad última (q_{ult}), el desplazamiento (z_{50}), un coeficiente de succión opcional, y el tipo de relación backbone seleccionada según el tipo de suelo. Para suelos arenosos, se utiliza la formulación propuesta por Vijayvergiya (1977), mientras que para suelos arcillosos se adopta la relación de Reese y O'Neill (1987). Esta formulación permite capturar de forma simplificada la respuesta no lineal del suelo bajo cargas axiales, facilitando la calibración del modelo con curvas carga-desplazamiento provenientes de ensayos in situ (W. Li & Deng, 2015).

3.4.2 Asignación de Masas

Las cargas gravitacionales se aplican directamente sobre los nodos mediante un patrón de carga estática, considerando una serie temporal lineal. El peso propio de la pila se representa como una carga axial concentrada en el nodo superior, calculada a partir de su geometría y densidad del material. En el tablero, modelado como un cuerpo elástico,

la carga distribuida total se aplica de forma nodal, asignando la mitad en los extremos y el total en los puntos intermedios, lo que permite representar adecuadamente su peso y garantizar continuidad en la respuesta estructural. Estas cargas corresponden específicamente al peso propio del hormigón y del acero de refuerzo.

3.4.3 Creación de Elementos

Para la columna, se define una sección no lineal mediante una sección de fibras que considera el núcleo confinado, el recubrimiento de hormigón y el acero de refuerzo. Esta sección es modelada utilizando **ops.section('Fiber')**, integrando fibras con materiales uniaxiales definidos previamente, como **Concrete04** para el núcleo y el recubrimiento, y **Steel02** para el acero longitudinal, permitiendo simular el comportamiento histerético y la degradación de rigidez bajo carga cíclica.

La integración de esta sección no lineal se realiza mediante **dispBeamColumn**, en combinación con el método de integración Legendre, lo cual permite capturar adecuadamente la respuesta inelástica distribuida a lo largo del elemento. Los elementos de columna y pilotes son así definidos utilizando esta formulación, lo que permite representar la interacción suelo-estructura a través de su continuidad material y geométrica.

Se optó por utilizar el elemento **dispBeamColumn** en lugar de **nonlinearBeamColumn** debido a que ofrece una mayor robustez numérica y una mejor convergencia en análisis no lineales, especialmente en modelos donde los esquemas iterativos del elemento basado en fuerzas pueden fallar o requerir ajustes adicionales de tolerancia y número de iteraciones (*Mazzoni et al., 2007*). Adicionalmente, **dispBeamColumn** es computacionalmente más eficiente, lo que favorece la reducción del tiempo de simulación sin comprometer el análisis global (*Portwood-Stacer & Michael H. Scott, 2020*).

Por otra parte, el tablero es modelado como un sistema elástico lineal mediante el uso de elementos **elasticBeamColumn**, que utilizan propiedades reducidas para momento de inercia y torsión con el fin de simular el agrietamiento del hormigón.

Para la columna se utilizó la formulación no lineal del elemento tipo viga-columna denominado **dispBeamColumn**, el cual permite capturar la respuesta inelástica

distribuida a lo largo de la columna mediante una discretización basada en fibras. Esta formulación fue aplicada específicamente a los elementos correspondientes a la pila. Para integrar la respuesta en el dominio de deformaciones, se empleó el esquema de integración de **Legendre**, implementado a través de la función **beamIntegration**, con el objetivo de obtener los esfuerzos internos a lo largo del elemento, especialmente en regiones con altas concentraciones de no linealidad.

3.4.4 Elementos Zero Length

Los elementos **zeroLength** permiten representar comportamientos localizados no lineales sin necesidad de discretizar físicamente la geometría, lo cual resulta especialmente útil en zonas donde ocurren concentraciones de deformación o interacción con componentes externos. En el análisis de puentes, su implementación es común en la base de columnas para simular resortes p-y, t-z y q-z que representan la interacción con el suelo, así como en conexiones estructurales que integran dispositivos disipadores de energía o restricciones al movimiento.

La flexibilidad de estos elementos permite incorporar distintas leyes constitutivas según el tipo de respuesta deseada, como fricción, impacto o plastificación, lo cual aporta versatilidad al momento de representar conexiones reales o mecanismos de disipación. Su eficiencia numérica facilita la ejecución de análisis dinámicos de alto costo computacional sin comprometer la calidad de los resultados (Aghagholizadeh, 2020).

Para los elementos enterrados de la pila, los **zeroLength** representan resortes p-y a través de la asignación de materiales **QzSimple1**, lo que permite caracterizar la respuesta no lineal del suelo en función del desplazamiento relativo de la estructura. Esta representación resulta particularmente adecuada para capturar la resistencia lateral ofrecida por el terreno a diferentes profundidades, permitiendo un modelado detallado de la respuesta dinámica de la pila frente a cargas sísmicas. Cada uno de estos elementos actúa entre nodos coincidentes, permitiendo concentrar las propiedades del suelo sin necesidad de discretizarlo explícitamente.

La **Figura 20** muestra la configuración interna de la interacción suelo-estructura modelada mediante elementos **zeroLength**, donde cada uno representa un resorte localizado que actúa entre nodos coincidentes. La columna principal está conectada a

nodos intermedios a lo largo de su porción enterrada mediante elementos elásticos, mientras que la respuesta del suelo se introduce a través de elementos **zeroLength** acoplados transversal y axialmente a esos mismos nodos.

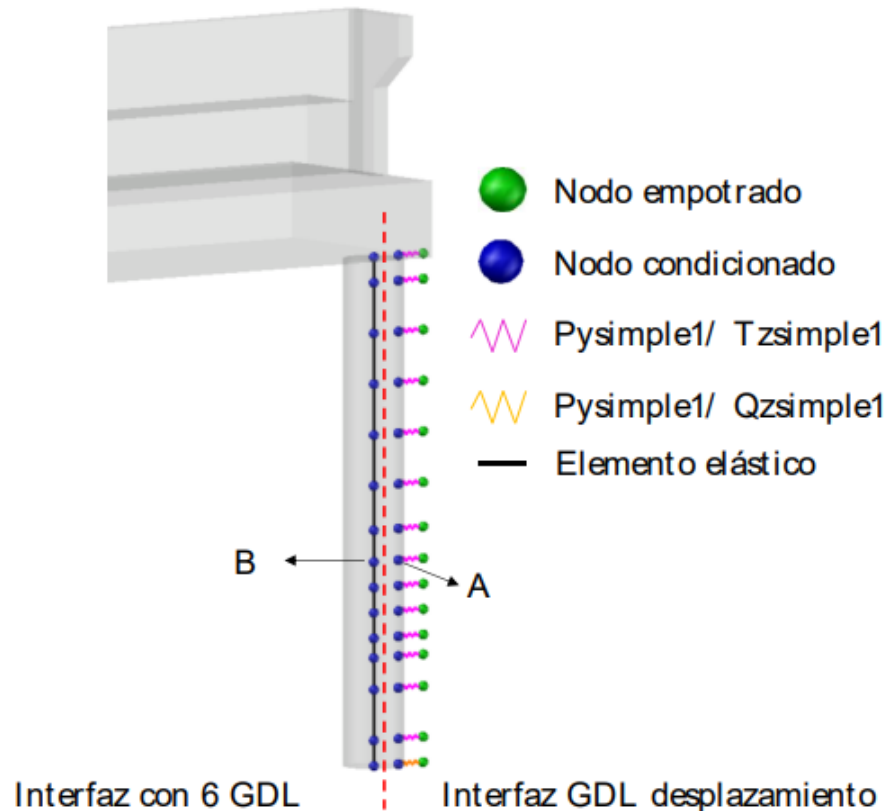


Figura 20: Estructuración Sugerida por McGann para la Interacción Suelo Estructura (*Pastén et al., 2021*).

3.5 Tipo de Suelo

Para todos los arquetipos considerados en el estudio se utilizó arena como material representativo del suelo, con el objetivo de reflejar las condiciones geotécnicas predominantes en la ciudad de Concepción (tipo de suelo D). Esta elección se basó en la caracterización típica del subsuelo de la zona, donde se presentan depósitos arenosos con distintas densidades relativas. La adopción de un mismo tipo de suelo para los doce modelos permitió mantener la consistencia comparativa en el análisis de los efectos generados por las variaciones geométricas de los puentes mono pila, bajo un entorno de fundación comúnmente observado en el contexto local.

Para el modelado del tipo de suelo en OpenSees, se implementó la función Q-Z simple como una representación simplificada de la interacción axial entre el extremo del pilote y el terreno. Esta función permite incorporar de manera directa el comportamiento no lineal del suelo frente a cargas axiales mediante una relación de fuerza contra desplazamiento que captura tanto la rigidez inicial como la degradación progresiva hasta alcanzar la capacidad portante.

El modelo simple Q-Z, en el caso de arenas, se basa en la capacidad última del suelo determinada empíricamente, la cual se ajusta a través de factores reductores asociados a la densidad relativa de la arena, el diámetro de la cimentación y la profundidad de empotramiento. A medida que se incrementa el desplazamiento, el valor de fuerza de reacción aumenta hasta alcanzar un umbral donde se estabiliza, simulando una condición de plastificación del entorno del pilote. Esta relación permite capturar de forma simplificada el efecto de la degradación de rigidez sin requerir un modelo constitutivo complejo, lo cual resulta práctico para estudios paramétricos donde se evalúan variaciones geométricas y condiciones de interacción suelo-estructura (*American Petroleum Institute, 2008*).

Cabe señalar que en el diseño de los puentes realizado en SAP2000 no se incorporó la interacción suelo-estructura, lo que implica que las pilas se modelaron sin considerar empotramiento en el terreno ni efectos derivados del confinamiento del suelo circundante. Esta simplificación responde al enfoque centrado en el comportamiento estructural independiente durante la etapa de diseño preliminar. En contraste, para el análisis dinámico efectuado en OpenSees, sí se incorporó la interacción suelo-estructura mediante elementos específicos que simulan el empotramiento parcial de las pilas en el suelo, lo que permite una representación más ajustada del comportamiento ante sollicitaciones sísmicas.

3.6 Análisis Tiempo Historia

En el presente análisis se utilizó el integrador de tipo **Newmark**, el cual es ampliamente empleado en simulaciones dinámicas debido a su capacidad para resolver ecuaciones de movimiento no lineales mediante un esquema incremental paso a paso. Este integrador permite controlar la estabilidad numérica y el nivel de amortiguamiento

numérico a través de los parámetros γ (0.5) y β (0.25), los cuales fueron definidos siguiendo criterios comúnmente aceptados en análisis estructural.

El análisis tiempo-historia resulta útil porque permite incorporar de manera directa las características dinámicas de los registros de aceleración del suelo, evitando la pérdida de información asociada a métodos que simplifican la entrada sísmica. Este enfoque posibilita reproducir efectos relevantes como la amplitud, el contenido espectral y la duración del movimiento, variables que influyen significativamente en la respuesta estructural. Al emplear modelos no lineales de múltiples grados de libertad, el procedimiento capta la evolución de la demanda a lo largo del evento sísmico, lo que permite evaluar el comportamiento histerético de los sistemas y la distribución del daño en diferentes niveles de la estructura (Lu et al., 2019).

En el análisis dinámico realizado se empleó el método de integración directa en el dominio del tiempo, también conocido como análisis **time history**, para simular la respuesta estructural de puentes tipo monopila frente a eventos sísmicos. El procedimiento fue programado utilizando OpenSeesPy, librería orientada a la simulación numérica de sistemas estructurales, que permitió integrar el comportamiento no lineal de materiales y geometrías.

El código cargó registros sísmicos reales provenientes de eventos chilenos clasificados en tres categorías: corticales, interplaca e intraplaca. Para cada uno de estos registros, los componentes horizontales y verticales de aceleración se leyeron desde un archivo Excel que contenían las aceleraciones en función del tiempo de cada mecanismo de ruptura.

Se aplicó primero un análisis de gravedad para establecer el equilibrio inicial del sistema antes de someterlo a cargas dinámicas. Posteriormente, se ejecutó el análisis transitorio mediante el método de Newmark, permitiendo capturar la respuesta paso a paso frente al registro sísmico. Las condiciones de contorno, integrador, algoritmo de resolución y parámetros de amortiguamiento se definieron de forma explícita para obtener convergencia del análisis. Se utilizaron grabadores de respuesta para almacenar desplazamientos nodales en distintos grados de libertad, así como fuerzas internas y deformaciones de elementos [Anexo 7.1]

Este procedimiento fue replicado para el total de doce modelos estructurales de puentes tipo monopila. Cada uno de estos modelos fue sometido de manera independiente a los tres tipos de registros sísmicos considerados, todos ellos correspondientes a eventos reales ocurridos en territorio chileno.

3.7 Parámetro de Intensidad

Se establece que la aceleración espectral evaluada en el periodo fundamental de vibración constituye la medida de intensidad más comúnmente utilizada en diseño y evaluación sísmica. Su presencia se extiende tanto al análisis probabilista del peligro sísmico como a la formulación de funciones de fragilidad y vulnerabilidad. Esto se justifica por su capacidad para representar de forma directa la demanda inercial que experimenta una estructura sometida a excitación sísmica, convirtiéndose en un parámetro de entrada ampliamente aceptado en estudios de comportamiento no lineal (*Papasotiriou et al., 2022*).

El procedimiento implementado tuvo por objetivo calcular las aceleraciones espectrales a partir de los registros sísmicos con distinto mecanismo de ruptura. Los registros se componen de series temporales de aceleración en dos direcciones horizontales, y fueron preprocesados para eliminar tramos sin información significativa mediante un recorte basado en un umbral mínimo de amplitud.

Para cada registro, las aceleraciones se normalizaron dividiéndolas por la gravedad terrestre, transformándolas así a unidades de aceleración relativas (g). Posteriormente, se aplicó una función de análisis espectral que calculó, para cada uno de los doce periodos fundamentales previamente, la máxima respuesta en aceleración de un oscilador lineal de un grado de libertad sometido al movimiento del terreno. La respuesta dinámica del sistema se integró numéricamente mediante un método basado en la solución analítica del sistema lineal de segundo orden, utilizando la exponencial de matrices como operador de evolución entre pasos de tiempo.

El resultado de cada análisis consistió en un vector de aceleraciones espectrales que representa la demanda sísmica del sismo evaluado sobre estructuras con distintos periodos naturales.

Dichos valores fueron almacenados en archivos de texto independientes para cada componente del registro, lo que facilitó su posterior análisis estadístico y gráfico. Este proceso se aplicó a la totalidad de los registros del conjunto, generando así una base de datos de espectros de respuesta que fue utilizada para caracterizar la demanda sísmica asociada a cada tipo de evento y evaluar la sensibilidad de los modelos estructurales ante variaciones en la intensidad y el contenido frecuencial del movimiento.

3.8 Escalamiento de Registros Sísmicos

Para el escalamiento de los registros sísmicos se evaluaron espectralmente registros sísmicos reales, con el objetivo de que la intensidad sísmica aplicada en los análisis estructurales sea representativa de un nivel de demanda determinado en un periodo de interés. Este proceso permite ajustar los acelerogramas con el espectro objetivo, asegurando consistencia entre la demanda sísmica y las propiedades dinámicas del sistema estructural analizado.

El método de escalamiento sísmico descrito en la norma FEMA P-695 se utiliza para ajustar registros de aceleración del suelo con el fin de representar adecuadamente la amenaza sísmica en análisis de desempeño estructural. Este proceso consiste en modificar la intensidad de los registros originales para que cumplan con objetivos específicos de intensidad sísmica, como ciertos niveles de aceleración espectral o demanda estructural, manteniendo la forma temporal y las características esenciales del movimiento. El escalamiento permite evaluar la respuesta estructural bajo diferentes niveles de severidad sísmica (*Fema, 2009*).

Se implementó un procedimiento de análisis y escalamiento de registros sísmicos que permite estimar factores de ajuste para espectros de aceleración espectral (S_a) en dos direcciones ortogonales (X e Y), en un periodo específico de interés. El objetivo principal de esta rutina es calcular las medianas de los valores de S_a obtenidos a partir de múltiples registros sísmicos y determinar el factor por el cual estos registros deberían ser escalados para alcanzar una aceleración espectral objetivo.

Una vez obtenidos todos los valores de S_a en el periodo seleccionado, se calcula la mediana de estos valores por separado para cada dirección. Posteriormente, se determina el factor de escalamiento para cada dirección, dividiendo un valor de

aceleración espectral objetivo (0.72 g) por la mediana correspondiente. Este factor permite ajustar los registros sísmicos de modo que su intensidad espectral coincida con el nivel de demanda deseado en ese periodo.

La **Figura 21** presenta los factores de escala obtenidos para cada uno de los arquetipos para cada mecanismo de ruptura.

IntraPlaca			Cortical			InterPlaca		
Periodo	Factor de Escala		Periodo	Factor de Escala		Periodo	Factor de Escala	
	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y
0.26420	9.0141	9.0141	0.26420	12.344	12.344	0.26420	10.555	10.555
0.27658	10.046	10.046	0.27658	13.073	13.073	0.27658	11.390	11.390
0.35877	11.264	11.264	0.35877	20.511	20.511	0.35877	16.148	16.148
0.36609	11.739	11.739	0.36609	20.865	20.865	0.36609	16.299	16.299
0.36725	10.827	10.827	0.36725	20.581	20.581	0.36725	16.221	16.221
0.35666	11.162	11.162	0.35666	20.476	20.476	0.35666	16.182	16.182
0.39558	12.895	12.895	0.39558	21.887	21.887	0.39558	16.575	16.575
0.36635	11.745	11.745	0.36635	20.881	20.881	0.36635	16.317	16.317
0.36586	11.733	11.733	0.36586	20.851	20.851	0.36586	16.284	16.284
0.38353	12.722	12.722	0.38353	22.011	22.011	0.38353	16.224	16.224
0.42295	14.292	14.292	0.42295	24.455	24.455	0.42295	18.932	18.932
0.46568	15.312	15.312	0.46568	29.388	29.388	0.46568	22.520	22.520

Figura 21: Factores de Escala Obtenidos para Distintos Mecanismos de Ruptura [elaboración propia].

A partir de lo anterior se determinaron los factores de escala para cada tipo de acelerograma según su origen tectónico: intraplaca, cortical e interplaca. Estos factores, diferenciados por dirección de análisis (X e Y), corresponden a los valores necesarios para ajustar la aceleración espectral de cada registro a un valor objetivo en un periodo específico. Una vez definidos estos factores, se introdujeron a las aceleraciones de los registros sísmicos con el fin de igualar la intensidad espectral al nivel de demanda deseado. Este paso permite que todos los registros utilizados en los análisis dinámicos no lineales representen condiciones de carga sísmica equivalentes.

3.8.1 Parámetro de Demanda de Ingeniería (EDP)

Los parámetros de demanda de ingeniería que explican la respuesta sísmica en puentes incluyen la curvatura de las columnas y los desplazamientos de los apoyos elastoméricos. La curvatura de las columnas se utiliza como indicador de daño, con valores específicos asociados a diferentes estados de daño, como se describe en el estudio de Choi et al. (2004). Para columnas de hormigón armado, los rangos de ductilidad por curvatura varían desde 1.0 para daño leve hasta valores superiores a 7.0 para daño completo. Estos

valores se derivan de ensayos experimentales en columnas no sísmicas, similares a las encontradas en puentes de zonas de moderada sismicidad (*Choi et al., 2004*).

Los desplazamientos de los apoyos elastoméricos también influyen en la vulnerabilidad sísmica. En puentes con vigas de acero, los apoyos fijos son particularmente sensibles, con deformaciones críticas que van desde 1.0 mm para daño leve hasta 40.0 mm para daño completo. En el caso de apoyos de expansión, desplazamientos superiores a 255 mm pueden provocar el desalojo de las vigas, lo que representa un estado de daño completo (*Choi et al., 2004*).

3.8.2 Ductilidad de Curvatura

La curvatura de fluencia se determinó a partir de los modelos correspondientes a los doce arquetipos definidos para cada columna, los cuales fueron desarrollados a partir del diseño estructural elaborado mediante el software SAP2000. Para cada caso, se generó la curva momento-curvatura considerando las condiciones de carga axial, propiedades geométricas y características del material asociadas a cada configuración. A partir de dicha curva, la curvatura de fluencia se identificó como el punto correspondiente al inicio del comportamiento no lineal de la sección.

En columnas circulares, la curvatura de fluencia depende principalmente del diámetro de la sección, la deformación de fluencia del acero y la resistencia del hormigón. Estudios demuestran que su valor es poco sensible a variaciones en la cuantía de armadura longitudinal, especialmente cuando esta supera el 3%. La interacción con la carga axial también influye, observándose que la curvatura de fluencia aumenta inicialmente con la carga axial hasta un cierto nivel, para luego disminuir en cargas más altas (*Sheikh et al., 2010*).

Se determinó la ductilidad de fluencia para establecer una correlación entre los niveles de daño esperados y la respuesta estructural de la columna. Este parámetro resulta fundamental en la evaluación de daños, ya que permite cuantificar la capacidad de deformación inelástica del elemento antes de alcanzar estados críticos. Su cálculo proporciona una base objetiva para clasificar el desempeño sísmico de la columna según umbrales predefinidos de daño, vinculando así las características mecánicas del elemento con criterios de desempeño estructural.

La ductilidad de curvatura es un parámetro usado en el diseño sísmico basado en desplazamientos, ya que permite evaluar la capacidad de deformación inelástica de elementos estructurales antes de alcanzar estados límite como el colapso o daño severo. Este concepto se utiliza para cuantificar la reserva de plasticidad que posee una sección transversal, específicamente en columnas de hormigón armado, donde la curvatura de fluencia (ϕ_u) marca el inicio del comportamiento inelástico y la curvatura última (ϕ_y) define el límite de capacidad deformacional (*Hasgul, 2020*).

La ductilidad de curvatura **[Ecuación 5]** permite estimar la capacidad de disipación de energía de un elemento estructural bajo cargas cíclicas. En metodologías de diseño basadas en desempeño, este valor se emplea para verificar que las demandas de deformación impuestas por sismos no excedan la capacidad de ductilidad disponible, asegurando niveles de daño aceptables para distintos escenarios sísmicos

Ecuación 5: Ductilidad de Curvatura (*Hasgul, 2020*).

$$\mu\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (5)$$

En análisis no lineales (estáticos o dinámicos), la relación entre curvaturas última y de fluencia sirve para definir criterios de fallo y calibrar modelos de degradación de rigidez. Por ejemplo, en columnas con alta carga axial donde el aplastamiento del hormigón gobierna la respuesta, la ductilidad de curvatura disminuye significativamente, lo que exige ajustes en los factores de reducción de resistencia.

3.8.3 Niveles de Daño

El concepto de niveles de daño en estructuras sometidas a sismos se refiere a la categorización del deterioro estructural según su severidad, lo cual permite establecer umbrales para evaluar la pérdida de funcionalidad y las necesidades de reparación. En el documento revisado, los niveles de daño son definidos mediante parámetros de demanda estructural específicos para cada componente, como la ductilidad de curvatura en columnas o el desplazamiento y deformación por corte en apoyos elastoméricos. Esta clasificación incluye estados de daño leve, moderado, extenso y completo, y se utiliza como base para el desarrollo de curvas de fragilidad y funciones de recuperación. Estos niveles permiten capturar “una variedad de niveles de daño estructural, desde un

deterioro menor hasta la falla completa”, y se fundamentan en estudios experimentales y numéricos previos que permiten asociar la respuesta estructural con consecuencias funcionales y económicas relevantes para la resiliencia sísmica de los puentes evaluados (Baker, 2015).

La **Figura 22** presentada establece los valores límite para distintos estados de daño en componentes estructurales de puentes, específicamente columnas y apoyos elastoméricos. Estos estados de daño permiten evaluar de forma cuantitativa el desempeño estructural bajo cargas sísmicas, utilizando parámetros de demanda estructural representativos del nivel de deterioro.

Component	EDP	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Columns	Curvature ductility	1.29	2.1	3.52	5.24
Elastomeric bearing	Displacement (mm)	30	100	150	255
	Shear deformation (%)	100	150	200	250

Figura 22: Valores Límite para Distintos Estados de Daño en Componentes (Mata et al., 2025).

En el caso de las columnas, se emplea como parámetro la ductilidad de curvatura, definida como la relación entre la curvatura máxima experimentada durante la solicitación sísmica y la curvatura de fluencia. Este parámetro refleja la capacidad de las columnas para deformarse de manera plástica antes de perder su capacidad resistente. La tabla indica que una ductilidad de curvatura de 1.29 representa daño leve (slight), mientras que valores de 2.1, 3.52 y 5.24 corresponden a daño moderado, extenso y completo, respectivamente. Estos umbrales permiten vincular el comportamiento no lineal del material con consecuencias estructurales observables, como fisuración, pérdida de rigidez o colapso por inestabilidad.

Para los apoyos elastoméricos el desplazamiento se asocia al movimiento relativo entre el tablero y la subestructura, mientras que la deformación por corte refleja la distorsión interna del elastómero. En este caso, un desplazamiento de 30 mm se considera leve,

incrementándose a 100 mm para daño moderado, 150 mm para daño extenso y 255 mm para daño completo (*Mata et al., 2025*).

3.9 Método Cloud

Para la estimación de la fragilidad estructural se utilizó el método Cloud, el cual opera como una técnica de propagación probabilística que permite relacionar directamente los parámetros de demanda estructural con la intensidad sísmica, a partir de un conjunto de registros sin requerir escalamiento. Esta metodología facilita la construcción de curvas de fragilidad a través de modelos estadísticos que capturan la incertidumbre inherente en la respuesta estructural. La naturaleza probabilística del método permite reflejar con mayor realismo la variabilidad sísmica y estructural dentro del análisis.

El método Cloud se fundamenta en una formulación estadística que establece una relación funcional entre la demanda estructural y la intensidad sísmica, generalmente mediante regresión logarítmica. Este enfoque asume que la demanda puede modelarse como una variable aleatoria logarítmicamente normal condicionada a una medida de intensidad, lo que permite derivar directamente la probabilidad de superar ciertos umbrales de daño a partir de una única nube de puntos obtenida con registros sísmicos naturales no escalados. La formulación incorpora explícitamente la dispersión de la demanda estructural, lo cual permite capturar de manera más coherente la variabilidad en el comportamiento sísmico sin necesidad de múltiples simulaciones a diferentes niveles de intensidad (*Jalayer et al., 2015*).

Este método se diferencia por su eficiencia al prescindir del escalamiento de registros, lo que reduce el esfuerzo computacional frente a otros enfoques como el IDA. Su aplicación requiere un conjunto de registros sísmicos con amplia variabilidad en intensidad para que la nube de puntos represente adecuadamente la relación entre la demanda estructural y la intensidad sísmica. La precisión del método depende de esta diversidad en los registros, ya que permite capturar la incertidumbre inherente tanto en la acción sísmica como en la respuesta estructural. Esta aproximación resulta particularmente útil cuando se trabaja con un número limitado de registros, siempre que estos reflejen las características esenciales de la amenaza sísmica considerada (*Zhao et al., 2023*).

La **Figura 23** muestra las curvas de fragilidad para tres unidades estructurales (U1A, U2A y U3A) bajo diferentes niveles de daño (DL1 a DL5), evaluadas en función de la aceleración máxima del terreno (PGA). Cada curva representa la probabilidad de exceder un determinado nivel de daño ante un valor de PGA específico, permitiendo comparar la vulnerabilidad sísmica de cada unidad.

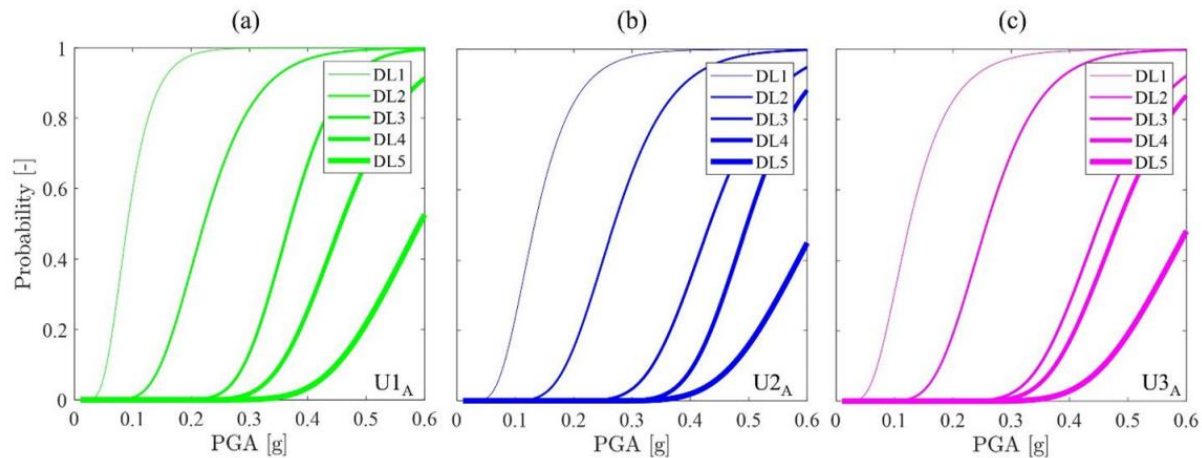


Figura 23: Curvas de fragilidad sísmica para unidades estructurales en agregado, evaluadas en función de la aceleración máxima del terreno (PGA) (Angiolilli et al., 2023).

Las curvas de fragilidad derivadas del método Cloud reflejan la probabilidad de exceder distintos niveles de daño en función de la aceleración máxima del terreno (PGA). Este enfoque no se limita al PGA, sino que también puede aplicarse a otros parámetros de intensidad, como los espectros de aceleración (S_a), lo que amplía su utilidad para evaluar la respuesta sísmica de estructuras bajo diversos escenarios (Angiolilli et al., 2023)

4 RESULTADOS

4.1 Modelación Estructural en OpenSees

4.1.1 Nodos de Control

Los nodos de control, también denominados nodos estructurales, son aquellos que definen la geometría de la estructura. El conjunto de estos nodos conforma una malla nodal que abarca los elementos principales del modelo, como el tablero, la pila central y los apoyos situados en los extremos. Esta configuración fue generada a partir de la

definición de una función automatizada en la que fueron ingresados de manera manual las dimensiones de los elementos.

La **Figura 24** correspondiente al puente 1 muestra la distribución espacial de los nodos estructurales generados en el modelo tridimensional, en la que se identifica la configuración general del sistema monopila. Se observan los nodos de la superestructura alineados a lo largo del eje longitudinal del tablero, los cuales se distribuyen conforme al número de subtramos definidos. En número de subtramos permite representar la continuidad del tablero y sus condiciones de masa distribuida. En la parte inferior de los nodos del tablero, se visualiza la discretización vertical de la pila, incluyendo los nodos ubicados por debajo del nivel del terreno, lo que evidencia la incorporación de la interacción suelo-estructura.

Cada nodo fue identificado numéricamente, lo que facilita su control durante el proceso de modelación y análisis. Esta misma lógica se aplicó al resto de los arquetipos considerados en la investigación, ajustando las posiciones y profundidades de los nodos en función de los parámetros geométricos definidos previamente, como el largo del tablero, la altura de columna o el diámetro de la pila.

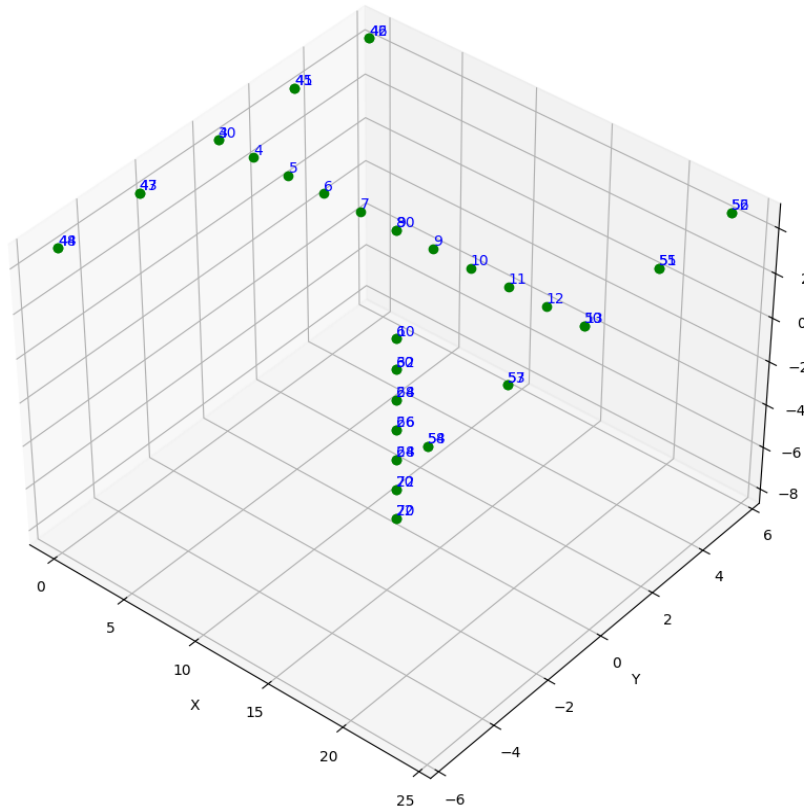


Figura 24: Disposición de Nodos Estructurales [elaboración propia].

4.1.2 Definición de Materiales

Hormigón

En la modelación del comportamiento no lineal del concreto, en la columna se emplearon materiales uniaxiales diferenciados para representar tanto el concreto no confinado, correspondiente a la zona externa de la sección, como el concreto confinado presente en el núcleo de la columna. Para ello se utilizó la función **Concrete04**, que permite incorporar el efecto de endurecimiento por confinamiento y la degradación tanto en compresión como en tensión. El concreto no confinado fue definido con una resistencia a compresión igual a ***f_c*** y deformaciones límite asociadas al aplastamiento, mientras que el concreto confinado se caracterizó mediante una resistencia aumentada en un 30 %, así como mayores deformaciones últimas, lo que refleja la mejora en ductilidad otorgada por los estribos transversales y el confinamiento generado por el refuerzo. Este enfoque permitió

capturar la interacción entre el comportamiento frágil del concreto externo y la respuesta más dúctil del núcleo confinado.

Acero de Refuerzo

Para modelar el comportamiento del acero de refuerzo en las columnas se utilizó el material **Steel02**, el cual ofrece una representación del comportamiento histerético del acero en comparación con modelos más simples como **Steel01** [Figura 25]. Este material incorpora endurecimiento cinemático e isotrópico, permitiendo simular la degradación de rigidez y acumulación de deformaciones durante cargas cíclicas. El parámetro **b** controla la rigidez tangente post-fluencia, mientras que los parámetros **R0**, **cR1** y **cR2** definen la forma de la transición entre el régimen elástico y plástico.

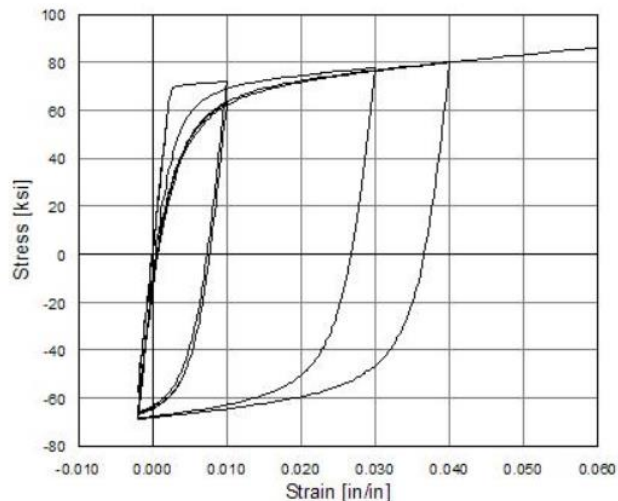


Figura 25: Comportamiento Histéxico del Modelo Steel02 (McKenna et al., 2006).

Llaves de Corte

Las llaves de corte fueron modeladas utilizando el material **ImpactMaterial**, el cual permite capturar el comportamiento no lineal asociado a una rigidez inicial elevada, seguida por una rigidez secundaria más baja una vez que se alcanza un desplazamiento umbral. Esta formulación permitió simular dispositivos de disipación por impacto o fricción, como es el caso de las llaves de corte que presentan una holgura inicial (gap) antes de entrar en contacto y comenzar a resistir desplazamientos [Figura 26].

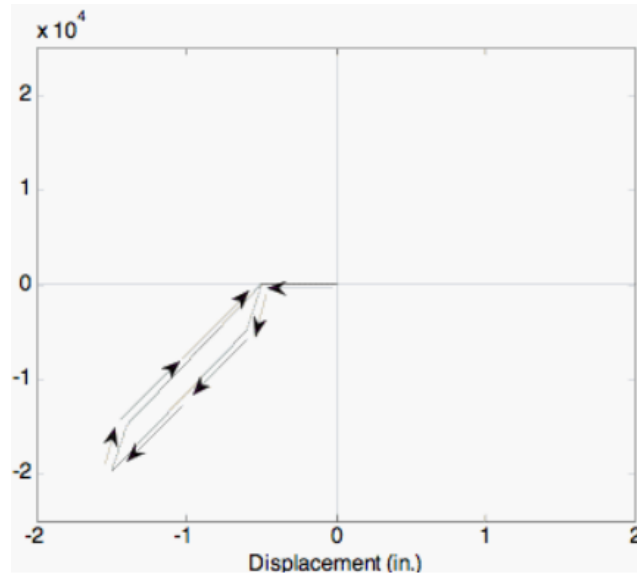


Figura 26: Respuesta de Impact Material Durante un Evento de Golpeteo (McKenna et al., 2006).

Barras Sísmicas

Las barras sísmicas se modelaron mediante el material **Steel01**, que representa un acero elastoplástico con endurecimiento cinemático ideal [Figura 27]. Este material requiere la definición de la resistencia a la fluencia (f_y), el módulo de elasticidad (E) y la relación de endurecimiento post-fluencia (b).

Los valores de los parámetros mencionados en este capítulo se detallan en el [Anexo 7.1].

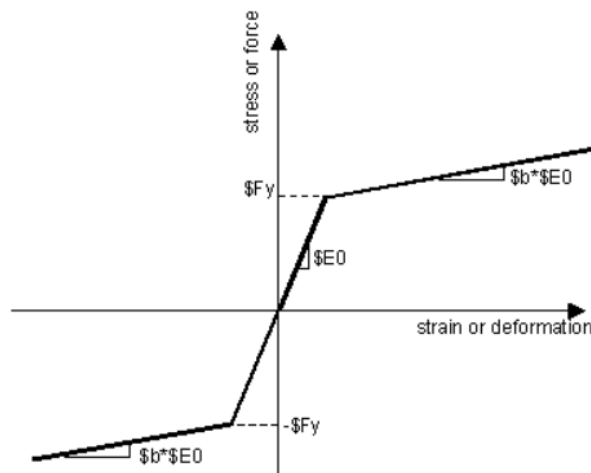


Figura 27: Comportamiento Fuerza-Deformación Steel01 (McKenna et al., 2006).

4.1.3 Configuración Numérica de los Arquetipos

La configuración numérica de los apoyos se desarrolló a partir de la conectividad entre nodos, empleando los tipos de elementos en función del comportamiento esperado en la zona de contacto.

La **Figura 28** corresponde a la representación tridimensional del modelo estructural del puente tipo monopila, identificado como puente 1. La visualización muestra la disposición de los nodos y elementos que componen el sistema, incluyendo el tablero superior, la columna principal y los pilotes enterrados, así como los elementos de conexión rígida y los resortes de interacción con el suelo.

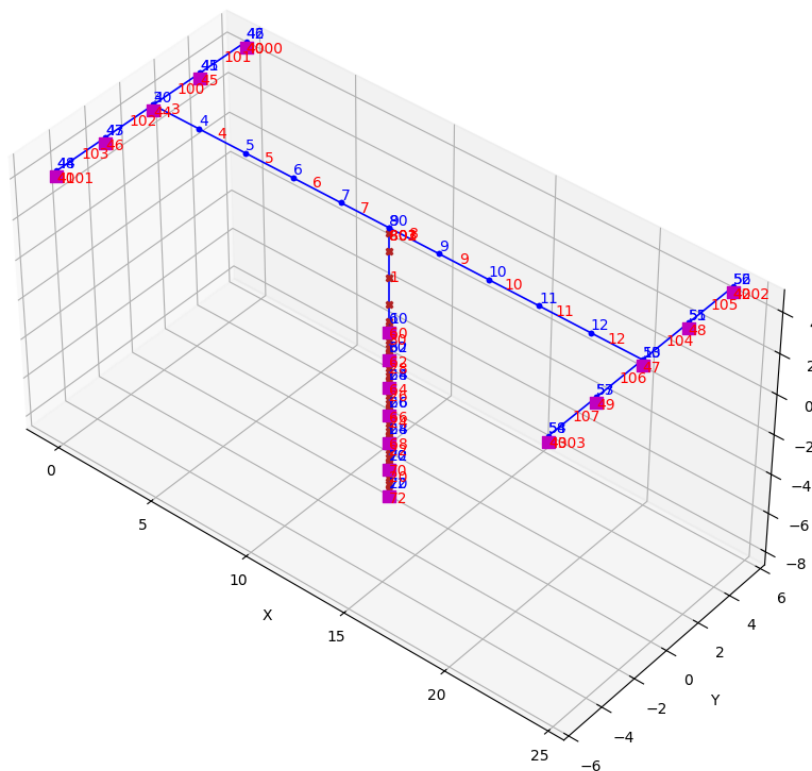


Figura 28: Disposición de Elementos [elaboración propia].

4.1.4 Formas Modales

Las formas modales representan las características naturales de vibración de una estructura y están compuestas por la frecuencia natural, la razón de amortiguamiento y

la configuración modal. Cada una de estas formas describe cómo vibra la estructura ante cargas dinámicas, y su análisis permite predecir la respuesta ante acciones como el tráfico, el viento o los sismos.

En estructuras como los puentes, la secuencia de estas formas modales, dispuestas de menor a mayor frecuencia, permite interpretar la rigidez relativa del sistema y cómo diferentes configuraciones geométricas afectan su comportamiento vibratorio. Las formas modales están directamente influenciadas por factores como la masa, la rigidez y las condiciones de apoyo de la estructura. Cambios en componentes estructurales, restricciones o propiedades mecánicas alteran estas formas, lo que permite utilizarlas como indicadores para evaluar el estado estructural del puente. La prueba dinámica de un puente permite medir estas configuraciones, las cuales pueden compararse con modelos teóricos para detectar posibles daños o modificaciones en su rigidez estructural (He et al., 2011).

La **Tabla 5** resume los periodos de las 2 primeras formas modales obtenidas por el análisis en OpenSees. Además, en la **Figura 29** se muestran los modos de vibrar obtenidos para el puente 1.

Tabla 5: Formas Modales Opensees [elaboración propia].

Puente	Periodo Longitudinal (s)	Periodo Transversal (s)
Puente 1	0.26420	0.23820
Puente 2	0.27658	0.26682
Puente 3	0.35877	0.31508
Puente 4	0.36609	0.32131
Puente 5	0.36725	0.32806
Puente 6	0.35666	0.31998
Puente 7	0.39558	0.38817
Puente 8	0.36635	0.35827
Puente 9	0.36586	0.35542
Puente 10	0.38353	0.34579
Puente 11	0.42295	0.37154
Puente 12	0.46568	0.41871

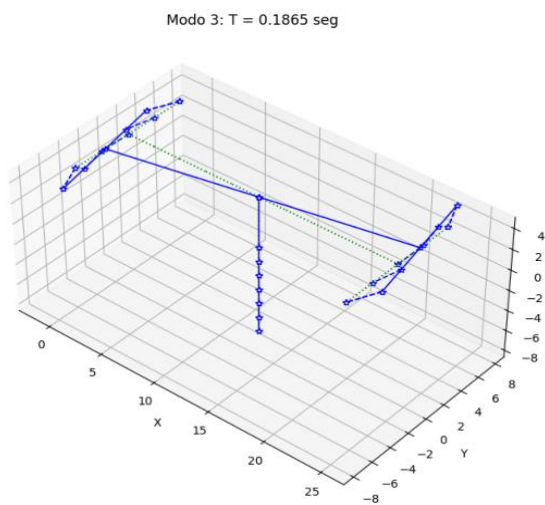
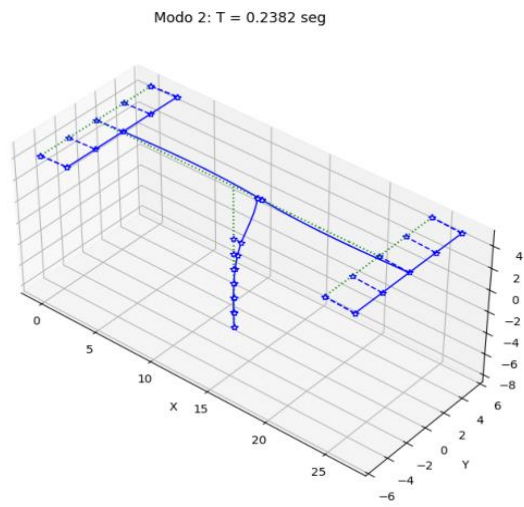
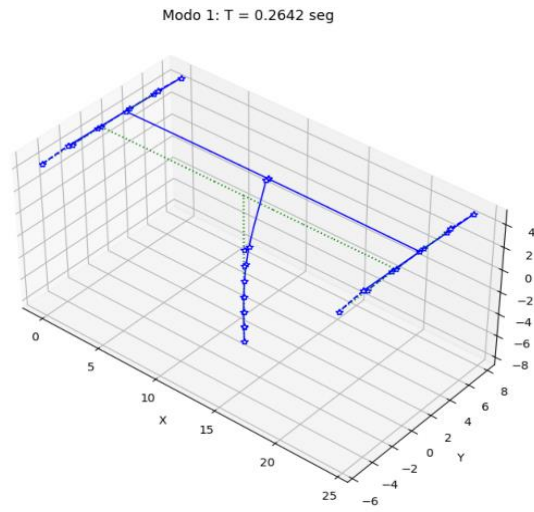


Figura 29: Modos de Vibrar [elaboración propia].

Las diferencias observadas entre las formas modales obtenidas mediante SAP2000 y las calculadas en OpenSees se explican por la incorporación diferenciada de la interacción suelo-estructura en cada modelo. Mientras que en SAP2000 dicha interacción no fue considerada en el análisis modal, en OpenSees se incluyó mediante la modelación de una porción de la pila como enterrada, lo que modifica las condiciones de restricción y la distribución de rigideces a lo largo del sistema estructural.

La validación de la calibración de los modelos numéricos desarrollados se realizó a partir del estudio propuesto por Kevin Mackie, quien analizó la respuesta estructural de puentes tipo monopila frente a demandas sísmicas mediante modelos desarrollados en OpenSees. Para ello, se replicó uno de los modelos presentados en su estudio, considerando las mismas propiedades geométricas, materiales y condiciones de borde, lo cual permitió obtener resultados que coinciden con los reportados por Mackie en términos de periodos modales y parámetros de respuesta estructural bajo registros sísmicos (Mackie & Stojadinovic, 2003).

Esta concordancia confirmó la correcta implementación del modelo base y proporcionó un punto de partida confiable para el desarrollo de los puentes analizados en esta investigación. Cabe señalar que en el estudio original de Mackie no se incluyeron apoyos elastoméricos en la conexión entre el tablero y la columna, asumiéndose un vínculo perfectamente rígido en dicha interfaz, lo que evidencia una diferencia respecto de los modelos propuestos en este trabajo, donde sí se consideran condiciones de apoyo.

El restante de las modelaciones numéricas se encuentra en el **[Anexo 7.2]**

4.2 Análisis de la Respuesta Sísmica

4.2.1 Respuesta para Aceleraciones sin Escalar

Las Figuras representadas en este capítulo corresponden a la respuesta obtenida para el primero de los doce arquetipos estructurales analizados. Los resultados correspondientes a los once arquetipos restantes se encuentran disponibles en **[Anexo 7.3]** de este documento, donde se presenta el conjunto completo de figuras organizadas según su tipología estructural y tipo sísmico considerado.

Sismos Corticales

La **Figura 30** muestra la relación entre la curvatura experimentada en la columna y la aceleración espectral para un conjunto de 80 análisis sísmicos corticales.

Se observan valores de curvatura oscilan entre 0.000 y 0.008 rad, lo que sugiere un rango de deformación estructural bajo. Por otro lado, la aceleración espectral (S_a), medida en unidades de gravedad (g), abarca desde 0.5 hasta 2.5 g, indicando niveles de intensidad sísmica moderados a altos.

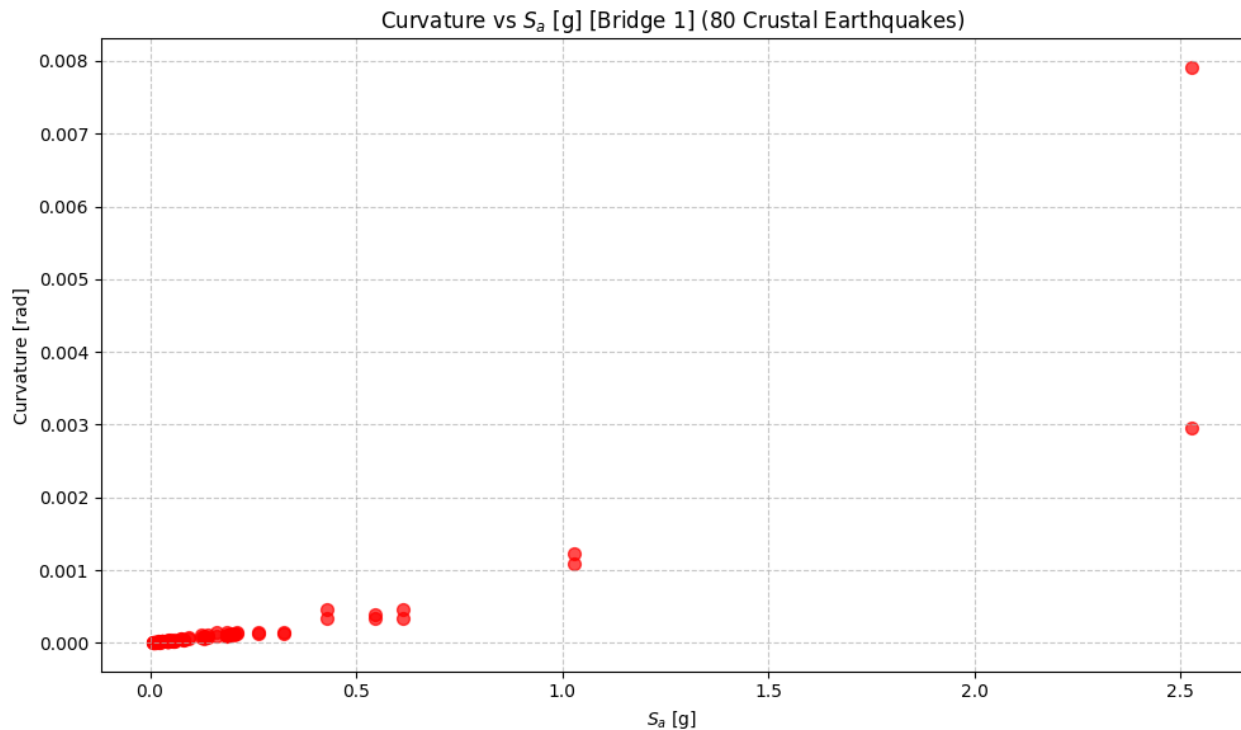


Figura 30: Grafico Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Corticales) [elaboración propia].

La **Figura 31** presenta el desempeño de apoyos elastoméricos bajo solicitaciones sísmicas, con valores de desplazamiento relativo que varían entre 5 y 25 mm. Este rango de desplazamiento indica una capacidad significativa de deformación en los dispositivos de apoyo, característica fundamental para su función como aisladores sísmicos en puentes monopila. La aceleración espectral (S_a) asociada a estos desplazamientos refleja la intensidad de los movimientos sísmicos corticales considerados en el análisis.

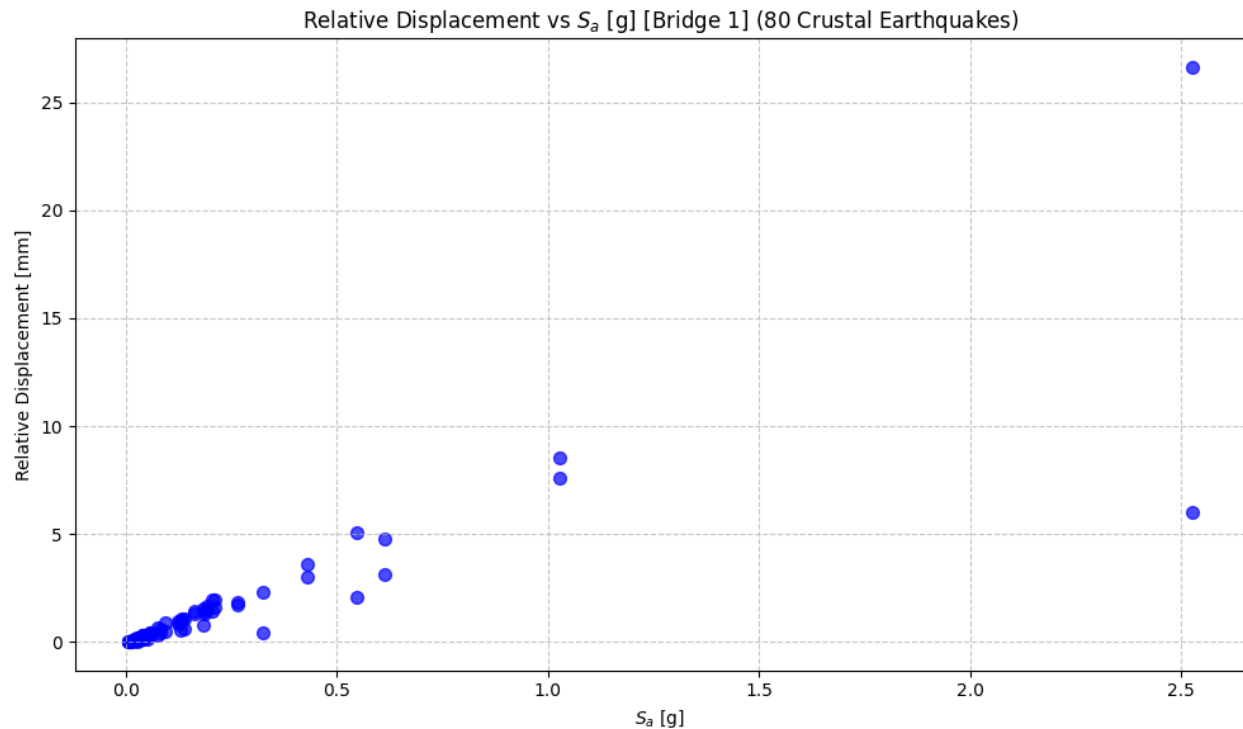


Figura 31: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Corticales) [elaboración propia].

La magnitud de los desplazamientos registrados sugiere que los apoyos elastoméricos están experimentando deformaciones durante los eventos sísmicos analizados. Este comportamiento es consistente con su función de permitir movimientos relativos entre el tablero y las subestructuras.

Sismos Interplaca

La **Figura 32** muestra la relación entre la curvatura estructural y la aceleración espectral para un conjunto de 308 análisis sísmicos interplaca.

Los valores de curvatura muestran un rango reducido entre 0.0000 y 0.0025 rad, indicando deformaciones estructurales mayores en comparación con eventos corticales. La aceleración espectral (S_a), representada en el eje horizontal con valores de 0.0 a 2.5 g, refleja intensidades sísmicas características de este tipo de eventos.

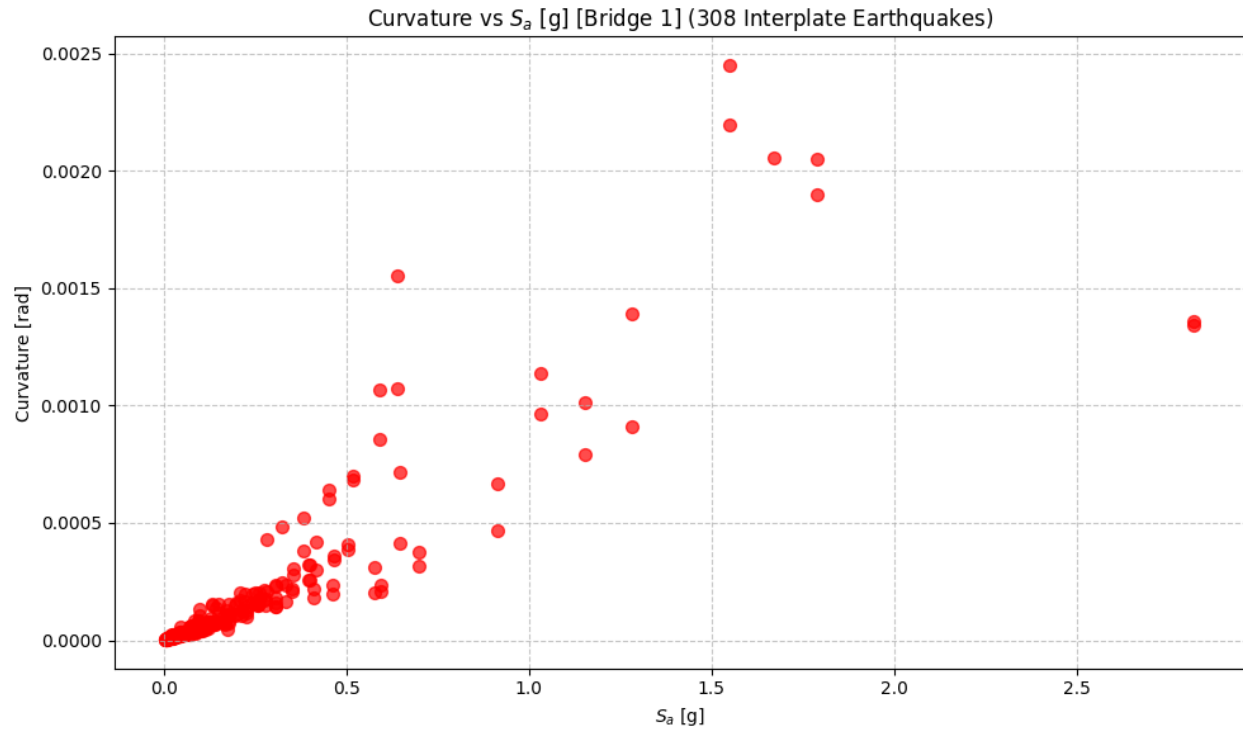


Figura 32: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Interplaca) [elaboración propia].

La **Figura 33** presenta valores de desplazamiento en apoyos elastoméricos producidos por los análisis sísmicos interplaca alcanzando valores de 14mm.

Se observa que los apoyos elastoméricos presentaron valores de desplazamiento considerables; sin embargo, las aceleraciones registradas para este tipo de mecanismo de ruptura se consideran las más destructivas.

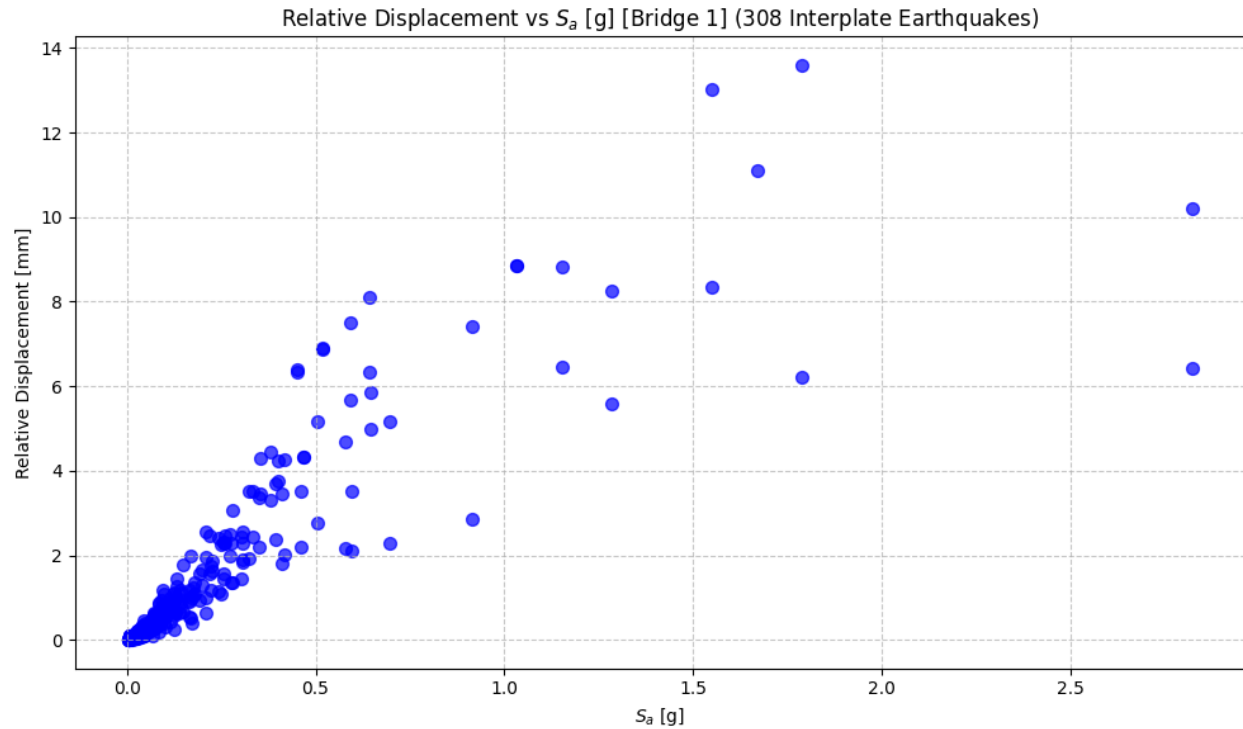


Figura 33: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Interplaca) [elaboración propia].

Sismos Intraplaca

La **Figura 34** muestra la relación entre la curvatura y la aceleración espectral para 258 análisis sísmicos intraplaca.

Los valores de curvatura presentan un rango entre 0.000 y 0.006 rad. La aceleración espectral (S_a) abarca desde 0.0 hasta 3.0 g, indicando la presencia de movimientos sísmicos con intensidades considerables.

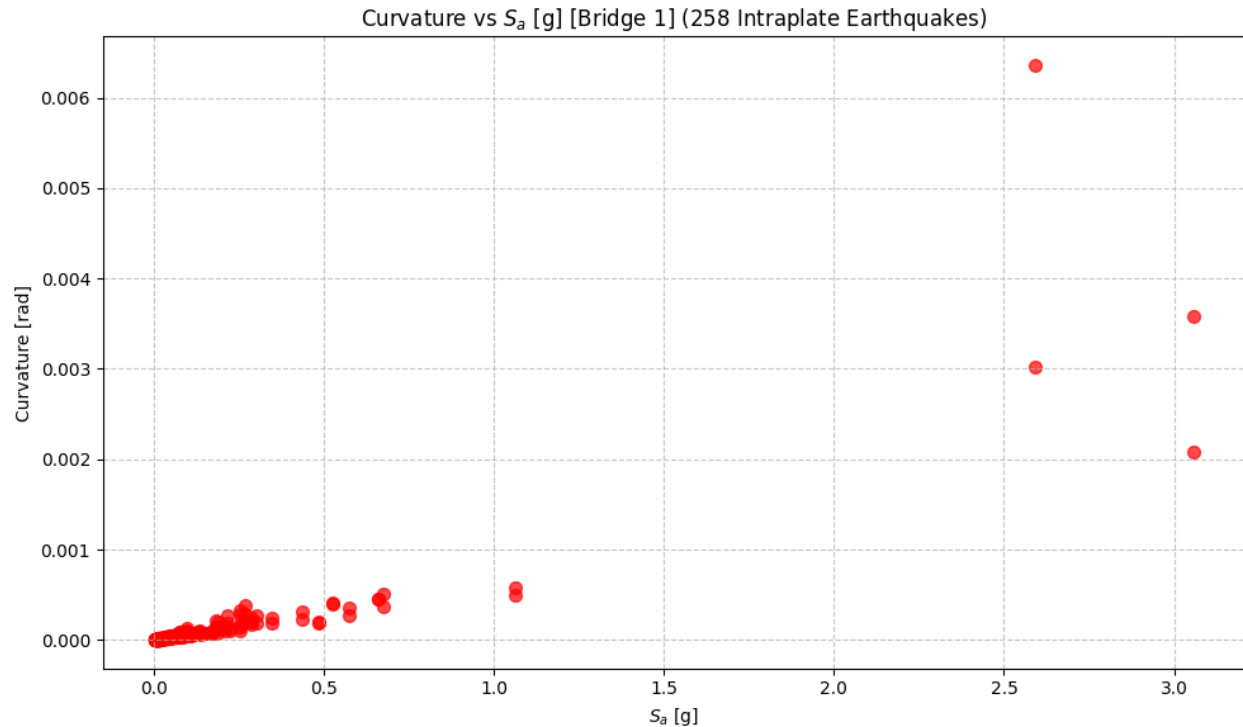


Figura 34: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Intraplaca) [elaboración propia].

La **Figura 35** presenta valores de desplazamiento en apoyos elastoméricos producidos por los análisis sísmicos intraplaca.

Con respecto a las figuras presentadas correspondientes a las curvaturas obtenidas por la columna muestran una clara concentración de valores de curvatura en el rango inferior para los tres tipos de sismos analizados. En el caso de los sismos corticales, la mayoría de los datos se agrupan entre 0.001 y 0.003 rad, representando aproximadamente el 75% de los registros. Para los sismos interplaca, la concentración es aún más marcada en valores por debajo de 0.0015 rad, abarcando cerca del 85% de los casos. Los sismos intraplaca presentan un comportamiento intermedio, con la mayor densidad de puntos entre 0.001 y 0.0025 rad.

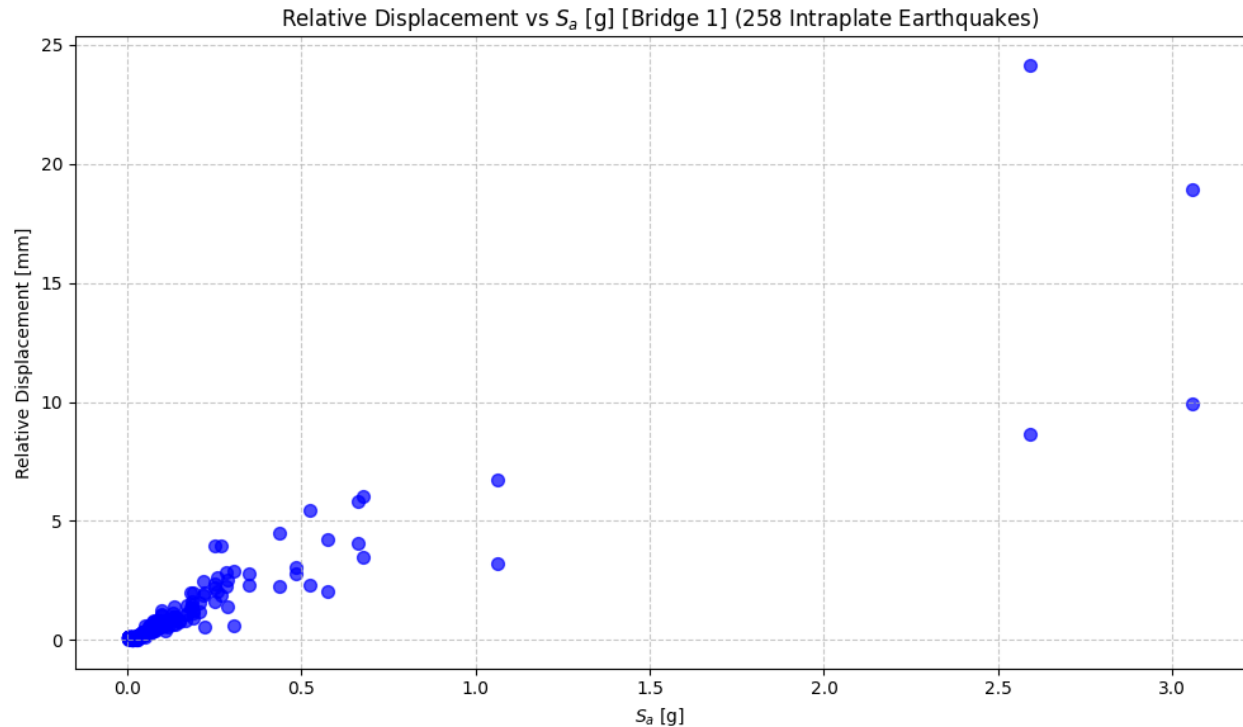


Figura 35: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Intraplaca) [elaboración propia].

Los valores más altos de curvatura, aunque menos frecuentes, aparecen en proporciones que no superan el 5-10% del total de registros. En sismos corticales se observan curvaturas de hasta 0.008 rad, mientras que en intraplaca alcanzan 0.006 rad. Estos casos excepcionales corresponden a combinaciones específicas de parámetros sísmicos y estructurales. La presencia de estos valores máximos se asocia principalmente a registros obtenidos en zonas cercanas al epicentro, donde los efectos de sitio y las características del movimiento sísmico generan mayores demandas en las estructuras.

La mayor frecuencia de valores bajos de curvatura coincide con la naturaleza probabilística de los eventos sísmicos, donde los movimientos moderados son estadísticamente más probables que los extremos. Los pocos casos con curvaturas elevadas representan condiciones límite que deben considerarse en el diseño, aunque su ocurrencia sea menos frecuente.

Las figuras que presentan el desplazamiento relativo de los apoyos elastoméricos con la aceleración espectral (S_a) muestran patrones claramente diferenciados según el tipo de sismo. Para los 80 registros corticales, la mayoría de los desplazamientos se concentran

entre 5 y 15 mm, representando aproximadamente el 70% de los casos. En los 308 sismos interplaca, la agrupación principal ocurre en el rango de 5 a 10 mm, abarcando cerca del 80% de los datos. Los 258 registros intraplaca presentan una distribución con mayor densidad entre 5 y 12 mm.

Los valores máximos de desplazamiento, aunque menos frecuentes, alcanzan hasta 25 mm para sismos corticales, 25 mm para intraplaca y 14 mm para interplaca. Estos casos extremos representan entre el 3% y 5% del total de registros en cada categoría. Su presencia se asocia a combinaciones específicas de intensidad sísmica ($S_a > 1.5g$).

4.2.1 Respuesta para Aceleraciones Escaladas

Las Figuras representadas en este capítulo corresponden a la respuesta obtenida para el primero de los doce arquetipos estructurales analizados. Los resultados correspondientes a los once arquetipos restantes se encuentran disponibles en el **[Anexo 7.4]** de este documento, donde se presenta el conjunto completo de figuras organizadas según su tipología estructural y tipo sísmico considerado.

Sismos Corticales

La **Figura 36** presenta valores de curvatura con un rango que alcanza hasta 0.035 rad. Esta ampliación en la escala de curvaturas sugiere que los registros sísmicos fueron escalados para representar condiciones de demanda extrema, lo que permite evaluar el comportamiento no lineal de las estructuras más allá de su rango elástico. La aceleración espectral (S_a) mantiene un rango de 0.5 a 2.5 g, pero ahora asociada a deformaciones estructurales mayores.

La distribución de los puntos muestra que la mayoría de los registros se concentran en curvaturas entre 0.005 y 0.020 rad, valores que ya indican un comportamiento inelástico avanzado en elementos de hormigón armado. Los casos que superan 0.025 rad, aunque minoritarios, representan condiciones críticas donde es esperable la formación de rótulas plásticas o daño localizado en las pilas.

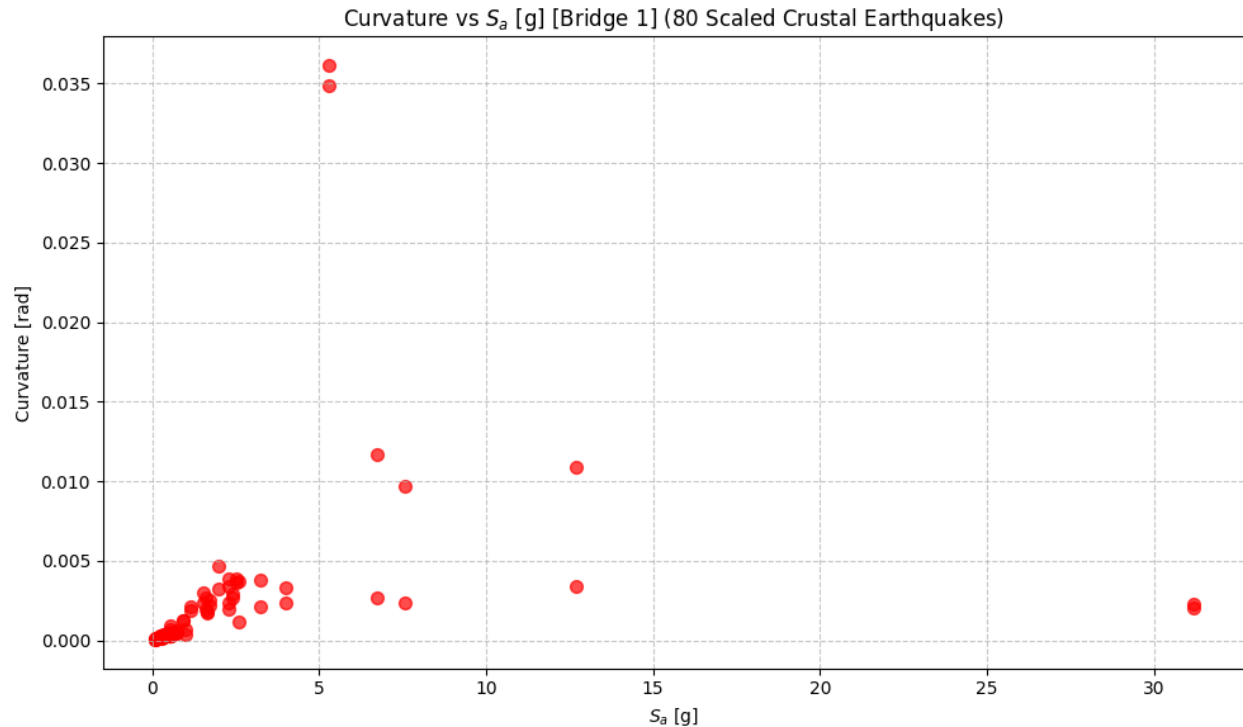


Figura 36: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Corticales Escalados) [elaboración propia].

La **Figura 37** muestra la relación entre desplazamientos relativos en apoyos elastoméricos y aceleración espectral (S_a) para 80 registros corticales escalados. Los valores de desplazamiento presentan una distribución donde la mayoría de los puntos se concentran entre 10 y 20 mm, correspondiendo a niveles de deformación que activan el comportamiento no lineal de los elastómeros. Aproximadamente un 10% de los registros generan desplazamientos superiores a 25 mm.

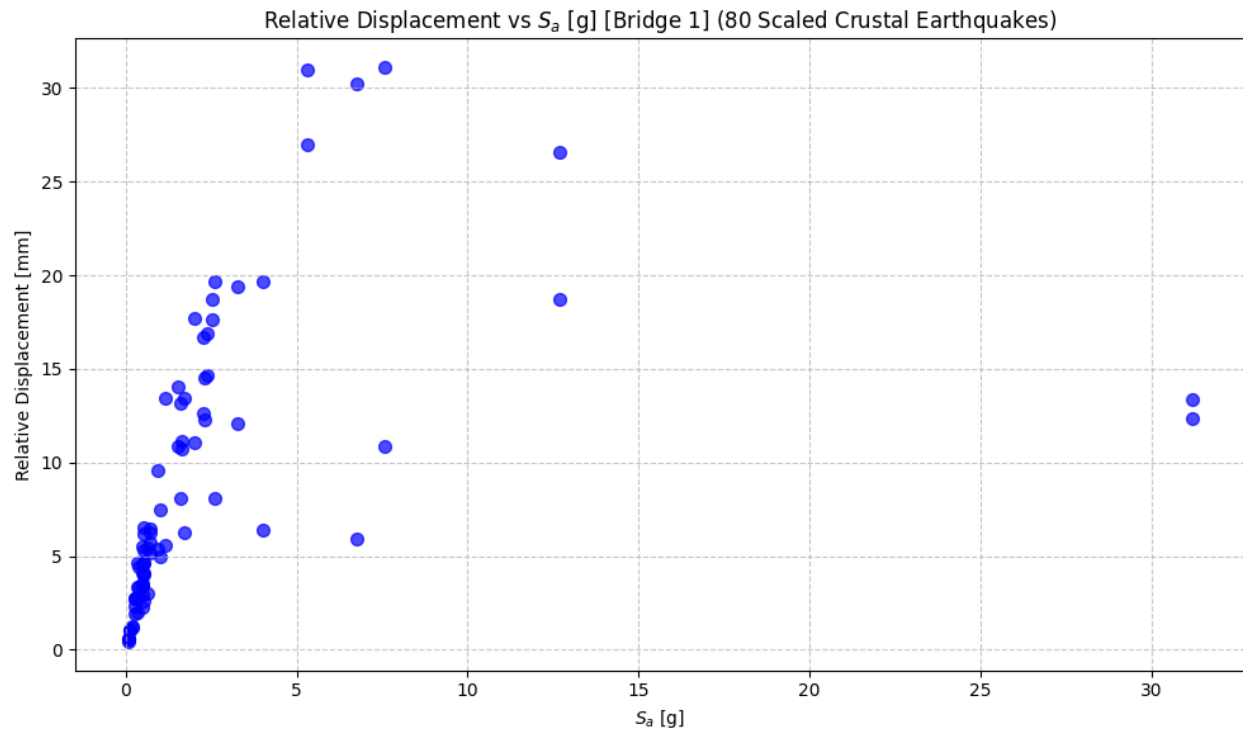


Figura 37: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Corticales Escalados) [elaboración propia].

