



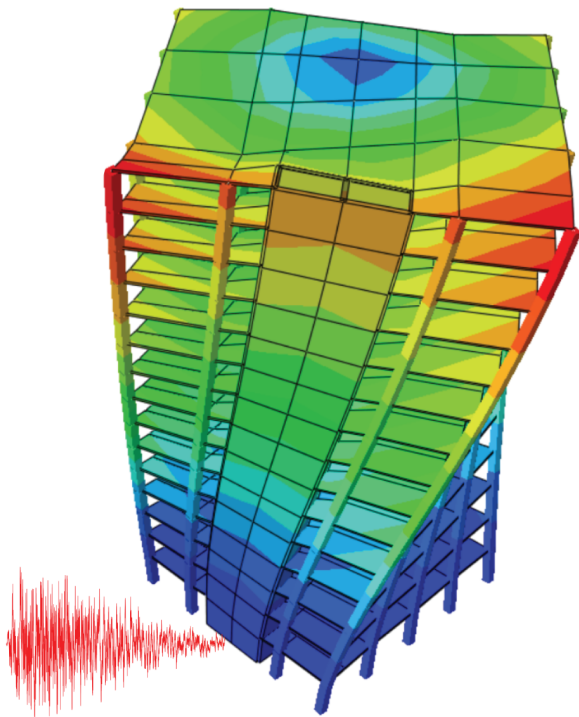
GALINDO
INGENIERÍA

SIMULACIÓN DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN EL TIEMPO

FUNDAMENTOS, METODOLOGÍA Y
PROGRAMA EARTHQUAKE_2025

DR. ING. MARIO GALINDO QUERALT

JULIO 2025



OPEN SOURCE

Esta página se ha dejado en
blanco intencionadamente.

Índice general

Índice general	III
Capítulo 1: Introducción	1
1.1 La Necesidad del Análisis en el Tiempo en la Ingeniería Sísmica Moderna . .	1
1.1.1 Sismos Artificiales vs. Registros Reales: La Justificación del Método .	2
1.2 Objetivos y Alcance de esta Monografía	4
1.3 Estructura del Documento	5
1.4 Audiencia y Conocimientos Previos	6
1.5 Origen y Evolución del Método: Un Contexto Histórico	6
Capítulo 2: El Fenómeno Sísmico: De la Fuente Tectónica al Emplazamiento	11
2.1 La Fuente Sísmica: El Origen del Movimiento	11
2.1.1 Tectónica de Placas y la Teoría del Rebote Elástico	11
2.1.2 El Foco Sísmico: Profundidad y su Influencia	11
2.1.3 Magnitud: La Medida de la Energía en la Fuente	12
2.1.4 Diferencia con la Escala de Richter.	13
2.2 Propagación de las Ondas Sísmicas	13
2.2.1 Tipos de Ondas y Secuencia de Llegada	13
2.2.2 Duración y Atenuación: La Evolución de la Señal Sísmica	14
2.3 Sismicidad Regional y sus Características	15
2.4 La Medida del Efecto: Intensidad y Efectos de Sitio	16
2.4.1 La Escala de Mercalli Modificada (MMI)	16
2.4.2 Efectos de Sitio: El Rol del Suelo Local y la Topografía	17
Capítulo 3: Caracterización del Movimiento del Suelo para Ingeniería	19
3.1 El Acelerograma: La “Huella Dactilar” en el Emplazamiento	19
3.2 Efectos de Sitio: Amplificación por Condiciones Geotécnicas	20
3.2.1 El Mecanismo Físico: Contraste de Impedancias	20
3.2.2 Respuesta en Roca vs. Suelo Blando y el Periodo Fundamental	21
3.3 Medidas Instrumentales de la Intensidad del Movimiento	23
3.3.1 La Intensidad de Arias (IA)	23
3.3.2 La Duración Significativa (D5-95)	23
3.3.3 Intensidad de Aceleración Acumulada (CAV)	25
3.3.4 Impulso Destructivo Potencial (ID)	26

3.3.5	Intensidad Espectral de Housner (HI)	27
3.3.6	Espectro de Aceleración de Piso (PFA)	28
3.3.7	Nota sobre la Interpretación de las Medidas de Intensidad	29
3.4	Análisis en el Dominio de la Frecuencia	29
3.4.1	La Transformada de Fourier y el Espectro de Amplitudes (FAS)	29
3.4.2	La Función de Densidad Espectral de Potencia (PSDF)	29
3.5	El Puente entre Disciplinas: Sismología e Ingeniería	31
3.6	La Definición Moderna de la Amenaza: Análisis Probabilístico (PSHA)	32
3.7	Limitaciones Físicas en la Compatibilización de Espectros	34
Capítulo 4: De la Acción Sísmica a la Filosofía del Diseño Sismorresistente		37
4.1	El Espectro de Respuesta Elástico: La Herramienta Fundamental	37
4.1.1	Construcción, Interpretación y la Naturaleza “Pseudo” de los Espectros	38
4.1.2	La Representación Tripartita en Escala Log-Log	39
4.1.3	El Espectro Elástico como Demanda de Referencia	41
4.2	El Comportamiento No Lineal: La Realidad bajo Sismos Severos	42
4.2.1	Incursión en el Rango Inelástico	42
4.2.2	Ductilidad y Disipación de Energía Histerética	42
4.2.3	La Insuficiencia del Análisis Modal Espectral	43
4.3	Principios y Estrategias del Diseño Sismorresistente	43
4.3.1	La Jerarquía de la Resistencia: “Pilar Fuerte - Viga Débil”	43
4.3.2	La Importancia de la Configuración Estructural	44
4.3.3	El Detallado Dúctil	44
4.4	El Diseño Basado en Desempeño (PBD)	45
4.5	La Interacción entre el Sismo y la Estructura	47
4.5.1	Resonancia e Influencia del Contenido de Frecuencia	47
4.6	La Acción Sísmica en la Normativa de Diseño	47
4.7	Corolario: El Rol del Espectro Elástico en el Análisis Avanzado	48
Capítulo 5: Guía de Uso y Análisis de Resultados		51
5.1	Introducción y Contexto de la Herramienta	51
5.2	El Fichero de Entrada: Formato y Parámetros	51
5.2.1	Aclaración sobre los Parámetros de Periodo y Frecuencia	52
5.2.2	La Consistencia del PGA y el Ajuste en Altas Frecuencias	53
5.3	Anatomía e Interpretación del Fichero de Salida	54
5.3.1	Eco de Parámetros y Propiedades de la PSDF	54
5.3.2	Fase 1: Resumen de la Optimización en Frecuencia	56
5.3.3	Fase 2: Resumen de la Optimización en el Dominio del Tiempo	56
5.3.4	Análisis Detallado de los Resultados Finales	59
5.4	Guía Avanzada de Interpretación y Diagnóstico	67
5.4.1	La Utilidad de los Amortiguamientos Secundarios	67
5.4.2	Guía para Alcanzar la “Super-Compatibilidad”	67
5.4.3	Diagnóstico de Errores Comunes	68

Capítulo 6: Metodología Computacional de earthquake_2025	69
6.1 Flujo General de la Simulación: Un Vistazo al Proceso	69
6.2 Pre-procesado del Espectro Objetivo: Densificación para Fidelidad	70
6.3 El Punto de Partida: Generación de la PSDF Inicial	70
6.4 Fase 1: Optimización en el Dominio de la Frecuencia	71
6.4.1 Síntesis y Modulación del Acelerograma	71
6.4.2 Evaluación y Corrección Iterativa	73
6.5 Fase 2: Refinamiento en el Dominio del Tiempo	75
6.5.1 La Máquina de Estados Finitos: Una Estrategia de Optimización Adaptativa	75
6.5.2 El Ciclo de Barrido Espectral	76
6.5.3 El Escalado Final del PGA (“Windowed Scaling”)	77
6.6 Subrutinas Fundamentales de Procesado de la Señal	78
6.6.1 Filtrado Implícito por Banda de Frecuencia	78
6.6.2 La Corrección de Línea Base (CORRECT_BASELINE)	78
Capítulo 7: Métodos de Análisis para la Respuesta Sísmica de Estructuras	79
7.1 Jerarquía y Selección de los Métodos de Análisis	79
7.2 Método 1: Análisis Modal de Respuesta Espectral (MRSA)	80
7.2.1 Fundamento Teórico y Procedimiento	80
7.2.2 Ámbito de Aplicación	82
7.3 Método 2: Análisis Modal en el Dominio del Tiempo (MTHA)	82
7.3.1 Fundamento Teórico y Procedimiento	82
7.3.2 Ámbito de Aplicación	82
7.4 Método 3: Análisis por Integración Directa Implícita (IDIA)	83
7.4.1 El Método Implícito	83
7.4.2 Ámbito de Aplicación	83
7.5 Método 4: Análisis por Integración Directa Explícita (EDIA)	84
7.5.1 El Método Explícito	84
7.5.2 Ámbito de Aplicación y Estabilidad Condicional	84
7.6 Criterios para la Selección del Método de Análisis	85
7.6.1 Análisis Modal de Respuesta Espectral (MRSA)	85
7.6.2 Análisis Modal en el Dominio del Tiempo (MTHA)	85
7.6.3 Análisis por Integración Directa Implícita (IDIA)	85
7.6.4 Análisis por Integración Directa Explícita (EDIA)	86
7.7 La Relevancia Indispensable de la Generación de Señales	86
7.8 Aplicación de la Excitación Sísmica	87
7.8.1 El Enfoque Recomendado: Excitación por Desplazamiento en la Base	87
7.8.2 Excitación Basal en Modelos Avanzados	87
Capítulo 8: Sistemas de Protección Sísmica y sus Requerimientos de Análisis	91
8.1 Más Allá de la Resistencia y la Ductilidad	91
8.2 Estrategia 1: Sistemas de Aislamiento Sísmico de Base	91
8.2.1 Principio Fundamental	91

8.2.2	Tipos de Dispositivos	92
8.2.3	Requerimientos de Análisis	94
8.3	Estrategia 2: Sistemas de Disipación de Energía Suplementaria	94
8.3.1	Principio Fundamental	94
8.3.2	Tipos de Dispositivos	94
8.3.3	Requerimientos de Análisis	96
8.4	Estrategia 3: Sistemas de Masa Sintonizada (TMD)	96
8.4.1	Principio Fundamental	96
8.4.2	Requerimientos de Análisis	98
8.5	Conclusión: La Necesidad Ineludible del Análisis en el Tiempo	98
Capítulo 9: Conclusiones y Futuras Líneas de Investigación		99
9.1	Resumen y Síntesis de la Monografía	99
9.2	Capacidades y Limitaciones del Programa <code>earthquake_2025</code>	100
9.2.1	Capacidades Principales de la Versión 2025	100
9.2.2	Limitaciones Actuales y Ámbito de Aplicación	100
9.3	Contribuciones Principales de la Obra	101
9.4	Futuras Líneas de Investigación y Desarrollo	101
9.5	Palabras Finales del Autor	102
Capítulo A: Diccionario de Parámetros de Entrada y Salida		105
A.1	Parámetros del Fichero de Entrada	105
A.1.1	Bloque 1: Título y Unidades	105
A.1.2	Bloque 2: Definición de Periodos y Frecuencias	106
A.1.3	Bloque 3: Función de Envolvente y Duración	106
A.1.4	Bloque 4: Parámetros Específicos de las Envolventes	107
A.1.5	Bloque 5: Parámetros del Acelerograma y Gravedad	107
A.1.6	Bloque 6: Control de la Simulación (Fase 1)	108
A.1.7	Bloque 7: Amortiguamiento	108
A.1.8	Bloque 8: Control de la Optimización (Fase 2)	109
A.1.9	Bloque 9: Definición del Espectro Objetivo	109
A.2	Parámetros del Fichero de Salida	110
A.2.1	Métricas de Convergencia	110
A.2.2	Parámetros del Movimiento Final	111
A.2.3	Columnas de la Tabla de Espectros Final	111
Apéndice B: Guía Práctica para la Construcción de Espectros de Diseño Normativos		113
B.1	Introducción: La Filosofía del Espectro de Diseño	113
B.2	Metodología General y Parámetros Comunes	114
B.3	Eurocódigo 8 (EN 1998) [23]	114
B.3.1	Datos de Partida Requeridos	114
B.3.2	Parámetros Clave y su Significado	114
B.3.3	Procedimiento de Cálculo Paso a Paso	114
B.4	Estados Unidos (ASCE 7) [4]	116

B.4.1	Datos de Partida Requeridos	116
B.4.2	Parámetros Clave y su Significado	116
B.4.3	Procedimiento de Cálculo Paso a Paso	116
B.5	Canadá (NBCC) [39]	117
B.5.1	Datos de Partida Requeridos	117
B.5.2	Parámetros Clave y su Significado	117
B.5.3	Procedimiento de Cálculo Paso a Paso	118
B.6	Japón (BSL) [11]	119
B.6.1	Datos de Partida Requeridos	119
B.6.2	Parámetros Clave y su Significado	119
B.6.3	Procedimiento de Cálculo Paso a Paso	119
B.7	Chile (NCh433 / DS61) [41]	120
B.7.1	Datos de Partida Requeridos	120
B.7.2	Parámetros Clave y su Significado	120
B.7.3	Procedimiento de Cálculo Paso a Paso	121
B.8	México (CFE-MDOC) [14]	122
B.8.1	Datos de Partida Requeridos	122
B.8.2	Parámetros Clave y su Significado	122
B.8.3	Procedimiento de Cálculo Paso a Paso	122
B.9	Perú (NTE E.030) [45]	123
B.9.1	Datos de Partida Requeridos	123
B.9.2	Parámetros Clave y su Significado	123
B.9.3	Procedimiento de Cálculo Paso a Paso	124
B.10	Bolivia (NBDS-2023) [40]	125
B.10.1	Datos de Partida Requeridos	125
B.10.2	Parámetros Clave y su Significado	125
B.10.3	Procedimiento de Cálculo Paso a Paso	125

Apéndice C: Caso de Estudio: Del Espectro Normativo al Análisis Estructural

		127
C.1	Objetivos y Alcance del Caso de Estudio	127
C.2	Paso 1: Definición del Espectro de Diseño (ASCE 7)	128
C.3	Paso 2: Generación de la Historia Temporal “Super-Compatible”	129
C.3.1	Fichero de Entrada para <code>earthquake_2025</code>	129
C.3.2	Resultados de la Generación del Sismo Artificial	130
C.4	Paso 3: Definición del Modelo Estructural en Abaqus	134
C.4.1	Descripción Geométrica y de Materiales	134
C.4.2	Malla de Elementos Finitos	134
C.4.3	Propiedades Dinámicas Fundamentales: Amortiguamiento y Modos	136
C.5	Paso 4: Ejecución y Comparación de Resultados de los Análisis	140
C.5.1	Resultados del Análisis Modal Espectral (MRSA)	140
C.5.2	Resultados de los Análisis en el Dominio del Tiempo (MTHA e IDIA)	140
C.5.3	Resultados de los Análisis en el Dominio del Tiempo (IDIA y EDIA)	140
C.5.4	Discusión y Conclusiones del Caso de Estudio	143

Apéndice D: Glosario de Términos y Símbolos	145
D.1 Glosario de Acrónimos y Términos Clave	145
D.2 Nomenclatura y Símbolos Utilizados	151
Bibliografía	155

Capítulo 1

Introducción

1.1 La Necesidad del Análisis en el Tiempo en la Ingeniería Sísmica Moderna

La evaluación de la seguridad de las estructuras frente a la acción sísmica es uno de los desafíos más complejos de la ingeniería civil. Históricamente, el análisis modal espectral ha sido el método predominante para el diseño sismorresistente, proporcionando una estimación robusta de las demandas máximas de respuesta para sistemas que se comportan de manera predominantemente lineal. Sin embargo, la evolución de la ingeniería sísmica hacia el diseño basado en el desempeño (*performance-based design*), junto con la necesidad de evaluar estructuras de alta complejidad o con sistemas de protección avanzados, ha puesto de manifiesto las fundamentales limitaciones inherentes de los métodos espectrales.

El comportamiento no lineal, el daño acumulado por fatiga, la degradación de la rigidez y la respuesta de dispositivos como aisladores de base o disipadores de energía son fenómenos intrínsecamente dependientes de la historia temporal completa de la excitación. Para capturar esta complejidad, el análisis paso a paso en el dominio del tiempo es no solo una alternativa, sino una necesidad imperativa. Este tipo de análisis, sin embargo, se enfrenta a un problema fundamental: la escasez de registros sísmicos reales (acelerogramas) que sean representativos de todos los escenarios de diseño posibles en términos de magnitud, distancia a la falla, mecanismo de la fuente y, de manera crucial, condiciones locales del suelo.

Es en este contexto donde la generación de movimientos sísmicos artificiales adquiere un rol protagónico. Para que estos sismos generados sean verdaderamente útiles, deben satisfacer un doble requisito. Por un lado, deben ser **estadísticamente consistentes** con las características de la amenaza sísmica definida; esto implica que parámetros físicos como la duración de la sacudida, la forma en que la energía se libera en el tiempo (la envolvente de intensidad) o la energía total impartida (medida por la Intensidad de Arias) deben ser plausibles y representativos del tipo de terremoto que se está modelando. Por otro lado, los acelerogramas generados deben ser **compatibles con un espectro de respuesta de diseño**; un criterio matemático que asegura que la señal impone sobre un conjunto de estructuras idealizadas las mismas demandas máximas que la normativa prescribe.

La capacidad de cumplir simultáneamente con el realismo sismológico y la compatibilidad normativa es, por tanto, el objetivo fundamental de las técnicas avanzadas de generación de sismos artificiales. Esta monografía aborda este desafío desde sus fundamentos teóricos hasta su implementación en una herramienta computacional robusta.

1.1.1 Sismos Artificiales vs. Registros Reales: La Justificación del Método

Si bien el uso de registros de terremotos reales puede ser una alternativa válida, la generación de sismos artificiales compatibles con un espectro de diseño, tal como lo hace el programa `earthquake_2025`, ofrece una serie de ventajas conceptuales y prácticas que la convierten en la metodología preferida para el diseño sismorresistente de vanguardia. Las razones fundamentales son:

- **El Espectro de Diseño como Carga de Diseño vs. Carga Real.** Este es el argumento conceptual más importante. El espectro de diseño definido en una norma no representa un terremoto real, sino una **carga de diseño sísmico** idealizada. Al igual que un ingeniero no diseña una losa de oficinas para la carga real de un día específico (la posición exacta de las personas, el peso y la ubicación de cada mueble en ese instante, etc.), sino que utiliza una carga de diseño uniforme (p. ej., 2.5 kN/m^2) que envuelve de forma segura todas las posibles configuraciones de carga que ocurrirán durante la vida útil de la estructura, el espectro de diseño actúa como una **envolvente estadística** de la demanda máxima de todos los posibles sismos que podrían afectar a un emplazamiento.

Utilizar el registro de un sismo real para el análisis sería conceptualmente análogo a diseñar una losa basándose en una “fotografía” de las cargas que actuaban un día cualquiera en otro edificio. Sería una representación arbitraria y parcial de la verdadera demanda. Por el contrario, utilizar un sismo artificial cuyo espectro es compatible con la envolvente normativa es una forma extraordinariamente eficiente y robusta de verificar el desempeño de la estructura frente a la amenaza sísmica completa, tal como la define el criterio de diseño.

- **La Escasez de Registros Reales Adecuados.** Es prácticamente imposible encontrar un conjunto de registros de sismos fuertes que cumplan simultáneamente todas las condiciones específicas de un proyecto: magnitud, distancia, mecanismo de ruptura y, crucialmente, las mismas condiciones de suelo del emplazamiento. El uso de sismos artificiales elimina esta limitación, generando una señal a medida.
- **La Problemática de la Manipulación de Registros Reales.** La práctica común de escalar o modificar registros reales para que se ajusten al espectro objetivo altera drásticamente el contenido energético y frecuencial de la señal, invalidando su realismo. La generación de un sismo artificial es un proceso más transparente: crea una nueva realización estocástica que cumple desde su origen con las propiedades del espectro objetivo.
- **Control y Parametrización para el Análisis.** El uso de sismos artificiales proporciona al ingeniero un control total sobre los parámetros de la excitación (duración, forma de la envolvente, etc.), permitiendo realizar estudios de sensibilidad que son imposibles de alcanzar con un conjunto limitado de registros reales.
- **Ausencia de Ruido Instrumental y Procesado Libre de Derivas.** Las señales artificiales generadas mediante formulaciones estocásticas rigurosas nacen exentas de

ruido instrumental de alta frecuencia, saturaciones del sensor analógico y problemas de deriva de línea base (*baseline drift*) que frecuentemente plagan a los registros históricos y que exigen filtrados agresivos previos a su integración.

Limitaciones Físicas y Aspectos a Considerar en el Empleo de Señales Sintéticas

No obstante las ventajas indiscutibles expuestas anteriormente, un juicio ingenieril riguroso exige reconocer también las limitaciones inherentes a los métodos de generación estocástica y ajuste espectral:

- **Fenomenología Física Compleja de la Señal Sísmica.** Aunque una historia temporal sintética alcance una coincidencia casi perfecta con el espectro elástico objetivo, los modelos basados en superposición de armónicos con fases aleatorias no reproducen de forma intrínseca ciertos fenómenos físicos no lineales de la fuente y la trayectoria. Entre ellos destacan los pulsos de velocidad de gran periodo asociados a efectos de directividad hacia adelante (*forward directivity*) y desplazamientos permanentes tipo *fling-step*, las resonancias complejas de cuencas sedimentarias o trenes de ondas con fuerte correlación y dispersión de fases observados en registros naturales de campo cercano.
- **Reducción de la Dispersión en el Análisis No Lineal (*Spectral Matching*).** Diversas investigaciones en la ingeniería sísmica contemporánea han señalado que el empleo de acelerogramas individuales con un ajuste espectral excesivamente ajustado y uniforme tiende a subestimar la dispersión natural de la respuesta estructural inelástica. Al suprimir artificialmente los picos y valles que cualquier sismo real posee de manera natural, la variabilidad en los parámetros de demanda de ingeniería (EDPs, tales como derivas máximas de entrepiso o demandas de ductilidad) puede resultar menor que la calculada a partir de conjuntos de registros reales escalados. Por ello, si bien garantizan una demanda elástica media impecable, debe considerarse este aspecto al interpretar la dispersión estadística en evaluaciones de desempeño avanzadas.
- **Perspectiva Normativa y Complementariedad.** Las normativas internacionales modernas (como el estándar ASCE 7 o los códigos europeos de última generación) continúan manifestando una preferencia explícita por el empleo de registros reales seleccionados y escalados cuando se dispone de un número suficiente de acelerogramas que representen adecuadamente el escenario sismotectónico local. En este sentido, la generación estocástica de señales mediante `earthquake_2025` no debe concebirse como un reemplazo excluyente, sino como una herramienta computacional de primer orden, indispensable y complementaria: ya sea para emplazamientos con escasez de datos instrumentales, para verificaciones con compatibilidad espectral estricta o para la realización de extensos estudios paramétricos y de fragilidad.

Corolario: La Necesidad de una Compatibilidad Rigurosa. Dado que el sismo artificial actúa como el representante de toda la amenaza sísmica, la fidelidad de esta representación es de máxima importancia. Una compatibilidad pobre, con valles o picos significativos, implica que la señal no está representando correctamente la demanda energética en ciertas

bandas de frecuencia, lo que puede conducir a resultados de análisis no fiables. Para una estructura cuyo periodo fundamental coincide con una de esas zonas de desajuste, el análisis arrojaría resultados no conservadores (si el espectro calculado está por debajo del objetivo) o excesivamente conservadores (si está por encima). En el contexto del Diseño Basado en Desempeño, donde se busca una evaluación precisa del daño, estas discrepancias son inaceptables. Por lo tanto, alcanzar una “*super-compatibilidad*” no es un mero ejercicio de precisión numérica, sino un **requisito fundamental** para garantizar que el análisis tiempo-historia sea una verificación robusta del diseño sismorresistente.

Disponibilidad y Filosofía de Código Abierto. Tanto esta monografía como el programa `earthquake_2025`, junto con todos los auxiliares utilizados, se distribuyen de manera gratuita (MIT License). Se pueden descargar de <https://galindoingenieria.com/Descargas> y de https://github.com/MarioGalindoQ/earthquake_2025. El objetivo es proporcionar a la comunidad de ingenieros, investigadores y estudiantes un conjunto de herramientas completo y transparente bajo una filosofía de código abierto.

1.2 Objetivos y Alcance de esta Monografía

Esta monografía persigue un doble objetivo. En primer lugar, pretende ser un texto de referencia autocontenido que presente los fundamentos de sismología e ingeniería sísmica necesarios para comprender la definición de la acción de un terremoto y su representación para el análisis estructural. En segundo lugar, busca servir como manual técnico y guía de usuario para el programa `earthquake_2025`, una herramienta computacional de nueva generación para la creación de sismos artificiales con un nivel de compatibilidad espectral superior.

El alcance del texto se ha estructurado para guiar al lector desde los conceptos teóricos hasta la aplicación práctica:

- **La Parte I** establece el marco teórico. Se exploran los conceptos de caracterización sísmica, el significado físico del espectro de respuesta, el rol de la Función de Densidad Espectral de Potencia (PSDF) y las métricas de intensidad que cuantifican el potencial de daño de un movimiento.
- **La Parte II** se centra en la metodología y aplicación del programa `earthquake_2025`. Se describe en detalle la nueva **metodología híbrida de dos fases** que permite generar acelerogramas “*super-compatibles*” con un espectro objetivo. La primera fase realiza un ajuste robusto en el dominio de la frecuencia, mientras que una novedosa segunda fase refina la señal en el dominio del tiempo para alcanzar una precisión excepcional. Se proporciona una guía completa sobre el uso del programa y la interpretación de sus resultados, que incluyen:
 - La serie temporal final de aceleración, velocidad y desplazamiento del sismo optimizado, con corrección de línea base.
 - Un análisis comparativo del error espectral antes y después de la fase de refinamiento en el tiempo.

- Parámetros de ingeniería clave como PGA, PGV, PGD, Intensidad de Arias y Duración Significativa para el sismo final.

Adicionalmente, se dispone de `process_earthquake_output_2025.py` que es una herramienta de post-procesado plasmado en un script de Python diseñado para trabajar conjuntamente con el programa principal. Este script automatiza por completo la visualización y documentación de los resultados. Al ejecutarlo sobre uno o varios ficheros de salida de `earthquake_2025`, el script crea una carpeta de resultados para cada uno. Dentro de ella, genera un conjunto completo de gráficos de alta calidad (en formatos PDF, PNG, SVG y JPEG) y ficheros de datos en formato CSV.

Estos productos incluyen los espectros de respuesta (PSA, PSV, SD) comparados con el objetivo, y las historias temporales finales de aceleración, velocidad y desplazamiento, facilitando así un análisis visual inmediato, la preparación de informes técnicos y la exportación de datos a otros programas.

1.3 Estructura del Documento

La monografía se organiza en dos partes claramente diferenciadas, seguidas de un conjunto de apéndices que proporcionan material de apoyo y referencia.

La **Parte I: Fundamentos Teóricos y Filosofía de Diseño** (Capítulos 2 a 4), establece el marco conceptual.

- El **Capítulo 2** explora el fenómeno sísmico desde la perspectiva de la sismología, describiendo la fuente, la propagación de las ondas y los efectos de sitio.
- El **Capítulo 3** se enfoca en la caracterización del movimiento del suelo para la ingeniería, definiendo el acelerograma, la PSDF y las métricas de intensidad.
- El **Capítulo 4** cierra la parte teórica conectando la acción sísmica con la filosofía del diseño sismorresistente, explicando la importancia de la respuesta no lineal y el diseño basado en desempeño.

La **Parte II: Metodología, Aplicación y Contexto de Análisis** (Capítulos 5 a 9), se centra en la herramienta computacional y su ecosistema.