La aceleración espectral (S_a) abarca desde 0.5 hasta 2.5 g, mostrando una correlación con el aumento de desplazamiento. Para valores de S_a entre 1.0 y 1.5 g, los desplazamientos oscilan entre 12 y 18 mm. Cuando S_a supera 2.0 g, los desplazamientos frecuentemente exceden 20 mm, evidenciando la respuesta no lineal del sistema. Los pocos puntos que alcanzan 30 mm corresponden a combinaciones específicas de intensidad sísmica ($S_a > 2.2g$).

Sismos Interplaca

La **Figura 38** presenta la relación entre curvatura estructural y aceleración espectral para 308 registros interplaca escalados. La distribución de puntos muestra que la mayoría de los valores de curvatura se concentran en el rango de 0.01 a 0.03 rad, con una densidad particularmente alta entre 0.015 y 0.025 rad. Estos valores representan demandas de deformación significativas.

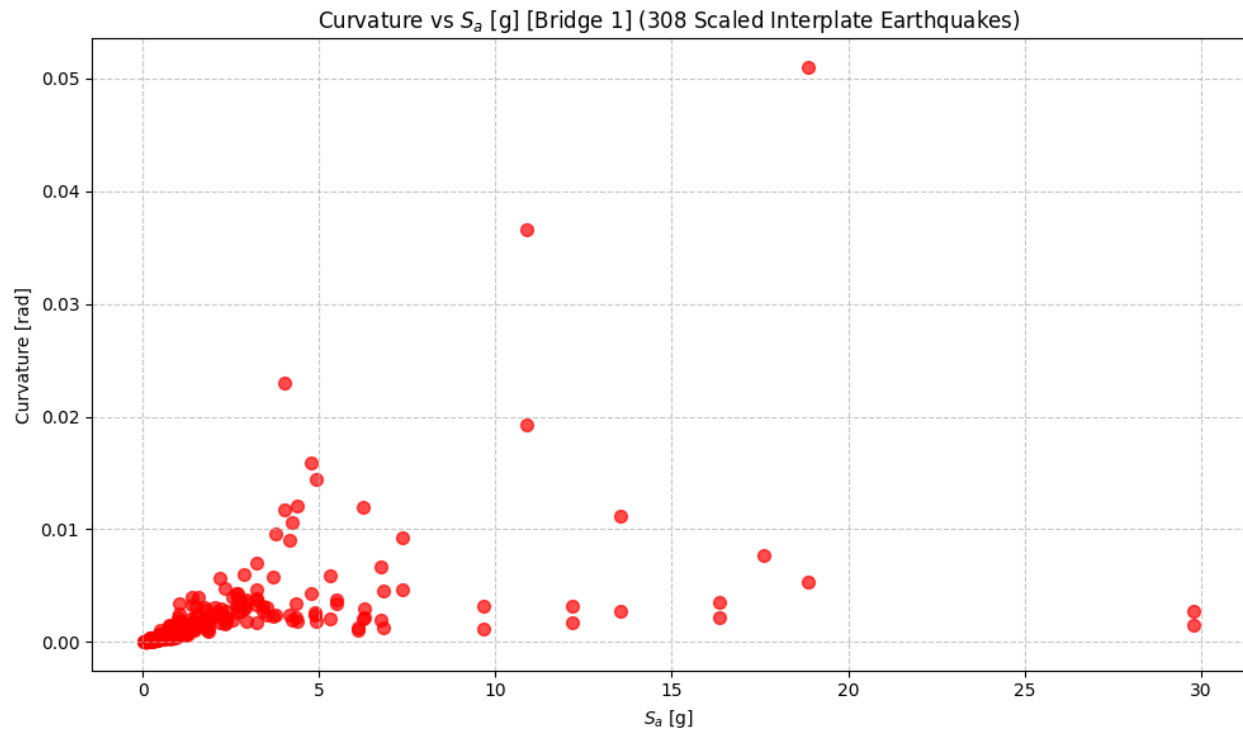


Figura 38: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Interplaca Escalados) [elaboración propia].

Un grupo reducido de puntos, aproximadamente el 1% del total, alcanza valores de curvatura entre 0.035 y 0.05 rad. Estos casos corresponden a combinaciones específicas donde altas aceleraciones espectrales ($S_a > 2.0g$) coinciden con características particulares de los registros escalados, como contenido frecuencial dominante en el rango de periodos estructurales.

La aceleración espectral muestra una correlación no lineal con la curvatura, donde incrementos en S_a por encima de 1.5 g generan aumentos desproporcionados en la deformación. Este patrón es característico del comportamiento inelástico de elementos estructurales sometidos a demandas sísmicas intensas.

La **Figura 39** muestra la relación entre el desplazamiento relativo de apoyos elastoméricos y la aceleración espectral para 308 registros interplaca escalados. La distribución muestra que la mayoría de los desplazamientos se concentran entre 8 y 18 mm, representando aproximadamente el 70% de los casos.

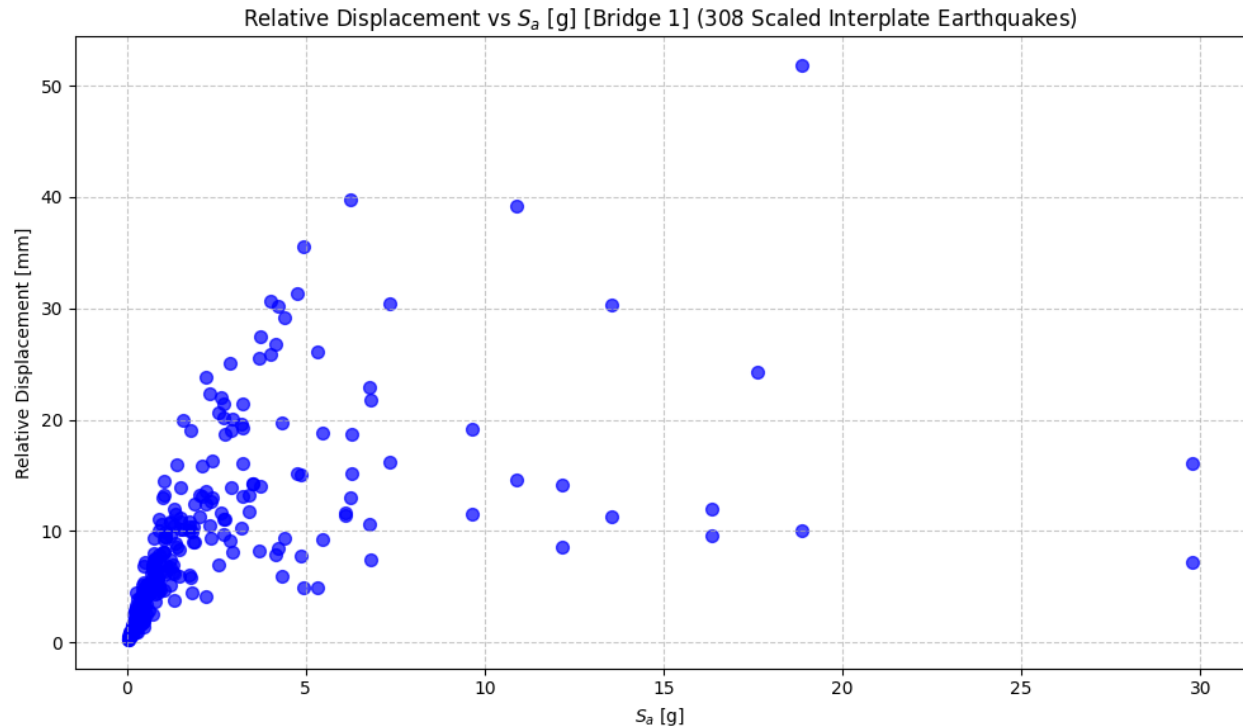


Figura 39: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Interplaca Escalados) [elaboración propia].

Aproximadamente el 10% de los registros generan desplazamientos superiores a 20 mm, alcanzando valores máximos de 25 mm. Estos valores se asocian principalmente a aceleraciones espectrales entre 2.0 y 2.5 g, combinadas con características específicas de los sismos interplaca escalados, como duraciones prolongadas de movimiento fuerte o contenido frecuencial dominante.

Sismos Intraplaca

La **Figura 40** muestra la relación entre curvatura estructural y aceleración espectral para 258 registros intraplaca escalados. La distribución de puntos revela que aproximadamente el 95% de los casos presentan curvaturas entre 0.002 y 0.006 rad, con una densidad máxima en el intervalo de 0.003 a 0.005 rad.

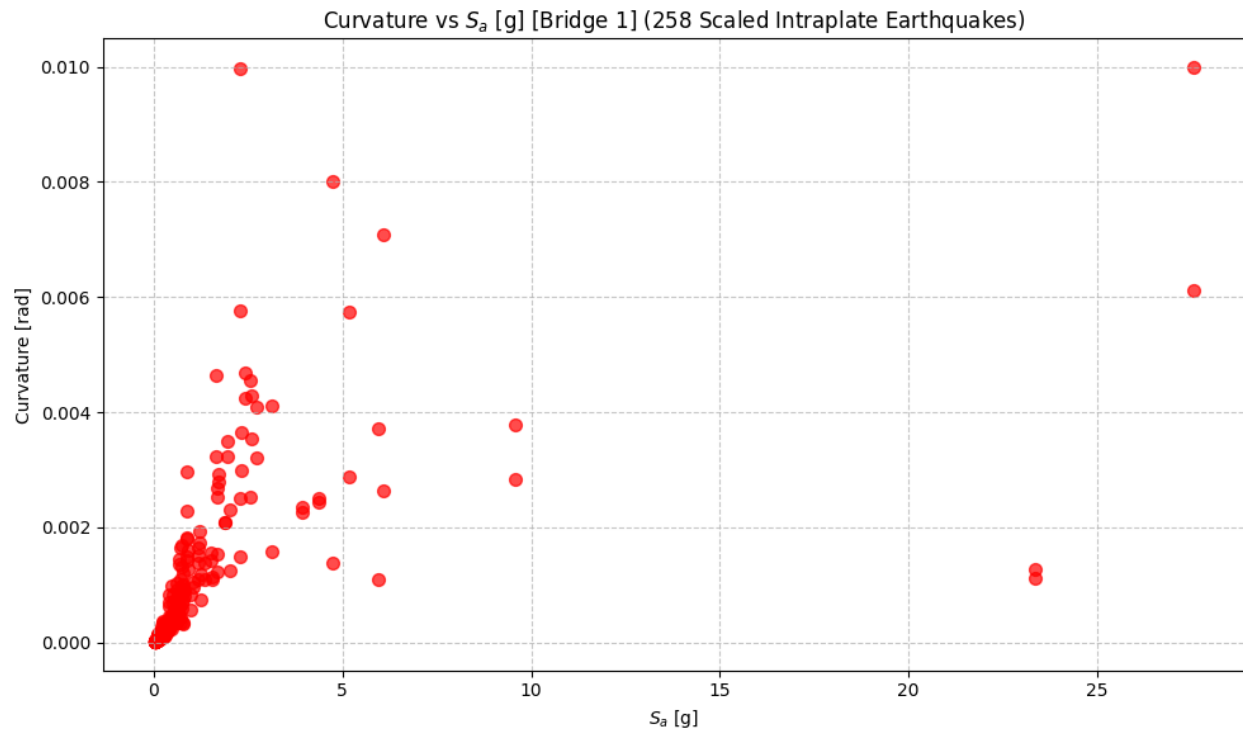


Figura 40: Curvatura vs Aceleración Espectral (Sismos Intraplaca Escalados) [elaboración propia].

Los casos con curvaturas superiores a 0.008 rad, aunque menos frecuentes, representan condiciones asociadas a aceleraciones espectrales por encima de 2.0 g. Estos valores se vinculan con mecanismos de falla de los sismos intraplaca, como rupturas profundas o efectos de directividad en zonas con geometrías de subducción.

La **Figura 41** muestra la relación entre el desplazamiento de apoyos elastoméricos y la aceleración espectral para eventos intraplaca escalados. La distribución de puntos presenta una concentración predominante entre 10 y 20 mm, abarcando aproximadamente el 95% de los registros. Este rango corresponde a deformaciones donde los elastómeros operan en su régimen no lineal.

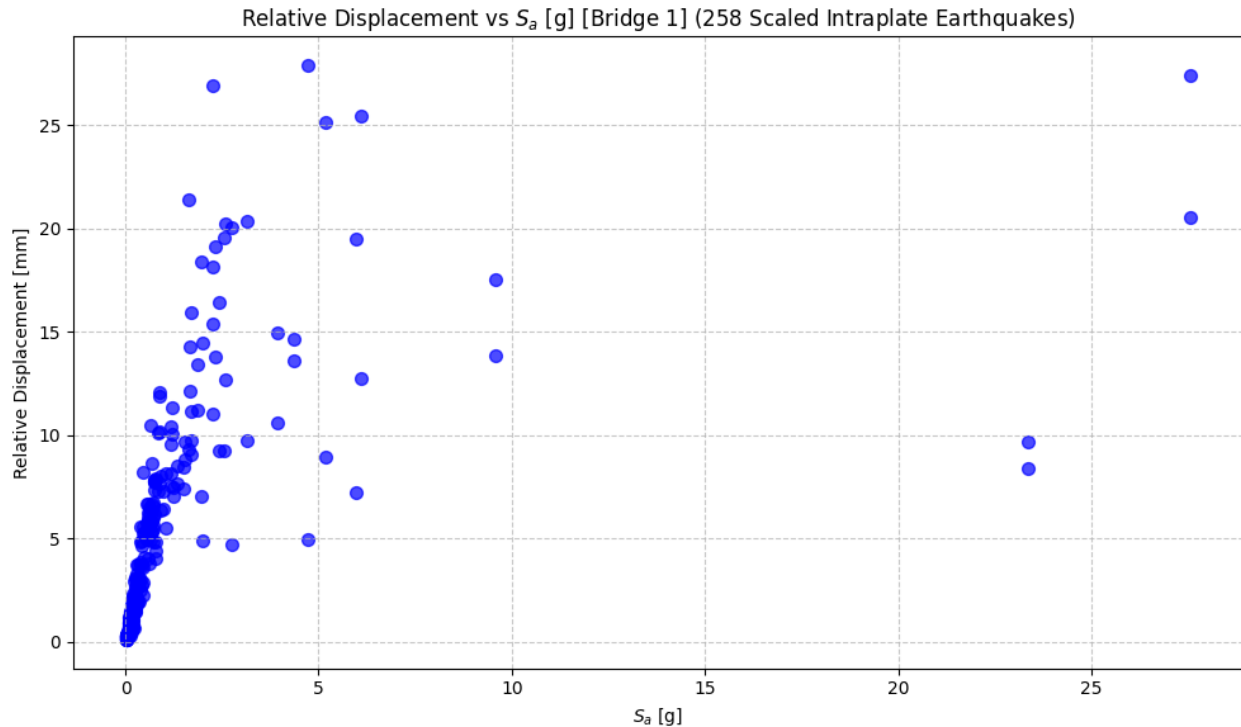


Figura 41: Desplazamiento Relativo vs Aceleración Espectral (Sismos Intraplaca Escalados) [elaboración propia].

Un grupo reducido de casos (5%) alcanza desplazamientos entre 25 y 30 mm, asociados a aceleraciones espectrales superiores a 2.5 g. Estos valores extremos se vinculan con características específicas de los registros escalados, como duraciones prolongadas de fase fuerte o contenido frecuencial, que excitan los modos fundamentales de vibración de puentes monopila.

La distribución de puntos en todos los gráficos muestra que aproximadamente el 80-90% de los registros se concentran los ($S_a < 3.0g$). Los valores máximos, aunque menos frecuentes (10-15% de los casos), representan condiciones que deben considerarse en el diseño sísmico.

El escalamiento aplicado a los registros sísmicos explica la mayor dispersión de datos en comparación con las figuras anteriores (sin escalar). Esta metodología permitió simular escenarios sísmicos poco frecuentes, pero de mayor exigencia.

Cabe señalar que los gráficos presentados en este capítulo corresponden a los valores de $S_a(g)$ obtenidos a partir de los espectros, considerando para su cálculo el período fundamental de las estructuras analizadas.

4.3 Fragilidad Sísmica

4.3.1 Fragilidad Sísmica sin Escalar

Las Figuras presentadas en este capítulo corresponden a las curvas de fragilidad del Puente 1, evaluadas según dos mecanismos de falla: curvatura de la columna y desplazamiento de los apoyos elastoméricos. Estos resultados fueron obtenidos bajo la acción de sismos chilenos sin factor de escala, considerando eventos corticales, interplaca e intraplaca. Las curvas reflejan la probabilidad de excedencia para distintos niveles de daño, desde leve hasta completo, permitiendo analizar la vulnerabilidad sísmica del puente bajo diferentes condiciones de demanda. El resto de los resultados, se encuentran en el **[Anexo 7.5.1]**

Curvatura

La **Figura 42** muestra las probabilidades de excedencia de daño leve para la curvatura según su mecanismo de ruptura sísmica.

Para daños leves, las probabilidades de excedencia son bajas en todos los tipos de sismo, con valores de probabilidades muy bajos incluso para sismos de gran intensidad. Los sismos corticales muestran una ligera tendencia a inducir mayores probabilidades de daño leve en comparación con los otros tipos, lo que podría asociarse a su mayor contenido de frecuencias altas.

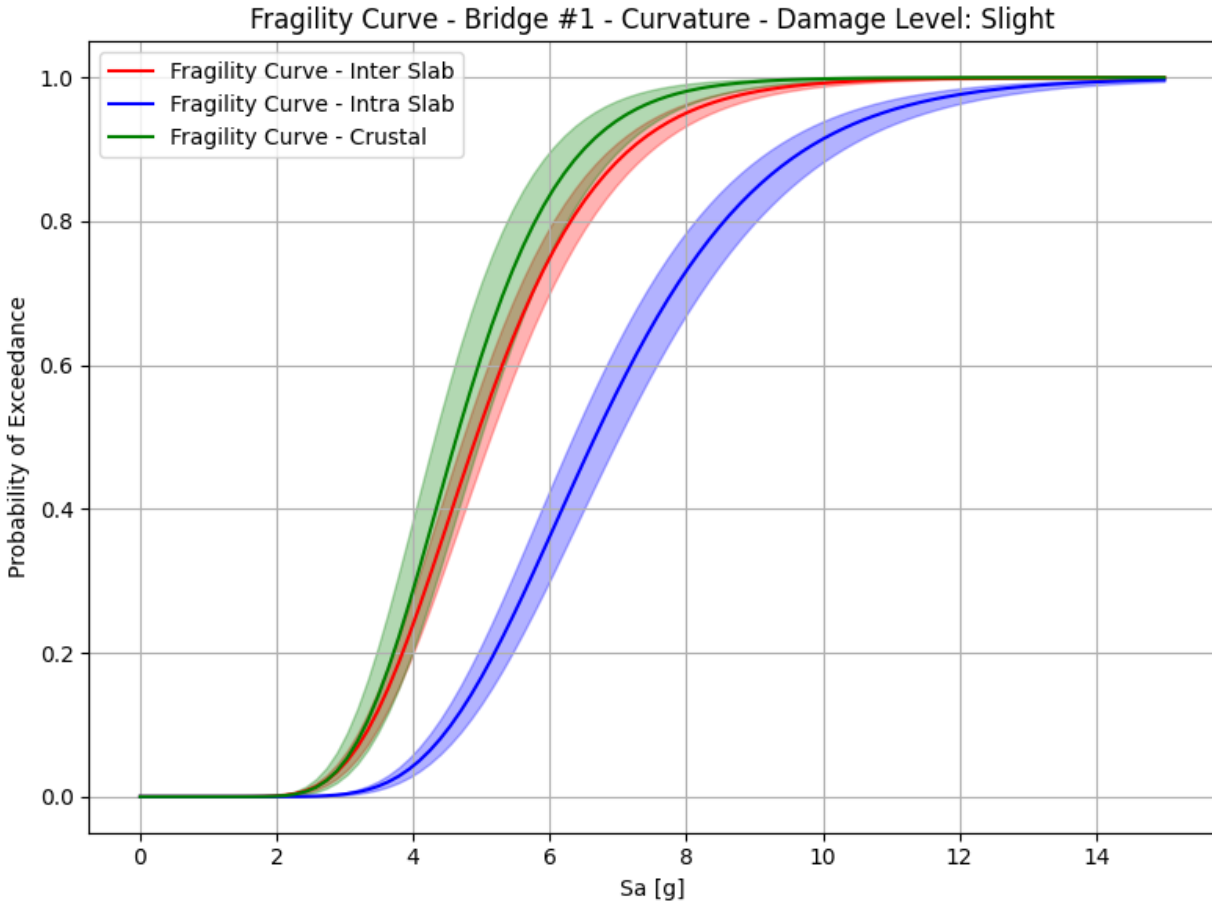


Figura 42: Fragilidad Sísmica de la Curvatura según Mecanismo de Ruptura (Daño Leve) [elaboración propia].

La **Figura 43** muestra las probabilidades de excedencia de daño moderado para la curvatura según su mecanismo de ruptura sísmica.

La curva de fragilidad para daño moderado en la columna muestra que, para sismos de gran intensidad, existe una probabilidad no nula (2-5%) de que ocurra este nivel de daño en la columna. Esta probabilidad aumenta progresivamente con la aceleración espectral, alcanzando un 15% para $S_a = 5$ g en sismos corticales, y valores ligeramente inferiores (1-1%) para eventos interplaca e intraplaca. El punto de inflexión donde la probabilidad supera el 50% ocurre alrededor de $S_a = 8$ g para sismos corticales, mientras que para los otros tipos de sismo este umbral se desplaza a $S_a = 6-11$ g. Las diferencias entre tipos sísmicos se hacen más evidentes en el rango de 10-15 g, donde los corticales presentan probabilidades 1.5 veces mayores que los demás mecanismos de ruptura

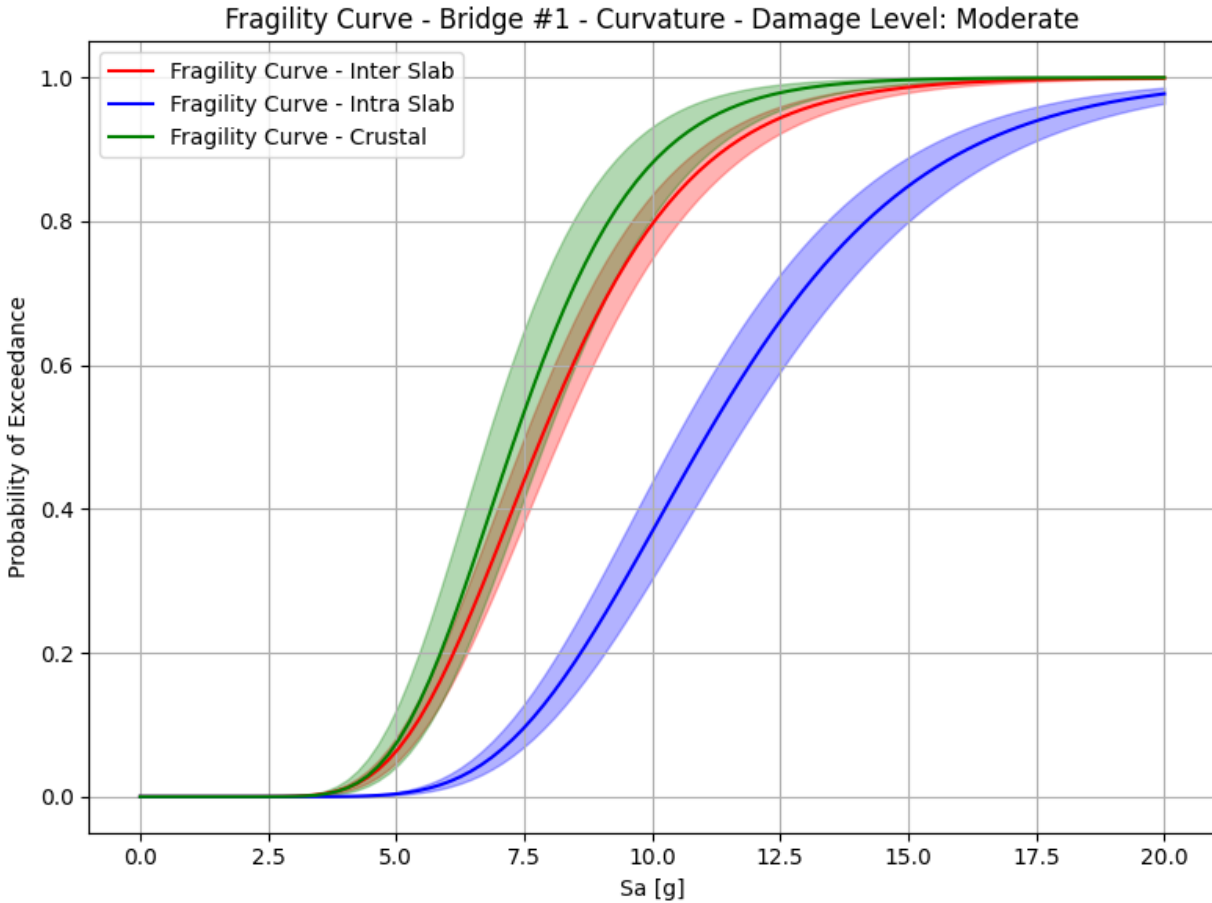


Figura 43: Fragilidad Sísmica de la Curvatura según Mecanismo de Ruptura (Daño Moderado) [elaboración propia].

La **Figura 44** muestra las probabilidades de excedencia de daño extensivo para la curvatura según su mecanismo de ruptura sísmica.

La gráfica evidencia que, para ese rango de intensidades, la probabilidad de que la columna alcance un nivel de daño extenso es prácticamente nula, sin importar el tipo de sismo considerado. Bajo excitaciones interplaca, el umbral de aceleración necesario para iniciar un aumento significativo de la probabilidad se sitúa levemente por encima, alrededor de 10 g, manteniendo una transición relativamente rápida hacia la saturación de la curva. Los sismos intraslab requieren aceleraciones superiores, cercanas a 15 g, para generar incrementos relevantes en la probabilidad de daño.

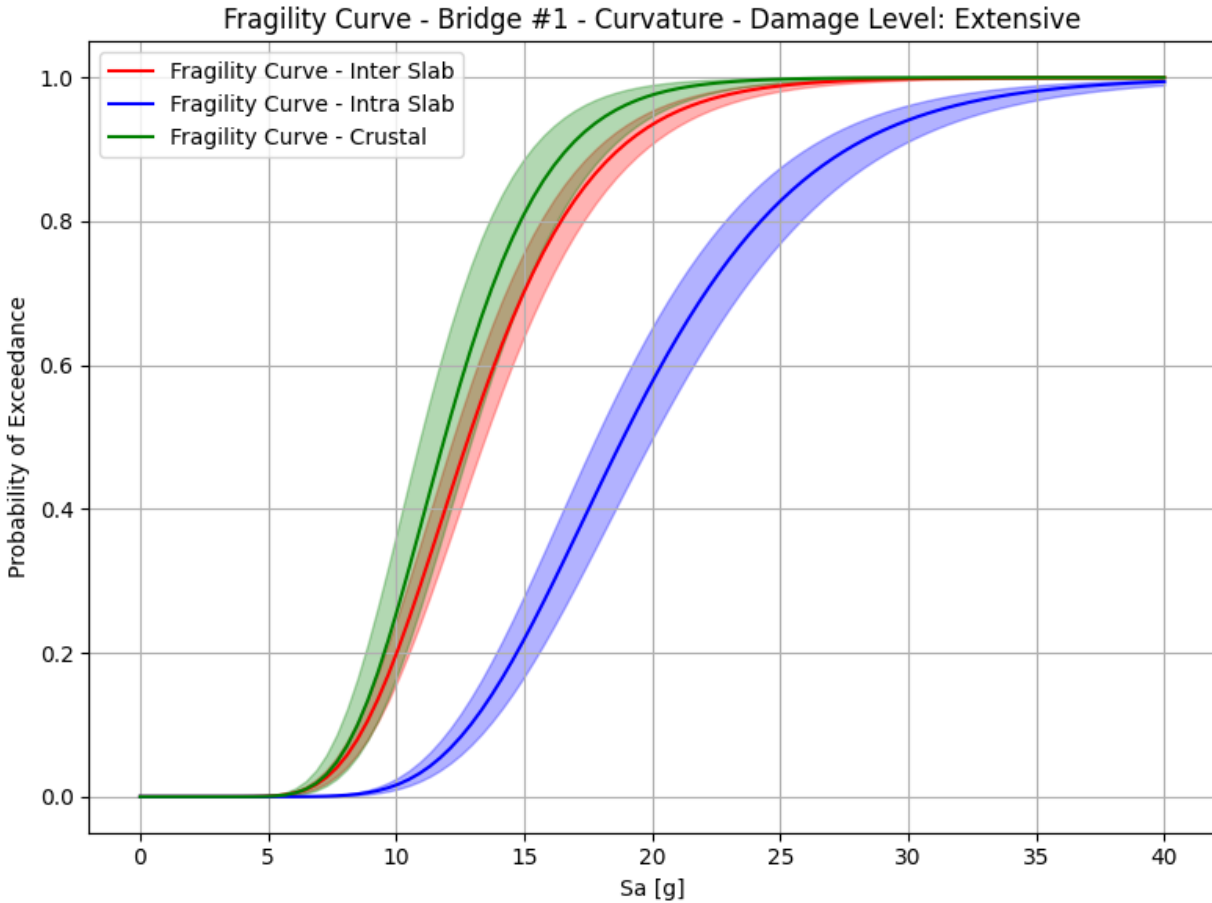


Figura 44: Fragilidad Sísmica de la Curvatura según Mecanismo de Ruptura (Daño Extensivo) [elaboración propia].

La **Figura 45** muestra las probabilidades de excedencia de daño completo para la curvatura según su mecanismo de ruptura sísmica.

Se observa que para el escenario del daño completo la gráfica muestra que para demandas sísmicas bajas la probabilidad de que la columna alcance este estado es prácticamente nula, sin importar el tipo de sismo.

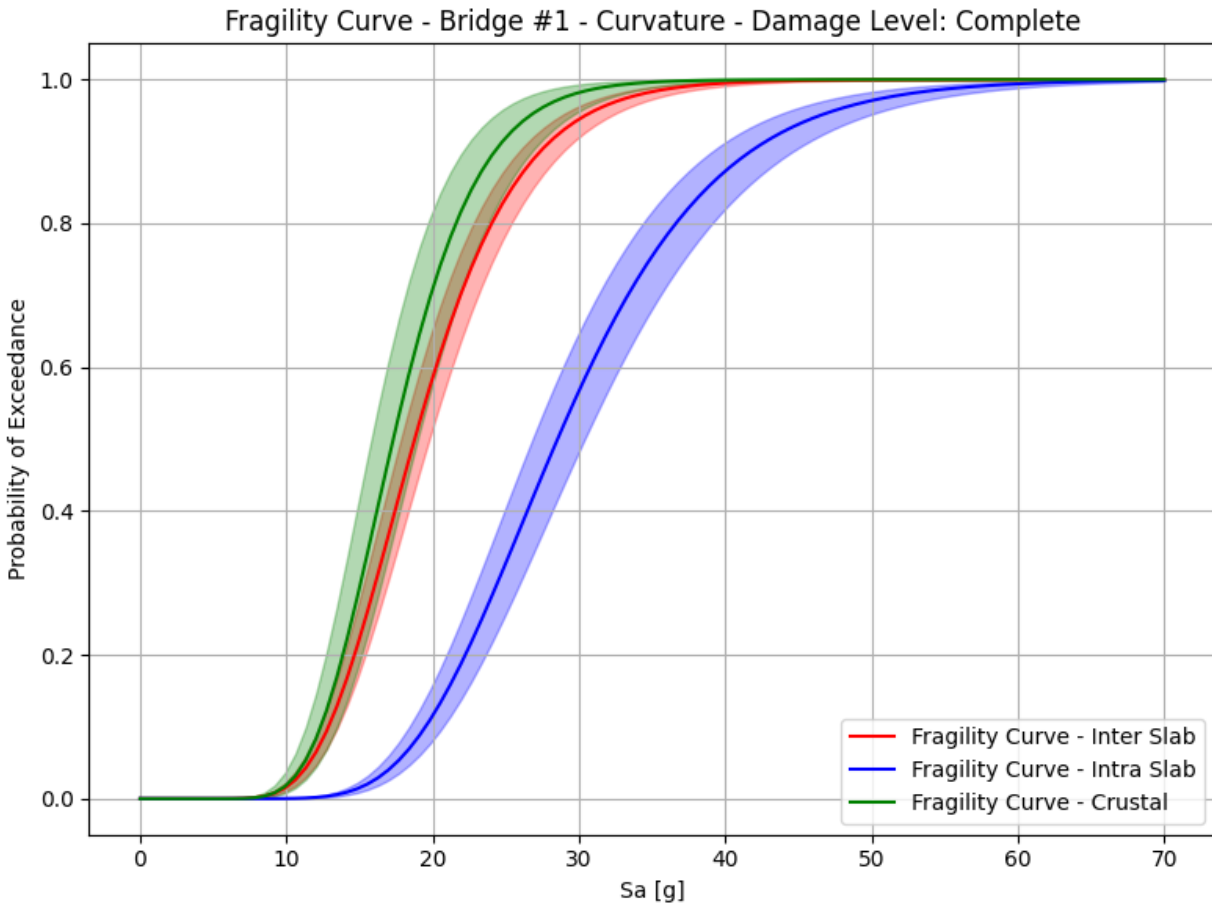


Figura 45: Fragilidad Sísmica de la Curvatura según Mecanismo de Ruptura (Daño Completo) [elaboración propia].

Las probabilidades de daño para sismos de gran intensidad, al menos hasta el nivel moderado, se mantienen en valores bajos, aunque no inexistentes. Sin embargo, para los estados de daño extensivo y completo, dichas probabilidades se reducen prácticamente a cero, incluso ante demandas sísmicas elevadas. Este comportamiento, evaluado en términos de la curvatura de la columna, se explica porque, si bien los espectros de aceleración espectral en función del periodo difieren entre los distintos tipos de sismos, la cantidad de eventos que superan magnitud 6 es reducida, lo que implica que son escasos los registros capaces de generar demandas significativas. Al ingresar el periodo estructural en los espectros correspondientes, se obtienen aceleraciones generalmente bajas debido a la predominancia de sismos de menor magnitud. No obstante, esta apreciación puede variar si se considera una materialidad distinta en la construcción de la columna, ya que las propiedades mecánicas y de degradación pueden

alterar la respuesta estructural. Con el uso prolongado del puente o el mal uso de este, la probabilidad de alcanzar estados de daño más severos tiende a incrementarse como consecuencia del desgaste y la degradación del material, lo que podría modificar estas estimaciones con el tiempo.

4.3.2 Comparación entre Fragilidad Elastomérica y de Curvatura.

Las **Figura 46** y **Figura 47** muestra la comparación de resultados entre la fragilidad de curvatura y la fragilidad en los apoyos para daño leve en el puente 1.

En el caso del puente 1, para el nivel de daño leve, las probabilidades asociadas a la curvatura de la columna resultan superiores a las obtenidas para el desplazamiento de los apoyos elastoméricos, independientemente del tipo de mecanismo sísmico considerado. Este comportamiento se encuentra alineado con el criterio de diseño adoptado, que prioriza la absorción de la demanda sísmica mediante deformaciones en la columna antes que en los apoyos elastoméricos, con el fin de evitar el compromiso de la estabilidad global del puente. Aunque ante eventos sísmicos la columna pueda presentar fallas de carácter leve, los apoyos elastoméricos cumplen la función de preservar la integridad estructural. En consecuencia, frente a sismos de gran intensidad, el daño se reflejaría principalmente en la columna, siendo este de carácter reparable, mientras que una falla en los apoyos elastoméricos podría conducir eventualmente al colapso de la estructura.

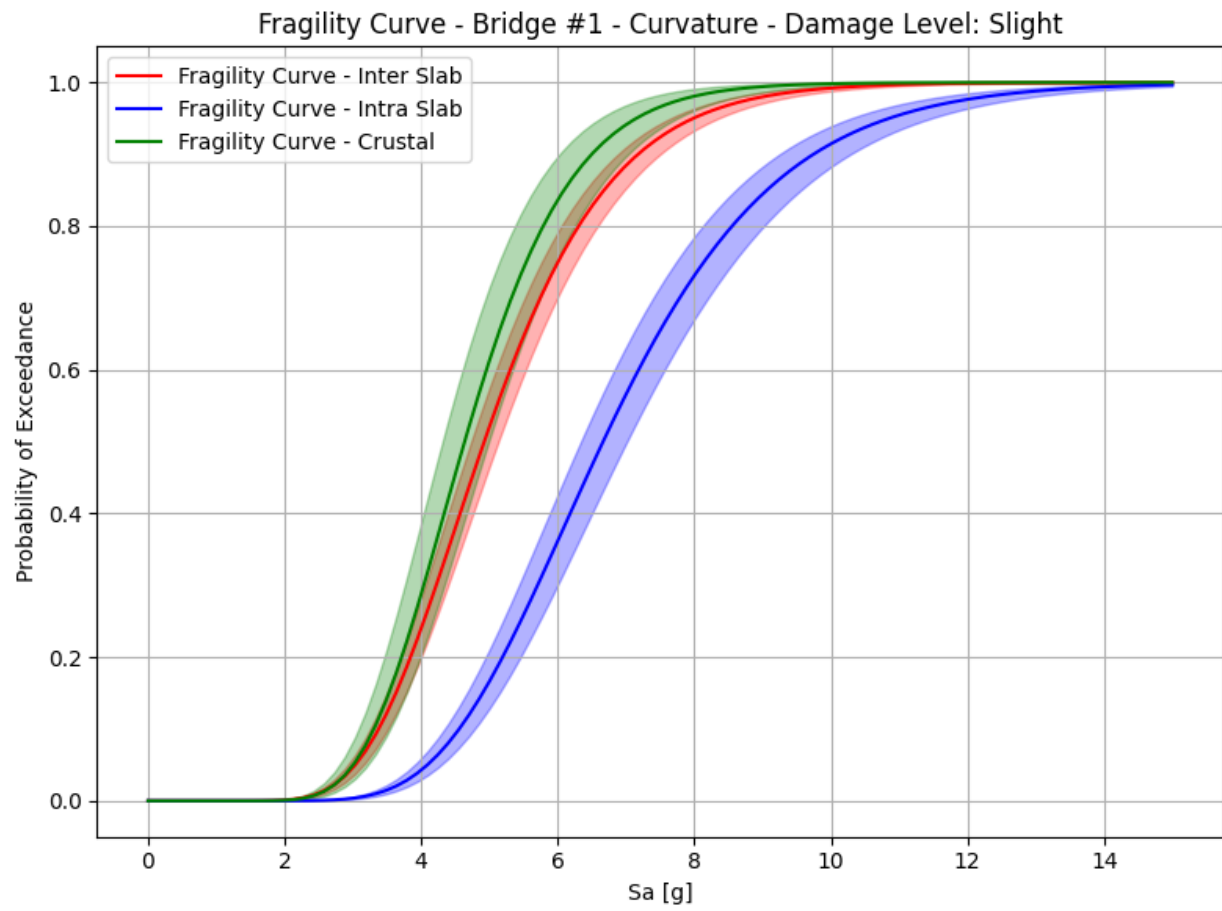


Figura 46: Fragilidad Sísmica de Curvatura Puente 1 (Daño Leve) [elaboración propia].

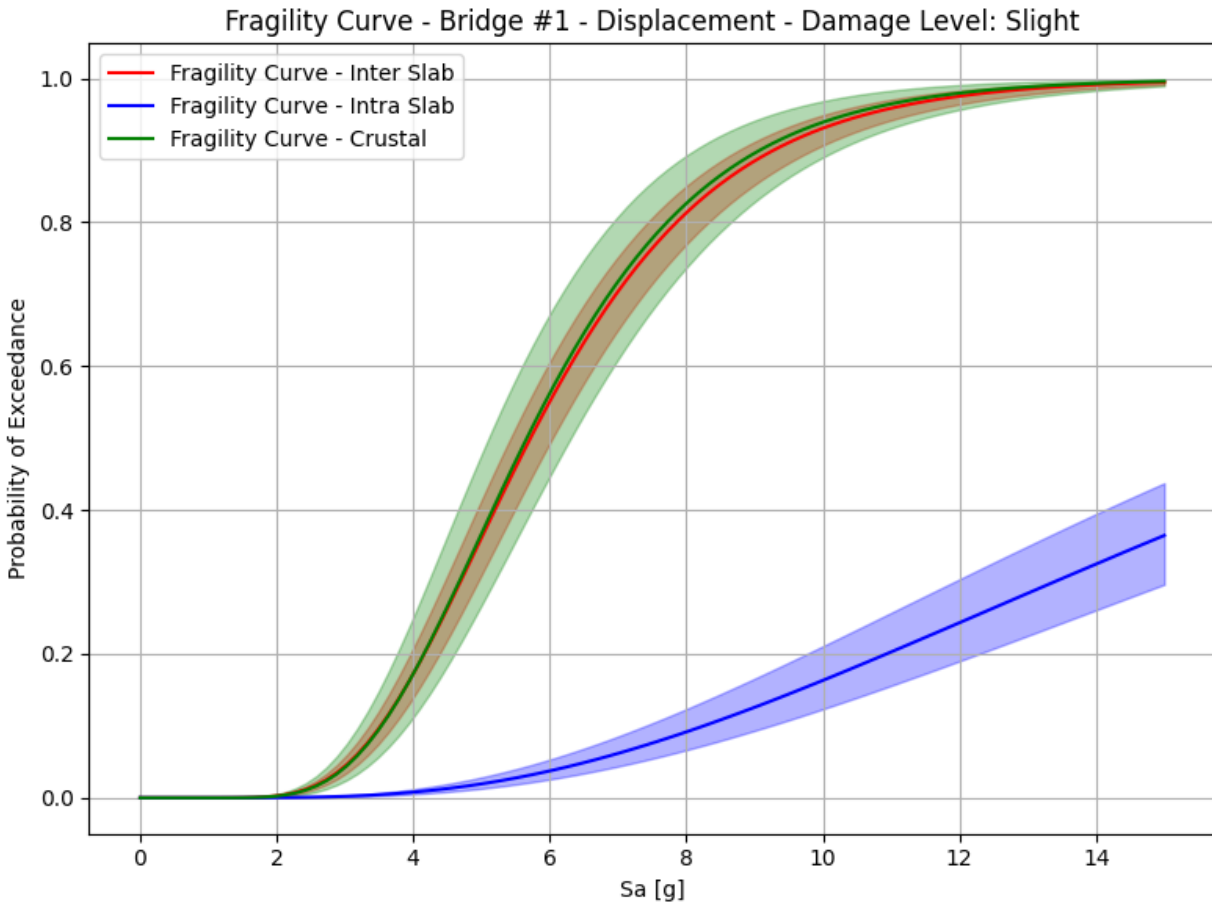


Figura 47: Fragilidad Sísmica de Elastómero Puente 1 (Daño Leve) [elaboración propia].

Los resultados correspondientes a esta comparativa se presentan en los **[Anexo 7.5.1]** y **[Anexo 7.5.2]**, donde se incluyen las gráficas de desplazamiento de los apoyos elastoméricos y de curvatura de la columna para cada puente, considerando todos los niveles de daño y cada mecanismo de ruptura sísmica evaluado.

4.3.3 Probabilidad de Daño Leve por Puente y Tipo de Sismo sin Escalar

La **Figura 48** muestra probabilidad de daño leve por puente y tipo de sismo sin escalar. En este escenario, las probabilidades más altas de daño leve se concentran en los primeros modelos de puente, especialmente del 1 al 4. Se aprecia que los registros corticales muestran las mayores probabilidades en la mayoría de estos casos, seguidos por los intraplaca, mientras que los interplaca quedan generalmente en tercer lugar. Esto es coherente con el hecho de que los puentes presentan periodos fundamentales bajos,

y los sismos corticales tienden a concentrar mayor energía en periodos cortos, lo que incrementa la demanda estructural.

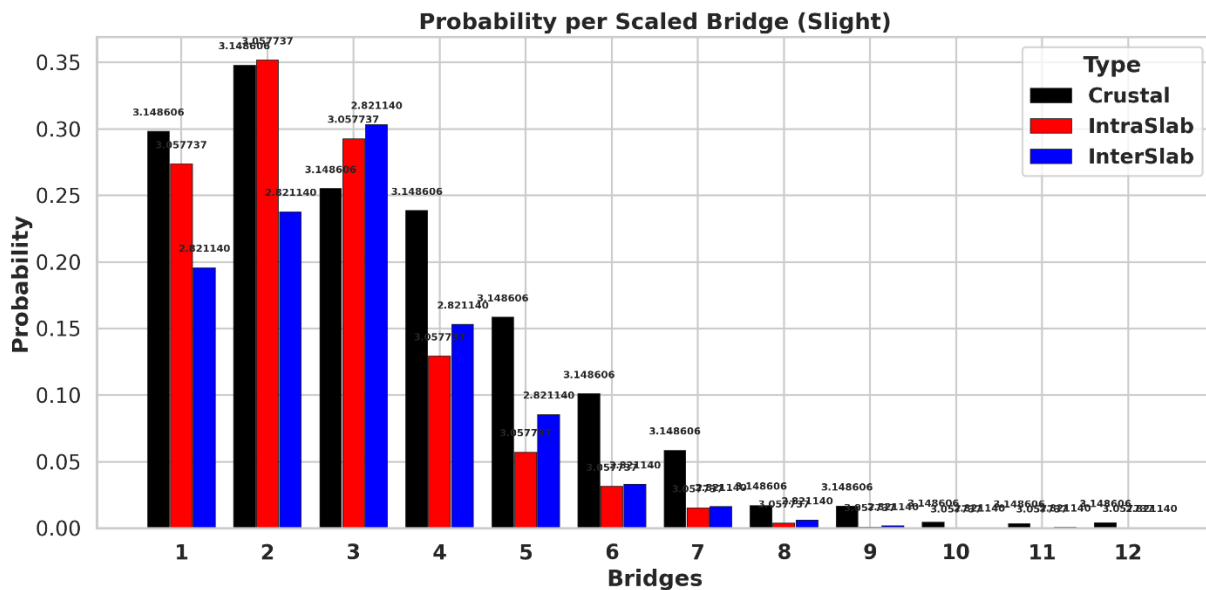


Figura 48: Probabilidad de Daño Leve por Puente y Tipo de Sismo sin Escalar [elaboración propia].

A partir del puente 5, las probabilidades disminuyen de forma marcada y tienden a ser muy bajas para los modelos de puente de mayor numeración. Este patrón indica que las configuraciones geométricas asociadas a estos modelos tienen una respuesta menos susceptible a los S_a máximos observados en los registros originales. En general, la dominancia de los corticales en este escenario se asocia a su contenido frecuencial, que se acopla mejor al rango dinámico de los puentes más vulnerables.

4.3.4 Probabilidad de Daño Leve por Puente y Tipo de Sismo Escalado

La **Figura 49** muestra probabilidad de daño leve por puente y tipo de sismo escalado.

Al aplicar el escalamiento de registros, se iguala el nivel de demanda en el rango de interés, lo que redistribuye la influencia de cada tipo de sismo. Esto se refleja en que los picos de probabilidad ya no se concentran únicamente en los primeros puentes, sino que se trasladan hacia modelos intermedios, como el puente 3 y en menor medida el puente 4. En este escenario, la participación de los sismos interplaca aumenta

significativamente, llegando a igualar o incluso superar a los corticales en ciertos modelos, lo que no ocurría en el análisis sin escalar.

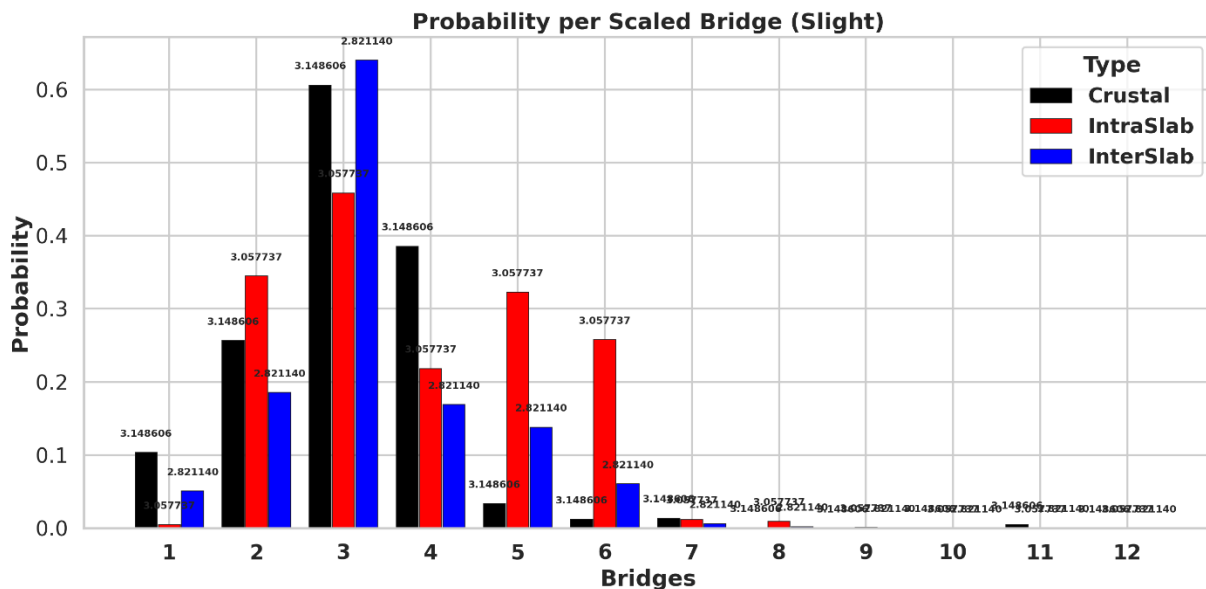


Figura 49: Probabilidad de Daño Leve por Puente y Tipo de Sismo Escalado [elaboración propia].

Este cambio se debe a que, al escalar los registros, las diferencias de amplitud original entre mecanismos de ruptura se reducen, resaltando las vulnerabilidades geométricas de cada puente de forma más equilibrada. Así, puentes que en el escenario sin escalar tenían bajas probabilidades de daño leve, ahora muestran valores más altos debido a que la energía de los registros ha sido ajustada para que incida de manera similar en su periodo fundamental.

Las figuras comparan la probabilidad de daño leve para los distintos puentes analizados bajo tres tipos de registros sísmicos cortical, intraplaca e interplaca, considerando dos escenarios: con datos escalados y sin escalar. En el eje horizontal se representan los doce modelos de puente, mientras que el eje vertical indica la probabilidad de que, al alcanzarse un valor objetivo de pseudoaceleración espectral (S_a), se produzca daño leve. Dicho valor objetivo corresponde al S_a máximo registrado para cada tipo de sismo: 3,1486 g para cortical, 3,0577 g para intraplaca y 2,8211 g para interplaca.

Aunque los valores de S_a objetivo son elevados, esto se asocia a que los puentes analizados presentan periodos fundamentales bajos. En los espectros de respuesta, las

pseudoaceleraciones tienden a ser mayores en periodos reducidos, por lo que, incluso con valores altos de S_a , no necesariamente se traduce en daño significativo. En este caso, el análisis se centra exclusivamente en la probabilidad de daño leve.

Los resultados correspondientes a los distintos niveles de daño se encuentran en el **[Anexo 7.7.1]**.

5 CONCLUSIONES

En esta investigación se evaluó la fragilidad sísmica de puentes tipo monopila sometidos a un total de 646 análisis sísmicos, considerando registros corticales, interplaca e intraplaca, con la inversión de las componentes X e Y para ampliar la representatividad de los datos. Para ello, se realizó un estudio numérico en el que se variaron parámetros geométricos como el diámetro de las columnas, la longitud y la altura de las pilas. Los modelos numéricos desarrollados en OpenSees fueron sometidos a análisis tiempo-historia, y posteriormente se estimó la fragilidad sísmica utilizando la metodología Cloud.

Entre los principales hallazgos, se observó que la fragilidad sísmica varía según el mecanismo de ruptura sísmico. En particular, para sismos de baja intensidad los registros sísmicos corticales presentaron una mayor probabilidad de ocasionar daños en comparación con los otros tipos de sismos, especialmente en escenarios de baja a moderada intensidad. Los modelos numéricos, calibrados a partir de estudios previos como el de Kevin Mackie, permitieron reproducir resultados consistentes y validar la metodología empleada.

La respuesta sísmica de los puentes mostró que, en todos los casos, la ductilidad de curvatura de la columna fue el parámetro de demanda de ingeniería dominante, superando las deformaciones en los apoyos elastoméricos. Esto confirma que el diseño estructural prioriza la absorción de energía mediante la deformación de la columna, tal como se esperaba. Sin embargo, se registraron pequeñas deformaciones en los elastómeros, lo que indica que ambos componentes contribuyen a la respuesta global del sistema.

Se evidencia que, sin escalar los registros, los sismos corticales predominan como el principal mecanismo asociado a daño leve, especialmente en los puentes con menor

numeración, debido a la coincidencia entre su alto contenido de energía en periodos cortos y el bajo periodo fundamental de estas estructuras. Tras el escalamiento, la influencia de los distintos tipos de sismo se redistribuye, incrementando la participación de eventos interplaca e intraplaca y desplazando las mayores probabilidades hacia modelos intermedios.

Por otra parte, los resultados obtenidos son relevantes para el diseño basado en desempeño, ya que permiten evaluar la vulnerabilidad de los puentes ante diferentes tipos de sismos, cada uno asociado a distintos periodos de retorno. Esto facilita la optimización del diseño para mejorar la resiliencia estructural frente a diversas demandas sísmicas.

Este trabajo presenta algunas limitaciones que deben ser consideradas al interpretar los resultados. En primer lugar, no se exploraron variaciones en la relación L/H (luz/altura) de las pilas, lo que habría permitido evaluar el comportamiento de estructuras más esbeltas y su sensibilidad a diferentes demandas sísmicas. Además, el estudio se centró exclusivamente en puentes monopila tipo cajón, una tipología poco común, pero considerada una alternativa de diseño. Si bien esta configuración proporciona resultados valiosos, futuros análisis podrían incluir otras geometrías, como puentes con múltiples vanos o diferentes sistemas de apoyo, para ampliar la aplicabilidad de los hallazgos.

Otra limitación importante fue el marco normativo, que restringió la posibilidad de reducir el diámetro de las pilas o explorar configuraciones geométricas más arriesgadas. Asimismo, el estudio se enfocó en un solo tipo de suelo (arena), lo que impidió evaluar cómo diferentes condiciones geotécnicas (como arcillas o suelos mixtos) afectan la interacción suelo-estructura. Finalmente, no se consideraron registros sísmicos de otras regiones con mecanismos de ruptura distintos a los típicos de Chile, ni se analizaron en profundidad componentes críticos como las llaves de corte, que pueden influir significativamente en la respuesta sísmica global.

Para profundizar en la comprensión del comportamiento sísmico de puentes monopila, se recomienda extender esta investigación en varias direcciones. Un área clave es la evaluación de la resiliencia sísmica, integrando no solo la capacidad estructural de resistir sismos, sino también el tiempo y costo asociados a la recuperación funcional después de

un evento extremo. Esto podría complementarse con un análisis de costo del ciclo de vida, que permita comparar diferentes estrategias de diseño en términos económicos y de durabilidad.

Otra línea de investigación prometedora es el uso de métodos alternativos de escalamiento sísmico, como el enfoque de espectro objetivo o técnicas de ajuste espectral, para mejorar la representatividad de los registros utilizados. Además, sería valioso realizar análisis probabilístico de la amenaza sísmica, que permita caracterizar con mayor precisión los periodos de retorno asociados a diferentes mecanismos de ruptura y su impacto en el diseño basado en desempeño.

Futuros estudios podrían explorar el desempeño de los puentes bajo distintas condiciones geotécnicas, como suelos blandos o estratificados, así como configuraciones estructurales alternativas, incluyendo sistemas de aislamiento sísmico o refuerzos innovadores. Estos avances contribuirían a optimizar el diseño de puentes en zonas sísmicas, mejorando su seguridad y capacidad de recuperación ante eventos extremos.

6 REFERENCIAS

- Aghagholizadeh, M. (2020). A finite element model for seismic response analysis of vertically-damped rocking-columns. *Engineering Structures*, 219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110894>
- Ahmadi, E. (2019). Concurrent effects of inertial and kinematic soil-structure interactions on strength-ductility-period relationship. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 117, 174–189. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.10.043>
- American Concrete Institute. (2025). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-25) and Commentary*. American Concrete Institute.
- American Petroleum Institute. (2008). *RECOMMENDED PRACTICE FOR PLANNING, DESIGNING AND CONSTRUCTING FIXED OFFSHORE PLATFORMS-WORKING STRESS DESIGN 61 6.2.2 Drilled and Grouted Piles*.
- Angiolilli, M., Brunelli, A., & Cattari, S. (2023). Fragility curves of masonry buildings in aggregate accounting for local mechanisms and site effects. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(5), 2877–2919. <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01635-9>

- Aquib, T. A., Sivasubramonian, J., & Mai, P. M. (2022). Analysis of Ground Motion Intensity Measures and Selection Techniques for Estimating Building Response. *Applied Sciences (Switzerland)*, 12(23). <https://doi.org/10.3390/app122312089>
- Astroza, R., Bazáez, R., Contreras, N., & Hernandez, F. (2023). *Análisis dinámico no lineal de un puente vial chileno: Comparación entre OpenSees y SAP2000*. <https://www.researchgate.net/publication/375088015>
- Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. E. (2003). Soil-structure interaction in yielding systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(11), 1749–1771. <https://doi.org/10.1002/eqe.300>
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>
- Bazáez, R., Vega, A., Aldea, S., & Navarro, N. (2019). *Vulnerabilidad sísmica de puentes chilenos considerando el efecto de la duración de los registros*. <https://www.researchgate.net/publication/332230685>
- Billah, A. H. M. M., & Alam, M. S. (2018). Probabilistic seismic risk assessment of concrete bridge piers reinforced with different types of shape memory alloys. *Engineering Structures*, 162, 97–108. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.034>
- Caltrans. (2015). *CONCRETE DECKS*.
- Campusano, J., Martin, E., Wilson, W., Molina, A., Richmagüi, R., Araos, S., & Piaggio, C. (2020). *Este documento ha sido encomendado por el Ministro de Obras Públicas y elaborado bajo la coordinación de la Dirección General de Obras Públicas, por la Dirección Nacional de Vialidad*.
- Carlos, I., & Vallecilla Bahena, R. (2024). *II Trabajo Final de Maestría*.
- Centro Sismológico Nacional. (2016). *Tipos de sismos en Chile*. Centro Sismológico Nacional. <https://www.csn.uchile.cl/tipos-de-sismos-chile/>
- Choi, E., DesRoches, R., & Nielson, B. (2004). Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*, 26(2), 187–199. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2003.09.006>
- Computers and Structures, Inc. (2023). *SAP2000 Version 2026* (2023). Computers and Structures, Inc. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>

- Deng, L., Wang, W., & Yu, Y. (2016). State-of-the-Art Review on the Causes and Mechanisms of Bridge Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(2). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0000731](https://doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000731)
- Fayaz, J., Medalla, M., & Zareian, F. (2020). Sensitivity of the response of Box-Girder Seat-type bridges to the duration of ground motions arising from crustal and subduction earthquakes. *Engineering Structures*, 219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110845>
- Fema. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. www.ATCCouncil.org
- Han, Q., Zhou, Y.-L., Zhong, Z.-L., & Du, X.-L. (2016). *Seismic Capacity Evaluation of Exterior Shear Keys of Highway Bridges*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943)
- Hasgul, U. (2020). Investigation of parameters affecting the equivalent yield curvature of reinforced concrete columns. *Materials*, 13(7). <https://doi.org/10.3390/ma13071594>
- He, W., He, R., & Li, Y. (2011). Modal analysis theories and methods for bridge. *Advanced Materials Research*, 311–313, 356–359. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.311-313.356>
- Hernández, F. P., Ochoa, F. C., Bazáez, R. G., Astroza, R. E., & Pastén, C. P. (2021). *NUMERICAL EVALUATION OF SEISMIC BARS RESPONSE IN CHILEAN BRIDGES*.
- Hernández Morales, H. M. (2021). Modelling lead-rubber seismic isolation bearings using the unified mechanics theory. *Journal of Structural Engineering & Applied Mechanics*, 4(4), 213–226. <https://doi.org/10.31462/jseam.2021.04213226>
- Hoyos, M. C., & Hernández, A. F. (2021). Impact of vulnerability assumptions and input parameters in urban seismic risk assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(11), 4407–4434. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01140-x>
- Jalayer, F., De Risi, R., & Manfredi, G. (2015). Bayesian Cloud Analysis: Efficient structural fragility assessment using linear regression. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(4), 1183–1203. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9692-z>
- Karim, K. R., & Yamazaki, F. (2007). Effect of isolation on fragility curves of highway bridges based on simplified approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(5), 414–426. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.10.006>
- Las, D. E., Campos, J., Ruiz, S., Pérez, A., Ruiz, J., Kausel, E., Thiele, R., Saragoni, R., & Sepúlveda, S. (2004). *NºA01-28 TERREMOTOS CORTICALES NUEVOS ANTECEDENTES PARA EL PELIGRO SÍSMICO EN CHILE*.

- Leyton, F., Ruiz, J., Campos, J., & Kausel, E. (2009). Intraplate and interplate earthquakes in Chilean subduction zone: A theoretical and observational comparison. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 175(1–2), 37–46. <https://doi.org/10.1016/j.pepi.2008.03.017>
- Li, B., Fu, C., Liu, G., Wei, W., Duan, J., & Wang, B. (2022). Influence of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of a Continuous Bridge with Friction Pendulum System. *Shock and Vibration*, 2022. <https://doi.org/10.1155/2022/7046036>
- Li, W., & Deng, L. (2015). *OpenSees Simulations of Axial Behaviour of Single-Helix Piles*.
- Lin, W., & Yoda, T. (2017). Reinforced and Prestressed Concrete Bridges. In *Bridge Engineering* (pp. 97–110). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-804432-2.00006-2>
- Lou, M., Wang, H., Chen, X., & Zhai, Y. (2011). Structure-soil-structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(12), 1724–1731. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.07.008>
- Lu, X., Cheng, Q., Xu, Z., Xu, Y., & Sun, C. (2019). Real-time city-scale time-history analysis and its application in resilience-oriented earthquake emergency responses. *Applied Sciences (Switzerland)*, 9(17). <https://doi.org/10.3390/app9173497>
- Mackie, K., & Stojadinovic, B. (2003). *Seismic Demands for Performance-Based Design of Bridges*.
- Manual de Carreteras Vol.3. (2018). *VOLUMEN N° 3 INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO MANUAL DE CARRETERAS*.
- Manual de Carreteras Vol.5. (2010). *VOLUMEN N° 5 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN MANUAL DE CARRETERAS*.
- Martins, L., & Silva, V. (2021). Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(15), 6719–6745. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00885-1>
- Mata, R., Nuñez, E., Amaya, E., Rojas-Asuero, H., Santa-María, H., & Vicencio, F. (2025). Seismic resilience of simply supported bridges subjected to subduction earthquakes. *Structures*, 79. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.109408>
- Mata, R., Nuñez, E., Hernández, M., Correa, C., & Bustamante, G. (2023). Seismic Performance of RC Moment Frame Buildings Considering SSI Effects: A Case Study of the New Venezuelan Seismic Code. *Buildings*, 13(7). <https://doi.org/10.3390/buildings13071694>

- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., & Lii, A. (2007). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) OpenSees Command Language Manual*.
- McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2006). *OpenSeesWiki: Main Page*. https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php?title=Main_Page
- Mecano Gumba. (2015). *APOYOS ELASTOMÉRICOS*.
- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004). *A framework methodology for performance-based earthquake engineering*. <https://www.researchgate.net/publication/228706335>
- NERPH. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering*.
- OpenSeesPy Community. (2025). *OpenSeesPy Documentation*. <https://openseespydoc.readthedocs.io/en/latest/>
- Papasotiriou, A., Athanatopoulou, A., & Kostinakis, K. (2022). Spectral Acceleration as an Efficient Seismic Damage Measure for Bare and Masonry Infilled R/C Frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(9), 4580–4612. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1835751>
- Pastén, C., Astroza, R., Bazáez, R., Federico, G. U. T., María, S., Hernández, F., & Ochoa, F. (2021). *Guía Para el Análisis Sísmico no Lineal de Puentes Chilenos*.
- Porter, K. (2021). A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. In *Encyclopedia of Earthquake Engineering* (pp. 1–29). Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_256-1
- Portwood-Stacer, S., & Michael H. Scott. (2020, February 23). *A Tale of Two Element Formulations: Displacement vs Force BeamColumn in OpenSees*. Portwood Digital. <https://portwooddigital.com/2020/02/23/a-tale-of-two-element-formulations/>
- Raúl Madriaga. (1998). *Sismicidad de Chile*.
- Rusydy, I., Idris, Y., Mulkal, Muksin, U., Cummins, P., Akram, M. N., & Syamsidik. (2020). Shallow crustal earthquake models, damage, and loss predictions in Banda Aceh, Indonesia. *Geoenvironmental Disasters*, 7(1). <https://doi.org/10.1186/s40677-020-0145-5>
- Sarkis, A. I., Kammouh, O., Palermo, A., & Cimellaro, G. P. (2018). *QUANTIFYING THE SEISMIC RESILIENCE OF BRIDGES: A PATHWAY TOWARDS A RESILIENCE-BASED DESIGN*. <https://www.researchgate.net/publication/335192723>

- Sengsri, P., & Kaewunruen, S. (2020). Additive manufacturing meta-functional composites for engineered bridge bearings: A review. In *Construction and Building Materials* (Vol. 262). Elsevier Ltd.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120535>
- Sheikh, M. N., Tsang, H. H., McCarthy, T. J., & Lam, N. T. K. (2010). Yield curvature for seismic design of circular reinforced concrete columns. *Magazine of Concrete Research*, 62(10), 741–748. <https://doi.org/10.1680/macr.2010.62.10.741>
- Shockley, K. (2023). Two faces of vulnerability: Distinguishing susceptibility to harm and system resilience in climate adaptation. In *Wiley Interdisciplinary Reviews: Climate Change* (Vol. 14, Issue 6). John Wiley and Sons Inc.
<https://doi.org/10.1002/wcc.856>
- SIBER-RISK. (2017, April). *Strong Motion Database*.
<https://siberrisk.ing.puc.cl/StrongMotionDatabase/home>
- Smith, A. W., Argyroudis, S. A., Winter, M. G., & Mitoulis, S. A. (2021). Economic impact of bridge functionality loss from a resilience perspective: Queensferry Crossing, UK. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, 174(4), 254–264. <https://doi.org/10.1680/jbren.20.00041>
- Soleimani, F., Mangalathu, S., & Desroches, R. (2017). Seismic Resilience of Concrete Bridges with Flared Columns. *Procedia Engineering*, 199, 3065–3070.
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.417>
- Wilches Están, J. de J., Santa María, H., Riddell, R., & Arrate, C. (2017). Influence of the use of external shear keys on the seismic behavior of Chilean highway bridges. *Engineering Structures*, 147, 613–624.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.015>
- Xiang, N., Goto, Y., Alam, M. S., & Li, J. (2021). Effect of bonding or unbonding on seismic behavior of bridge elastomeric bearings: lessons learned from past earthquakes in China and Japan and inspirations for future design. In *Advances in Bridge Engineering* (Vol. 2, Issue 1). Springer. <https://doi.org/10.1186/s43251-021-00036-9>
- Xofi, M., Domingues, J. C., Santos, P. P., Pereira, S., Oliveira, S. C., Reis, E., Zêzere, J. L., Garcia, R. A. C., Lourenço, P. B., & Ferreira, T. M. (2022). Exposure and physical vulnerability indicators to assess seismic risk in urban areas: a step towards a multi-hazard risk analysis. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 13(1), 1154–1177.
<https://doi.org/10.1080/19475705.2022.2068457>

- Yoon, H., Kwahk, I. J., & Kim, Y. J. (2013). A study on the ultimate performances of elastomeric bearings in Korea. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17(2), 438–449. <https://doi.org/10.1007/s12205-013-1398-2>
- Zebardast, E. (2013). Constructing a social vulnerability index to earthquake hazards using a hybrid factor analysis and analytic network process (F'ANP) model. *Natural Hazards*, 65(3), 1331–1359. <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0412-1>
- Zhang, G., Liu, Y., Liu, J., Lan, S., & Yang, J. (2022). Causes and statistical characteristics of bridge failures: A review. In *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)* (Vol. 9, Issue 3, pp. 388–406). Chang'an University. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2021.12.003>
- Zhang, H. Y., Zhang, L. J., Wang, H. J., & Guan, C. N. (2018). Influences of the duration and frequency content of ground motions on the seismic performance of high-rise intake towers. *Engineering Failure Analysis*, 91, 481–495. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.04.039>
- Zhao, J., Jia, H., Yang, C., & Du, B. (2023). Seismic Fragility Analysis of a High-Pier Bridge under Pulse-like Ground Motion, Based on a PCA and K-Means Approach. *Applied Sciences (Switzerland)*, 13(15). <https://doi.org/10.3390/app13158721>
- Zhou, Y., Banerjee, S., & Shinozuka, M. (2010). Socio-economic effect of seismic retrofit of bridges for highway transportation networks: A pilot study. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1–2), 145–157. <https://doi.org/10.1080/15732470802663862>
- Zhu, M., McKenna, F., & Scott, M. H. (2018). OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. *SoftwareX*, 7, 6–11. <https://doi.org/10.1016/j.softx.2017.10.009>

7 ANEXOS

7.1 Script de Modelación Numérica

```
!pip install openseespy
!pip install opsv
!pip install opseestools

import openseespy.opensees as ops
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
import opsv as opsv
```



```

import pandas as pd
import warnings
import os
import math
import shutil
import zipfile
import gc
from shutil import make_archive
from mpl_toolkits.mplot3d import Axes3D
import matplotlib.animation as anim2
from IPython.display import Video
from matplotlib import patches
from matplotlib.lines import Line2D

warnings.filterwarnings('ignore')
ops.wipe()

m = 1
kg = 1
s = 1
mm = 0.001 * m
cm = 0.01 * m
N = kg * m / s**2
kgf = 9.81 * N
tonf = 1000 * kgf
ton = 1000 * kg
Pa = N / m**2
MPa = 10**6 * Pa
inch = 2.54 * cm
ft = 12 * inch
ksi = 6894757.2932 * Pa
kip = ksi * inch**2
psi = 6894.76 * Pa
g = 9.81 * m / s**2

def generate_bridge(skew, L, fy, fc, rho_s, wt, rhos_trans, deck, abut,
Dcol, Ht, kll, ktt, kvv, klcc, ktcc, kvcc):
    g = 9.81 * (m / s**2)
    pi = math.pi
    gamma = 23562.97 * (N / m**3)
    gamma2 = 77108.5 * (N / m**3)
    gamma3 = 23544 * (N / m**3)
    poisson = 0.2
    subspans = 5.0
    deck_depth = 1.5 * m

```

```

deck_width = 36.0 * ft
cover = 2 * inch
cracked_factor = 0.50
torsion_factor = 0.25
trans_bar = 0.01905 * m

print("gamma:", gamma)
print("gamma2:", gamma2)
print("gamma3:", gamma3)
print("deck_depth:", deck_depth)
print("deck_width:", deck_width)

Ds = deck_depth
As = rho_s * pi / 4.0 * Dcol**2
li = L / subspans
Hp = Ht * 1.75
dh = Hp / 6.0

print("Ds:", Ds)
print("Dcol:", Dcol)
print("Ht (Pila no Enterrada):", Ht)
print("As:", As)
print("li:", li)
print("Hp (Pila Enterrada):", Hp)
print("dh:", dh)

skew = skew * pi / 180.0
if deck > 1:
    deck = 0

ops.model('Basic', '-ndm', 3, '-ndf', 6)

E = 4700 * math.sqrt(fc / MPa) * MPa
A = 5.0227 * (m**2)
Iz = 1.728 * (m**4) * cracked_factor
Iy = 46.9547 * (m**4) * cracked_factor
J = 5.5367 * (m**4) * torsion_factor
G = E / (2.0 * (1.0 + poisson))
GJ = G * J

print("E:", E / 10**6)
print("A:", A)
print("Iz:", Iz)
print("Iy:", Iy)
print("J:", J)

```

```

print("G:", G)
print("GJ:", GJ)

Jc = pi * (Dcol)**4 / 32.0
GJc = G * Jc

print("Jc:", Jc)
print("GJc:", GJc)

DL = (gamma * A * li + gamma * A * li * wt) + (gamma2 * ((6.12 + 7.2)
* inch**2) * li + gamma2 * ((6.12 + 7.2) * inch**2) * li * wt)

m1 = DL / g
m2 = m1 / 2.0
mR = m1 * li**2 / 12.0
mQ = m2 * (li / 2.0)**2 / 12.0
mX = m1 * (deck_width)**2 / 12.0
mY = m2 * (deck_width)**2 / 12.0
mc = np.pi * Dcol**2 / 4.0 * gamma / g * Ht / 4.0
mm = mc * 2.0
m3 = mc + m2
mp = np.pi * Dcol**2 / 4.0 * gamma / g * dh
mL = m1 / li

print("li:", li)
print("DL:", DL)
print("m1:", m1)
print("m2:", m2)
print("mR:", mR)
print("mQ:", mQ)
print("mX:", mX)
print("mY:", mY)
print("mc:", mc)
print("mm:", mm)
print("m3:", m3)
print("mp:", mp)
print("mL:", mL)

ops.node(1, L, 0, 0, '-mass', mc, mc, mc, 0, 0, 0)
if deck == 0:
    ops.node(3, 0, 0, Ht, "-mass", m2, m2, m2, mY, mQ, mQ)
    ops.node(4, li * 1.0, 0, Ht, "-mass", m1, m1, m1, mX, mR, mR)
    ops.node(5, li * 2.0, 0, Ht, "-mass", m1, m1, m1, mX, mR, mR)
    ops.node(6, li * 3.0, 0, Ht, "-mass", m1, m1, m1, mX, mR, mR)
    ops.node(7, li * 4.0, 0, Ht, "-mass", m1, m1, m1, mX, mR, mR)

```

```

ops.node(8, L, 0, Ht, "-mass", m3, m3, m3, mX, mR, mR)
ops.node(9, li * 6.0, 0, Ht, "-mass", m1, m1, m1, mX, mR, mR)
ops.node(10, li * 7.0, 0, Ht, "-mass", m1, m1, m1, mX, mR, mR)
ops.node(11, li * 8.0, 0, Ht, "-mass", m1, m1, m1, mX, mR, mR)
ops.node(12, li * 9.0, 0, Ht, "-mass", m1, m1, m1, mX, mR, mR)
ops.node(13, L * 2.0, 0, Ht, "-mass", m2, m2, m2, mY, mQ, mQ)
ops.node(20, L, 0, -Hp, '-mass', mp, mp, mp, 0, 0, 0)
ops.node(22, L, 0, -Hp + 1.0 * dh, '-mass', mp, mp, mp, 0, 0, 0)
ops.node(24, L, 0, -Hp + 2.0 * dh, '-mass', mp, mp, mp, 0, 0, 0)
ops.node(26, L, 0, -Hp + 3.0 * dh, '-mass', mp, mp, mp, 0, 0, 0)
ops.node(28, L, 0, -Hp + 4.0 * dh, '-mass', mp, mp, mp, 0, 0, 0)
ops.node(30, L, 0, -Hp + 5.0 * dh, '-mass', mp, mp, mp, 0, 0, 0)

aaaa = -Hp
bbbb = -Hp + 5.0 * dh

print("aaaa:", aaaa)
print("bbbb:", bbbb)

w1 = deck_width / 4.0
w2 = w1 * 2.0
y1 = w1 * math.cos(skew)
y2 = w2 * math.cos(skew)
x1 = w1 * math.sin(skew)
x2 = w2 * math.sin(skew)

print("w1:", w1)
print("w2:", w2)
print("y1:", y1)
print("y2:", y2)
print("x1:", x1)
print("x2:", x2)

if abut == 1:
    ops.node(90, L, 0, Ht)
    ops.node(40, 0, 0, Ht)
    ops.node(42, x2, y2, Ht)
    ops.node(44, -x2, -y2, Ht)
    ops.node(45, x1, y1, Ht)
    ops.node(46, x2, y2, Ht)
    ops.node(47, -x1, -y1, Ht)
    ops.node(48, -x2, -y2, Ht)
    ops.node(50, L * 2.0, 0, Ht)
    ops.node(52, L * 2.0 + x2, y2, Ht)
    ops.node(54, L * 2.0 - x2, -y2, Ht)

```

```

ops.node(55, L * 2.0 + x1, y1, Ht)
ops.node(56, L * 2.0 + x2, y2, Ht)
ops.node(57, L * 2.0 - x1, -y1, Ht)
ops.node(58, L * 2.0 - x2, -y2, Ht)
ops.node(41, x1, y1, Ht)
ops.node(43, -x1, -y1, Ht)
ops.node(51, L * 2.0 + x1, y1, Ht)
ops.node(53, L * 2.0 - x1, -y1, Ht)

ops.node(60, L, 0, 0)
ops.node(62, L, 0, -Hp + 5.0 * dh)
ops.node(64, L, 0, -Hp + 4.0 * dh)
ops.node(66, L, 0, -Hp + 3.0 * dh)
ops.node(68, L, 0, -Hp + 2.0 * dh)
ops.node(70, L, 0, -Hp + 1.0 * dh)
ops.node(72, L, 0, -Hp)

ops.fix(20, 1, 1, 1, 0, 0, 1)

if abut == 1:
    ops.fix(40, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(45, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(46, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(47, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(48, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(50, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(55, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(56, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(57, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
    ops.fix(58, 1, 1, 1, 1, 1, 1)

ops.fix(60, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
ops.fix(62, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
ops.fix(64, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
ops.fix(66, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
ops.fix(68, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
ops.fix(70, 1, 1, 1, 1, 1, 1)
ops.fix(72, 1, 1, 1, 1, 1, 1)

epss = 0.005
eps0 = 0.003
epsu = 0.01
f1 = 1.0 / 2.0 * rhos_trans * fy
dcs = Dcol - 2.0 * cover - (trans_bar)
rho_cc = As / (math.pi / 4.0 * dcs**2)

```

```

spacing = math.pi * (trans_bar)**2 / rhos_trans / dcs
ke = (1.0 - (spacing - trans_bar) / 2.0 / dcs) / (1.0 - rho_cc)
fcc = fc * (-1.254 + 2.254 * math.sqrt(1.0 + 7.94 * ke * f1 / fc) -
2.0 * ke * f1 / fc)
if fcc > 2.23 * fc:
    fcc = 2.23 * fc

epsc = eps0 * (1.0 + 5.0 * (fcc / fc - 1.0))
ecr = E / (E - fcc / epsc)
fcu = fcc * epsu / epsc * ecr / (ecr - 1.0 + (epsu / epsc)**ecr)

print("f1:", f1)
print("dcs:", dcs)
print("fc:", fc / 10**6)
print("fcc:", fcc / 10**6)
print("fcu:", fcu / 10**6)
print("epsc:", epsc)
print("epsu:", epsu)
print("rho_cc:", rho_cc)
print("spacing:", spacing)
print("ke:", ke)

ops.uniaxialMaterial('Concrete04', 902, -fc, -0.006, -0.006, E, 3.549
* MPa, 0.00012, 0.5)
ops.uniaxialMaterial('Concrete04', 900, 1.3 * -fc, -0.004, -0.015, E,
1.3 * 3.549 * MPa, 1.3 * 0.00012, 0.5)

Ef = 29000.0 * ksi
Ehf = Ef * 0.015
E_modificado = Ef - Ehf
epsY_modificado = fy / E_modificado

print("Ehf:", Ehf)
print("E_modificado:", E_modificado / 10**6)
print("epsY_modificado:", epsY_modificado)

R0 = 18.0
cR1 = 0.925
cR2 = 0.15
Paramss = [R0, cR1, cR2]
sigInit = 0.0
b00 = 0.01
ops.uniaxialMaterial('Steel02', 901, fy, E_modificado, b00, *Paramss,
0, 1, 0, 1)

```

```

ops.uniaxialMaterial("ElasticPP", 31, 10 * (kip / inch), 2)
ops.uniaxialMaterial("Parallel", 41, 31)

if abut == 1:
    kl = (kl1 / 2) * (kgf / m)
    kt = (ktt / 1) * (kgf / m)
    kv = (kvv / 2) * (kgf / m)
    klc = klcc * (kgf / m)
    ktc = ktcc * (kgf / m)
    kvc = kvcc * (kgf / m)
ops.uniaxialMaterial('ElasticPPGap', 32, kl, -kl, 0)
ops.uniaxialMaterial('Parallel', 42, 32)
ops.uniaxialMaterial('Elastic', 43, kv)
ops.uniaxialMaterial('ElasticPPGap', 34, kt, -kt, 0.0)
ops.uniaxialMaterial('ElasticPPGap', 35, kt, kt, 0.0)
ops.uniaxialMaterial('Parallel', 44, 34)
ops.uniaxialMaterial('ElasticPPGap', 101, klc, -klc, 0)
ops.uniaxialMaterial('Parallel', 400, 101)
ops.uniaxialMaterial('Elastic', 402, kvc)
ops.uniaxialMaterial('ElasticPPGap', 102, ktc, -ktc, 0)
ops.uniaxialMaterial('Parallel', 401, 102)

fy22 = 30.78 * ton
E22 = (8.691 * 10**8) * (N / m)
b22 = 0.00098868
K12 = (1.112 * 10**10) * (N / m)
K22 = K12 * 0.02
sigy2 = 5.0 * mm
gap3 = 2 * inch
alpha11 = 0.11
ko11 = 5894000
n22 = 1
gamma33 = 0.9
beta33 = 0.1
Ao33 = 0.35
deltaA33 = 0
deltaNu33 = 0
deltaEta33 = 0
epsyP33 = 0.16 * m
epsyN33 = 0.16 * m
epsy033 = 0.0
ops.uniaxialMaterial('ElasticPP', 505, ktcc, epsyP33, epsyN33,
epsy033)
ops.uniaxialMaterial('ImpactMaterial', 506, K12, K22, -sigy2, -gap3)
ops.uniaxialMaterial('Steel01', 507, fy22, E22, b22)

```

```

ops.uniaxialMaterial('Parallel', 508, 505, 507)
ops.uniaxialMaterial('Parallel', 509, 505, 506, 507)

qult00 = 56000000 * N
Z501 = 0.2 * m
suction = 0.05
c00 = 0.0
ops.uniaxialMaterial('QzSimple1', 600, 2, qult00, Z501, suction, c00)
ops.uniaxialMaterial('QzSimple1', 60, 2, qult00, Z501, suction, c00)
ops.uniaxialMaterial('QzSimple1', 61, 2, qult00, Z501, suction, c00)
ops.uniaxialMaterial('QzSimple1', 62, 2, qult00, Z501, suction, c00)
ops.uniaxialMaterial('QzSimple1', 63, 2, qult00, Z501, suction, c00)
ops.uniaxialMaterial('QzSimple1', 64, 2, qult00, Z501, suction, c00)
ops.uniaxialMaterial('QzSimple1', 65, 2, qult00, Z501, suction, c00)

ops.geomTransf('PDelta', 1, 1, 0, 0)
ops.geomTransf('Linear', 2, 1, 1, 0)

rebar = 11.0
if rebar == 18.0:
    db = 2.257
elif rebar == 14.0:
    db = 1.693
elif rebar == 11.0:
    db = 1.375
elif rebar == 10.0:
    db = 1.270
elif rebar == 9.0:
    db = 1.128
else:
    db = rebar / 8.0

barArea = 3.141592653589793 * ((db*inch)**2) / 4.0
numBars = int(math.ceil(As / barArea))
nfCoreT = 12
nfCoreR = 8
nfCoverT = 12
nfCoverR = 2
ro = Dcol / 2.0
ri = ro - cover - ((db*inch) / 2.0) - (trans_bar)
total_conc_fibers = nfCoreT * nfCoreR + nfCoverT * nfCoverR

print("rebar:", rebar)
print("barArea:", barArea)
print("numBars:", numBars)

```



```

print("nfCoreT:", nfCoreT)
print("nfCoreR:", nfCoreR)
print("nfCoverT:", nfCoverT)
print("nfCoverR:", nfCoverR)
print("ro:", ro)
print("ri:", ri)
print("total_conc_fibers:", total_conc_fibers)

sec_tag = 10000
fib_sec_1 = [['section', 'Fiber', sec_tag, '-torsion', 900],
              ['patch', 'circ', 900, nfCoreT, nfCoreR, *[0,0], *[0,ri],
*[0,360]],
              ['patch', 'circ', 902, nfCoverT, nfCoverR, *[0,0],
*[ri,ro], *[0,360]],
              ['layer', 'circ', 901, 36, barArea, 0., 0., ri, 0.,
360.]]
opsv.fib_sec_list_to_cmds(fib_sec_1)

fib_sec_2 = [['section', 'Fiber', sec_tag, '-GJ', GJc],
              ['patch', 'circ', 2, nfCoreT, nfCoreR, *[0,0], *[0,ri],
*[0,360]],
              ['patch', 'circ', 3, nfCoverT, nfCoverR, *[0,0],
*[ri,ro], *[0,360]],
              ['layer', 'circ', 4, 36, barArea, 0., 0., ri, 0., 360.]]
matcolor = ['r', 'lightgrey', 'gold', 'w', 'w', 'w']
opsv.plot_fiber_section(fib_sec_2, matcolor=matcolor)
plt.axis('equal')
plt.show()

Ei = 900000.0 * ksi
Ai = 900000.0 * (inch**2)
Ii = 900000000.0 * (inch**4)
Ji = 900000000.0 * (inch**4)
Gi = 900000.0 * ksi
nPc = 10
nPp = 5

ops.beamIntegration('Legendre', 717, sec_tag, nPp)
ops.element('dispBeamColumn', 1, 1, 90, 1, 717)
ops.element('dispBeamColumn', 20, 20, 22, 1, 717)
ops.element('dispBeamColumn', 22, 22, 24, 1, 717)
ops.element('dispBeamColumn', 24, 24, 26, 1, 717)
ops.element('dispBeamColumn', 26, 26, 28, 1, 717)
ops.element('dispBeamColumn', 28, 28, 30, 1, 717)
ops.element('dispBeamColumn', 30, 30, 1, 1, 717)

```

```

if deck == 0:
    ops.element("elasticBeamColumn", 3, 3, 4, A, E, G, J, Iy, Iz, 2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 4, 4, 5, A, E, G, J, Iy, Iz, 2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 5, 5, 6, A, E, G, J, Iy, Iz, 2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 6, 6, 7, A, E, G, J, Iy, Iz, 2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 7, 7, 8, A, E, G, J, Iy, Iz, 2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 8, 8, 9, A, E, G, J, Iy, Iz, 2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 9, 9, 10, A, E, G, J, Iy, Iz, 2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 10, 10, 11, A, E, G, J, Iy, Iz,
2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 11, 11, 12, A, E, G, J, Iy, Iz,
2)
    ops.element("elasticBeamColumn", 12, 12, 13, A, E, G, J, Iy, Iz,
2)
    if abut == 1:
        ops.element('elasticBeamColumn', 100, 3, 41, Ai, Ei, Gi, Ji,
Ii, Ii, 2)
        ops.element('elasticBeamColumn', 101, 41, 42, Ai, Ei, Gi, Ji,
Ii, Ii, 2)
        ops.element('elasticBeamColumn', 102, 3, 43, Ai, Ei, Gi, Ji,
Ii, Ii, 2)
        ops.element('elasticBeamColumn', 103, 43, 44, Ai, Ei, Gi, Ji,
Ii, Ii, 2)
        ops.element('elasticBeamColumn', 104, 13, 51, Ai, Ei, Gi, Ji,
Ii, Ii, 2)
        ops.element('elasticBeamColumn', 105, 51, 52, Ai, Ei, Gi, Ji,
Ii, Ii, 2)
        ops.element('elasticBeamColumn', 106, 13, 53, Ai, Ei, Gi, Ji,
Ii, Ii, 2)
        ops.element('elasticBeamColumn', 107, 53, 54, Ai, Ei, Gi, Ji,
Ii, Ii, 2)

ops.element('zeroLength', 40, 46, 42, '-mat', 42, 43, '-dir', 1, 3)
ops.element('zeroLength', 4000, 46, 42, '-mat', 506, '-dir', 2)
ops.element('zeroLength', 41, 48, 44, '-mat', 42, 43, '-dir', 1, 3)
ops.element('zeroLength', 4001, 48, 44, '-mat', 506, '-dir', 2)
ops.element('zeroLength', 42, 52, 56, '-mat', 42, 43, '-dir', 1, 3)
ops.element('zeroLength', 4002, 52, 56, '-mat', 506, '-dir', 2)
ops.element('zeroLength', 43, 54, 58, '-mat', 42, 43, '-dir', 1, 3)
ops.element('zeroLength', 4003, 54, 58, '-mat', 506, '-dir', 2)
ops.element('zeroLength', 44, 3, 40, '-mat', 44, '-dir', 2)
ops.element('zeroLength', 45, 45, 41, '-mat', 41, 41, '-dir', 1, 2)
ops.element('zeroLength', 46, 47, 43, '-mat', 41, 41, '-dir', 1, 2)
ops.element('zeroLength', 47, 13, 50, '-mat', 44, '-dir', 2)

```

```

ops.element('zeroLength', 48, 51, 55, '-mat', 41, 41, '-dir', 1, 2)
ops.element('zeroLength', 49, 53, 57, '-mat', 41, 41, '-dir', 1, 2)
ops.element('zeroLength', 60, 1, 60, '-mat', 600, 600, 600, 600, '-
dir', 1, 2, 4, 5)
ops.element('zeroLength', 62, 30, 62, '-mat', 60, 60, 60, 60, '-dir',
1, 2, 4, 5)
ops.element('zeroLength', 64, 28, 64, '-mat', 61, 61, 61, 61, '-dir',
1, 2, 4, 5)
ops.element('zeroLength', 66, 26, 66, '-mat', 62, 62, 62, 62, '-dir',
1, 2, 4, 5)
ops.element('zeroLength', 68, 24, 68, '-mat', 63, 63, 63, 63, '-dir',
1, 2, 4, 5)
ops.element('zeroLength', 70, 22, 70, '-mat', 64, 64, 64, 64, '-dir',
1, 2, 4, 5)
ops.element('zeroLength', 72, 20, 72, '-mat', 65, 65, 65, 65, '-dir',
1, 2, 4, 5)
ops.element('zeroLength', 801, 8, 90, '-mat', 505, 505, 402, '-dir',
1, 2, 3)
ops.element('zeroLength', 802, 8, 90, '-mat', 507, 507, '-dir', 1, 2)
ops.element('zeroLength', 803, 8, 90, '-mat', 506, '-dir', 2)
ops.equalDOF(8, 90, 4, 5, 6)
col_load = Ht * gamma * (np.pi / 4.0) * (Dcol ** 2)
ops.timeSeries('Linear', 1)
if deck == 0:
    ops.pattern('Plain', 1, 1, '-fact', 1.0)
    ops.load(1, 0.0, 0.0, -col_load, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(3, 0.0, 0.0, -DL / 2.0, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(4, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(5, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(6, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(7, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(8, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(9, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(10, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(11, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(12, 0.0, 0.0, -DL, 0.0, 0.0, 0.0)
    ops.load(13, 0.0, 0.0, -DL / 2.0, 0.0, 0.0, 0.0)
print("col_load", col_load)

def run_gravity(steps=10):
    ops.initialize()
    ops.constraints('Transformation')
    ops.numberer('RCM')
    ops.system('BandGeneral')
    ops.test('NormDispIncr', 1.0e-6, 100, 0, 2)

```

```

ops.algorithm('Newton')
ops.integrator('LoadControl', 1/steps)
ops.analysis('Static')
ops.analyze(steps)
print("Gravity analysis Done!")

def reset_analysis():
    ops.setTime(0.0)
    ops.loadConst()
    ops.remove('recorders')
    ops.wipeAnalysis()

generate_bridge(skew=0, L=12*m, fy=464*MPa, fc=35*MPa, rho_s=0.035,
wt=0.5, rhos_trans=0.007, deck=0, abut=1, Dcol=1.5*m, Ht=4.8*m,
kll=6936000, ktt=6936000, kvv=46240000, klcc=5894000*30, ktcc=5894000*30,
kvcc=79780000*30)

opsv.plot_model(fig_wi_he=(25., 20), az_el=(-50,40), fig_lbrt=(0,0,1,1),
axis_off=0, local_axes=False)

num_modes = 10
eigenvalues = ops.eigen(num_modes)
for i in range(num_modes):
    print(f"EIGEN{i+1}:", eigenvalues[i])

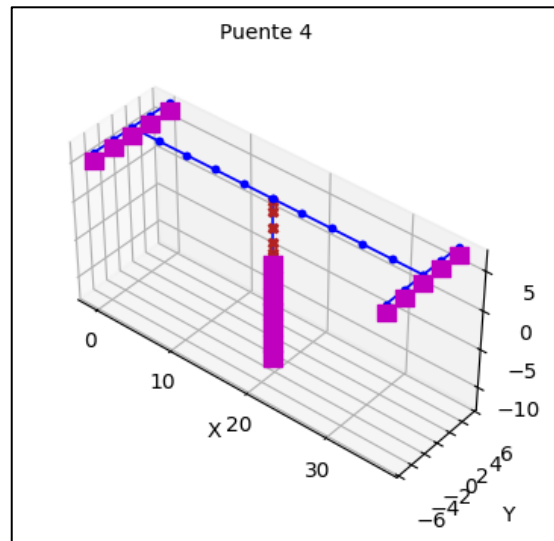
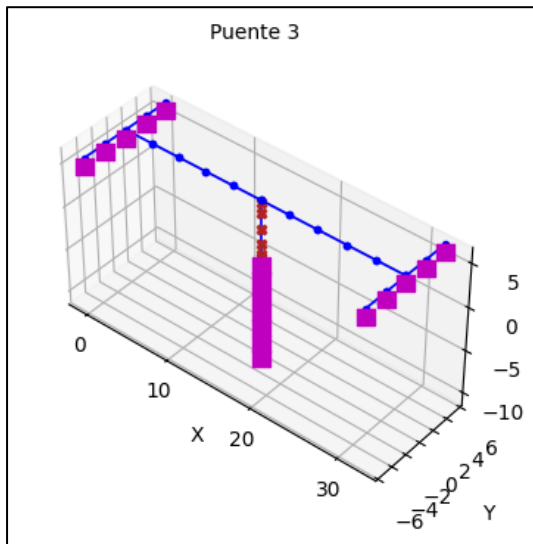
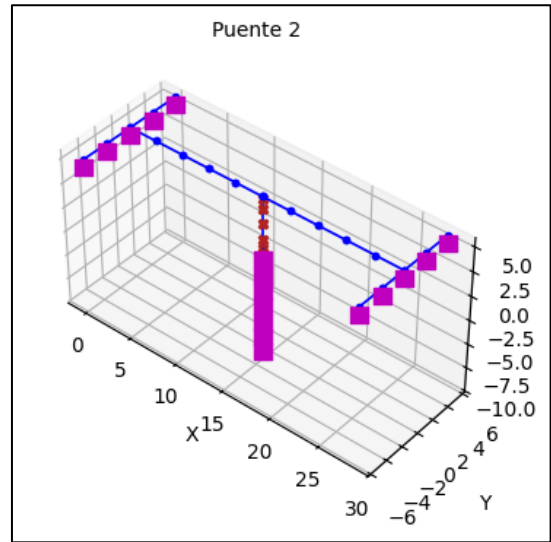
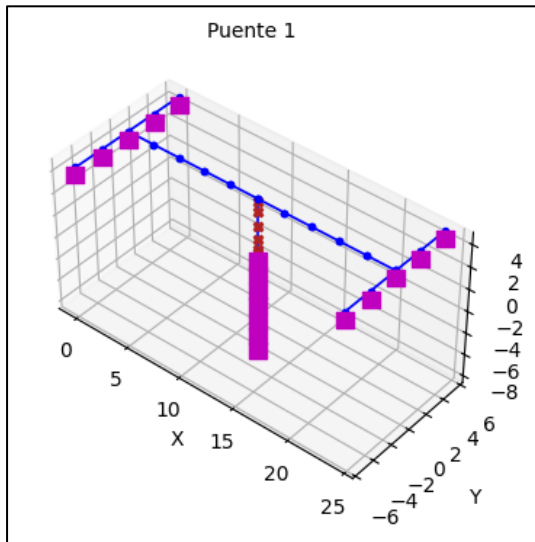
Tmodes = []
for i in range(num_modes):
    mode = i + 1
    omega_n = np.sqrt(eigenvalues[i])
    period_n = 2 * np.pi / omega_n
    Tmodes.append(period_n)
    print(f"MOODO={mode} OMEGA={omega_n} (rad/s) PERIODO={period_n} (s)")

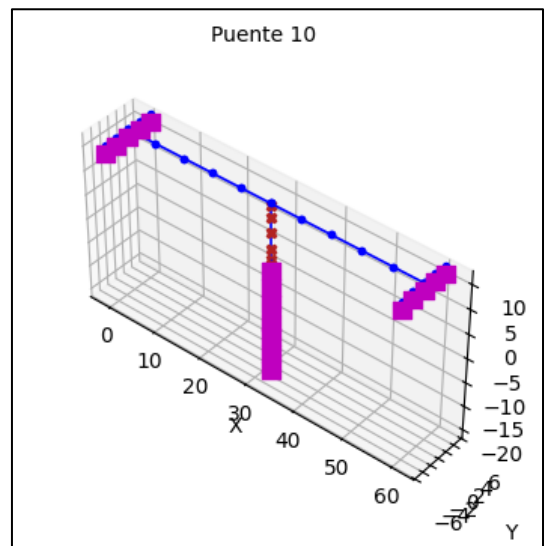
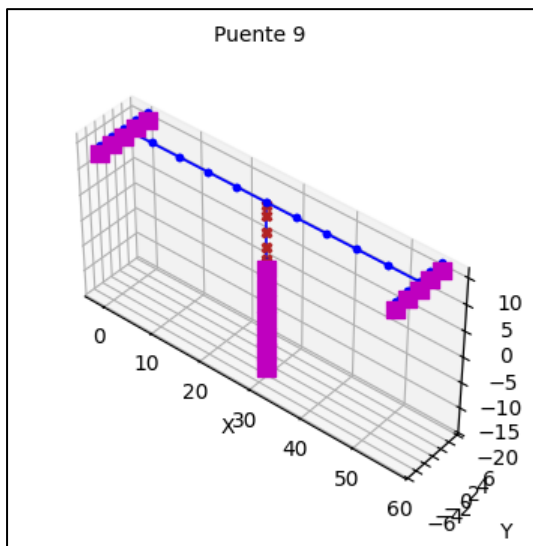
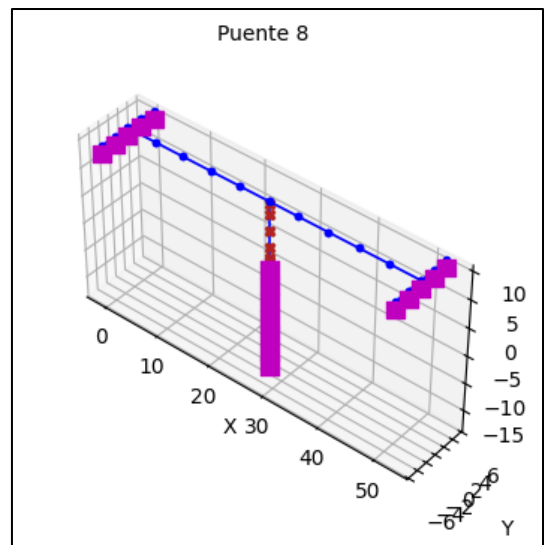
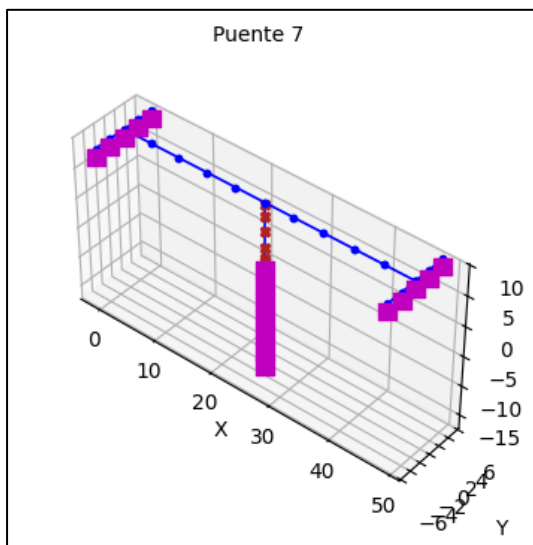
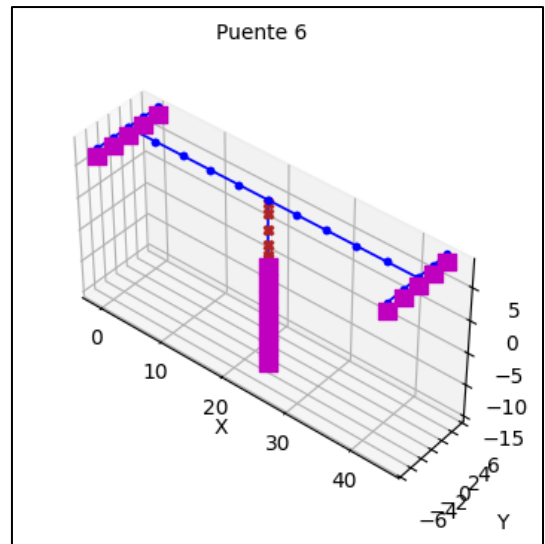
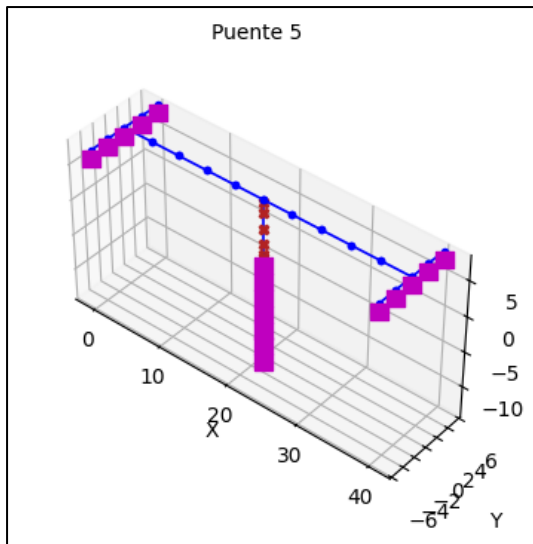
fmt_undefo = {'color': 'green', 'linestyle': (0, (0.7, 1.5)), 'linewidth':
1.5, 'marker': '', 'markersize': 1}
for i in range(num_modes):
    opsv.plot_mode_shape(i + 1, endDispFlag=0, fig_wi_he=(25., 20),
fmt_undefo=fmt_undefo, node_supports=False, az_el=(-50,40))
    plt.title(f"Modo {i+1}: T = {Tmodes[i]:.4f} seg")

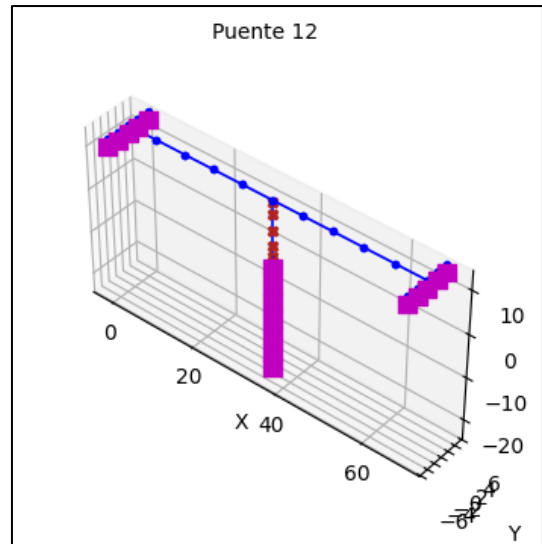
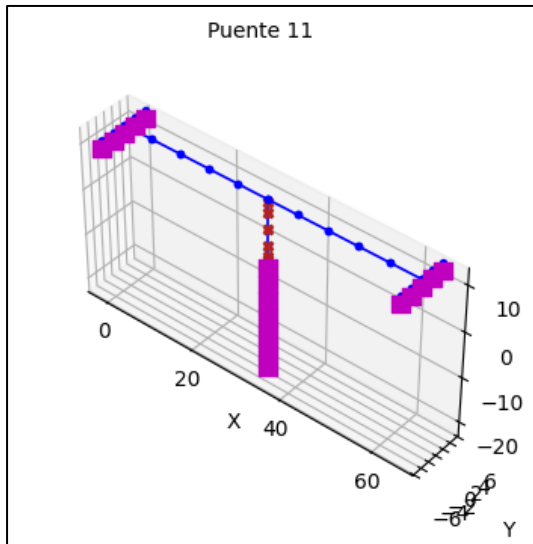
for ele_tag in ops.getEleTags():
    ele_nodes = ops.eleNodes(ele_tag)
    print(f"Elemento {ele_tag}: nodos {ele_nodes}")

```

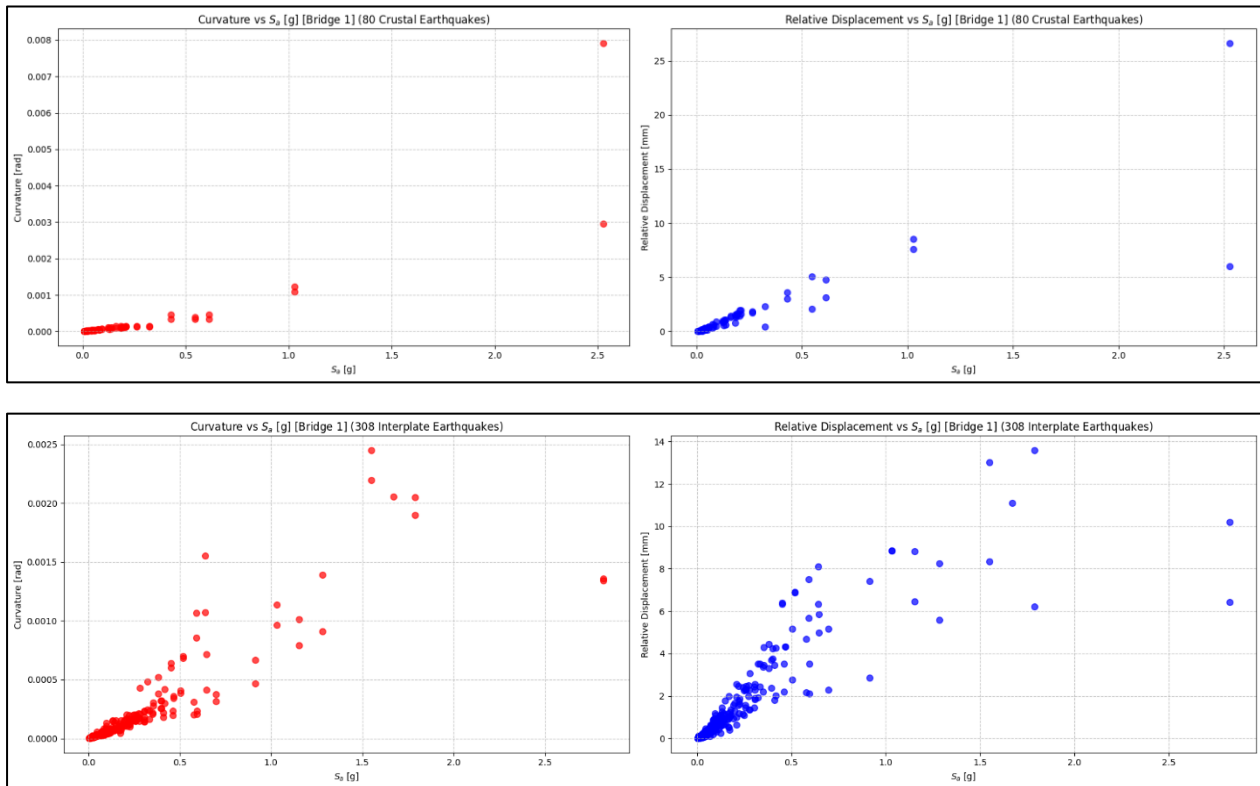
7.2 Modelación Numérica OpenSees

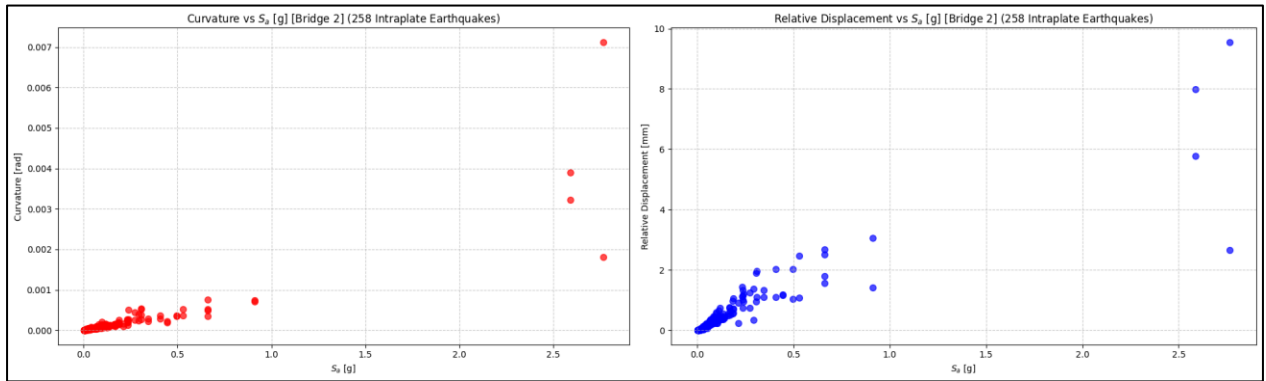
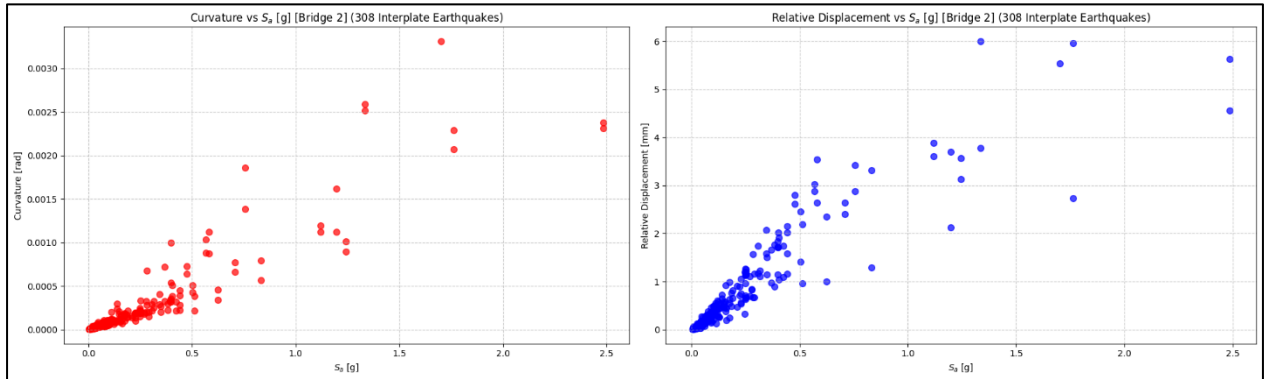
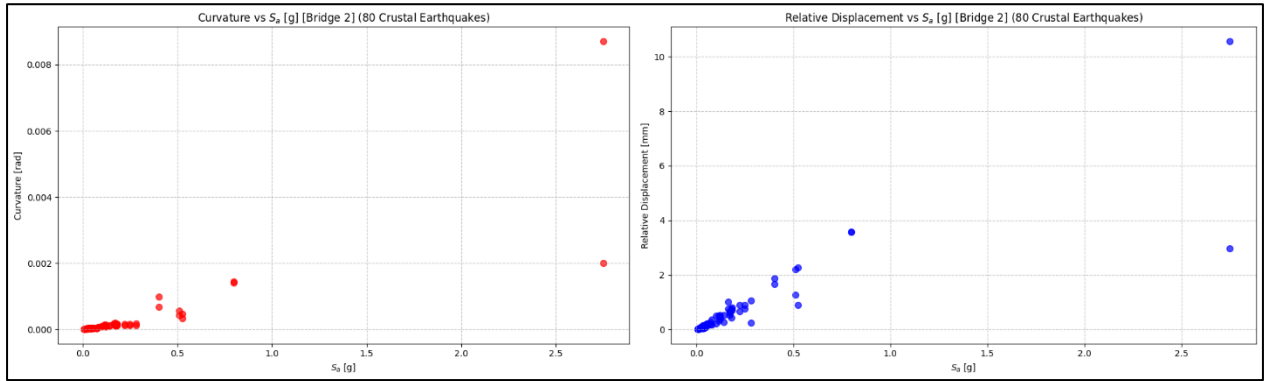
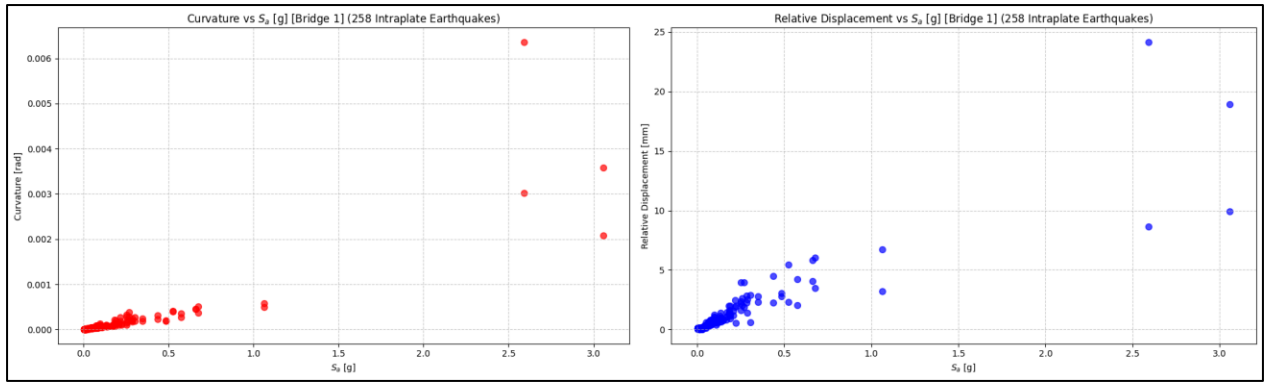


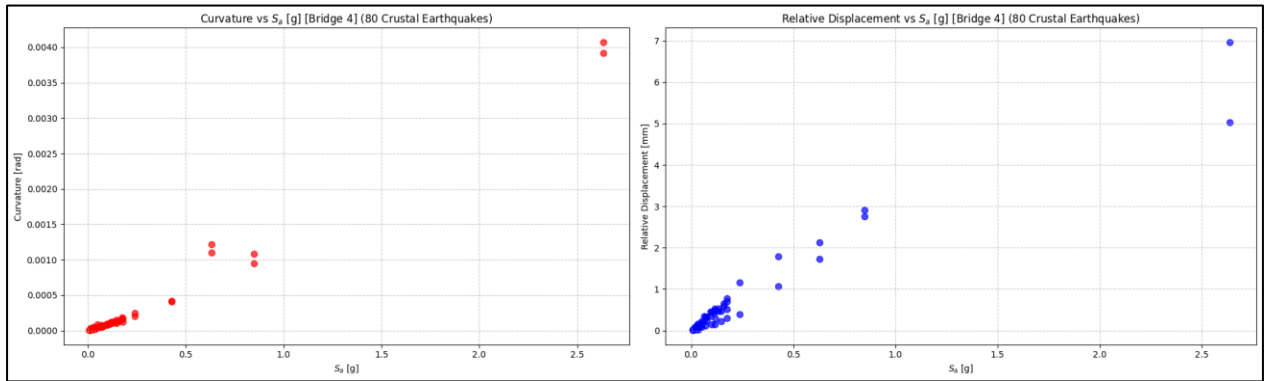
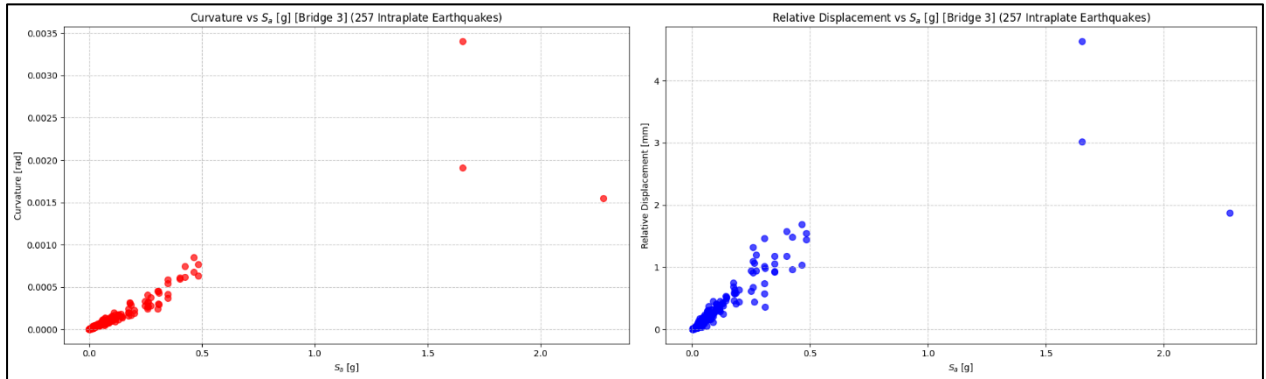
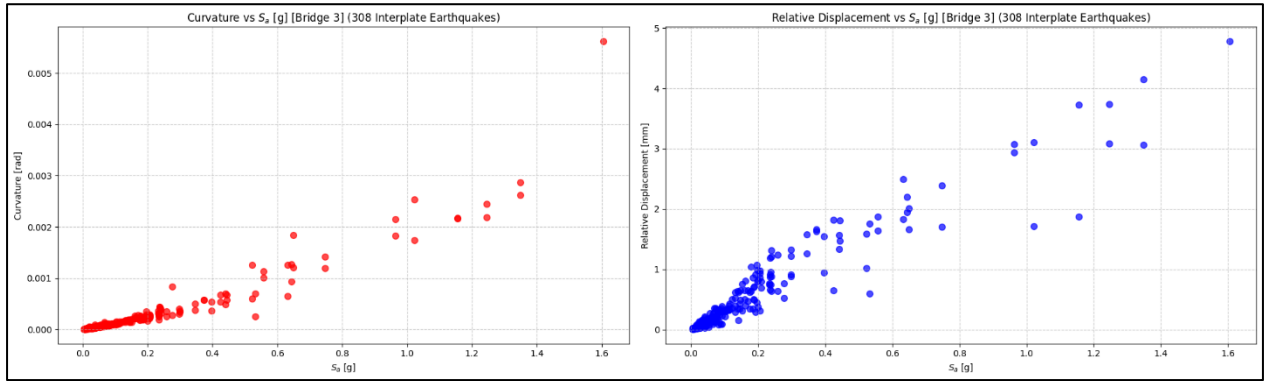
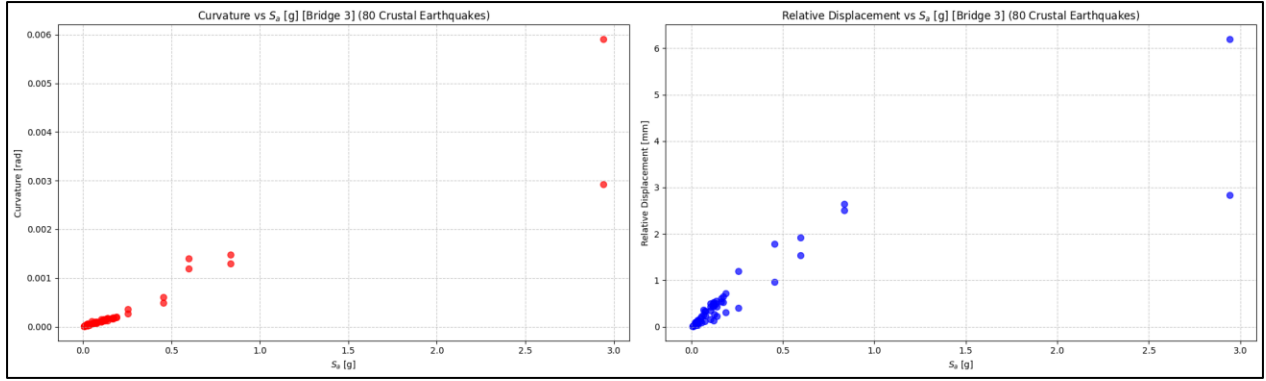


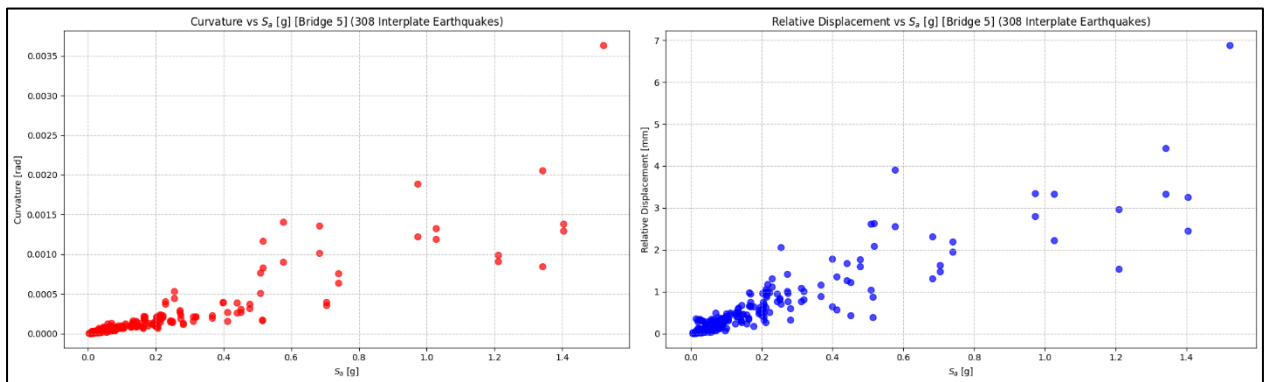
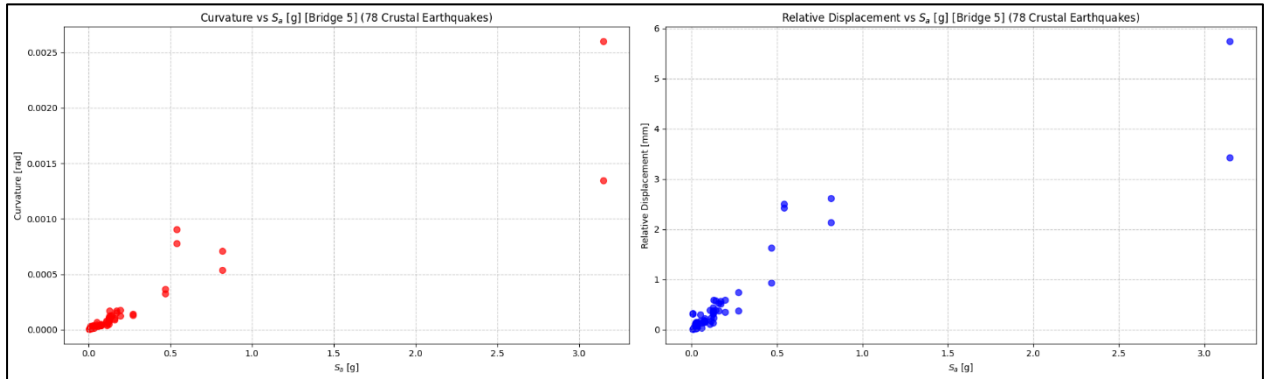
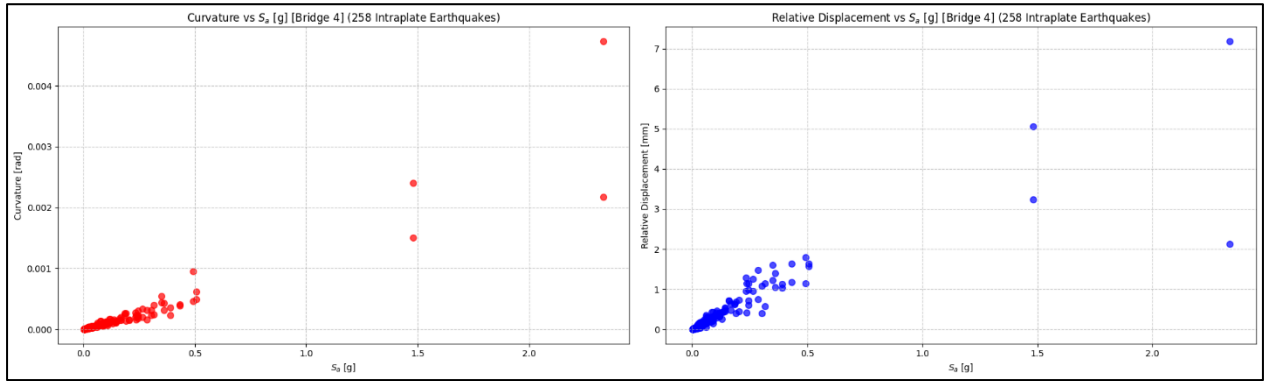
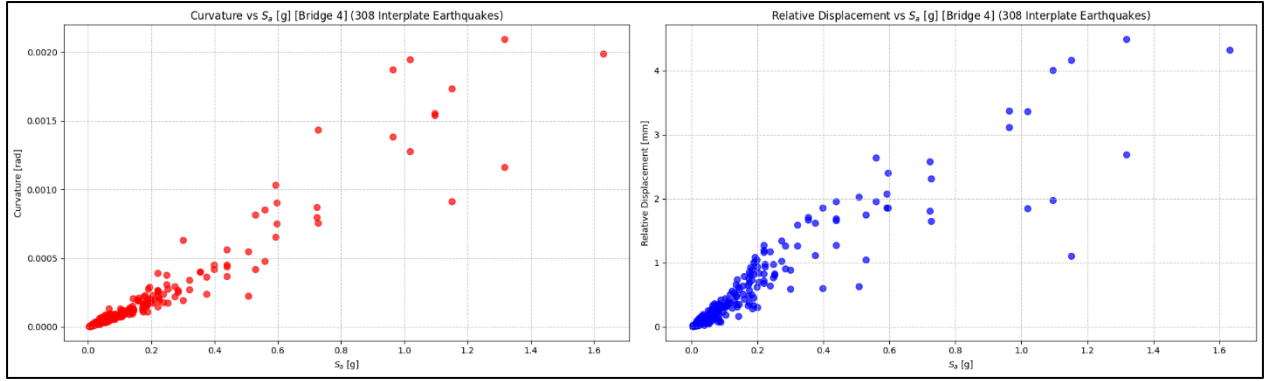


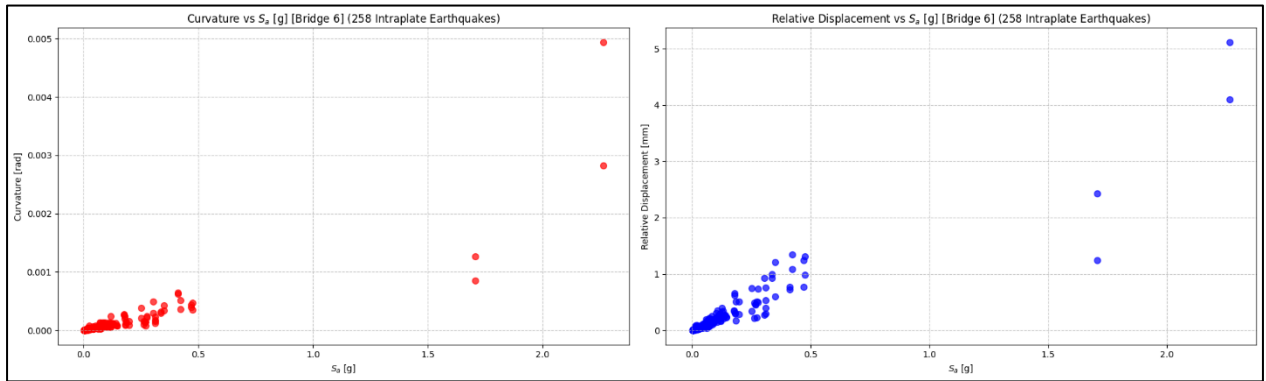
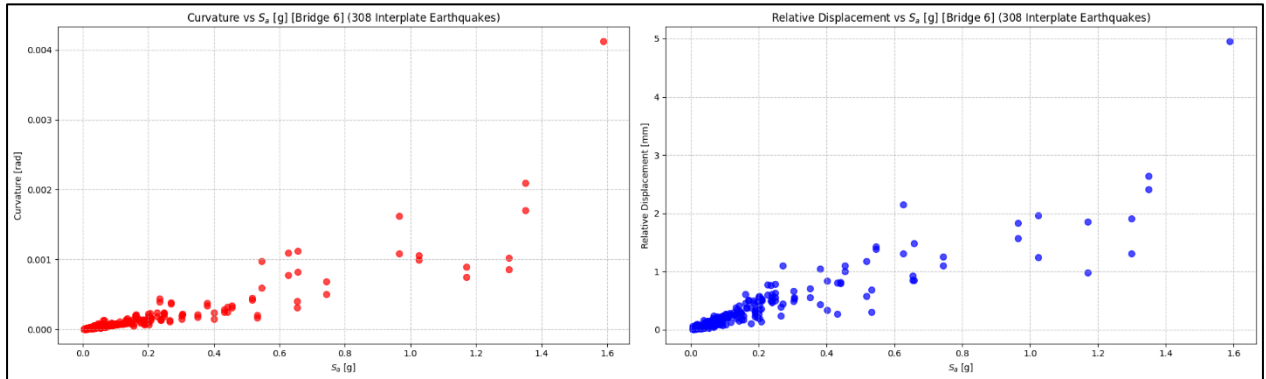
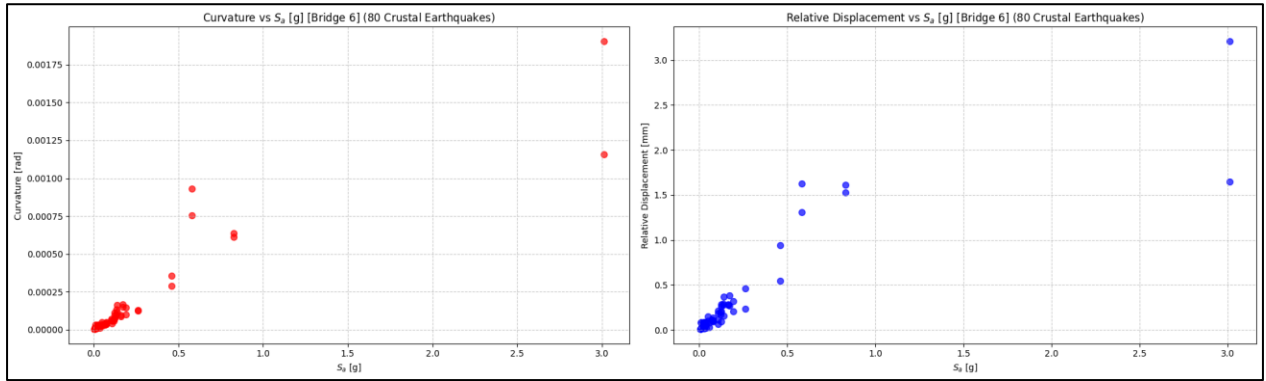
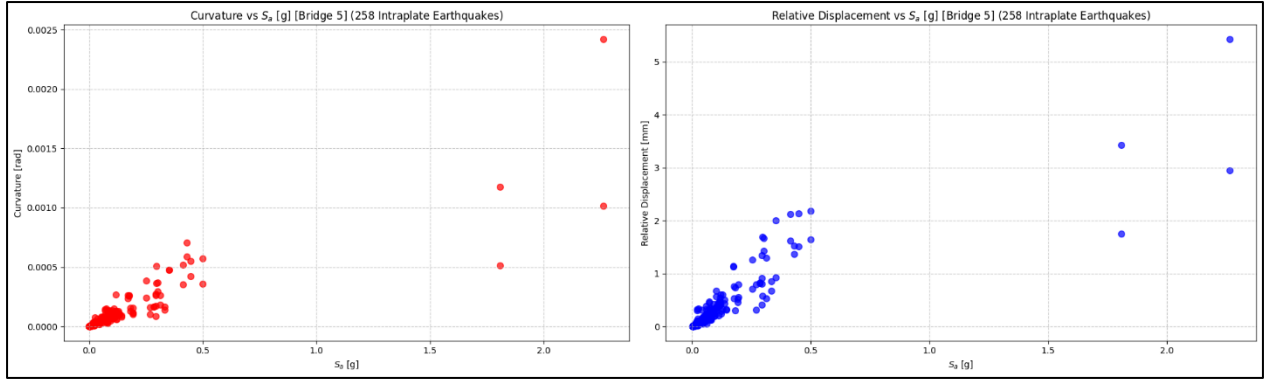
7.3 Respuesta Sísmica sin Escalar

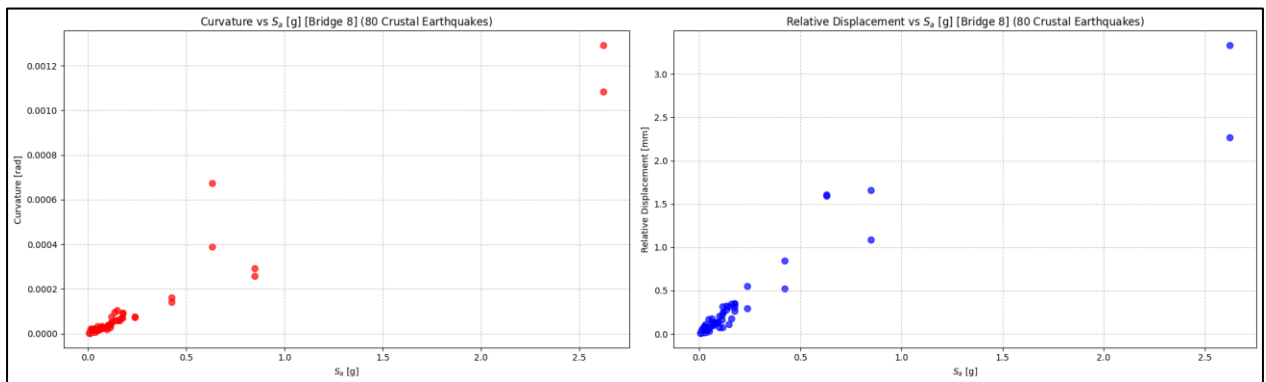
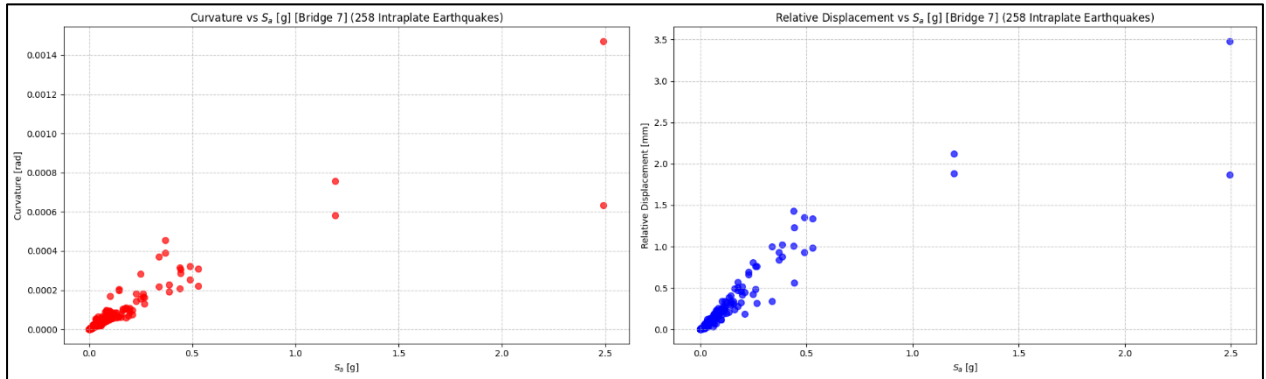
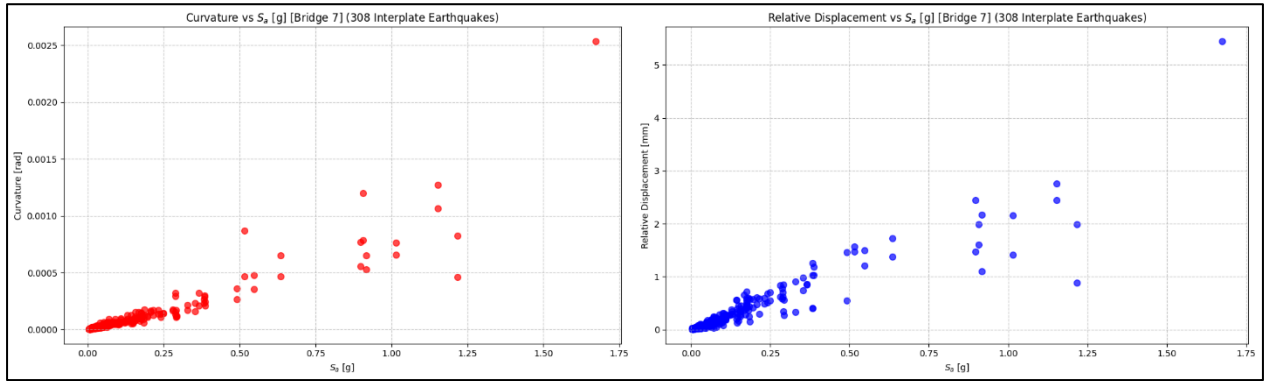
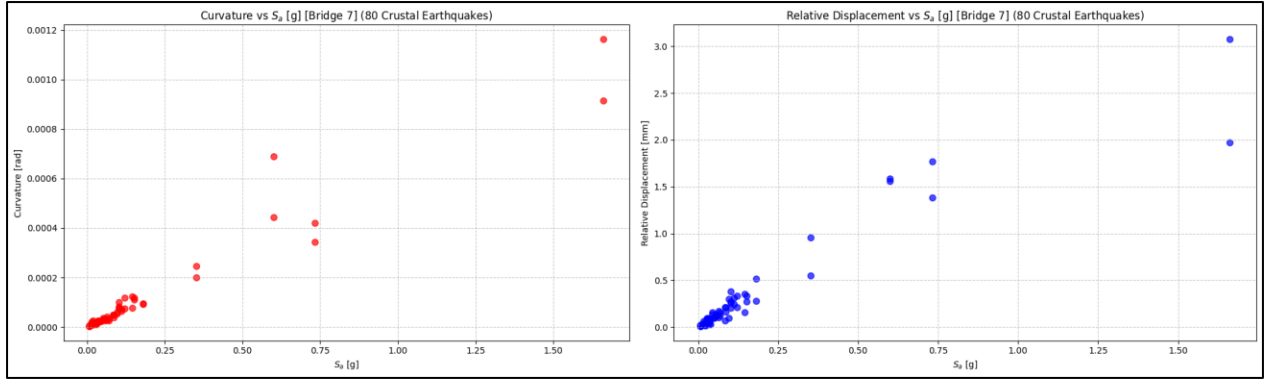


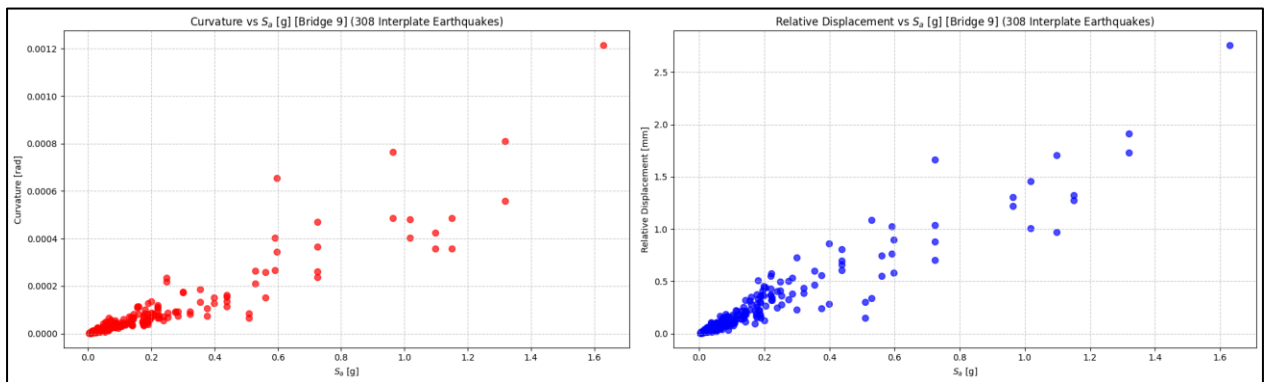
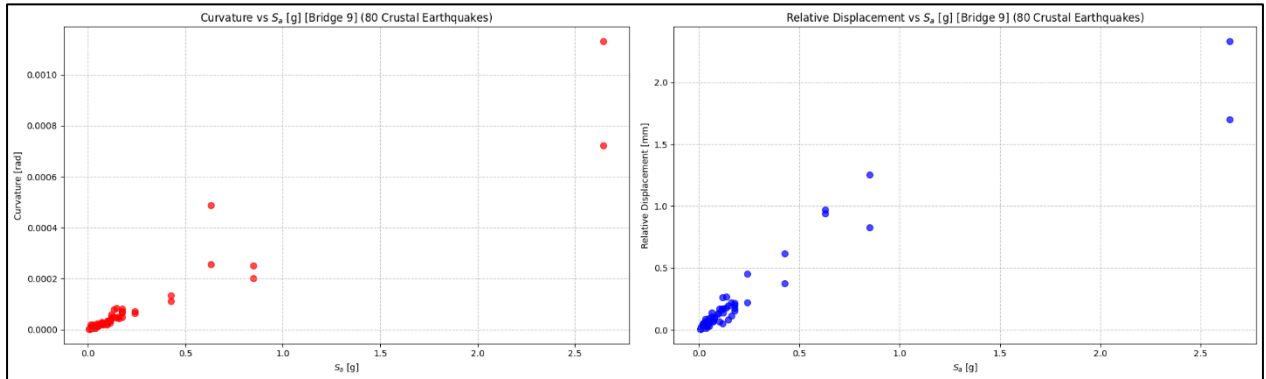
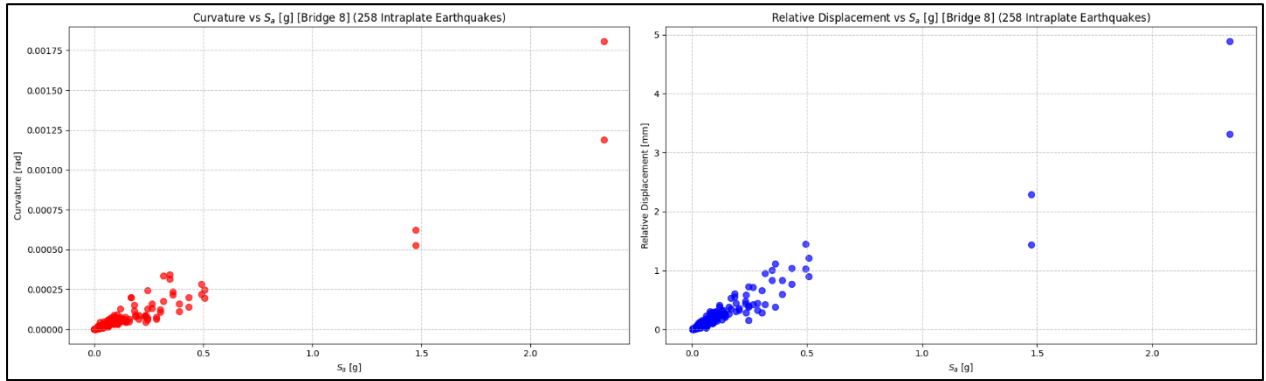
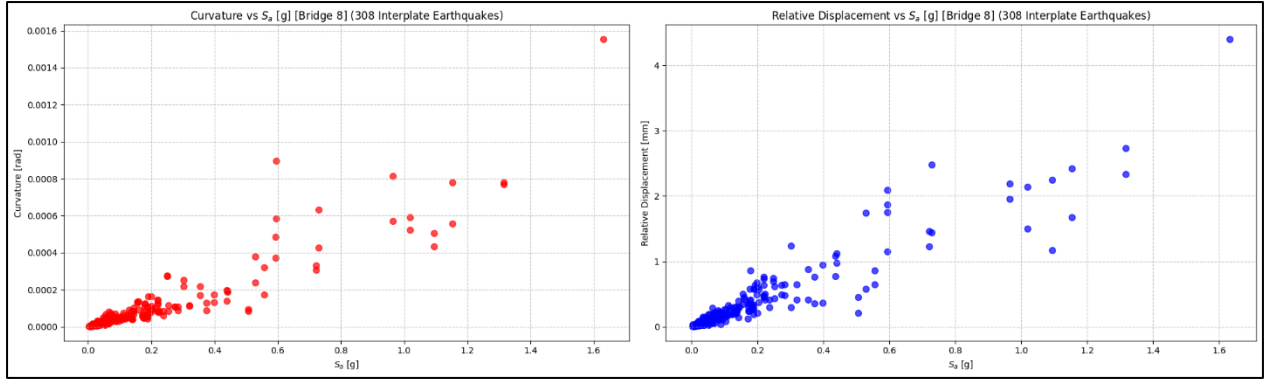


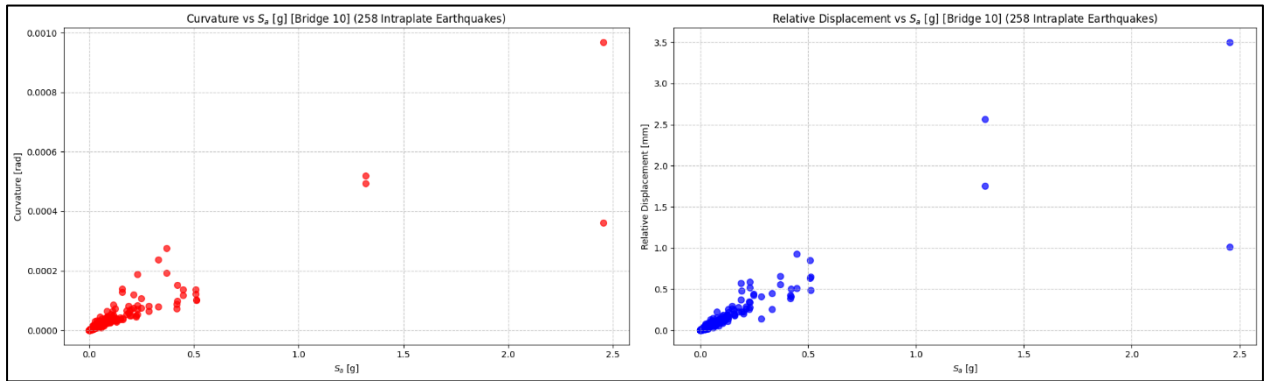
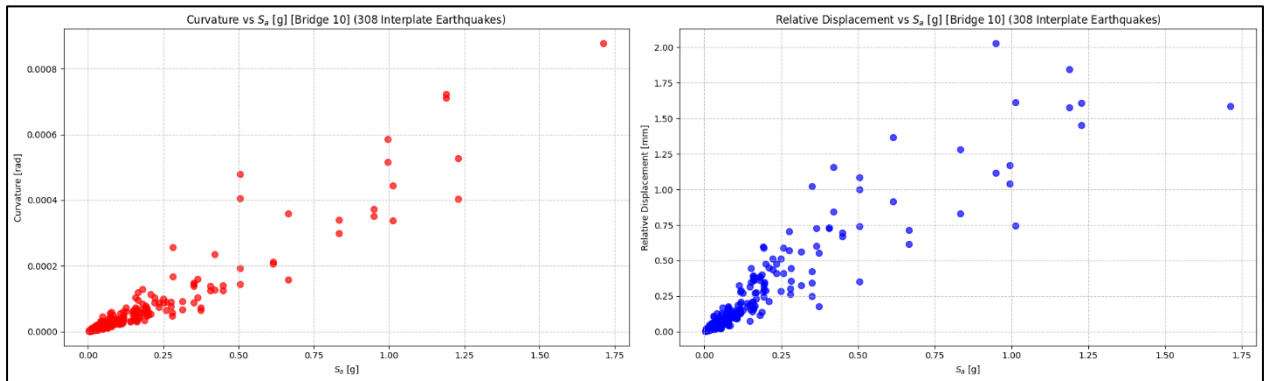
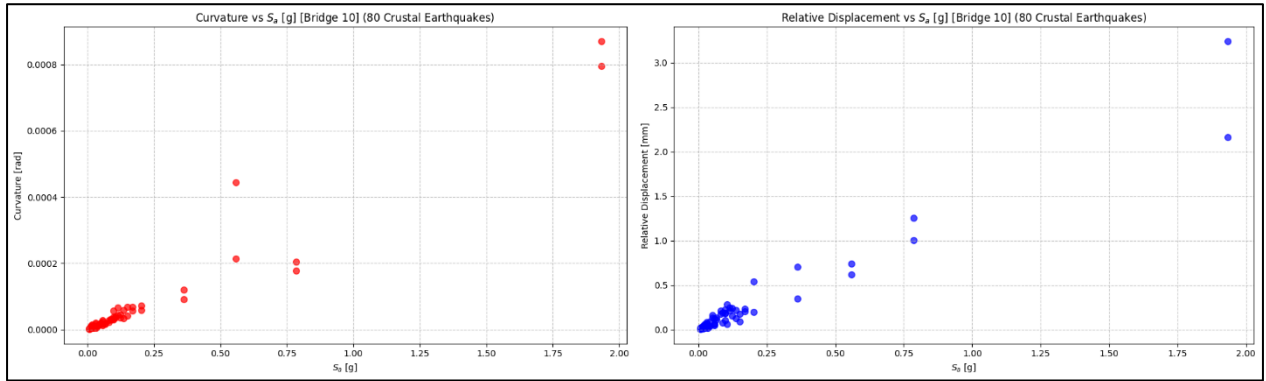
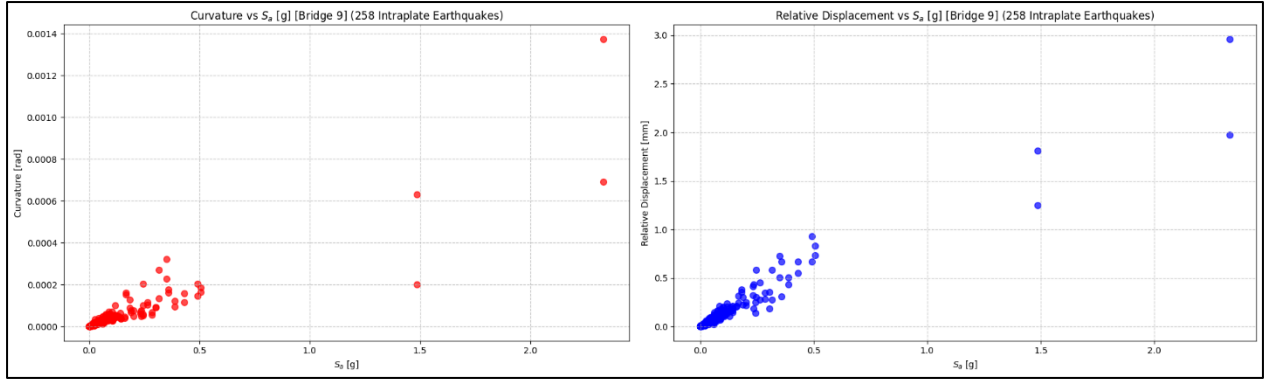