- El **Capítulo 5** sirve como la guía de usuario principal del programa `earthquake_2025`, detallando la estructura del fichero de entrada, proporcionando una guía para la interpretación de los resultados y ofreciendo un manual de diagnóstico para la resolución de problemas de convergencia.
- El **Capítulo 6** desvela la metodología computacional interna de `earthquake_2025`. Se explica el algoritmo de dos fases: primero, la síntesis de la señal y el ajuste espectral robusto en el dominio de la frecuencia; segundo, la novedosa fase de refinamiento en el dominio del tiempo mediante wavelets correctivas para alcanzar una compatibilidad superior.

- El **Capítulo 7** presenta los métodos de análisis estructural (MRSA, MTHA, IDIA y EDIA), contextualizando dónde y por qué son necesarias las señales generadas.
- El **Capítulo 8** examina los sistemas de protección sísmica avanzada, demostrando que su diseño exige el uso de análisis en el tiempo.
- El **Capítulo 9** ofrece las conclusiones de la monografía y propone futuras líneas de investigación.

Finalmente, los **Apéndices** (A a E) proporcionan material de consulta indispensable, incluyendo un diccionario de parámetros, guías para la construcción de espectros normativos, un caso de estudio completo, un glosario y la bibliografía.

1.4 Audiencia y Conocimientos Previos

Este texto está dirigido principalmente a ingenieros estructurales, ingenieros sísmicos, investigadores y estudiantes de postgrado que trabajen en el campo de la dinámica de estructuras y la ingeniería sísmica. Se asume una familiaridad por parte del lector con los conceptos fundamentales de la dinámica estructural, incluyendo la formulación de la ecuación de movimiento para sistemas de un grado de libertad (SDOF) y los principios del análisis de señales. Un conocimiento básico de la teoría de procesos aleatorios resultará beneficioso para una comprensión más profunda de la metodología; para ello, se recomiendan textos con un enfoque práctico como el de Kay [36].

1.5 Origen y Evolución del Método: Un Contexto Histórico

Puede ser interesante para el lector conocer el contexto en el que nace y evoluciona el método aquí presentado. La metodología fue desarrollada originalmente por el autor en 1993 en un capítulo de su tesis doctoral, titulada “**Una Metodología Para el Análisis Numérico del Comportamiento Resistente No Lineal de Presas de Hormigón Bajo Cargas Estáticas y Dinámicas**” [26]. Este trabajo se enmarcó en una línea de investigación más amplia sobre la seguridad de presas, documentada también en las monografías [13] y [27]. Como resultado de los hallazgos de dicha investigación, fue invitado a participar como coautor en la monografía “**IS-10 - Definición de la acción sísmica**” [6], donde se hizo cargo de redactar el capítulo 4, titulado “Acelerogramas artificiales compatibles con un espectro”. Dicho capítulo presenta de manera formal parte de la metodología desarrollada en la tesis.

Lamentablemente, la tesis doctoral original no se encuentra disponible en repositorios digitales. Sin embargo, la monografía IS-10, que contiene el fundamento conceptual del método original, puede ser descargada libremente y sirve como una excelente referencia del punto de partida teórico.

Dicho esto, el lector debe tener presente que tres décadas de investigación y desarrollo computacional separan la publicación original de la versión actual del programa. Esta monografía describe, a modo de manual, el funcionamiento de la **versión 2025** del programa `earthquake_2025`. Esta nueva versión no solo refina los algoritmos de sus predecesoras (1992, 2005 y 2022), sino que introduce una **metodología híbrida de dos fases** completamente nueva, añadiendo una etapa de optimización en el dominio del tiempo para alcanzar un nivel de compatibilidad espectral sin precedentes. Por lo tanto, aunque la monografía IS-10 de 1994 sigue siendo la referencia conceptual, el código fuente de 2025 y este texto representan la **fuentes de verdad absoluta** sobre el comportamiento y las capacidades del programa.

Sobre la Elección del Lenguaje de Programación: Cabe destacar que la versión original del programa fue desarrollada en estricto Fortran 77. Aunque el autor, en su práctica profesional actual, programa casi exclusivamente en lenguajes modernos como C++ y Python, se ha tomado la decisión deliberada de mantener `earthquake_2025` en Fortran 77.

Esta elección responde a un compromiso con la comunidad de investigadores, particularmente en el campo del análisis por elementos finitos, donde Fortran sigue siendo un lenguaje prevalente y de gran importancia. Mantener la compatibilidad con este ecosistema asegura que el programa siga siendo una herramienta accesible y relevante para un amplio espectro de la comunidad académica y profesional.

Esta página se ha dejado en
blanco intencionadamente.

Parte I: Fundamentos Teóricos y Filosofía de Diseño

Esta página se ha dejado en
blanco intencionadamente.

Capítulo 2

El Fenómeno Sísmico: De la Fuente Tectónica al Emplazamiento

2.1 La Fuente Sísmica: El Origen del Movimiento

2.1.1 Tectónica de Placas y la Teoría del Rebote Elástico

La causa fundamental de la gran mayoría de los terremotos destructivos reside en la dinámica de la litosfera terrestre, descrita por la **teoría de la tectónica de placas**. La litosfera está fragmentada en una serie de placas rígidas que se desplazan lentamente sobre la astenosfera, una capa más dúctil del manto superior. En los límites de estas placas, donde interactúan, se acumulan enormes cantidades de energía de deformación.

El mecanismo físico de liberación de esta energía fue brillantemente explicado por H.F. Reid en 1910 [51], tras sus estudios del sismo de San Francisco de 1906. Su **teoría del rebote elástico** postula que las fuerzas tectónicas someten a las rocas a un esfuerzo cortante que las deforma elásticamente a lo largo de una falla. Esta deformación es lenta y continua durante décadas o siglos. Cuando la tensión acumulada en la roca excede la resistencia friccional de la falla, se produce una ruptura súbita. La falla se desliza, y las rocas a ambos lados, súbitamente liberadas, retornan elásticamente (o “rebotan”) a una configuración de menor deformación. Esta violenta liberación de energía de deformación almacenada es lo que genera las ondas sísmicas.

2.1.2 El Foco Sísmico: Profundidad y su Influencia

El punto en el interior de la Tierra donde se inicia el proceso de ruptura se denomina **hipocentro** o foco. La profundidad focal es un parámetro de primer orden que condiciona la naturaleza de los efectos en superficie:

- **Sismos someros (0-70 km):** Son los que se originan en la frágil corteza terrestre. Al estar más cerca de la superficie, la energía de las ondas sísmicas tiene menos distancia que recorrer para llegar a las construcciones, sufriendo una menor atenuación. Por esta razón, la gran mayoría de los terremotos destructivos son de tipo somero.

- **Sismos intermedios (70-300 km) y profundos (>300 km):** Se originan en el interior de las placas oceánicas que subducen en el manto. Aunque pueden liberar enormes cantidades de energía, las ondas deben viajar una gran distancia hasta la superficie, lo que provoca una atenuación significativa de las ondas de alta frecuencia, que son las más perjudiciales para estructuras rígidas y bajas. Sin embargo, su energía puede ser sentida en áreas geográficas muy extensas.

Analogía de la Bombilla: Magnitud vs. Intensidad. Para clarificar la diferencia entre dos términos clave que se usarán a lo largo de este texto, es útil una analogía simple. La **magnitud** de un terremoto es como la potencia intrínseca de una bombilla, por ejemplo, 100 vatios. Es un valor único e invariable que describe la energía total liberada en la fuente. La **intensidad**, en cambio, es como el brillo que se percibe en un punto específico de una habitación (el emplazamiento de la estructura). Este brillo depende de la potencia de la bombilla (la magnitud), pero también de la distancia a la que nos encontremos, de las sombras de otros objetos en la habitación (p. ej., cordilleras) y de si hay niebla (atenuación del terreno) o de si estamos sobre un suelo que refleja la luz (amplificación de sitio). Así, una misma bombilla (un único sismo de una magnitud fija) producirá diferentes niveles de brillo (diferentes intensidades) en distintos puntos de la habitación (en distintos lugares del planeta).

2.1.3 Magnitud: La Medida de la Energía en la Fuente

La **magnitud** (M) es una medida instrumental y cuantitativa del “tamaño” de un terremoto, relacionada con la cantidad de energía liberada en el foco. Es un valor único e intrínseco para cada evento sísmico. La **Escala de Magnitud de Momento** (M_W) es el estándar global actual. Se basa en el momento sísmico ($M_0 = \mu AD$) y no se satura para sismos grandes, reflejando fielmente la energía liberada [35]. La Tabla 2.1 muestra ejemplos de magnitudes para terremotos históricos.

Tabla 2.1: Magnitudes (M_W) de Terremotos Históricos Notables.

Terremoto	Localización	Magnitud (M_W)
Valdivia, 1960	Chile	9.5
Príncipe Guillermo, 1964	Alaska, USA	9.2
Tōhoku, 2011	Japón	9.1
Sumatra-Andamán, 2004	Océano Índico	9.1
Michoacán, 1985	México	8.1
San Francisco, 1906	California, USA	7.9
Loma Prieta, 1989	California, USA	6.9
Kobe, 1995	Japón	6.9
Northridge, 1994	California, USA	6.7

2.1.4 Diferencia con la Escala de Richter.

Es común que el público general asocie la magnitud de un sismo con la **escala de Richter** (M_L) [31]. Si bien fue una escala pionera y de enorme importancia histórica, es fundamental comprender sus limitaciones. La escala de Richter se basa en la amplitud máxima de las ondas registradas por un tipo específico de sismógrafo (Wood-Anderson) y fue desarrollada para las condiciones geológicas del sur de California.

Su principal inconveniente es el fenómeno de la **saturación**: para sismos de gran magnitud (típicamente por encima de M_L 7), el instrumento es incapaz de registrar el verdadero incremento de energía, por lo que la escala “se estanca” y subestima sistemáticamente el tamaño real de los terremotos más grandes.

La **Escala de Magnitud de Momento** (M_W), en cambio, no mide una amplitud de onda indirecta, sino que se calcula a partir del **momento sísmico** ($M_0 = \mu AD$), un parámetro físico fundamental que representa el trabajo total realizado en la falla. Al estar directamente relacionada con las propiedades de la fuente de la ruptura —la rigidez de la roca (μ), el área de la falla que se deslizó (A) y el desplazamiento promedio en la falla (D)—, la escala M_W no se satura.

Una ventaja adicional de su formulación es que fue calibrada intencionadamente para que sus valores coincidieran numéricamente con los de escalas anteriores (como la de Richter) en el rango de magnitudes moderadas, aproximadamente entre 3 y 7. Esto permite que la Escala Magnitud de Momento sea vista no como un sistema completamente nuevo, sino como una **extensión robusta y físicamente fundamentada** de las escalas tradicionales.

Por estas razones, la **Escala de Magnitud de Momento** (M_W) es la única capaz de medir de forma consistente y precisa toda la gama de terremotos, desde los más pequeños hasta los megaterremotos como el de Chile de 1960 (M_W 9.5), y es el estándar científico y de ingeniería utilizado en la actualidad.

2.2 Propagación de las Ondas Sísmicas

2.2.1 Tipos de Ondas y Secuencia de Llegada

La energía sísmica viaja en forma de ondas. La secuencia de llegada a un emplazamiento es un factor clave:

1. **Ondas P (Primarias)**: Son las más rápidas ($V_P \approx 5 @ 8$ km/s en la corteza). Llegan primero y producen una sacudida inicial, a menudo vertical.
2. **Ondas S (Secundarias)**: Llegan después ($V_S \approx 3 @ 5$ km/s). Su movimiento de cizalla es más destructivo que el de las ondas P. La diferencia de tiempo entre la llegada de las ondas P y S permite estimar la distancia al epicentro.
3. **Ondas Superficiales (Love y Rayleigh)**: Son las últimas en llegar y, a menudo, las más complejas. Se propagan a una velocidad ligeramente inferior a la de las ondas S (típicamente $\approx 90\%$ de V_S). A pesar de ser las más lentas, suelen tener las mayores amplitudes y las duraciones más largas, convirtiéndolas en las principales responsables del daño estructural, especialmente en sismos de campo lejano.

Su alto potencial destructivo se debe a la naturaleza de su movimiento, que es predominantemente horizontal. Las **ondas de Love** inducen un movimiento de cizalla puramente horizontal (un “serpenteo” del terreno perpendicular a la dirección de propagación), mientras que las **ondas de Rayleigh** combinan un movimiento elíptico vertical y horizontal. La componente dominante y más dañina de este conjunto de ondas es, precisamente, la **cizalladura horizontal de gran amplitud**.

Aquí reside una vulnerabilidad fundamental de la mayoría de las estructuras de edificación: están diseñadas y optimizadas con una enorme rigidez y resistencia para soportar las cargas verticales de la gravedad, pero son intrínsecamente mucho más débiles y flexibles ante las grandes fuerzas y desplazamientos horizontales. El violento “latigazo” lateral impuesto por las ondas superficiales es lo que causa las mayores deformaciones en pilares y muros, llevando a la estructura al colapso.

Este es el motivo fundamental por el que, en la práctica del análisis sísmico, la excitación se modela casi siempre mediante las componentes horizontales del movimiento del suelo, ya que la componente vertical, al actuar en la dirección fuerte de la estructura, suele ser significativamente menos perjudicial para la respuesta global.

Para un tratamiento exhaustivo de la teoría de propagación de ondas, se recomienda consultar textos de referencia como [2].

2.2.2 Duración y Atenuación: La Evolución de la Señal Sísmica

La **duración de la sacudida fuerte** en un sitio depende tanto de la duración de la ruptura en la fuente como de la dispersión de las ondas durante su trayectoria. Un sismo de gran magnitud ($M_W > 8$) implica una ruptura que se propaga a lo largo de cientos de kilómetros, lo que puede tomar varios minutos y se traduce directamente en una sacudida prolongada en el sitio.

Simultáneamente, la energía de las ondas se atenúa con la distancia, un fenómeno que reduce la amplitud de la sacudida y modifica su carácter a través de dos mecanismos:

- **Atenuación Geométrica (*Geometric Spreading*):** A medida que las ondas se alejan de la fuente, su energía se distribuye sobre un frente de onda cada vez mayor. Para las ondas de cuerpo (P y S), la amplitud decae de forma inversamente proporcional a la distancia ($1/r$), mientras que para las ondas superficiales el decaimiento es más lento ($1/\sqrt{r}$).
- **Atenuación Anelástica (Amortiguamiento del Material):** Corresponde a la disipación de energía en forma de calor por la fricción interna de las rocas. Este mecanismo es altamente dependiente de la frecuencia: afecta de manera mucho más pronunciada a las altas frecuencias, ya que estas experimentan más ciclos de amortiguamiento al propagarse. La consecuencia es que la señal sísmica no solo pierde amplitud con la distancia, sino que también se “filtra”, perdiendo su contenido de alta frecuencia. Esto explica por qué los sismos lejanos se caracterizan por un movimiento de vaivén lento y de periodo largo, en contraste con la sacudida brusca de los sismos cercanos.

2.3 Sismicidad Regional y sus Características

La tectónica local dicta las características típicas de los sismos, que son cruciales para un diseño sismo-resistente adecuado.

Sismos de Subducción (Chile, Perú, Costa del Pacífico de Japón): Estos sismos, generados por el hundimiento de una placa oceánica bajo una continental, son los más potentes del planeta. Se caracterizan por:

- **Grandes Magnitudes y Duraciones:** Pueden superar M_W 9.0, con rupturas que duran varios minutos y generan sacudidas muy prolongadas.
- **Contenido de Frecuencia Amplio:** Producen una gran cantidad de energía tanto en altas como en bajas frecuencias. Esto los hace peligrosos para todo tipo de estructuras, desde edificios bajos y rígidos (sensibles a altas frecuencias) hasta edificios altos y flexibles (sensibles a bajas frecuencias).
- **Localización Costera:** Al ocurrir mar adentro, los efectos en la costa son devastadores, no solo por la sacudida sino por el riesgo asociado de tsunamis.

Sismos de Falla de Desgarre (California, USA): Dominados por el sistema de la Falla de San Andrés, estos sismos son de tipo somero.

- **Contenido de Alta Frecuencia:** Generalmente, son ricos en altas frecuencias, afectando principalmente a estructuras bajas y rígidas.
- **Directividad de la Ruptura:** En sitios cercanos a la falla, pueden generar pulsos de velocidad de largo periodo, muy demandantes para estructuras flexibles como puentes o edificios altos.
- **Localización Interior:** La amenaza se distribuye a lo largo del continente, afectando directamente a centros urbanos.

Sismicidad Compleja (Japón, México):

- **Japón:** Posee una de las sismicidades más complejas del mundo. Sufre tanto de megaterremotos de subducción en su costa del Pacífico (como el de Tōhoku en 2011), con características similares a los de Chile, como de sismos corticales someros y muy destructivos en el interior de sus islas (como el de Kobe en 1995). Esta dualidad de amenazas obliga a un diseño que considere un rango de frecuencias extremadamente amplio.
- **México:** El sismo de 1985 demostró que un sismo de subducción, ocurrido a gran distancia en la costa, puede ser catastrófico en el interior del continente si sus ondas de baja frecuencia encuentran condiciones de suelo que las amplifiquen por resonancia, como ocurrió en el valle de la Ciudad de México.

2.4 La Medida del Efecto: Intensidad y Efectos de Sitio

2.4.1 La Escala de Mercalli Modificada (MMI)

La intensidad describe la severidad de la sacudida en un lugar. La Tabla 2.2 presenta una descripción detallada de los niveles de la Escala MMI.

Tabla 2.2: Escala de Mercalli Modificada (MMI) - Descripción Detallada.

Nivel	Sacudida	Descripción de Efectos Típicos
I	No sentido	No sentido excepto por muy pocas personas bajo condiciones especialmente favorables.
II-III	Débil	Sentido por personas en reposo, especialmente en pisos altos. Objetos colgantes pueden oscilar.
IV	Ligera	Sentido en interiores por muchos; en exteriores por pocos. Vibración de ventanas, platos y puertas. Sensación similar al paso de un camión pesado.
V	Moderada	Sentido por casi todos. Vuelco de pequeños objetos inestables y caída de objetos de estanterías. Puertas se abren y cierran solas.
VI	Fuerte	Sentido por todos; el miedo puede llevar a la gente a salir al exterior. Muebles pesados se mueven. Caída de objetos. Fisuras en revoques y daños ligeros en chimeneas de mampostería.
VII	Muy Fuerte	Dificultad para mantenerse en pie. Daño insignificante en edificios de buen diseño sismorresistente. Daño moderado en estructuras ordinarias de buena construcción (fisuras en muros). Daño considerable en estructuras vulnerables de mampostería no reforzada.
VIII	Severa	Daño ligero a moderado en estructuras sismorresistentes (p. ej., fisuras en columnas de hormigón). Considerable en edificios ordinarios con colapso parcial. Grandes daños o colapso de estructuras de mampostería no reforzada.
IX	Violenta	Pánico general. Daño considerable en estructuras sismorresistentes, con posible pérdida de verticalidad y colapso parcial. Edificios ordinarios severamente dañados o colapsados. Grandes daños a las cimentaciones. Tuberías subterráneas rotas.
X	Extrema	Colapso de muchas estructuras de mampostería y armazón. Daño severo y posible colapso de estructuras de hormigón armado bien construidas. Estructuras de acero pueden quedar deformadas permanentemente. Vías de tren dobladas. Deslizamientos de tierra.
XI-XII	Catastrófica	Prácticamente todas las estructuras destruidas. Incluso las estructuras de acero y hormigón de diseño superior sufren daños críticos o colapso. Puentes destruidos. Grandes fallas en el terreno. Ondas visibles en la superficie del suelo. Destrucción casi total.

2.4.2 Efectos de Sitio: El Rol del Suelo Local y la Topografía

Dos lugares a la misma distancia de un mismo epicentro pueden experimentar niveles de sacudida drásticamente diferentes. Este fenómeno se debe a los **efectos de sitio**, cuya comprensión es fundamental en la ingeniería sísmica y geotécnica [30]. Los efectos de sitio engloban tanto la influencia del perfil de suelos (efectos de sitio 1D) como la de la forma del terreno (efectos topográficos 2D/3D).

Amplificación por Estratigrafía del Suelo. Cuando las ondas sísmicas viajan desde el basamento rocoso, que es duro y denso, hacia depósitos de sedimentos superficiales, que son más blandos y menos densos, su velocidad de propagación disminuye. Para conservar la energía, la amplitud de las ondas debe aumentar, un fenómeno conocido como **amplificación de sitio**, análogo a cómo las olas del mar crecen en altura al acercarse a la costa.

Más importante aún, el depósito de suelo no es un amplificador uniforme, sino un filtro dinámico que selecciona y amplifica de manera extraordinaria las frecuencias cercanas a su propio periodo fundamental de vibración. El caso del terremoto de Michoacán de 1985 es el ejemplo paradigmático de este efecto: un sismo de subducción ocurrido a más de 350 km de distancia generó una sacudida moderada en la costa, pero causó el colapso de cientos de edificios de altura media (entre 5 y 15 pisos) en la Ciudad de México. La razón fue que las ondas de periodo largo generadas por el sismo lejano actuaron como la **acción excitadora**. Al llegar al valle de la ciudad, encontraron los depósitos de arcilla blanda del antiguo lago. El periodo fundamental de estos depósitos, de alrededor de 2 segundos, coincidió con el de las ondas sísmicas que llegaban, provocando un fenómeno de **resonancia**, lo que amplificó el movimiento del suelo de forma extraordinaria precisamente en el rango de periodos de los edificios que colapsaron.

Amplificación Topográfica. La forma del terreno también modifica la sacudida. Las colinas, laderas y cañones pueden enfocar o desenfocar la energía sísmica. Típicamente, las cimas de las colinas y los bordes de las crestas experimentan una amplificación significativa de la aceleración horizontal, ya que las ondas quedan “atrapadas” y se reflejan, interfiriendo constructivamente. Por el contrario, la base de los valles puede experimentar una desamplificación. Este efecto es crítico para estructuras ubicadas en terrenos no planos.

La interacción de estos efectos define el carácter final del movimiento en la base de una estructura:

- **Suelo Duro (Roca):** El movimiento tiende a ser de menor amplitud y más rico en altas frecuencias. Es más perjudicial para estructuras bajas y rígidas (casas de mampostería, reactores nucleares), cuyos periodos fundamentales cortos pueden entrar en resonancia.
- **Suelo Blando (Arcilla, Sedimentos):** El movimiento es de mayor amplitud y duración. El suelo tiende a filtrar las altas frecuencias y a amplificar las bajas, creando una excitación cuasi-armónica. Es devastador para estructuras altas y flexibles (rascacielos, puentes de grandes luces), cuyos periodos largos pueden coincidir con los del suelo, provocando una respuesta resonante.

Esta página se ha dejado en
blanco intencionadamente.

Capítulo 3

Caracterización del Movimiento del Suelo para Ingeniería

3.1 El Acelerograma: La “Huella Dactilar” en el Emplazamiento

El puente conceptual entre la sismología y la ingeniería estructural es el **acelerograma**. Para el ingeniero, la compleja cascada de fenómenos que se inicia en la fuente tectónica y se propaga a través de la corteza se materializa en una única función del tiempo: la aceleración del suelo en la base de la estructura, $a_g(t)$. Este registro no es una simple abstracción, sino la descripción completa y fundamental de la carga dinámica a la que la estructura será sometida. Es la “huella dactilar” del terremoto en ese punto específico, y contiene la firma combinada de la fuente, la trayectoria y los efectos locales del sitio.

Un registro sísmico completo, obtenido por un acelerógrafo, consiste en tres componentes ortogonales de aceleración (una vertical y dos horizontales). A partir de estos registros, la ingeniería ha definido tradicionalmente un conjunto de **parámetros de pico**, que ofrecen una primera estimación de la severidad del movimiento:

- **PGA (Peak Ground Acceleration):** (*Aceleración Máxima del Suelo*) Es el valor máximo absoluto del acelerograma, $\max |a_g(t)|$. Aunque un registro sísmico completo tiene tres componentes, en el contexto de la ingeniería sísmica y de esta monografía, el término PGA se refiere convencionalmente al valor máximo de una de las dos componentes horizontales. Durante décadas, fue el parámetro principal para la caracterización de la amenaza sísmica y el anclaje de los espectros de diseño. Sin embargo, la investigación ha demostrado que su correlación con el daño estructural es, en muchos casos, deficiente. Un PGA elevado puede ser el resultado de un único pulso de muy alta frecuencia (periodo muy corto), que posee poca energía y que no es capaz de excitar de manera significativa a la mayoría de las estructuras de ingeniería civil, cuyos periodos fundamentales son más largos.

- **PGV (Peak Ground Velocity):** (*Velocidad Máxima del Suelo*) Es el valor máximo absoluto de la velocidad del suelo, $\max |v_g(t)|$, obtenida por la integración en el tiempo del registro de aceleración. Al igual que con el PGA, este término se refiere convencionalmente a la componente horizontal del movimiento. La PGV se ha revelado como un indicador mucho más robusto del potencial de daño, especialmente para estructuras de periodos intermedios (aproximadamente entre 0.5 y 2.5 segundos). Se correlaciona bien con la energía de deformación que la estructura debe absorber, ya que la energía cinética impartida es proporcional a la velocidad al cuadrado.
- **PGD (Peak Ground Displacement):** (*Desplazamiento Máximo del Suelo*) Es el valor máximo absoluto del desplazamiento del suelo, $\max |d_g(t)|$, obtenido por doble integración del acelerograma. Este parámetro, referido también a la componente horizontal, es de diseño crucial para sistemas estructurales de período muy largo, como puentes de grandes luces, edificios con aislamiento de base (donde el desplazamiento del sistema de aislamiento es un factor limitante), y para la interacción de estructuras enterradas (tuberías, túneles) con el terreno circundante.

Es imperativo señalar que la obtención de registros de velocidad y desplazamiento fiables a partir de un acelerograma no es trivial. El proceso de integración es altamente sensible al ruido de baja frecuencia inherente a la señal digitalizada. Este ruido, aunque de pequeña amplitud en la aceleración, se magnifica enormemente en cada integración, produciendo derivas (drifts) irrealistas en las series de velocidad y, sobre todo, de desplazamiento. Por ello, es indispensable aplicar un riguroso **procesado de la señal**, que incluye el **filtrado** y la **corrección de línea base**, antes de poder utilizar estos registros integrados. Este tema se aborda con detalle en el Capítulo 6 de esta monografía, desde el punto de vista de la generación de sismos artificiales, al describir el algoritmo implementado en `earthquake_2025`.

3.2 Efectos de Sitio: Amplificación por Condiciones Geotécnicas

3.2.1 El Mecanismo Físico: Contraste de Impedancias

Uno de los fenómenos más determinantes en la ingeniería sísmica es la modificación del movimiento del suelo por las condiciones geológicas locales, un fenómeno conocido como **efectos de sitio** [30]. La física subyacente se explica por el principio de conservación de la energía y el contraste entre las propiedades dinámicas de los materiales, un concepto que se cuantifica mediante la impedancia sísmica.

Definición de Impedancia Sísmica. La **impedancia sísmica** de un material, I_s , es una medida intrínseca de su resistencia a ser puesto en movimiento por el paso de una onda. Se calcula como el producto de la densidad del material, ρ , y la velocidad de propagación de la onda de corte, V_S :

$$I_s = \rho \cdot V_S$$

La velocidad de la onda de corte, a su vez, depende directamente de la rigidez del material (G , el módulo de cortante) y su densidad, según la relación:

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Intuitivamente, un material con alta impedancia (como la roca, que es muy rígida y densa, con altos G y V_S) se opone fuertemente a ser deformado. Un material de baja impedancia (como la arcilla, que es blanda y menos densa, con bajos G y V_S) ofrece mucha menos resistencia.