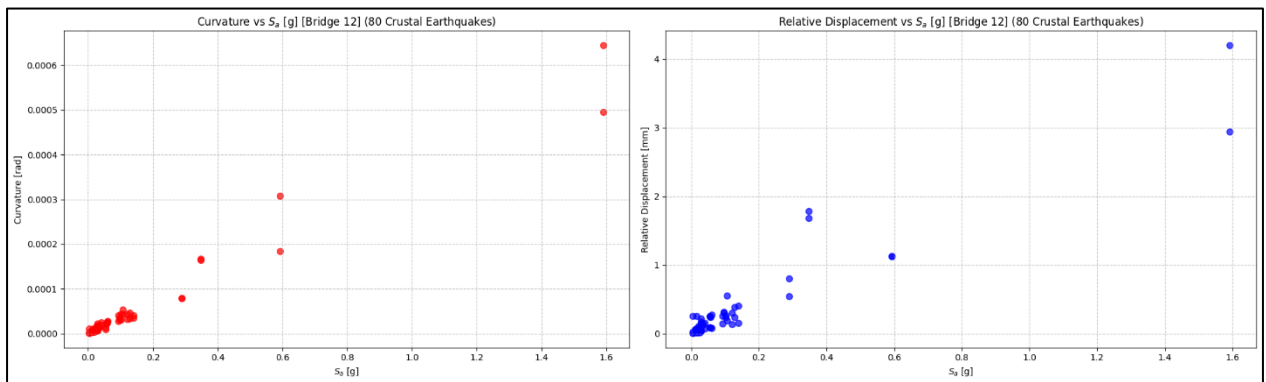
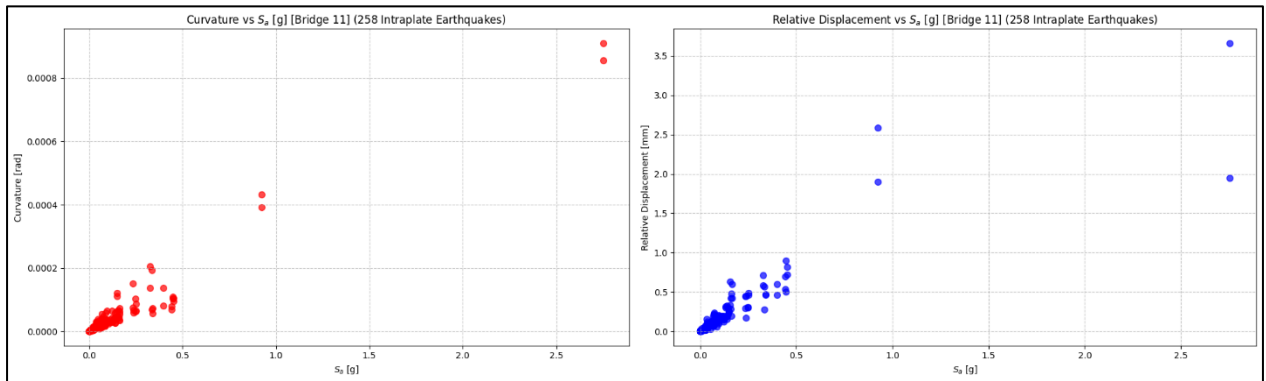
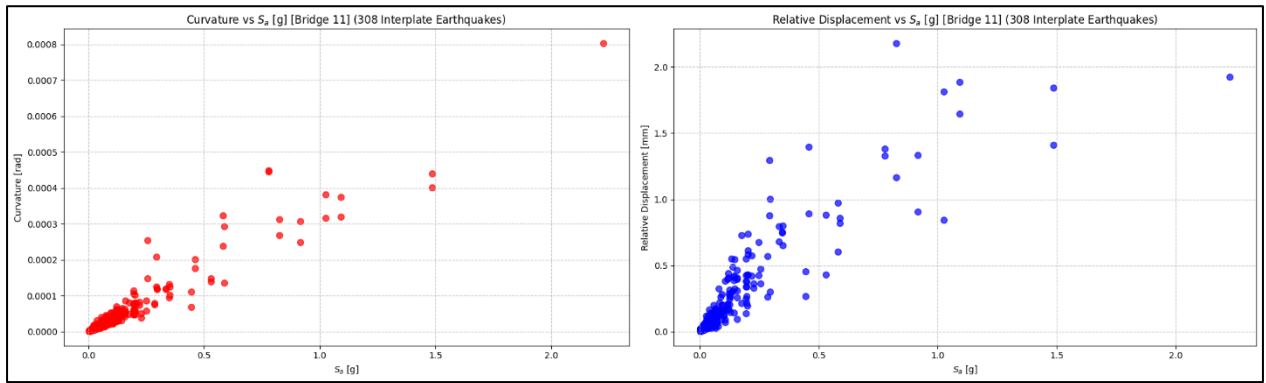
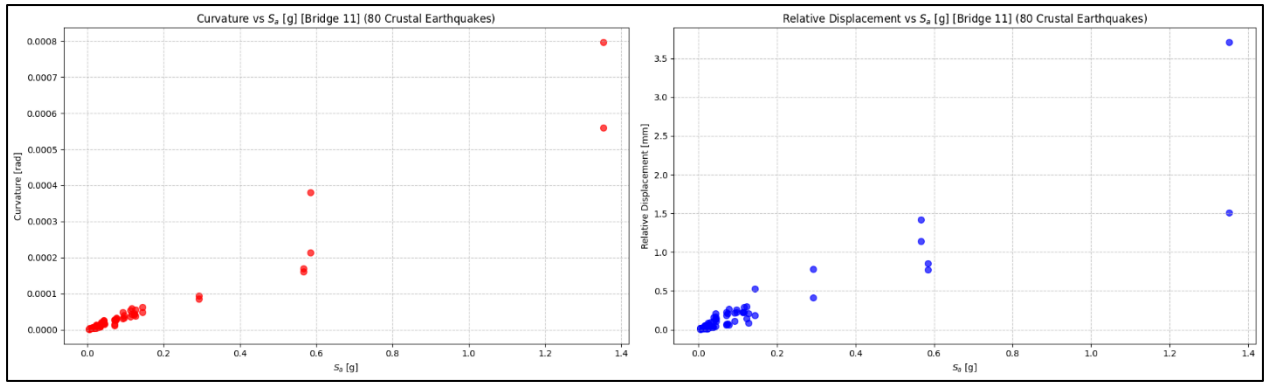


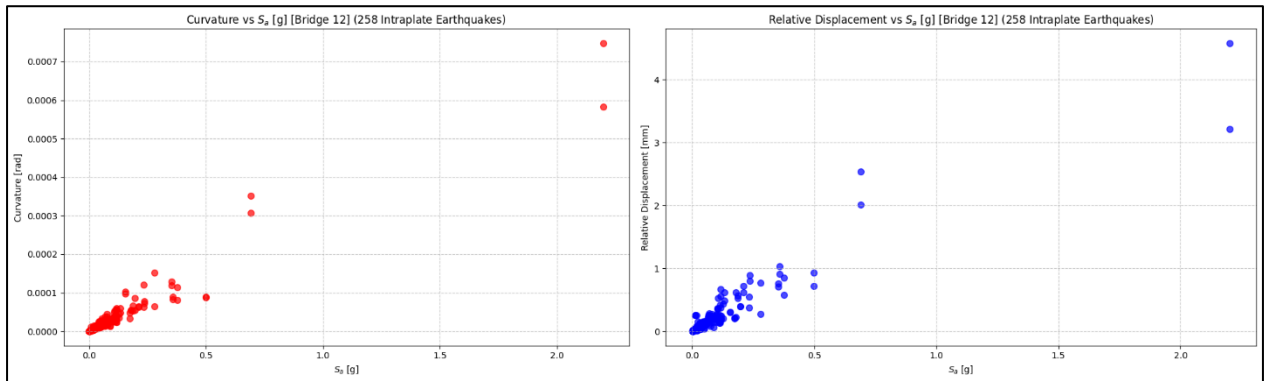
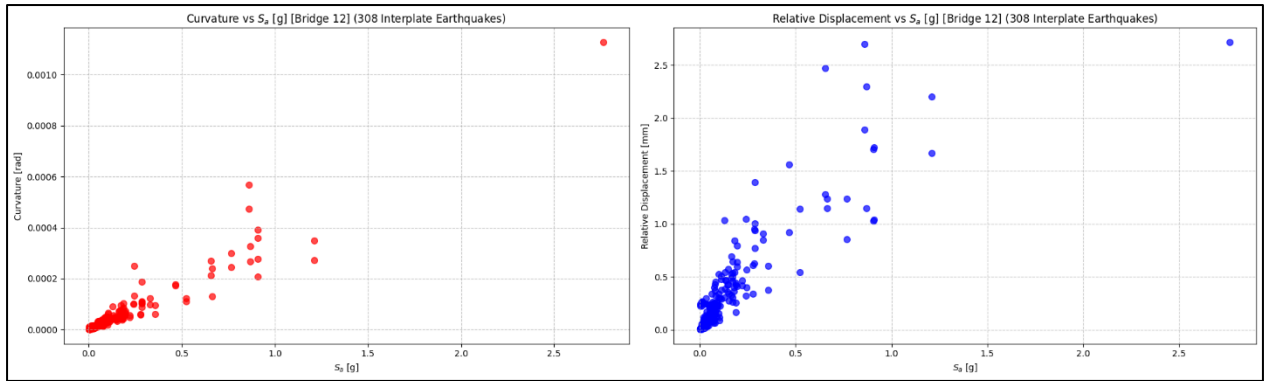




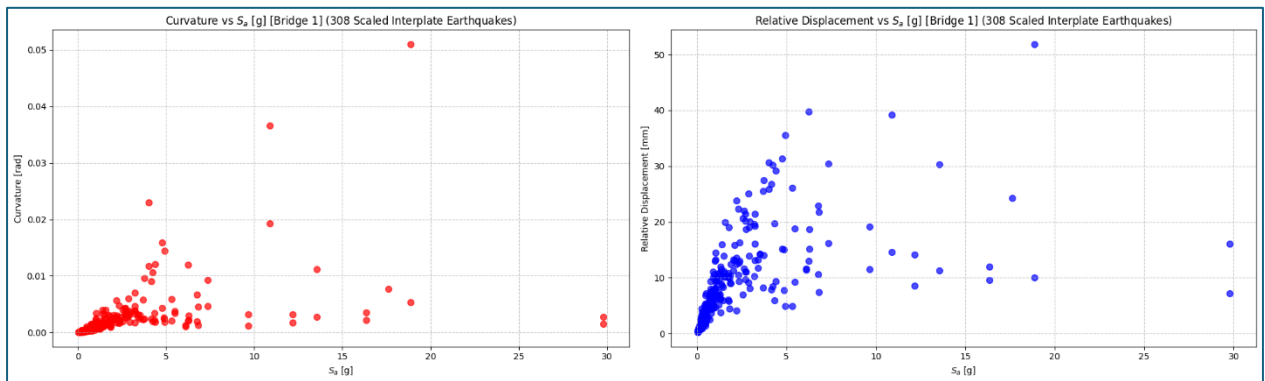
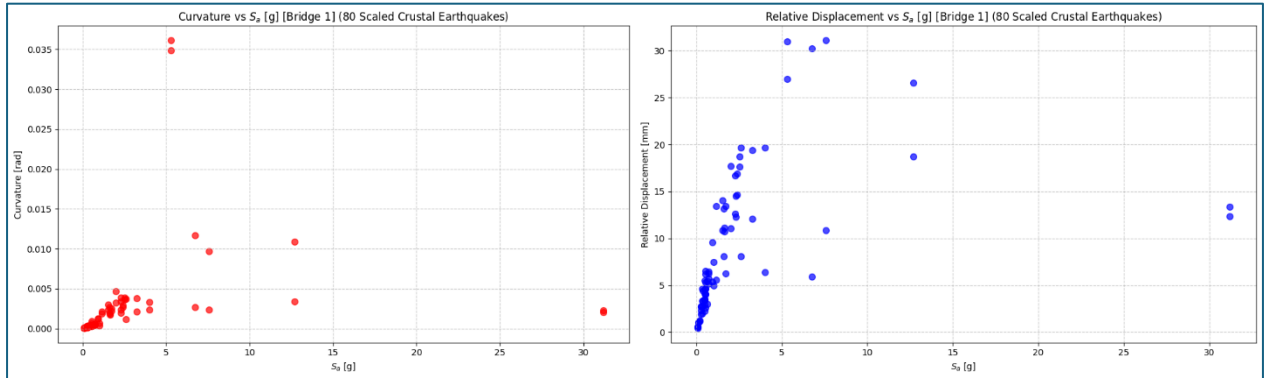


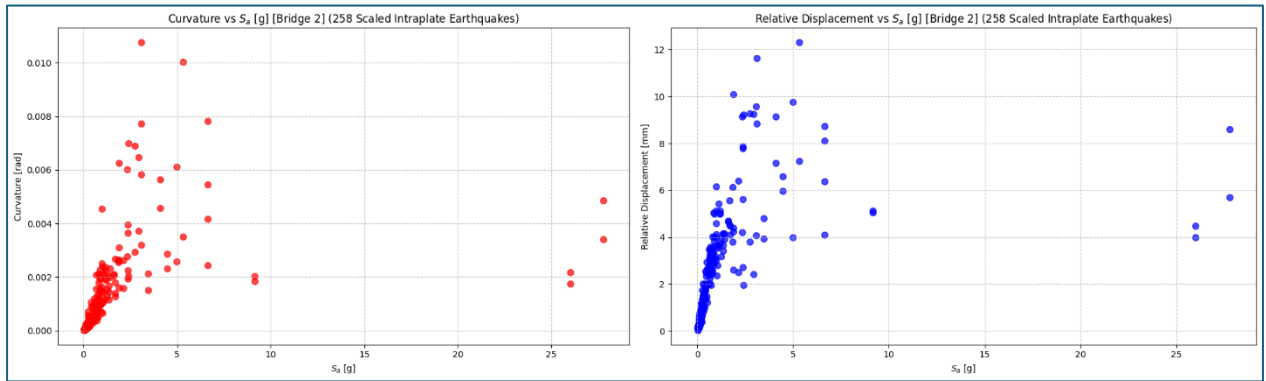
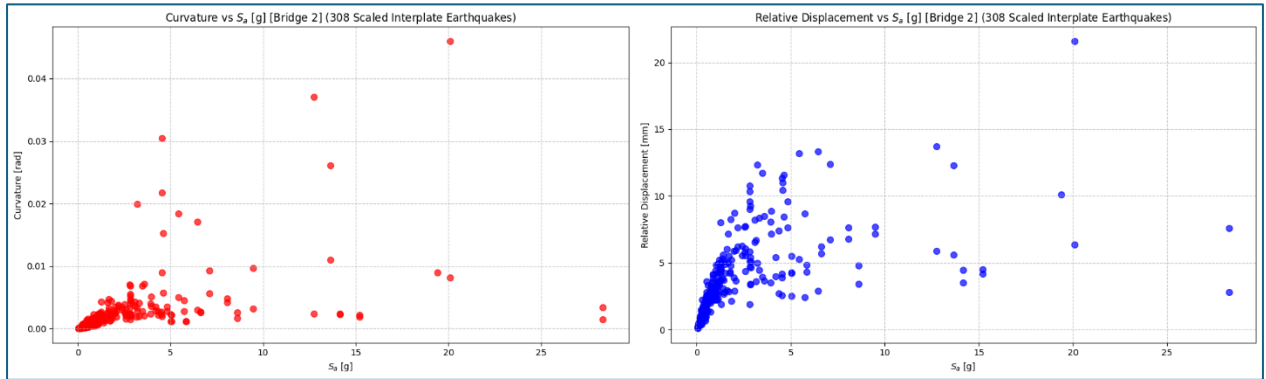
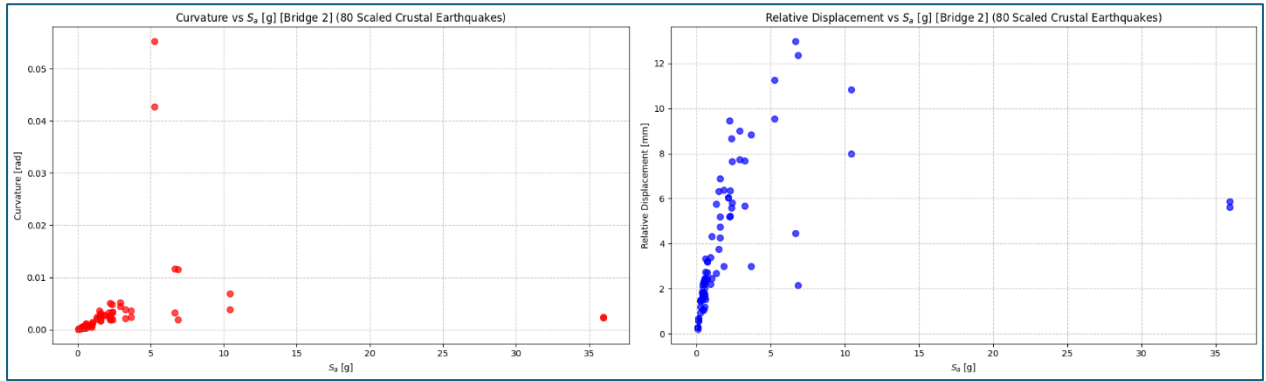
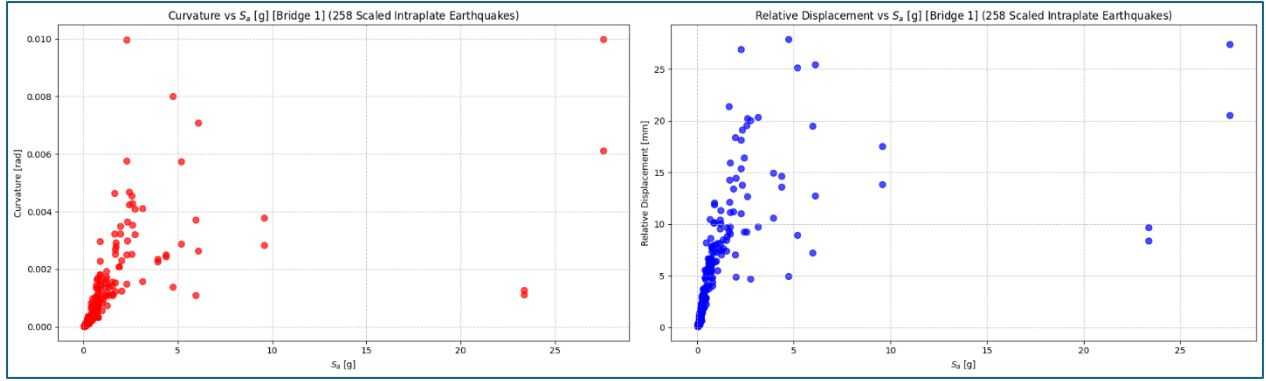


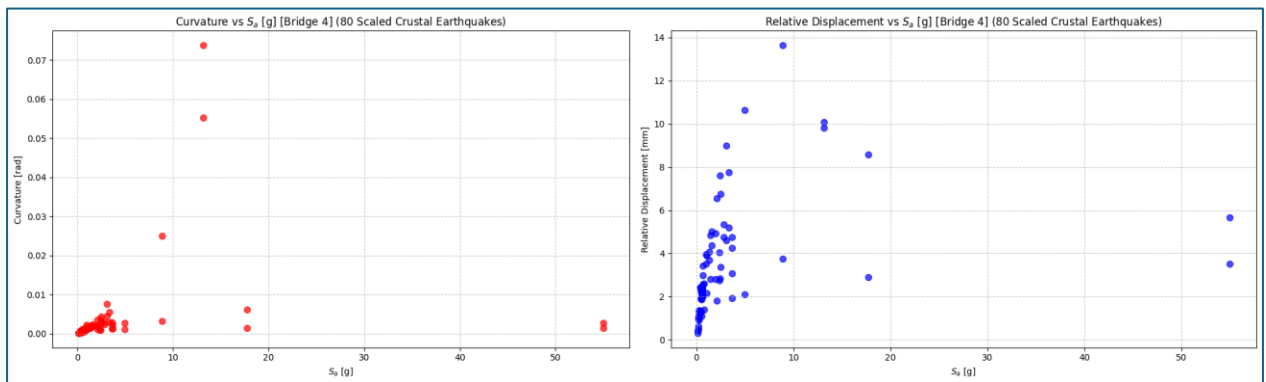
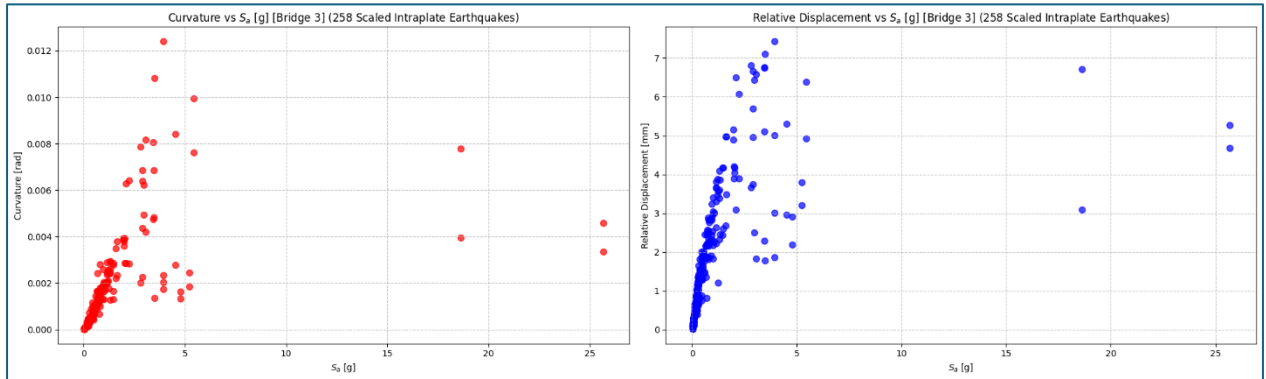
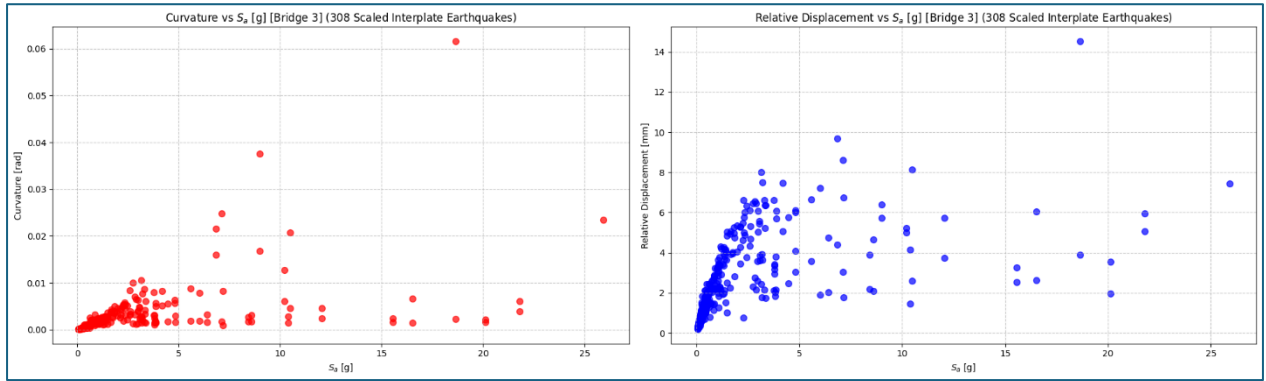
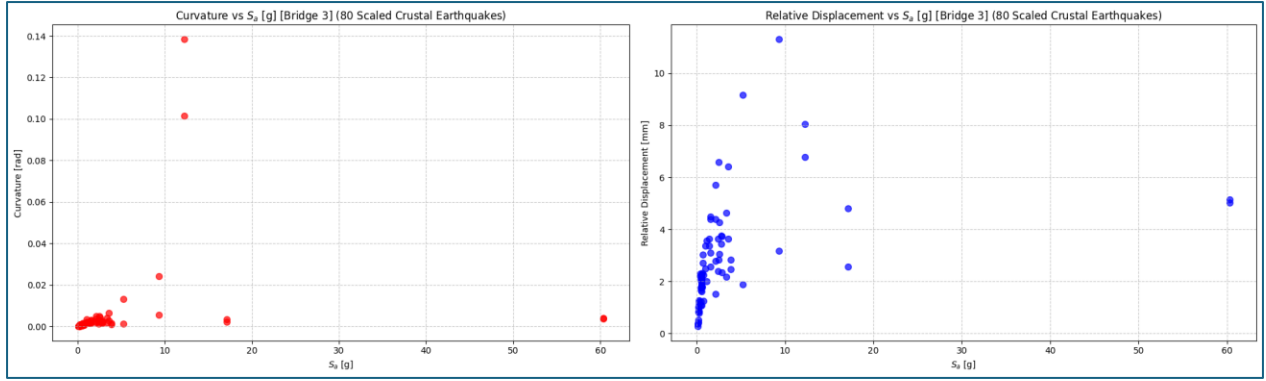


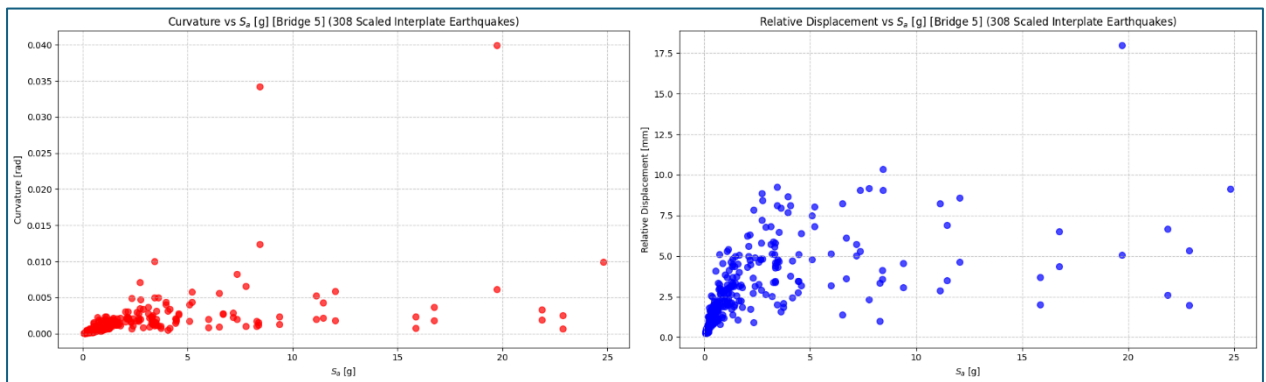
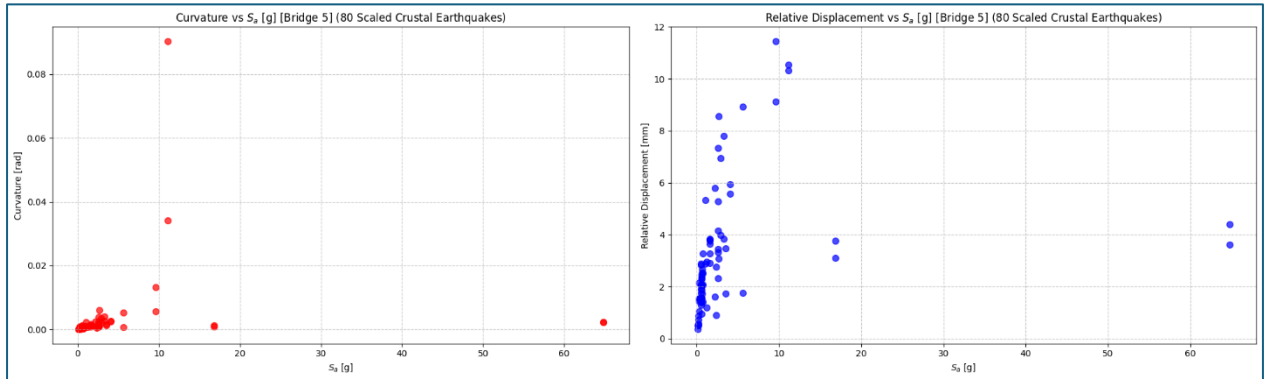
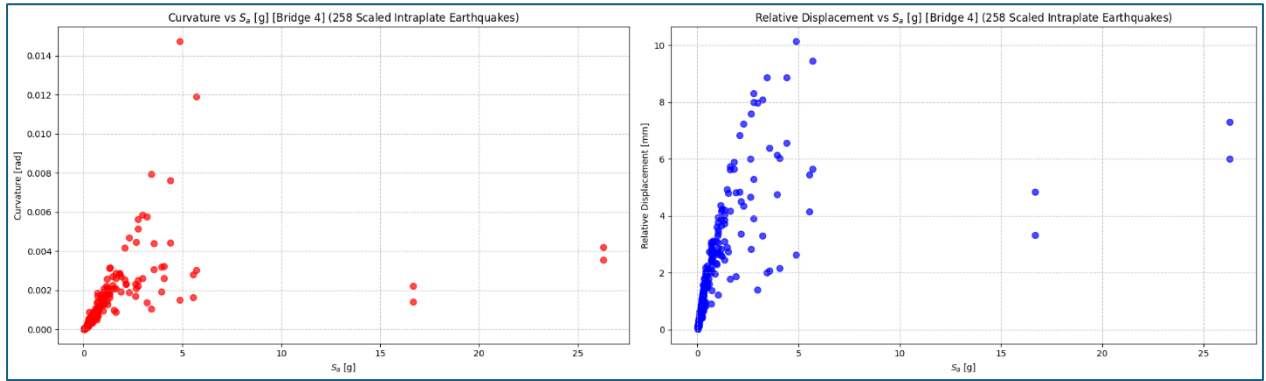
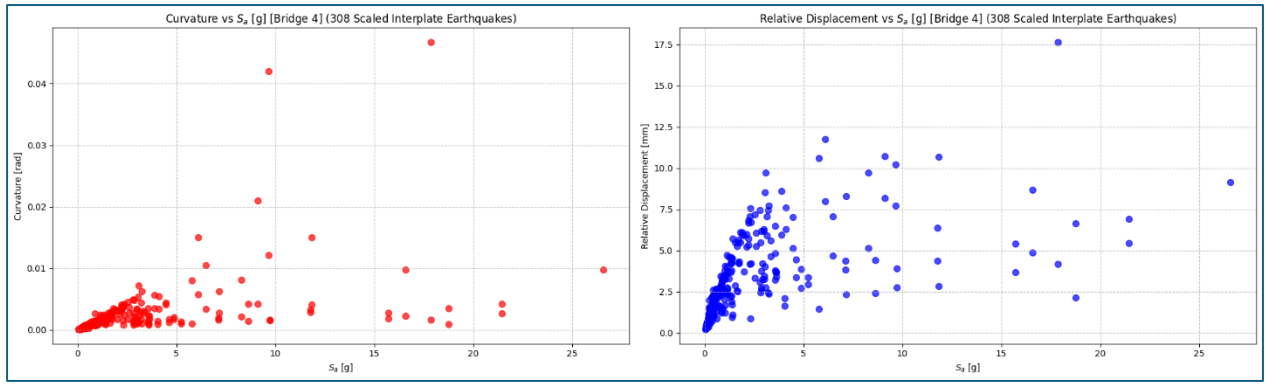


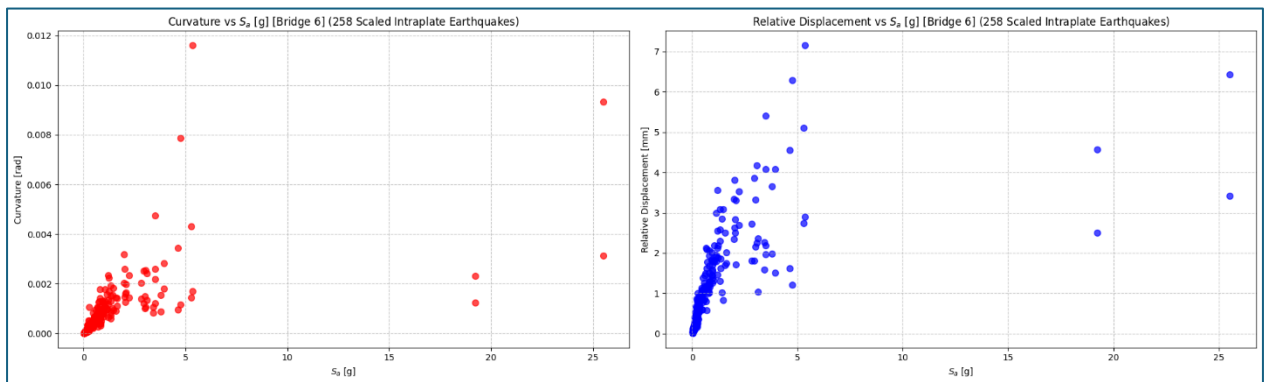
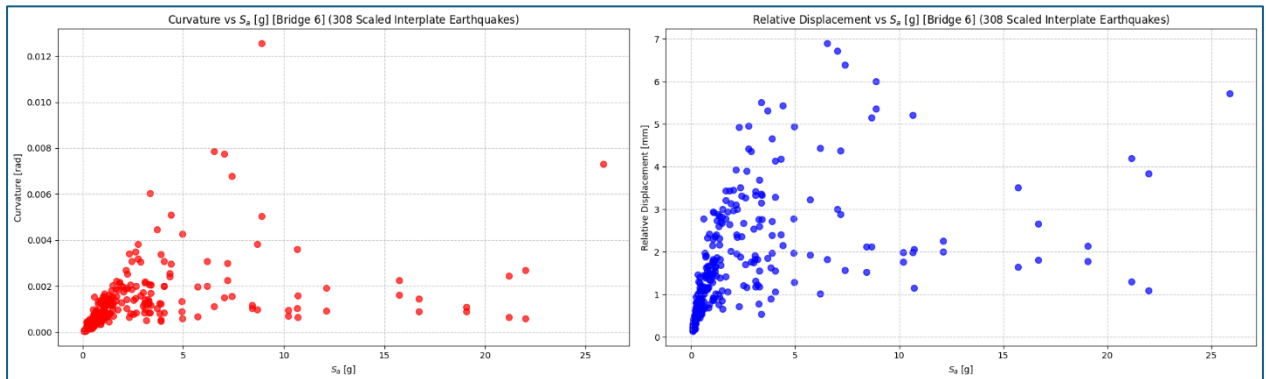
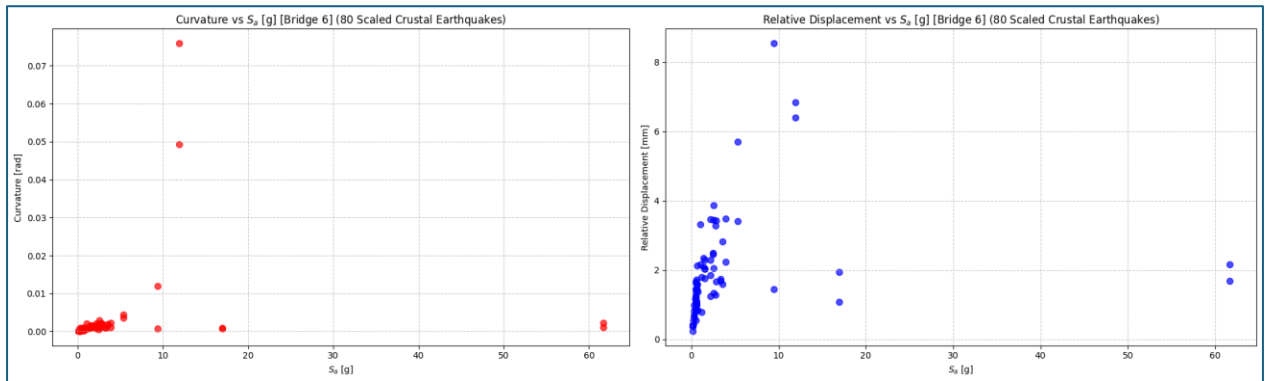
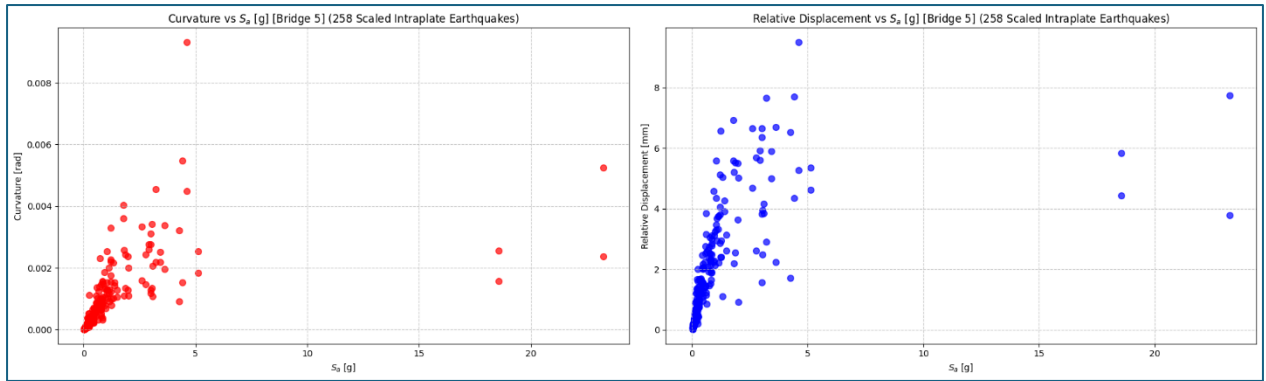
7.4 Respuesta Sísmica Escalado

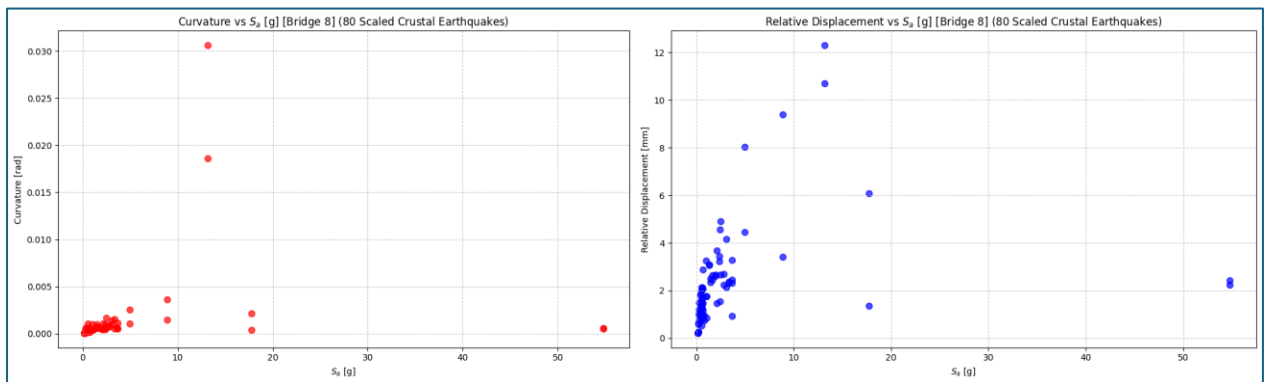
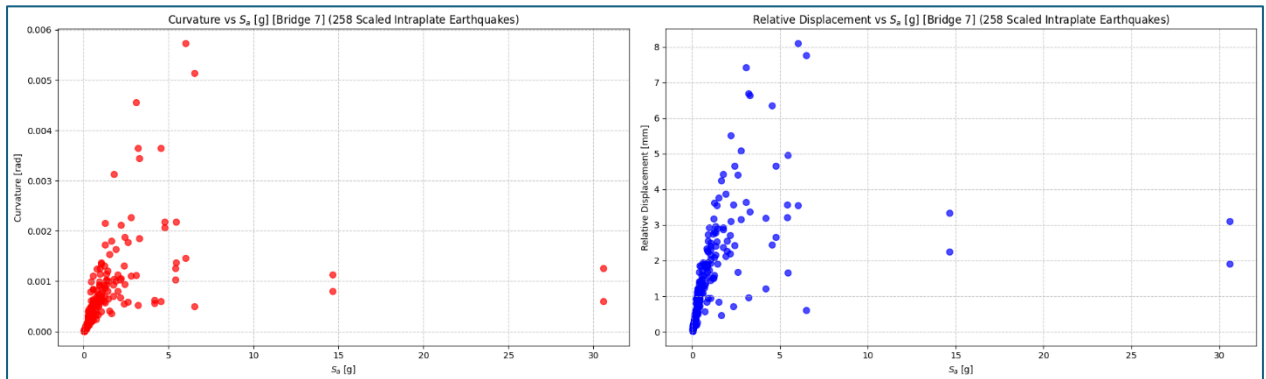
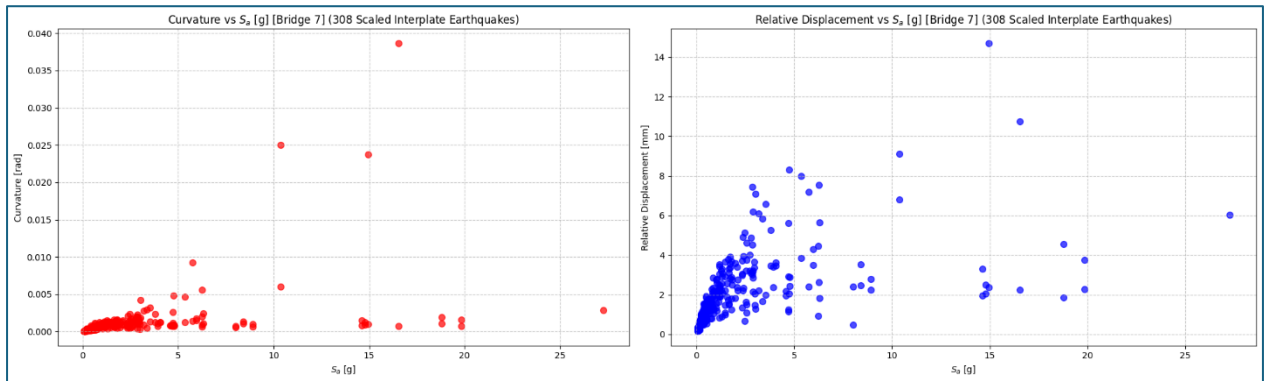
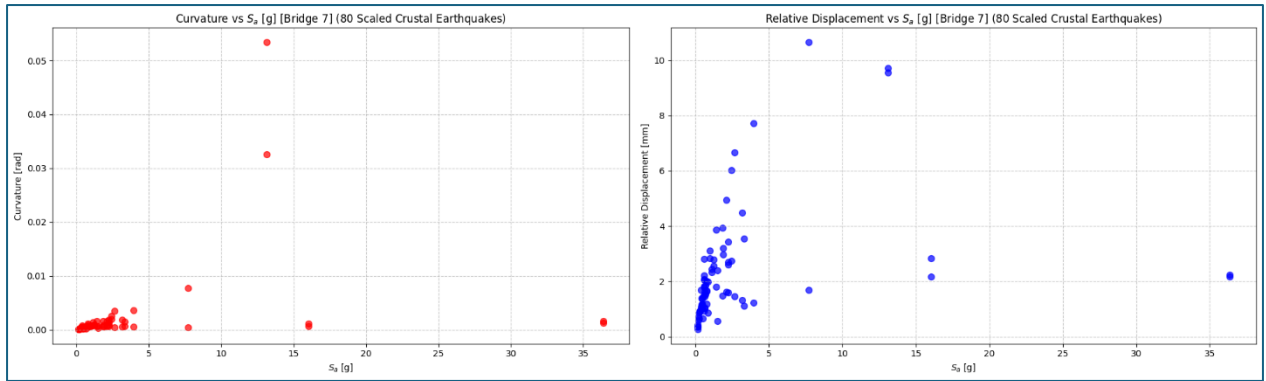


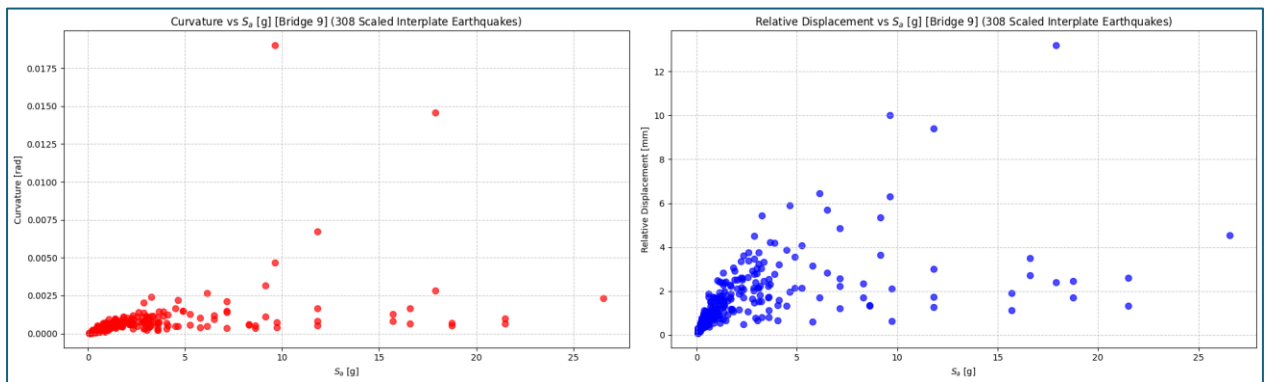
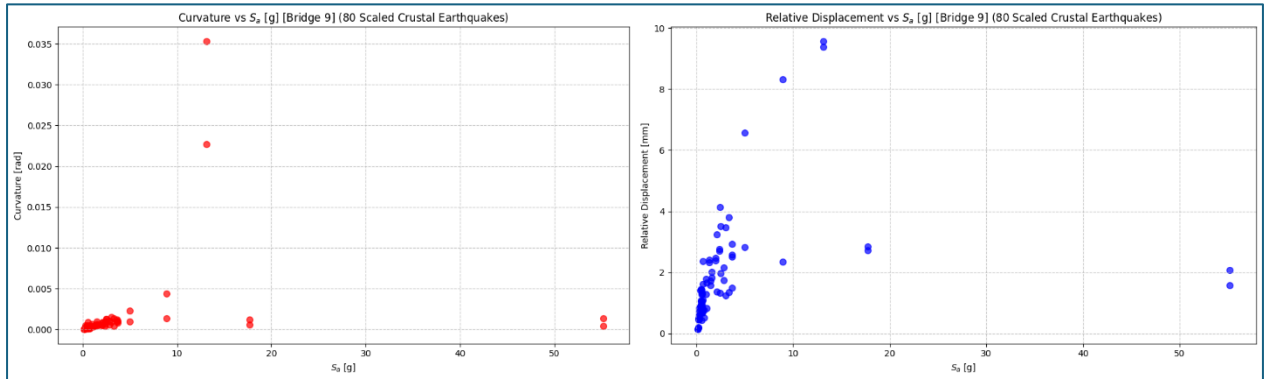
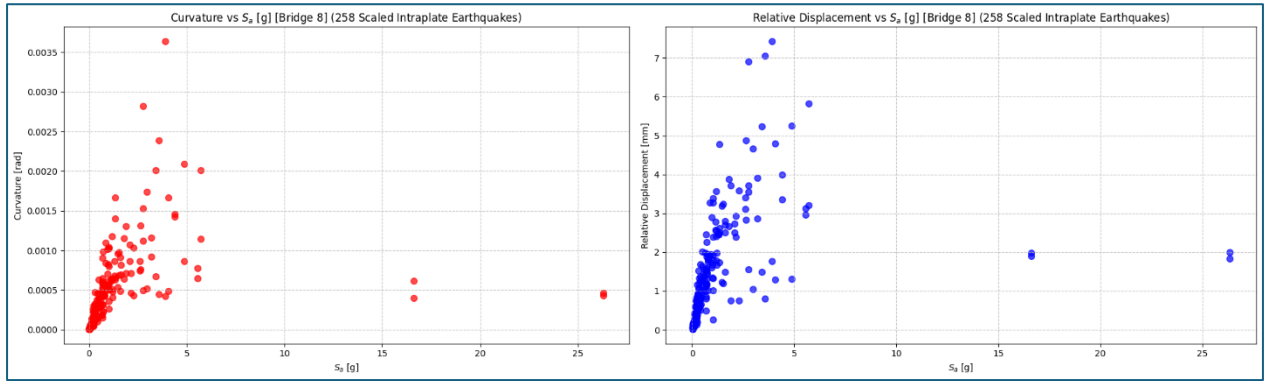
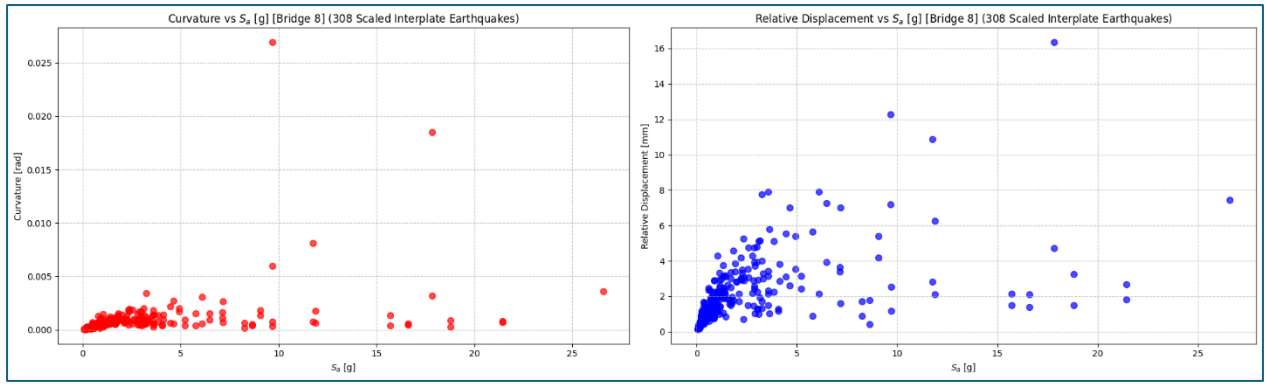


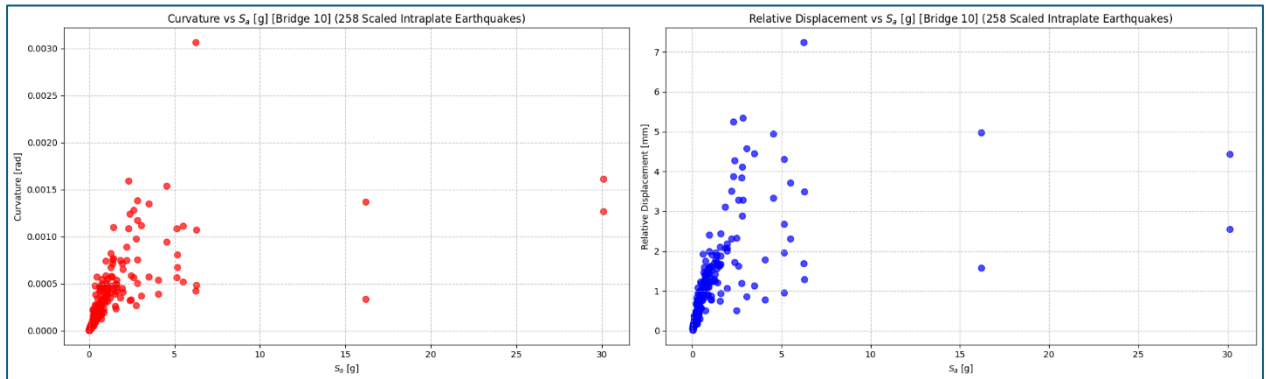
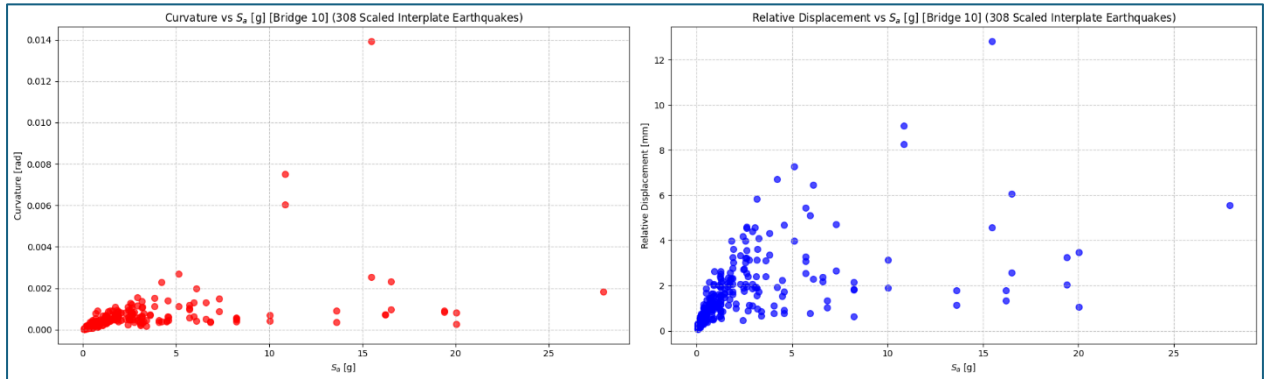
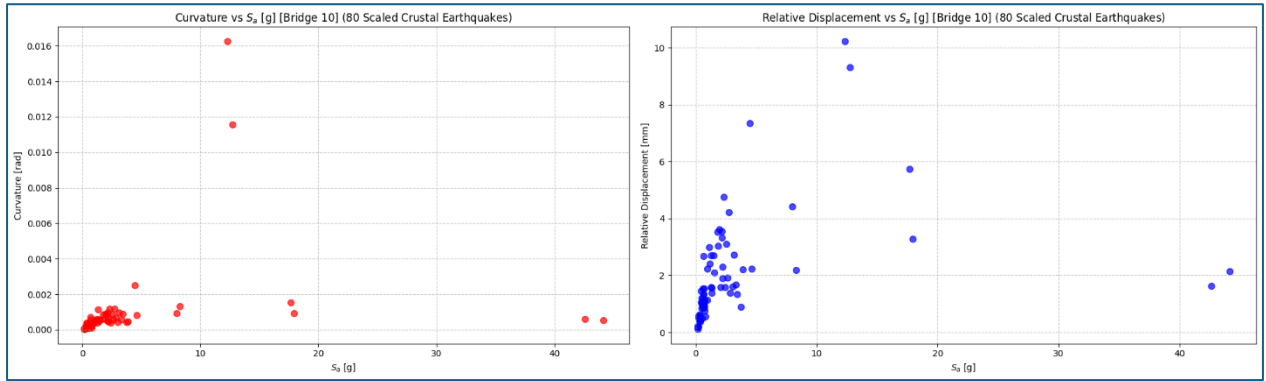
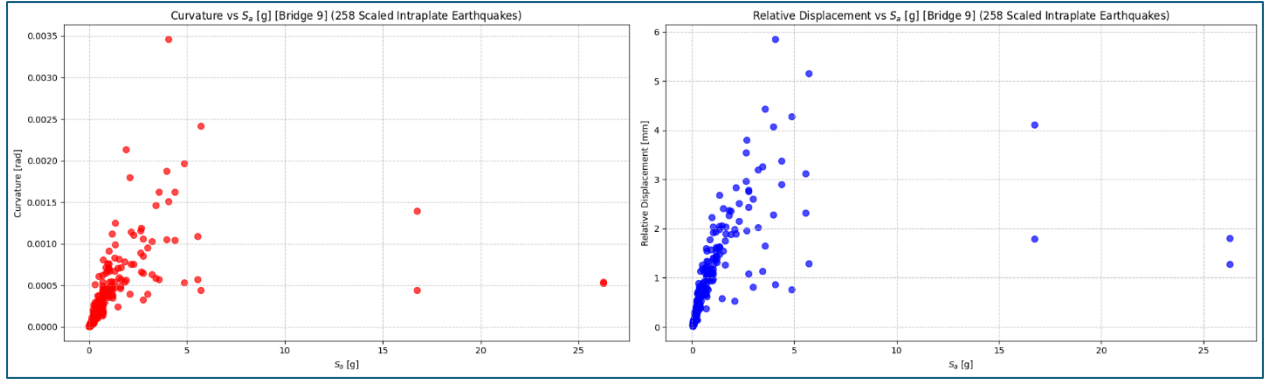


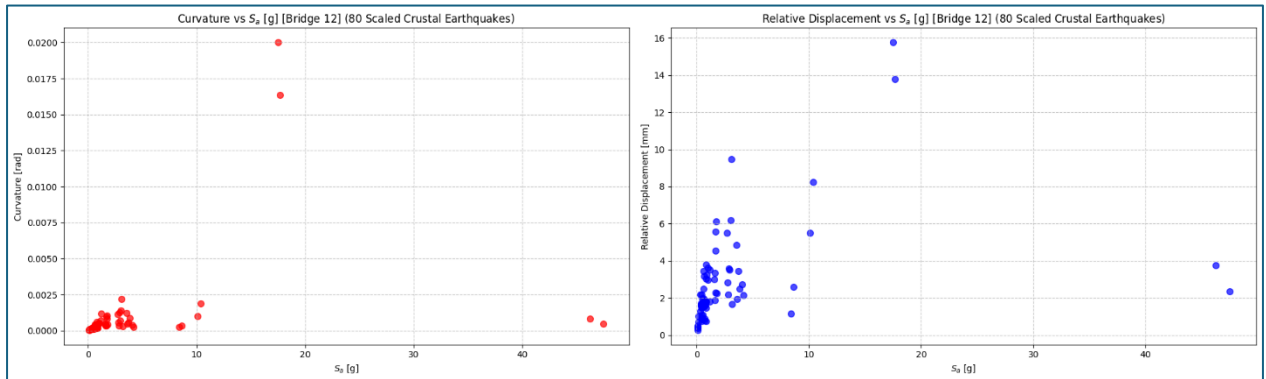
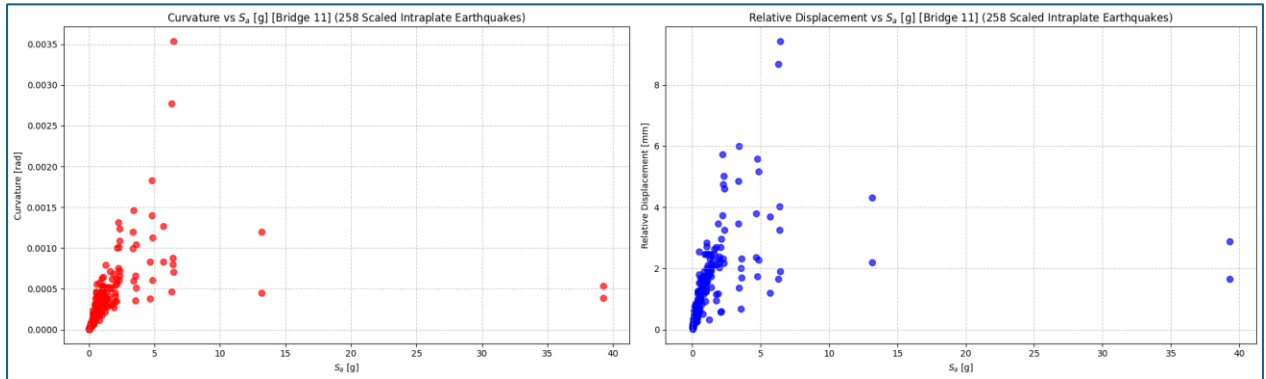
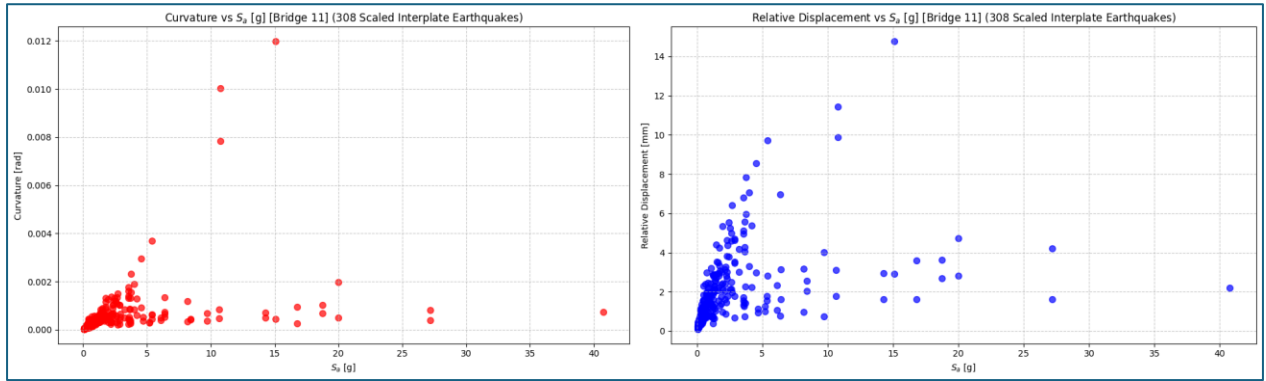
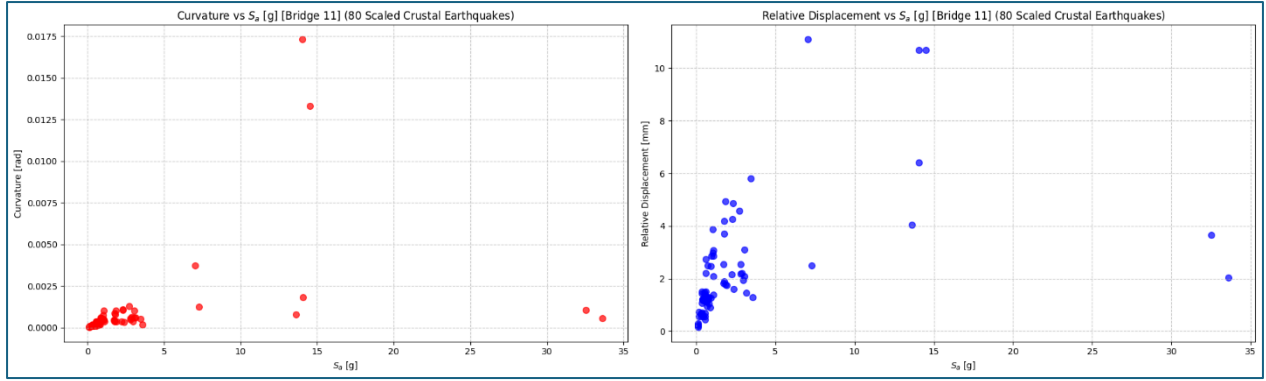


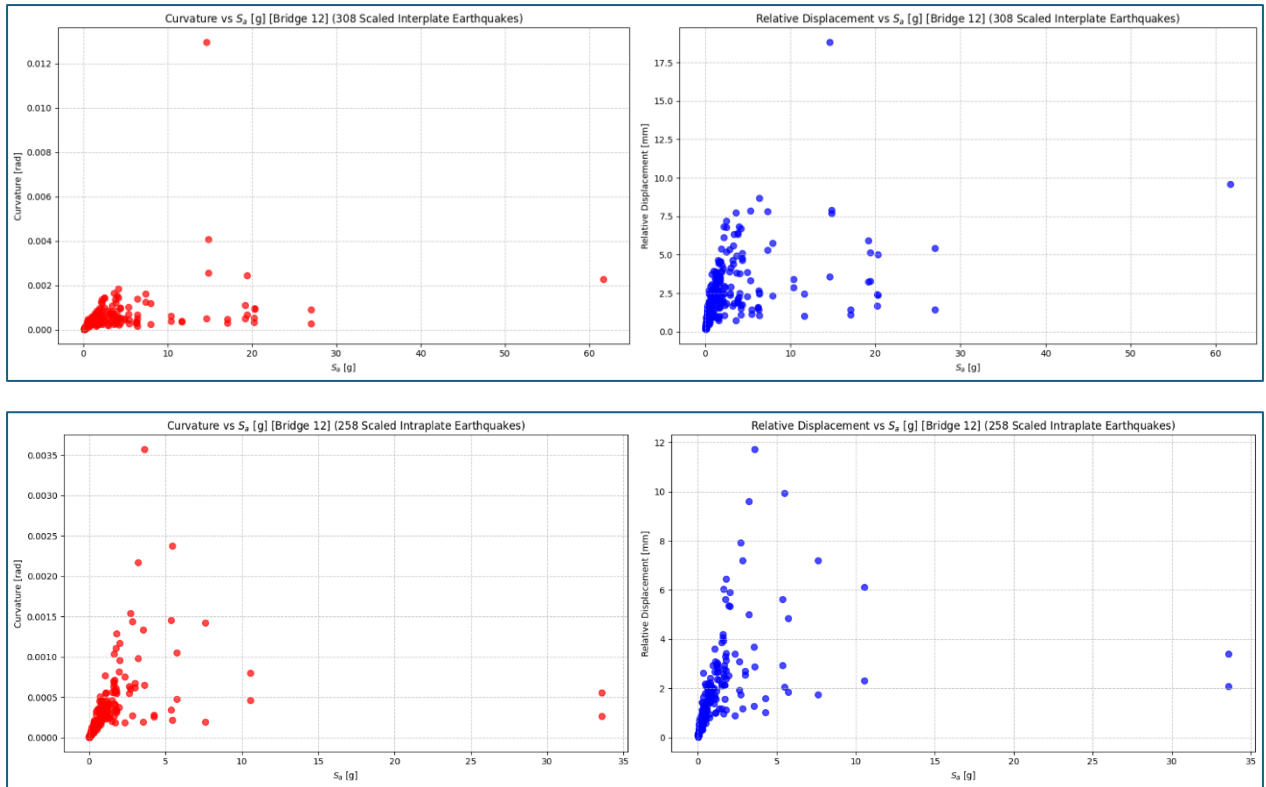






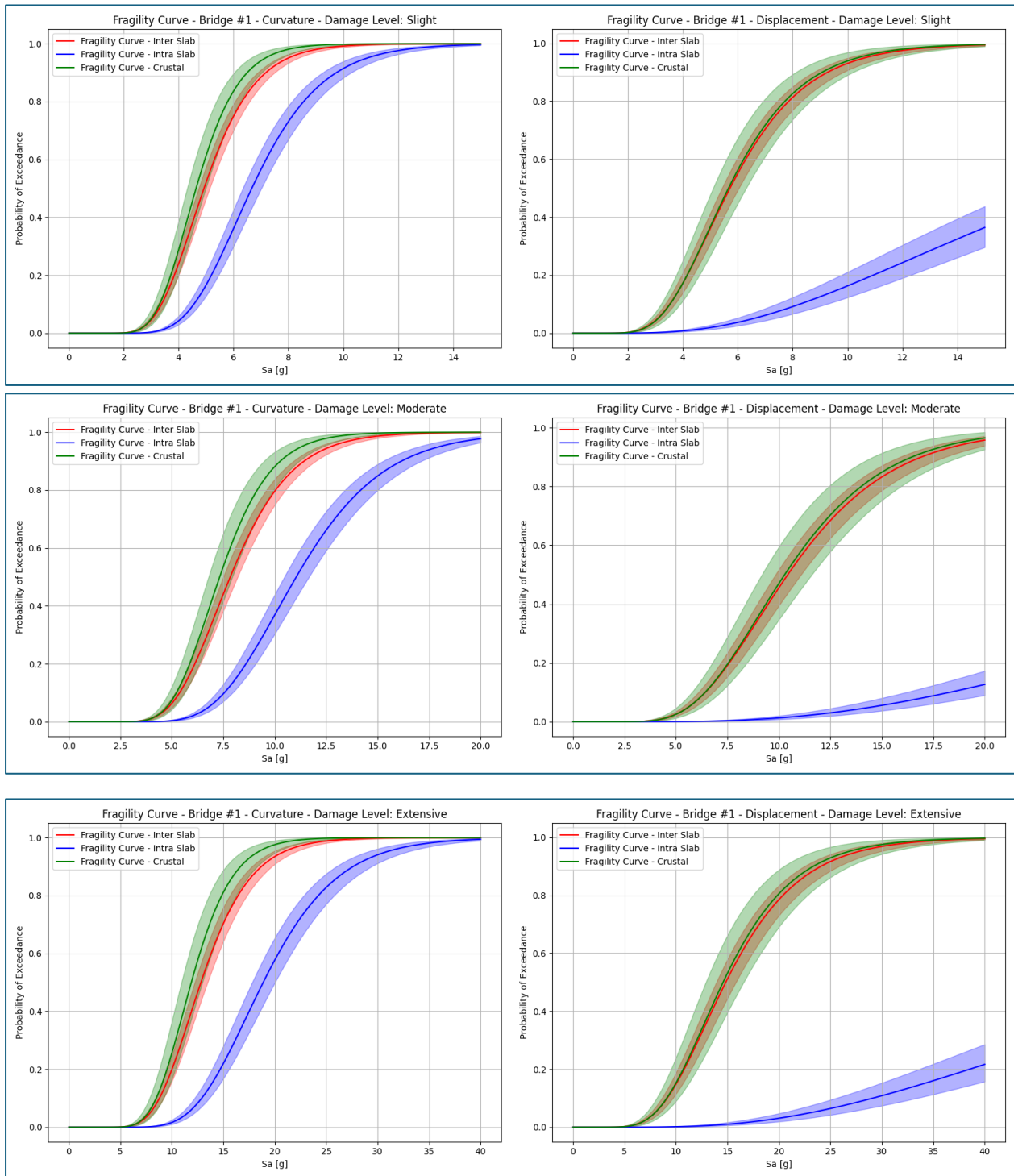


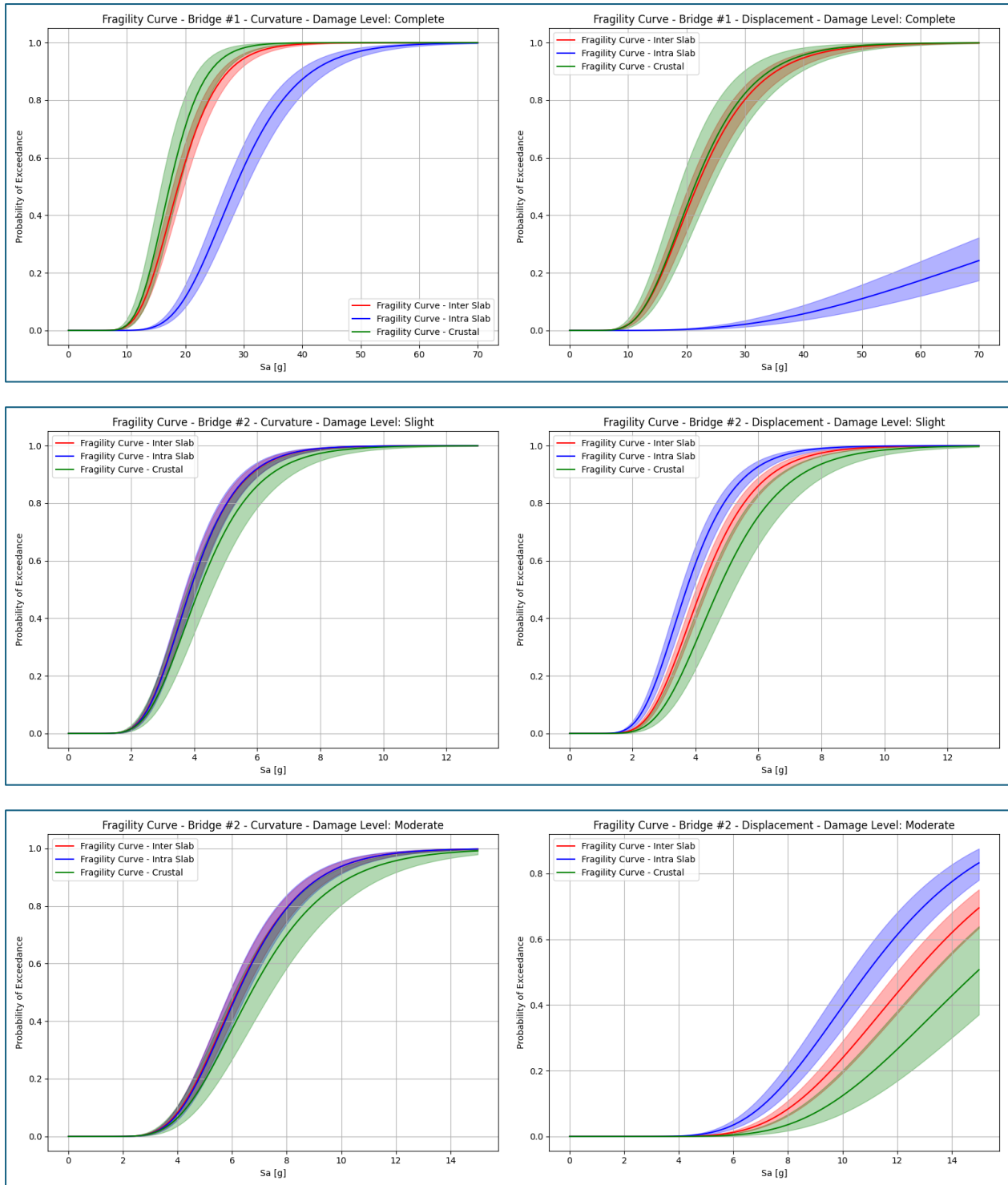


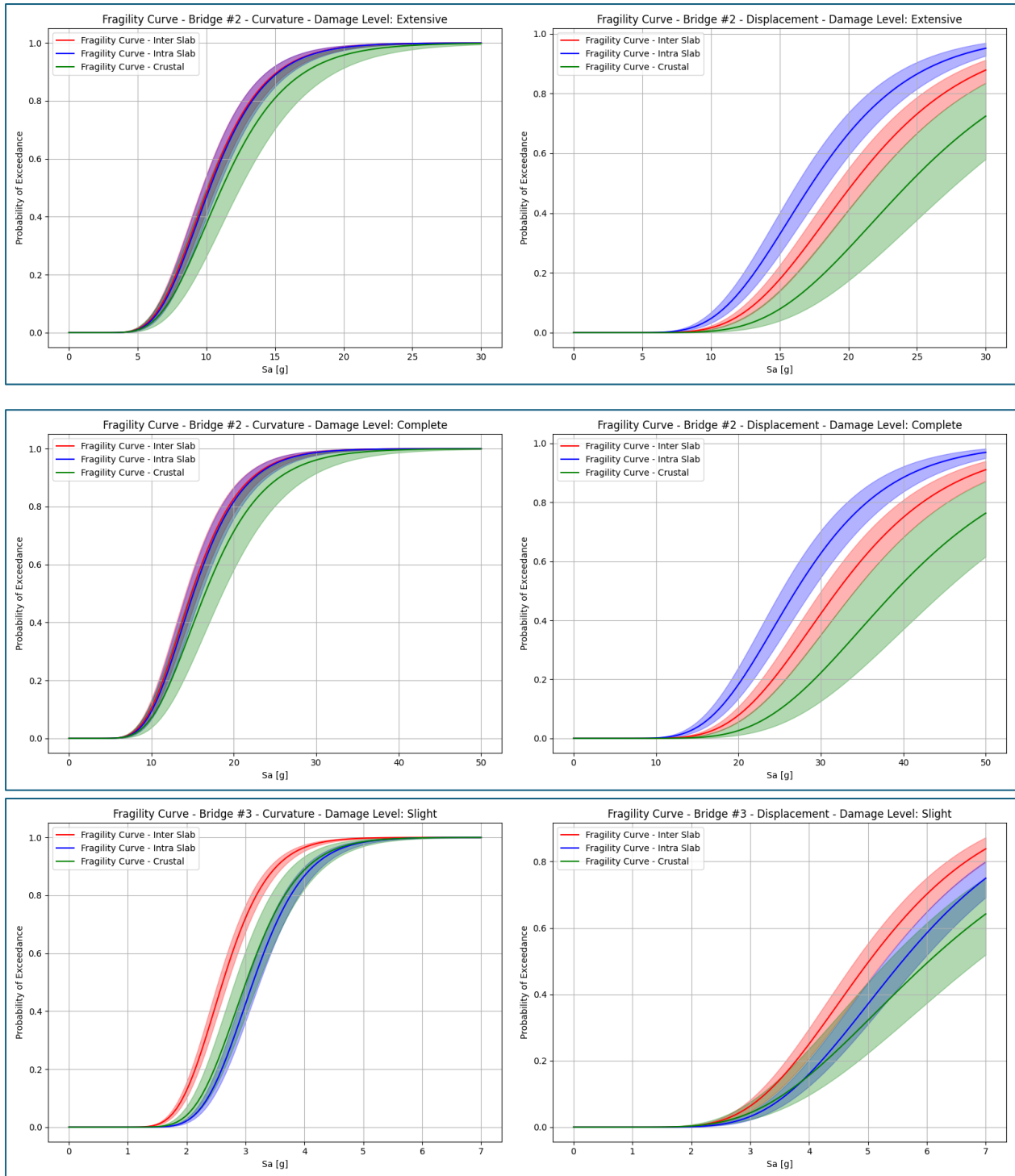


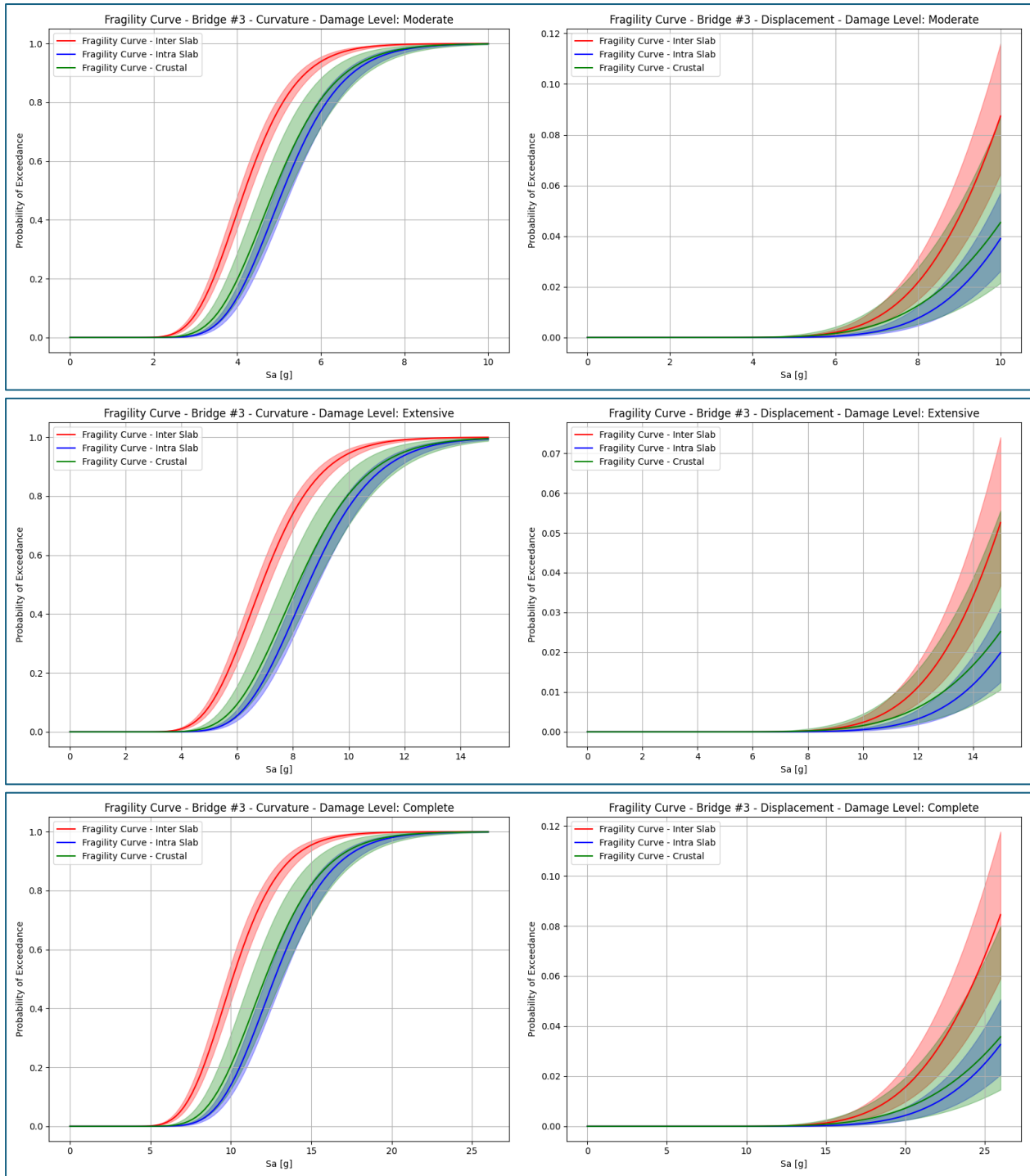
7.5 Fragilidad Sísmica

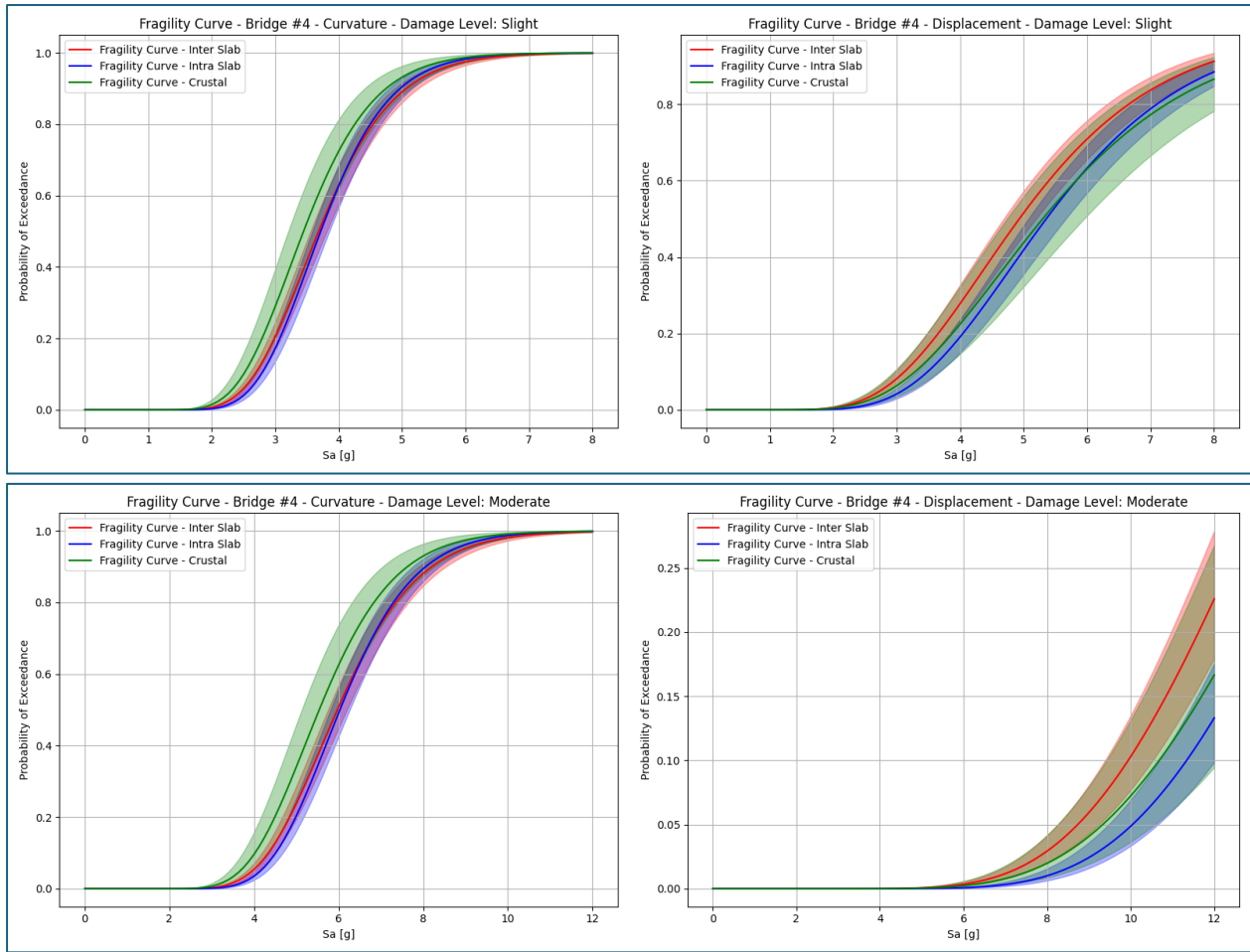
7.5.1 Fragilidad Sísmica sin Escalar

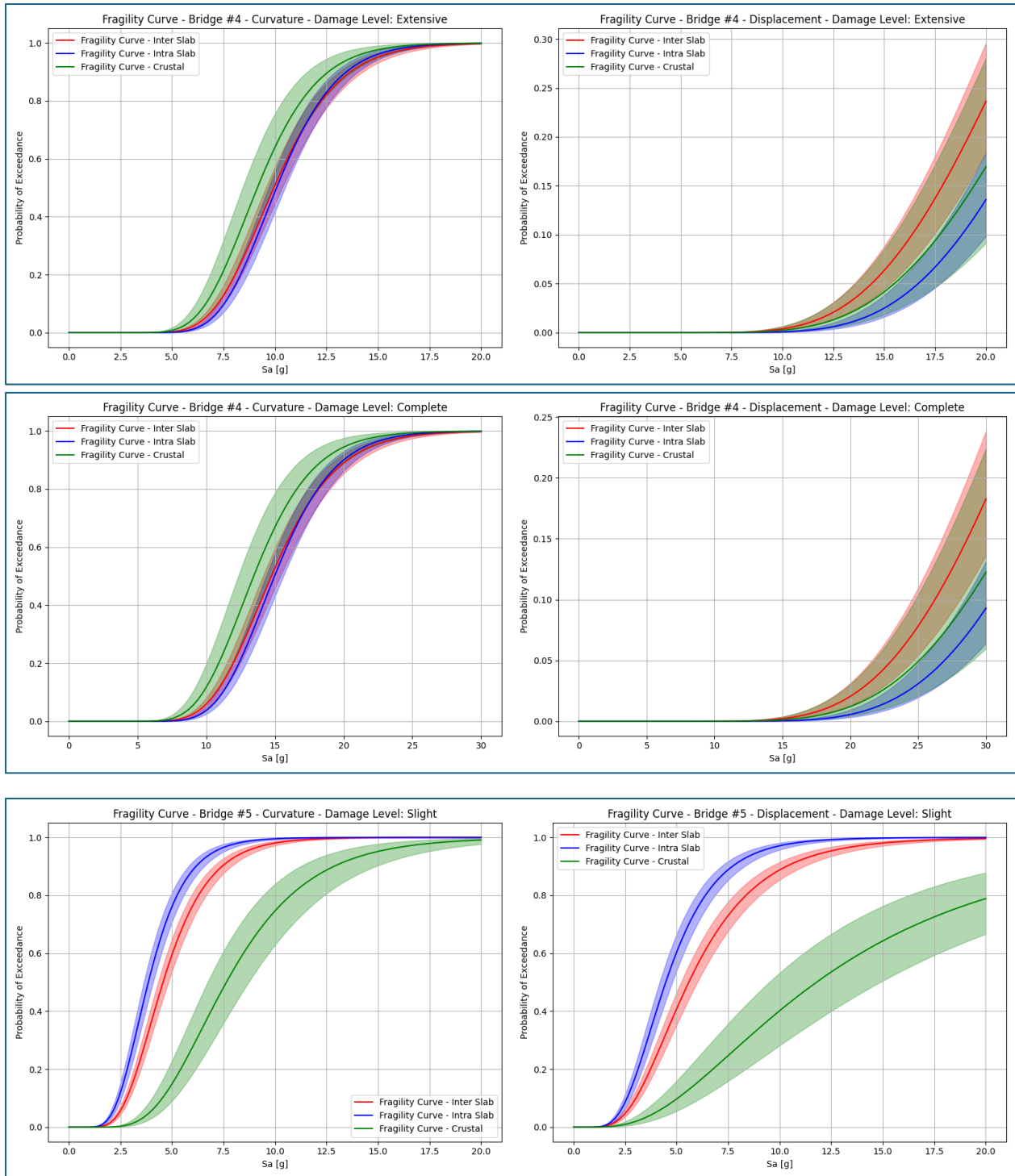


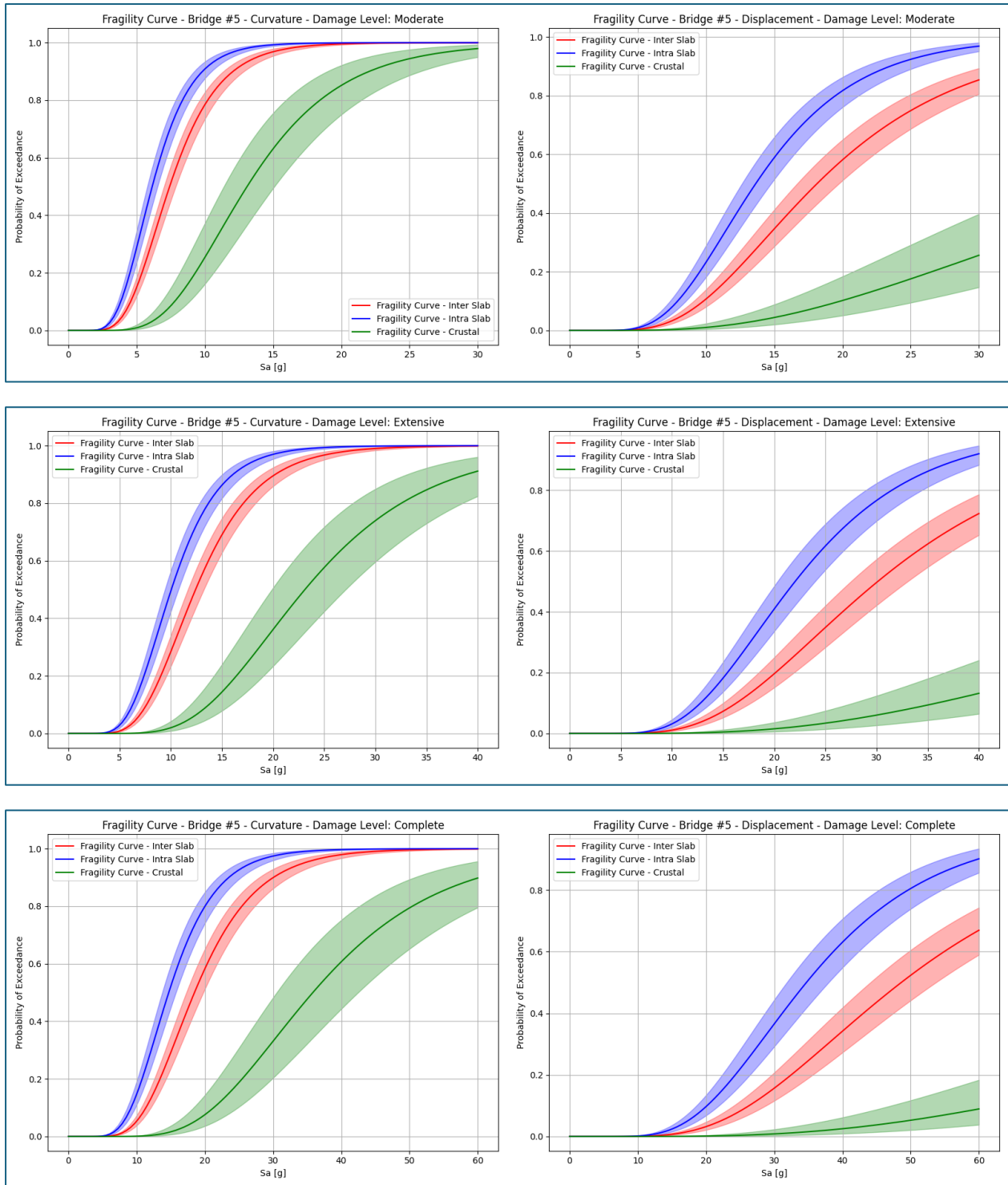


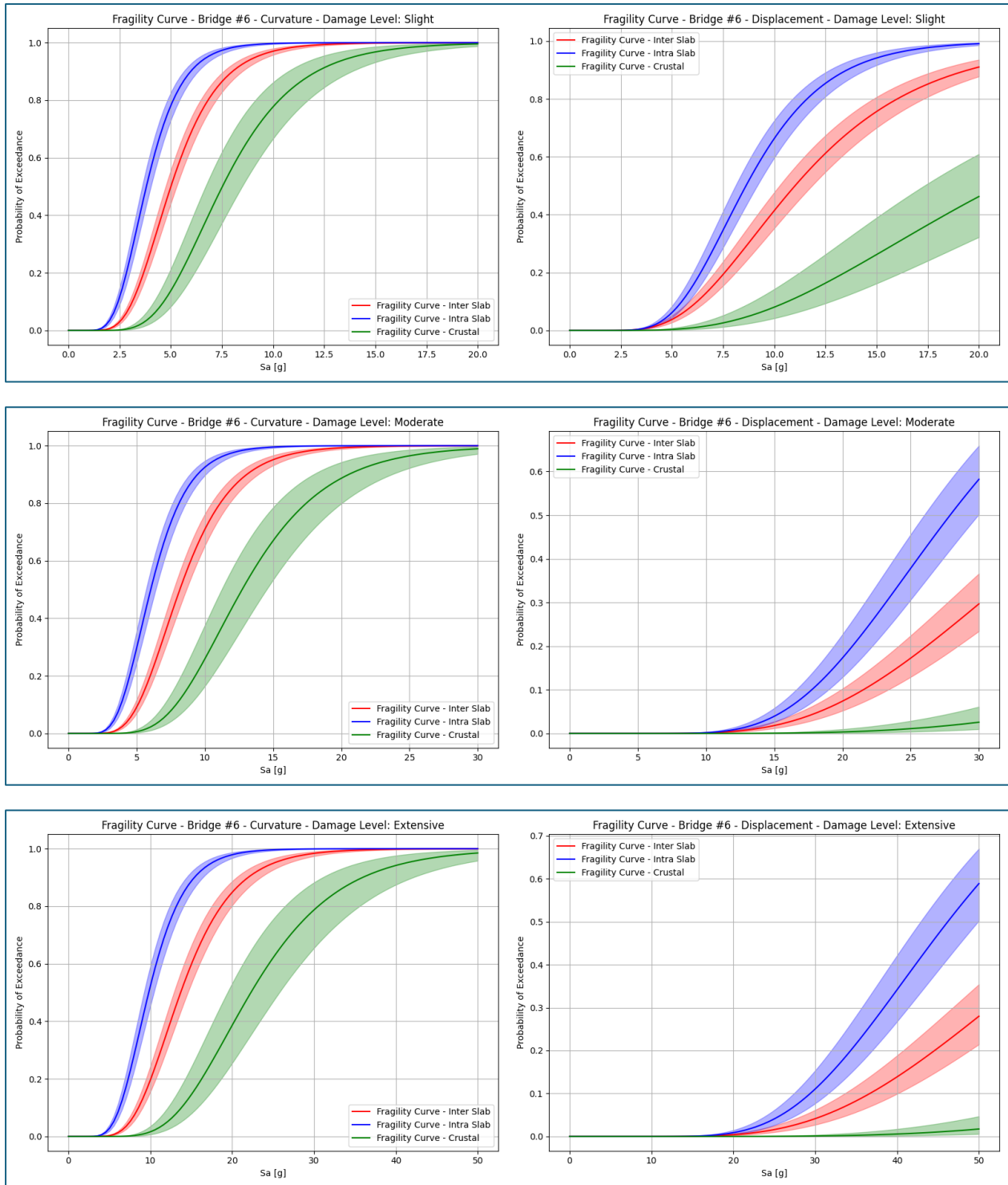


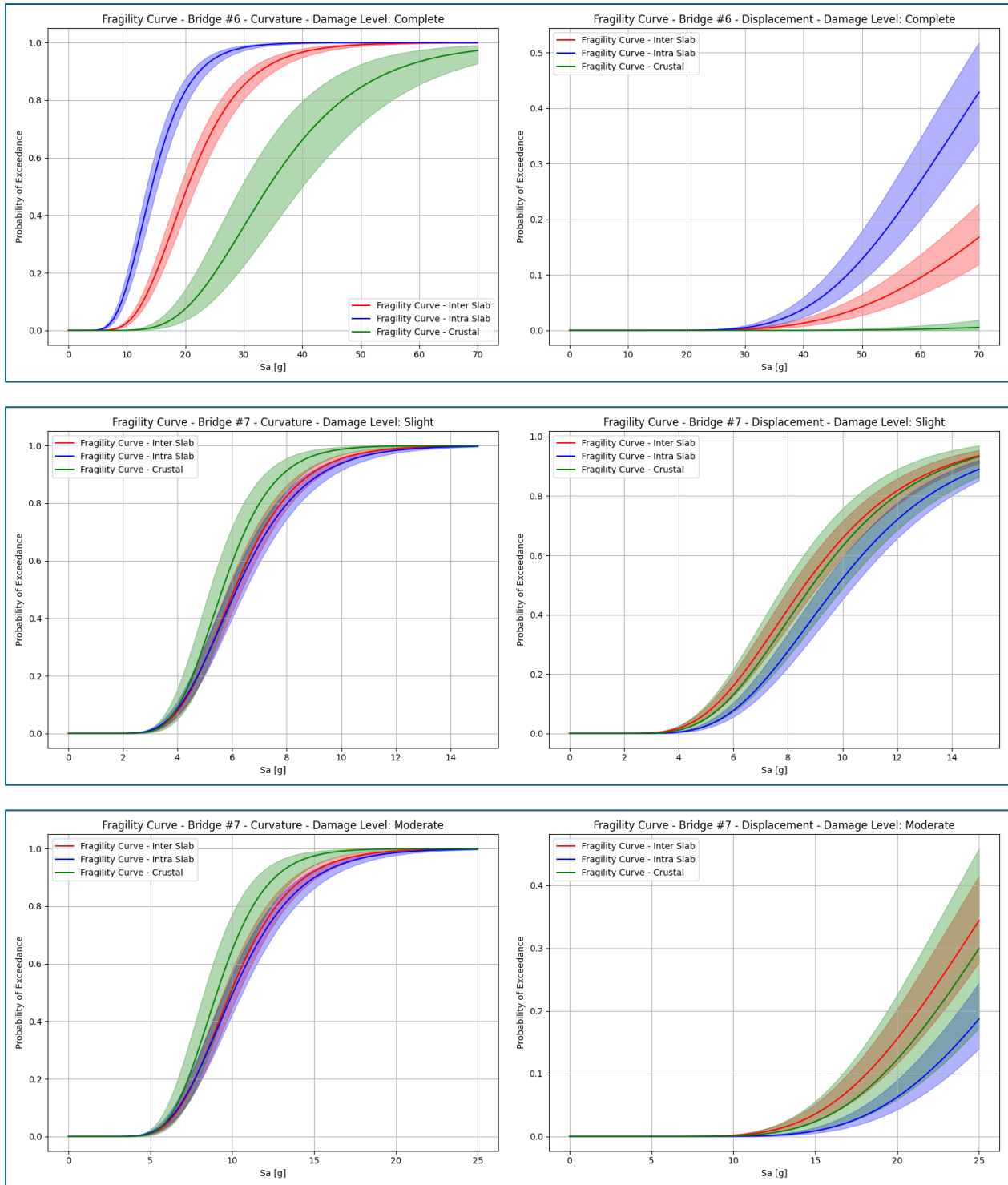


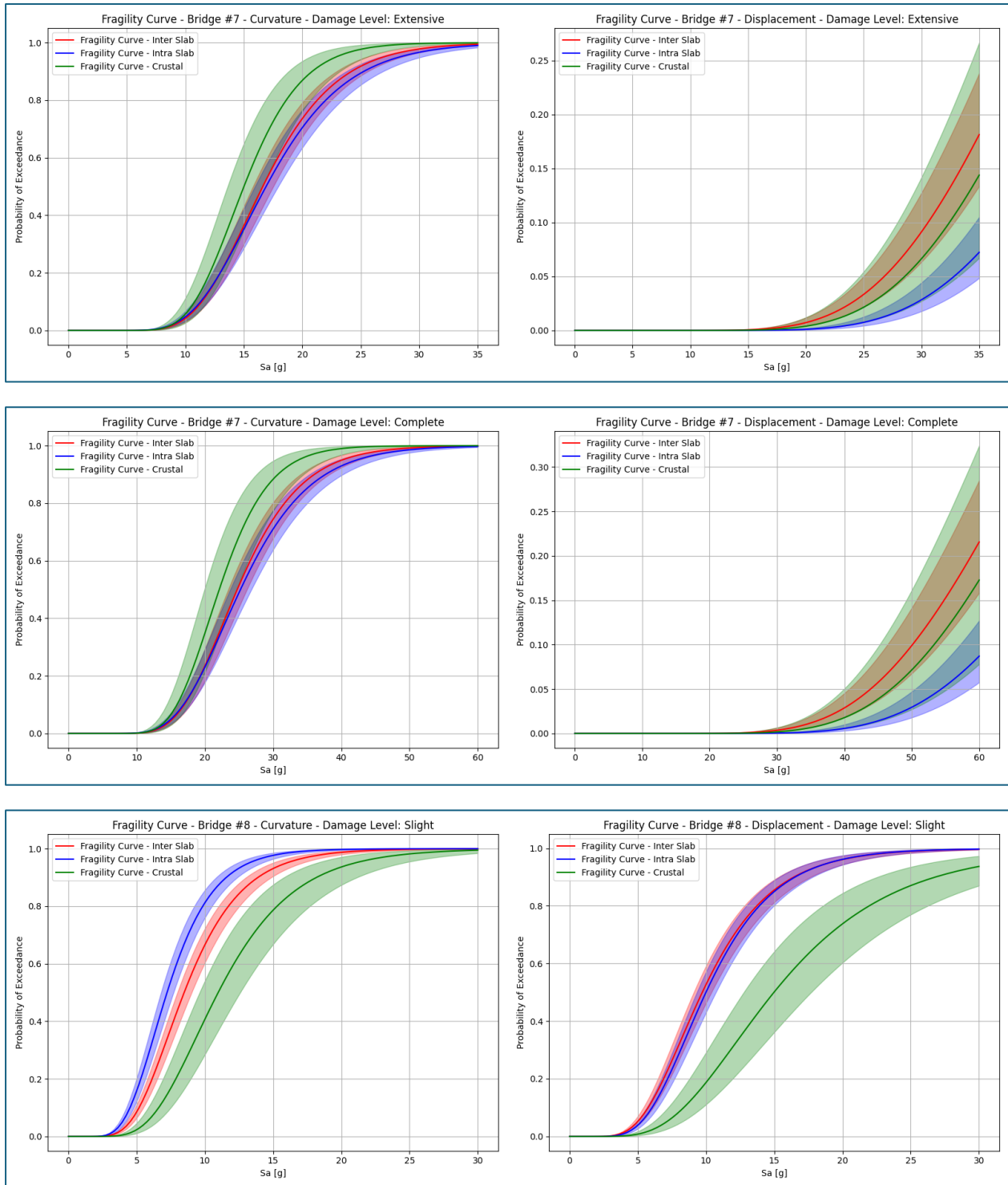


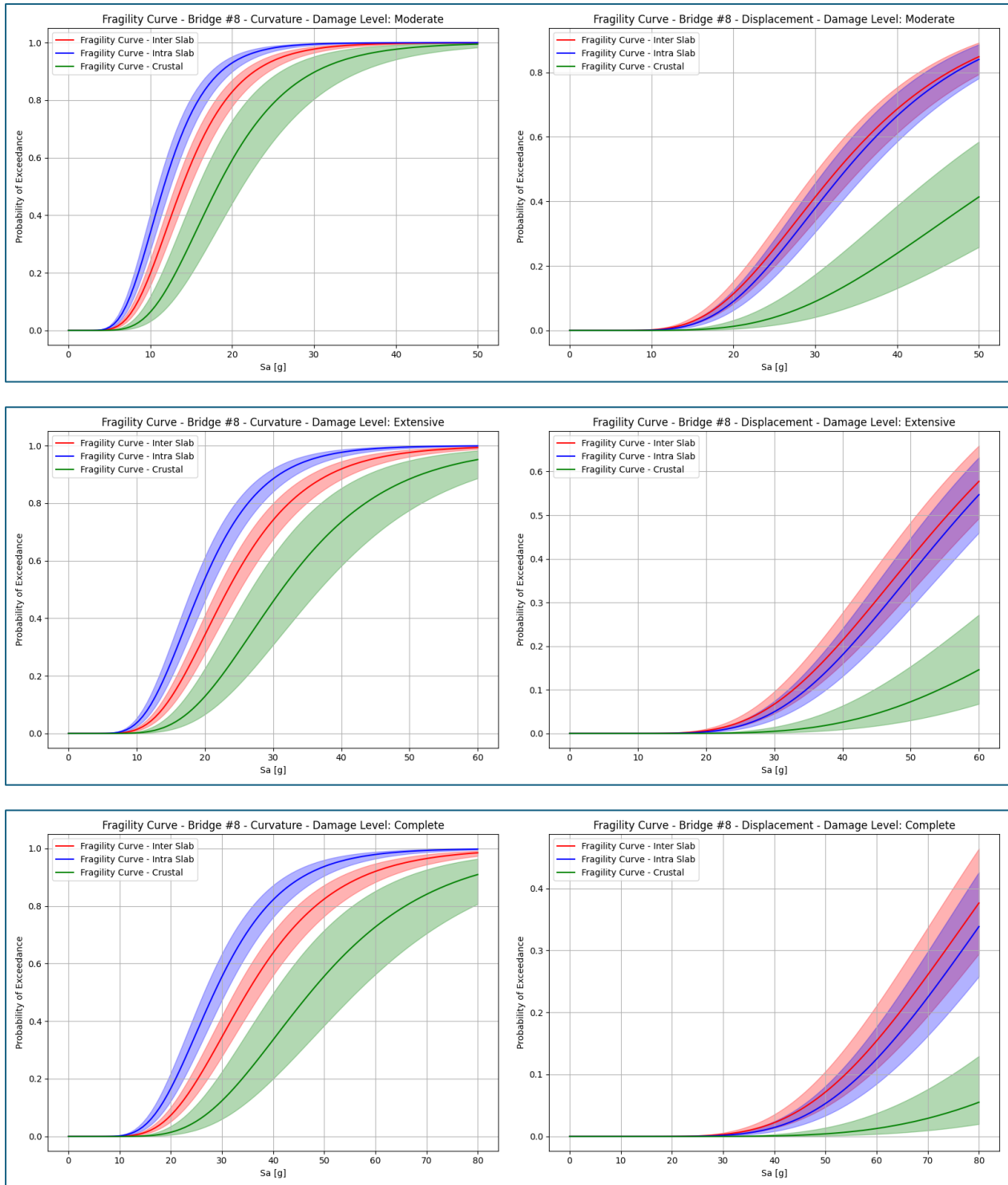


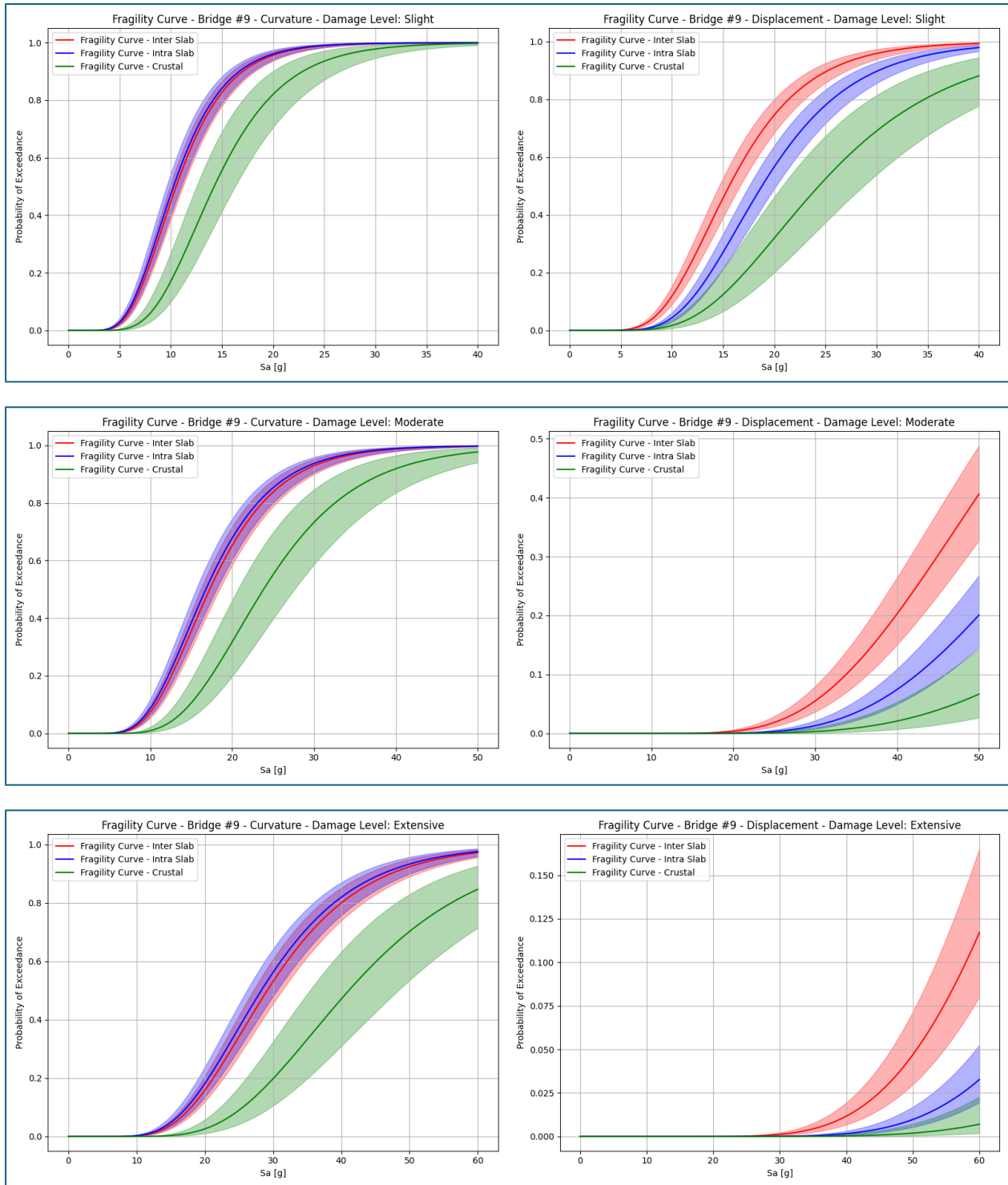


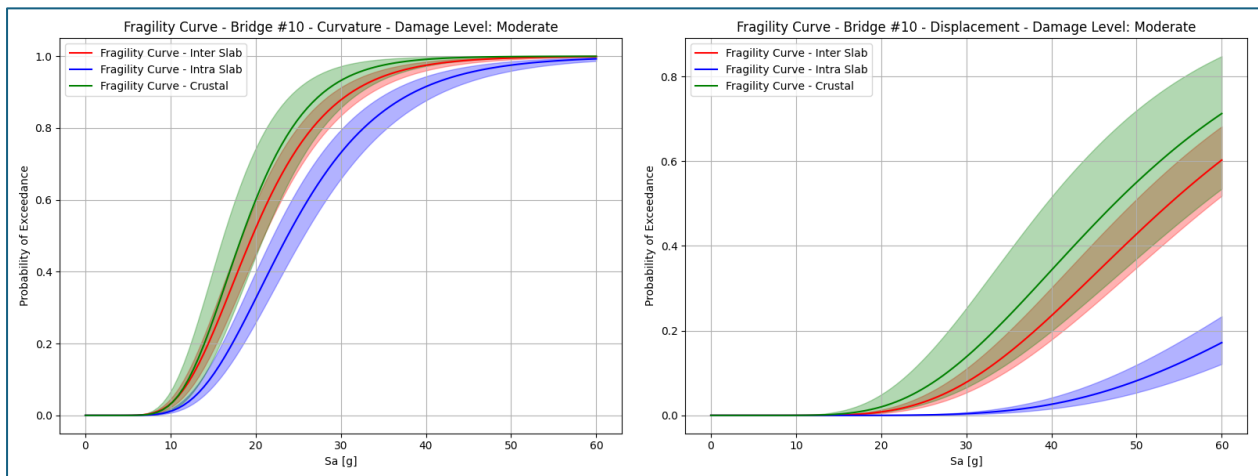
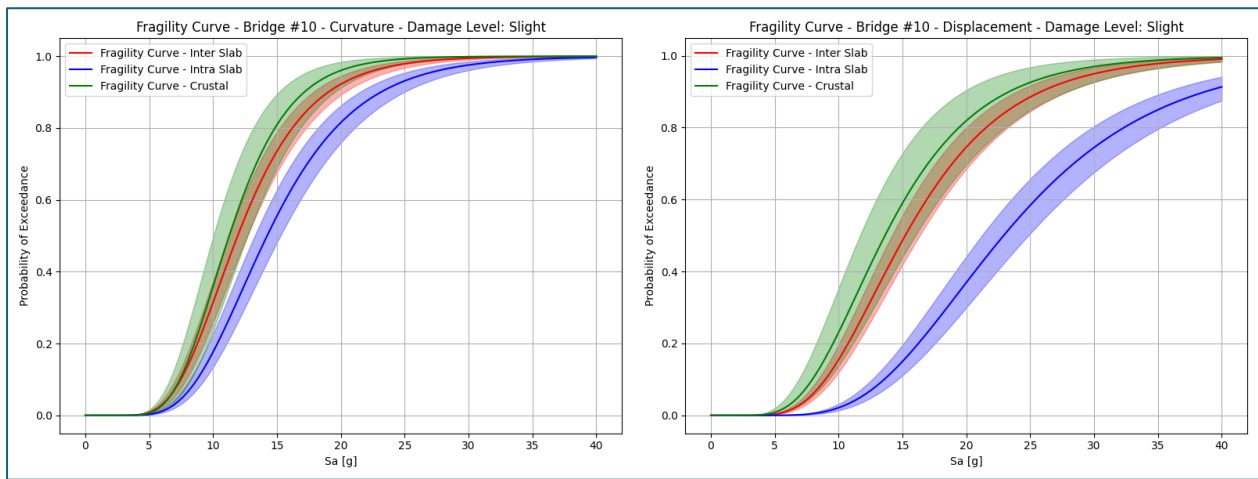
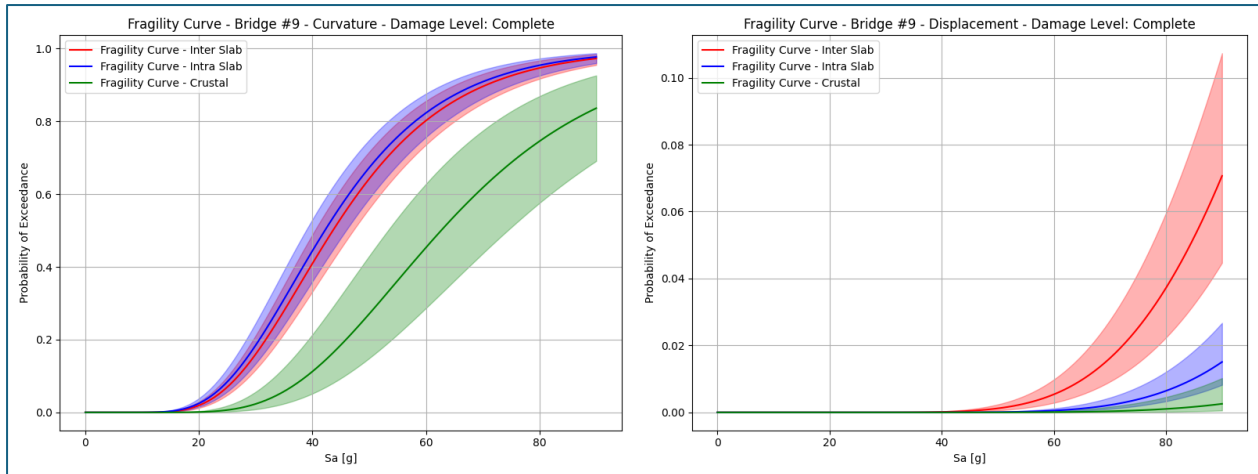


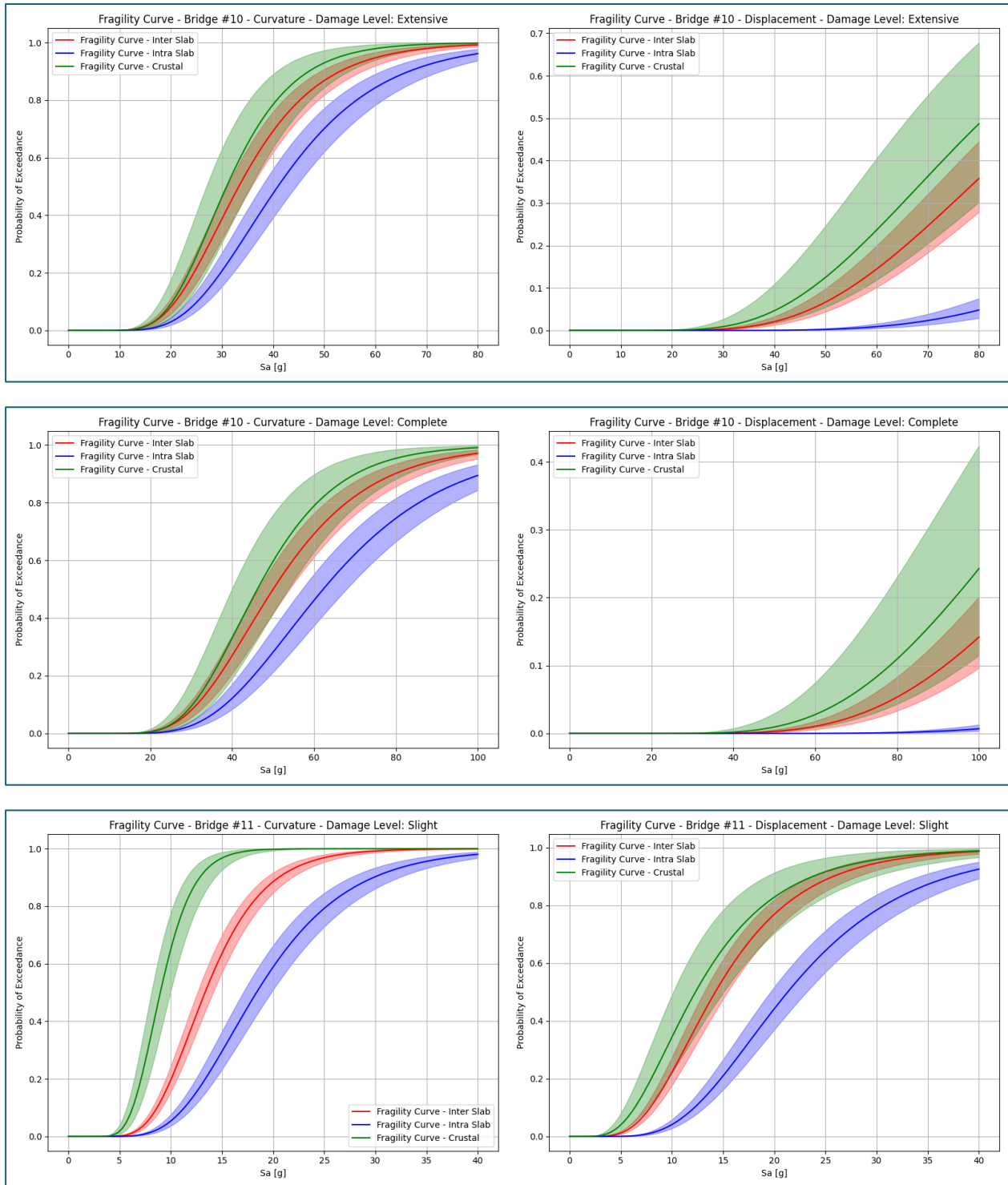


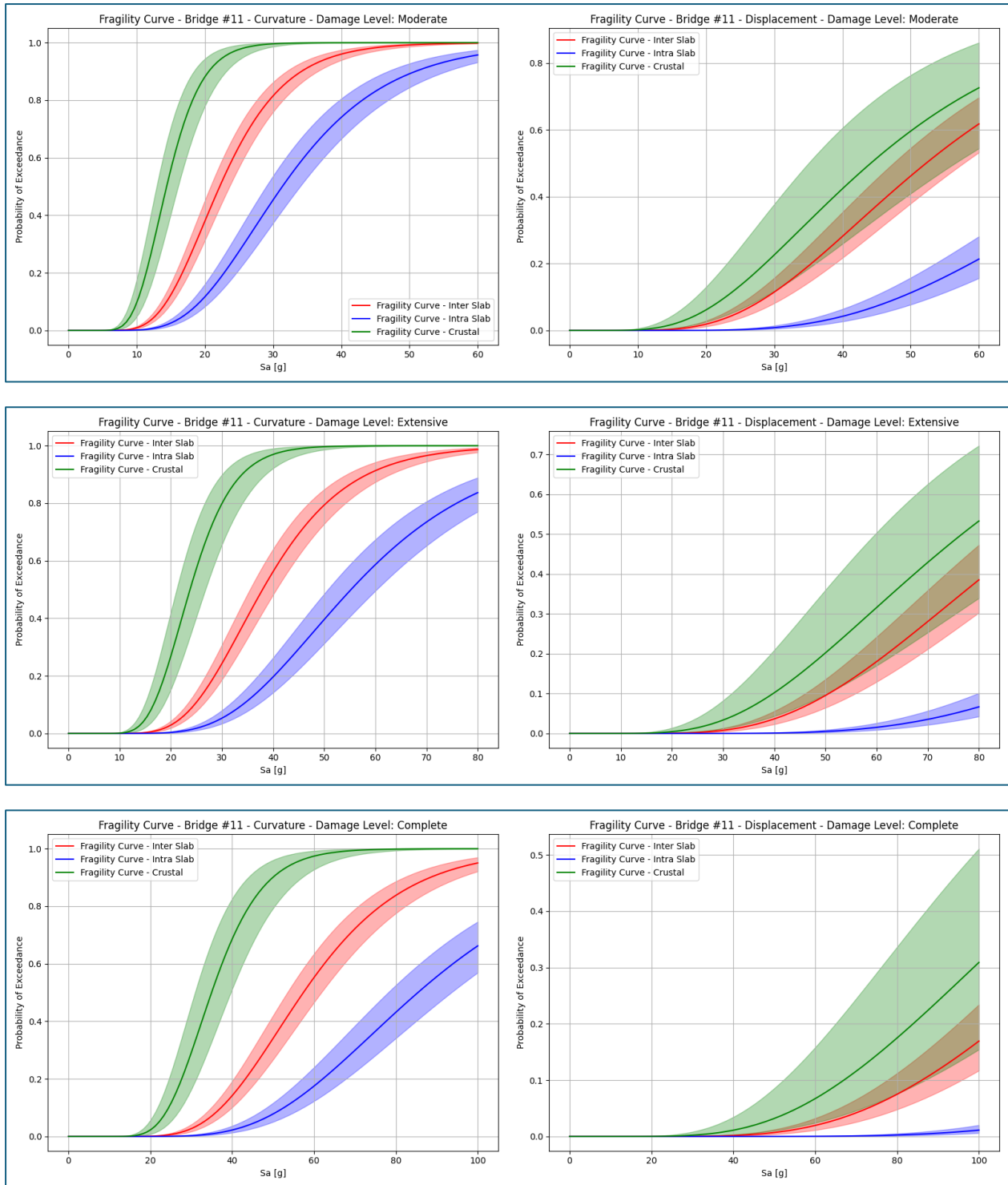


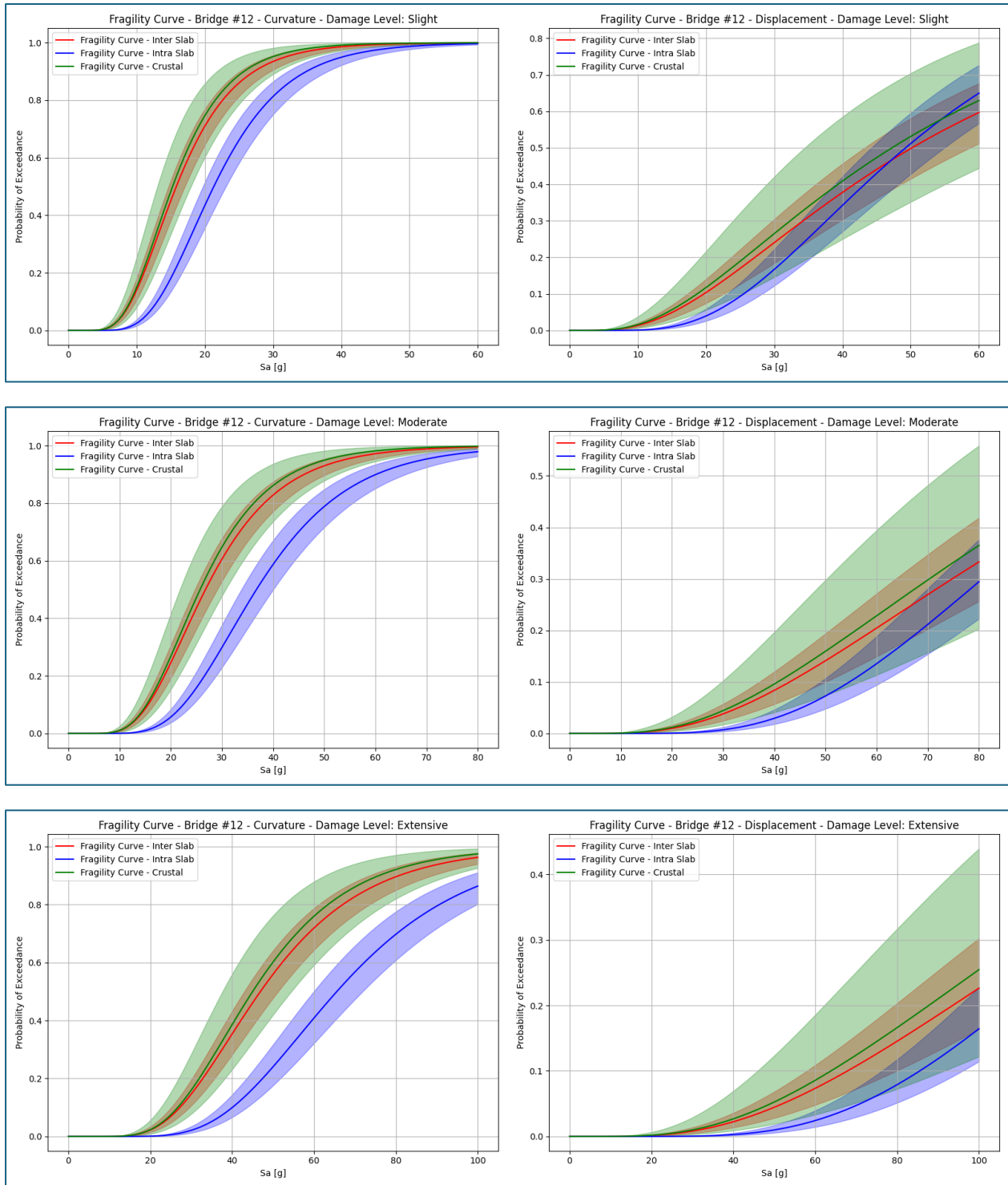


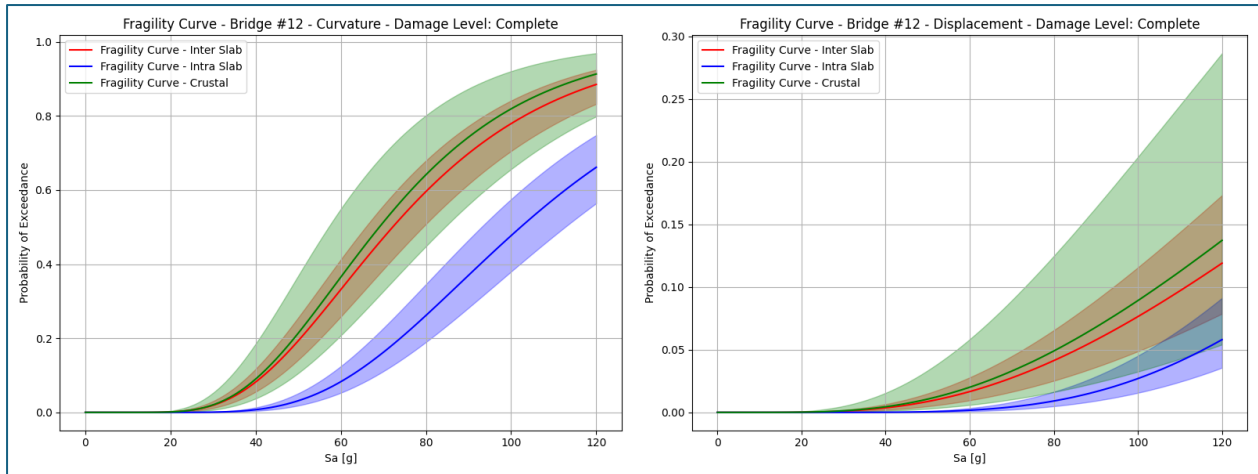




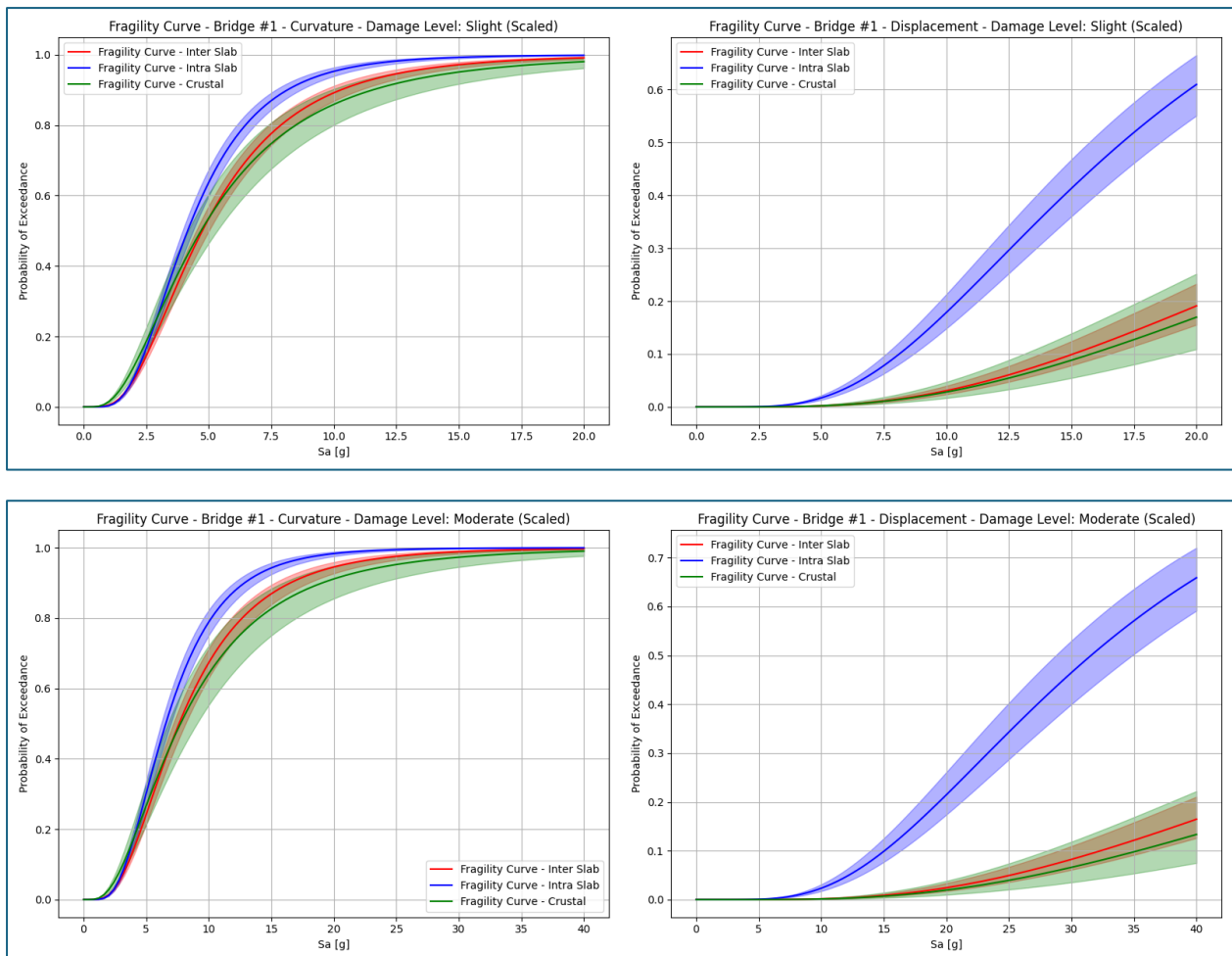


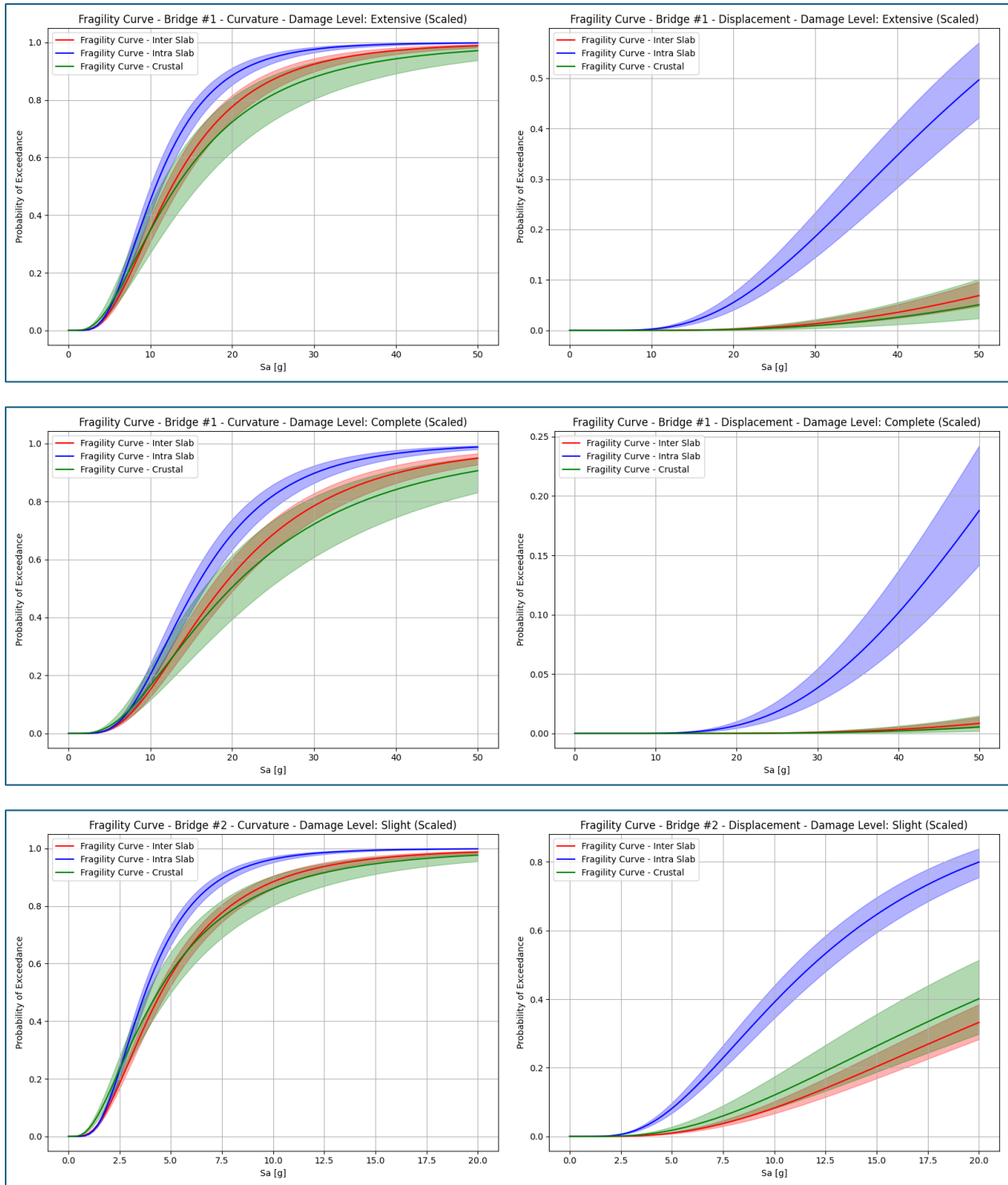


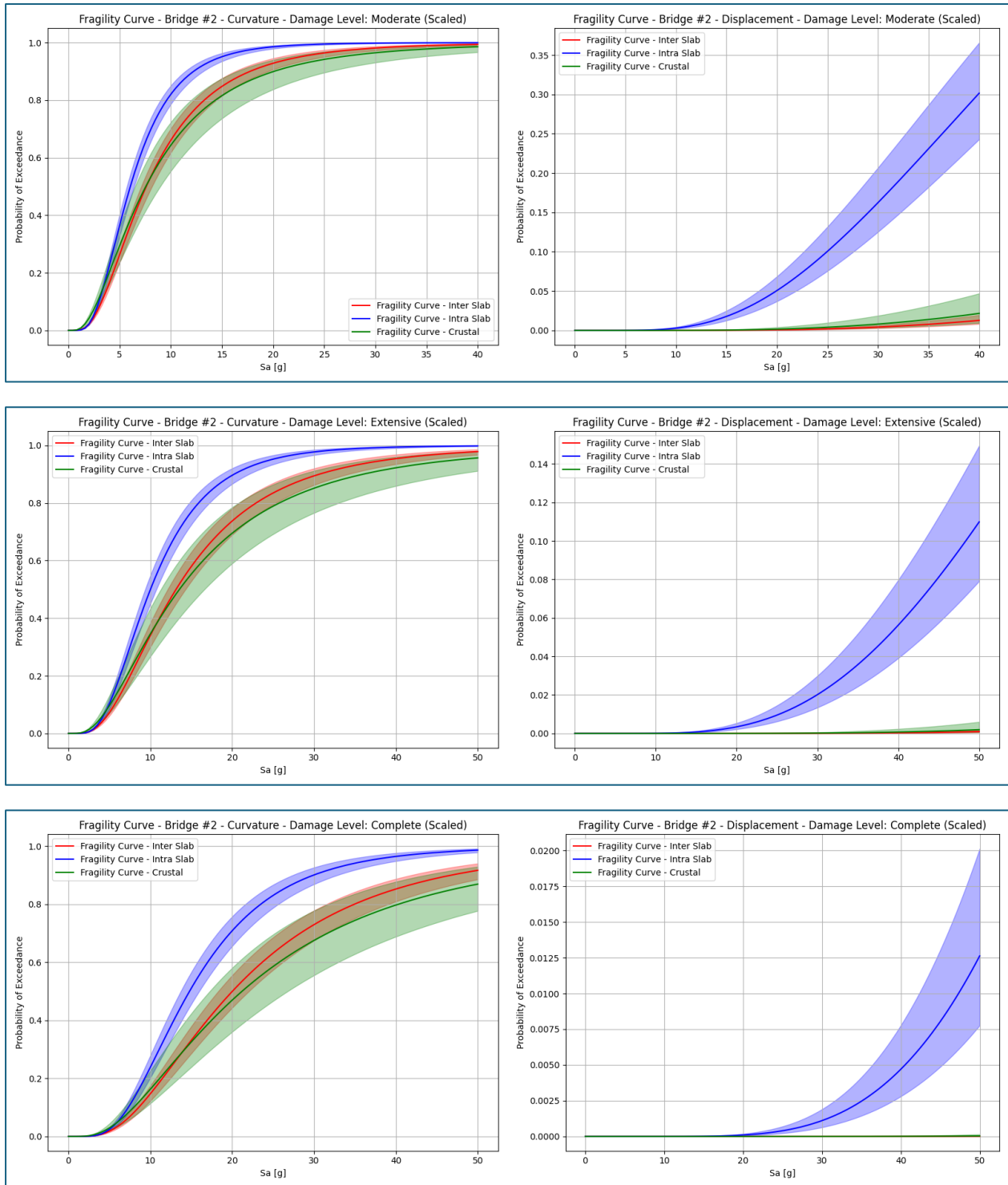


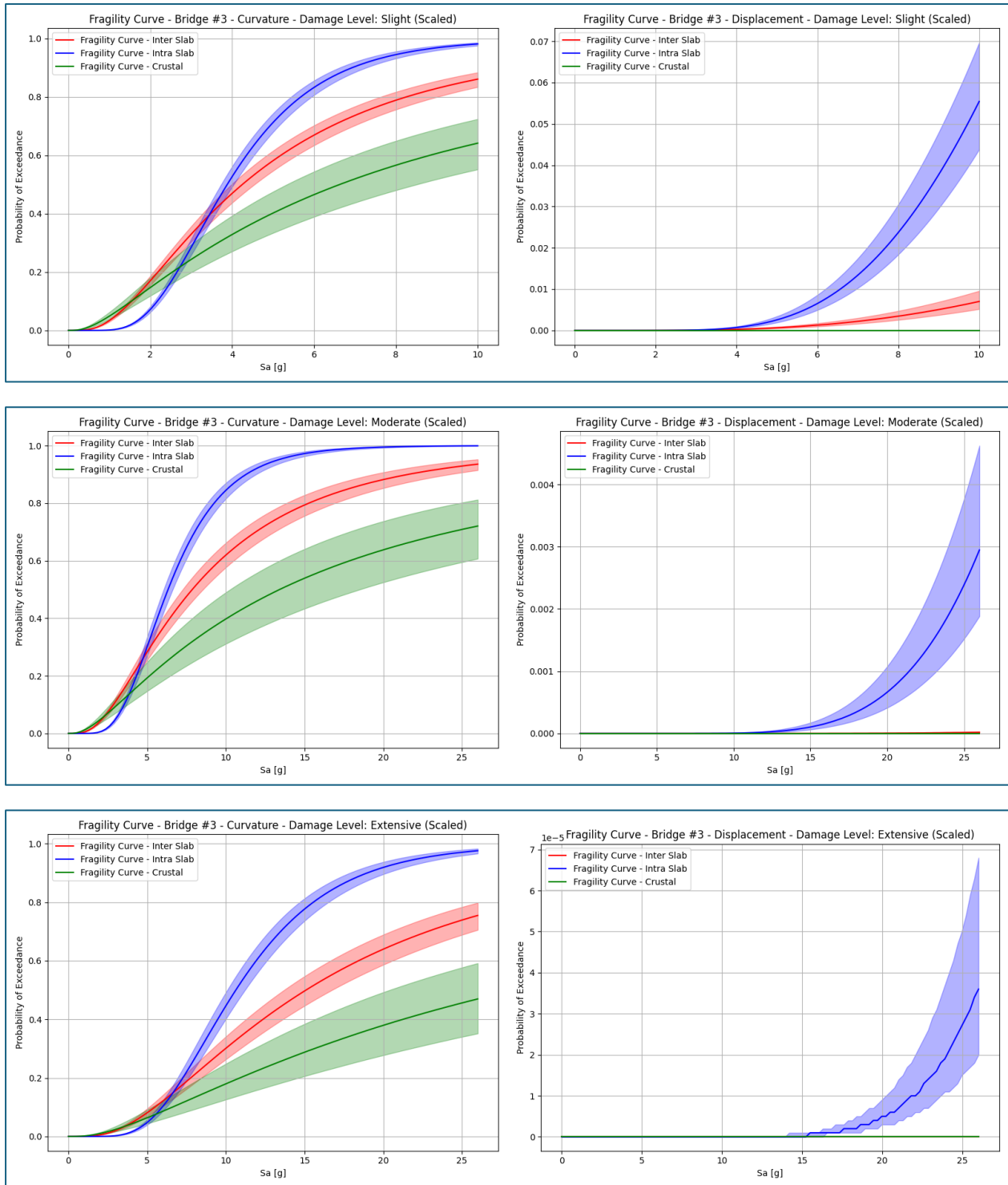


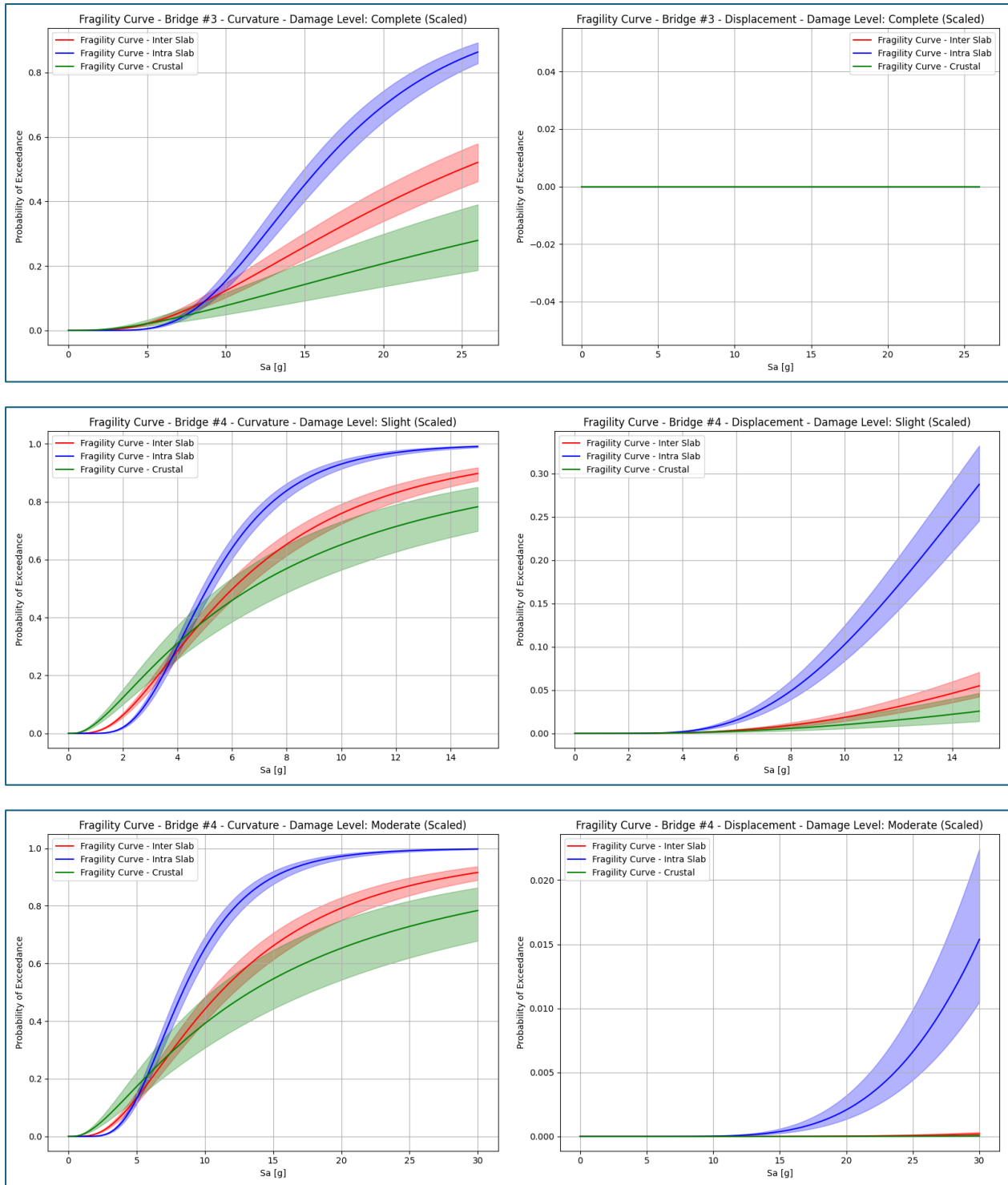
7.5.2 Fragilidad Sísmica Escalado

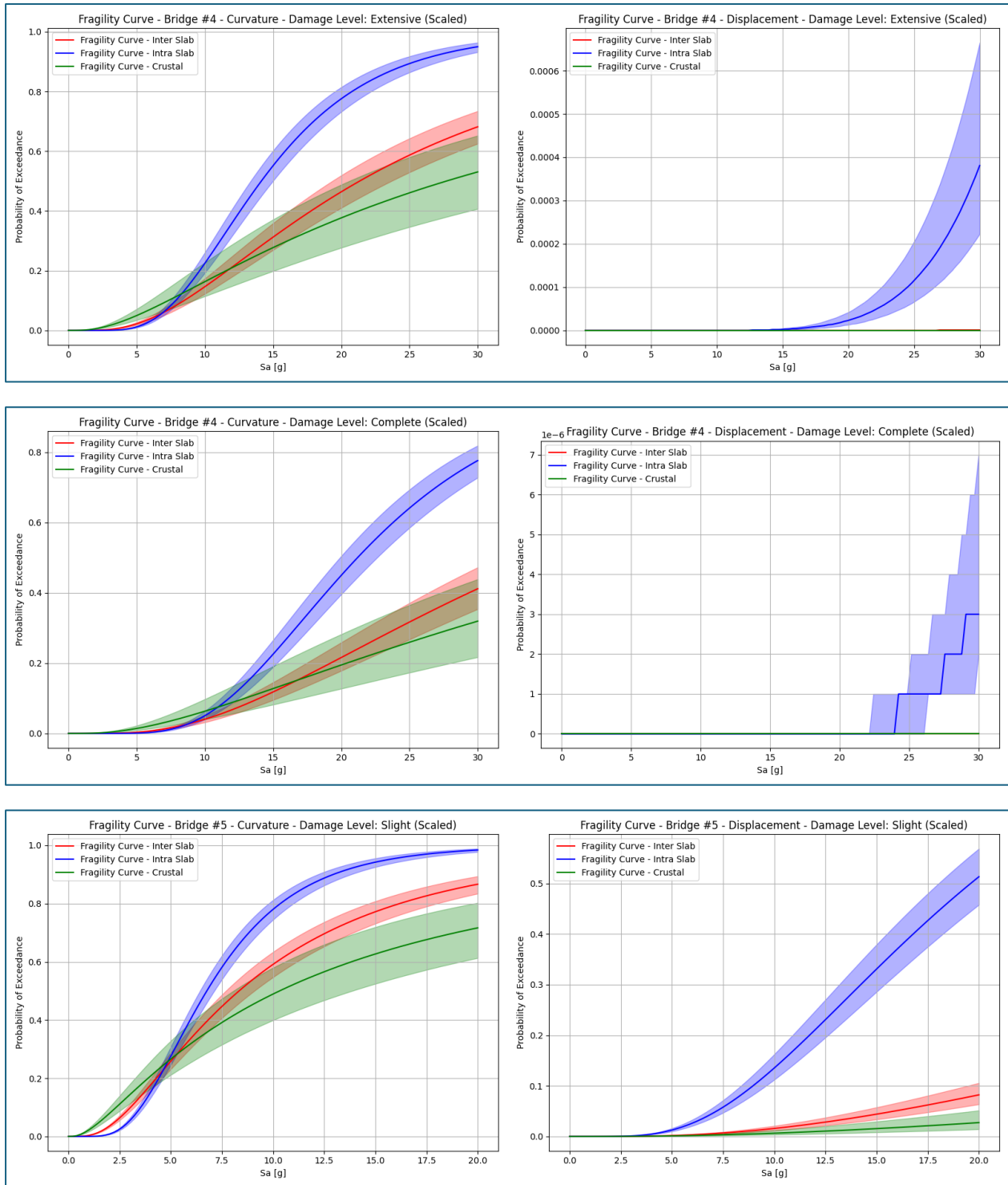


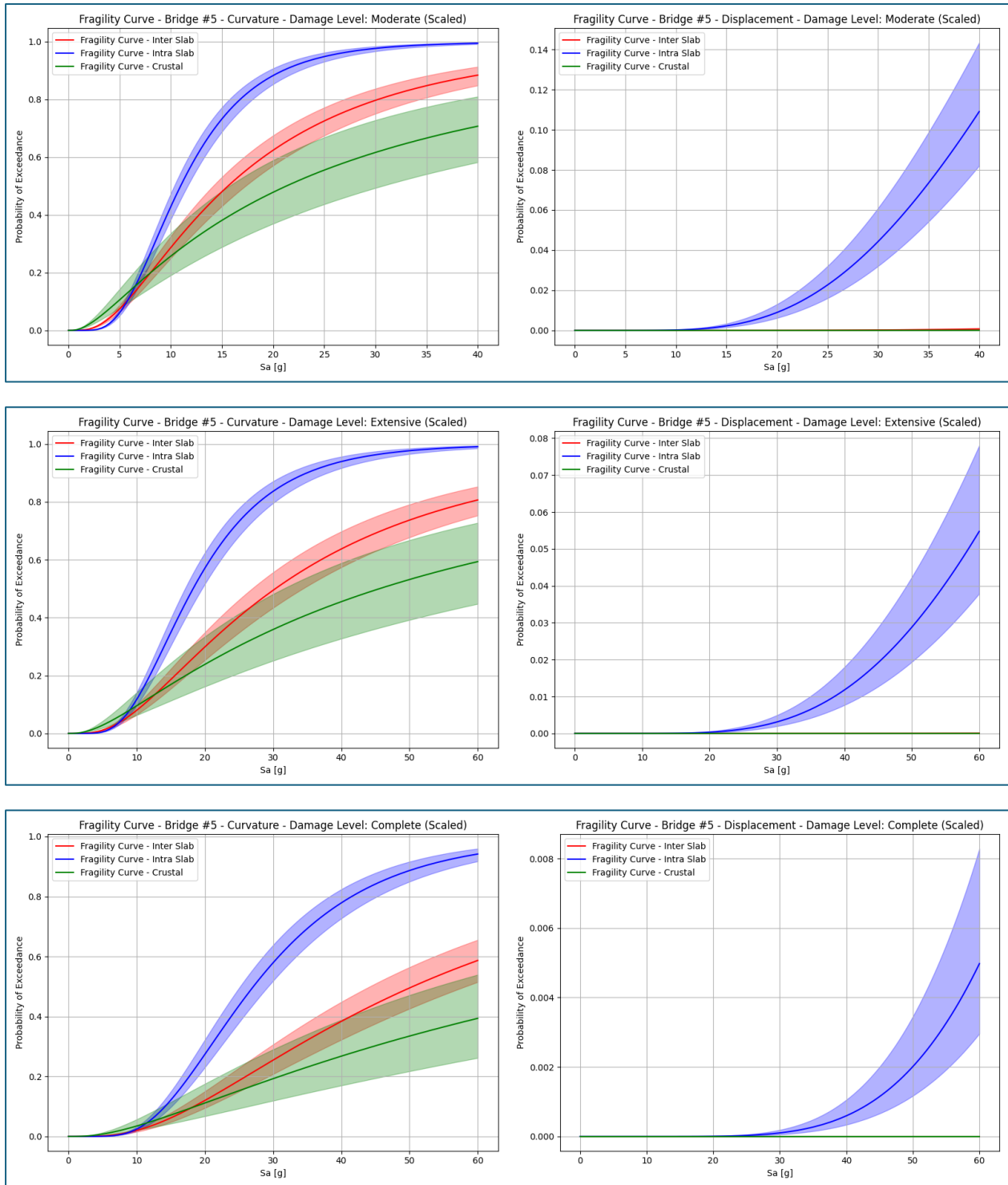


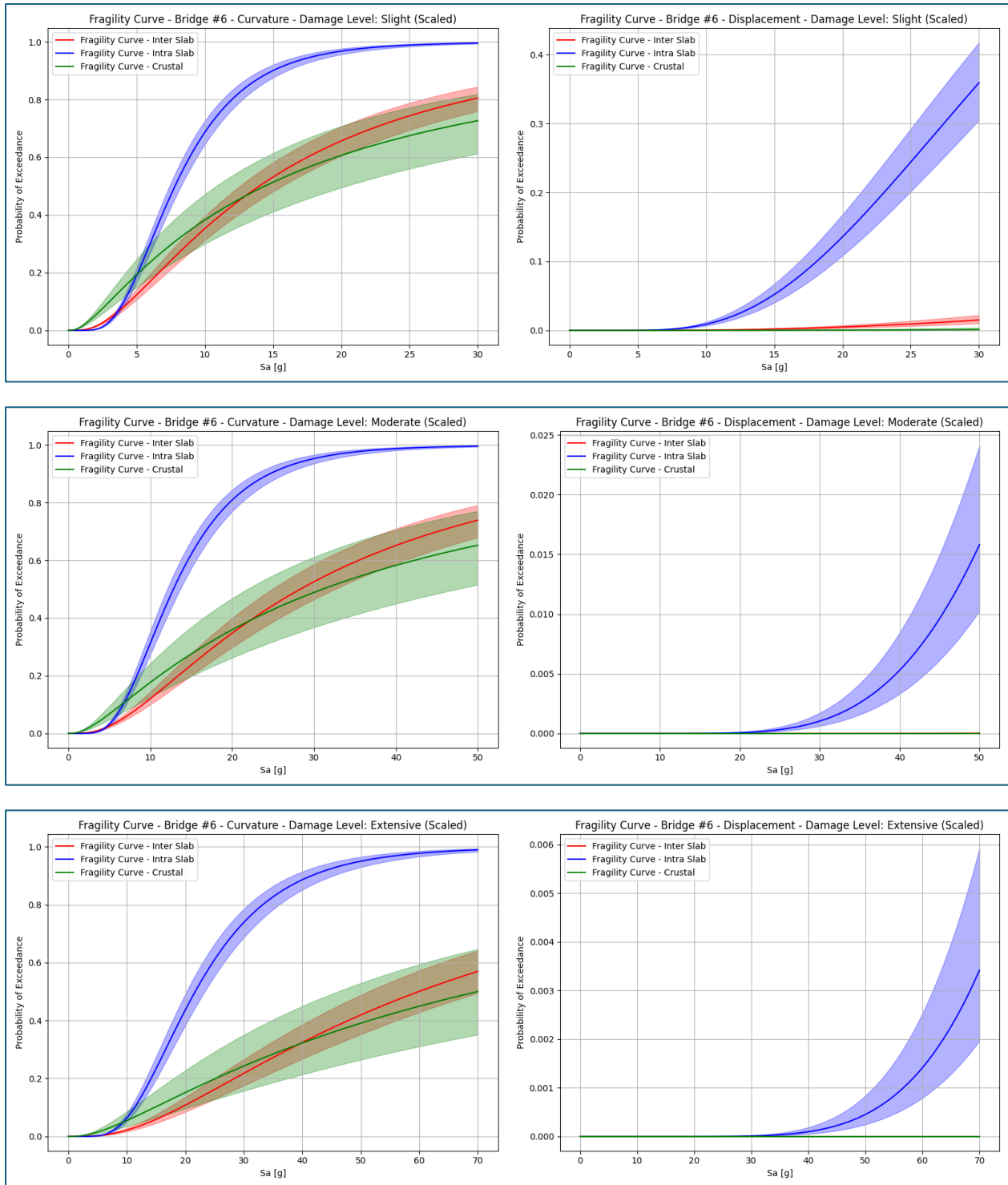


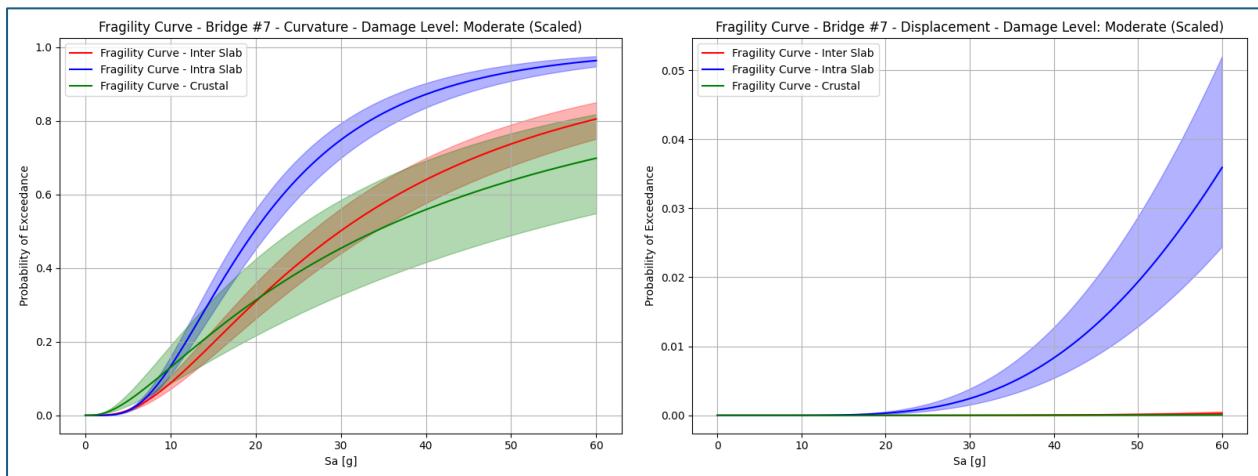
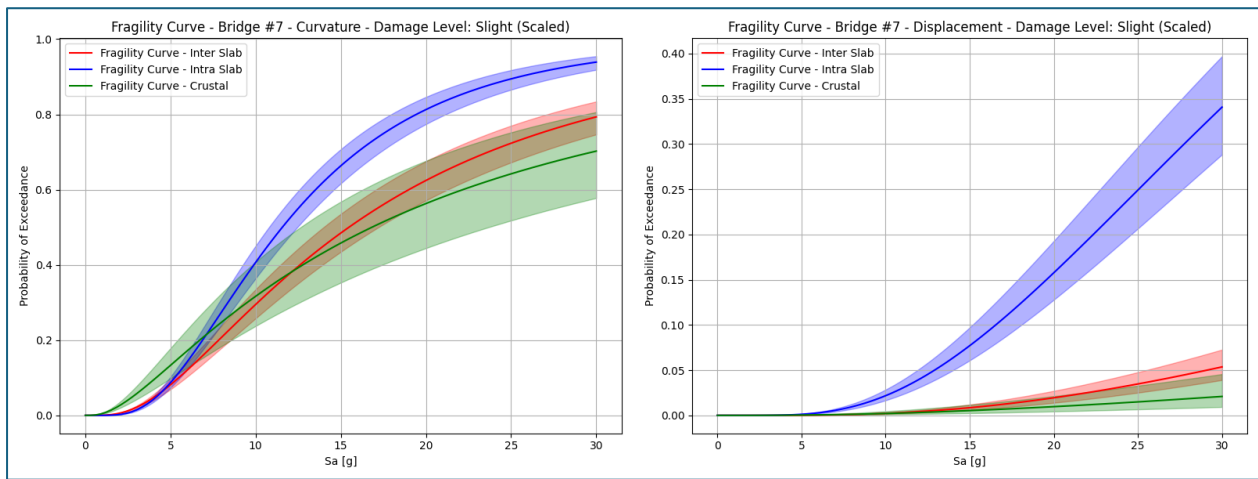
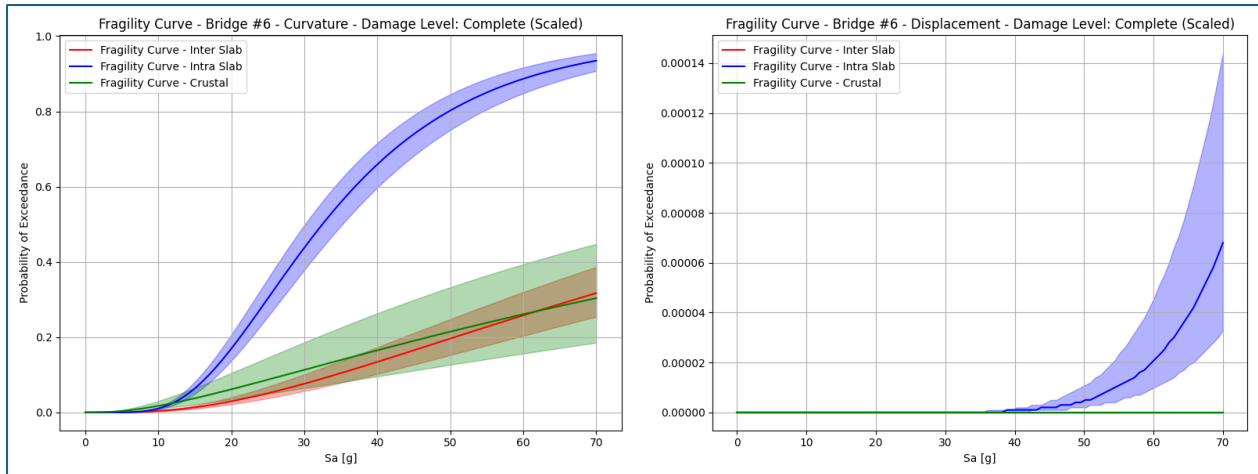