El Contraste de Impedancias y la Amplificación de Amplitud. El mecanismo de amplificación se entiende mejor con una analogía: una onda que viaja a lo largo de una cuerda pesada y gruesa (alta impedancia) que está atada a una cuerda ligera y delgada (baja impedancia). Para que la energía se transmita de la cuerda pesada a la ligera, esta última debe moverse con una amplitud mucho mayor. El mismo principio se aplica al suelo: cuando un frente de onda sísmica se propaga desde el basamento rocoso (alta impedancia) hacia un depósito superficial de suelo blando (baja impedancia), la energía que transporta la onda debe, en gran medida, conservarse. Al disminuir drásticamente la velocidad de propagación en el medio más blando, la amplitud del movimiento debe aumentar para mantener el flujo de energía. Este efecto es responsable de que emplazamientos sobre depósitos sedimentarios puedan experimentar aceleraciones en superficie varias veces superiores a las de un afloramiento rocoso cercano.

3.2.2 Respuesta en Roca vs. Suelo Blando y el Periodo Fundamental

El fenómeno de resonancia ocurre cuando el periodo fundamental de vibración de una estructura, T_e , coincide con el periodo dominante de la excitación sísmica que la afecta. Es crucial entender que la carga que actúa sobre la base de la estructura no es el movimiento original en la roca, sino el movimiento del suelo en la superficie, el cual ha sido modificado por el propio depósito de suelo. El depósito de suelo no es un simple amplificador uniforme, sino un filtro dinámico que selecciona y amplifica de manera extraordinaria las frecuencias cercanas a su propio periodo fundamental de vibración, T_s .

El Periodo Fundamental del Suelo (T_s). Para un estrato de suelo uniforme de espesor H sobre un basamento rocoso mucho más rígido, el periodo fundamental se puede aproximar como:

$$T_s \approx \frac{4H}{V_S}$$

Esta fórmula, fundamental en la geotecnia sísmica, se deriva del comportamiento de las ondas de corte al quedar atrapadas en el estrato. Una onda que asciende desde la roca se refleja en la superficie libre (donde el esfuerzo es nulo), viaja hacia abajo, se refleja de nuevo en el contacto con el basamento rocoso y vuelve a subir. El primer modo de vibración (el

fundamental) corresponde a una onda estacionaria cuya longitud de onda, λ , es cuatro veces el espesor del estrato ($\lambda = 4H$). Dado que el periodo es la longitud de onda dividida por la velocidad de propagación, se obtiene directamente que $T_s = \lambda/V_S = 4H/V_S$. Queda así de manifiesto que el periodo del suelo depende directamente tanto de su espesor (profundidad) como de su rigidez (implícita en V_S).

Consecuencias para el Diseño: El Peligro de la Resonancia Suelo-Estructura. El peligro sísmico se magnifica drásticamente cuando se produce una “cascada de amplificación” o **doble resonancia**. Este fenómeno ocurre cuando el periodo fundamental de la estructura (T_e) coincide con el periodo fundamental del depósito de suelo sobre el que se asienta (T_s). La estructura no responde directamente al movimiento en la roca, sino al movimiento en la superficie, que ya ha sido filtrado y amplificado por el suelo. Si la estructura tiene un periodo similar al del suelo, esta entra en resonancia con una excitación que ya está fuertemente energizada en esa misma frecuencia, produciendo una respuesta potencialmente catastrófica. El objetivo fundamental de un buen diseño geotécnico y estructural es, por tanto, evitar la condición $T_e \approx T_s$.

- **Sitios de Roca o Suelo Muy Duro** ($V_{S,30} > 760$ m/s): Estos sitios se caracterizan por una velocidad de onda de corte V_S muy alta, lo que resulta en un periodo fundamental del sitio, T_s , extremadamente corto (cerca de cero). El movimiento en superficie es una sacudida brusca, de corta duración y rica en altas frecuencias (un “latigazo”). Este tipo de excitación transmite grandes aceleraciones y es especialmente perjudicial para estructuras muy rígidas y de periodo corto ($T_e < 0.5$ s), como edificios bajos de mampostería, presas de gravedad o equipos industriales y nucleares. Si el periodo de estas estructuras coincide con el rango de altas frecuencias de la excitación, la resonancia induce fuerzas inerciales muy elevadas ($F = ma$) que pueden causar fallos frágiles por cortante.
- **Sitios de Suelo Blando** ($V_{S,30} < 180$ m/s): Un depósito profundo de suelo blando posee una baja velocidad V_S , lo que resulta en un periodo fundamental T_s largo (típicamente > 1.0 s). El depósito actúa como un filtro pasabanda: atenúa las altas frecuencias del movimiento rocoso y amplifica de forma extraordinaria un estrecho rango de bajas frecuencias alrededor de su periodo T_s . El movimiento resultante en superficie es un vaivén lento, de gran amplitud, larga duración y carácter cuasi-armónico. Este escenario es el más peligroso para estructuras altas y flexibles (rascacielos, puentes atirantados, tanques elevados), cuyos periodos fundamentales T_e son también largos. La coincidencia de periodos ($T_e \approx T_s$) induce desplazamientos laterales masivos que pueden llevar al colapso por inestabilidad global (efectos P-Delta) o por exceder la capacidad de deformación de los elementos.

Dada la importancia crítica de este fenómeno de interacción, las normativas sísmicas modernas, han abandonado el concepto de un único espectro de diseño. En su lugar, establecen una clasificación de sitios geotécnicos basada en la velocidad promedio de las ondas de corte en los 30 metros superiores del subsuelo, $V_{S,30}$. Esto obliga al ingeniero a diseñar la estructura no contra una amenaza genérica, sino contra la amenaza específica y modificada por las condiciones locales de su emplazamiento.

3.3 Medidas Instrumentales de la Intensidad del Movimiento

3.3.1 La Intensidad de Arias (IA)

Definida en 1970 por el Profesor Arturo Arias [3], la I_A es una medida integral de la energía total por unidad de masa impartida por el sismo. Su formulación:

$$I_A = (\pi/2g) \int_0^{T_d} [a_g(t)]^2 dt$$

la convierte en un indicador del potencial destructivo mucho más fiable que los parámetros de pico, ya que considera la amplitud, el contenido frecuencial y la duración de la sacudida. Es especialmente relevante para evaluar fenómenos acumulativos. El nuevo programa `earthquake_2025` calcula esta intensidad para cada sismo artificial que genera. La Tabla 3.1 muestra una correlación empírica entre los valores de I_A y los niveles de intensidad MMI, proporcionando una valiosa conexión entre la medida instrumental y la observación de daños.

Tabla 3.1: Correlación Aproximada entre la Intensidad de Arias (I_A) y la Escala de Mercalli Modificada (MMI).

Intensidad de Arias		Nivel de Severidad	Correlación MMI Aproximada
[m/s]	[cm/s]		
< 0.1	< 10	Sacudida Débil	I-IV
0.1 - 0.5	10 - 50	Sacudida Ligera a Moderada	V-VI
0.5 - 1.5	50 - 150	Sacudida Fuerte	VII
1.5 - 4.0	150 - 400	Sacudida Muy Fuerte	VIII
> 4.0	> 400	Sacudida Severa a Extrema	IX+

Nota: Los rangos son una guía general. El daño real depende críticamente de la vulnerabilidad específica de las estructuras y las condiciones locales.

3.3.2 La Duración Significativa (D5-95)

La **Duración Significativa** cuantifica la fase de sacudida intensa del movimiento. Definida por Trifunac y Brady (1975) como el intervalo de tiempo en el que se libera el grueso de la energía —específicamente, entre el 5 % y el 95 % del valor total de la Intensidad de Arias ($D_{5-95} = t_{95\%I_A} - t_{5\%I_A}$)—, esta métrica es de vital importancia porque, a diferencia de los parámetros de pico como el PGA, captura el **tiempo de exposición** de la estructura a la fase más destructiva del sismo [58].

Un sismo de larga duración, incluso con un PGA moderado, puede ser mucho más dañino que un sismo de PGA alto pero muy corto. Su relevancia es particularmente crítica en el análisis de fenómenos donde el daño es acumulativo y depende del número de ciclos de carga significativos. La Tabla 3.2 detalla su impacto en diversas áreas de la ingeniería.

El programa `earthquake_2025` calcula esta duración para cada sismo artificial que genera, permitiendo al ingeniero evaluar si las características del movimiento son adecuadas para el tipo de análisis que se va a realizar.

Tabla 3.2: Aplicaciones y Relevancia de la Duración Significativa (D_{5-95}).

Ámbito de Ingeniería	Fenómeno Influenciado	Mecanismo y Consecuencias
Ingeniería Estructural	Degradación de Resistencia y Rigidez (Hormigón Armado)	Múltiples ciclos de incursión inelástica provocan la apertura y cierre de fisuras, el descascaramiento del recubrimiento y la degradación de la adherencia del refuerzo. Una mayor duración conduce a un mayor daño acumulado.
	Fatiga de Bajo Ciclaje (Acero Estructural)	Las conexiones soldadas y los elementos de acero son susceptibles a la fractura por fatiga tras un número relativamente bajo de ciclos de alta deformación. Una duración prolongada aumenta el número de estos ciclos, elevando el riesgo de fallo.
Ingeniería Geotécnica	Potencial de Licuefacción (Suelos Granulares Saturados)	Este es el ejemplo por excelencia. El aumento de la presión de poros en el suelo es un proceso acumulativo. Cada ciclo de cortante sísmico incrementa la presión. Una mayor duración significa más ciclos, lo que aumenta drásticamente la probabilidad de que la presión de poros iguale a la tensión efectiva, causando la licuefacción.
	Estabilidad de Taludes y terraplenes	La resistencia del suelo puede degradarse con la carga cíclica. Una sacudida prolongada puede causar desplazamientos permanentes acumulativos en taludes y terraplenes, pudiendo llevar a la falla.
Sistemas de Protección Sísmica	Calentamiento en Dispositivos Viscosos y de Fluencia	Los disipadores de energía convierten la energía cinética en calor. Una larga duración de la sacudida puede causar un sobrecalentamiento de los dispositivos, alterando sus propiedades mecánicas y reduciendo su eficacia.
	Acumulación de Desplazamientos (“Ratcheting”)	En sistemas de aislamiento o estructuras con comportamiento asimétrico, una larga duración puede provocar una acumulación progresiva del desplazamiento en una dirección, fenómeno conocido como “ratcheting”, que puede exceder la capacidad de deformación del sistema.

3.3.3 Intensidad de Aceleración Acumulada (CAV)

La Intensidad de Aceleración Acumulada o CAV (*Cumulative Absolute Velocity*) es una medida de intensidad desarrollada por el EPRI (Electric Power Research Institute) para la evaluación de la amenaza sísmica en centrales nucleares, y que ha demostrado tener una excelente correlación con el inicio del daño estructural en un amplio rango de estructuras. A diferencia del PGA, que representa un único instante y puede ser engañoso, la CAV integra el valor absoluto de la aceleración a lo largo de toda la duración del registro:

$$\text{CAV} = \int_0^{T_d} |a_g(t)| dt$$

El resultado, con unidades de velocidad (p. ej., m/s), es una medida robusta de la sacudida total. Al considerar tanto la amplitud como la duración de la fase de movimiento fuerte, la CAV es mucho menos sensible que el PGA a los picos de alta frecuencia aislados que tienen poca energía y no causan daño significativo.

Nota sobre la Terminología. Aunque su nombre en inglés, “Cumulative Absolute Velocity”, podría sugerir una integración de la velocidad, la métrica se define, como se muestra en la ecuación anterior, a partir de la integral de la **aceleración**. El nombre se deriva del resultado dimensional de la operación: la integral de la aceleración (L/T²) en el tiempo (T) produce una cantidad con unidades de velocidad (L/T).

La principal utilidad de la CAV reside en su capacidad para definir un umbral de “sacudida no dañina”. Numerosos estudios sobre registros de sismos reales han mostrado que los movimientos del suelo con una CAV por debajo de un cierto valor rara vez producen daño estructural significativo, independientemente de su PGA. Esto la convierte en una herramienta de diagnóstico muy potente en la evaluación post-sísmica de instalaciones.

La Tabla 3.3 presenta una correlación empírica y aproximada entre los valores de CAV y los niveles de la Escala de Mercalli Modificada (MMI), proporcionando al ingeniero una guía práctica para interpretar la severidad de un movimiento a partir de su valor de CAV. El programa `earthquake_2025` calcula este importante parámetro para cada sismo artificial generado.

Tabla 3.3: Correlación Aproximada entre la Intensidad de Aceleración Acumulada (CAV) y la Escala de Mercalli Modificada (MMI).

CAV		Nivel de Severidad	Correlación MMI Aproximada
[m/s]	[cm/s]		
< 0.2	< 20	Sacudida Débil	I-IV
0.2 - 1.0	20 - 100	Sacudida Ligera	V
1.0 - 4.0	100 - 400	Sacudida Moderada a Fuerte	VI-VII
> 4.0	> 400	Sacudida Muy Fuerte a Severa	VIII+

Nota: Estos rangos son una guía general y han sido compilados a partir de diversas fuentes en la literatura de ingeniería sísmica. El umbral de daño real es altamente dependiente de la vulnerabilidad de cada estructura.

3.3.4 Impulso Destructivo Potencial (ID)

El Impulso Destructivo Potencial, o I_D , es una medida de intensidad propuesta por Araya y Saragoni que es particularmente sensible a la asimetría y a los pulsos de velocidad de larga duración en un movimiento sísmico. Mientras que la Intensidad de Arias (I_A) cuantifica la energía total impartida (un valor siempre positivo), el I_D mide la **energía neta direccional**.

Su formulación original es:

$$I_D = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} a_g^2(t) \cdot \text{sgn}(v_g(t)) dt$$

donde $\text{sgn}(v_g(t))$ es la función signo de la velocidad del suelo (+1 si la velocidad es positiva, -1 si es negativa). La integral acumula la energía (a_g^2) de forma positiva durante los ciclos de velocidad positiva, pero la resta durante los ciclos de velocidad negativa.

Para una mayor claridad diagnóstica, el programa `earthquake_2025` calcula y reporta las dos componentes de esta integral por separado:

- **Impulso Destructivo Positivo (I_D^+):** La energía impartida durante los ciclos de velocidad positiva.
- **Impulso Destructivo Negativo (I_D^-):** La energía impartida durante los ciclos de velocidad negativa.

La suma de ambas componentes ($I_D^+ + I_D^-$) es, por definición, igual a la Intensidad de Arias (I_A), sirviendo como una verificación de la consistencia del cálculo. La resta ($I_D^+ - I_D^-$) corresponde al I_D total y cuantifica el impulso de energía neta.

Interpretación de los Valores Numéricos. El verdadero valor del I_D no reside en su magnitud absoluta, sino en su **relación con la Intensidad de Arias**. Esta comparación permite clasificar el carácter del movimiento:

- **Sismos Oscilatorios / Simétricos:** Un movimiento con muchos ciclos de carga de amplitud similar en ambas direcciones (como los sismos de campo lejano o **los sismos artificiales generados con fases aleatorias**) tendrá valores de I_D^+ y I_D^- muy parecidos. Por ejemplo, si $I_A = 2.0$ m/s, se podría esperar que $I_D^+ \approx 1.0$ m/s y $I_D^- \approx 1.0$ m/s. En este caso, el impulso neto ($I_D^+ - I_D^-$) será cercano a cero, indicando la ausencia de un pulso de velocidad dominante.
- **Sismos Impulsivos / Asimétricos:** Un movimiento de campo cercano afectado por efectos de directividad (“fling-step”) contendrá un pulso de velocidad de larga duración en una dirección. Esto causará que una de las componentes del I_D sea mucho mayor que la otra. Por ejemplo, para un $I_A = 2.0$ m/s, se podría encontrar que $I_D^+ = 1.8$ m/s y $I_D^- = 0.2$ m/s. El impulso neto ($I_D^+ - I_D^-$) sería de 1.6 m/s, un valor muy alto y del mismo orden de magnitud que la propia I_A , lo cual es un claro indicador de un movimiento impulsivo y potencialmente muy dañino para estructuras flexibles.

Por lo tanto, la inclusión de estas métricas en la salida de `earthquake_2025` permite al usuario no solo verificar la simetría esperada en un sismo artificial, sino también disponer de una herramienta para analizar y comparar con registros de sismos reales que puedan contener pulsos.

3.3.5 Intensidad Espectral de Housner (HI)

La Intensidad Espectral de Housner, o HI (*Housner Intensity*), es una medida del potencial de daño de un sismo que se enfoca directamente en la respuesta de las estructuras, en lugar de en las propiedades intrínsecas del movimiento del suelo [33]. Su concepción parte de la premisa de que el Espectro de Pseudo-Velocidad (*PSV*) está directamente relacionado con la energía de deformación que una estructura debe disipar.

La HI se define como la integral del Espectro de Pseudo-Velocidad (*PSV*) para un amortiguamiento fijo sobre un rango de periodos. En la definición estándar, HI se calcula para un amortiguamiento del 5 % sobre un rango de integración de 0.1 a 2.5 segundos:

$$HI_{5\%} = \int_{0.1s}^{2.5s} PSV(T, \xi = 0.05) dT$$

El resultado, con unidades de longitud (p. ej., cm o m), representa el área bajo la curva del espectro de pseudo-velocidad en el rango de periodos más relevante para la ingeniería estructural. A diferencia de la Intensidad de Arias, que es muy sensible a la duración total y al contenido de alta frecuencia, la Intensidad de Housner es a menudo un mejor indicador de la demanda de deformación sobre un conjunto de edificios con periodos fundamentales variados. Un valor alto de HI indica que el sismo es particularmente severo para estructuras convencionales.

Para proporcionar un contexto práctico a los valores numéricos, la Tabla 3.4 muestra una correlación aproximada entre la Intensidad de Housner y los niveles de daño esperados, vinculados a la Escala de Mercalli Modificada (MMI).

Tabla 3.4: Correlación Aproximada entre Intensidad de Housner ($HI_{5\%}$) y la Escala de Mercalli Modificada (MMI).

Intensidad de Housner ($HI_{5\%}$)		Nivel de Severidad	Correlación MMI Aproximada
[m]	[cm]		
< 0.1	< 10	Sacudida Débil a Ligera	IV-V
0.1 - 0.3	10 - 30	Sacudida Moderada	VI
0.3 - 0.8	30 - 80	Sacudida Fuerte	VII
0.8 - 2.0	80 - 200	Sacudida Muy Fuerte	VIII
> 2.0	> 200	Sacudida Severa a Extrema	IX+

Nota: Estos rangos son una guía empírica y aproximada. La Intensidad de Housner no captura los efectos de la duración del sismo, que pueden ser críticos para el daño final.

El programa `earthquake_2025` calcula esta métrica utilizando el espectro de respuesta del **amortiguamiento primario** especificado por el usuario en el fichero de entrada. Es de vital importancia que el usuario tenga en cuenta lo siguiente: la correlación con los niveles de daño mostrada en la Tabla 3.4 está establecida para la definición estándar de la Intensidad de Housner, que asume un amortiguamiento del 5 %. Si el usuario utiliza un amortiguamiento primario diferente de 0.05, el valor de HI reportado por el programa será matemáticamente correcto para ese nivel de amortiguamiento, pero su interpretación directa mediante la tabla de correlación ya no será válida.

3.3.6 Espectro de Aceleración de Piso (PFA)

Mientras que el PGA describe la aceleración en la base de la estructura, la Aceleración Máxima de Piso o PFA (*Peak Floor Acceleration*) cuantifica la aceleración máxima absoluta experimentada en el interior de la misma. A medida que un edificio vibra, sus pisos superiores pueden experimentar aceleraciones significativamente mayores que las del suelo, un fenómeno conocido como amplificación dinámica. La PFA es la medida de intensidad **crítica para el diseño de componentes no estructurales** y su contenido (equipos mecánicos, fachadas, instalaciones, etc.).

La PFA no es un valor único, sino que varía con la altura y con las propiedades dinámicas de la estructura. Para caracterizar esta demanda de forma general, el programa `earthquake_2025` calcula el **Espectro de Respuesta de Aceleración Absoluta**. Este se obtiene calculando, para cada periodo T_n del espectro, la aceleración absoluta máxima, $\max_t |\ddot{u}(t) + a_g(t)|$, de un oscilador SDOF sometido al sismo. El resultado es una envolvente de la máxima aceleración que experimentaría cualquier componente no estructural de un solo grado de libertad, en función de su propio periodo de vibración.

Relación con el Espectro de Pseudo-Aceleración (PSA). Es importante notar que el Espectro de PFA es, por definición, idéntico al Espectro de Aceleración Absoluta ($S_{a,abs}$). A su vez, este es matemáticamente muy próximo al Espectro de Pseudo-Aceleración ($PSA = \omega_n^2 \cdot SD$) para niveles de amortiguamiento bajos. La aproximación $S_{a,abs} \approx PSA$ es excelente para valores de amortiguamiento viscoso ξ inferiores a aproximadamente el 10%. Sin embargo, a medida que el amortiguamiento aumenta, las fuerzas de amortiguamiento adquieren más relevancia en la respuesta dinámica y la diferencia entre la aceleración absoluta real y la pseudo-aceleración puede volverse significativa. El programa `earthquake_2025` calcula el valor exacto de la aceleración absoluta, eliminando cualquier imprecisión derivada de esta aproximación.

Interpretación de los Valores Numéricos. El valor de la PFA se entiende mejor a través de su **factor de amplificación respecto al PGA**.

- **Para componentes muy rígidos ($T_n \rightarrow 0$):** El componente se mueve al unísono con el suelo. Por lo tanto, el Espectro de PFA tenderá al valor del PGA en el periodo cero.
- **Para componentes en resonancia:** Si el periodo de un componente no estructural coincide con uno de los periodos fundamentales del edificio principal, puede producirse un fenómeno de “resonancia en cascada”, generando factores de amplificación muy elevados.
- **Valores Típicos:** Para sismos de diseño, no es infrecuente encontrar que el pico del Espectro de PFA sea del orden de **2 a 4 veces el valor del PGA**. Por ejemplo, para un sismo con un PGA de 0.5g, el Espectro de PFA podría alcanzar valores de 1.0g a 2.0g o incluso más en ciertos rangos de periodo. Esta amplificación es la razón por la que a menudo se observa un daño extenso en contenidos y elementos no estructurales incluso en edificios que han resistido bien el sismo a nivel estructural.

El programa reporta el valor máximo de PFA encontrado en todo el rango de periodos. Esta información es de vital importancia para el diseño y anclaje de componentes no estructurales, la evaluación de la seguridad de equipos sensibles y la estimación de pérdidas económicas en un evento sísmico.

3.3.7 Nota sobre la Interpretación de las Medidas de Intensidad

A lo largo de esta sección se han presentado diversas medidas de intensidad y, para algunas de ellas, tablas de correlación aproximada con la Escala de Mercalli Modificada (MMI). Es fundamental que el lector interprete estas herramientas con criterio profesional y sea consciente de sus matices.

Cada medida de intensidad está diseñada para capturar un aspecto diferente del potencial de daño de un sismo: la energía total (I_A), el umbral de inicio de daño (CAV), la demanda sobre un rango de estructuras (HI), la asimetría del movimiento (I_D) o la respuesta en componentes no estructurales (PFA). Debido a que miden fenómenos físicos distintos, **no se debe esperar que sus respectivas correlaciones con la MMI produzcan un valor idéntico** para un mismo movimiento sísmico.

Las tablas de correlación presentadas en este capítulo constituyen un **orden de magnitud referencial no estandarizado**, compilado por el autor con base en la bibliografía, con el único fin de proporcionar al ingeniero un contexto práctico para interpretar los valores numéricos. La elección de la medida de intensidad más relevante y la evaluación final del daño siempre dependerán del tipo de estructura, de las condiciones del sitio y de los objetivos específicos del análisis que se esté realizando.

3.4 Análisis en el Dominio de la Frecuencia

3.4.1 La Transformada de Fourier y el Espectro de Amplitudes (FAS)

La **Transformada de Fourier** es la herramienta matemática que descompone una señal temporal, $a_g(t)$, en sus componentes de frecuencia constituyentes. El resultado es una función compleja, $A(\omega)$, cuyo módulo, $|A(\omega)|$, se conoce como **Espectro de Amplitudes de Fourier** (FAS - *Fourier Amplitude Spectrum*). El FAS revela la amplitud de cada armónico de frecuencia presente en la señal, pero al descartar la información de fase, no describe cómo estas amplitudes se distribuyen en el tiempo.

3.4.2 La Función de Densidad Espectral de Potencia (PSDF)

Si bien el Espectro de Amplitudes de Fourier (FAS) describe el contenido frecuencial de una señal determinista particular, para modelar un acelerograma como una realización de un proceso estocástico, la herramienta conceptualmente correcta es la **Función de Densidad Espectral de Potencia** (PSDF - *Power Spectral Density Function*), denotada como $G(\omega)$. La PSDF no describe una única señal, sino las propiedades estadísticas de un *ensemble* o familia de señales. Su función es definir cómo se distribuye la “potencia” de la señal en

el dominio de la frecuencia —que para una señal con media nula como la aceleración, es equivalente a su varianza (σ^2)—.

La relación fundamental es que el área total bajo la curva de la PSDF es la varianza total de la señal:

$$\sigma^2 = \int_0^\infty G(\omega) d\omega$$

El **Teorema de Wiener-Khinchine** establece la relación formal entre la PSDF y la función de autocorrelación del proceso, consolidándola como una de las herramientas más importantes del análisis de vibraciones aleatorias. Para un tratamiento exhaustivo de estos conceptos, se recomiendan textos de referencia tanto clásicos [9] como modernos con un enfoque computacional [36].

Interpretación Física y Unidades. A diferencia de la potencia mecánica (medida en vatios), la “potencia” de la señal en este contexto se refiere a la contribución de cada frecuencia a la energía total del movimiento, o más precisamente, a su valor cuadrático medio. Por ello, si la aceleración se mide en $[\text{m/s}^2]$, las unidades de la PSDF son $[(\text{m/s}^2)^2/\text{Hz}]$ o $[(\text{m/s}^2)^2/(\text{rad/s})]$. Esto representa la varianza (o “potencia”) por unidad de ancho de banda de frecuencia. La integral de la PSDF sobre una banda de frecuencias específica, por ejemplo entre 5 y 10 Hz, nos daría la energía parcial o la varianza del acelerograma contenida exclusivamente en ese rango de frecuencias.

Relación con la Síntesis de Acelerogramas. La importancia capital de la PSDF para la **primera fase** de este trabajo radica en que proporciona el puente directo para la síntesis inicial de acelerogramas. Como se detallará en el Capítulo 6, un acelerograma artificial $a(t)$ se genera como una suma de un gran número de sinusoides con fases aleatorias:

$$a(t) = \sum_{i=1}^N A_i \sin(\omega_i t + \phi_i)$$

La potencia promedio de una única senoide $A_i \sin(\omega_i t + \phi_i)$ es $A_i^2/2$. Para que la señal sintética sea una realización del proceso estocástico definido por la PSDF $G(\omega)$, la potencia de cada componente sinusoidal discreta debe corresponder a la potencia contenida en la banda de frecuencia continua $\Delta\omega$ que dicha senoide representa. Esto conduce a la relación fundamental:

$$\frac{A_i^2}{2} \approx G(\omega_i) \Delta\omega_i$$

De aquí se puede despejar la amplitud necesaria para cada senoide:

$$A_i \approx \sqrt{2G(\omega_i) \Delta\omega_i}$$

Esta es la razón por la que la PSDF, y no el FAS, es la herramienta necesaria para la simulación: permite generar múltiples acelerogramas que, al tener fases aleatorias distintas, son temporalmente diferentes, pero al basarse en la misma PSDF, son estadísticamente equivalentes en su contenido energético y frecuencial.

Diferencia Fundamental con el Espectro de Respuesta. Es crucial no confundir la PSDF (*Función de Densidad Espectral de Potencia*) con el espectro de respuesta, ya que responden a preguntas distintas.

- La **PSDF** es una propiedad **intrínseca del movimiento del suelo**. Describe la distribución de la energía de la propia señal de entrada (el acelerograma).
- El **Espectro de Respuesta** describe el **efecto de ese movimiento** sobre un conjunto de estructuras idealizadas. Mide la respuesta máxima de un SDOF al ser sometido a dicha señal.