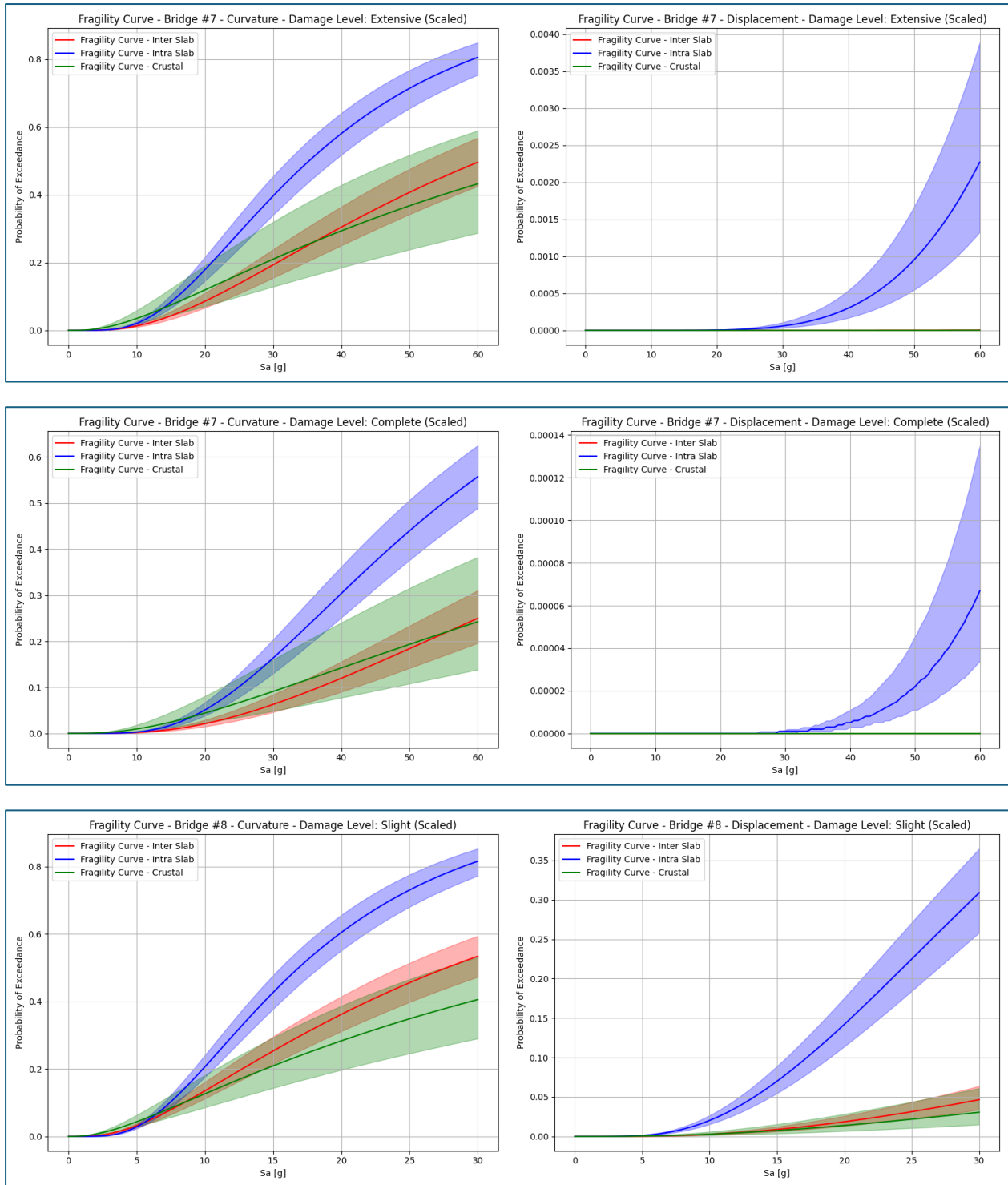


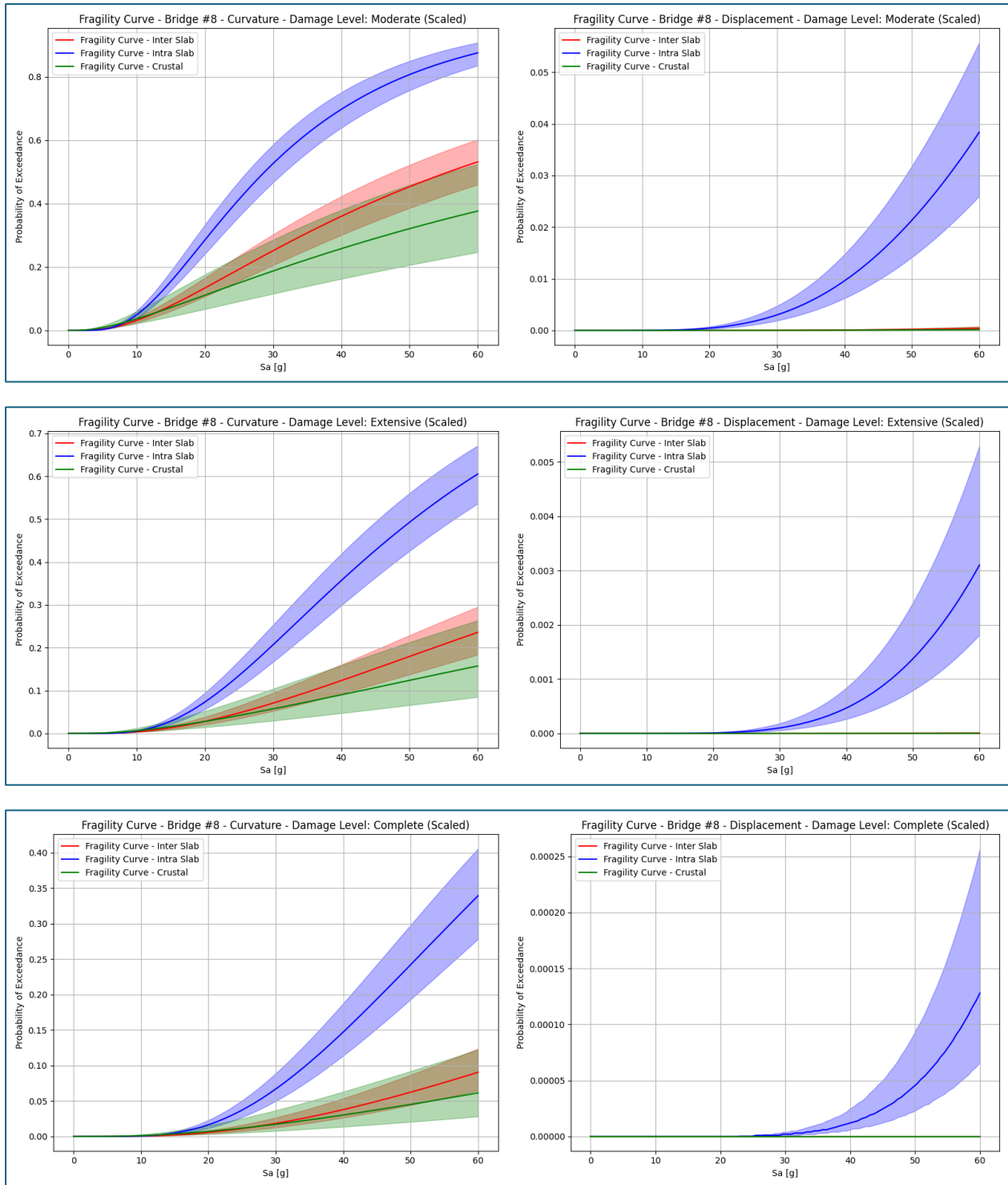


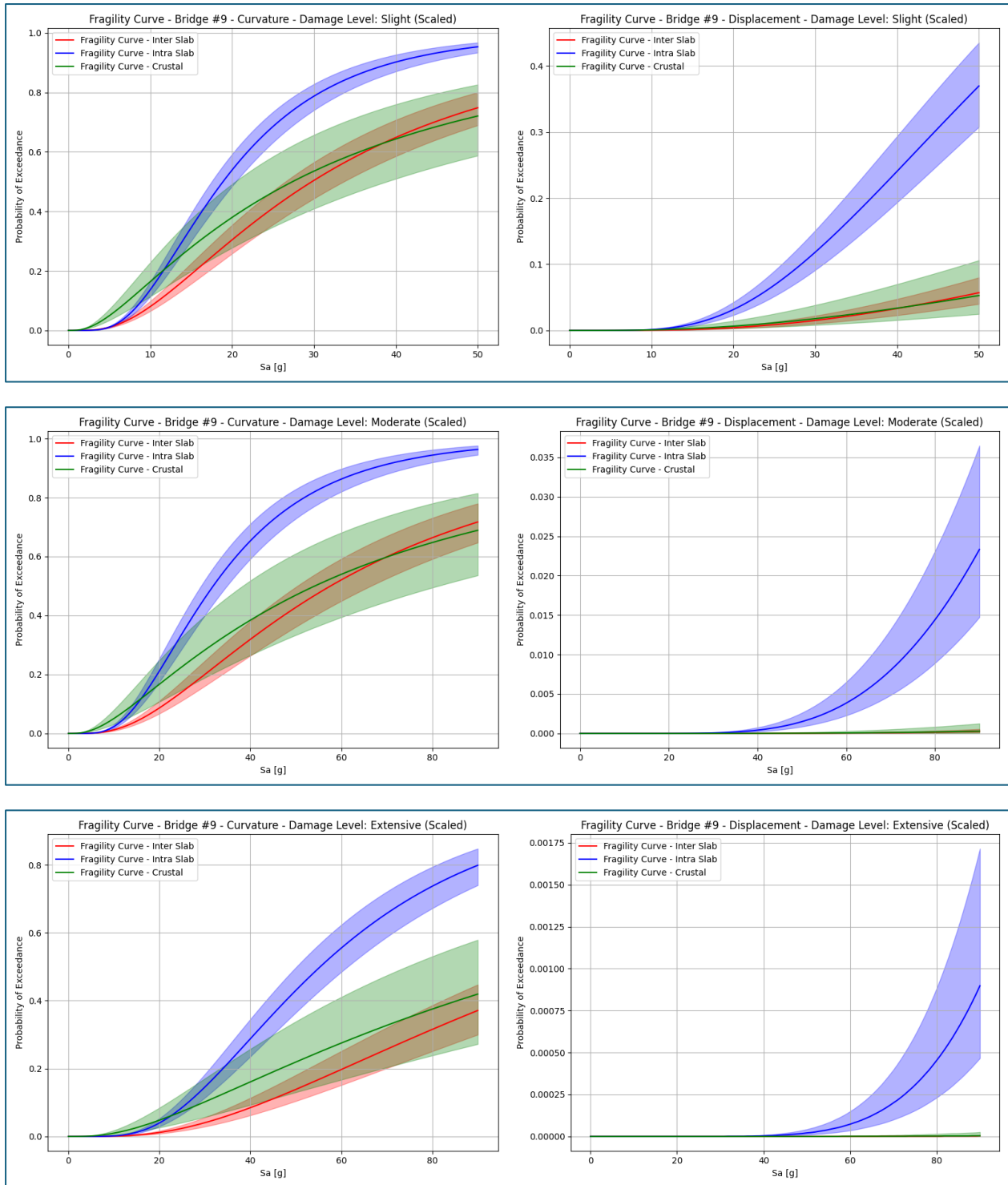


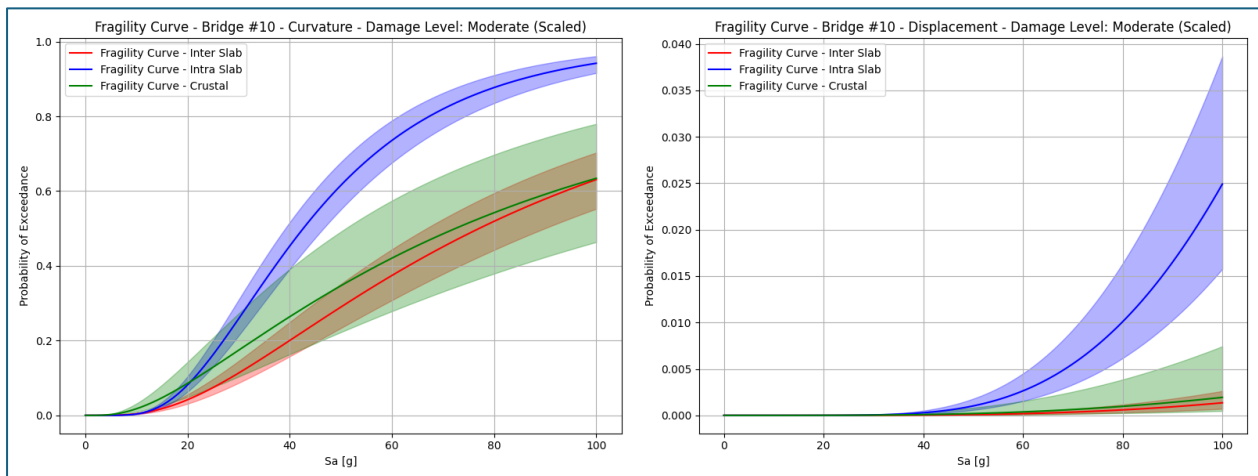
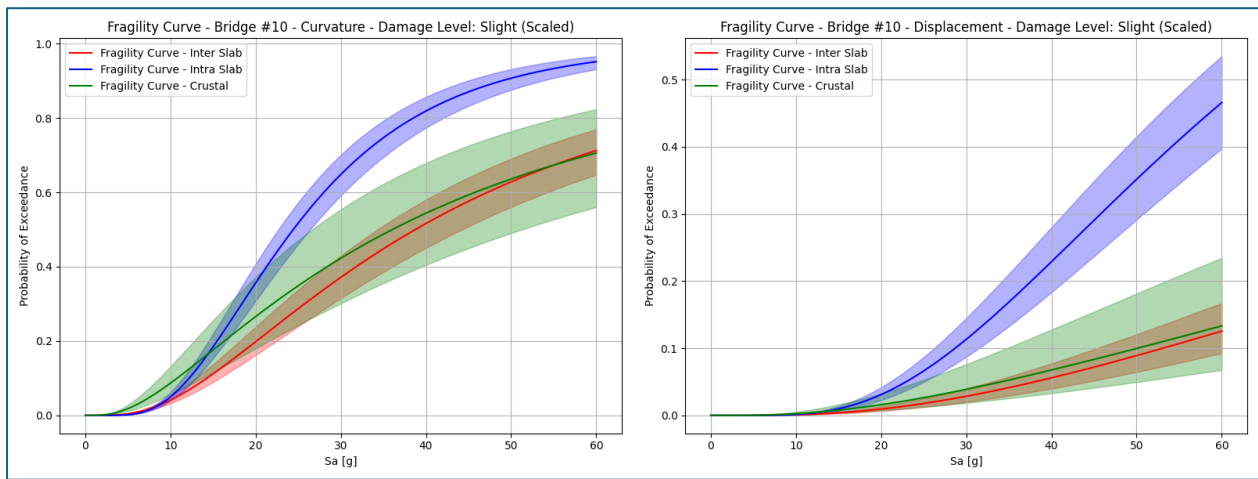
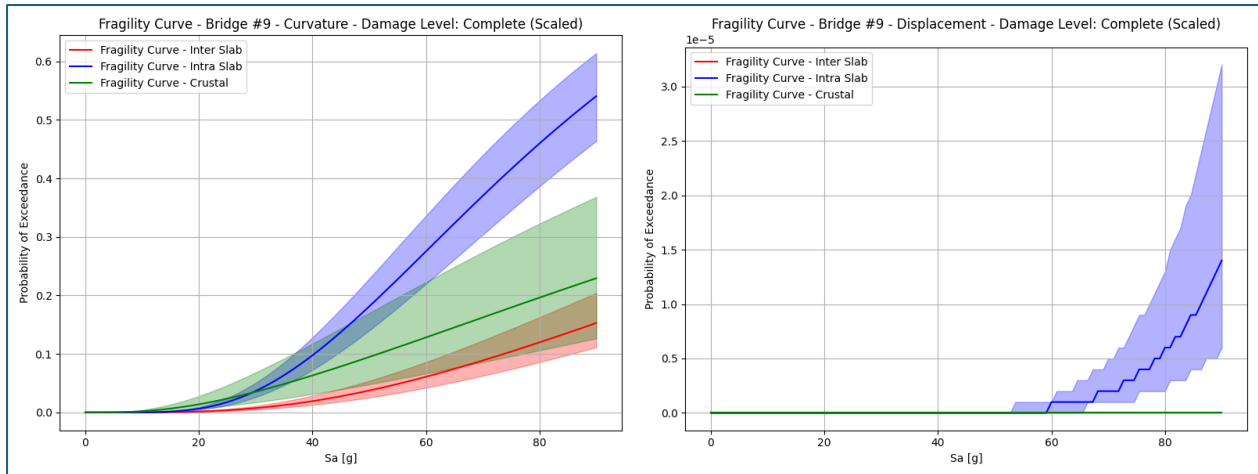


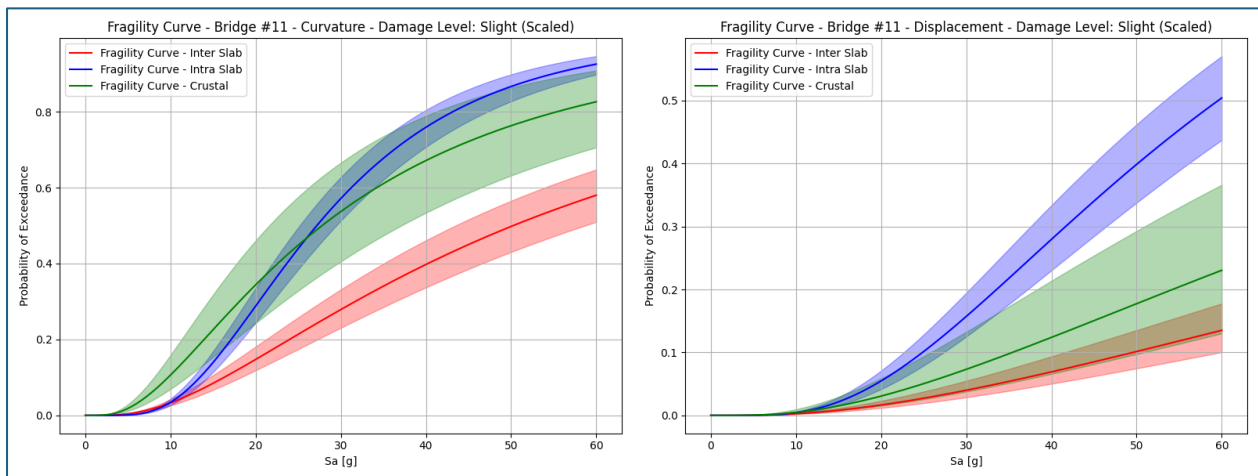
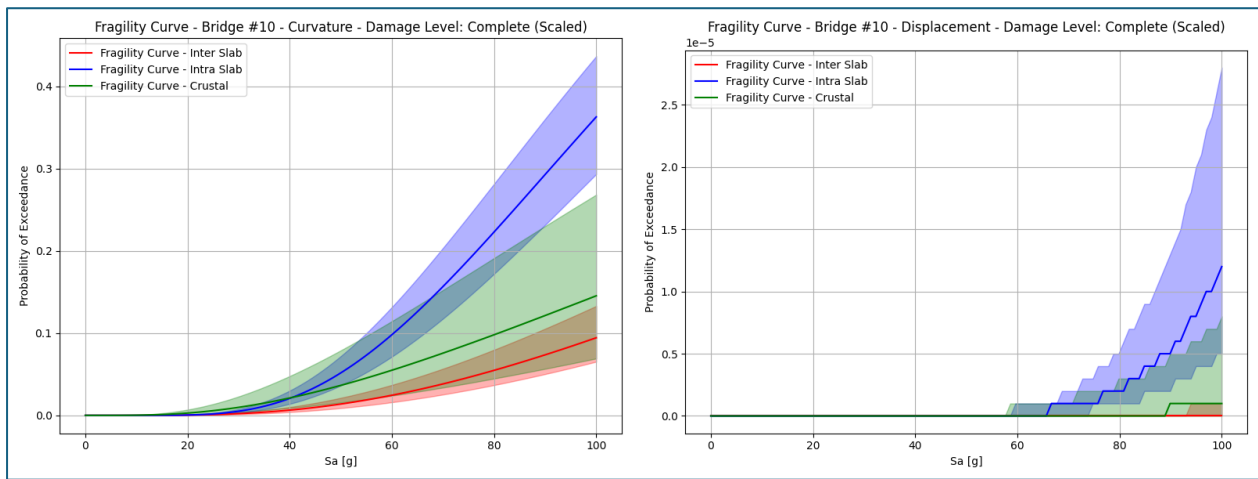
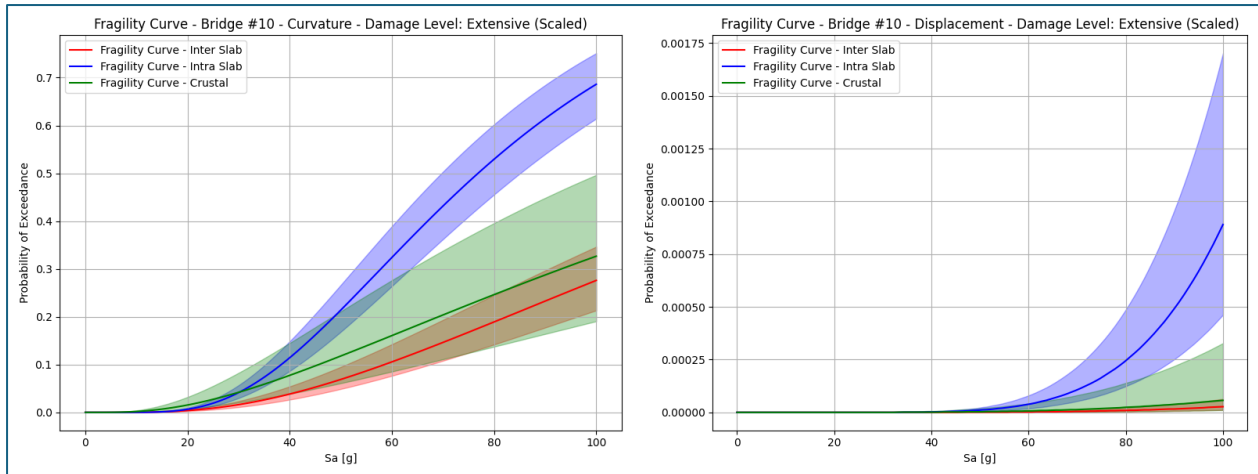


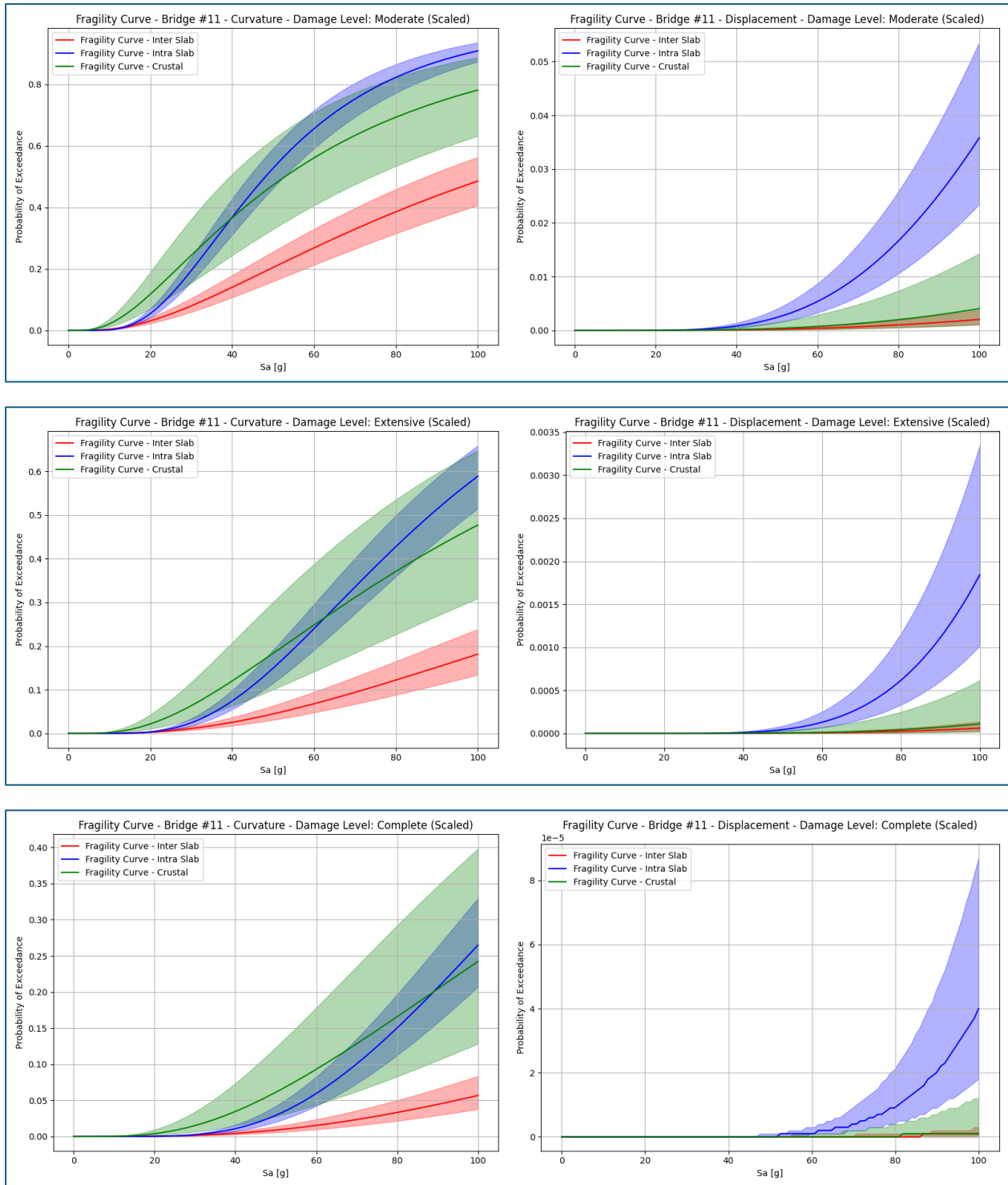


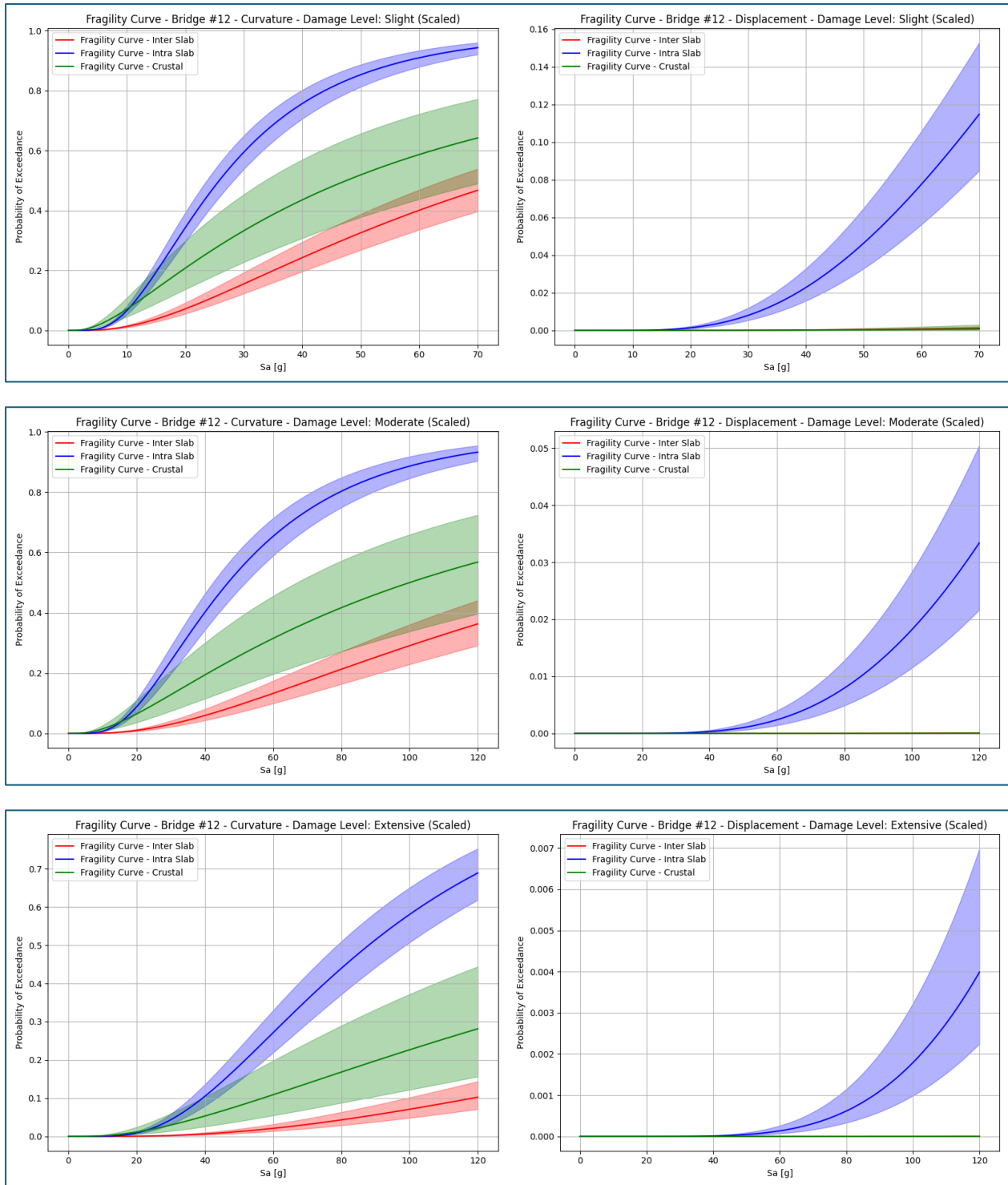


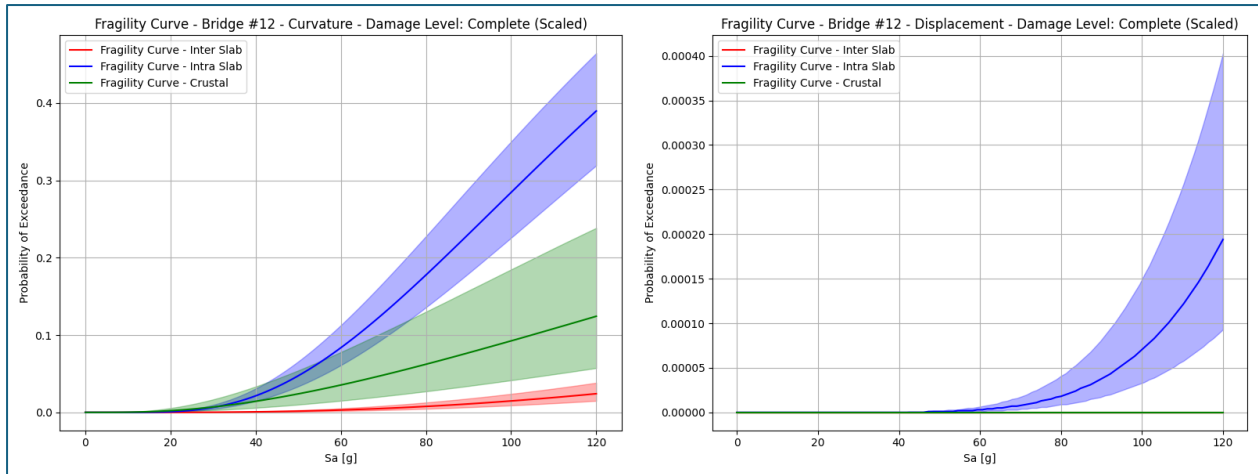






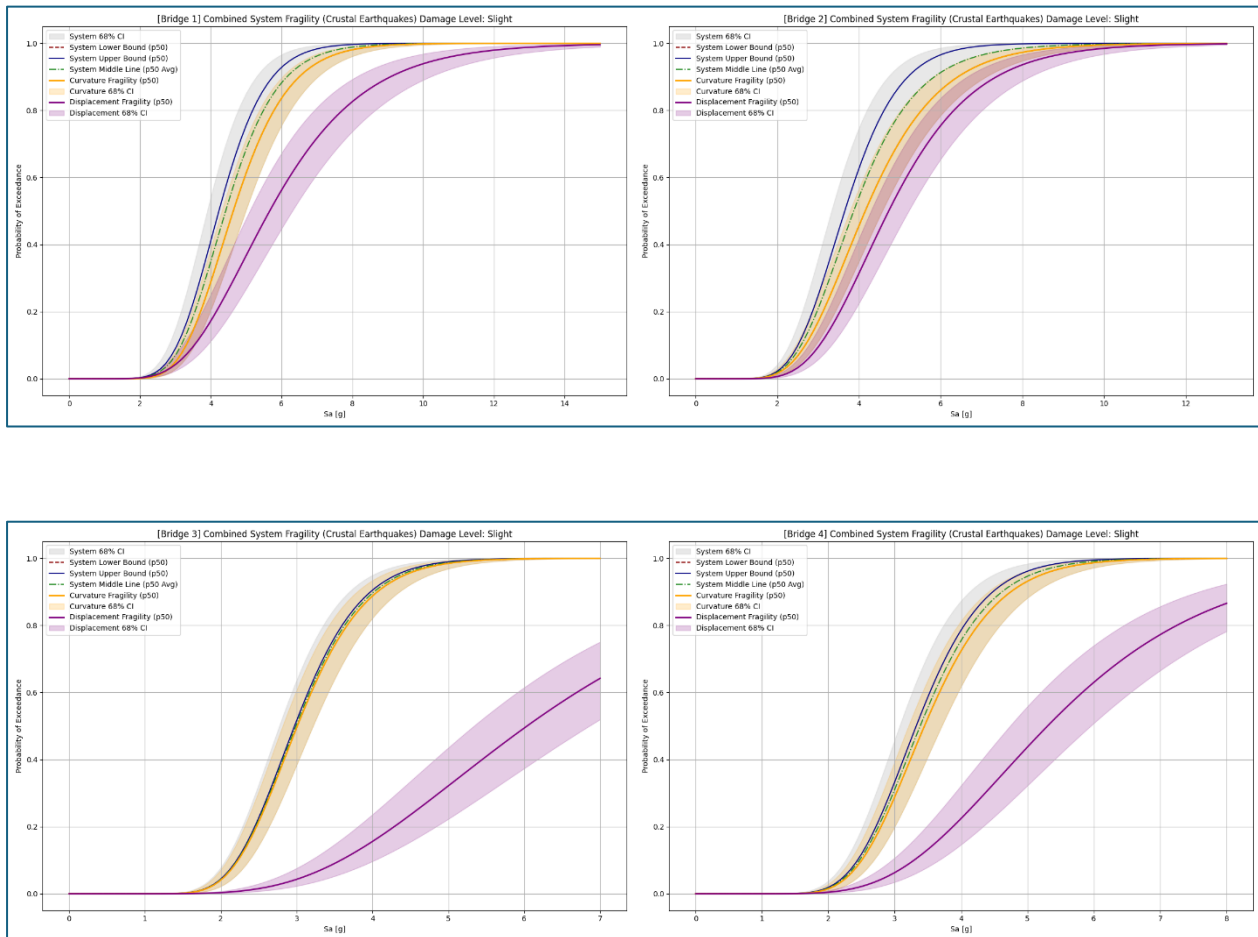


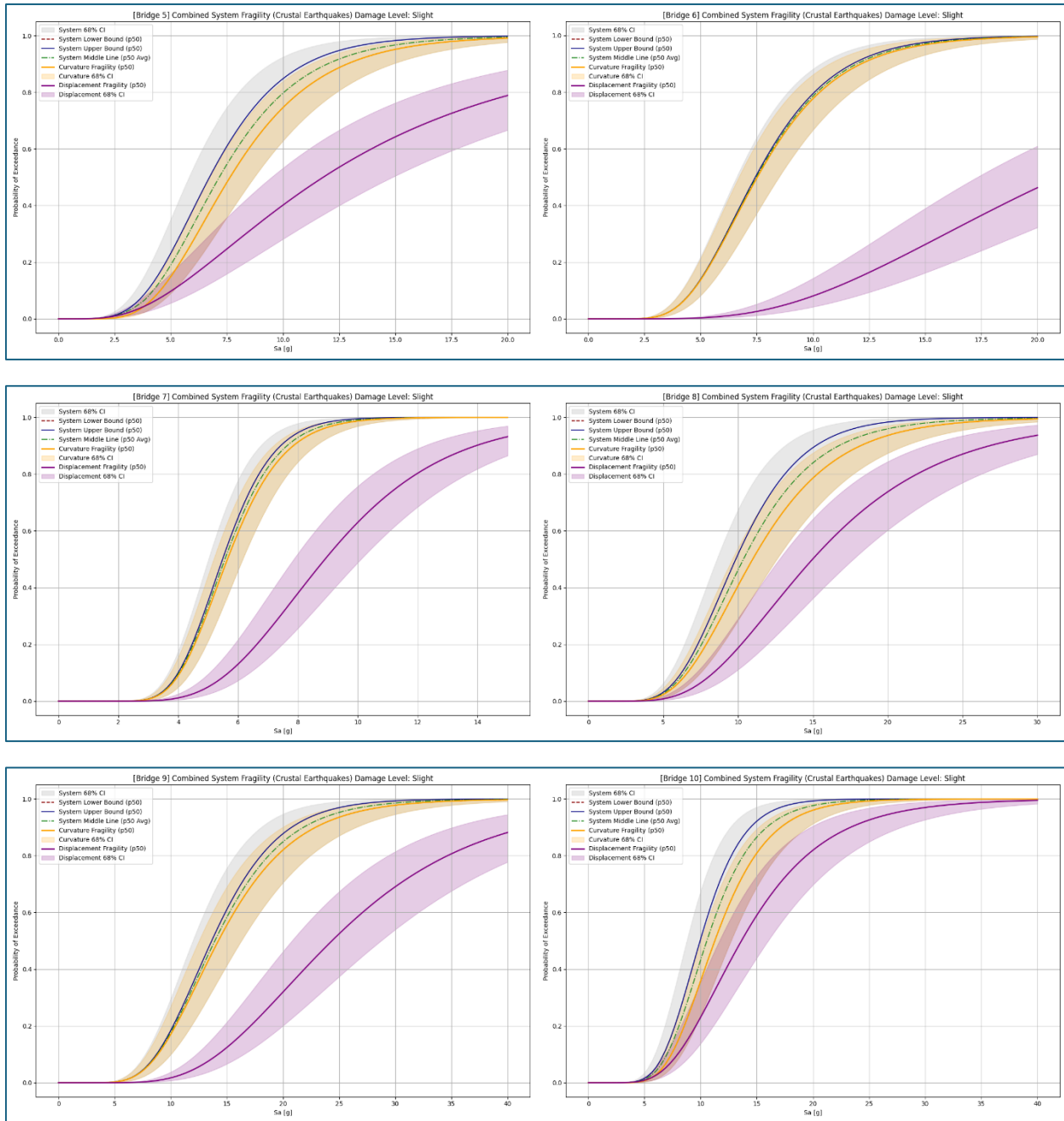


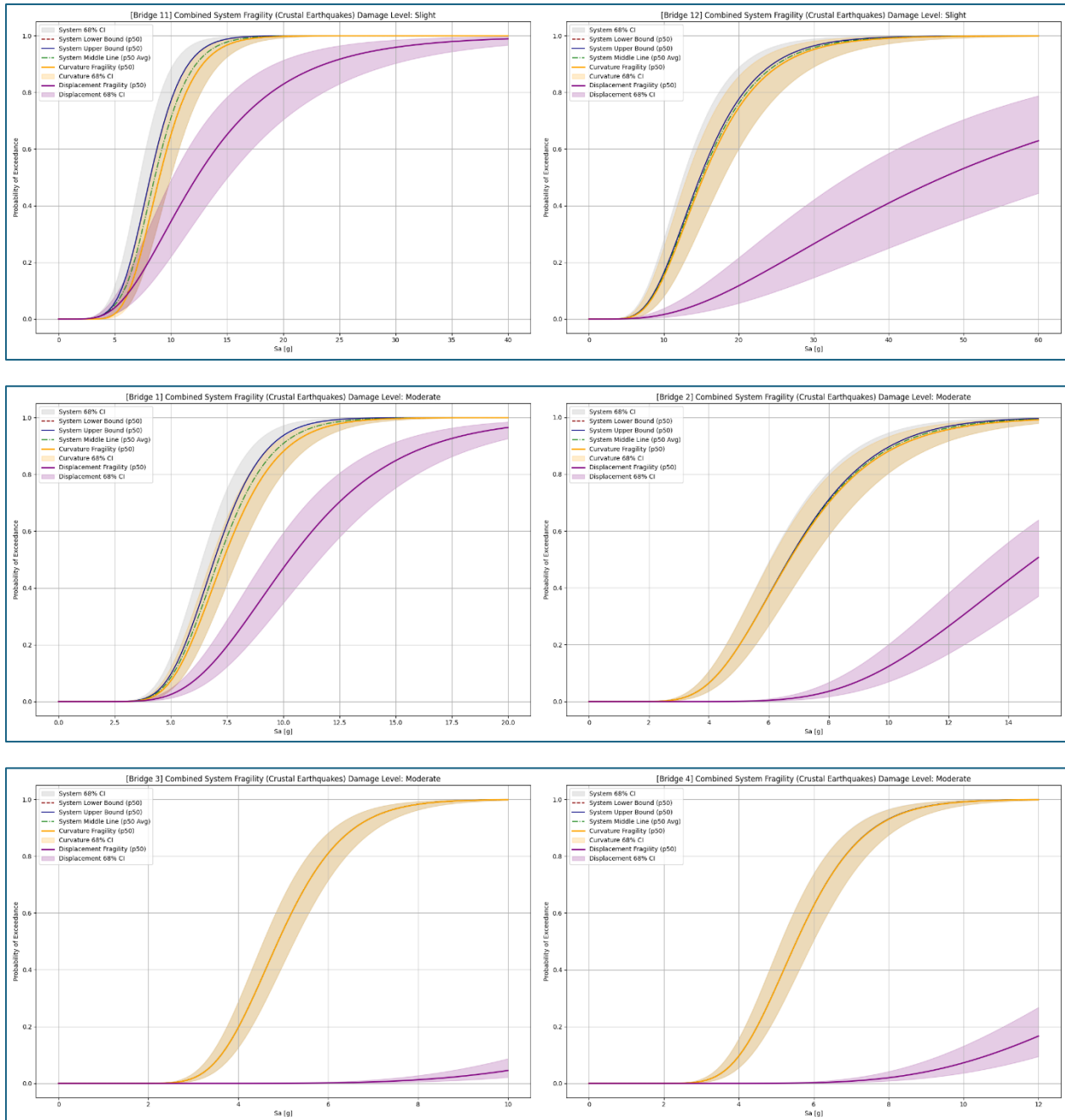


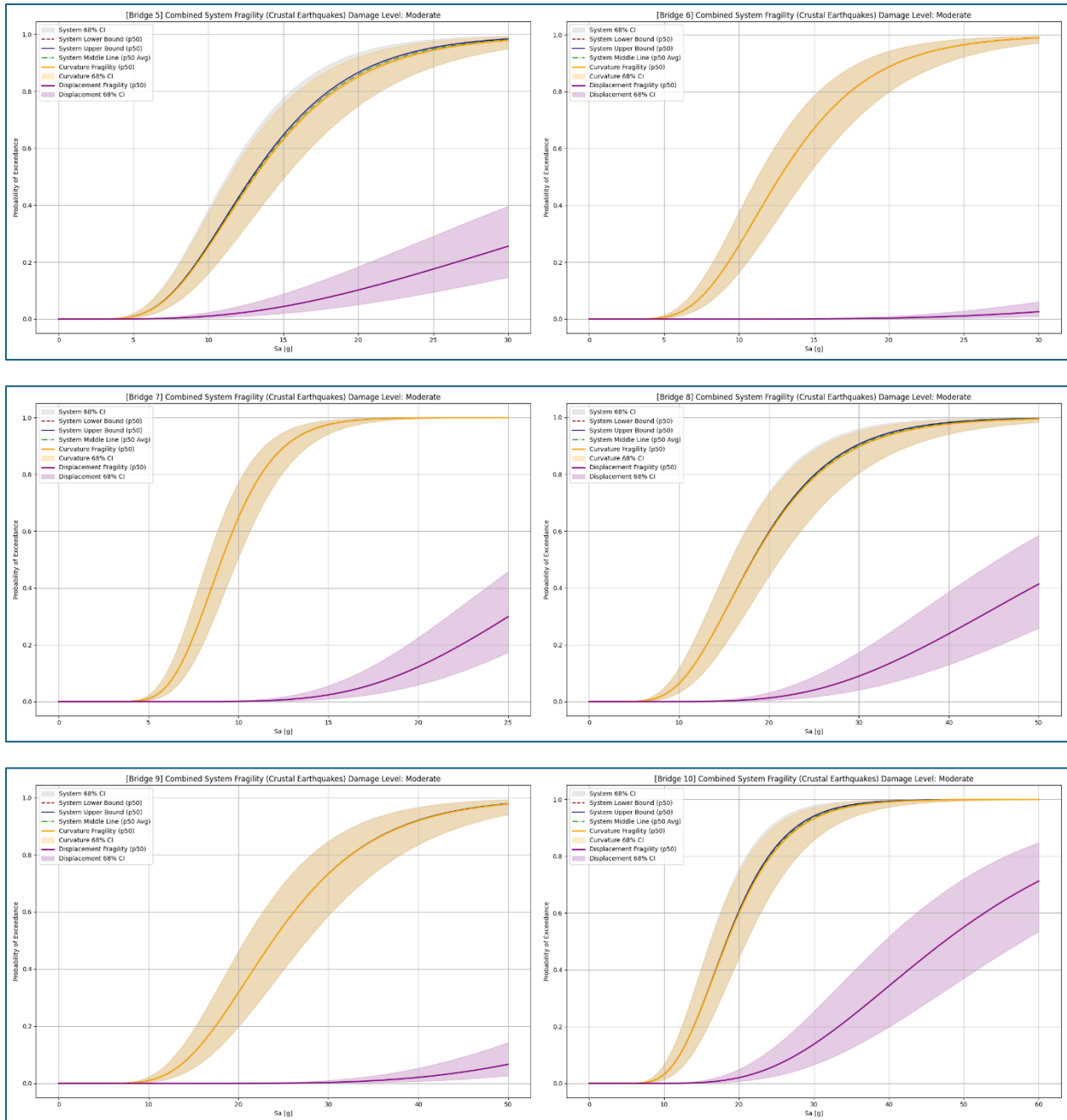
7.6 Fragilidad del Sistema Combinada

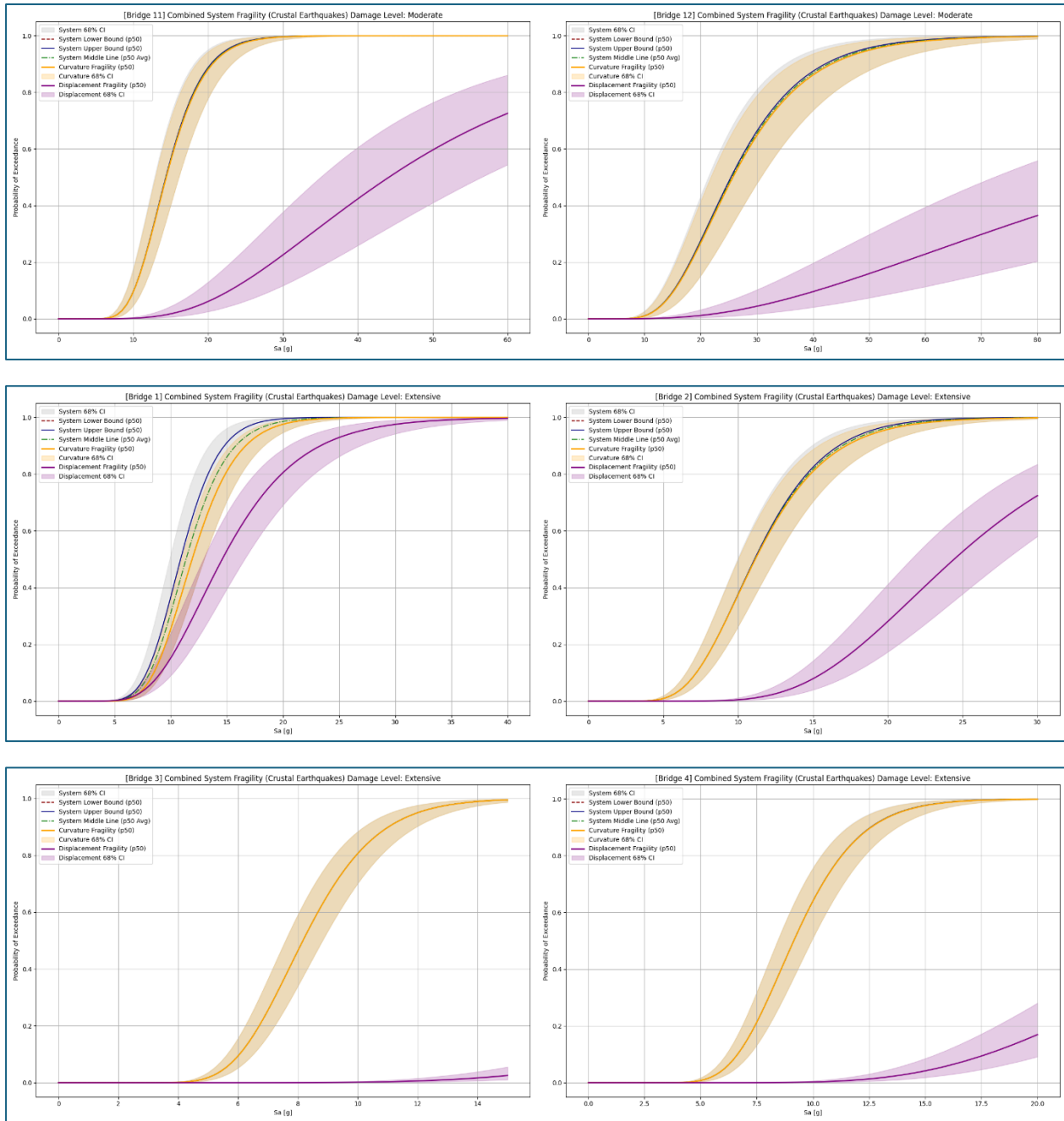
7.6.1 Fragilidad Combinada sin Escalar

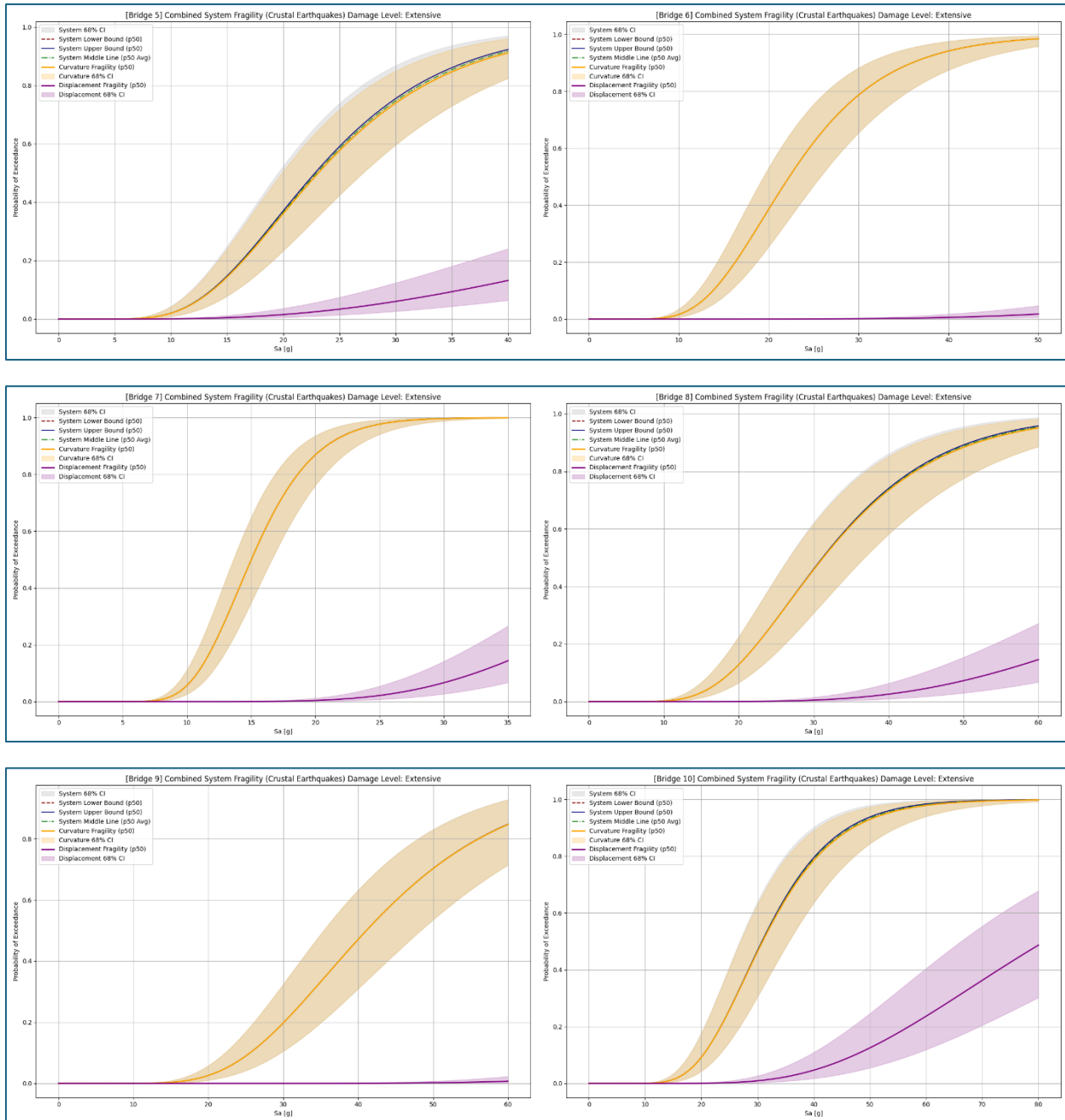


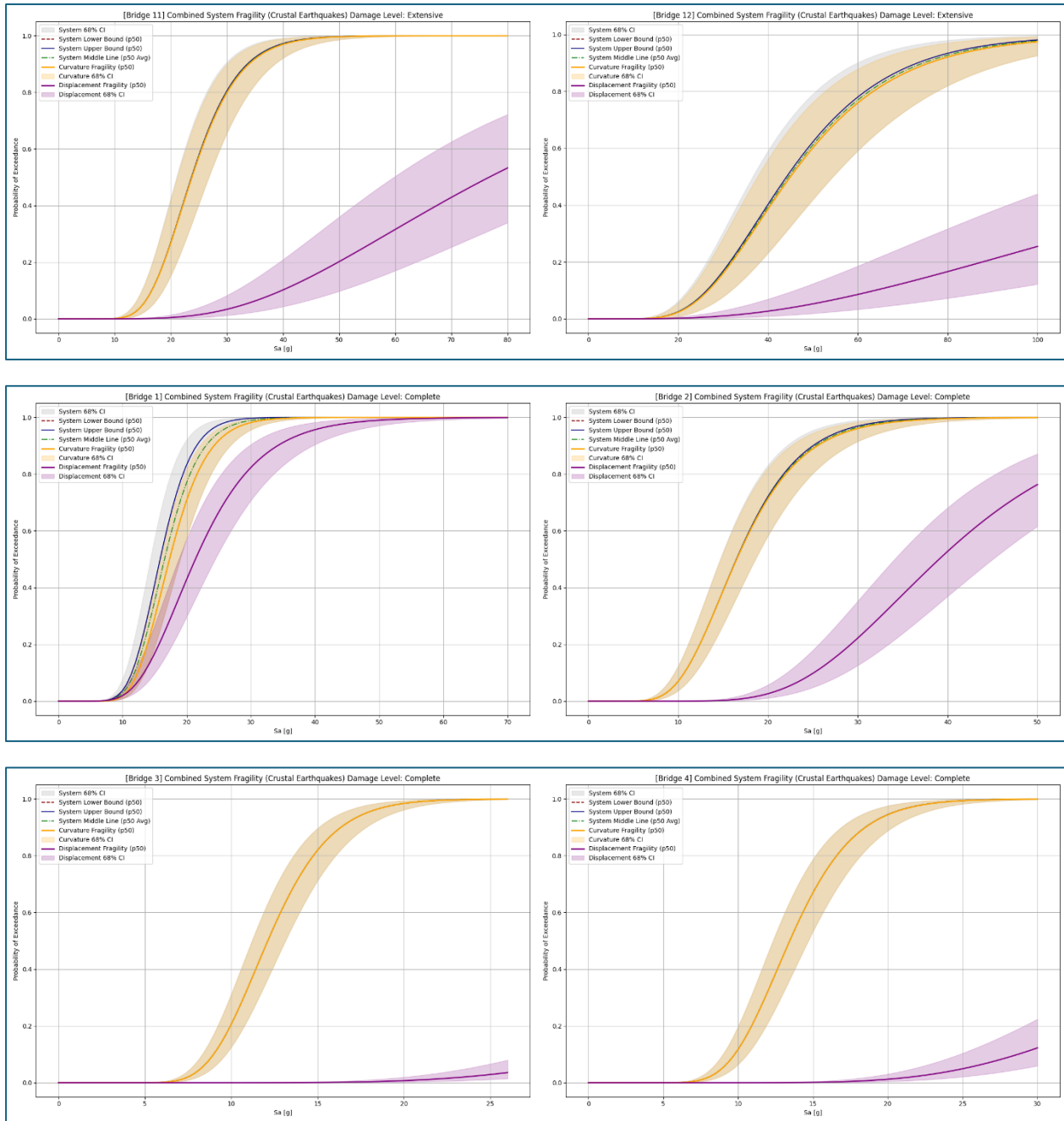


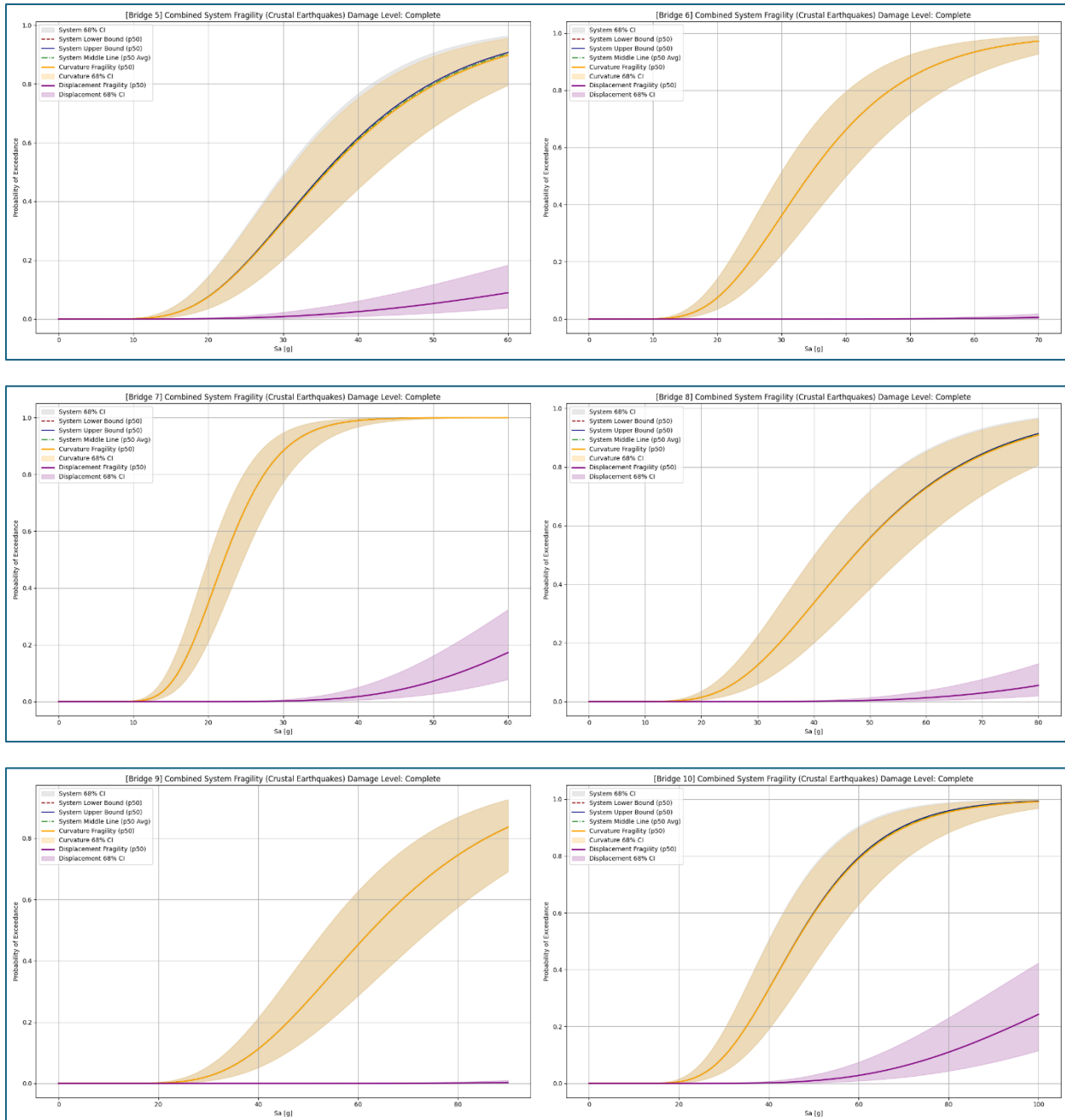


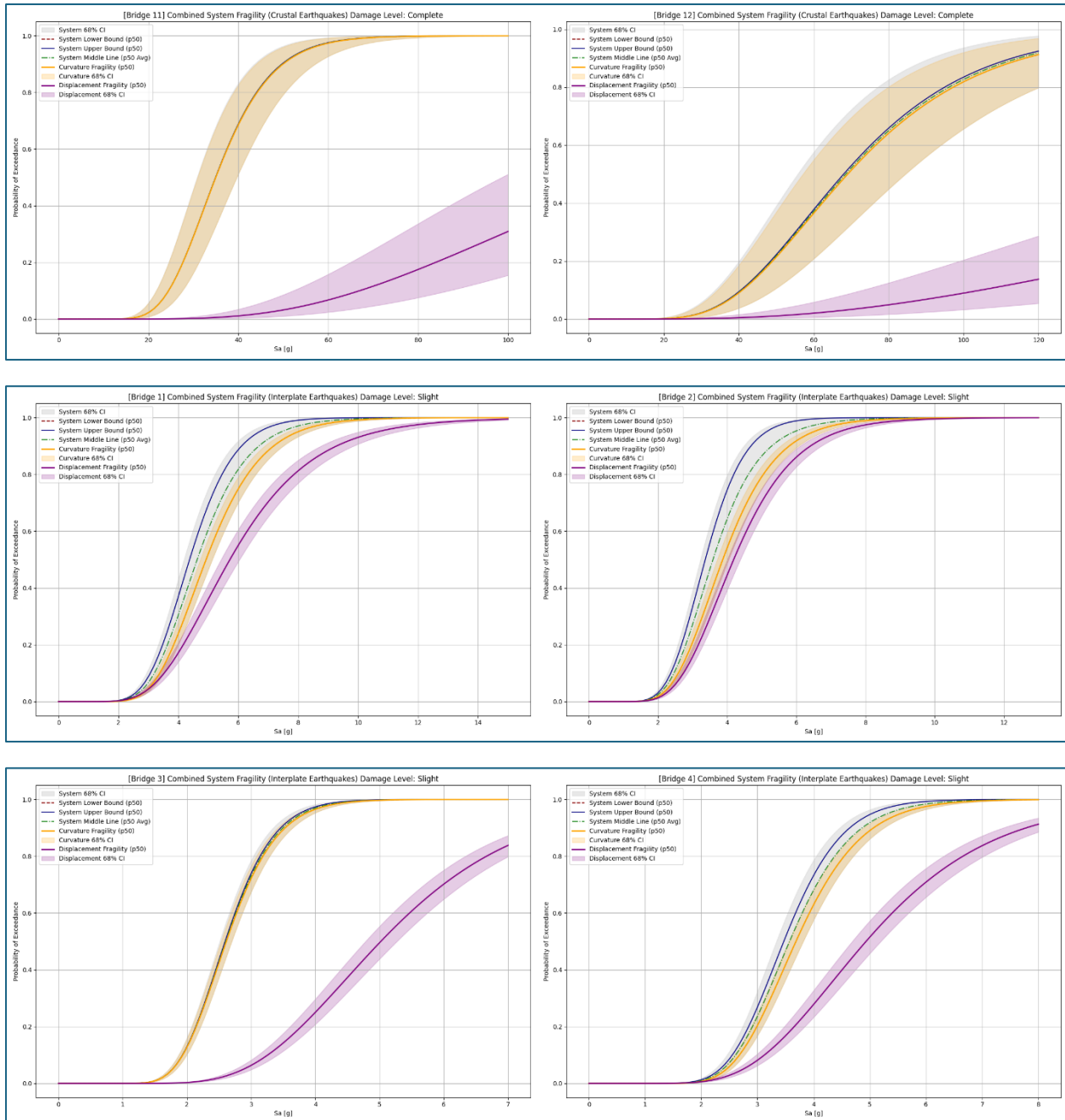


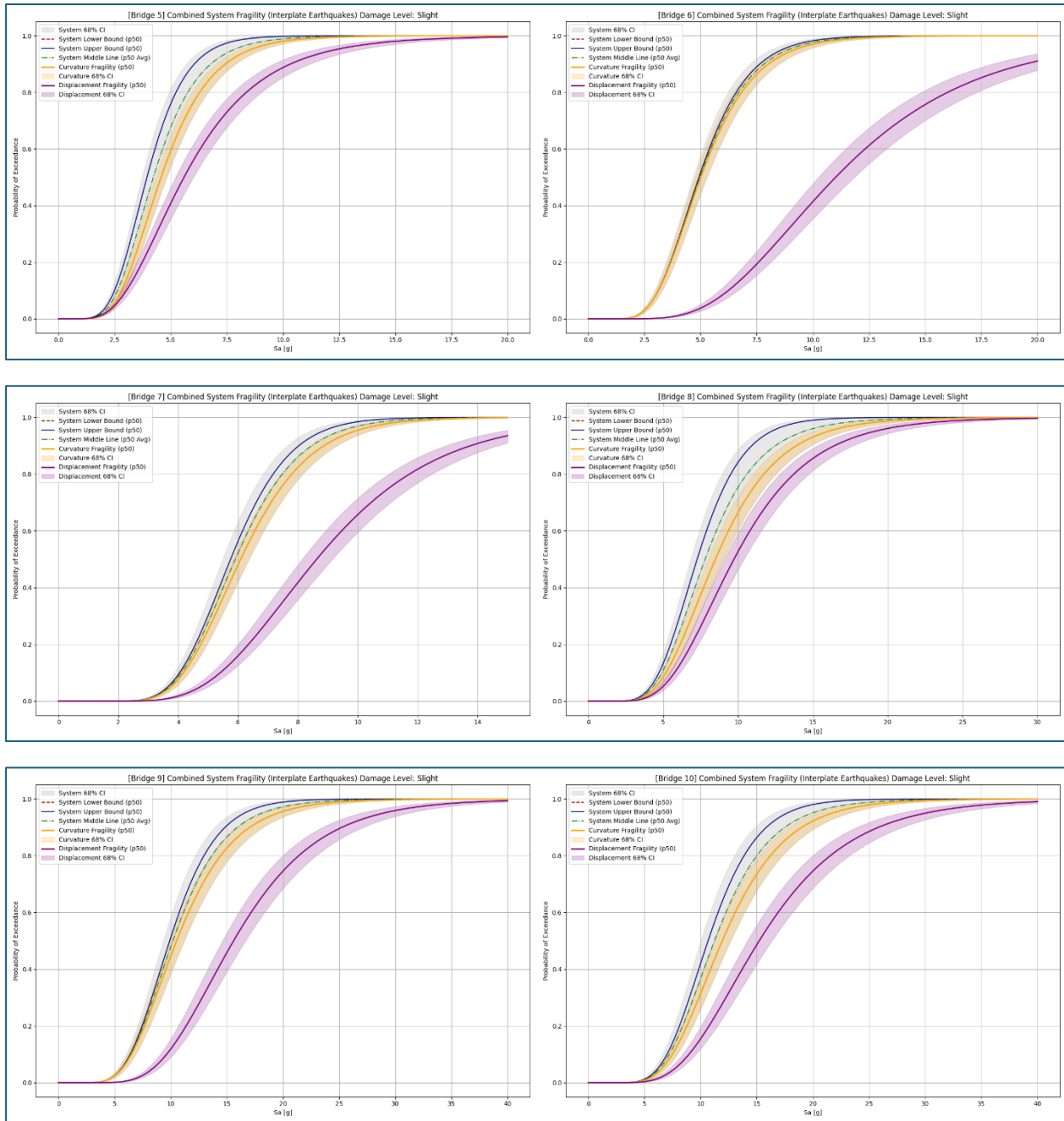


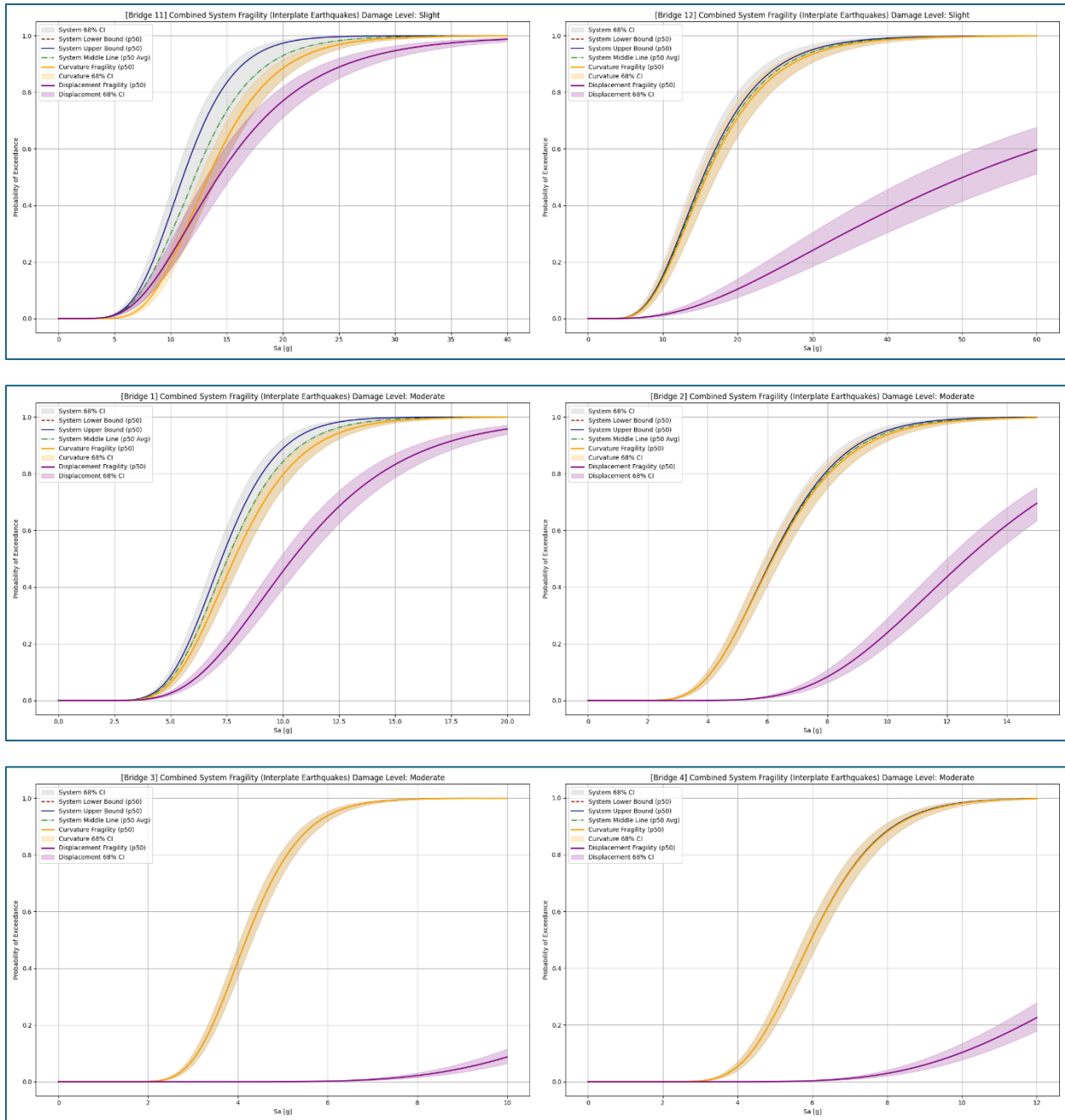


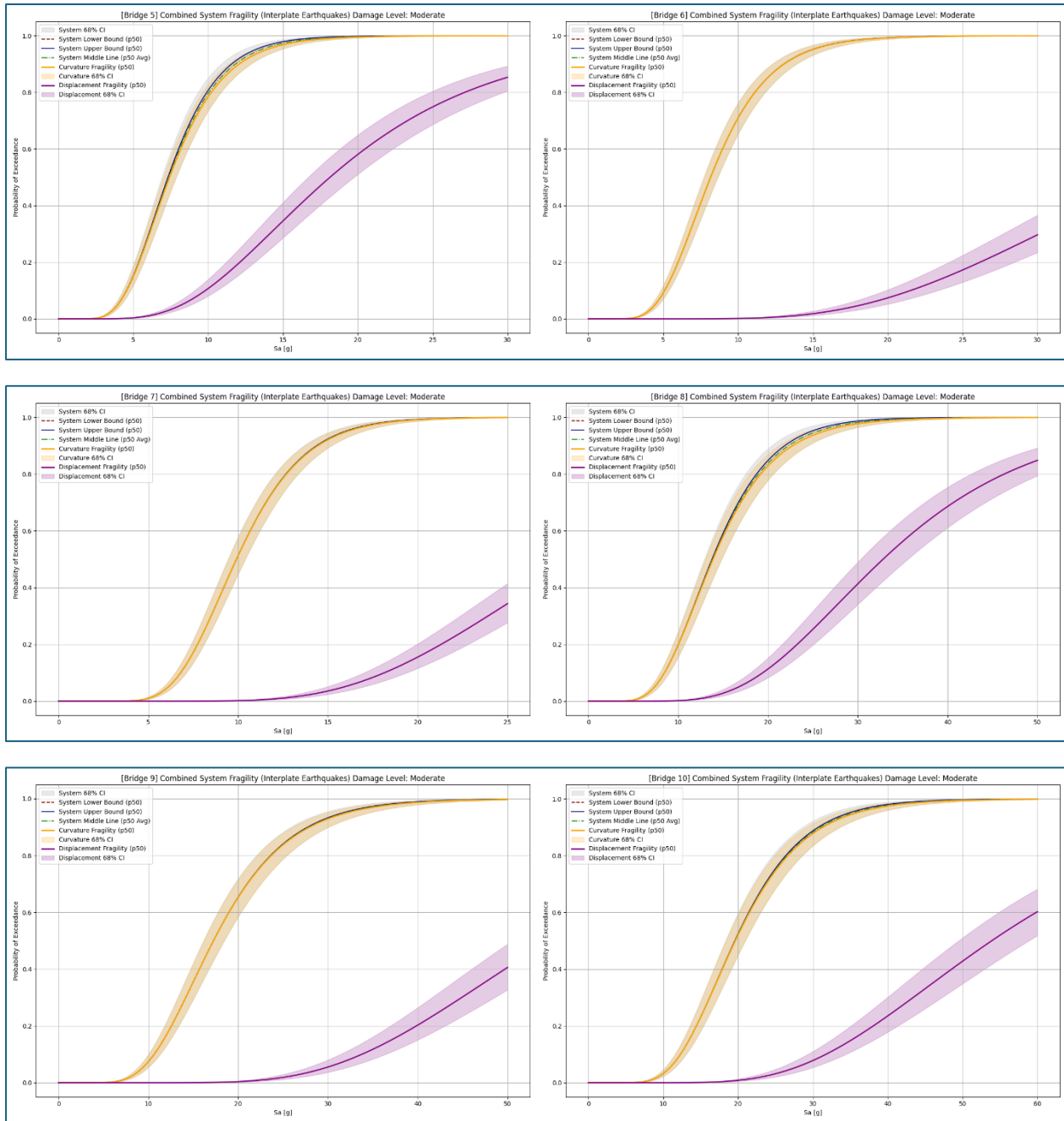


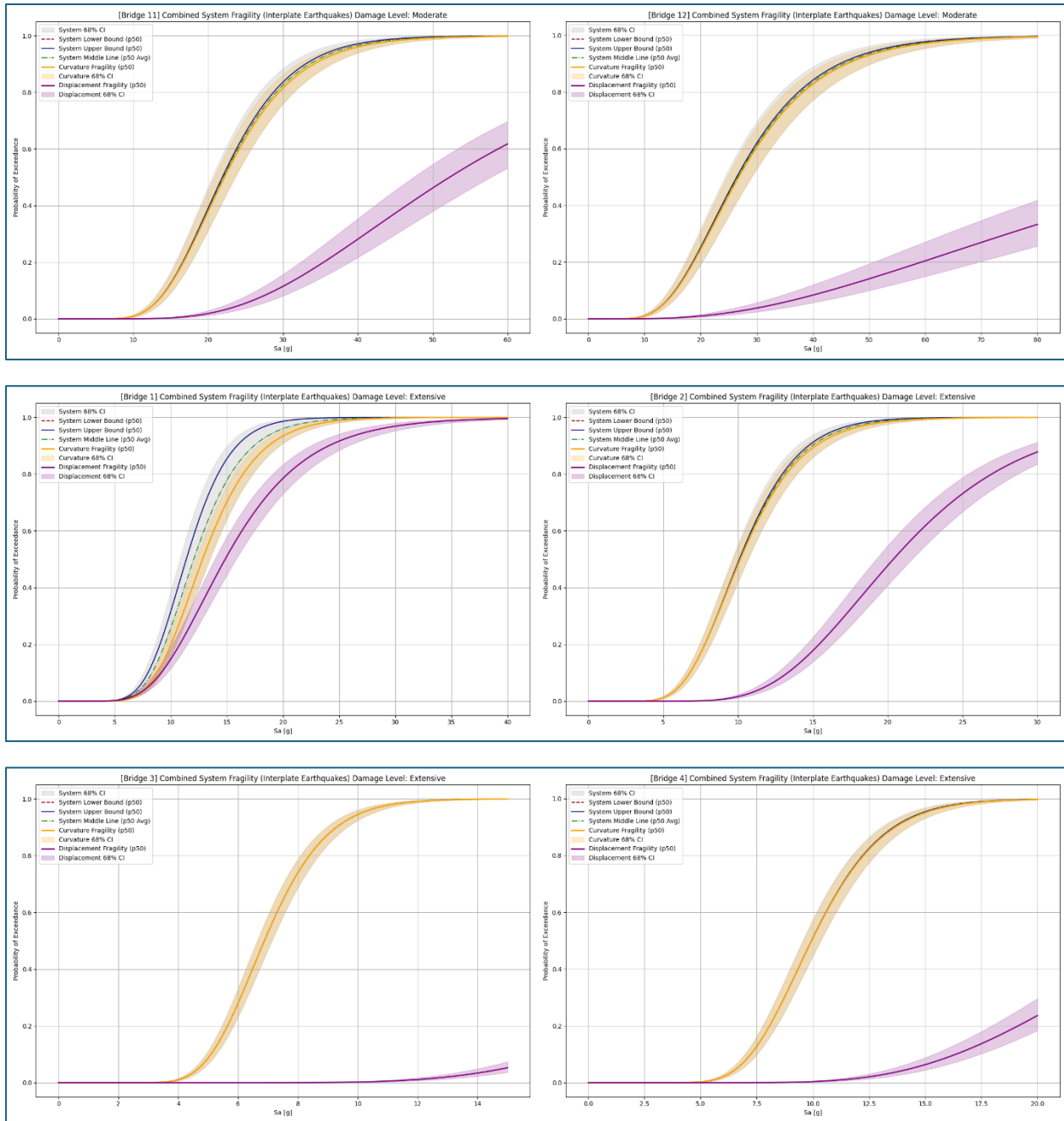


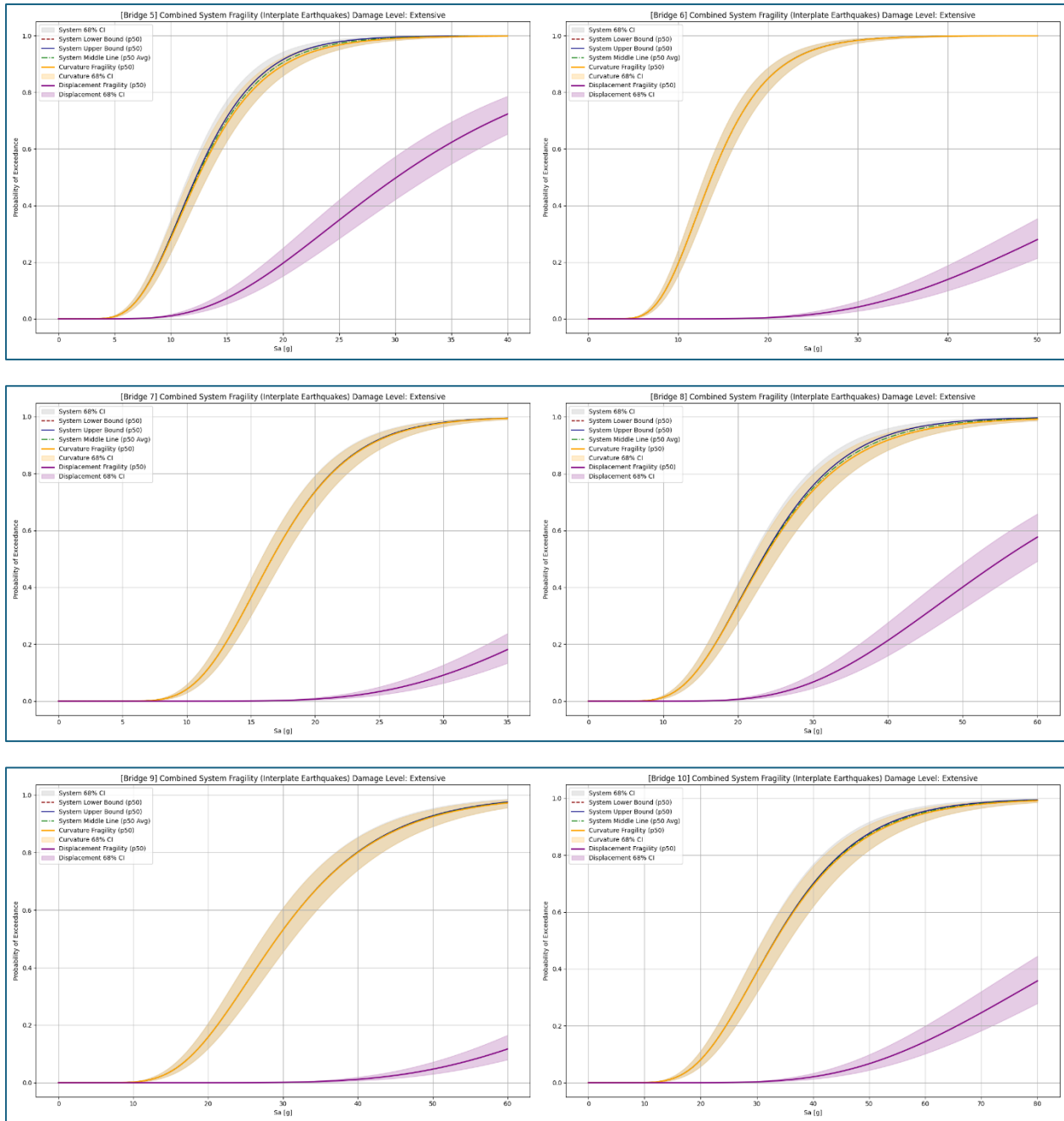


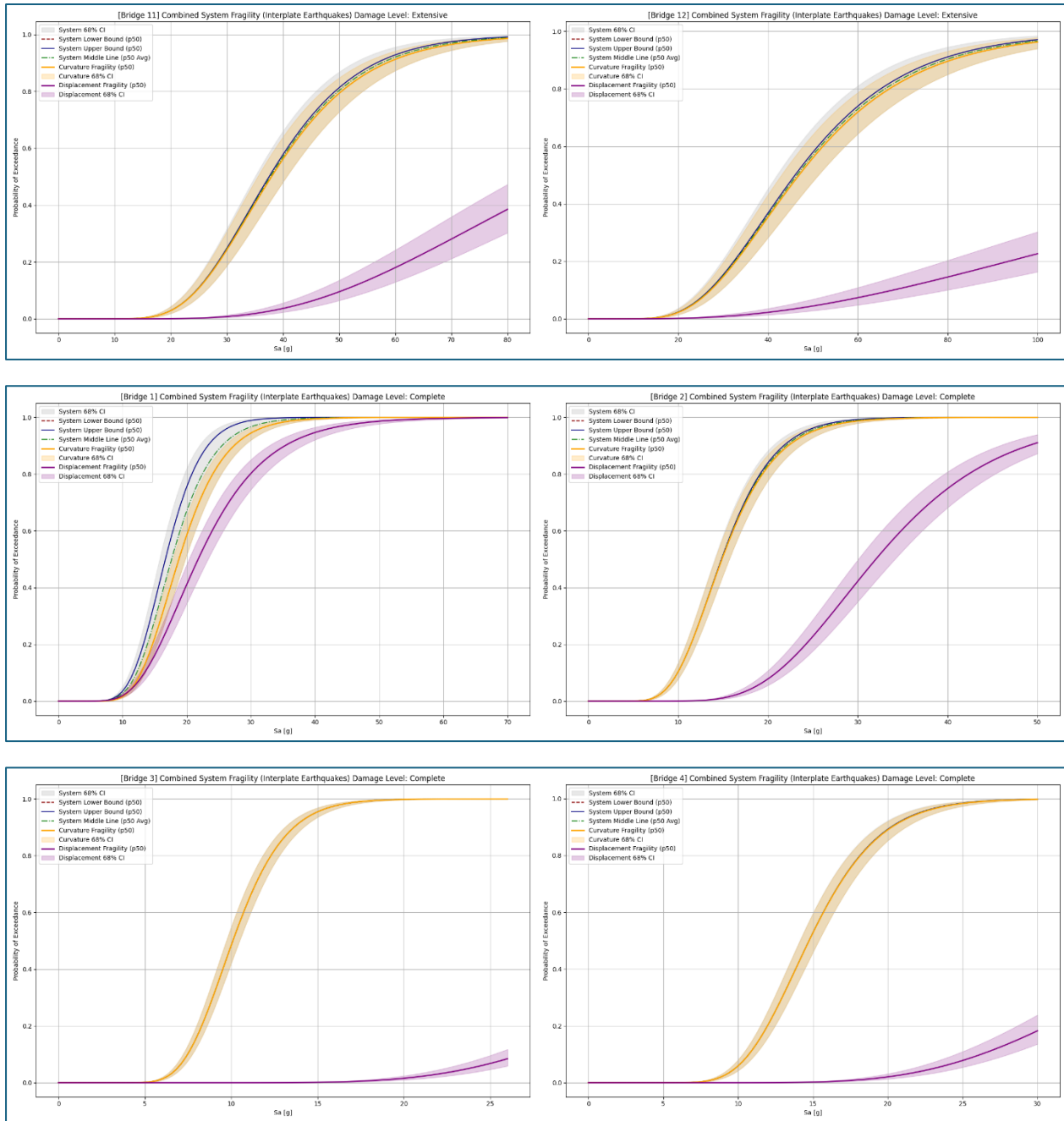


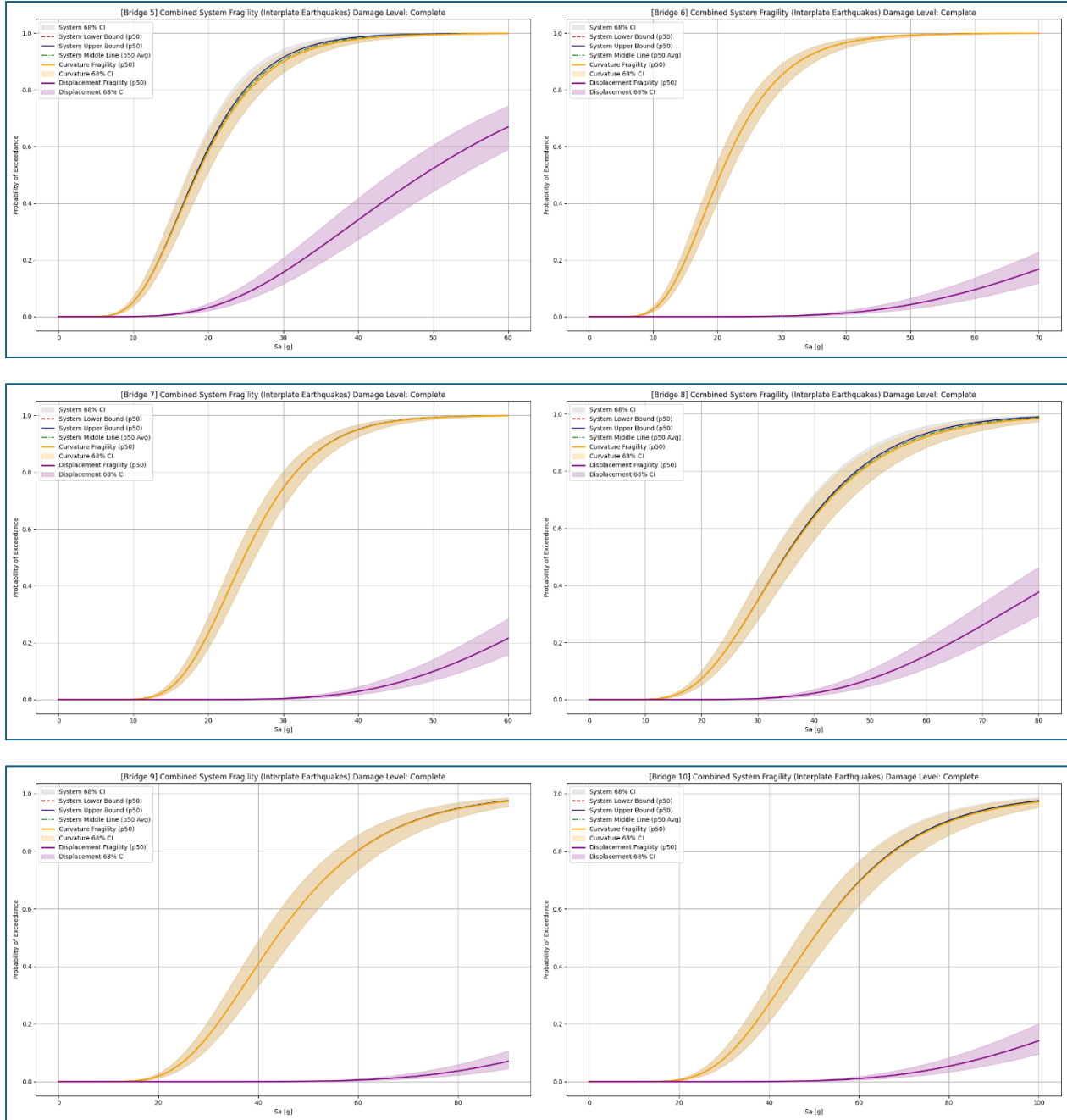


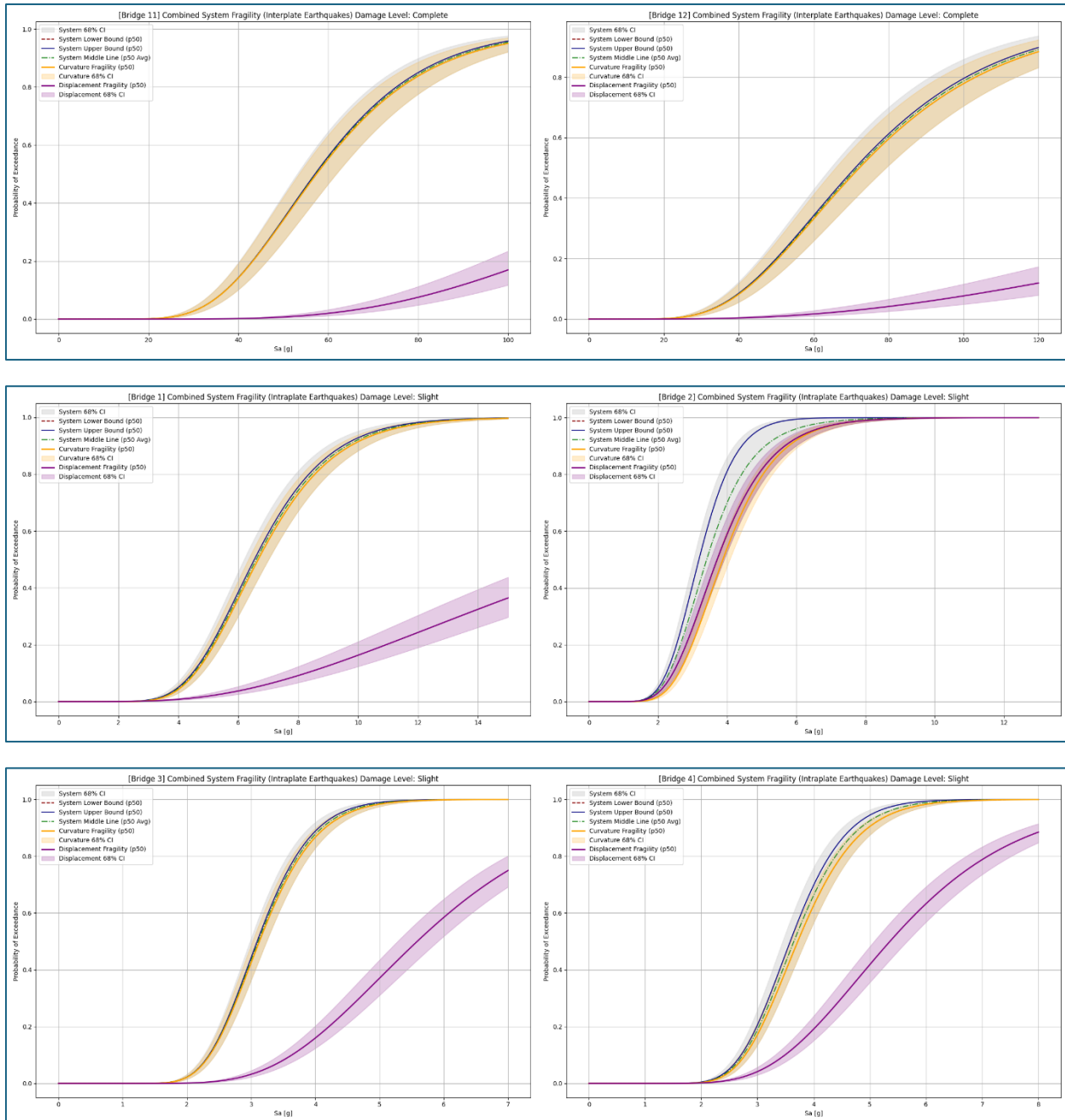


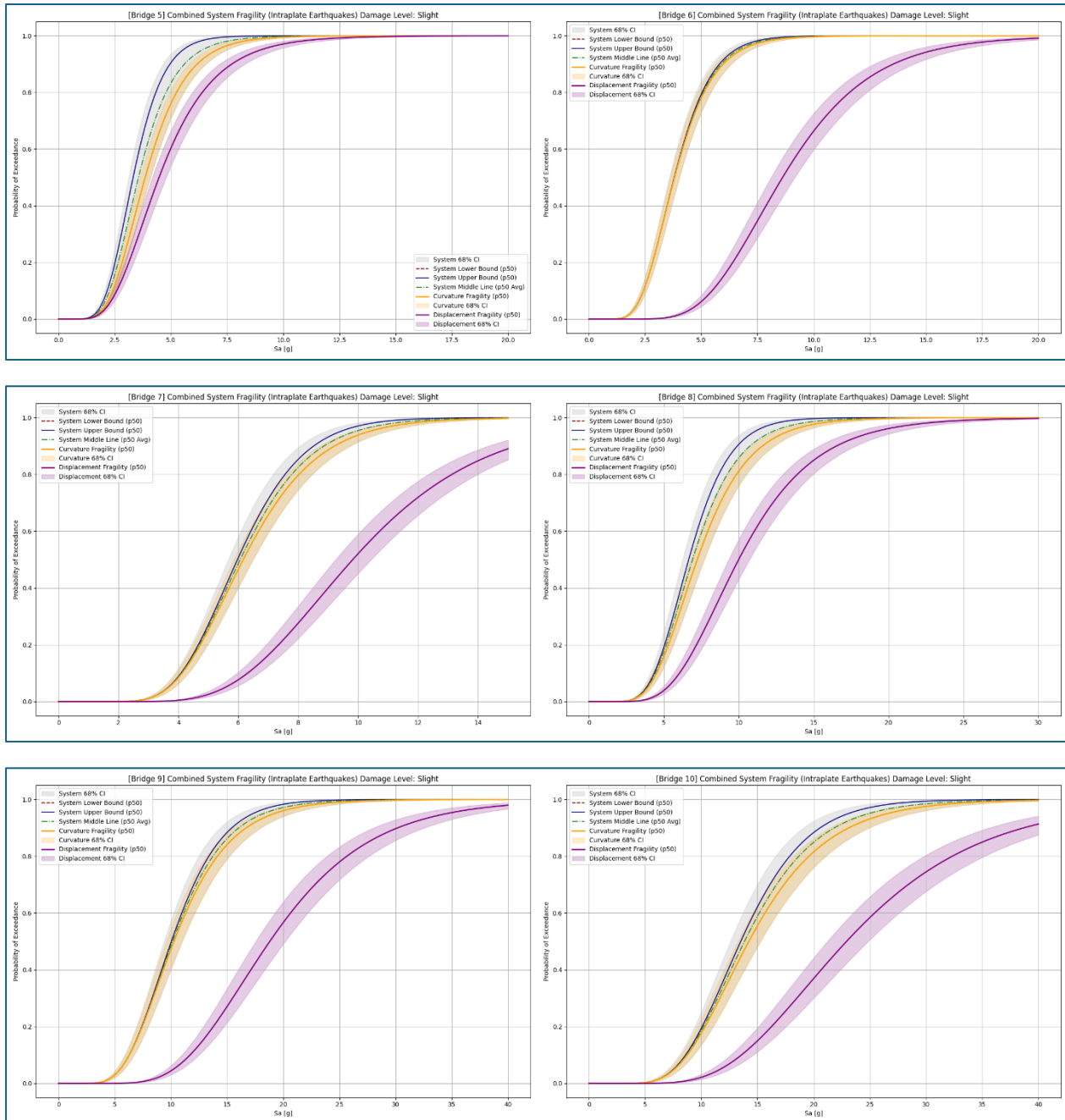


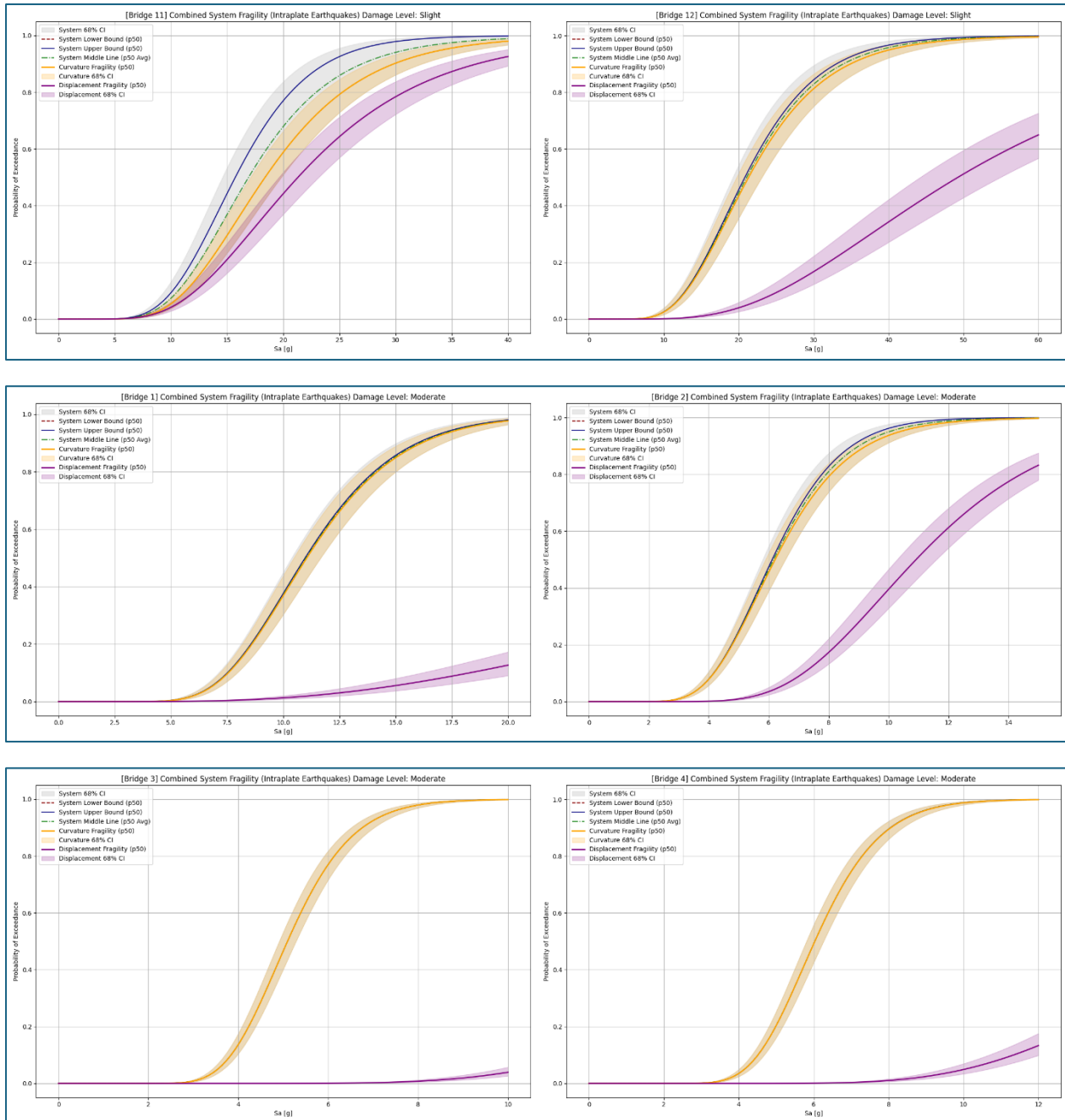


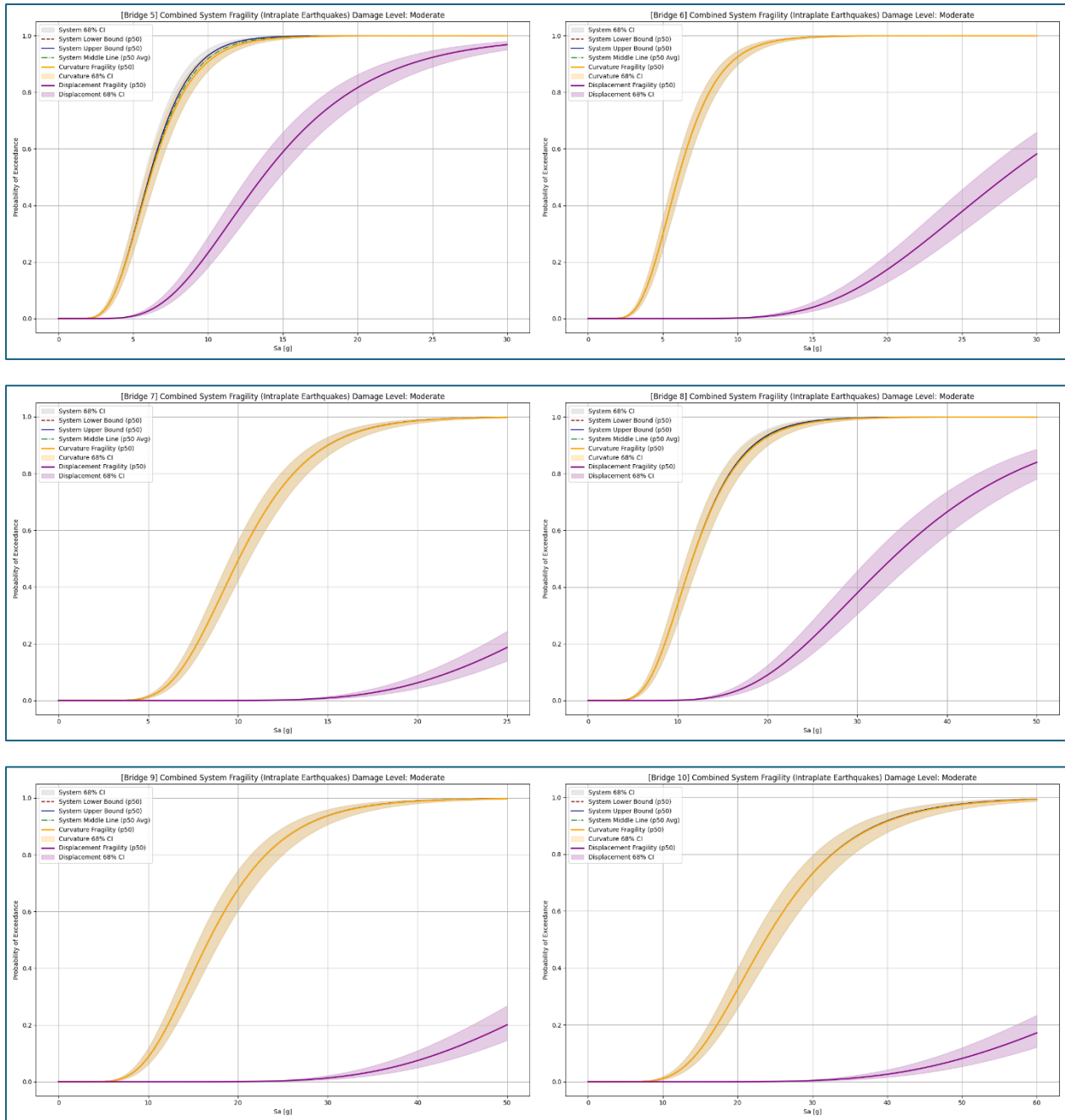


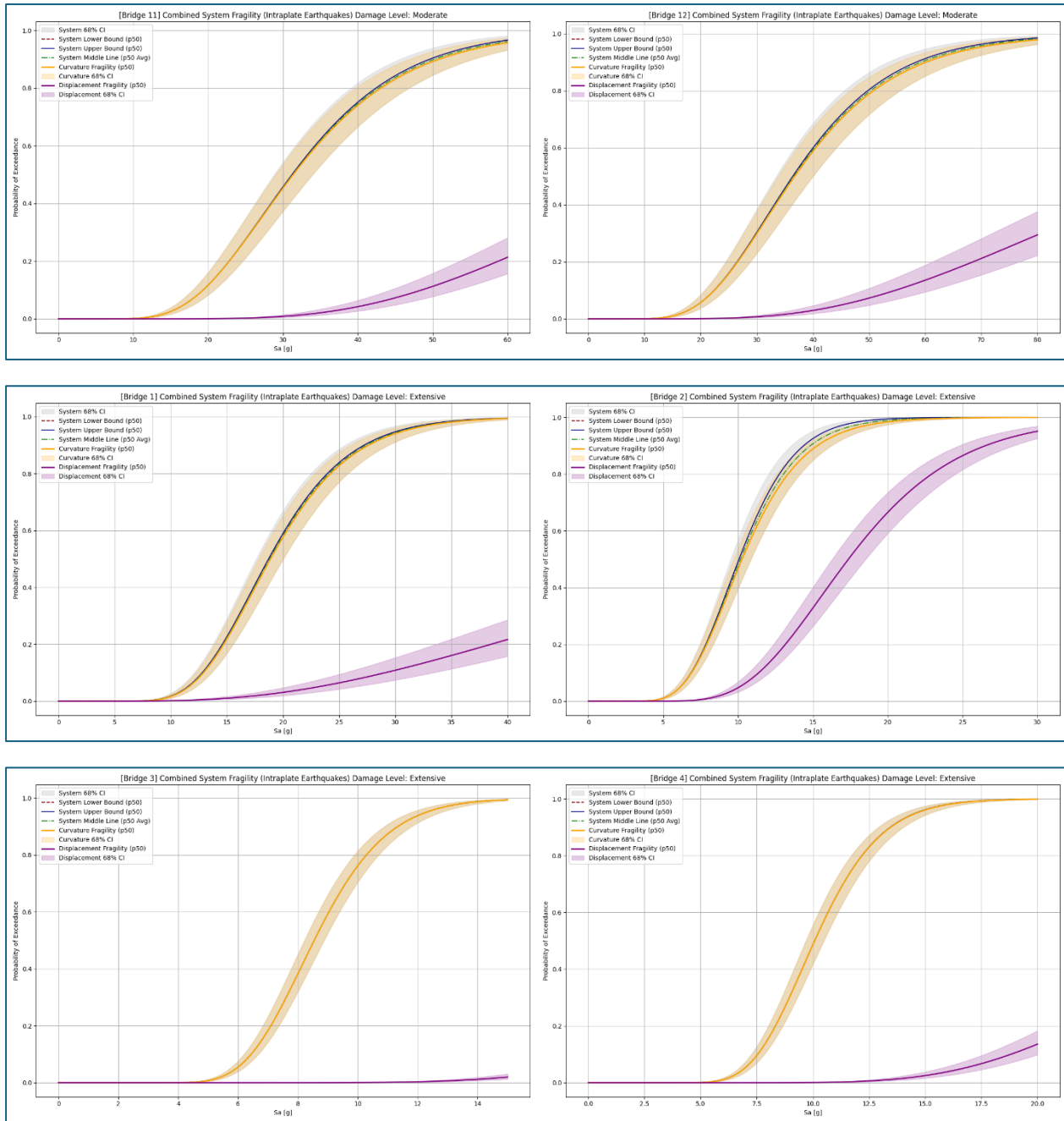


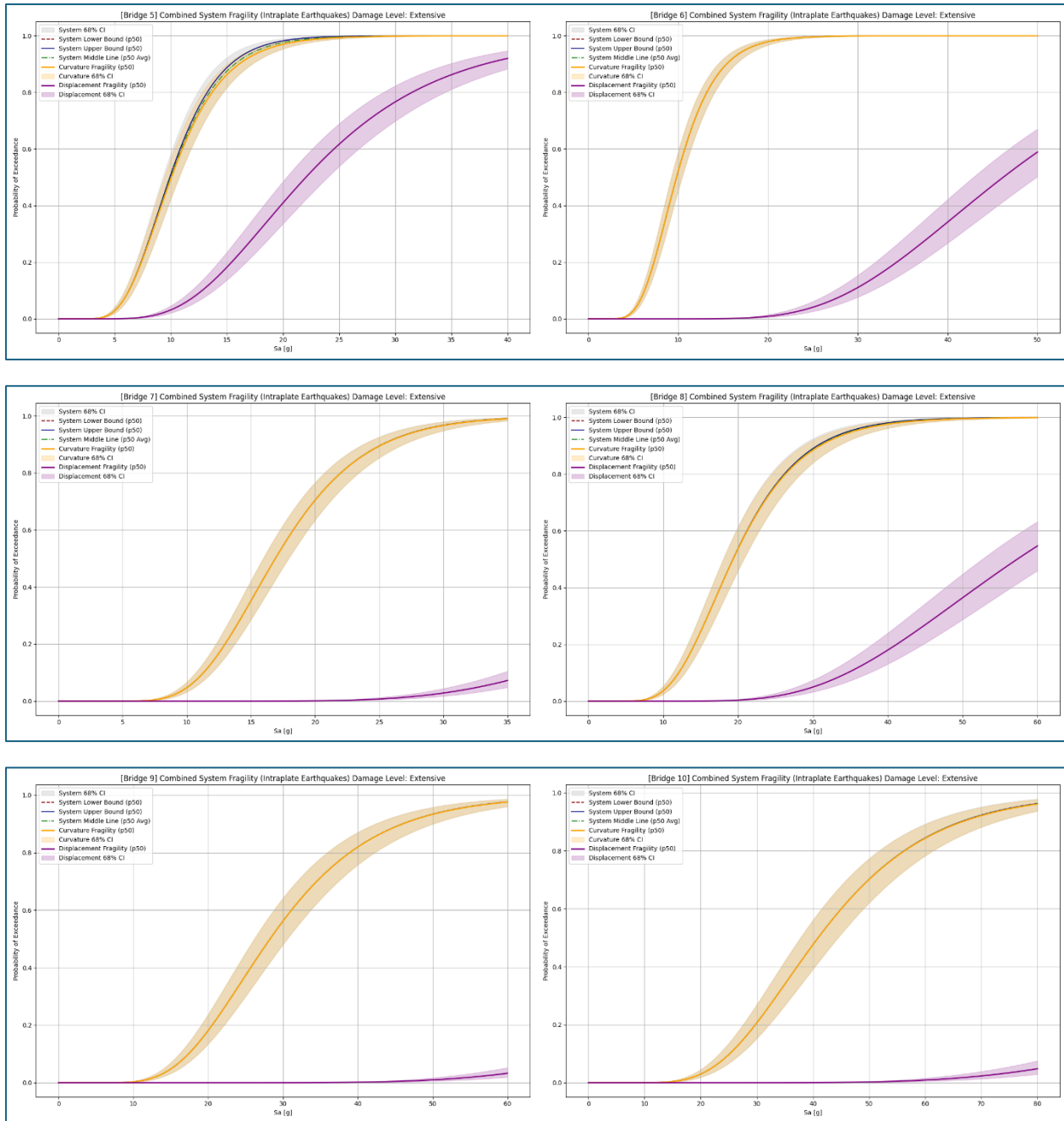


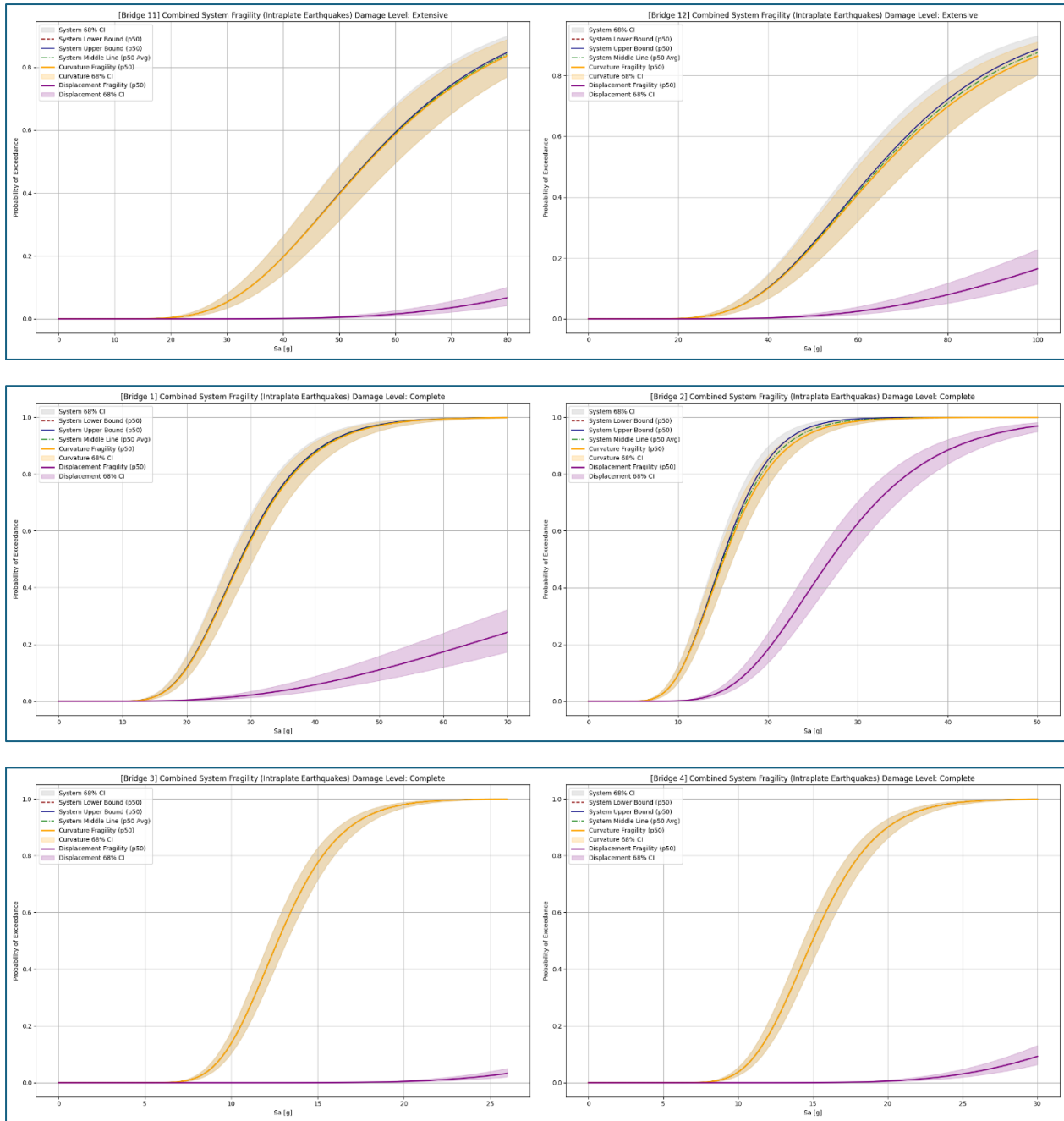


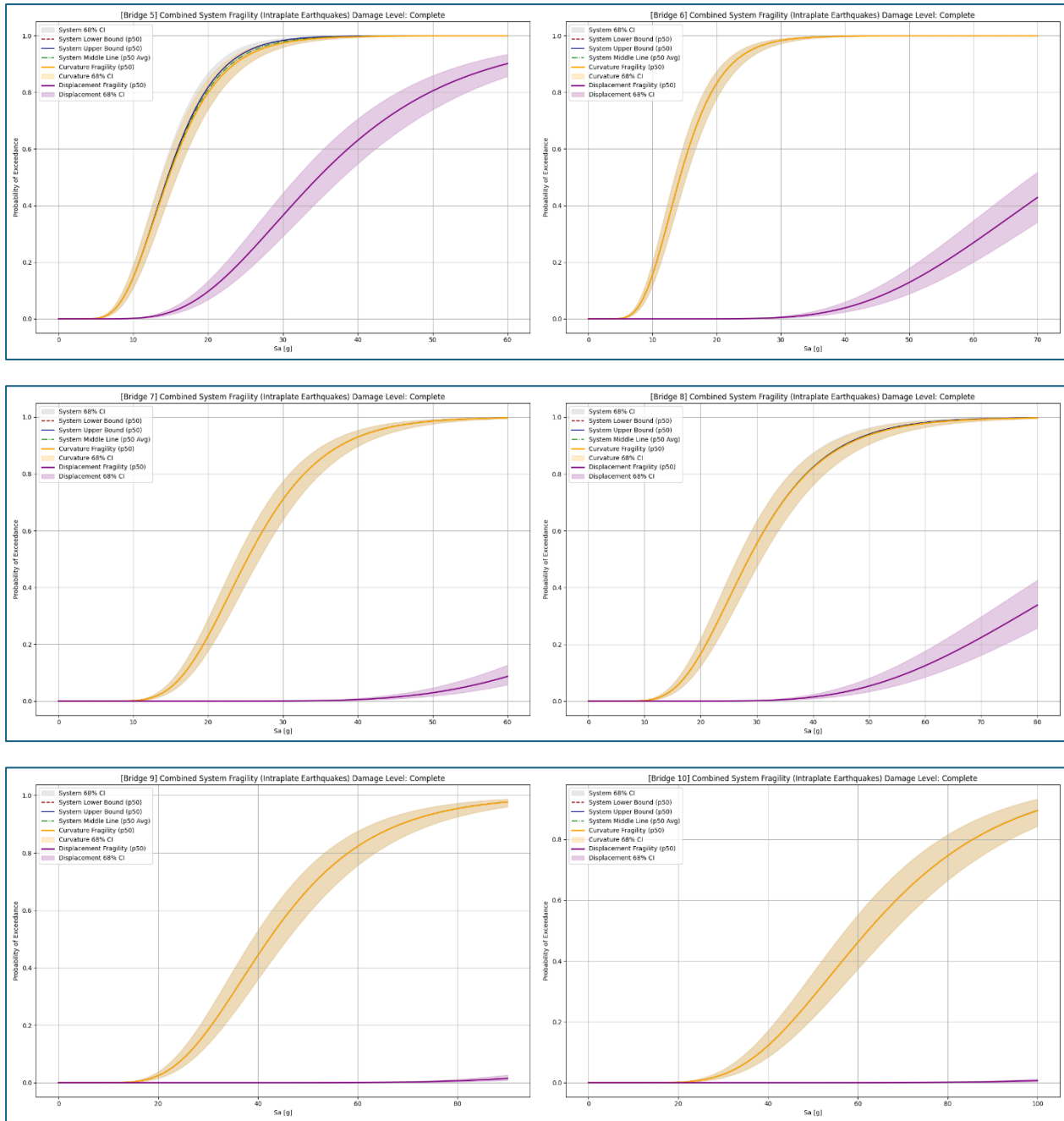


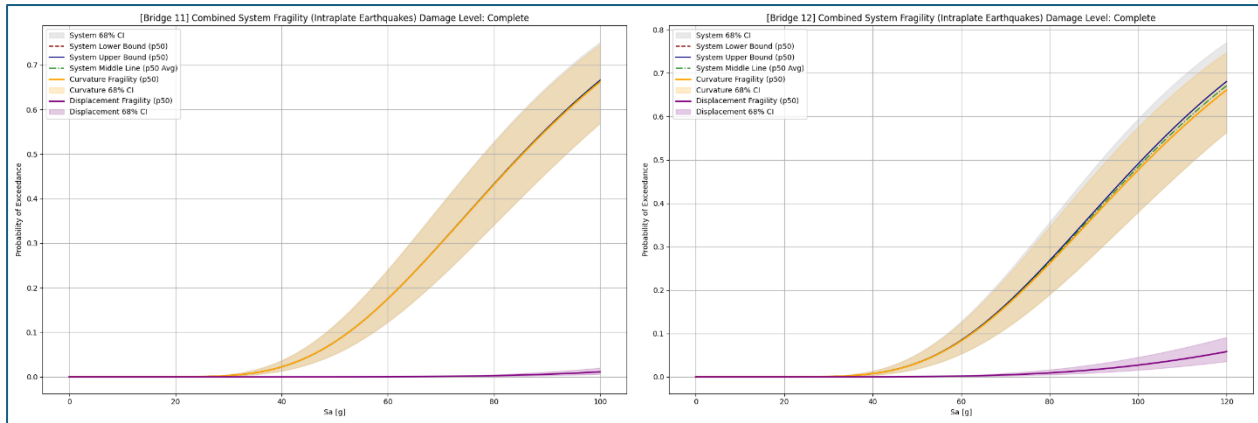




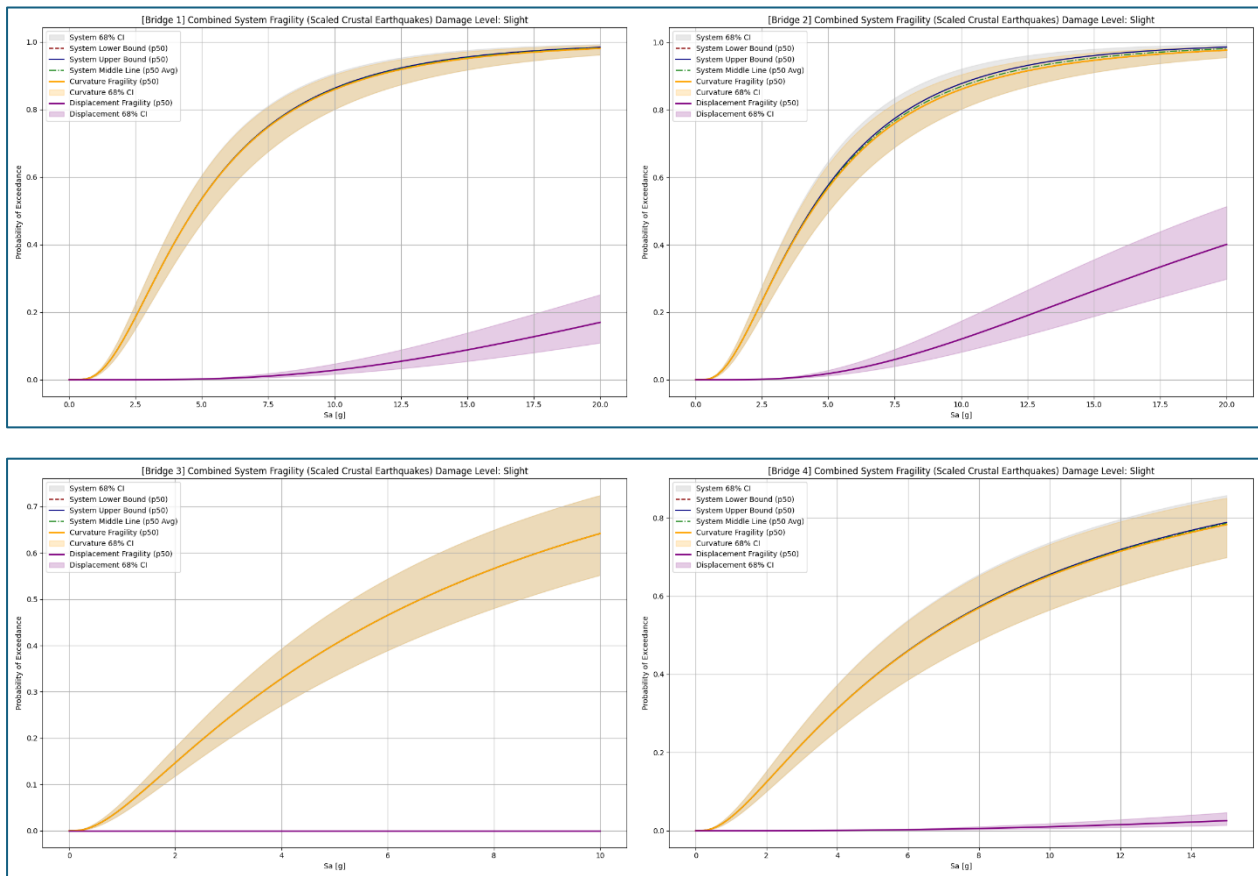


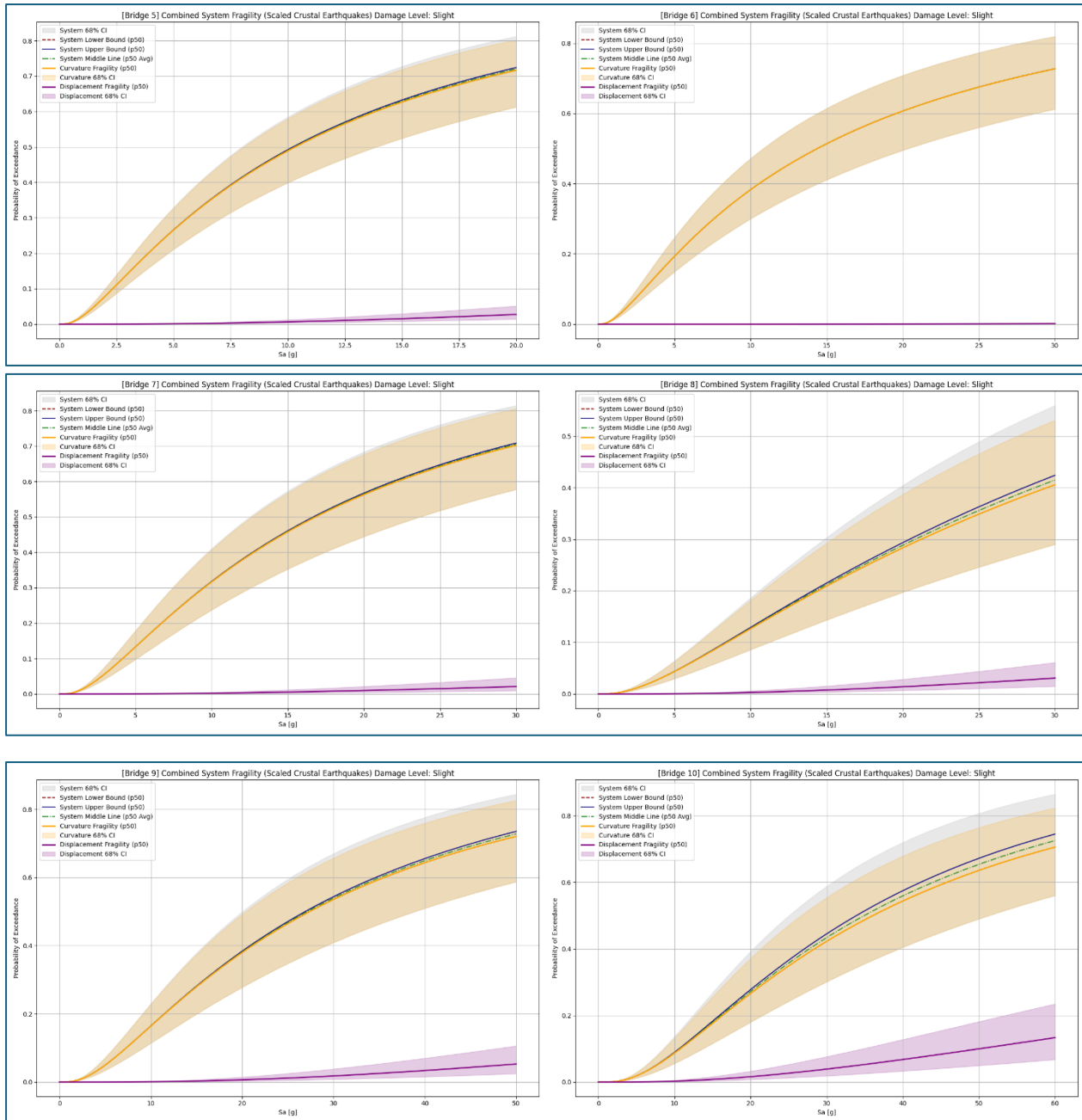