En resumen, la PSDF caracteriza la carga, mientras que el espectro de respuesta caracteriza la respuesta a esa carga.

3.5 El Puente entre Disciplinas: Sismología e Ingeniería

El sismólogo y el ingeniero estructural analizan un registro sísmico con fines distintos. El sismólogo busca “invertir” la señal registrada para deducir propiedades de la fuente y la trayectoria. El ingeniero, en cambio, utiliza el registro como una **acción externa** para predecir la **respuesta** estructural. Mientras que el sismólogo puede estar interesado en el espectro de la fuente, el ingeniero se concentra en el espectro de respuesta, que es el resultado de convolucionar la señal de entrada con la función de transferencia del oscilador. Esta diferencia de objetivos se manifiesta en dos áreas clave: la magnitud de las aceleraciones y el significado del periodo de retorno.

El “Problema” de las Aceleraciones: Roca vs. Cimentación. No es infrecuente que los modelos sismológicos predigan aceleraciones máximas del suelo (PGA) en roca que son significativamente más altas que las que los ingenieros consideran en la base de sus estructuras. Esto no es un error, sino la consecuencia de analizar el movimiento en dos puntos diferentes. El sismólogo busca caracterizar el movimiento puro en el basamento rocoso (“outcrop motion”), que sirve como la señal de entrada fundamental para cualquier análisis de sitio. El ingeniero, sin embargo, necesita conocer el movimiento que llega efectivamente a la cimentación, después de que la señal haya sido filtrada por los estratos de suelo superficiales. Para sismos de gran intensidad, estos estratos de suelo exhiben un comportamiento altamente **no lineal**: su rigidez se degrada y su capacidad de amortiguamiento aumenta drásticamente. Este amortiguamiento no lineal disipa una parte muy significativa de la energía de alta frecuencia del sismo, actuando como un “amortiguador” natural que, si bien puede alargar el periodo de la señal, a menudo reduce el valor del PGA que finalmente llega a la estructura. Por lo tanto, ambas aceleraciones son correctas, pero describen fenómenos en localizaciones distintas.

Peligro vs. Riesgo: El Significado del Periodo de Retorno. Los términos “periodo de retorno” y “probabilidad de excedencia” son el lenguaje de la amenaza sísmica, pero su aplicación difiere entre disciplinas.

- **El Rol del Sismólogo (Análisis de Peligro):** El sismólogo realiza un Análisis Probabilístico de la Amenaza Sísmica o **PSHA** (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) para cuantificar el **peligro**. El resultado es una “curva de peligro” que muestra la probabilidad anual de exceder un cierto nivel de movimiento del suelo. El periodo de retorno es simplemente la inversa de esta probabilidad anual (p. ej., una probabilidad anual de 1/2475 corresponde a un periodo de retorno de 2475 años). El sismólogo proporciona el “menú” completo de posibles niveles de amenaza y su probabilidad de ocurrencia.
- **El Rol del Ingeniero (Gestión del Riesgo):** El ingeniero, guiado por la sociedad a través de las normativas, gestiona el **riesgo**, que se define conceptualmente como:

$$\text{Riesgo} = \text{Peligro (Probabilidad)} \times \text{Vulnerabilidad (Consecuencia)}$$

El ingeniero no utiliza todos los periodos de retorno; selecciona uno del “menú” del sismólogo basándose en una decisión socio-económica. Para un edificio convencional, la normativa puede exigir el uso del “Sismo Máximo Considerado” (MCE), que a menudo tiene un periodo de retorno de 2475 años (probabilidad de excedencia del 2 % en 50 años), con el objetivo de prevenir el colapso.

¿Tiene sentido un periodo de retorno de 5000 años? Para un edificio de oficinas, probablemente no. El coste de diseñar para un evento tan raro superaría el beneficio. Sin embargo, para una **infraestructura crítica** —una presa, una central nuclear, un puente principal que es una ruta de evacuación vital— la **consecuencia** de un fallo es socialmente inaceptable. Aunque la probabilidad de un sismo con un periodo de retorno de 5000 o 10000 años es extremadamente baja, el coste de la catástrofe (en vidas y economía) es tan astronómicamente alto que el riesgo resultante sigue siendo significativo y debe ser gestionado. En estos casos, sí tiene todo el sentido diseñar para eventos mucho más raros que los que se contemplan en la edificación convencional.

Herramientas como `earthquake_2025` son, por tanto, el puente final que conecta estas disciplinas. El ingeniero selecciona un nivel de amenaza (un espectro de diseño para un periodo de retorno determinado, basado en un análisis de riesgo) y `earthquake_2025` traduce ese objetivo probabilístico y abstracto en una historia temporal determinista, lista para ser utilizada en los análisis estructurales más avanzados que requiere la ingeniería moderna.

3.6 La Definición Moderna de la Amenaza: Análisis Probabilístico (PSHA)

Para conectar todos los conceptos anteriores y entender cómo se generan los espectros de diseño que se utilizan en la normativa moderna, es indispensable introducir el método que lo sustenta: el **Análisis Probabilístico de la Amenaza Sísmica** o **PSHA** (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) [18, 38]. El PSHA es el marco matemático que permite responder a la pregunta fundamental: “*En un lugar determinado, ¿cuál es la probabilidad de que el movimiento del suelo exceda un cierto nivel de intensidad durante un periodo de tiempo específico?*”.

Filosofía del PSHA. A diferencia de un análisis determinista que se centraría únicamente en el “peor” sismo posible de la falla más cercana, el PSHA integra de manera rigurosa las incertidumbres inherentes al fenómeno sísmico. Considera todas las fuentes sismogénicas que pueden afectar a un emplazamiento, desde fallas lejanas capaces de generar megaterremotos hasta fallas locales que producen sismos más pequeños pero frecuentes. Para cada una de estas fuentes, se evalúa la probabilidad de que ocurran sismos de todas las magnitudes posibles.

Ingredientes del Análisis. Un PSHA combina tres componentes clave:

1. **Modelos de Recurrencia Sísmica:** Se establece, para cada fuente sísmica, una ley que define la frecuencia con la que ocurren sismos de diferente magnitud. Esto permite cuantificar la probabilidad de que un evento de una magnitud dada se genere en esa fuente.
2. **Modelos de Atenuación del Movimiento del Suelo (GMPEs):** El segundo ingrediente crucial son las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo o **GMPEs** (*Ground Motion Prediction Equations*). Estas son relaciones empíricas, desarrolladas a partir de bases de datos de miles de registros sísmicos reales (p. ej., [12]), que predicen cómo se atenúa la energía de las ondas con la distancia. Para un sismo de una magnitud M a una distancia R , una GMPE proporciona la mediana del valor esperado para un parámetro de movimiento del suelo (como el PGA o la aceleración espectral $S_a(T)$), así como la desviación estándar (σ) que cuantifica la variabilidad e incertidumbre de dicha predicción.
3. **Integración Probabilística:** Finalmente, el PSHA utiliza el teorema de la probabilidad total para integrar las contribuciones de todos los escenarios (todas las magnitudes posibles en todas las fallas a todas las distancias posibles). El resultado de esta compleja integración es la **tasa anual de excedencia** para un nivel de movimiento dado, es decir, la probabilidad de que dicho movimiento sea superado en un año.

Resultados Clave del PSHA. El análisis produce dos resultados fundamentales para la ingeniería:

- **Curva de Peligro Sísmico:** Es un gráfico que relaciona un parámetro de intensidad (p. ej., PGA) con su tasa anual de excedencia. De esta curva se derivan los periodos de retorno que utilizan las normativas.
- **Espectro de Peligro Uniforme (UHS):** (*Uniform Hazard Spectrum*) Al calcular una curva de peligro para cada periodo espectral, se puede construir un espectro de respuesta en el que todas sus ordenadas (todos sus puntos) tienen la misma probabilidad de ser excedidas. Este UHS es la base científica y objetiva a partir de la cual se derivan los espectros de diseño suavizados presentados en el Apéndice B.

El PSHA (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) es, por tanto, el motor que traduce la geología y la sismología en el lenguaje probabilístico de la amenaza, proporcionando al ingeniero estructural el punto de partida riguroso para el diseño sismorresistente.

3.7 Limitaciones Físicas en la Compatibilización de Espectros

Una de las dificultades conceptuales más profundas en la simulación de sismos artificiales surge al confrontar el objetivo del programa con las propiedades físicas de la respuesta estructural. El propósito de `earthquake_2025` es generar una única historia temporal de aceleración cuyo espectro de respuesta sea compatible con un espectro objetivo. Sin embargo, cuando este espectro objetivo contiene una meseta de aceleración perfectamente plana y horizontal —como es el caso de prácticamente todos los espectros de diseño normativos—, el objetivo se vuelve, en un sentido estricto, físicamente imposible de alcanzar.

Comprender esta imposibilidad es crucial, pues revela que el desafío no es algorítmico, sino fundamental. Esta sección demuestra matemáticamente por qué no existe un acelerograma de duración finita que pueda generar un espectro de respuesta plano y horizontal, explicando así por qué el resultado de un programa de compatibilización siempre presentará un rizado inevitable en dichas zonas.

Demostración mediante Análisis Asintótico. La prueba se basa en analizar el comportamiento físico de un oscilador de un grado de libertad (SDOF) en los dos extremos del espectro de periodos: periodos extremadamente largos y extremadamente cortos.

Primero, consideremos el límite para periodos muy largos ($T \rightarrow \infty$).

1. La relación fundamental entre el Espectro de Pseudo-Aceleración (PSA) y el Espectro de Desplazamiento (SD) es:

$$PSA(T) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot SD(T)$$

2. Un oscilador con un periodo casi infinito es tan flexible que su masa permanece prácticamente inmóvil en el espacio inercial mientras el suelo se desplaza debajo. Su desplazamiento relativo, $u(t)$, tiende a ser el opuesto al desplazamiento del suelo, $d_g(t)$. Por lo tanto, su desplazamiento relativo máximo, $SD(T)$, converge al Desplazamiento Máximo del Suelo (PGD), que es un valor finito y positivo para cualquier sismo real.

$$\lim_{T \rightarrow \infty} SD(T) = \text{PGD}$$

3. Al sustituir este límite en la primera ecuación, se obtiene:

$$\lim_{T \rightarrow \infty} PSA(T) = \lim_{T \rightarrow \infty} \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot \text{PGD} = 0$$

Esto demuestra que cualquier espectro de respuesta de un acelerograma real **debe tender a cero** para periodos largos. Una meseta horizontal y no nula viola esta condición fundamental.

De manera análoga, podemos analizar el límite para periodos extremadamente cortos ($T \rightarrow 0$).

- Un oscilador con un periodo casi nulo es infinitamente rígido. Como tal, no experimenta desplazamiento relativo; se mueve al unísono con el suelo.
- La aceleración absoluta de su masa es, por tanto, idéntica a la aceleración del suelo, $a_g(t)$, en todo instante.
- El valor del Espectro de Pseudo-Aceleración, que representa la máxima aceleración absoluta, debe entonces converger a la máxima aceleración del suelo (PGA).

$$\lim_{T \rightarrow 0} PSA(T) = \max_t |a_g(t)| = \text{PGA}$$

Esto demuestra que cualquier espectro de respuesta **debe iniciarse en el valor del PGA** del acelerograma que lo genera. Una meseta horizontal solo podría cumplir esto si su valor constante fuera exactamente el PGA. En tal caso además, el acelerograma tendría una aceleración constante todo el tiempo, lo que no condice con un acelerograma de un sismo.

Entre estos dos extremos asintóticos se encuentra el comportamiento de los osciladores intermedios, que es el más relevante para la ingeniería estructural. A diferencia de los casos límite, la respuesta de un oscilador intermedio está dominada por la **amplificación dinámica**. Cualquier acelerograma real posee un contenido de frecuencia no uniforme; es decir, su energía se concentra en ciertas bandas de frecuencia y es escasa en otras. La respuesta de un oscilador se verá masivamente amplificada si su periodo natural, T_e , coincide con una de estas bandas energéticas (resonancia), y será mucho menor si coincide con una zona de baja energía. Por consiguiente, el espectro de respuesta de cualquier señal temporal físicamente plausible *debe* tener picos y valles que reflejen esta interacción resonante. La noción de una meseta perfectamente plana implicaría que el acelerograma posee una distribución de energía milagrosamente calibrada para producir la misma respuesta máxima en todos los osciladores, independientemente de su periodo, lo cual contradice la naturaleza fundamental del fenómeno de la resonancia.

Por lo expresado, se demuestra de forma concluyente que el espectro de respuesta de un acelerograma no constante dado no puede tener una meseta horizontal.

Consecuencias para la Interpretación de Resultados. Esta demostración tiene una consecuencia práctica directa en la interpretación de los resultados de **earthquake_2025**. El programa intenta generar una única señal temporal cuyo espectro se ajuste a una envolvente idealizada que es, en parte, físicamente irrealizable. Como resultado, el espectro calculado inevitablemente presentará un ligero “rizado” u ondulaciones a lo largo de la meseta objetivo.

Cabe recordar que los espectros normativos no representan un único evento físico, sino una **envolvente estadística** diseñada para cubrir la incertidumbre de múltiples escenarios posibles. Por ello, mantienen mesetas planas o ramas de caída lenta que ningún sismo individual posee por sí solo. El “rizado” es, pues, la manifestación matemática de la tensión entre la física de una señal única y el conservadurismo de una envolvente de diseño.

Estas ondulaciones no deben ser interpretadas como un defecto del algoritmo, sino como la **firma de una solución físicamente plausible**. Un espectro perfectamente plano y horizontal implicaría una señal temporal infinita o no física. El objetivo de la “supercompatibilidad” no es, por tanto, eliminar estas ondulaciones —lo cual es imposible—, sino minimizar su amplitud y asegurar que el espectro calculado oscile de la forma más ajustada posible alrededor de la línea objetivo, garantizando que la energía en esa banda de frecuencias sea, en promedio, la correcta.

Capítulo 4

De la Acción Sísmica a la Filosofía del Diseño Sismorresistente

La conexión entre la caracterización de un movimiento sísmico y su aplicación práctica en el diseño de estructuras seguras es el núcleo de la ingeniería sísmica. Este capítulo aborda los conceptos fundamentales que permiten realizar esta transición, desde la herramienta esencial del espectro de respuesta elástico hasta los principios del diseño basado en desempeño, temas que han sido tratados en profundidad por textos clásicos como el de Okamoto [46].

4.1 El Espectro de Respuesta Elástico: La Herramienta Fundamental

El análisis de la respuesta estructural ante una excitación sísmica arbitraria $a_g(t)$ se simplifica conceptualmente mediante el estudio de un sistema de un grado de libertad (SDOF - *Single-Degree-of-Freedom System*), cuya teoría fundamental se establece en textos clásicos de vibraciones mecánicas [21]. La ecuación de movimiento que gobierna su respuesta relativa, $u(t)$, es:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -ma_g(t) \quad (4.1)$$

Dividiendo por la masa m y utilizando las definiciones del periodo natural no amortiguado, $\omega_n = \sqrt{k/m}$, y del coeficiente de amortiguamiento crítico, $\xi = c/(2m\omega_n)$, la ecuación se reescribe en su forma canónica:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = -a_g(t) \quad (4.2)$$

El **espectro de respuesta** es la representación gráfica del valor máximo de una cantidad de respuesta de interés (desplazamiento, velocidad o aceleración) que experimenta el SDOF, en función de su periodo natural $T_n = 2\pi/\omega_n$, para un coeficiente de amortiguamiento ξ fijo. Este concepto, impulsado decisivamente por los trabajos pioneros de Housner [33], es la solución del “problema directo”: dado un movimiento del suelo, *¿cuál es la máxima demanda que impondrá sobre una familia de posibles estructuras idealizadas?* [15].

4.1.1 Construcción, Interpretación y la Naturaleza “Pseudo” de los Espectros

Para un acelerograma dado, la respuesta en el tiempo $u(t)$ de la Ecuación 4.2 se obtiene resolviendo la clásica **integral de Duhamel**. Dado que esta integral raramente tiene una solución analítica para una función $a_g(t)$ arbitraria, se debe resolver numéricamente. En el programa `earthquake_2025` se ha implementado una solución de alta precisión en el espacio de estados que puede dividirse en múltiples sub-pasos temporales para garantizar la convergencia y exactitud del resultado.

Una vez obtenida la historia de respuesta $u(t)$, para cada oscilador de periodo T_n , se determina y registra su desplazamiento relativo máximo, $SD(T_n, \xi) = \max_t |u(t)|$. A partir de este valor fundamental, de cada oscilador, se calculan aproximadamente las otras dos ordenadas espectrales de interés (velocidad y aceleración). Es en esta aproximación donde surge la distinción entre valores “reales” y “pseudo”, como se explica a continuación:

Pseudo-Velocidad y Pseudo-Aceleración. Por conveniencia matemática y para facilitar la representación gráfica, las ordenadas de velocidad y aceleración de cada oscilador de periodo T_n , no se calculan como los máximos reales de las historias $\dot{u}(t)$ y $\ddot{u}_{total}(t)$, sino que se aproximan directamente del desplazamiento espectral utilizando las expresiones $PSV(T_n, \xi) = \omega_n \cdot SD(T_n, \xi)$ y $PSA(T_n, \xi) = \omega_n^2 \cdot SD(T_n, \xi)$.

- **Espectro de Pseudo-Velocidad (PSV):** Este valor es de gran importancia física, ya que la energía máxima de deformación elástica almacenada en el oscilador es $E_s = \frac{1}{2}k \cdot SD^2 = \frac{1}{2}m \cdot PSV^2$. El PSV es una excelente aproximación a la velocidad relativa máxima real $\dot{u}(t)$ para sistemas con bajo amortiguamiento ($\xi \leq 5\%$), pero el error puede aumentar para niveles de amortiguamiento más altos.
- **Espectro de Pseudo-Aceleración (PSA):** Este valor representa exactamente la máxima fuerza elástica interna por unidad de masa ($f_s/m = k \cdot SD/m = \omega_n^2 \cdot SD$). Es importante notar que el PSA **no** es una aproximación de la aceleración *relativa* máxima, sino de la aceleración *absoluta* máxima, $\max_t |\ddot{u}(t) + a_g(t)|$. Nuevamente, la aproximación es muy buena para bajo amortiguamiento pero puede divergir para amortiguamientos elevados.

La Utilidad y Precisión de las Cantidades “Pseudo”. La razón fundamental para adoptar esta convención de usar cantidades “pseudo” es su enorme utilidad práctica. Así por ejemplo, la interdependencia matemática entre las tres ordenadas permite la creación del **gráfico tripartito en escala logarítmica** (ver Subsección 4.1.2), una herramienta de visualización y diseño de incalculable valor.

La magnitud del error introducido por esta aproximación depende fundamentalmente del nivel de amortiguamiento ξ y del contenido de frecuencia de la señal [15]. Para los niveles de amortiguamiento que son representativos de las estructuras de ingeniería civil —típicamente entre el 2% y el 3% para estructuras de acero y del 5% para estructuras de hormigón armado—, el error cometido es despreciable para la mayoría de las aplicaciones prácticas. Los estudios han demostrado que para $\xi \leq 5\%$, la diferencia entre las cantidades “pseudo” y

las reales suele ser inferior al 4 %, concentrándose las mayores discrepancias en el rango de muy altas frecuencias (periodos muy cortos), una zona que no suele gobernar el diseño de los edificios convencionales [16].

Recomendación para el Análisis en el Tiempo. En el contexto de los análisis tiempo-historia, es práctica común en muchos programas de elementos finitos aplicar la excitación sísmica como una historia de desplazamientos prescrita en los nudos de la base, en lugar de una historia de aceleraciones. El autor recomienda encarecidamente esta aproximación por dos motivos fundamentales:

- Primero, es conceptual y numéricamente más precisa, ya que los algoritmos de solución de elementos finitos operan internamente con grados de libertad de desplazamiento. Si se incorporan las aceleraciones, el programa tiene que integrarlas dos veces para calcular los desplazamientos, proceso en el que pueden surgir errores numéricos.
- Segundo, este enfoque anula por completo cualquier discusión sobre el “pequeño error” introducido por las cantidades “pseudo”. Al aplicar la historia de desplazamientos completa, el análisis estructural calcula la respuesta real del sistema, y la distinción entre cantidades “pseudo” y reales deja de ser relevante, pues el cálculo se basa en la cinemática completa y no en valores que tienen un “pequeño” nivel de “error” por aproximación.

4.1.2 La Representación Tripartita en Escala Log-Log

La graficación simultánea de los tres espectros (SD, PSV, PSA) en una única trama con escalas logarítmicas en ambos ejes [44] revela una poderosa herramienta de interpretación. Debido a las relaciones matemáticas entre ellos, los espectros tienden a formar líneas rectas en diferentes regiones de la gráfica, definiendo tres zonas de control:

1. **Zona de Periodo Corto (controlada por la aceleración):** Para estructuras muy rígidas ($T_n \rightarrow 0$), el desplazamiento relativo es mínimo, y la masa se mueve al unísono con el suelo. La aceleración absoluta de la masa tiende a la aceleración máxima del suelo, $PSA(T_n \rightarrow 0) \rightarrow PGA$.
2. **Zona de Periodo Intermedio (controlada por la velocidad):** En esta región, el espectro PSV tiende a amplificar la velocidad máxima del suelo. Es la zona donde se suele observar la máxima demanda de energía.
3. **Zona de Periodo Largo (controlada por el desplazamiento):** Para estructuras muy flexibles ($T_n \rightarrow \infty$), la masa tiende a permanecer estática en el espacio, mientras el suelo se desplaza por debajo de ella. Por tanto, el desplazamiento relativo máximo tiende al desplazamiento máximo del suelo, $SD(T_n \rightarrow \infty) \rightarrow PGD$.

Interpretación Gráfica. La Figura 4.1 muestra un ejemplo de un espectro idealizado, trazado sobre este papel logarítmico especial. En esta representación, las tres zonas de control se manifiestan claramente. La región de periodo corto (controlada por la aceleración)

tiende a una línea recta ascendente, la región de periodo intermedio (controlada por la velocidad) se convierte en una línea horizontal, y la región de periodo largo (controlada por el desplazamiento) tiende a una línea recta descendente. Las grillas diagonales permiten leer directamente los valores de Pseudo-Aceleración (líneas discontinuas) y Desplazamiento Espectral (líneas punteadas). Los datos numéricos utilizados para generar esta figura se presentan en la Tabla 4.1.

Asimismo se ha colocado en el gráfico la representación de un espectro de un ejemplo real con amortiguamiento del 10 %.

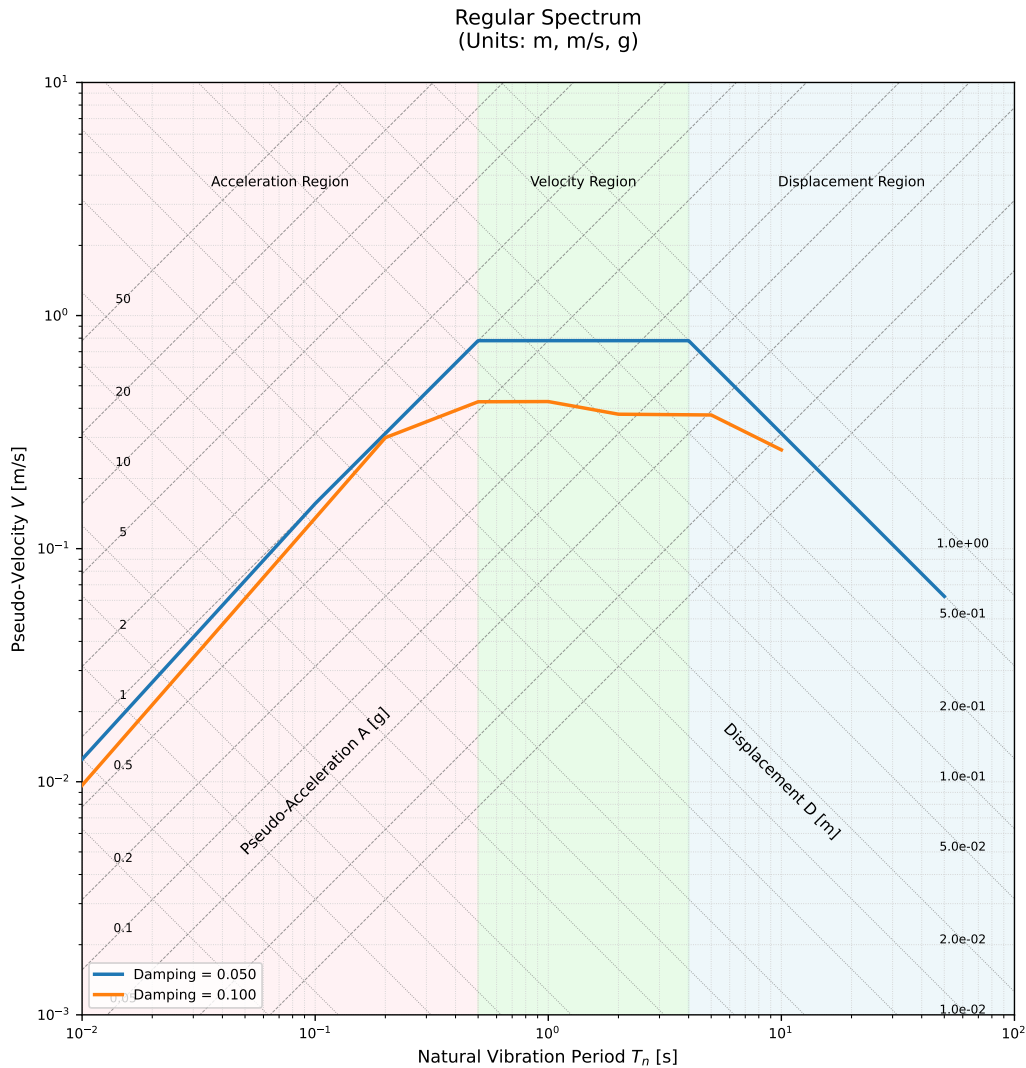


Figura 4.1: Ejemplo de un espectro de respuesta idealizado en formato de representación tripartita. Las zonas sombreadas indican las regiones controladas por aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.

Periodo T (s)	PSA (g)	PSV (m/s)	SD (m)
0.0100	0.8000	0.0125	0.000020
0.1000	1.0000	0.1561	0.002485
0.5000	1.0000	0.7804	0.062101
4.0000	0.1250	0.7804	0.496810
10.0000	0.0200	0.3121	0.496810
50.0000	0.0008	0.0624	0.496810

Tabla 4.1: Puntos del espectro de respuesta idealizado para un amortiguamiento del 5 %.

4.1.3 El Espectro Elástico como Demanda de Referencia

Llegados a este punto, es de vital importancia hacer una pausa y clarificar el significado profundo del espectro elástico y su rol en la ingeniería, contrastándolo con el concepto de espectro inelástico.

Un **espectro de respuesta elástico**, como el que se ha descrito, responde a una pregunta puramente teórica: si una estructura se comportara como un resorte perfecto, con una resistencia infinita y sin sufrir ningún tipo de daño, *¿cuál sería la fuerza máxima que experimentaría durante el sismo?* Es, por tanto, una medida de la **demanda de fuerza** en un sistema idealizado que no puede plastificar. La construcción de un edificio real capaz de resistir elásticamente estas fuerzas para un sismo severo sería, en la mayoría de los casos, económica y técnicamente inviable.

Aquí es donde entra el concepto de **espectro de respuesta inelástico**. Éste se construye a partir de un modelo que sí tiene una resistencia limitada y que, una vez alcanzada, plastifica y disipa energía mediante ciclos de histéresis. Este espectro no responde a la pregunta de la fuerza máxima, sino a una pregunta mucho más relevante para el diseño real: para una estructura con una capacidad de deformación (ductilidad) dada, *¿cuál es la resistencia que necesita para sobrevivir al sismo sin colapsar?* Es, por tanto, una medida de la **demanda de deformación (o ductilidad)**.

Entonces, *¿por qué el espectro elástico, y no el inelástico, se utiliza como objetivo para generar acelerogramas con el programa `earthquake_2025`?* La respuesta es la clave de la metodología de análisis moderna:

- El propósito es generar una historia temporal que contenga la **demanda energética total y sin mitigar** del evento sísmico, tal como la define la normativa. El espectro elástico es precisamente esa referencia.
- Este acelerograma se utiliza posteriormente como “input” para un **Análisis No Lineal Tiempo-Historia (NLTHA)** (*Non-Linear Time History Analysis*) en un software de elementos finitos (como Abaqus, tal como se muestra en el Apéndice C).
- Es el **modelo no lineal de la estructura** dentro de ese software el que se encarga de simular la plastificación, la disipación de energía y la redistribución de fuerzas. Al someter el modelo no lineal a la carga del acelerograma (compatible con el espectro

elástico), el análisis nos dirá cuál es la verdadera demanda de ductilidad y el nivel de daño que sufre la estructura.

Del mismo modo, el espectro elástico objetivo que se utiliza para generar el sismo artificial debe ser el correspondiente al **nivel de amortiguamiento especificado por la normativa**, que típicamente es del 5 %. Si la estructura a analizar posee un nivel de amortiguamiento diferente (p. ej., por la adición de disipadores de energía), este mayor amortiguamiento debe ser modelado en el programa de análisis estructural, no en la definición del sismo de entrada.

En resumen, el proceso se separa en dos responsabilidades claras: `earthquake_2025` se encarga de crear una señal de carga que represente fielmente la demanda elástica de la normativa. El programa de análisis estructural se encarga de calcular cómo una estructura realista y no lineal responde a dicha carga. Intentar generar un acelerograma a partir de un espectro inelástico sería conceptualmente incorrecto, ya que se estaría “pre-procesando” la respuesta no lineal antes de que el propio análisis estructural haya comenzado.

4.2 El Comportamiento No Lineal: La Realidad bajo Sismos Severos

4.2.1 Incursión en el Rango Inelástico

La premisa de un comportamiento puramente elástico es una idealización válida únicamente para sismos de baja intensidad. Para resistir la acción de un sismo severo de manera económica, el diseño sismorresistente moderno depende explícitamente de la capacidad de la estructura de incursionar en el rango **no lineal**. Esto significa que la relación entre las fuerzas internas y los desplazamientos deja de ser proporcional. Los materiales, como el acero de refuerzo o el acero estructural, alcanzan su punto de fluencia y comienzan a deformarse plásticamente.

4.2.2 Ductilidad y Disipación de Energía Histerética

La capacidad de una estructura para sobrevivir a un sismo severo no radica en su resistencia bruta, sino en su **ductilidad**. La ductilidad se define como la capacidad de un material, sección, elemento o sistema estructural de soportar grandes deformaciones inelásticas sin una degradación significativa de su resistencia. Cuantitativamente, el factor de ductilidad, μ , se define como la relación entre el desplazamiento último, δ_u , y el desplazamiento de fluencia, δ_y .

Cuando una estructura incursiona en el rango inelástico bajo una carga cíclica como la de un sismo, su comportamiento fuerza-desplazamiento describe bucles de **histéresis**. El área encerrada por cada uno de estos bucles, en el gráfico fuerza-desplazamiento, representa la energía que es disipada por la estructura, principalmente en forma de calor y daño localizado (p. ej., plastificación del acero, fisuración del hormigón). Este mecanismo de **disipación de energía histerética** es la forma más importante de amortiguamiento en un sismo severo y es lo que permite a la estructura gestionar la enorme cantidad de energía que le es impartida por el terremoto sin colapsar.

4.2.3 La Insuficiencia del Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral, el método de diseño más común, se basa fundamentalmente en el principio de superposición. Este principio establece que la respuesta total de un sistema lineal a un conjunto de cargas es la suma de las respuestas a cada carga aplicada individualmente. Sin embargo, cuando una estructura se vuelve no lineal, su rigidez deja de ser una constante: cambia en cada instante de tiempo en función de su historia previa de deformaciones. Al no ser la rigidez (ni las fuerzas resistentes) una función lineal del desplazamiento, el sistema ya no es lineal, y el principio de superposición pierde toda validez.

Por consiguiente, el análisis modal espectral es incapaz de predecir la secuencia real de plastificaciones, la distribución del daño, la magnitud de las deformaciones residuales o la historia de la respuesta en el tiempo. La única herramienta analítica rigurosa para evaluar el comportamiento de una estructura no lineal es la integración numérica directa, paso a paso, de la ecuación de movimiento no lineal, un método conocido como **Análisis No Lineal Tiempo-Historia** (NLTHA - *Non-Linear Time History Analysis*).

4.3 Principios y Estrategias del Diseño Sismorresistente

Dado que se espera un comportamiento no lineal, el diseño sismorresistente no se enfoca en prevenir el daño, sino en controlarlo. Se diseña la estructura para que el daño inelástico ocurra en lugares predecibles y de manera controlada, formando un mecanismo de colapso estable.

4.3.1 La Jerarquía de la Resistencia: “Pilar Fuerte - Viga Débil”

La filosofía del “Pilar Fuerte - Viga Débil” (SCWB - *Strong Column - Weak Beam*) es quizás el principio más importante del diseño sismorresistente por capacidad para pórticos de hormigón armado y acero. Su objetivo es dictar y controlar de antemano el mecanismo de disipación de energía inelástica, predeterminando qué elementos deben plastificar y cuáles deben permanecer fundamentalmente elásticos para garantizar la estabilidad global de la estructura.

El principio consiste en diseñar los pilares para que sean significativamente más resistentes que las vigas que concurren en un nudo. De esta forma, las vigas se diseñan para actuar como “fusibles” estructurales: son los elementos que se sacrificarán de forma controlada. Al forzar que la plastificación (la formación de “rótulas plásticas”) ocurra en los extremos de las vigas, la estructura desarrolla un mecanismo de colapso global, dúctil y estable. La deformación inelástica se distribuye en los extremos de numerosas vigas a lo largo de la altura del edificio, permitiendo que la estructura en su conjunto disipe una enorme cantidad de energía mientras mantiene su integridad y su capacidad de soportar las cargas de gravedad.

Por el contrario, si los pilares son más débiles y plastifican antes que las vigas, se corre el riesgo de formar un “piso blando” o “piso débil”. En este escenario catastrófico, toda la demanda de deformación inelástica se concentra en las columnas de un único nivel. Esto conduce a una rápida degradación de la resistencia y rigidez de ese piso, generando grandes desplazamientos laterales que, al actuar junto con las cargas de gravedad, son amplificados

por los efectos de segundo orden (P-Delta). Este fenómeno crea una inestabilidad que puede llevar a un colapso frágil y progresivo de todo el edificio.

Para garantizar este comportamiento dúctil y evitar el mecanismo de piso blando, las normativas sismorresistentes modernas (como ASCE 7 o el Eurocódigo 8) imponen requisitos explícitos de diseño por capacidad, exigiendo que la suma de las resistencias a flexión de los pilares que concurren en un nudo sea significativamente mayor que la de las vigas que se enmarcan en él en la misma dirección [48].

4.3.2 La Importancia de la Configuración Estructural

La experiencia ha demostrado que las estructuras con configuraciones geométricas simples y regulares en planta y en elevación tienen un comportamiento sísmico muy superior. Se deben evitar las irregularidades como:

- **Irregularidades Torsionales:** Grandes excentricidades entre el centro de masa y el centro de rigidez.
- **Irregularidades de Rigidez o Resistencia:** Como la presencia de un “piso blando” o “piso débil”.
- **Discontinuidades en el Sistema Resistente:** Como la interrupción de pilares o muros en pisos inferiores.

Una alta **redundancia** estructural, con múltiples caminos de carga, es también una propiedad altamente deseable, ya que permite la redistribución de fuerzas si un elemento falla.

4.3.3 El Detallado Dúctil

La ductilidad, asumida en el diseño mediante un factor de reducción de respuesta (R o q), es una propiedad teórica que solo puede materializarse si los elementos estructurales y sus conexiones son capaces de soportar grandes deformaciones inelásticas y múltiples ciclos de carga sin una degradación significativa de su resistencia. El diseño de los detalles constructivos para garantizar este comportamiento es lo que se conoce como **detallado dúctil**. Descuidar este aspecto es una de las causas más comunes de fallo estructural en sismos, incluso en edificios que, sobre el papel, tenían una resistencia adecuada.

En Estructuras de Hormigón Armado. En el hormigón, el detallado dúctil se centra en las zonas de potencial formación de rótulas plásticas (extremos de vigas, y base y extremo superior de columnas). La clave es proporcionar un adecuado **confinamiento** del núcleo de hormigón. Esto se logra mediante un armado transversal compuesto por estribos (o zunchos en columnas circulares) muy próximos entre sí y con ganchos sísmicos de 135 grados. Este armado transversal cumple una triple función crítica:

1. **Evita la Falla por Cortante:** Proporciona la resistencia a cortante necesaria para que la sección pueda desarrollar su capacidad máxima a flexión, asegurando un fallo dúctil por flexión en lugar de un fallo frágil por cortante.

2. **Previene el Pandeo de las Barras Longitudinales:** Al someterse a compresión durante los ciclos de carga, las barras longitudinales tienden a pandear. Los estribos cerrados les proporcionan el arriostramiento lateral necesario para evitarlo.
3. **Aumenta la Capacidad de Deformación del Hormigón:** El confinamiento ejercido por el acero transversal aumenta drásticamente la resistencia a compresión y, sobre todo, la deformación última del hormigón del núcleo, permitiendo que la rótula plástica soporte grandes curvaturas sin desintegrarse.

En Estructuras de Acero. En el acero, que es un material intrínsecamente dúctil, el detallado se enfoca en las **conexiones**. El objetivo es asegurar que la plastificación (fluencia) ocurra en la viga y no en los elementos de la conexión (tornillos, soldaduras), siguiendo una jerarquía de resistencia local. Una conexión bien detallada debe ser capaz de soportar las grandes rotaciones inelásticas de la rótula plástica que se forma en la viga adyacente, sin sufrir una fractura frágil o una degradación por fatiga de bajo ciclaje. El diseño debe evitar concentraciones de tensiones y asegurar que todos los componentes de la conexión (placas, rigidizadores, etc.) tengan la resistencia y ductilidad adecuadas [48].

4.4 El Diseño Basado en Desempeño (PBD)

El Diseño Basado en Desempeño o PBD (*Performance-Based Design*) es una evolución de la filosofía de diseño sismorresistente que busca cuantificar y verificar explícitamente el comportamiento de una estructura frente a diferentes niveles de amenaza sísmica. El enfoque se estructura en torno a tres componentes clave:

- **Niveles de Desempeño:** Se definen estados de daño aceptables para la estructura. Los más comunes son:
 - **Ocupación Inmediata o IO** (*Immediate Occupancy*): Daño mínimo, principalmente no estructural. La estructura es segura para ser ocupada inmediatamente después del sismo.
 - **Seguridad de Vida o LS**, (*Life Safety*): Daño estructural significativo y reparable, pero se previene el colapso y se garantiza la evacuación segura de los ocupantes.
 - **Prevención de Colapso o CP**, (*Collapse Prevention*): Daño estructural severo, cercano al colapso, pero la integridad estructural se mantiene para permitir la evacuación y evitar la pérdida de vidas.
- **Niveles de Amenaza:** Se definen sismos con diferentes probabilidades de ocurrencia, derivados del Análisis Probabilístico de la Amenaza Sísmica o PSHA (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*):
 - **Sismo de Servicio o SLE** (*Service Level Earthquake*): Un evento sísmico frecuente, con una alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura (p. ej., 50 % en 50 años).

- **Sismo de Diseño o DBE** (*Design Basis Earthquake*): El nivel de amenaza de referencia en la mayoría de las normativas, con una probabilidad de excedencia baja (típicamente 10 % en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años).
- **Sismo Máximo Considerado o MCE** (*Maximum Considered Earthquake*): El nivel más severo de amenaza, con una probabilidad de excedencia muy baja (típicamente 2 % en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 2475 años), que la estructura debe ser capaz de resistir sin colapsar.
- **Matriz de Objetivos de Desempeño y Proceso de Verificación:** La filosofía del PBD se formaliza en una **matriz de objetivos de desempeño**, que define el nivel de daño aceptable (Nivel de Desempeño) para cada nivel de amenaza sísmica considerado. Por ejemplo, una matriz típica para un edificio de oficinas podría exigir:
 - Bajo la amenaza del sismo frecuente (SLE), la estructura debe permanecer en el nivel de Ocupación Inmediata (IO).
 - Bajo la amenaza del sismo de diseño (DBE), la estructura debe cumplir con el nivel de Seguridad de Vida (LS).
 - Bajo la amenaza del sismo máximo considerado (MCE), la estructura debe garantizar la Prevención del Colapso (CP).

El núcleo del PBD es la **verificación cuantitativa** de que el diseño estructural cumple estos objetivos. Este proceso de verificación se realiza mediante un Análisis No Lineal Tiempo-Historia (NLTHA). El análisis produce como resultado la historia temporal completa de la respuesta de la estructura, a partir de la cual se extraen los **Parámetros de Demanda de Ingeniería o EDPs** (*Engineering Demand Parameters*). Los EDPs son las métricas que cuantifican el daño físico en la estructura. Los más importantes son:

- **Derivas Máximas de Entrepiso:** El desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos, dividido por la altura del piso. Es el principal indicador del daño en elementos no estructurales y del potencial de inestabilidad por efectos P-Delta.
- **Rotaciones Plásticas Máximas:** La rotación inelástica máxima en las rótulas plásticas de vigas y columnas. Es el principal indicador del daño localizado en los elementos estructurales.
- **Aceleraciones Máximas de Piso:** La máxima aceleración experimentada en cada nivel. Es el principal indicador de la demanda sobre componentes no estructurales y contenidos.

Finalmente, estos EDPs calculados se comparan con los **límites de aceptación** (valores umbral de daño) que definen cada Nivel de Desempeño. Estos límites están tabulados en normativas especializadas como ASCE 41 para la rehabilitación de edificios existentes [5], o se derivan de metodologías de evaluación de pérdidas como FEMA P-58 [25]. Si los EDPs calculados son menores que los límites de aceptación para cada par amenaza-desempeño, se considera que el diseño ha sido verificado con éxito.

4.5 La Interacción entre el Sismo y la Estructura

4.5.1 Resonancia e Influencia del Contenido de Frecuencia

El fenómeno de la **resonancia** ocurre cuando una frecuencia de excitación es cercana a una de las frecuencias naturales de la estructura, provocando una amplificación dinámica masiva de la respuesta. En el contexto sísmico, esto se traduce en que el peligro es máximo cuando el **periodo fundamental de la estructura** (T_e) es cercano al **periodo dominante de la excitación sísmica**.

Es crucial entender que el periodo dominante de la excitación que llega a la base de la estructura no es necesariamente el de la fuente sísmica, sino que está fuertemente influenciado por las condiciones del suelo local. Un depósito de suelo blando, por ejemplo, actúa como un filtro dinámico que amplifica las ondas sísmicas con periodos cercanos a su propio **periodo fundamental del sitio** (T_s). Por lo tanto, en la práctica, la condición de resonancia más peligrosa se da cuando el periodo de la estructura coincide con el periodo del sitio ($T_e \approx T_s$), ya que el suelo amplificará precisamente las frecuencias que son más perjudiciales para la estructura. Esta interacción define la vulnerabilidad de diferentes tipologías estructurales a diferentes tipos de sismos:

- **Sismos de alta frecuencia (periodos de excitación cortos):** Típicos de eventos de magnitud moderada en campo cercano sobre roca. Son especialmente peligrosos para estructuras bajas y rígidas (edificios de mampostería, puentes de luces cortas), cuyos periodos son cortos.
- **Sismos de baja frecuencia (periodos de excitación largos):** Característicos de sismos de gran magnitud en campo lejano o de sitios sobre suelos blandos profundos. Son muy demandantes para estructuras altas y flexibles (rascacielos, puentes atirantados), que tienen periodos fundamentales largos.

Un buen diseño sismorresistente busca evitar esta coincidencia de periodos, por ejemplo, no construyendo edificios altos y flexibles en zonas de suelo blando.

4.6 La Acción Sísmica en la Normativa de Diseño

El **espectro de diseño** que se encuentra en las normativas no es el espectro de respuesta de un único terremoto, sino una **envolvente probabilística** suavizada. Se construye a partir de estudios de amenaza sísmica que consideran todos los sismos posibles que pueden afectar a un sitio, para definir una acción con una cierta probabilidad de ser excedida en un lapso de tiempo (p. ej., 10 % en 50 años para el DBE).

Las normativas han evolucionado. Los enfoques más antiguos, **basados en fuerzas**, partían del espectro elástico y lo reducían mediante un factor de reducción de respuesta (R) para obtener las fuerzas de diseño. Este factor R intentaba justificar de manera implícita la ductilidad y sobrerresistencia del sistema. Los enfoques modernos, **basados en desplazamientos**, reconocen que el daño está mejor correlacionado con los desplazamientos que con las fuerzas, y se centran en verificar que las demandas de deformación calculadas mediante

análisis más sofisticados (como el PBD) sean inferiores a las capacidades de deformación de los elementos estructurales [49].

4.7 Corolario: El Rol del Espectro Elástico en el Análisis Avanzado

Este capítulo ha establecido un puente conceptual entre la acción sísmica, representada por el espectro de respuesta, y la filosofía del diseño estructural moderno. El viaje nos ha llevado desde la definición del espectro elástico como una medida de la demanda de fuerza, hasta la comprensión de que la supervivencia de las estructuras ante sismos severos depende de su capacidad para incursionar en el rango no lineal de manera dúctil y controlada.

Se ha demostrado que, si bien el espectro elástico es una herramienta teórica que asume una resistencia infinita, es precisamente esta característica la que lo convierte en el punto de partida indispensable para el análisis avanzado. Define la demanda energética total y sin mitigar de la amenaza sísmica.

Aquí es donde el programa `earthquake_2025` desempeña su rol fundamental. La tarea del programa no es simular la respuesta no lineal de una estructura —esa es la responsabilidad de los software de análisis por elementos finitos—, sino generar una historia temporal de movimiento del suelo que sea perfectamente compatible con la demanda definida por el espectro de respuesta elástico de la normativa.

Al proporcionar una historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos que encapsula toda la información de frecuencia, amplitud y duración implícita en el espectro, `earthquake_2025` genera la excitación realista y rigurosa que sirve de “*input*” para los análisis no lineales en el tiempo (NLTHA). Estos análisis, como se ha visto, son la única herramienta capaz de verificar de manera fiable los objetivos de desempeño (PBD), el detallado dúctil y las estrategias de protección sísmica que definen la ingeniería sismorresistente de vanguardia.

En esencia, el espectro de respuesta elástico es el objetivo; `earthquake_2025` es el traductor; y el análisis no lineal es la verificación.

Parte II: Metodología, Aplicación y Contexto de Análisis

Esta página se ha dejado en
blanco intencionadamente.

Capítulo 5

Guía de Uso y Análisis de Resultados

5.1 Introducción y Contexto de la Herramienta

Este capítulo constituye la guía práctica de la monografía, centrada en la utilización del programa `earthquake_2025`. Este software es la materialización computacional de la metodología para la generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta, cuyo desarrollo se inició en la tesis doctoral del autor, titulada “**Una Metodología Para el Análisis Numérico del Comportamiento Resistente No Lineal de Presas de Hormigón Bajo Cargas Estáticas y Dinámicas**” [26], y fue posteriormente formalizada y publicada en el Capítulo 4 de la monografía “**IS-10 - Definición de la acción sísmica**” [6].

El programa, en su **versión 2025**, representa no solo un refinamiento de los métodos anteriores, sino un avance significativo al incorporar una **metodología híbrida de dos fases**. Las secciones siguientes detallarán el formato preciso del fichero de entrada necesario para ejecutar una simulación y, de manera crucial, proporcionarán una guía exhaustiva para la interpretación de los resultados numéricos y gráficos que el programa y sus herramientas asociadas generan. El objetivo es capacitar al usuario no solo para ejecutar el programa, sino para comprender críticamente la validez y el significado de cada dato producido por este nuevo y potente algoritmo.

5.2 El Fichero de Entrada: Formato y Parámetros

El programa `earthquake_2025` lee todos los parámetros de la simulación desde un único fichero de texto. La descripción detallada de cada parámetro se encuentra en el **Apéndice A** de esta monografía. A modo de ejemplo, la Figura 5.1 muestra un fichero de entrada completo y válido, que será utilizado para generar los resultados analizados en este capítulo.

Cuatro de los parámetros más importantes del fichero de entrada, en relación al periodo y la frecuencia, son `TSpecMin`, `TSpecMax`, `TConMin` y `TConMax`. Es crucial entender su función diferenciada para configurar correctamente la simulación. Estos parámetros definen dos conceptos distintos pero relacionados: el *rango de ajuste del espectro* y el *rango de contenido de la señal*.

```

SIMULATION OF AN EARTHQUAKE FOR THE MONOGRAPH
|DISTANCE UNIT|
    [m]
| TSpecMin | TSpecMax | TContMin | TContMax | RFreqInc |
    0.01      10.0      0.0        0.0      0.004
|ENV_TYPE|  T_RISE | T_PLATO | DURATION |
    3         0.0      0.0      20.0
|  POW  |  A0  |  ALPHA  |  BETA  |
    0.0      2.0      1.0      0.2
| DELTA_T |  PGA  |
    0.004    4.331
| G_ACCEL |
    9.81
| ISEED  | NDAMP  | NITERA  | NMOTION | NPERIOD | NPTS-SPECT |
    34641    2      30      10      250      7
| DAMP1  | DAMP2  | DAMP3  |
    0.05    0.40
| MaxStates | IMPROVE_THRS |
    5        0.01
|ICODE_SPECT_TYPE (0=SA_USER, 1=SV_USER)|
    0
|  T  |  SA  |
    0.001    4.335
    0.200    9.408
    0.500    5.366
    1.000    2.688
    2.000    1.187
    5.000    0.471
    10.000   0.167

```

Figura 5.1: Ejemplo de fichero de entrada completo para `earthquake_2025`.

5.2.1 Aclaración sobre los Parámetros de Periodo y Frecuencia

Rango de Ajuste del Espectro (TSpecMin y TSpecMax). Estos dos parámetros le dicen al programa en qué rango de periodos debe esforzarse por hacer que el espectro de respuesta del acelerograma generado coincida con el espectro objetivo.

- **TSpecMin:** Es el periodo más corto (la frecuencia más alta) a partir del cual el algoritmo de ajuste comenzará a operar.
- **TSpecMax:** Es el periodo más largo (la frecuencia más baja) hasta el cual el algoritmo de ajuste operará.

El programa tomará los puntos del espectro objetivo que el usuario ha proporcionado, los interpolará a una serie de puntos de cálculo logarítmicamente espaciados entre **TSpecMin**

y **TSpecMax**, y centrará su esfuerzo en minimizar el error dentro de este intervalo. Cualquier parte del espectro objetivo definido por el usuario que quede fuera de este rango será ignorado por el proceso de ajuste. Por lo tanto, el usuario debe asegurarse de que este rango cubra la zona del espectro que es relevante para su análisis estructural.

Rango de Contenido de la Señal (TContMin y TContMax). Estos dos parámetros, en cambio, definen el “ancho de banda” del propio acelerograma. Determinan el rango de frecuencias (o periodos) que estarán físicamente presentes en la señal sintética generada. La subrutina que sintetiza el acelerograma mediante la suma de sinusoides (ver Ecuación 6.1) solo utilizará componentes sinusoidales cuyas frecuencias correspondan al intervalo de periodos entre TContMin y TContMax.

- **TContMin:** Corresponde a la frecuencia más alta que tendrá la señal

$$(\omega_{max} = 2\pi/T_{ContMin}).$$

- **TContMax:** Corresponde a la frecuencia más baja que tendrá la señal

$$(\omega_{min} = 2\pi/T_{ContMax}).$$

Interacción y Recomendaciones de Uso. En la mayoría de los casos prácticos, el rango de contenido debe ser igual o ligeramente más amplio que el rango de ajuste. Es decir:

$$T_{ContMin} \leq T_{SpecMin} \quad \text{y} \quad T_{ContMax} \geq T_{SpecMax}$$

Esta configuración asegura que la señal generada contenga todas las frecuencias necesarias (y un pequeño margen adicional) para poder ajustar el espectro en el rango de interés. Si, por ejemplo, se intentara ajustar un espectro hasta un periodo de 5 segundos (**TSpecMax**=5.0) pero solo se incluyeran frecuencias hasta un periodo de 3 segundos en la señal (**TContMax**=3.0), el ajuste sería físicamente imposible, ya que la señal carecería de la energía de baja frecuencia necesaria para excitar a los osciladores de periodo largo. Por esta razón, si el usuario especifica un valor de 0.0 para TContMin o TContMax, el programa, por seguridad, adopta los valores de **TSpecMin** y **TSpecMax** respectivamente, asegurando la consistencia entre ambos rangos.

5.2.2 La Consistencia del PGA y el Ajuste en Altas Frecuencias

Un caso particular de convergencia pobre, especialmente visible en la zona de altas frecuencias (periodos cortos) del espectro, merece una explicación técnica detallada. A menudo, un usuario puede observar que, si bien el ajuste es bueno en la mayor parte del espectro, existe una discrepancia persistente cerca del periodo más corto definido. La causa raíz de este comportamiento reside en la consistencia entre el espectro objetivo y el valor de PGA especificado.

Por definición física, la Aceleración Máxima del Suelo (PGA) corresponde a la ordenada del espectro de pseudo-aceleración (PSA) para un periodo nulo, $PGA = PSA(T = 0)$. Sin embargo, por razones numéricas (para evitar una división por cero), el programa `earthquake_2025` no permite al usuario definir un punto del espectro en $T = 0$. En su

lugar, el espectro objetivo se define a partir de un periodo inicial pequeño pero no nulo (p. ej., $T = 0.01$ s), y el valor del PGA se proporciona como un parámetro de escalado independiente, PGA.

Aquí surge un potencial conflicto. Si el valor de PGA que el usuario especifica no es coherente con la extrapolación natural del espectro objetivo hacia $T = 0$, el programa se enfrenta a dos instrucciones contradictorias:

1. El algoritmo de ajuste espectral intentará modificar la Función de Densidad Espectral de Potencia PSDF (*Power Spectral Density Function*) para que el espectro calculado coincida con los puntos definidos por el usuario, incluyendo el punto en el periodo más corto (p. ej., $T = 0.01$ s).
2. La subrutina de escalado modificará todo el acelerograma para que su pico máximo coincida exactamente con el PGA especificado.

Si, por ejemplo, el espectro normativo tiene una meseta de aceleración constante de 0.5g en la zona de periodos cortos, pero el usuario especifica un PGA de 1.0g, el programa no tiene forma de satisfacer ambos objetivos simultáneamente. Se verá forzado a crear una discontinuidad muy abrupta en el espectro real de la señal entre $T = 0$ (donde el PSA será 1.0g) y el primer punto definido (donde intentará que sea 0.5g). Esta discontinuidad es la que se manifiesta como un mal ajuste en esa región.

Por lo tanto, una discrepancia notable y persistente en la zona de altas frecuencias es, casi con toda seguridad, un indicativo de que el valor especificado de PGA no es consistente con el espectro objetivo proporcionado. La práctica correcta consiste en asegurar que el PGA especificado coincida con la ordenada del espectro en aceleraciones en $T=0$, que para espectros normativos suele ser el valor de la meseta de aceleración constante.

5.3 Anatomía e Interpretación del Fichero de Salida

El fichero de salida es una bitácora de computación completa. Su estructura secuencial permite una revisión detallada de todo el proceso.