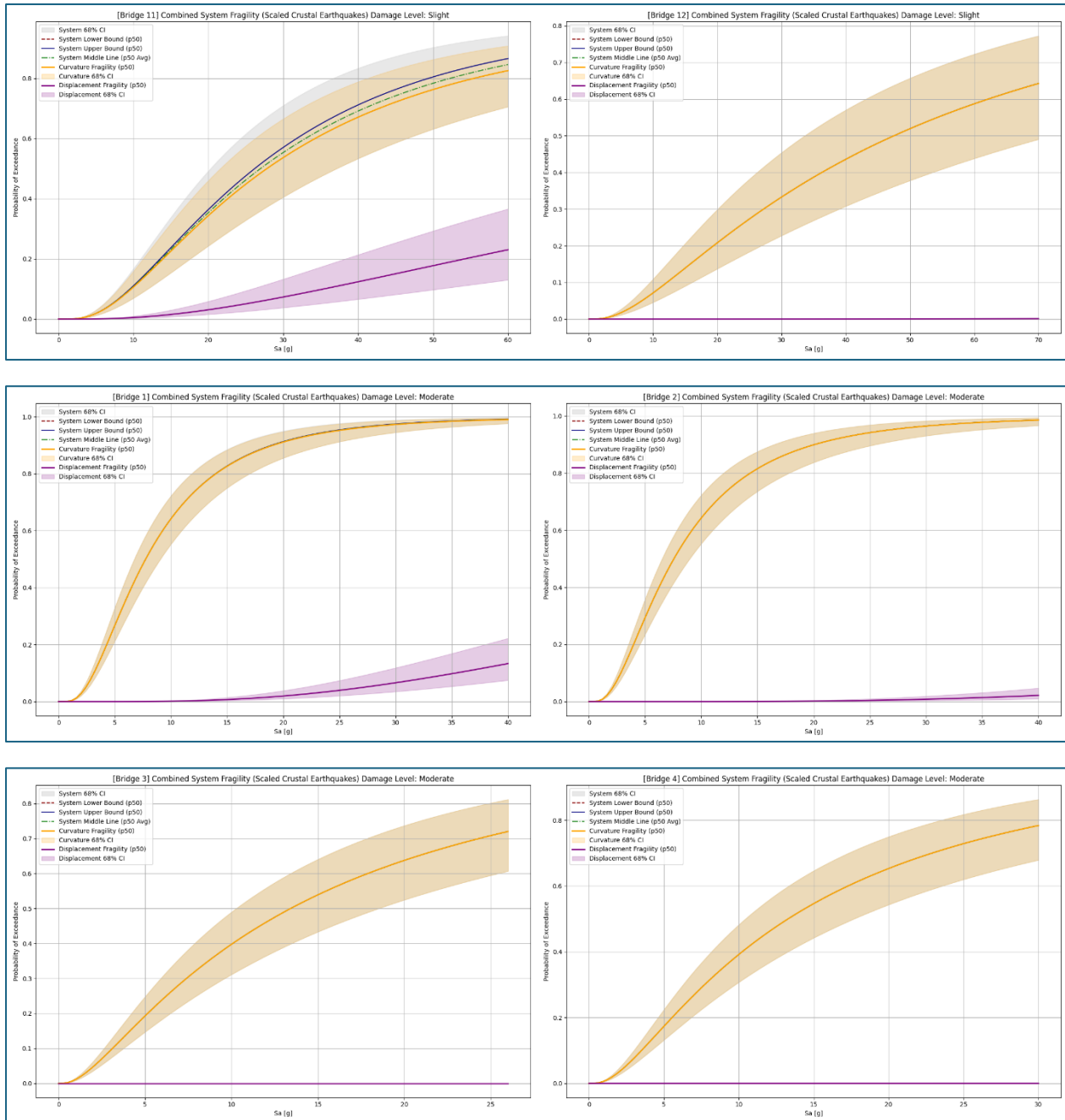


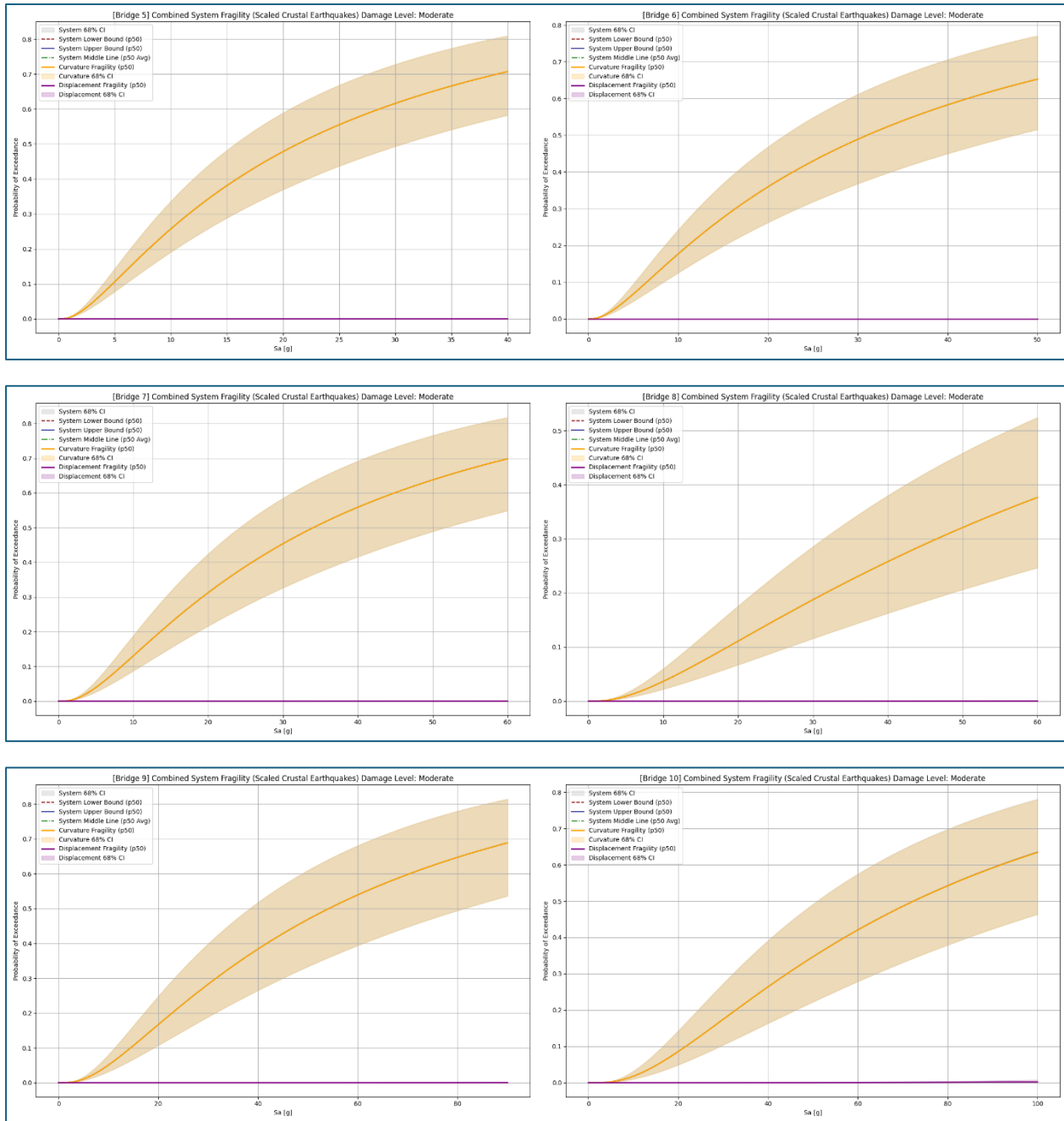


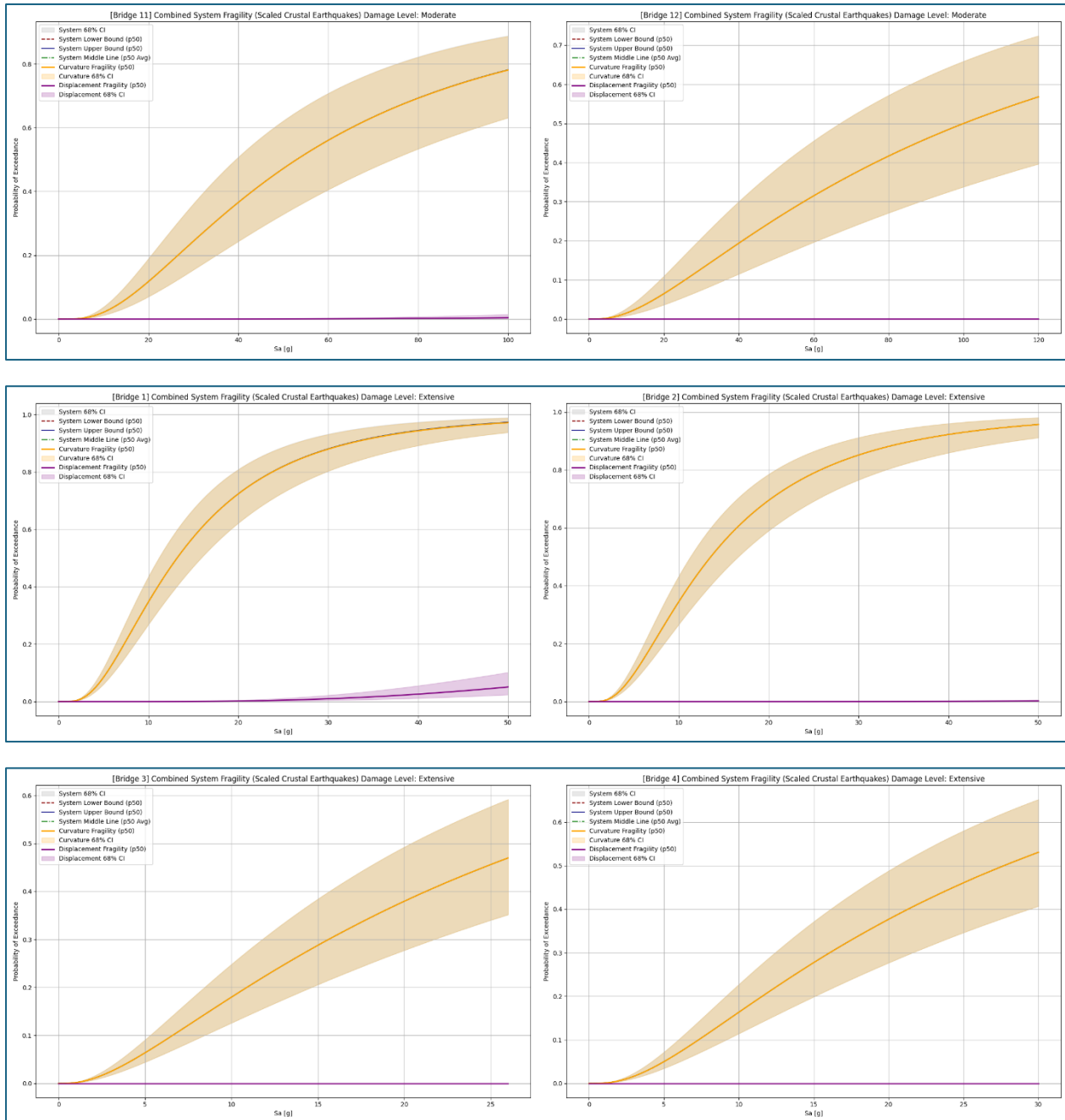
7.6.2 Fragilidad Combinada Escalada

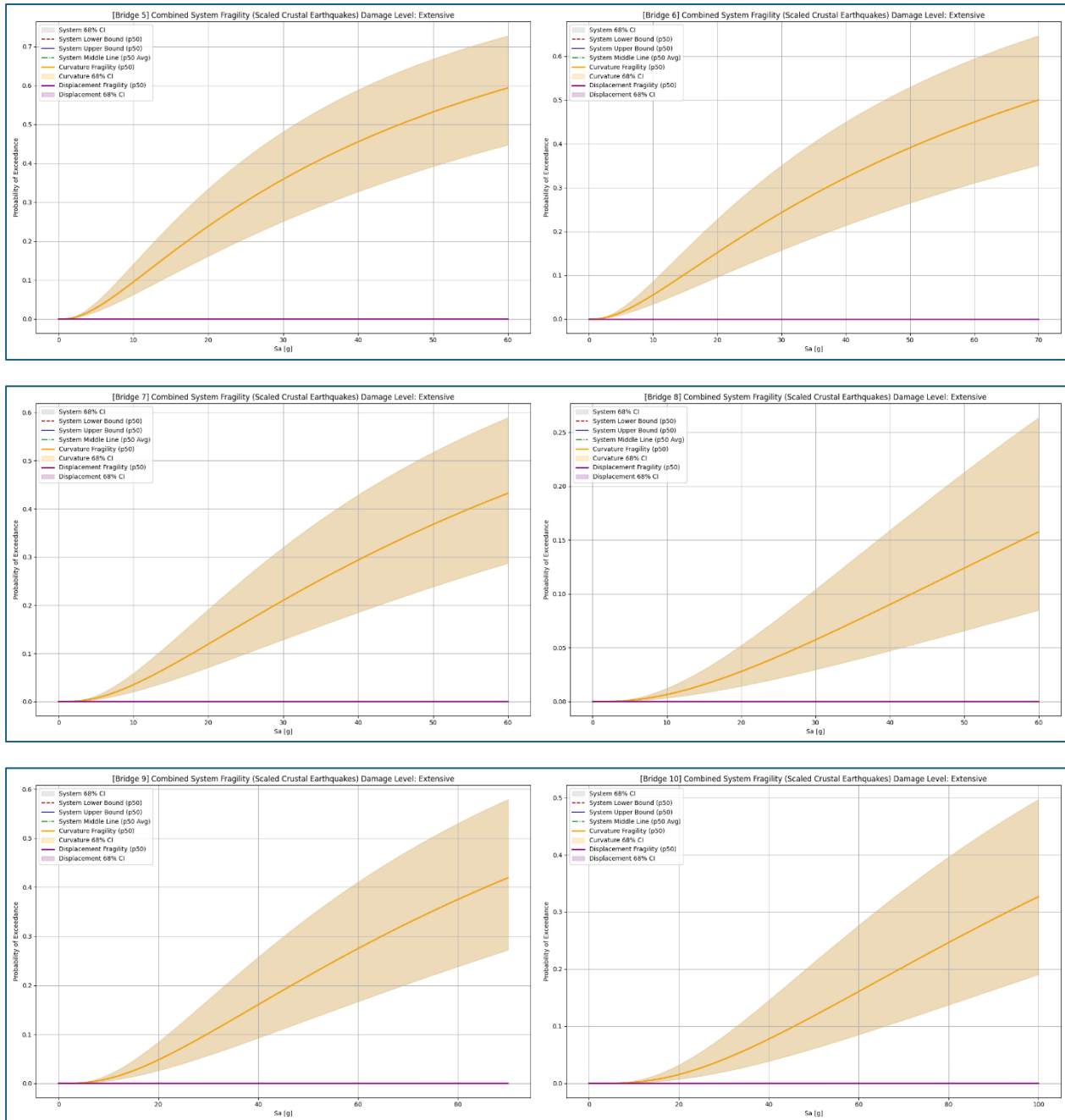


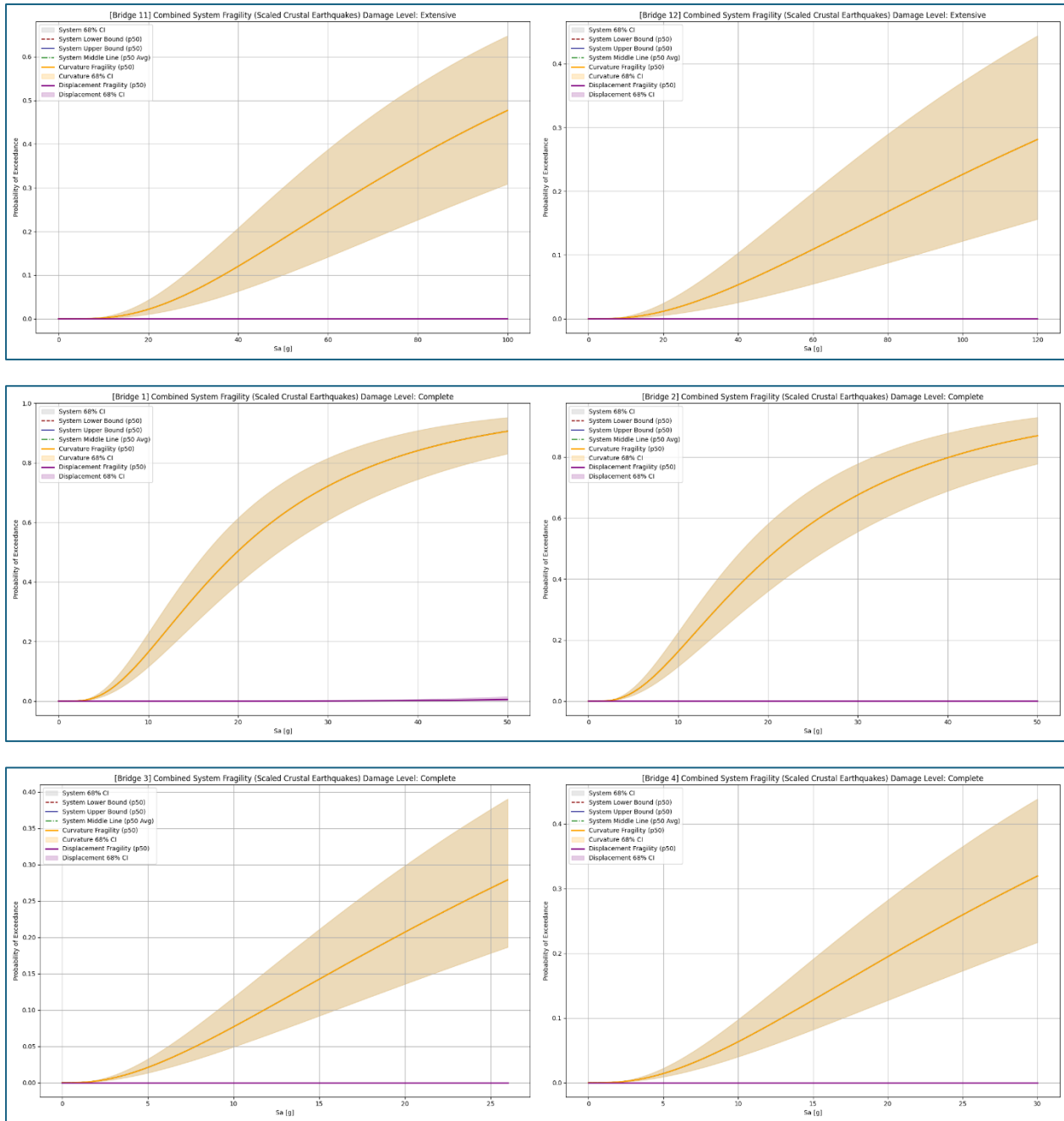


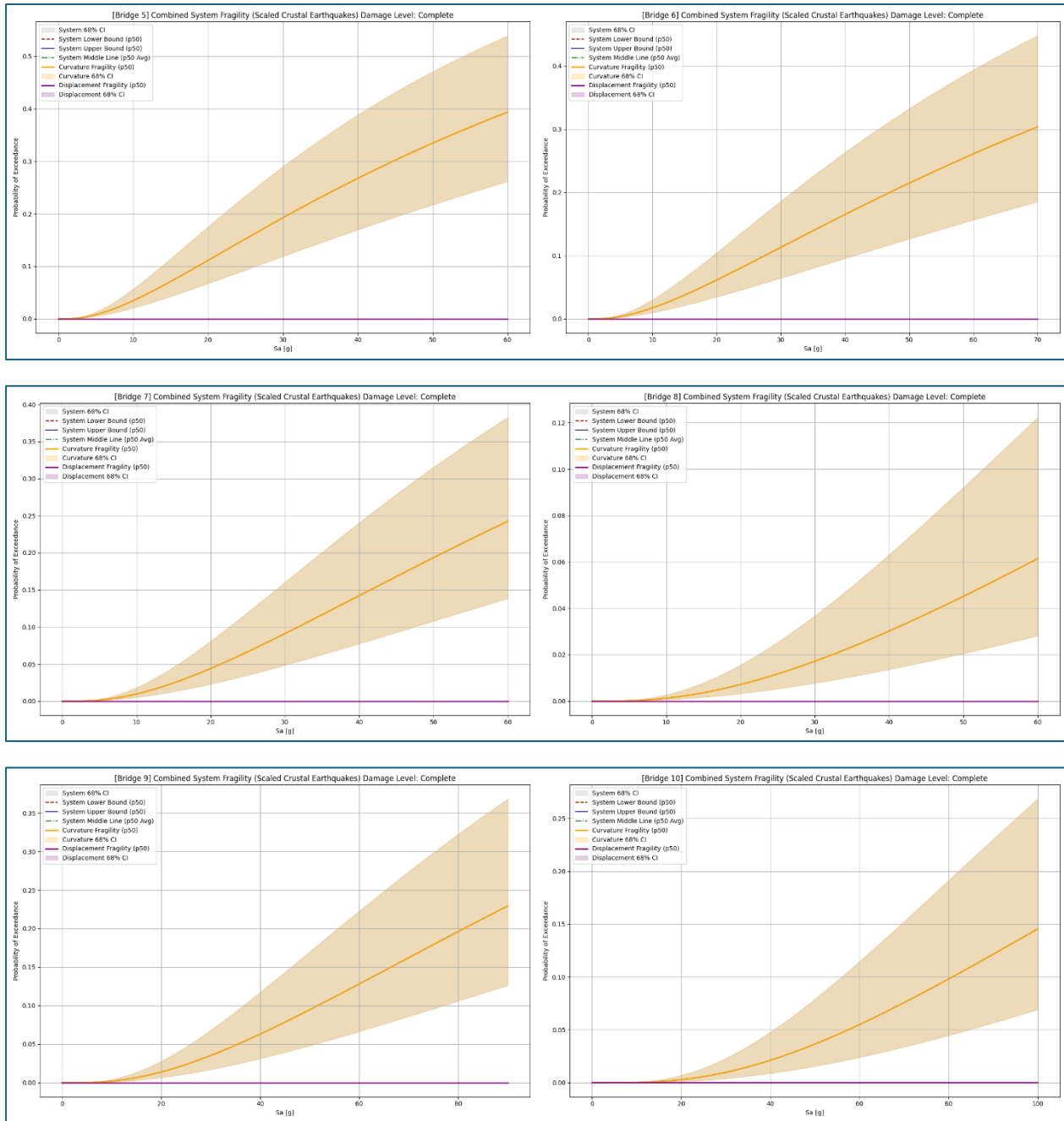


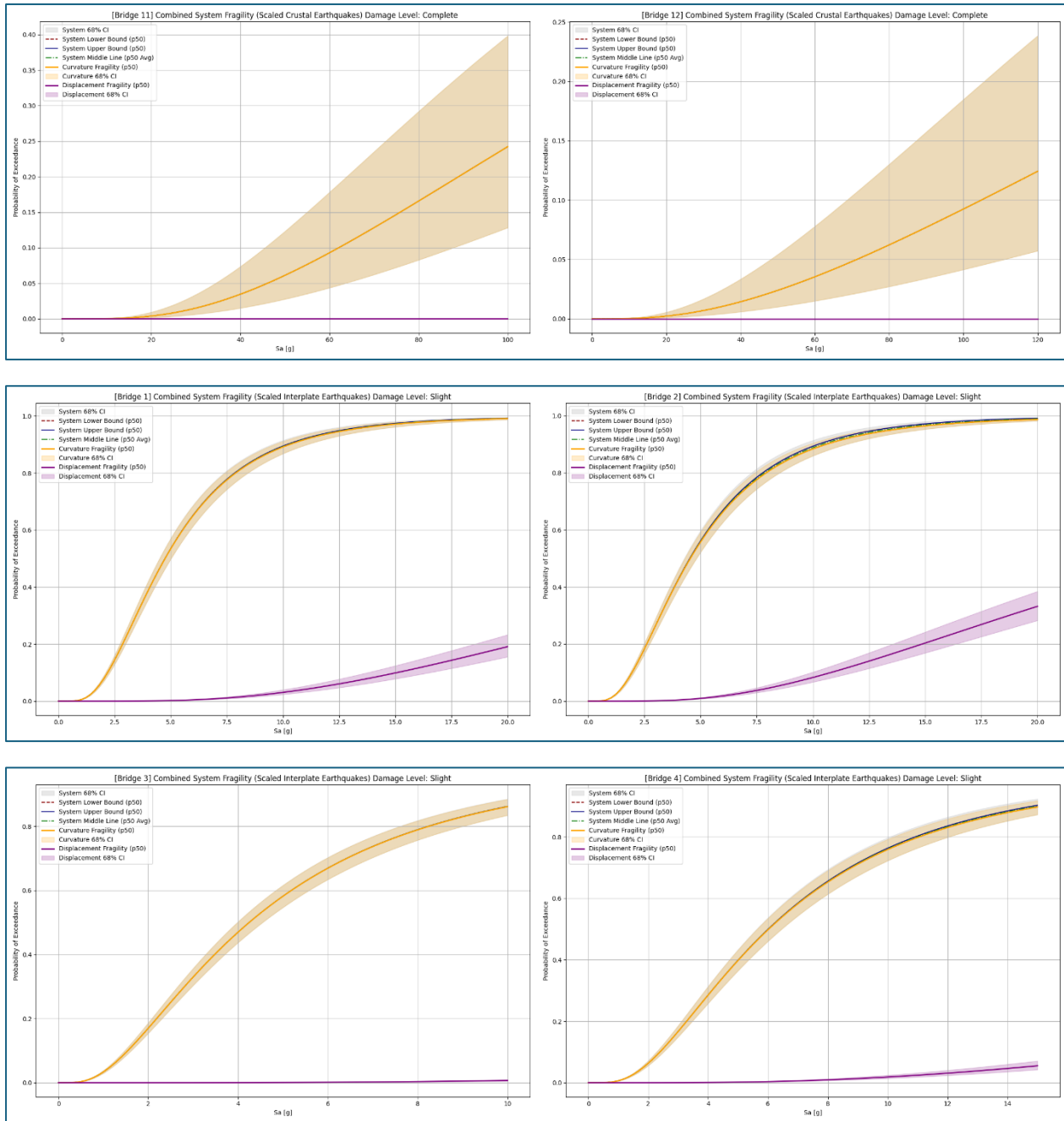


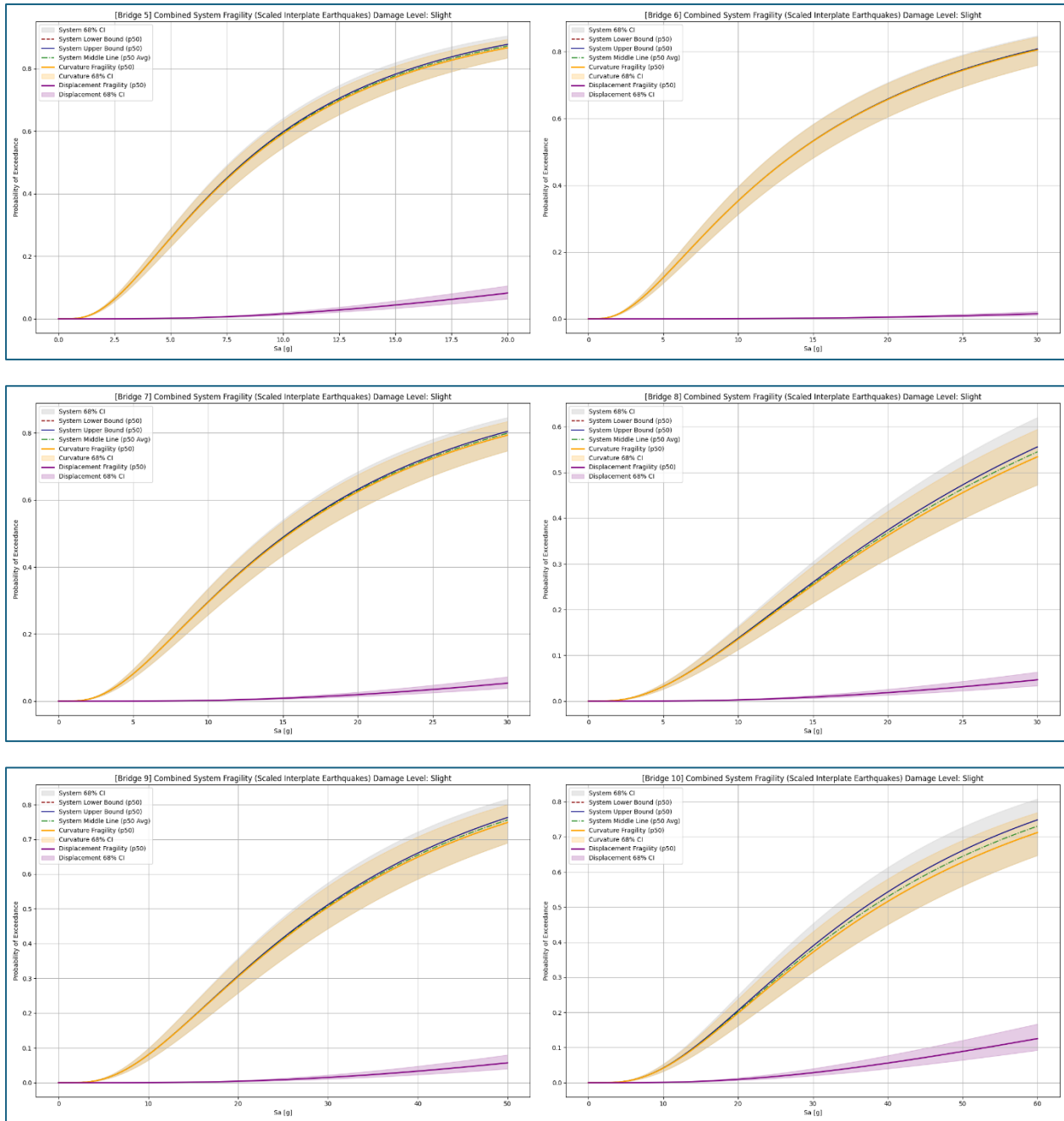


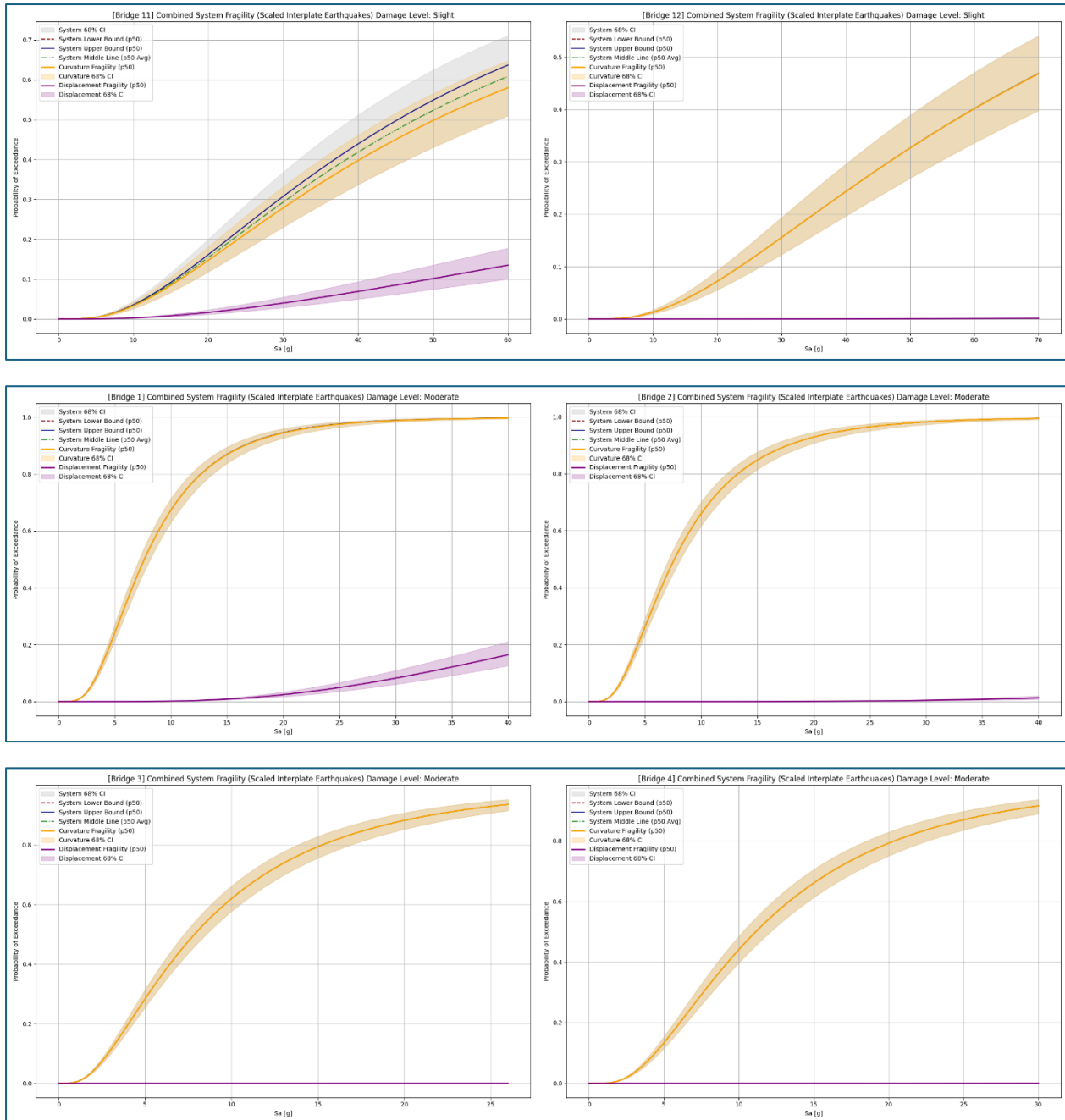


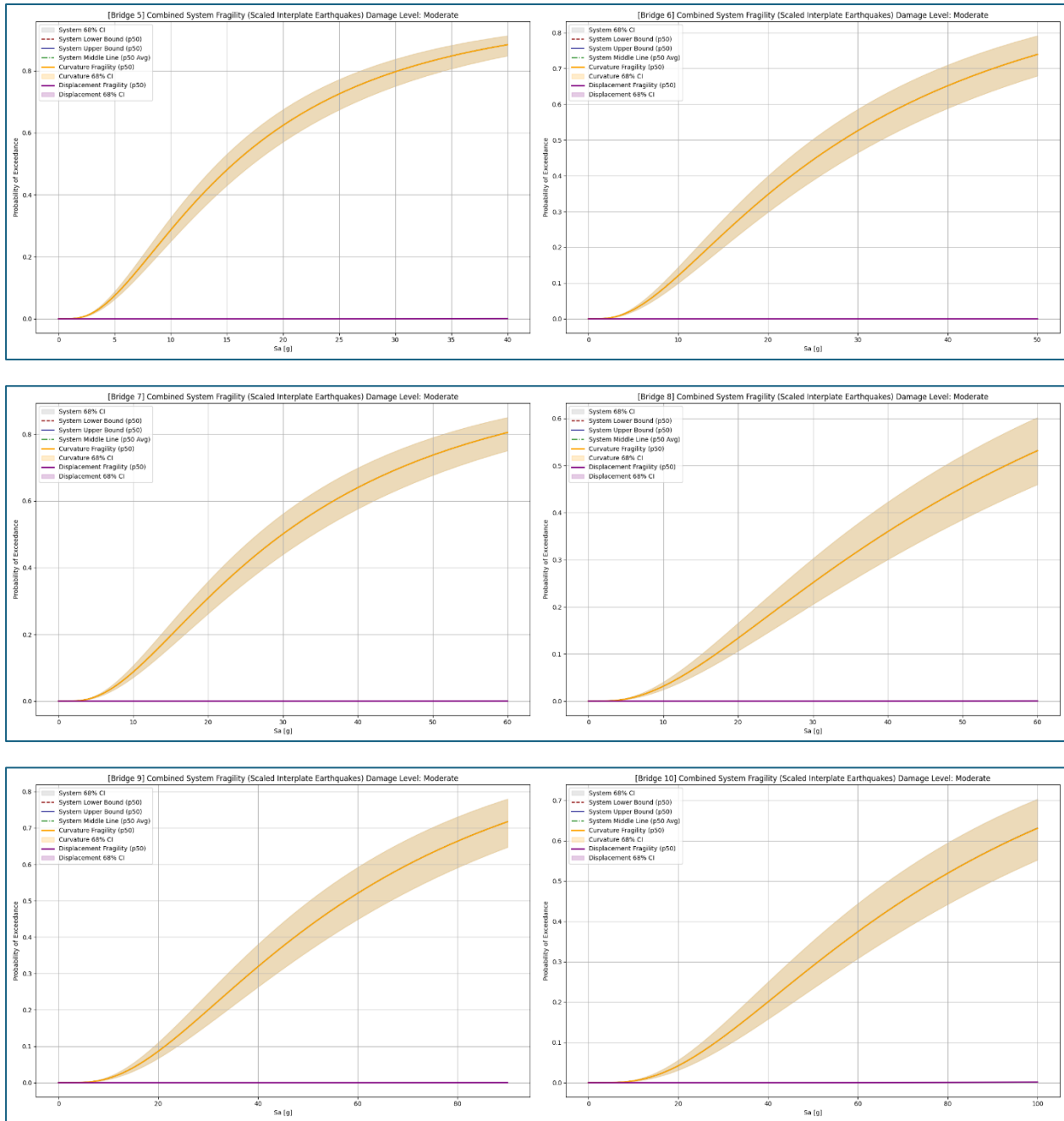


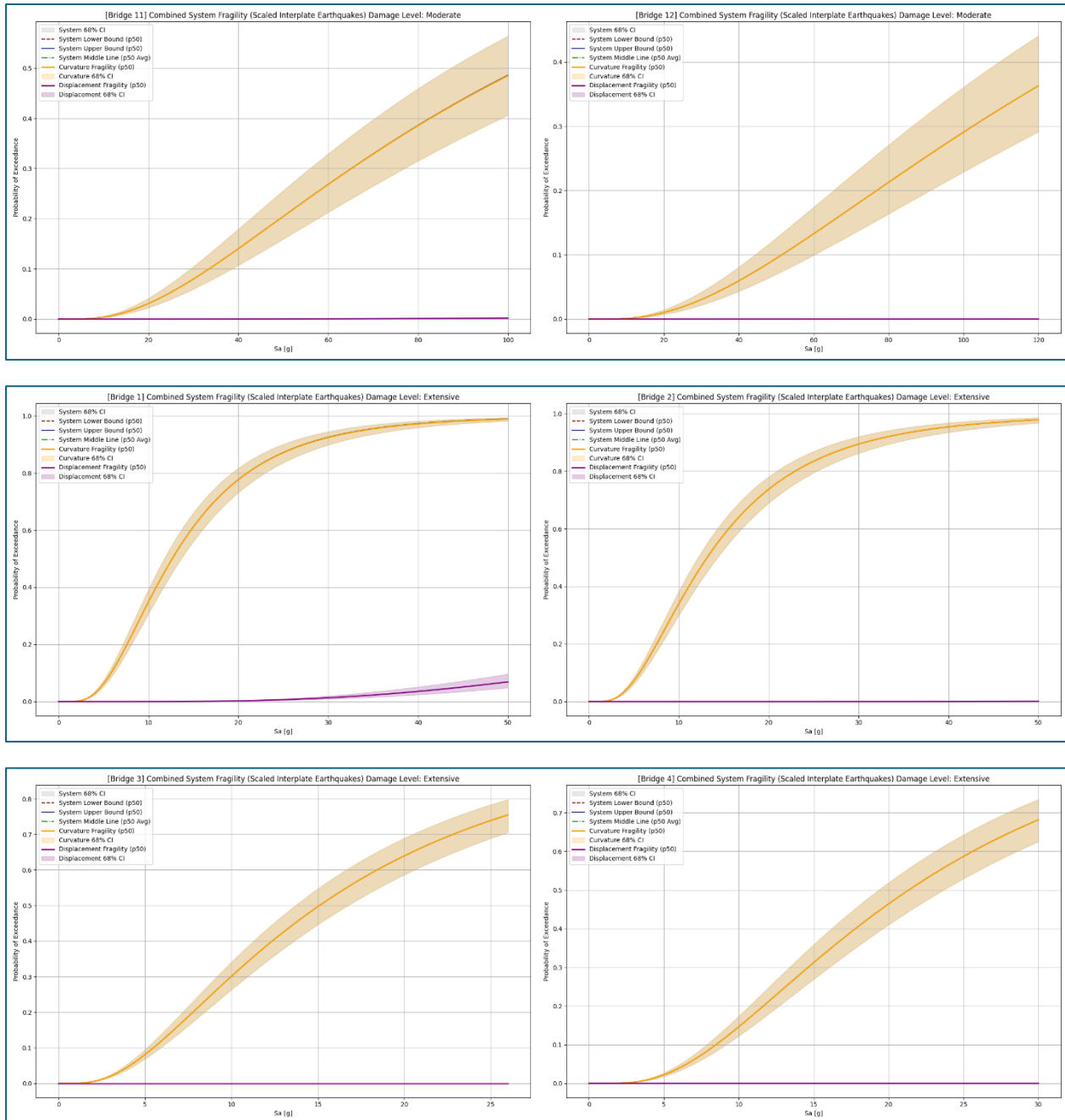


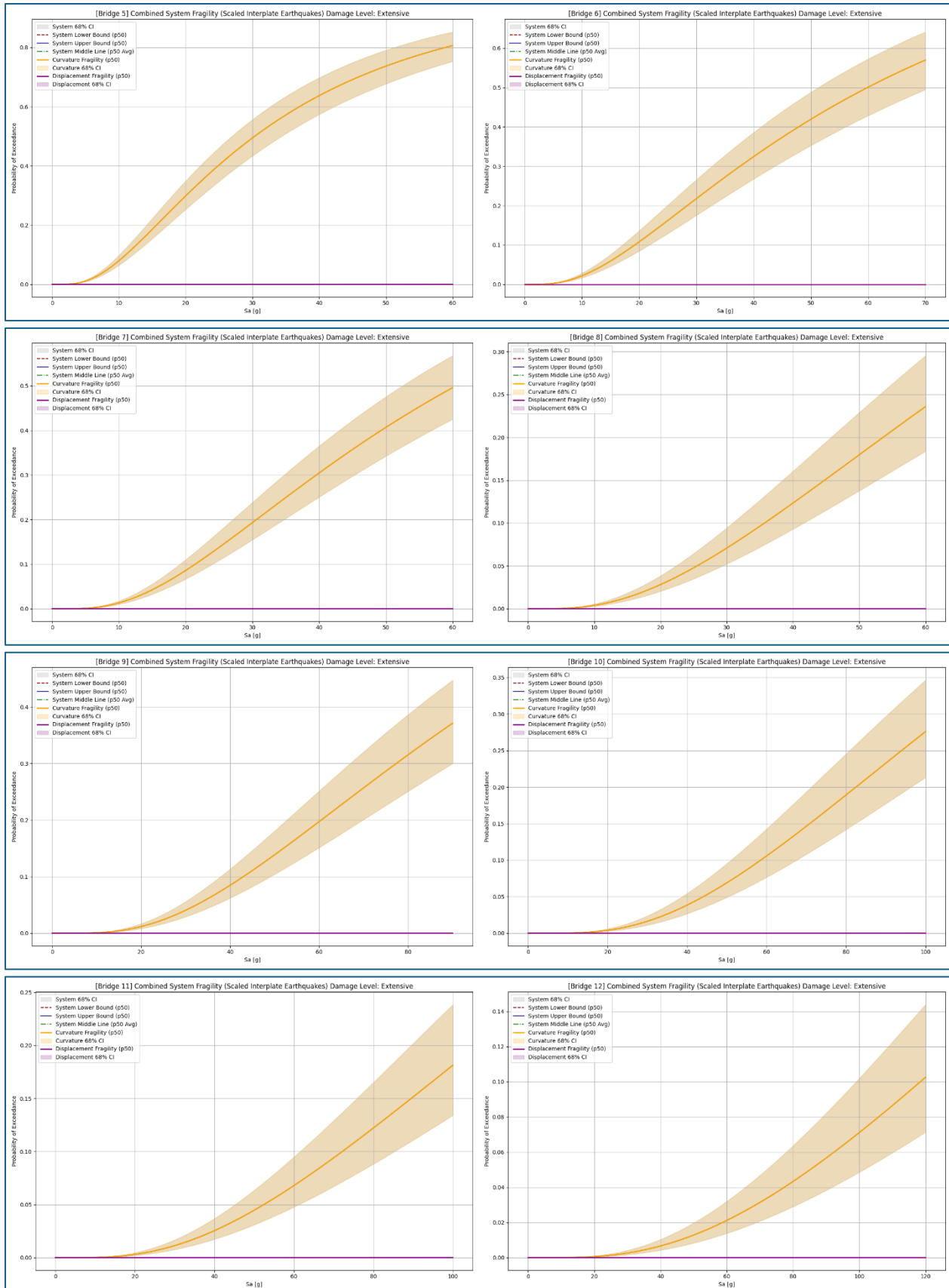


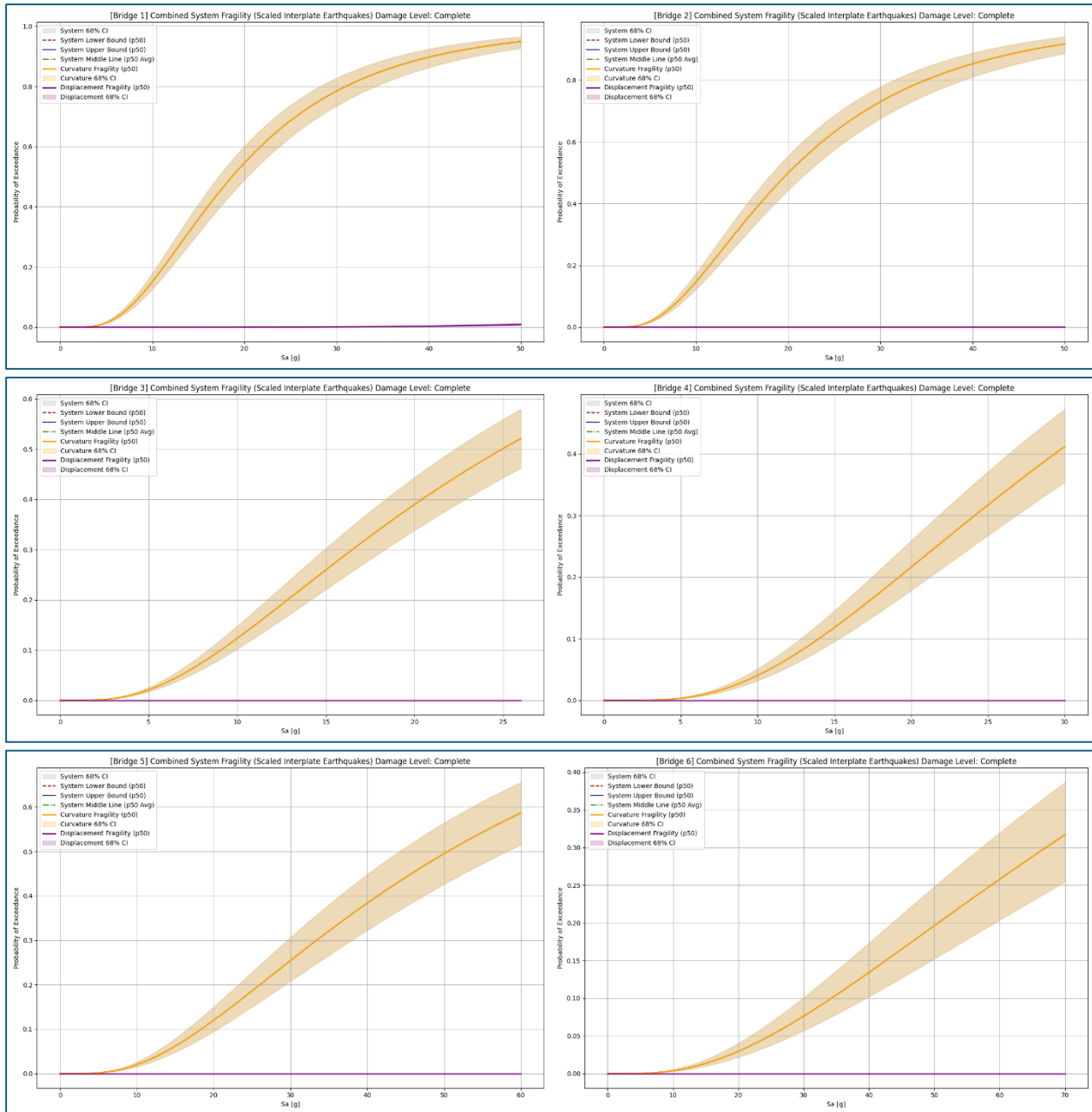


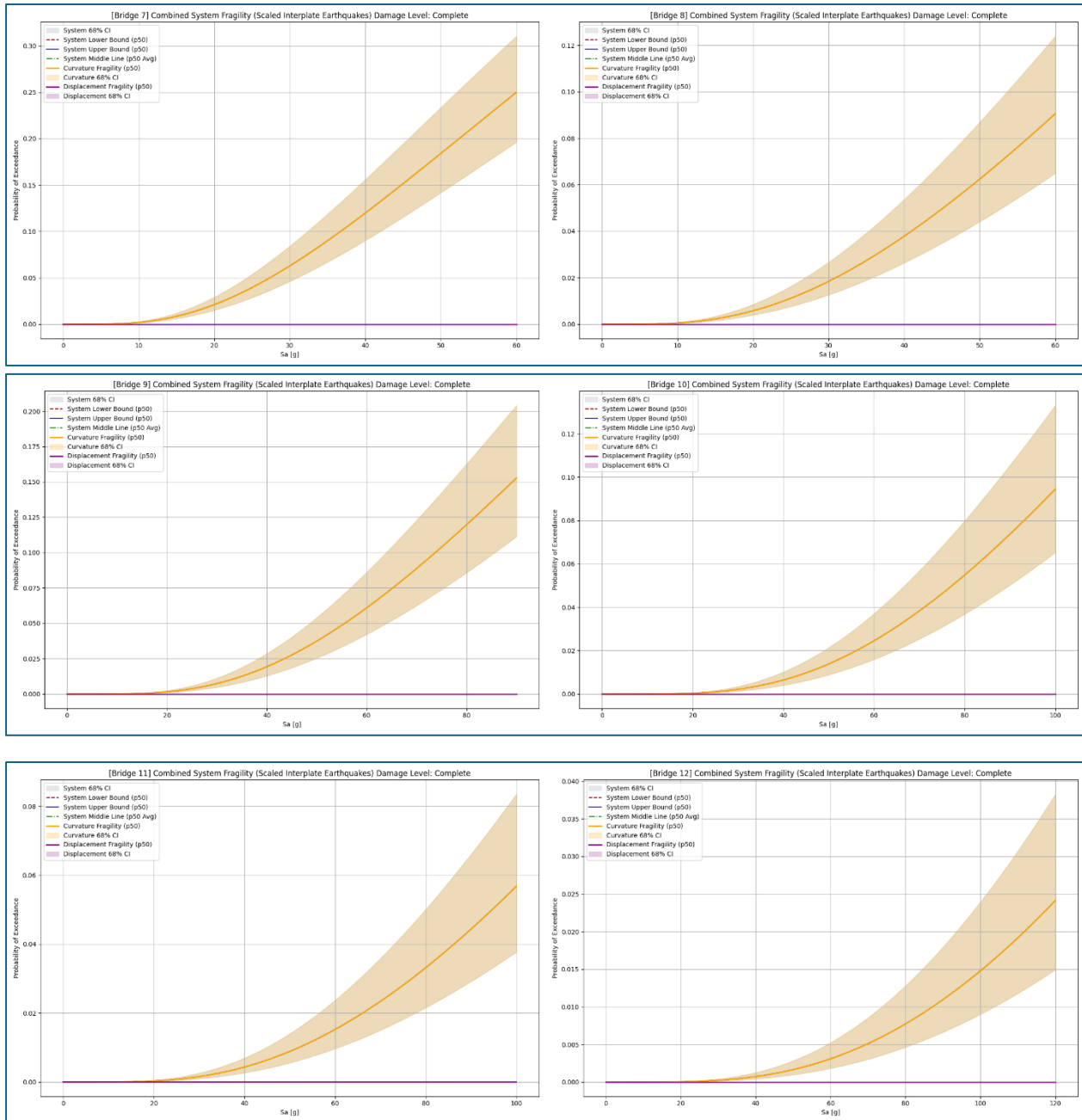


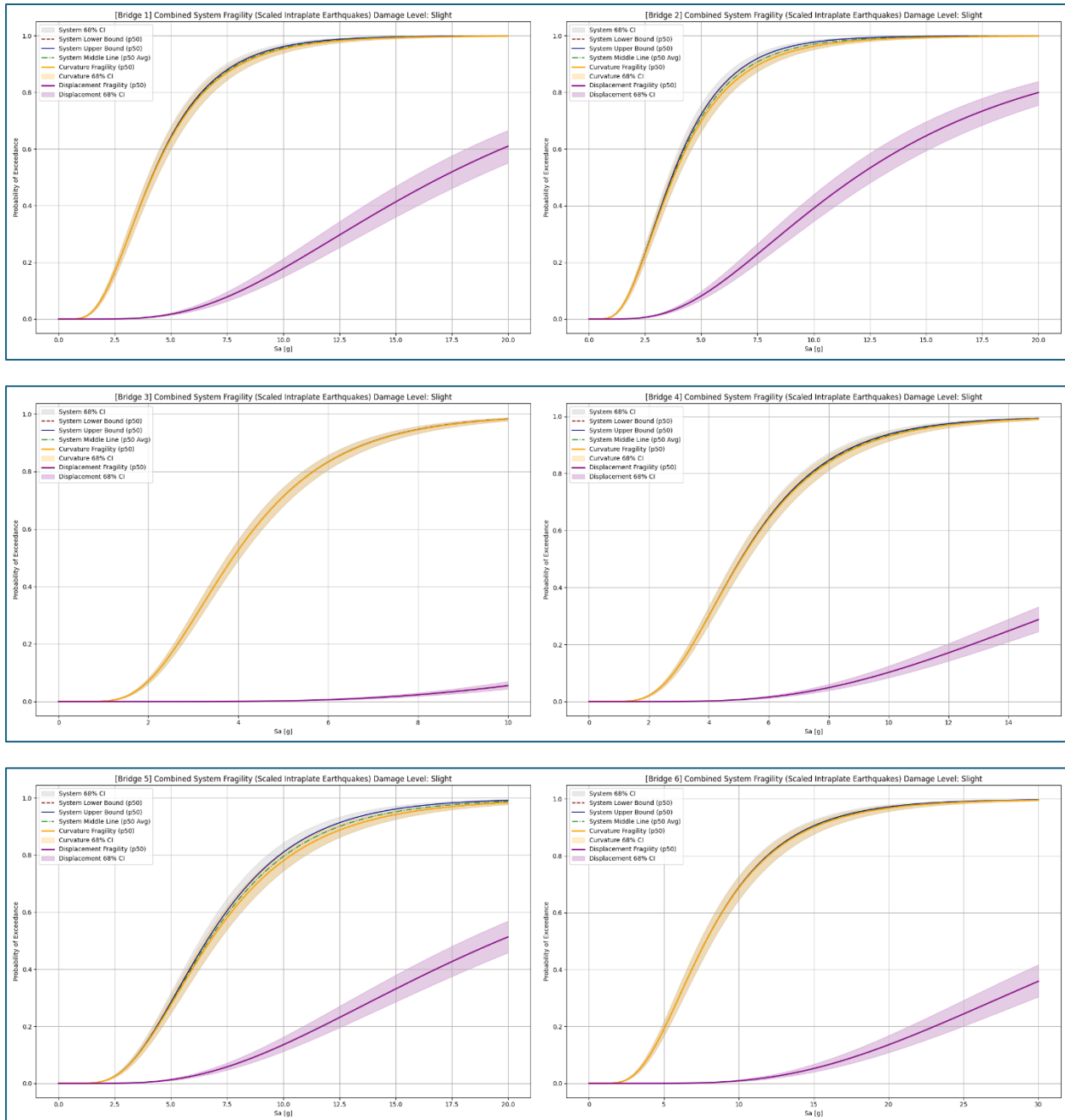


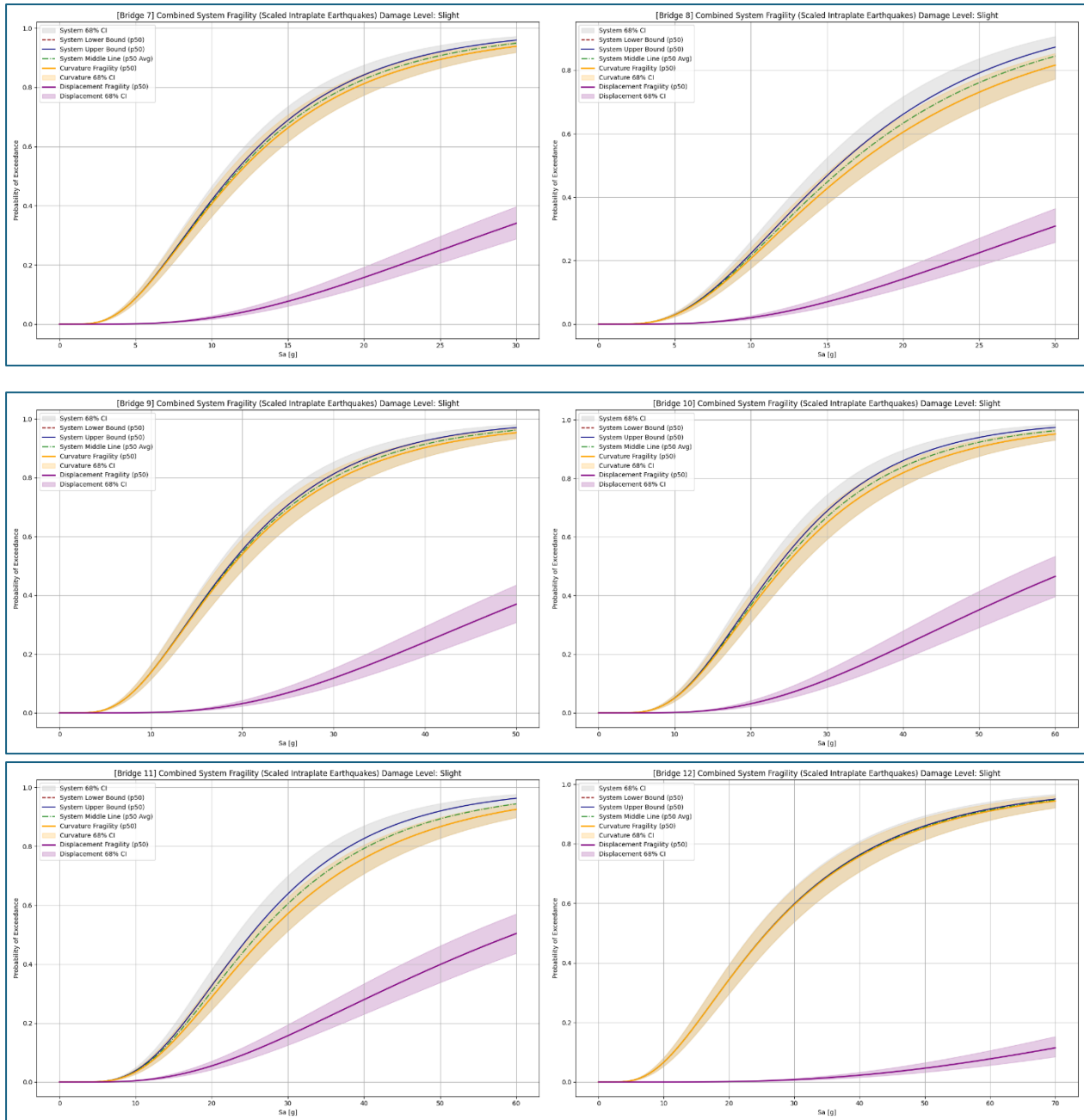


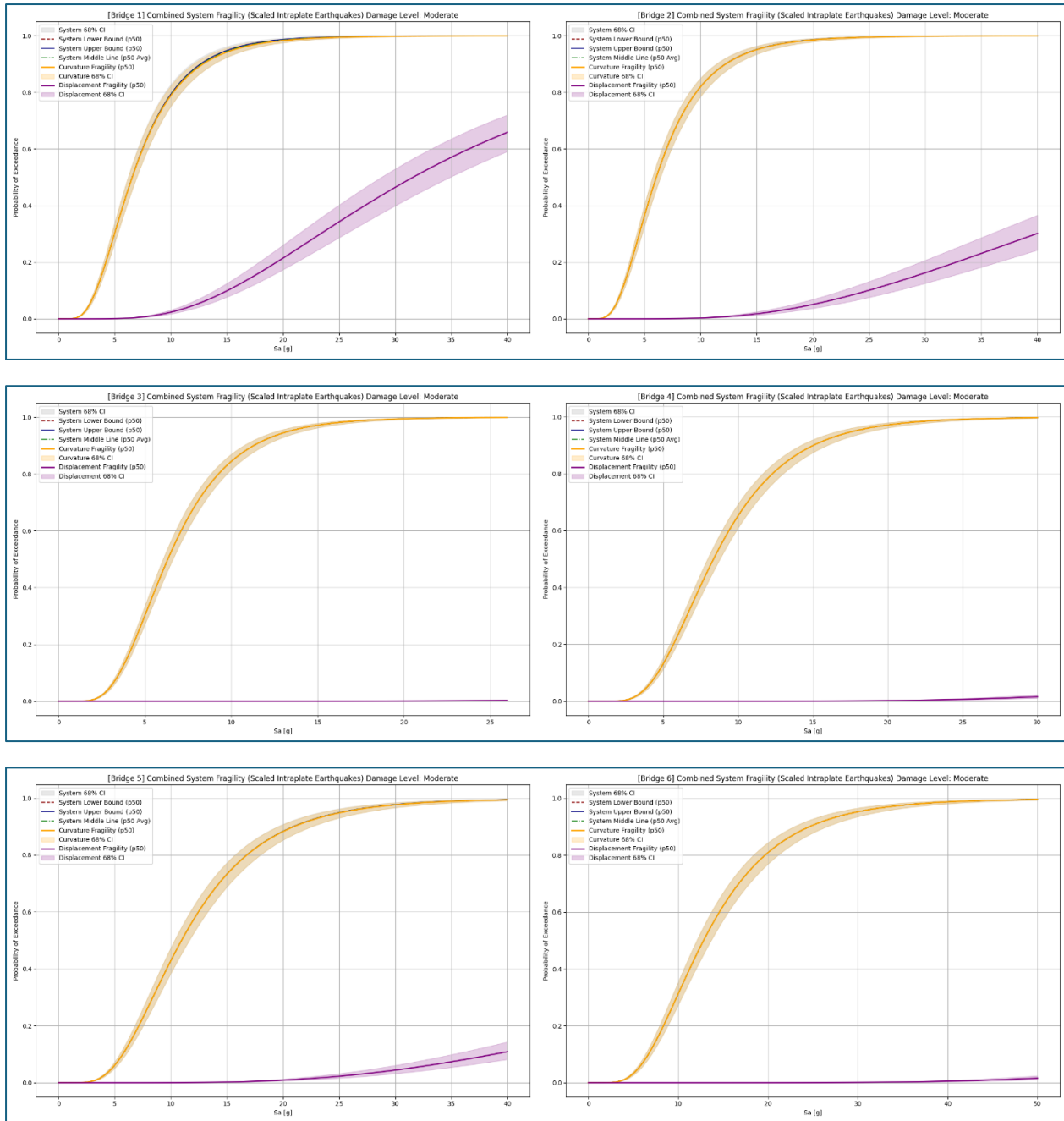


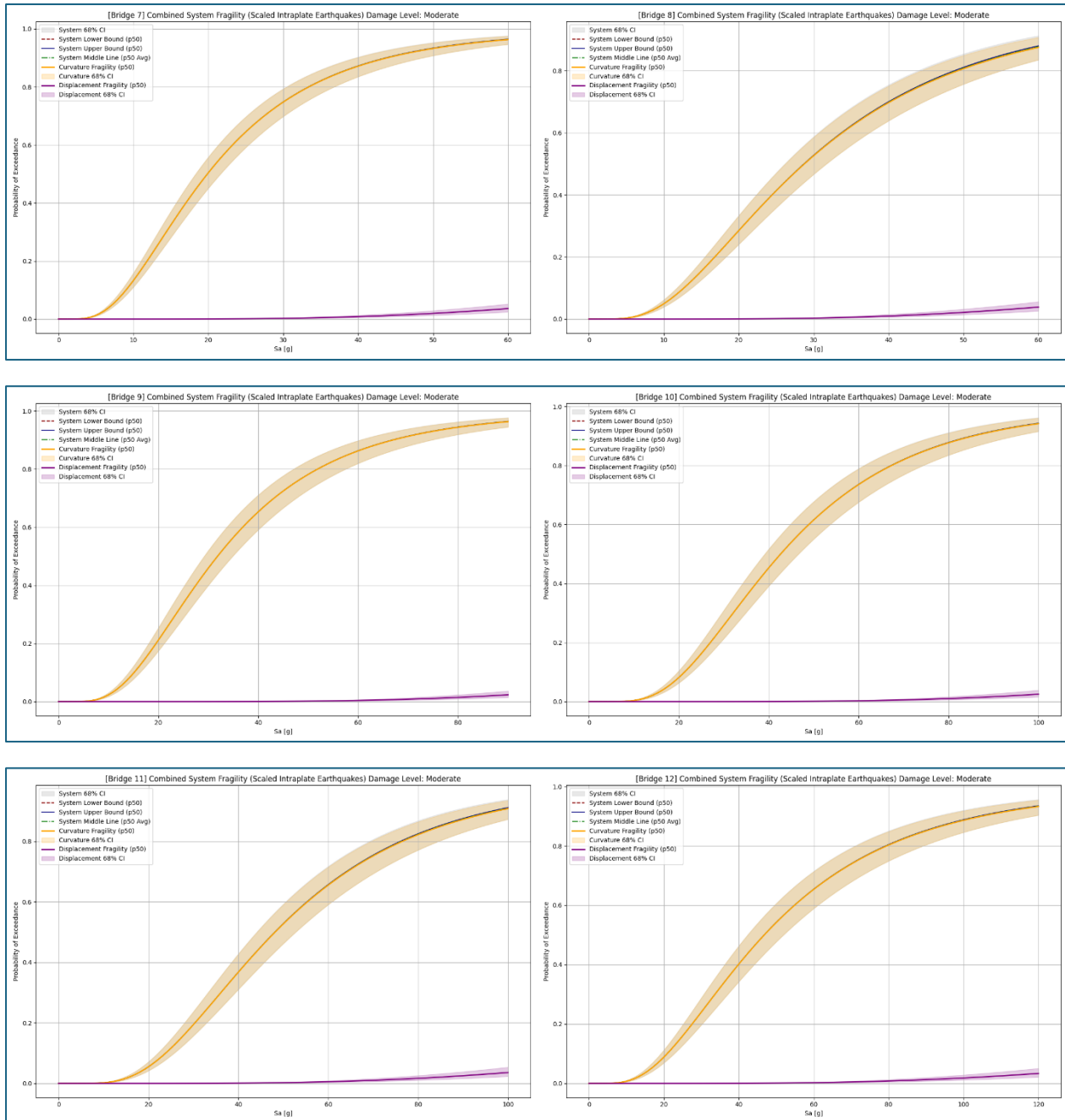


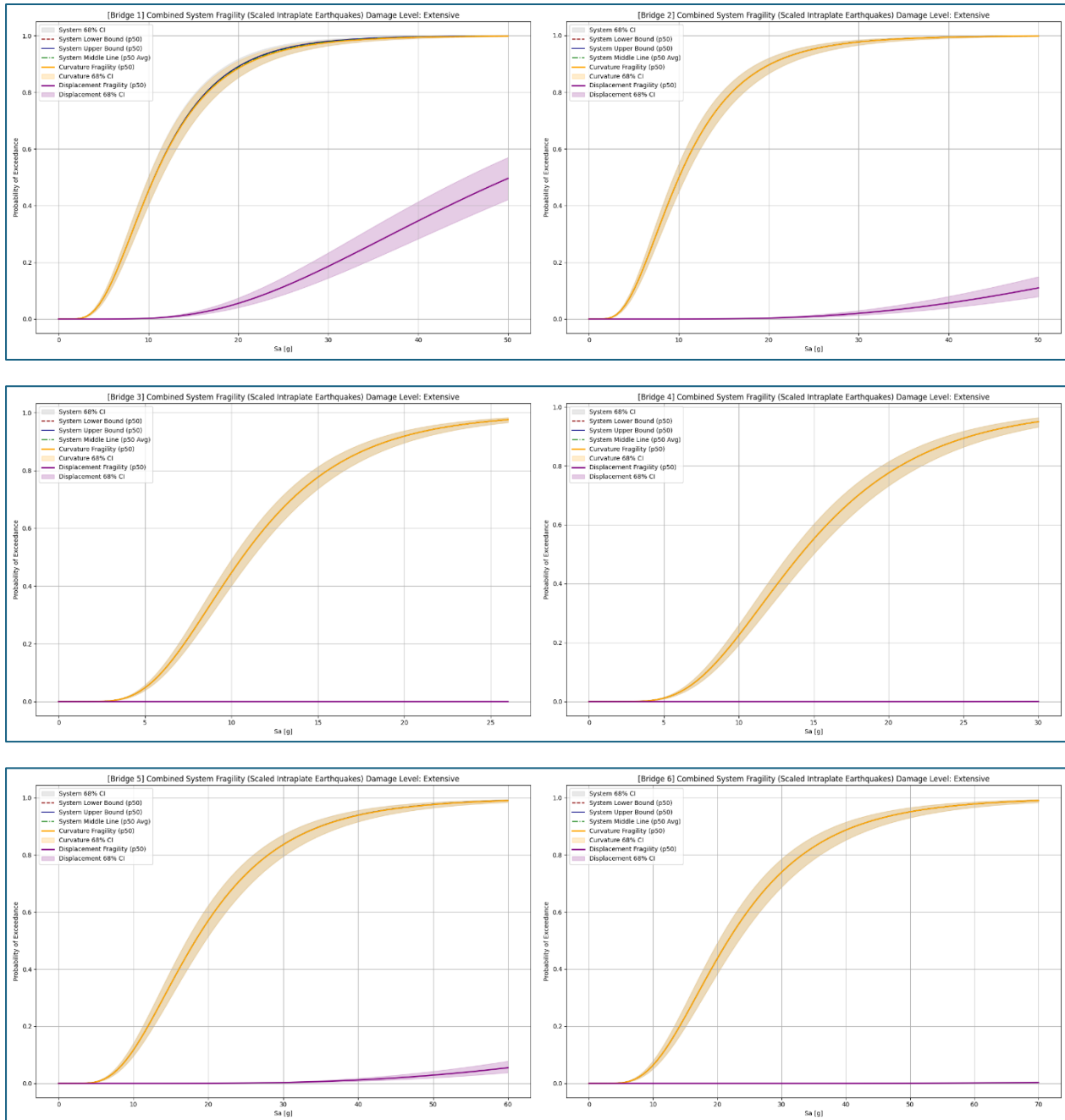


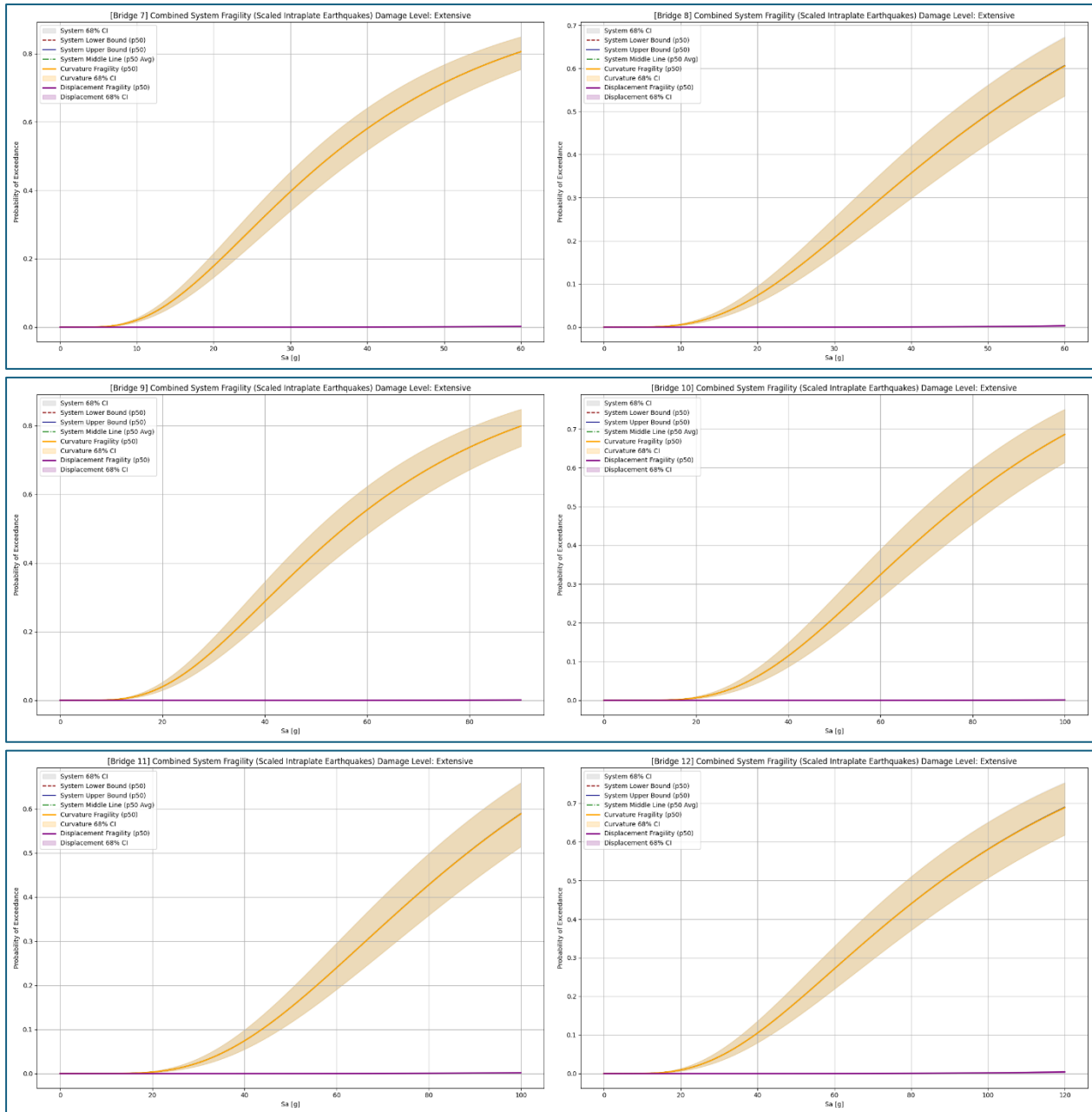


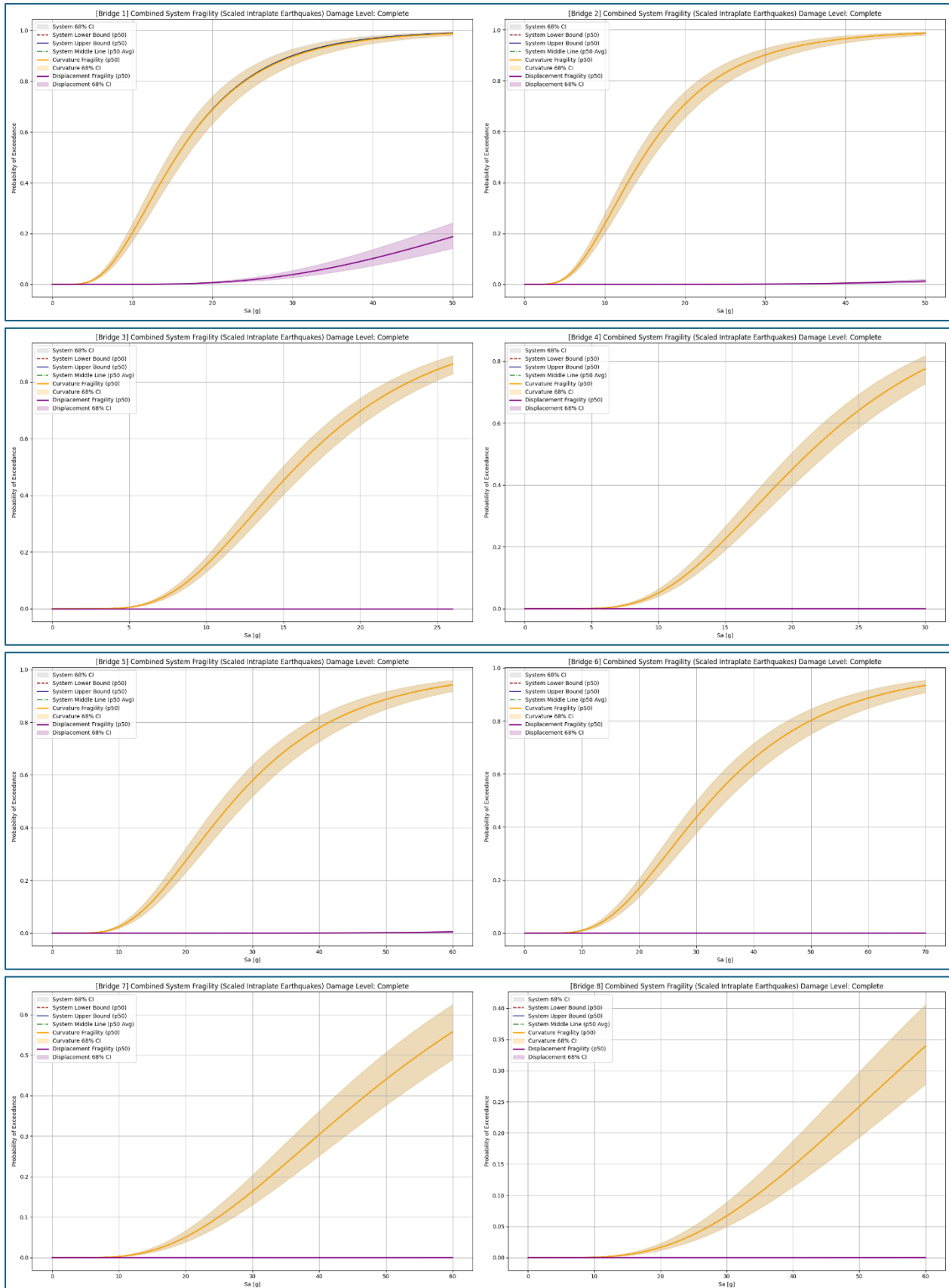


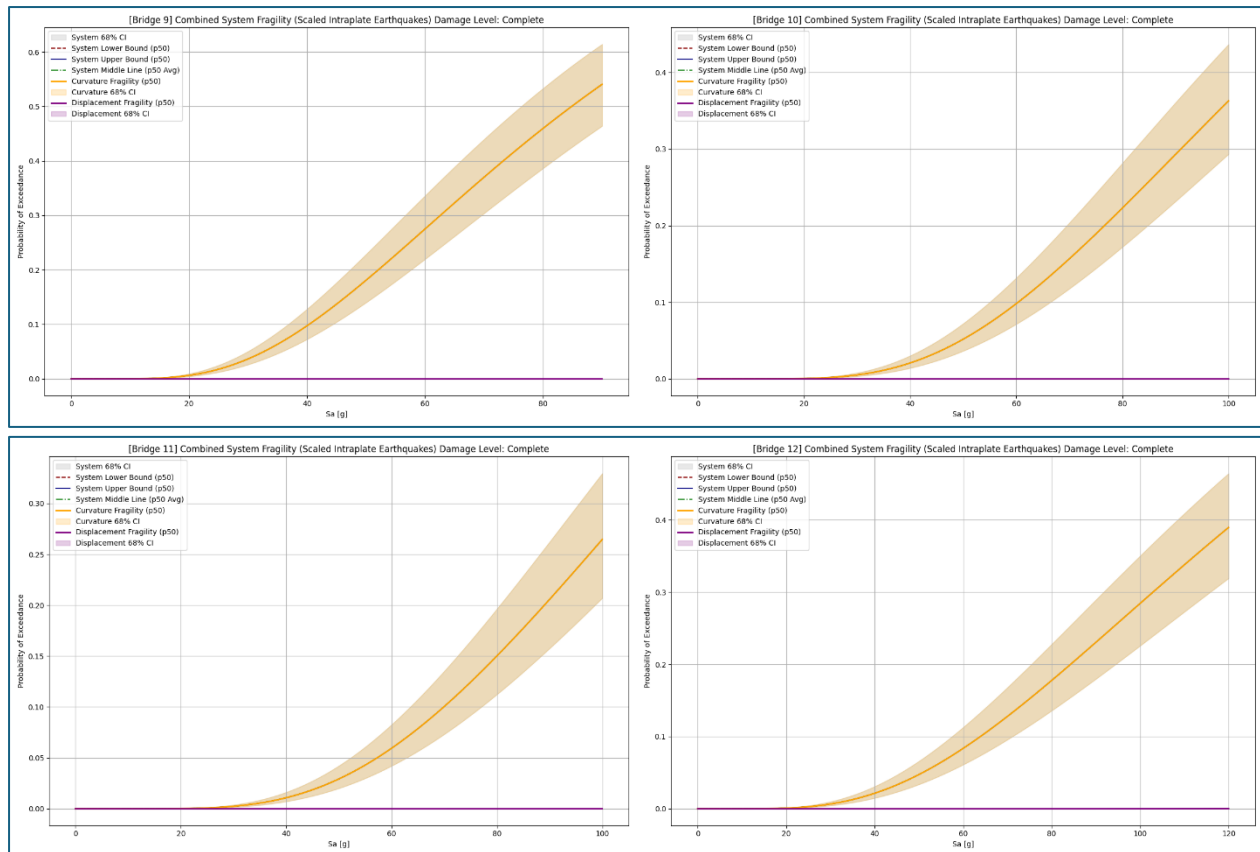






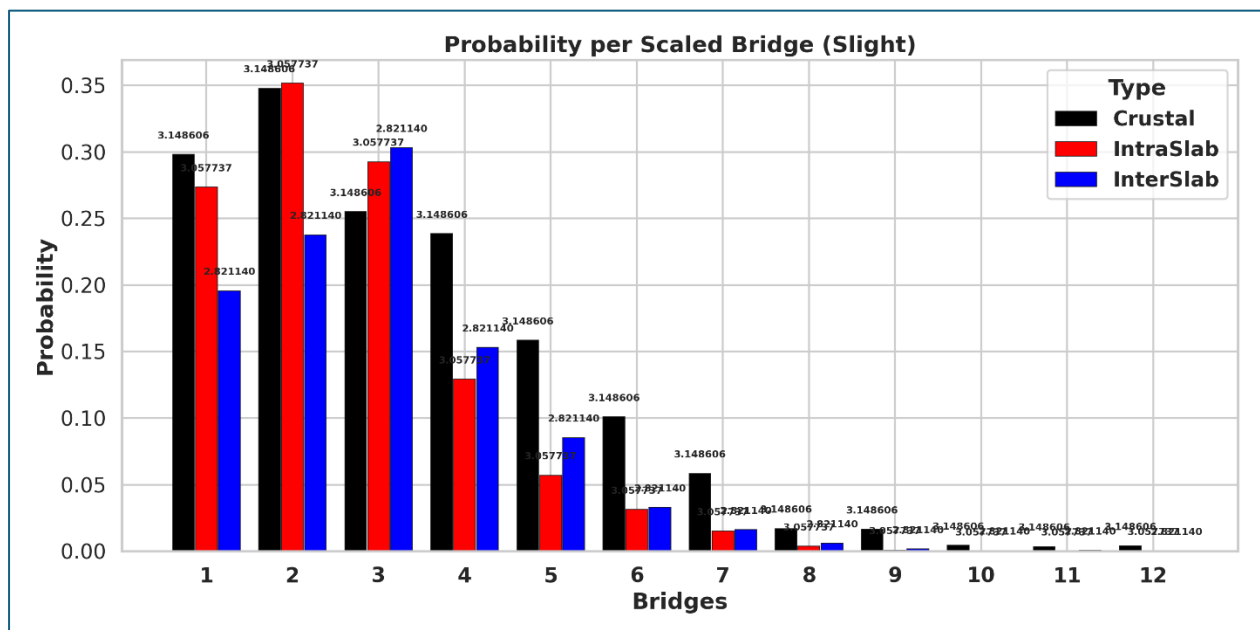


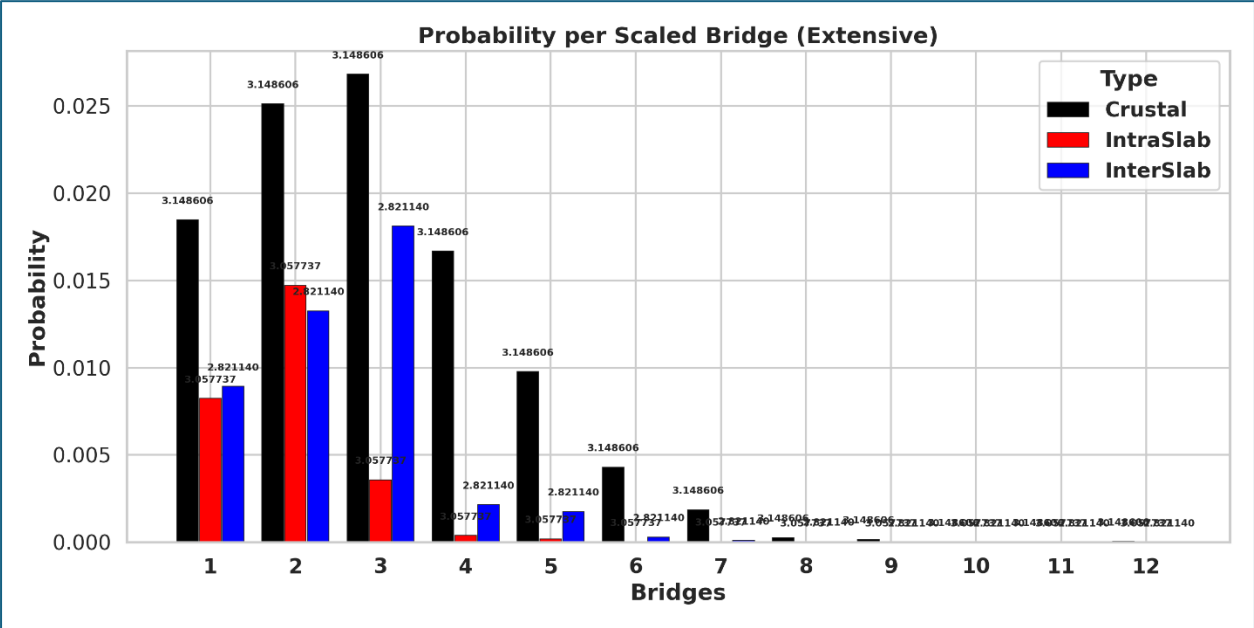
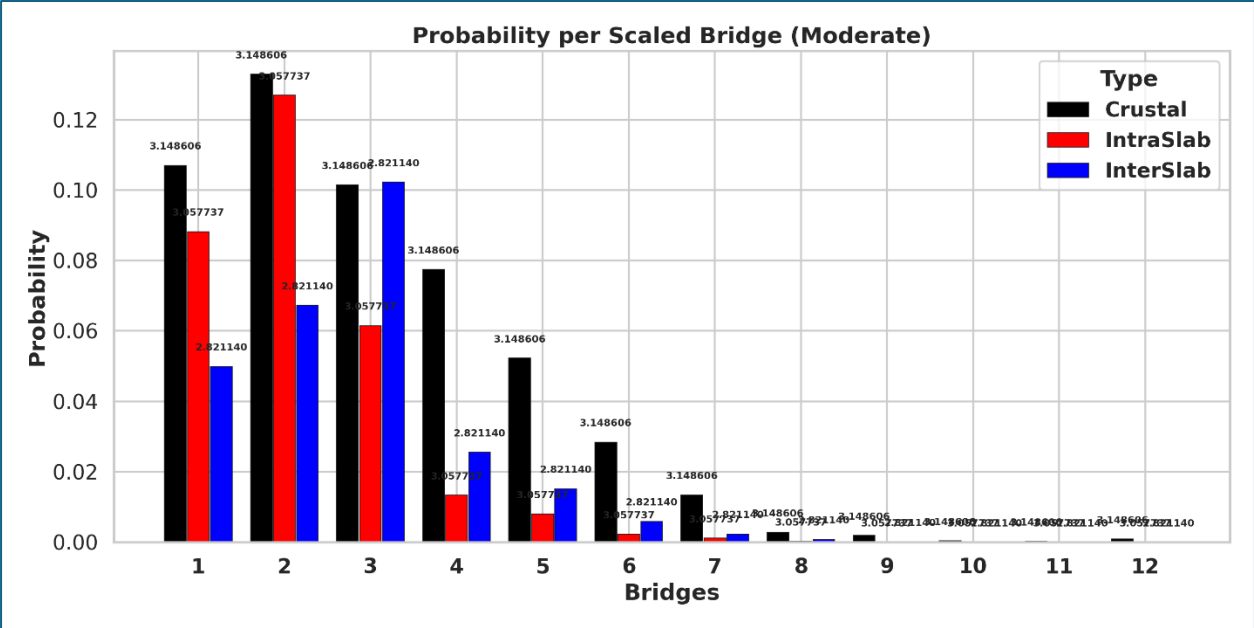


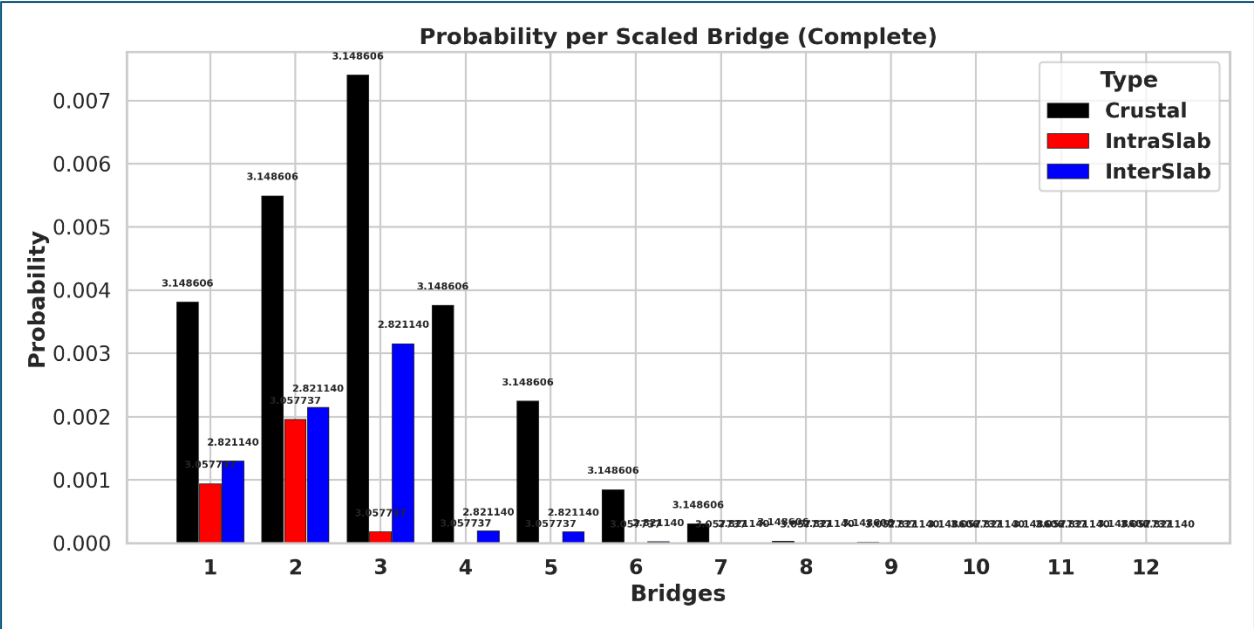


7.7 Probabilidad de Daño del Sistema por Tipo de Sismo

7.7.1 Probabilidad de Daño del Sistema por Tipo de Sismo y Tipo de Daño sin Escalar







7.7.2 Probabilidad de Daño del Sistema por Tipo de Sismo y Tipo de Daño Escalado