5.3.1 Eco de Parámetros y Propiedades de la PSDF

La primera sección del fichero presenta un eco de los datos de entrada y las propiedades calculadas de la Función de Densidad Espectral de Potencia PSDF inicial. Esto es crucial para la verificación de los datos y la reproducibilidad, como se muestra en la Figura 5.2.

```

TARGET SPECTRUM AND FREQUENCY CONTENT DEFINITION:
  TARGET SPECTRUM - SMALLEST PERIOD ..... 0.0100 [s]
  TARGET SPECTRUM - LARGEST PERIOD ..... 10.0000 [s]
  MOTION CONTENT - SMALLEST PERIOD ..... 0.0100 [s]
  MOTION CONTENT - LARGEST PERIOD ..... 10.0000 [s]
  FREQUENCY GENERATION LN INCREMENT ..... 0.0040 [-]

TIME HISTORY PARAMETERS:
  TIME INCREMENT FOR SIGNAL ..... 0.0040 [s]
  TOTAL DURATION OF SIGNAL ..... 20.0000 [s]
  NUMBER OF POINTS IN SIGNAL ..... 5001 [#]

ANALYSIS TARGETS AND RESOLUTION:
  TARGET PEAK GROUND ACCELERATION (PGA) ..... 4.3310 [m/s2]
  GRAVITATIONAL ACCELERATION - FOR ARIAS_I ... 9.8100 [m/s2]
  NO. OF PERIODS FOR RESPONSE SPECTRUM ..... 250 [#]

SIMULATION LOOP PARAMETERS:
  RANDOM NUMBER SEED (INITIAL) ..... 34641 [#]
  NO. OF DIFFERENT MOTIONS TO GENERATE ..... 10 [#]
  NO. OF ITERATIONS FOR SPECTRUM MATCHING .... 30 [#]

TIME-DOMAIN ADJUSTMENT PARAMETERS (PHASE 2):
  MAXIMUM OPTIMIZATION STATES TO RUN ..... 5 [0-5]
  TIME-DOMAIN IMPROVEMENT THRESHOLD ..... 0.0100 [%]

DAMPING RATIOS FOR SPECTRUM CALCULATION:
  NO. OF DIFFERENT DAMPING RATIOS ..... 2 [#]
  DAMP1=0.05 DAMP2=0.40

ENVELOPE FUNCTION DEFINITION:
  ENVELOPE FUNCTION TYPE (EXPONENTIAL) ..... 3 [#]
  AMPLITUDE FACTOR (A0) ..... 2.0000 [-]
  RISE EXPONENT (ALPHA) ..... 1.0000 [-]
  DECAY EXPONENT (BETA) ..... 0.2000 [-]
  CALCULATED TIME TO PEAK ..... 2.0118 [s]
  CALCULATED PEAK VALUE ..... 1.0700 [-]

TARGET SPECTRUM:
  TARGET SPECTRUM TYPE (ICODE) ..... 0 (ACCELERATION)

NOTE: THE USER-SUPPLIED SPECTRUM HAS BEEN DENSIFIED
      FOR A PRECISE FIT TO ITS PIECEWISE-LINEAR SEGMENTS.

      NO. OF POINTS DEFINING TARGET SPECTRUM ..... 201 [#]

#   PERIOD      FREQUENCY    DISPL.SPECT.    VEL.SPECT.    ACCEL.SPECT.
   [s]         [Hz]         [m]           [m/s]        [m/s2]
1   0.00100     1000.000     0.109807E-06   0.689937E-03   4.33500
2   0.05125     19.514       0.373580E-03   0.458038E-01   5.61590
.   .           .           .             .             .
.   .           .           .             .             .
.   .           .           .             .             .
200 9.97438     0.100       0.424777      0.267581      0.168558
201 10.00000    0.100       0.423016      0.265789      0.167000

PROPERTIES OF THE INITIAL THEORETICAL PSDF:
  PSDF_INITIAL CENTRAL ANGULAR FREQUENCY (f) .. 23.5685 [Hz]
  PSDF_INITIAL CENTRAL ANGULAR FREQUENCY (WC) . 148.0853 [rad/s]
  PSDF_INITIAL DISPERSION PARAMETER (Q) ..... 0.8108 [-]
  PSDF_INITIAL STD. DEV. OF ACCELERATIONS ..... 1.2847 [m/s2]

PROPERTIES OF THE DISCRETIZED CONTENT FOR SYNTHESIS:
  TOTAL POWER (INTEGRAL OF PSDF_CONTENT) ..... 1.6477 [m2/s3]
  ROOT-MEAN-SQUARE FREQUENCY ..... 23.6529 [Hz]
  ROOT-MEAN-SQUARE CIRCULAR FREQUENCY ..... 148.6158 [rad/s]
  PERIOD CORRESPONDING TO RMS FREQUENCY ..... 0.0423 [s]
  NUMBER OF FREQUENCIES FOR SYNTHESIS ..... 1731 [#]

```

Figura 5.2: Fragmento del fichero de salida mostrando el eco de parámetros de entrada y las propiedades calculadas de la PSDF inicial.

5.3.2 Fase 1: Resumen de la Optimización en Frecuencia

La primera fase del programa tiene como objetivo generar un conjunto de `N_MOTIONS_GEN` acelerogramas candidatos y, para cada uno, optimizar su PSDF a lo largo de `N_ITERATIONS` ciclos para minimizar la diferencia con el espectro objetivo. Con el fin de mantener el fichero de salida conciso y legible, la versión 2025 del programa ya no muestra el resultado de cada una de las iteraciones.

En su lugar, al finalizar la optimización para un movimiento dado, el programa presenta un único bloque de resumen, como el que se muestra en la Figura 5.3. Este bloque corresponde al **mejor ciclo de iteración** encontrado para ese movimiento, es decir, aquel que produjo la menor diferencia equivalente. Los valores clave a interpretar en este resumen son:

- **SELECTED FROM ITERATION CYCLE:** Indica cuál de las `N_ITERATIONS` produjo el mejor resultado para este movimiento.
- **SELECTED EQUIVALENT DIFFERENCE THIS MOTION:** Es la métrica de error combinada para esa mejor iteración. Representa la calidad del ajuste de este candidato en particular.
- **BEST-KNOWN EQUIVALENCE DIFFERENCE:** Es una métrica de seguimiento que muestra el error más bajo encontrado hasta el momento entre todos los movimientos generados hasta ahora. El programa utiliza este valor para determinar cuál de los `N_MOTIONS_GEN` candidatos es el “mejor global” que pasará a la Fase 2.

5.3.3 Fase 2: Resumen de la Optimización en el Dominio del Tiempo

Una vez que el programa ha seleccionado el mejor candidato de la Fase 1, comienza el proceso de refinamiento de alta precisión en el dominio del tiempo. Esta fase es un proceso iterativo complejo, cuya unidad de trabajo principal es el **barrido espectral**: un pase completo a través de todos los periodos del espectro en el que el algoritmo intenta aplicar *wavelets* correctivas.

Para proporcionar una visión transparente de este proceso de optimización, el programa genera un bloque de resumen de resultados al final de cada barrido espectral completado, como se muestra en la Figura 5.4. Este informe en tiempo real permite al usuario observar directamente la convergencia del algoritmo. En cada nuevo bloque, se debe esperar una disminución progresiva de la **EQUIVALENCE DIFFERENCE THIS SWEEP** y, por consiguiente, de la **BEST-KNOWN EQUIVALENCE DIFFERENCE**.

El proceso iterativo de barridos continúa hasta que la mejora en el error entre un barrido y el siguiente es inferior al umbral de estancamiento definido por el usuario (`IMPROVE_THRS`). En ese momento, el algoritmo considera que la estrategia de ajuste actual ha alcanzado su máximo potencial y, si corresponde, transita al siguiente “estado” de la Máquina de Estados Finitos para continuar el refinamiento con una estrategia más conservadora. Este registro detallado es una valiosa herramienta de diagnóstico para visualizar la eficacia del potente algoritmo de ajuste en el dominio del tiempo.

```

*****
PHASE 1: GENERATION OF SEISMIC MOTIONS WITH FREQUENCY DOMAIN OPTIMIZATION
*****

= = = = =

RESULTS FOR GENERATED GROUND MOTION ..... 1 [#]
SELECTED FROM ITERATION CYCLE ..... 25 [#]
USING INITIAL SEED ..... 34641 [#]

NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL ..... 2.6803 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% ..... 12.6092 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION ..... 3.5117 [%]
SELECTED EQUIVALENT DIFFERENCE THIS MOTION .. 5.4951 [%]
BEST-KNOWN EQUIVALENT DIFFERENCE ..... 5.4951 [%]

= = = = =

RESULTS FOR GENERATED GROUND MOTION ..... 2 [#]
SELECTED FROM ITERATION CYCLE ..... 24 [#]
USING INITIAL SEED ..... 76112 [#]

NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL ..... 2.9740 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% ..... 13.6089 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION ..... 3.8733 [%]
SELECTED EQUIVALENT DIFFERENCE THIS MOTION .. 5.9925 [%]
BEST-KNOWN EQUIVALENT DIFFERENCE ..... 5.4951 [%]

= = = = =

. . . . .
. . . . .
. . . . .
= = = = =

RESULTS FOR GENERATED GROUND MOTION ..... 10 [#]
SELECTED FROM ITERATION CYCLE ..... 11 [#]
USING INITIAL SEED ..... 82644 [#]

NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL ..... 2.8874 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% ..... 13.2711 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION ..... 3.5362 [%]
SELECTED EQUIVALENT DIFFERENCE THIS MOTION .. 5.7428 [%]
BEST-KNOWN EQUIVALENT DIFFERENCE ..... 2.7294 [%]

=====

RESULTS FOR BEST MOTION (PHASE 1) ..... 8 [#]
SELECTED FROM ITERATION CYCLE ..... 23 [#]
USING INITIAL SEED ..... 49596 [#]

NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVEALL ..... 1.3522 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% ..... 6.2700 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION ..... 1.7215 [%]
EQUIVALENT DIFFERENCE (BEST OF PHASE 1) ..... 2.7294 [%]

```

Figura 5.3: Fragmento del fichero de salida mostrando el resumen de resultados para un movimiento generado en la Fase 1.

```

*****
PHASE 2: TIME-DOMAIN ADJUSTMENT USING CORRECTIVE WAVELETS
*****

-----

ENTERING OPTIMIZATION STATE ..... 1 [#]
INITIAL WAVELET STRENGTH ..... 0.4000 [-]
WAVELET CYCLES ..... 4 [#]
ADAPTIVE DECAY FACTOR ..... 0.7500 [-]

=====

RESULTS FOR SWEEP OF STATE ..... 1 OF 1 [#]

NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL ..... 1.2682 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% ..... 4.8858 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION ..... 1.3759 [%]
EQUIVALENCE DIFFERENCE THIS SWEEP ..... 2.2157 [%]
BEST-KNOWN EQUIVALENCE DIFFERENCE ..... 2.2157 [%]

=====
. . . . .
. . . . .
. . . . .
=====

RESULTS FOR SWEEP OF STATE ..... 1 OF 4 [#]

NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL ..... 0.8001 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% ..... 2.7064 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION ..... 0.7935 [%]
EQUIVALENCE DIFFERENCE THIS SWEEP ..... 1.2740 [%]
BEST-KNOWN EQUIVALENCE DIFFERENCE ..... 1.2740 [%]

-----

ENTERING OPTIMIZATION STATE ..... 5 [#]
INITIAL WAVELET STRENGTH ..... 0.0800 [-]
WAVELET CYCLES ..... 7 [#]
ADAPTIVE DECAY FACTOR ..... 0.9500 [-]

=====

RESULTS FOR SWEEP OF STATE ..... 1 OF 5 [#]

NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL ..... 0.8006 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% ..... 2.6892 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION ..... 0.7844 [%]
EQUIVALENCE DIFFERENCE THIS SWEEP ..... 1.2663 [%]
BEST-KNOWN EQUIVALENCE DIFFERENCE ..... 1.2663 [%]

```

Figura 5.4: Fragmento del fichero de salida mostrando el progreso del ajuste en la Fase 2, con los resultados después de cada barrido espectral.

5.3.4 Análisis Detallado de los Resultados Finales

Al culminar las dos fases de optimización, el programa presenta una sección final que resume de manera exhaustiva las propiedades del sismo artificial definitivo.

Resumen Comparativo y Características del Movimiento

El bloque principal de resultados (ver Figura 5.5) encapsula la información más relevante de la simulación. La primera parte presenta una comparación directa de las métricas de diferencia antes y después de la Fase 2, cuantificando la significativa mejora lograda por el refinamiento en el dominio del tiempo.

A continuación, se detalla un conjunto exhaustivo de parámetros que caracterizan el sismo final, incluyendo tanto los picos cinemáticos (PGA, PGV, PGD y PFA) como un completo abanico de medidas de intensidad: Intensidad de Arias (I_A), Impulso Destructivo Potencial (I_D), Intensidad de Aceleración Acumulada (CAV), Intensidad Espectral de Housner (HI) y Duración Significativa (D_{5-95}). El fundamento teórico de cada una de estas métricas de intensidad se describe en detalle en la Sección 3.3.

```
#####
OVERALL BEST GROUND MOTION
#####

RESULTS FOR GENERATED GROUND MOTION NUMBER ..      8 [#]
SELECTED FROM FREQUENCY-DOMAIN ITERATION ....      23 [#]
USING INITIAL RANDOM SEED .....                     49596 [#]

METRICS AFTER FREQUENCY-DOMAIN OPTIMIZATION WITH SMOOTH PSDF:
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL .....          1.3522 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% .....           6.2700 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION .....                 1.7215 [%]
EQUIVALENT DIFFERENCE (BEST OF PHASE 1) ...          2.7294 [%]

METRICS AFTER TIME-DOMAIN ADJUSTMENT WITH CORRECTIVE WAVELETS:
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL .....           0.8006 [%]
NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% .....           2.6892 [%]
NORMALIZED STANDARD DEVIATION .....                 0.7844 [%]
EQUIVALENT DIFFERENCE (BEST OF PHASE 2) ...          1.2663 [%]

PEAK GROUND ACCELERATION (FINAL) .....              4.3310 [m/s2]
AT TIME .....                                       0.6640 [s]
PEAK GROUND ACCELERATION (BEFORE SCALE) .....        3.6039 [m/s2]
AT TIME .....                                       0.6640 [s]
MAXIMUM GROUND VELOCITY .....                      0.3299 [m/s]
MAXIMUM GROUND DISPLACEMENT .....                  0.5146 [m]

MAXIMUM PEAK FLOOR ACCELERATION (PFA) .....          9.4891 [m/s2]
OCCURRING AT PERIOD .....                          0.1946 [s]

ARIAS INTENSITY (IA) .....                          1.7390 [m/s]
DESTRUCTIVE POTENTIAL (ID+) .....                   1.0674 [m/s]
DESTRUCTIVE POTENTIAL (ID-) .....                   0.6716 [m/s]
VERIFICATION (ID+ + ID-) .....                     1.7390 [m/s]
NET ENERGY IMPULSE (ID+ - ID-) .....               0.3958 [m/s]
CUMULATIVE ABSOLUTE VELOCITY (CAV) .....            9.5430 [m/s]
HOUSNER INTENSITY (HI) .....                       1.0117 [m]
SIGNIFICANT DURATION (D5-95) .....                  9.2880 [s]
```

Figura 5.5: Fragmento del fichero de salida mostrando el bloque de resultados, con la comparación de métricas y las propiedades finales del sismo generado.

Análisis Espectral y Visualización Gráfica

Estandarización del Espectro Final: Fidelidad del Cálculo vs. Claridad de la Presentación. Es fundamental distinguir entre la alta resolución numérica que el algoritmo puede requerir internamente para alcanzar la “super-compatibilidad” y la resolución utilizada para la presentación final de los resultados. El espectro de una señal ajustada con alta precisión puede presentar pequeñas oscilaciones o “ruido” computacional, que son artefactos de la optimización y no fallos en el ajuste.

Además, un revisor independiente que analice el acelerograma final lo hará calculando su espectro con un número de puntos arbitrario, distinto al utilizado en el ajuste. Para reconciliar esta dualidad, el programa implementa una etapa de post-procesado (subrutina `RESAMPLE_SPECTRUM`) que estandariza el espectro de salida a un número de puntos fijo. El objetivo es desacoplar la resolución del cálculo de la de la presentación, proporcionando una representación final clara, suave y de tamaño consistente, que refleja fielmente las propiedades del acelerograma generado.

El programa presenta a continuación la tabla completa del espectro de respuesta para el amortiguamiento principal, ya estandarizado. Esta tabla permite una verificación numérica detallada del ajuste en cada punto del espectro. También se presentan tablas para los espectros de respuesta con los amortiguamientos secundarios. Estas tablas se muestran en la Figura 5.6.

STANDARDIZED RESPONSE SPECTRUM FOR PRIMARY DAMPING = 0.050:								
#	PERIOD [s]	FREQ. [Hz]	TARGET SV [m/s]	CALC SV [m/s]	DIFFER [%]	DISPL.SPECT [m]	ACCEL.SPECT [m/s ²]	TIME MAX [s]
1	0.01000	100.00	0.80273E-02	0.84768E-02	5.6	0.13491E-04	5.3261	0.666
2	0.01035	96.59	0.83923E-02	0.89785E-02	7.0	0.14794E-04	5.4489	0.667
3	0.01072	93.29	0.87719E-02	0.93574E-02	6.7	0.15963E-04	5.4851	0.658
4	0.01110	90.11	0.90351E-02	0.96921E-02	7.3	0.17118E-04	5.4874	0.658
.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.
197	9.01102	0.11	0.32882	0.32708	-0.5	0.46908	0.22807	12.684
198	9.32930	0.11	0.30825	0.30745	-0.3	0.45650	0.20706	12.944
199	9.65883	0.10	0.28426	0.28515	0.3	0.43834	0.18549	13.144
200	10.00000	0.10	0.26579	0.27769	4.5	0.44196	0.17448	9.160

STANDARDIZED RESPONSE SPECTRUM FOR SECONDARY DAMPING = 0.400:								
#	PERIOD [s]	FREQ. [Hz]	PSA [m/s ²]	PSV [m/s]	SD [m]	TIME MAX [s]	PSV	
1	0.01000	100.00	4.3122	0.68630E-02	0.10923E-04	0.666		
2	0.01035	96.59	4.3393	0.71501E-02	0.11782E-04	0.666		
3	0.01072	93.29	4.3667	0.74494E-02	0.12708E-04	0.666		
4	0.01110	90.11	4.3362	0.76586E-02	0.13527E-04	0.666		
.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.
197	9.01102	0.11	0.11688	0.16763	0.24041	8.020		
198	9.32930	0.11	0.10906	0.16194	0.24044	8.032		
199	9.65883	0.10	0.10131	0.15574	0.23942	8.040		
200	10.00000	0.10	0.95082E-01	0.15133	0.24085	8.048		

Figura 5.6: Tabla del espectro de respuesta final para el amortiguamiento principal (arriba) y para un amortiguamiento secundario (abajo).

Visualmente, la excelente compatibilidad alcanzada se aprecia en las comparaciones gráficas generadas por el script de post-procesado `process_earthquake_output_2025.py`. Las Figuras 5.7 a 5.9 muestran los espectros de pseudo-aceleración, pseudo-velocidad y desplazamiento, respectivamente, tanto en escala lineal como logarítmica.

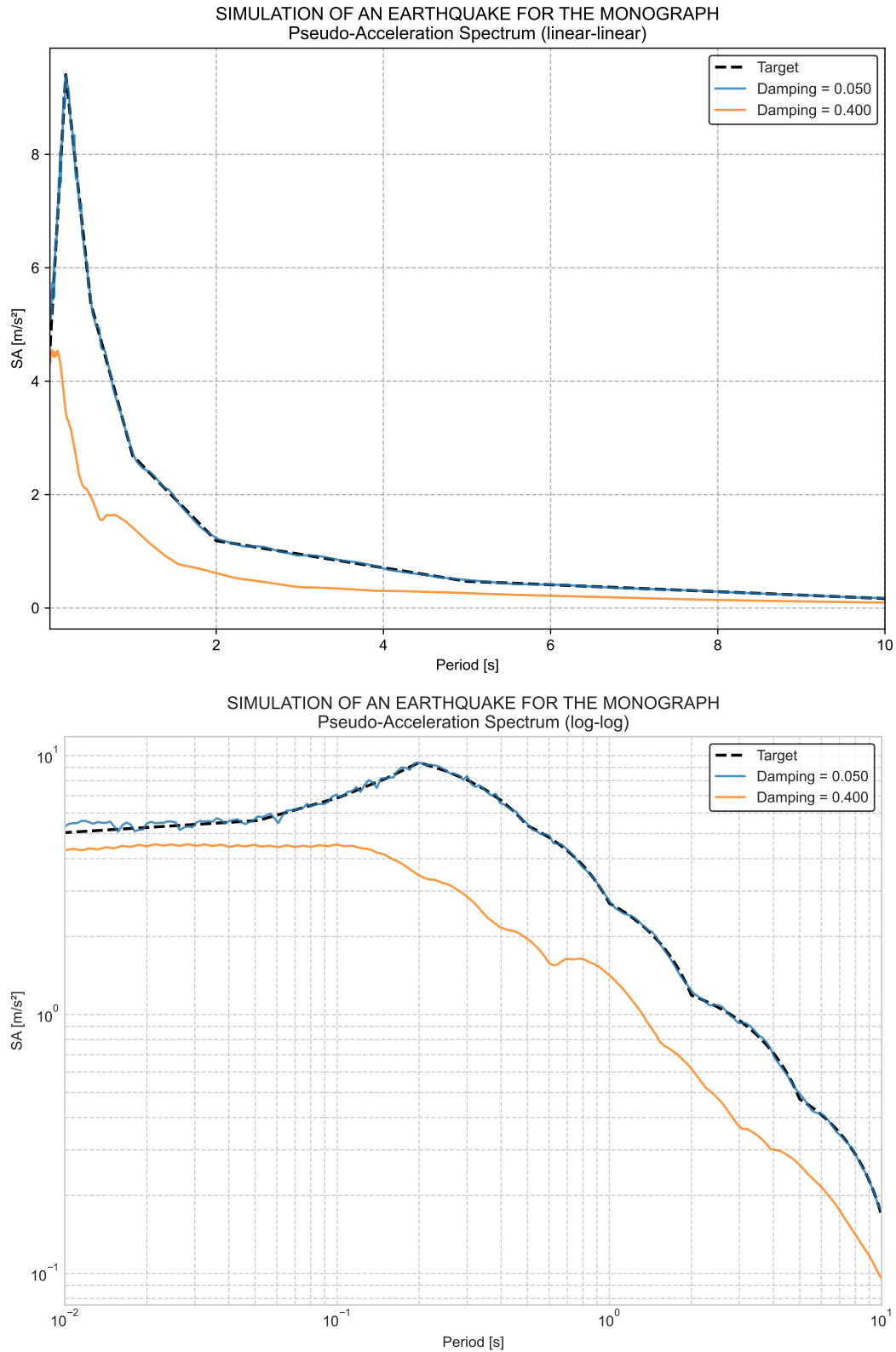


Figura 5.7: Comparación de Espectros de Pseudo-Aceleración (PSA) en escala lineal (arriba) y log-log (abajo).

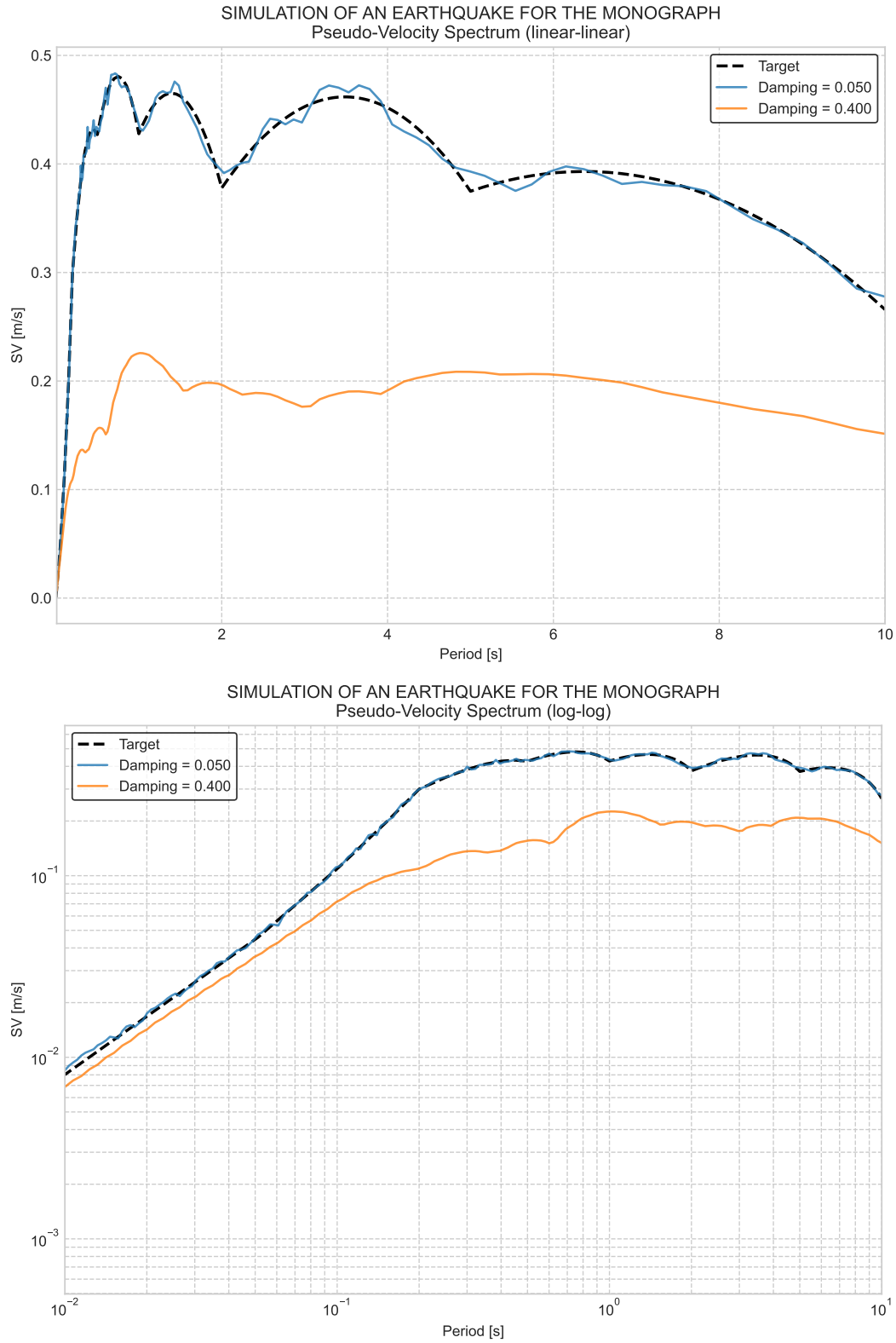


Figura 5.8: Comparación de Espectros de Pseudo-Velocidad (PSV) en escala lineal (arriba) y log-log (abajo).

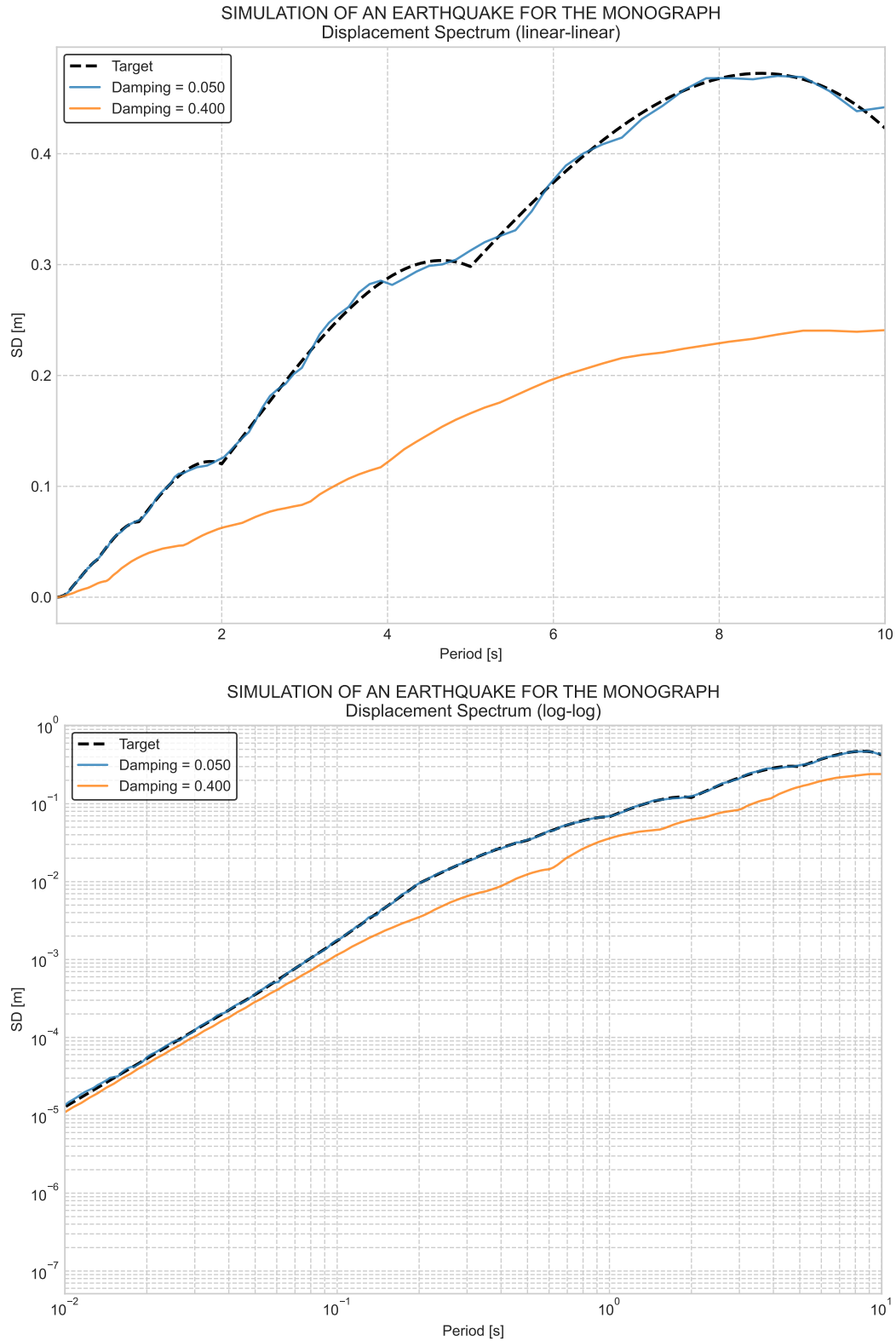


Figura 5.9: Comparación de Espectros de Desplazamiento (SD) en escala lineal (arriba) y log-log (abajo).

Historias Temporales

El fichero de salida también incluye una tabla con las historias temporales completas del movimiento final (aceleración, velocidad y desplazamiento), de la cual se muestra un extracto en la Figura 5.10. Adicionalmente, el script de post-procesado visualiza esta información en tres gráficos distintos (Figuras 5.11 a 5.13), que permiten un análisis detallado de la evolución cinemática del sismo generado. En estos gráficos, el intervalo de tiempo correspondiente a la Duración Significativa (D_{5-95}) se resalta mediante una zona sombreada, permitiendo al usuario identificar visualmente la fase de sacudida más intensa del movimiento.

NUMBER OF POINTS IN TIME HISTORY					5001 [#]
TIME INCREMENT					0.0040 [s]
TOTAL DURATION					20.0000 [s]
#	TIME [s]	DISPLACEMENT [m]	VELOCITY [m/s]	ACCELERATION [m/s ²]	
1	0.0000	0.00000	0.00000	-0.116656E-01	
2	0.0040	-0.439492E-07	-0.219746E-04	0.678316E-03	
3	0.0080	-0.728748E-07	0.751182E-05	0.140649E-01	
4	0.0120	0.165090E-06	0.111471E-03	0.379146E-01	
.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	
4998	19.9880	-0.142983E-05	0.224574E-03	-0.940347E-02	
4999	19.9920	-0.632513E-06	0.174084E-03	-0.158412E-01	
5000	19.9960	-0.960096E-07	0.941673E-04	-0.241173E-01	
5001	20.0000	0.923345E-07	0.477526E-08	-0.229639E-01	

Figura 5.10: Extracto de la tabla de series temporales del fichero de salida.

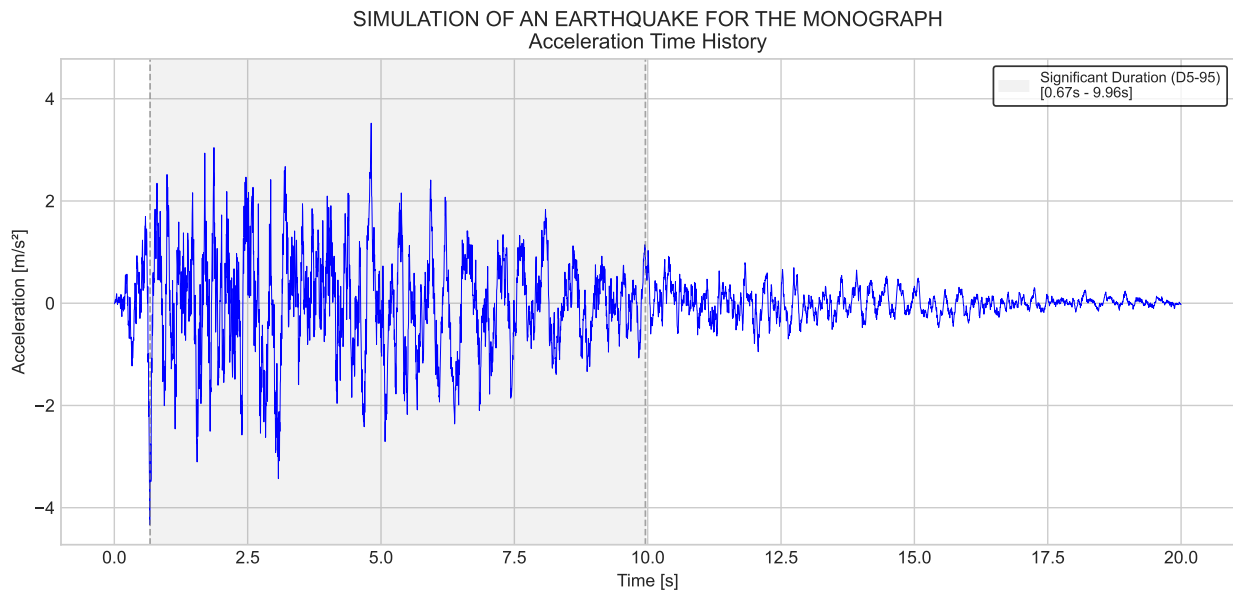


Figura 5.11: Historia temporal de la aceleración del movimiento generado ($a_g(t)$).

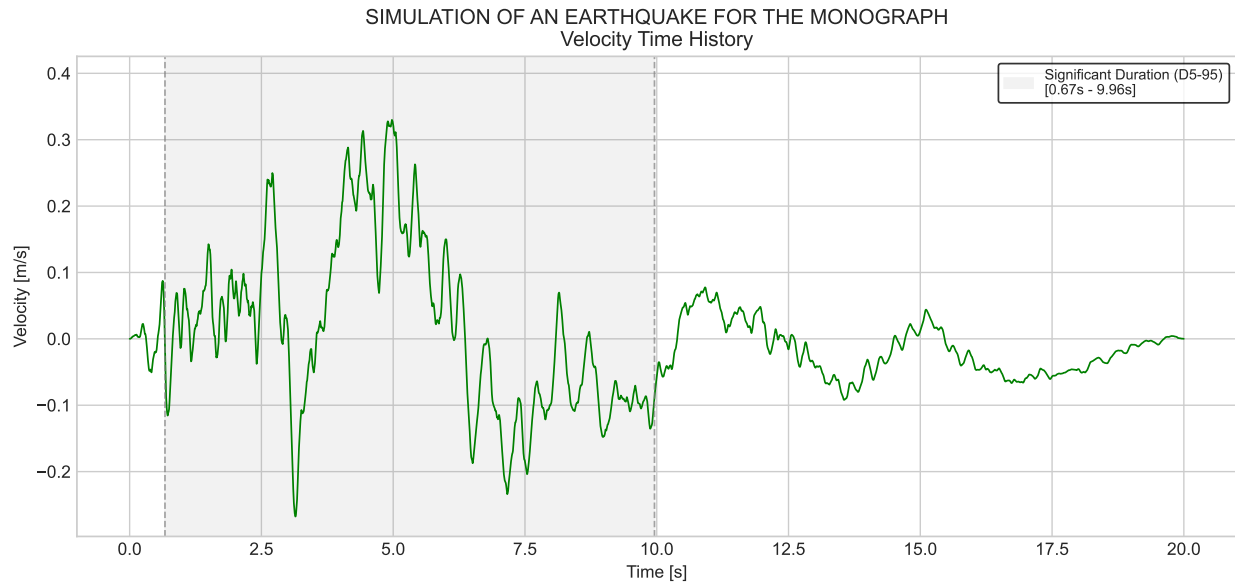


Figura 5.12: Historia temporal de la velocidad del movimiento generado ($v_g(t)$).

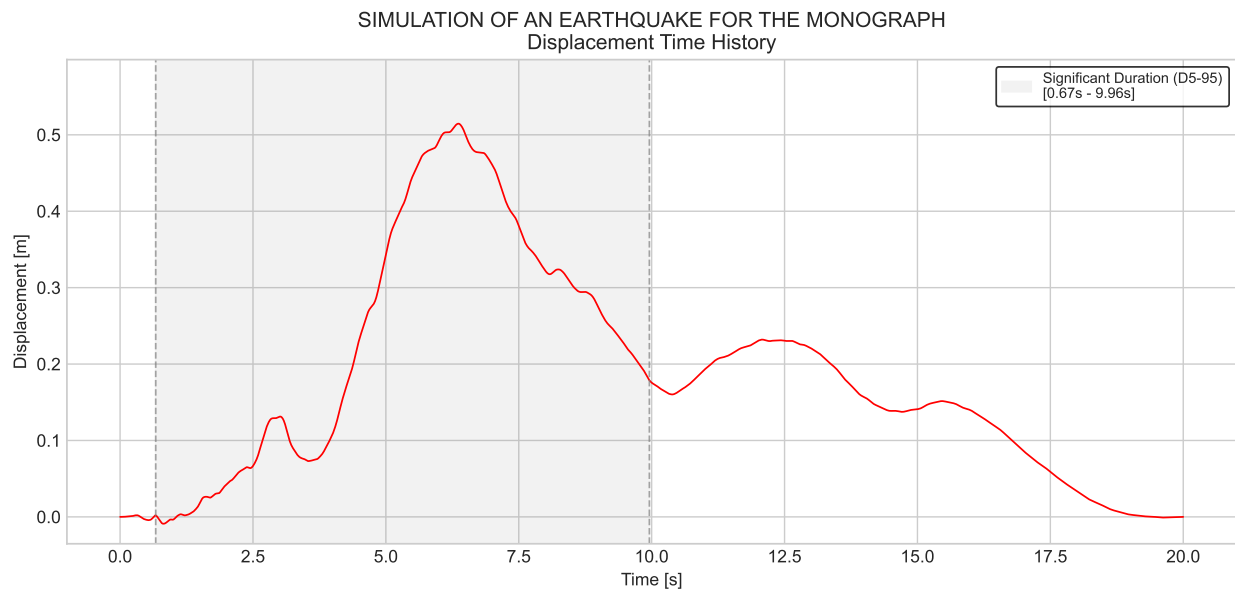


Figura 5.13: Historia temporal del desplazamiento del movimiento generado ($d_g(t)$).

Evolución de la Energía: El Gráfico de Husid

Además de las historias cinemáticas, el programa genera los datos para visualizar el **Gráfico de Husid Normalizado**, como se muestra en la Figura 5.14. Esta curva representa la acumulación de la energía sísmica (proporcional a $\int a_g^2(t)dt$) a lo largo del tiempo. Es una herramienta diagnóstica muy potente:

- La **pendiente** de la curva indica la tasa de liberación de energía. Pendientes pronunciadas corresponden a las fases más intensas del sismo.
- Permite **visualizar directamente** la Duración Significativa (D_{5-95}), que corresponde al intervalo de tiempo que tarda la curva en pasar del 5 % al 95 % de su valor final.

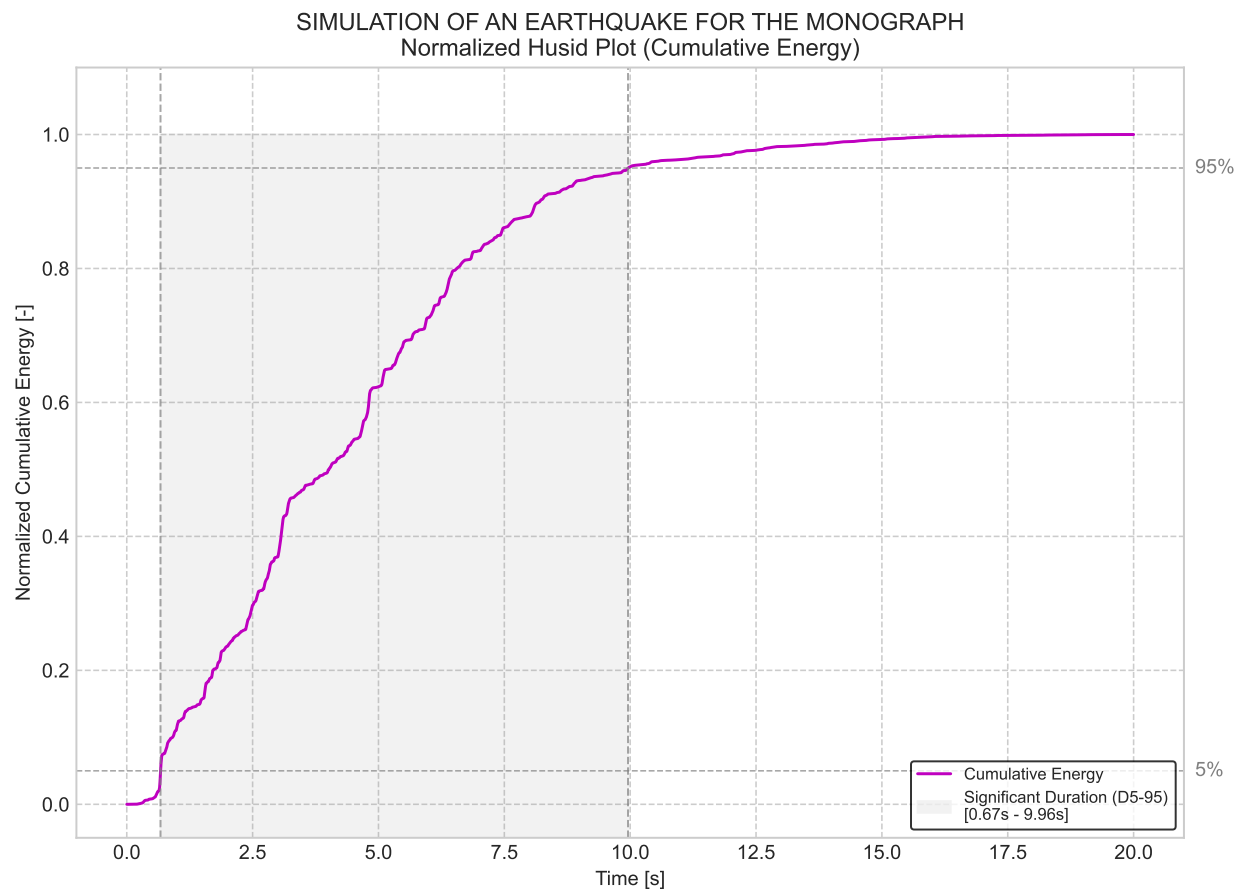


Figura 5.14: Ejemplo del Gráfico de Husid Normalizado, mostrando la acumulación progresiva de la energía. Las líneas horizontales marcan los umbrales del 5 % y 95 % utilizados para definir la Duración Significativa.

5.4 Guía Avanzada de Interpretación y Diagnóstico

Más allá de la simple ejecución del programa, una correcta interpretación de los resultados y la capacidad de diagnosticar problemas son cruciales para un uso profesional de la herramienta. Esta sección aborda preguntas frecuentes y ofrece pautas para la resolución de problemas y la obtención de resultados de máxima calidad.

5.4.1 La Utilidad de los Amortiguamientos Secundarios

Aunque el proceso de generación y ajuste del sismo artificial se basa exclusivamente en el **primer amortiguamiento** de la lista proporcionada (el “amortiguamiento primario”), el programa calcula y reporta los espectros de respuesta para todos los amortiguamientos especificados. La utilidad de esta característica es múltiple:

- **Análisis de Sensibilidad:** Permite evaluar rápidamente cómo cambia la demanda espectral al variar el amortiguamiento estructural.
- **Diseño con Disipadores de Energía:** Ofrece una estimación lineal preliminar de la reducción de respuesta que se podría obtener al añadir sistemas de disipación que aumentan el amortiguamiento efectivo de la estructura.
- **Verificación para Múltiples Estados Límite:** Facilita el análisis de estructuras que puedan presentar diferentes niveles de amortiguamiento en función del nivel de daño.
- **Investigación Académica:** Proporciona un conjunto de datos completo y consistente para estudios comparativos, todo en una única ejecución del programa.

Es importante recalcar que el sismo generado es compatible únicamente con el espectro del amortiguamiento primario. Los espectros secundarios son un resultado informativo de cómo esa señal específica afecta a sistemas con otro nivel de amortiguación.

5.4.2 Guía para Alcanzar la “Super-Compatibilidad”

La versión 2025 de `earthquake_2025` está diseñada para alcanzar niveles de compatibilidad espectral muy elevados. Para maximizar la calidad del ajuste, el usuario puede actuar sobre varios parámetros clave, especialmente si se enfrenta a un espectro objetivo complejo:

1. **Asegurar la Consistencia del PGA:** Como se detalla en la Subsección 5.2.2, el valor de PGA especificado debe ser consistente con la ordenada del espectro objetivo en $T = 0$. Una discrepancia aquí es la principal fuente de mal ajuste en la zona de altas frecuencias.
2. **Aumentar la Riqueza Frecuencial:** Un valor más pequeño del parámetro `RfreqInc` (p. ej., 0.001) genera una señal sintética compuesta por más sinusoides, dándole al algoritmo una mayor flexibilidad para ajustar detalles finos del espectro objetivo.

3. **Aumentar la Resolución del Espectro:** El parámetro `NPERIOD` define en cuántos puntos se discretiza el espectro para su cálculo y ajuste. Un número mayor (p. ej., 300 o 500) proporciona al algoritmo de corrección una visión más detallada de la forma del espectro, lo que puede ayudar a lograr un ajuste más fino, especialmente si el espectro objetivo tiene variaciones rápidas.
4. **Aumentar el Número de Iteraciones:** Incrementar `NITERA` (p. ej., a 50 o 100) en la Fase 1 da más oportunidades al algoritmo para refinar la PSDF y encontrar un mejor punto de partida para la Fase 2.
5. **Generar Múltiples Movimientos:** Incrementar `NMOTION` (p. ej., a 50 u 80) explora diferentes secuencias de fases aleatorias. Dado que algunas secuencias son inherentemente más “fáciles” de ajustar que otras, generar más candidatos aumenta la probabilidad de encontrar uno que converja a un error muy bajo.
6. **Reducir el Umbral de Mejora:** El parámetro `IMPROVE_THRS` controla la finalización de la Fase 2. Un valor más pequeño (p. ej., 0.001 %) forzará al algoritmo a realizar más barridos espectrales en el dominio del tiempo, exprimiendo hasta la última mejora posible, aunque a costa de un mayor tiempo de cálculo.

5.4.3 Diagnóstico de Errores Comunes

- **Análisis de una Convergencia Pobre:** Si la “Equivalent Difference” no disminuye satisfactoriamente en la Fase 1, la causa más frecuente es un **espectro objetivo físicamente irreal**. Un espectro con pendientes extremadamente pronunciadas o cúspides muy agudas es difícil de ajustar, ya que un proceso estocástico de banda limitada, como el generado, tiende a producir espectros con una variabilidad más suave [19].
- **Mensajes de Error STOP:** El programa realiza una serie de validaciones de los datos de entrada para prevenir la ejecución de simulaciones sin sentido. Un mensaje `STOP 'INVALID...'` es una interrupción deliberada que indica un error fatal en la configuración que debe ser corregido por el usuario. El mensaje de error suele ser autoexplicativo y apunta al parámetro o a la condición errónea, como por ejemplo: `N_PTS_TARGET_SPECT <3` (se necesita un mínimo de 3 puntos para definir el espectro), periodos en el espectro objetivo que no son estrictamente crecientes, o parámetros de la envolvente que son físicamente inconsistentes (p. ej., `PARAM_ALPHA_EXP <= PARAM_BETA_EXP` en la envolvente exponencial).
- **Mensajes de Advertencia *WARNING*:** Una advertencia no detiene la ejecución del programa, pero informa al usuario de una condición anómala que ha sido detectada y gestionada internamente. La advertencia más común es `*WARNING* PSDF ... IS NEGATIVE`. Esto puede ocurrir en las primeras iteraciones de la Fase 1 si el algoritmo de ajuste espectral, en su intento por corregir una gran discrepancia, sobreestima la corrección. El programa gestiona esto tomando el valor absoluto de la PSDF. Si esta advertencia aparece solo en las primeras iteraciones, no es motivo de gran preocupación. Sin embargo, si la advertencia persiste en iteraciones avanzadas, puede ser un síntoma de inestabilidad en la convergencia.

Capítulo 6

Metodología Computacional de earthquake_2025

6.1 Flujo General de la Simulación: Un Vistazo al Proceso

El programa `earthquake_2025` implementa un proceso computacional robusto y secuencial para la generación de acelerogramas. Comprender este flujo es esencial para interpretar los resultados y diagnosticar el comportamiento de la simulación. El proceso se puede resumir en los siguientes pasos lógicos:

1. **Lectura y Validación de Parámetros de Entrada:** El programa inicia leyendo la totalidad de los parámetros definidos por el usuario en el fichero de entrada. Se realiza una validación exhaustiva para asegurar la consistencia y viabilidad física de los datos.
2. **Cálculo de la PSDF Inicial:** A partir del espectro de respuesta objetivo (ya sea PSA o PSV) proporcionado por el usuario, el programa calcula una primera estimación de la Función de Densidad Espectral de Potencia (PSDF) de la aceleración. Este es un problema inverso que constituye el punto de partida del proceso estocástico.
3. **Bucle de Simulación de Movimientos:** Se inicia un bucle principal que se repite para cada movimiento a generar (controlado por el parámetro `N_MOTION_GEN` (`NMOTION`)). Para cada nuevo movimiento, se genera una nueva secuencia de fases aleatorias, asegurando que cada acelerograma sea una realización estadísticamente independiente.
4. **Fase 1 - Optimización en Dominio de Frecuencia:** Dentro del bucle de cada movimiento, se inicia un bucle iterativo (controlado por `N_ITERATIONS` (`NITERA`)) que constituye el núcleo de la optimización en frecuencia.
 - a) **Síntesis del Acelerograma:** Se genera una señal de aceleración temporal mediante la superposición de sinusoides, utilizando la PSDF actual y la secuencia de fases aleatorias del movimiento.

- b)* **Procesado de la Señal:** Al acelerograma sintético se le aplica la función de envolvente de intensidad y una corrección de línea base.
 - c)* **Evaluación y Corrección:** Se calcula el espectro de respuesta, se cuantifica el error con el espectro objetivo y se ajusta la PSDF para la siguiente iteración.
- 5. **Selección del Mejor Candidato:** Al finalizar la Fase 1 para todos los movimientos, el programa selecciona el acelerograma que haya mostrado el mejor ajuste global.
- 6. **Fase 2 - Refinamiento en Dominio de Tiempo:** Este mejor sismo candidato es sometido a la nueva fase de optimización en el tiempo, la cual está gobernada por una **Máquina de Estados Finitos**. El programa avanza a través de diferentes estrategias de ajuste, combinando un escalado global óptimo de la señal con la adición de *wavelets* correctivas para refinar el ajuste hasta alcanzar la “super-compatibilidad”.

6.2 Pre-procesado del Espectro Objetivo: Densificación para Fidelidad

Antes de iniciar cualquier cálculo, el programa realiza un paso de pre-procesado crítico sobre el espectro objetivo proporcionado por el usuario, gestionado por la subrutina `DENSIFY_SPECTRUM_LINEARLY`. El objetivo de este paso es garantizar una representación interna de alta fidelidad, especialmente para los espectros de diseño normativos, que a menudo se definen mediante segmentos rectilíneos en una escala de Aceleración vs. Periodo.

El algoritmo de ajuste del programa utiliza internamente una interpolación logarítmica para evaluar el espectro objetivo en los puntos de cálculo. Si el espectro proporcionado por el usuario es “escaso” (definido por un número reducido de puntos, como los vértices que definen los tramos rectos de un espectro normativo), una interpolación logarítmica directa entre estos vértices no reproduciría los segmentos rectos, sino que los curvaría, “cortando las esquinas”. Esto introduciría un error sistemático que impediría alcanzar un ajuste preciso.

Para evitarlo, la subrutina de densificación añade puntos intermedios al espectro objetivo mediante una **interpolación lineal** en el dominio Aceleración-Periodo. Este proceso asegura que todos los tramos rectilíneos del espectro original queden representados internamente con una alta densidad de puntos, eliminando el error de interpolación y permitiendo que el algoritmo de ajuste trabaje contra una representación fiel de la forma real del espectro de diseño.

6.3 El Punto de Partida: Generación de la PSDF Inicial

El problema de generar un acelerograma compatible con un espectro es, en su núcleo, un problema inverso. El programa no conoce a priori la distribución de energía en frecuencia (la PSDF) que producirá un acelerograma cuyo espectro de respuesta coincida con el espectro objetivo. Por ello, el primer paso crucial es estimar una PSDF inicial plausible.

Esta tarea es llevada a cabo por la subrutina `COMPUTE_PSDF_FROM_SV`. El método se basa en las relaciones establecidas en la teoría de procesos aleatorios. La relación fundamental,

como se detalló en la Monografía IS-10 [6] (Ecuaciones 4.14 y 4.23), conecta el valor del espectro de respuesta en una frecuencia ω_n , $S(\omega_n)$, con la desviación estándar de la respuesta del oscilador, $\sigma_u(\omega_n)$, a través de un **factor de pico**, ζ_p :

$$S(\omega_n) = \zeta_p \cdot \sigma_u(\omega_n)$$

La metodología original, documentada en dicha monografía, empleaba un factor de pico variable basado en la teoría de Vanmarcke [60]. Si bien teóricamente avanzado, este enfoque demostró ser numéricamente sensible y de beneficio marginal dentro de un esquema iterativo. Por ello, la versión 2025 adopta un enfoque más simple y robusto, utilizando un **factor de pico constante de 2.5**, un valor estándar en la industria. Esta simplificación hace que el cálculo de la PSDF inicial sea más rápido, numéricamente estable y conceptualmente más claro.

La varianza de la respuesta, a su vez, está directamente relacionada con la integral de la PSDF de la excitación. Invirtiendo esta relación de manera iterativa, la subrutina “despeja” el valor de la PSDF en cada punto de frecuencia para satisfacer el espectro objetivo, teniendo en cuenta la contribución acumulada de las frecuencias más bajas. Es importante destacar que este cambio solo afecta a la estimación inicial (iteración 0); la precisión del resultado final no se ve comprometida, ya que los algoritmos de corrección posteriores convergen a la PSDF correcta independientemente de la estimación inicial.

6.4 Fase 1: Optimización en el Dominio de la Frecuencia

El núcleo de la primera fase del programa es un proceso iterativo diseñado para ajustar la Función de Densidad Espectral de Potencia (PSDF) de la señal hasta que el espectro de respuesta del acelerograma resultante coincida razonablemente con el espectro objetivo.

6.4.1 Síntesis y Modulación del Acelerograma

Cada iteración comienza con la generación de un acelerograma de prueba.

Superposición de Sinusoides y Fases Aleatorias El modelo matemático para la síntesis de un acelerograma estacionario, $a_{st}(t)$, es una superposición de un gran número de ondas sinusoidales [52], como se describe en la Ecuación 4.2 de la Monografía IS-10 [6]:

$$a_{st}(t) = \sum_{i=1}^N A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (6.1)$$

donde los componentes de la suma son:

- ω_i : Son las N frecuencias angulares discretas en las que se divide el espectro.
- ϕ_i : Son los N ángulos de fase, generados como variables aleatorias con una distribución uniforme en el intervalo $[0, 2\pi]$. La aleatoriedad de las fases es lo que asegura que cada acelerograma generado sea una realización única e impredecible del proceso estocástico. Esta tarea la realiza la subrutina `GENERATE_RANDOM_PHASES`.

- A_i : Son las N amplitudes de cada componente sinusoidal. La amplitud de cada armónico no es un valor arbitrario, sino que está directamente relacionada con la energía del proceso en esa banda de frecuencia. Dicha energía se cuantifica mediante la **Función de Densidad Espectral de Potencia (PSDF)** de la aceleración, $G_a(\omega_i)$, cuyas unidades son [energía por unidad de masa, por unidad de frecuencia], típicamente $(\text{m/s}^2)^2/(\text{rad/s})$. La relación viene dada por:

$$A_i = \sqrt{2G_a(\omega_i)\Delta\omega_i} \quad (6.2)$$

donde $\Delta\omega_i$ es el ancho de la banda de frecuencia asociada a la componente i . Esta ecuación muestra cómo la PSDF, que es una descripción estadística en el dominio de la frecuencia, se utiliza para generar las amplitudes de una señal determinista en el dominio del tiempo.

Modulación de la Señal con las Funciones de Envolvente. La señal estacionaria $a_{st}(t)$ generada mediante la Ecuación 6.1 representa una sacudida de intensidad constante en el tiempo, lo cual no es realista. Para conferirle el carácter transitorio de un sismo real (una fase de subida, una fase de sacudida fuerte y una fase de decaimiento), esta señal debe ser modulada por una función de intensidad determinista, $I(t)$. El acelerograma final, $a(t)$, es el producto de ambas:

$$a(t) = I(t) \cdot a_{st}(t) \quad (6.3)$$

Esta operación es realizada por la subrutina `APPLY_ENVELOPE`. El programa ofrece cuatro tipos de funciones de envolvente, que se seleccionan mediante el parámetro de entrada `ENV_TYPE`. La Figura 6.1 ilustra estas formas. A continuación se detallan sus formulaciones matemáticas.

- **Tipo 1: Rectangular.** Es la opción más simple, donde la intensidad es constante durante toda la duración de la señal. Equivale a no aplicar modulación. $I(t) = 1.0$ para $0 \leq t \leq T_d$.
- **Tipo 2: Trapezoidal.** Esta envolvente, definida por los parámetros `T_RISE_ENV` (T_r) y `T_PLATEAU_ENV` (T_p), modela una subida lineal, una meseta de intensidad constante y una fase de decaimiento también lineal. Sea $T_f = T_r + T_p$ el instante de finalización de la meseta:

$$I(t) = \begin{cases} t/T_r & \text{si } 0 \leq t < T_r \\ 1.0 & \text{si } T_r \leq t < T_f \\ (T_d - t)/(T_d - T_f) & \text{si } T_f \leq t \leq T_d \end{cases} \quad (6.4)$$

- **Tipo 3: Exponencial.** Esta función envolvente está controlada por los parámetros `PARAM_A0_EXP` (a_0), `PARAM_ALPHA_EXP` (α) y `PARAM_BETA_EXP` (β), permite modelar una subida y caída suaves y continuas, muy utilizada en la literatura sismológica para representar el carácter de los sismos reales [34].

$$I(t) = a_0 \cdot (e^{-\beta t} - e^{-\alpha t}) \quad (6.5)$$

Para que la función tenga una forma de envolvente válida, se debe cumplir: $\alpha > \beta > 0$.

Seismic Intensity Envelope Functions (earthquake)

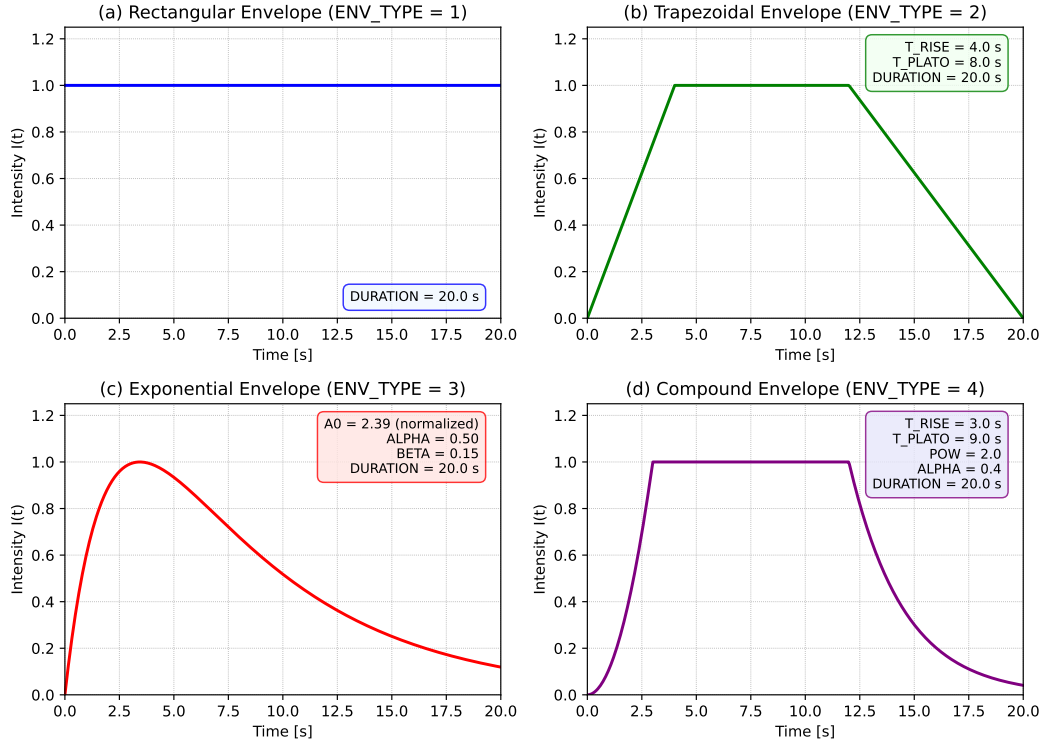


Figura 6.1: Ejemplos de las cuatro funciones de envolvente de intensidad implementadas en el programa, junto con los parámetros utilizados para su generación.

- **Tipo 4: Compuesta.** Esta es una función envolvente híbrida que combina una subida de tipo potencial, una meseta y una caída exponencial. Se define por los parámetros T_RISE_ENV (T_r), $T_PLATEAU_ENV$ (T_p), $PARAM_POW_CMPD$ (n) y $PARAM_ALPHA_EXP$ (α_{decay}). Sea de nuevo $T_f = T_r + T_p$:

$$I(t) = \begin{cases} (t/T_r)^n & \text{si } 0 \leq t < T_r \\ 1.0 & \text{si } T_r \leq t < T_f \\ e^{-\alpha_{decay}(t-T_f)} & \text{si } T_f \leq t \leq T_d \end{cases} \quad (6.6)$$

La elección de una envolvente y sus parámetros asociados debe basarse en las características esperadas de la sismicidad que se desea simular (p. ej., magnitud, distancia a la falla), ya que la forma de la envolvente tiene una influencia directa en métricas de ingeniería como la Intensidad de Arias y la Duración Significativa.

6.4.2 Evaluación y Corrección Iterativa

Una vez generado y procesado un acelerograma de prueba para la iteración actual, se inicia el ciclo de evaluación y corrección.

Cálculo del Espectro de Respuesta (SPECT y MATAB). El primer paso es calcular su espectro de respuesta para compararlo con el espectro objetivo. Esta tarea la realiza la subrutina **SPECT**. El método implementado resuelve la ecuación de movimiento del SDOF (Ecuación 4.2) mediante un esquema de integración directo en el espacio de estados. La solución para el vector de estado (desplazamiento y velocidad) en el paso $i + 1$ se obtiene a partir del paso i mediante la recurrencia:

$$\begin{Bmatrix} u \\ \dot{u} \end{Bmatrix}_{i+1} = [A] \begin{Bmatrix} u \\ \dot{u} \end{Bmatrix}_i + [B] \begin{Bmatrix} a_{g,i} \\ a_{g,i+1} \end{Bmatrix}$$

Las matrices de transición de estado $[A]$ y de aplicación de la carga $[B]$ son calculadas de forma analítica por la subrutina **MATAB**, asumiendo una variación lineal de la aceleración dentro del intervalo de tiempo. Una mejora clave que se incorporó en la versión 2022 es que **SPECT** puede realizar esta integración mediante **sub-pasos temporales**, es decir, dividiendo el intervalo de tiempo original del acelerograma en varios sub-intervalos más pequeños. Esto aumenta notablemente la precisión de la solución de la integral de Duhamel, especialmente para osciladores de periodo corto donde el paso de tiempo original podría ser demasiado grande.

Cuantificación de la Diferencia (CALCULATE_WEIGHTED_DIFFERENCE_METRICS). La comparación entre el espectro calculado y el espectro objetivo no puede basarse en una simple diferencia. Para abordar esto, el programa implementa un enfoque robusto en la subrutina **CALCULATE_WEIGHTED_DIFFERENCE_METRICS**. El método se basa en la **diferencia absoluta normalizada**, que pondera la diferencia en cada punto por el valor máximo del espectro objetivo. A partir de este conjunto de diferencias normalizadas, se calculan tres métricas estadísticas clave:

1. La **media** de las diferencias (“Normalized Mean Difference”), que indica la desviación promedio del ajuste.
2. La **desviación estándar** de las diferencias (“Normalized Standard Deviation”), que mide la variabilidad del ajuste a lo largo del espectro.
3. El **promedio del 5 % superior** de las diferencias (“Top 5 % Mean Difference”), que reemplaza a la volátil “máxima diferencia” como un indicador robusto de las mayores discrepancias.

Finalmente, estas tres métricas se combinan mediante una suma ponderada para obtener una **diferencia equivalente**, que es el valor que guía la selección del mejor resultado en todo el proceso.

El Algoritmo de Corrección de la PSDF (SMOOTH_PSDF_FOR_ITERATION). La corrección de la PSDF en cada iteración es el paso más delicado del proceso en la fase 1. El método original (Ecuación 4.27 de la Monografía IS-10 [6]) aplica una corrección puntual: $G_{k+1}(\omega_j) = G_k(\omega_j) \cdot (S_{obj}(\omega_j)/S_{calc}(\omega_j))^2$. Si bien es conceptualmente directo, este método puede ser numéricamente inestable y propenso a crear picos espurios. Enfoques similares,

aunque más refinados, fueron la base de los primeros programas de generación de sismos como PSEQGN [53] y SIMQKE [29], los cuales se fundamentan en la teoría de vibraciones aleatorias desarrollada por Vanmarcke [60].

La subrutina `SMOOTH_PSDF_FOR_ITERATION` desde la versión 2022 ha implementado una estrategia multi-etapa significativamente más sofisticada y robusta que todas las anteriores para garantizar una convergencia estable:

1. **Corrección Suavizada:** En lugar de aplicar la razón de corrección punto a punto, se calcula una razón “suavizada” mediante una media móvil ponderada que considera la influencia de las frecuencias vecinas. Esto previene que una única discrepancia espectral genere un pico irrealista en la PSDF, permitiendo la corrección coordinada de regiones espectrales más amplias.
2. **Limitación del Cambio Máximo:** El cambio aplicado a la PSDF en un único punto y en una sola iteración está estrictamente limitado en el programa por factores preestablecidos de control (`MAX_CHANGE_FACTOR` y `RELAXATION_FACTOR`). Esto actúa como un amortiguador numérico que previene cambios excesivos y oscilaciones violentas de la solución entre iteraciones.
3. **Ajuste Global de la Energía:** Tras definir la nueva forma de la PSDF, se calcula su potencia total (la integral de la PSDF, que representa la varianza de la aceleración). Si esta energía ha variado respecto a la iteración anterior más allá de un corredor predefinido, toda la PSDF se escala para devolverla a los límites. Este paso es crucial para controlar la deriva del PGA y mantener la intensidad global del sismo bajo control.

6.5 Fase 2: Refinamiento en el Dominio del Tiempo

La característica más innovadora del programa, en su versión 2025, es su segunda fase de optimización, un proceso de alta precisión que se activa una vez que el ajuste en el dominio de la frecuencia ha encontrado el mejor sismo candidato. Esta fase, gestionada por la subrutina `ADJUST_SIGNAL_IN_TIME_DOMAIN`, abandona la manipulación de la PSDF y trabaja directamente sobre la historia temporal del acelerograma para alcanzar un nivel de compatibilidad espectral superior.

6.5.1 La Máquina de Estados Finitos: Una Estrategia de Optimización Adaptativa

El núcleo de la Fase 2 es una sofisticada **Máquina de Estados Finitos (FSM)** que guía el proceso de ajuste. En lugar de aplicar una única estrategia de corrección, el algoritmo progresa a través de una serie de hasta cinco “estados” de optimización predefinidos. El proceso comienza en el Estado 1, con una estrategia agresiva diseñada para corregir grandes diferencias, y avanza secuencialmente hacia estados más conservadores, culminando en el Estado 5, que realiza un pulido de micro-ajuste.

Cada estado se define por un conjunto único de parámetros de control, incluyendo la fuerza inicial de las correcciones, la duración de las mismas y la rapidez con la que se atenúan

los intentos fallidos. El programa transita automáticamente de un estado al siguiente cuando detecta que la estrategia actual se ha estancado, es decir, cuando la mejora obtenida en un ciclo completo de corrección cae por debajo del umbral `IMPROVE_THRS`. Esta arquitectura permite al algoritmo adaptarse dinámicamente a la complejidad del problema, aplicando la estrategia más eficiente en cada momento del refinamiento. El usuario, a su vez, puede controlar el número máximo de estados de optimización a ejecutar (de 0 a 5) mediante el parámetro `MAX_STATE_TO_RUN` (`MaxStates`).

6.5.2 El Ciclo de Barrido Espectral

Dentro de cada estado, la optimización se realiza mediante ciclos iterativos denominados **barridos espectrales**. Cada barrido consiste en un pase completo a través de todos los periodos del espectro y se compone de dos pasos fundamentales:

1. Escalado Global Óptimo. Al inicio de cada barrido, se calcula y aplica un factor de escalado óptimo a todo el acelerograma (subrutina `APPLY_OPTIMAL_SCALING`). Este factor se deriva analíticamente para minimizar la diferencia de mínimos cuadrados entre el espectro calculado y el espectro objetivo. Su función es ajustar de manera eficiente la energía global de la señal, dejando que las correcciones locales se encarguen del ajuste fino de la forma espectral.

2. Corrección Local con Wavelets. A continuación, el algoritmo recorre uno por uno todos los periodos del espectro. Para cada periodo, intenta reducir la diferencia espectral puntual mediante la adición de una pequeña onda localizada en el tiempo, denominada **wavelet correctiva**. Este proceso de corrección local es el corazón del refinamiento y se basa en tres principios clave:

- **Generación de la Wavelet:** Cada wavelet se construye como una senoide pura cuya frecuencia es exactamente la inversa del periodo que se desea corregir. Esta senoide es modulada por una **ventana de Hanning**, una función matemática fundamental en el procesamiento de señales que asegura que la wavelet comience y termine suavemente en cero, evitando así la introducción de discontinuidades en el acelerograma [9]. Este enfoque, que combina el análisis espectral con el temporal, se inspira a su vez en conceptos del análisis de ondículas (“wavelets”), una poderosa herramienta para el estudio de señales no estacionarias [42]. La modulación es crucial para evitar la introducción de discontinuidades y ruido de alta frecuencia en el acelerograma.
- **Colocación Inteligente:** La efectividad de una wavelet depende críticamente de dónde se añade a la historia temporal. Para minimizar la perturbación del PGA y otras características globales de la señal, la wavelet no se aplica en el instante de máxima respuesta espectral (que suele coincidir con un pico de energía del acelerograma). En su lugar, la subrutina `FIND_OPTIMAL_WAVELET_CENTER` primero identifica ese instante ideal y luego busca en sus cercanías un “valle” de baja energía, es decir, un punto de mínima aceleración absoluta. Colocar la wavelet en este punto de baja amplitud permite una corrección mucho más sutil, eficiente y menos perjudicial para la forma de onda global.

- **Búsqueda Parabólica Eficiente para el Factor de Escala Óptimo:** La determinación de la “fuerza” o factor de escala óptimo para cada *wavelet* es un problema de optimización en sí mismo. Para resolverlo de manera eficiente, el programa implementa una búsqueda adaptativa basada en un ajuste parabólico. El proceso es el siguiente:
 1. **Muestreo Inicial de Tres Puntos:** Para cada periodo, el algoritmo evalúa la diferencia espectral equivalente global para tres casos: sin aplicar la *wavelet* (factor de escala = 0), y aplicándola con un factor de escala positivo y otro negativo predefinidos.
 2. **Ajuste Parabólico y Determinación Analítica:** Con estos tres puntos (factor de escala, error resultante), el programa ajusta una parábola y determina analíticamente la localización de su vértice.
 3. **Lógica Robusta de Decisión:** Si la parábola es cóncava (con un mínimo bien definido), el factor de escala correspondiente al vértice se convierte en el candidato a ser evaluado. Si la parábola es convexa o lineal (sin un mínimo claro), la lógica robusta del algoritmo identifica la dirección de máxima pendiente descendente y elige un factor plausible en la frontera del espacio de búsqueda para no diverger.
 4. **Evaluación y Selección Final:** Se evalúa la diferencia espectral para este cuarto factor de escala recomendado. De los cuatro casos evaluados (los tres iniciales y el recomendado), el algoritmo selecciona el factor que haya producido la menor diferencia espectral.

La corrección solo se aplica de forma permanente si el mejor factor de escala encontrado es distinto de cero. Si el mejor resultado se obtiene con un factor de cero (es decir, no aplicando la *wavelet*), se considera que el intento de corrección ha fallado para ese periodo, y la “fuerza” de la *wavelet* se reduce para el siguiente barrido espectral, permitiendo ajustes cada vez más finos. Este enfoque acelera significativamente la optimización y mejora la precisión, al encontrar un factor de escala casi óptimo con solo cuatro evaluaciones por periodo.

6.5.3 El Escalado Final del PGA (“Windowed Scaling”)

La subrutina ADJUST_PEAK_GROUND_ACCELERATION asegura que el acelerograma final respete rigurosamente el PGA objetivo. El comportamiento del algoritmo depende de si el PGA actual es mayor o menor que el objetivo:

- **Si el PGA actual excede el objetivo:** El programa emplea un método iterativo de “escalado en ventana”. El algoritmo identifica el pico de aceleración más alto y le aplica un factor de reducción. Sin embargo, este factor no se aplica de forma constante, sino que se modula mediante una ventana de Hanning centrada en dicho pico. El resultado es una corrección suave y localizada que reduce el pico a su valor objetivo, pero que se desvanece gradualmente a cero a corta distancia del mismo. El proceso se repite, encontrando y corrigiendo el nuevo pico más alto, hasta que ningún punto del acelerograma supera el objetivo.

- **Si el PGA actual es inferior al objetivo:** El programa realiza un escalado global simple, multiplicando toda la historia temporal por el factor constante necesario para que el pico más alto alcance exactamente el valor del PGA.

Este doble enfoque garantiza el cumplimiento de la restricción del PGA de la manera menos perjudicial posible. Para picos excesivos, el método de ventana minimiza la perturbación del contenido frecuencial del resto de la señal. Para picos insuficientes, un escalado lineal simple preserva la forma del espectro de respuesta, ajustando únicamente su amplitud global. En ambos casos, se aplica una corrección de línea base final para asegurar la consistencia cinemática del movimiento.

6.6 Subrutinas Fundamentales de Procesado de la Señal

A lo largo de las diferentes fases del algoritmo, el programa hace uso recurrente de dos técnicas de procesado de la señal que son fundamentales para garantizar la calidad y realismo físico del acelerograma resultante.

6.6.1 Filtrado Implícito por Banda de Frecuencia

A diferencia de los programas que procesan registros sísmicos reales y que requieren una etapa explícita de filtrado (p. ej., con filtros Butterworth o FFT), `earthquake_2025` no necesita este paso. El filtrado es una característica **implícita y fundamental** del propio método de síntesis.

Como se describe en la Ecuación 6.1, el acelerograma se construye como una suma de sinusoides. El rango de frecuencias de estas sinusoides está estrictamente limitado por los parámetros de entrada `T_CONT_MIN` (que define la frecuencia máxima) y `T_CONT_MAX` (que define la frecuencia mínima). Por lo tanto, el programa nunca genera energía fuera de esta banda de frecuencia. Este procedimiento actúa, en la práctica, como un filtro pasa-banda perfecto, eliminando de raíz tanto el ruido de alta frecuencia como las derivas de muy baja frecuencia que plagan a los registros reales y que obligan a su filtrado.

6.6.2 La Corrección de Línea Base (`CORRECT_BASELINE`)

Para que las series temporales de velocidad y desplazamiento, obtenidas por integración, sean físicamente significativas, es imperativo que no presenten derivas al final del registro. La subrutina `CORRECT_BASELINE` implementa un método analítico robusto que garantiza esta condición. Se asume una corrección aditiva a la aceleración de forma lineal: $a_{corr}(t) = C_1 + C_2 \cdot t$. Los coeficientes C_1 y C_2 se calculan resolviendo un sistema de ecuaciones 2x2 que impone matemáticamente que la velocidad y el desplazamiento finales, obtenidos por integración de esta corrección, sean exactamente iguales y de signo contrario a los del registro sin corregir. Al restar esta corrección del acelerograma original, se asegura que el resultado final tenga velocidad y desplazamiento nulos al final del tiempo. Esta subrutina se llama en múltiples puntos del algoritmo (p. ej., después de aplicar la envolvente y después de cada ajuste de PGA) para mantener la integridad cinemática de la señal en todo momento.

Capítulo 7

Métodos de Análisis para la Respuesta Sísmica de Estructuras

7.1 Jerarquía y Selección de los Métodos de Análisis

El objetivo fundamental del ingeniero sísmico es calcular la respuesta de una estructura ante una determinada acción sísmica para verificar que cumple con los objetivos de desempeño preestablecidos. La respuesta es un término general que engloba un conjunto de parámetros críticos como los desplazamientos, las derivas de entrepiso, las aceleraciones de piso, y las fuerzas internas como momentos flectores y cortantes. La selección del método de análisis para determinar esta respuesta no es una decisión trivial; representa un balance fundamental entre la precisión requerida por el análisis, el comportamiento físico que se espera de la estructura (lineal o no lineal), y el esfuerzo computacional admisible.

No existe un método único que sea óptimo para todas las situaciones. Por el contrario, el ingeniero estructural dispone de un abanico de herramientas analíticas, un conjunto de métodos que van desde procedimientos simplificados y rápidos hasta simulaciones numéricas de alta fidelidad. La maestría del ingeniero reside en su capacidad para comprender las hipótesis, ventajas y limitaciones de cada uno de estos métodos, y en saber elegir la herramienta adecuada para el problema en cuestión.

Este capítulo presenta una descripción técnica de los cuatro métodos de análisis sísmico más importantes utilizados en la práctica profesional y en la investigación. Las ecuaciones matemáticas y su descripción se presentan de forma sucinta pero rigurosa, buscando un doble objetivo: por un lado, permitir que el profesional experimentado capte con rapidez las diferencias fundamentales entre cada método; y por otro, motivar al estudiante o al ingeniero que se inicia en la materia a consultar las referencias bibliográficas para un estudio más exhaustivo. Se detallarán sus fundamentos teóricos, sus formulaciones matemáticas y sus ámbitos de aplicación, culminando en una guía comparativa para la selección del método más apropiado.

1. Análisis Modal de Respuesta Espectral (MRSA)
2. Análisis Modal en el Dominio del Tiempo (MTHA)
3. Análisis por Integración Directa Implícita en el Tiempo (IDIA)
4. Análisis por Integración Directa Explícita en el Tiempo (EDIA)

7.2 Método 1: Análisis Modal de Respuesta Espectral (MRSA)

7.2.1 Fundamento Teórico y Procedimiento

El Análisis Modal de Respuesta Espectral o MRSA (*Modal Response Spectrum Analysis*) es el método de referencia en la mayoría de las normativas de diseño sísmico para estructuras con un comportamiento predominantemente lineal. Su elegancia y eficiencia radican en dos conceptos clave: la **descomposición modal** y el uso del **espectro de diseño**.

El método se basa en el principio de superposición, válido únicamente para sistemas lineales y elásticamente amortiguados. La idea fundamental es que la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) se puede descomponer en la suma de las respuestas de un conjunto de osciladores de un grado de libertad (SDOF) independientes, donde cada SDOF representa un “modo” de vibración de la estructura.

El procedimiento es el siguiente:

1. **Cálculo de Propiedades Dinámicas:** Se resuelve el problema de valores propios (o de eigenvalores) para el sistema no amortiguado:

$$([K] - \omega_n^2[M])\{\phi_n\} = \{0\} \quad (7.1)$$

La solución de esta ecuación proporciona los modos de vibración de la estructura: las frecuencias naturales, ω_n , y las formas modales, $\{\phi_n\}$.

2. **Cálculo de la Participación Modal:** Para cada modo n , se calcula el factor de participación modal, Γ_n , que cuantifica en qué medida ese modo es excitado por el movimiento del suelo:

$$\Gamma_n = \frac{\{\phi_n\}^T[M]\{I\}}{\{\phi_n\}^T[M]\{\phi_n\}} \quad (7.2)$$

donde $\{I\}$ es el vector de influencia del movimiento del suelo (un vector de unos).

3. **Determinación de la Respuesta Modal Máxima:** Aquí reside la clave del método. En lugar de resolver la respuesta en el tiempo, se utiliza directamente el espectro de diseño. Para cada modo n , con su periodo $T_n = 2\pi/\omega_n$ y su amortiguamiento ξ_n , se lee del espectro la ordenada de desplazamiento espectral, $SD(T_n, \xi_n)$. La respuesta máxima de desplazamiento para ese modo se calcula como:

$$\{u_{n,max}\} = \Gamma_n \{\phi_n\} SD(T_n, \xi_n) \quad (7.3)$$

4. **Combinación Estadística de Respuestas Modales:** Dado que los máximos de cada modo de vibración ocurren, en general, en instantes de tiempo diferentes, la respuesta máxima total no puede obtenerse mediante la suma directa de los máximos modales. En su lugar, debe estimarse mediante una regla de combinación estadística que aproxime el valor más probable del máximo. La elección de la regla de combinación no es trivial y depende de la correlación entre las respuestas modales, principalmente de la cercanía entre las frecuencias naturales de la estructura. La Tabla 7.1 resume las reglas más importantes.

Tabla 7.1: Reglas de Combinación Modal para la Estimación de la Respuesta Máxima.

Método	Fórmula para la Respuesta Máxima (R_{max})	Observaciones y Aplicabilidad
ABSSUM (Suma Absoluta)	$R_{max} \approx \sum_{n=1}^N R_{n,max} $	Obsoleto y Excesivamente Conservador. Asume que todos los máximos modales ocurren en el mismo instante. Produce una cota superior teórica, pero sobreestima la respuesta real de manera significativa. No se recomienda su uso en la práctica.
SRSS (Raíz Cuadrada de Suma de Cuadrados)	$R_{max} \approx \sqrt{\sum_{n=1}^N (R_{n,max})^2}$	El Método Clásico. Asume que las respuestas modales son estadísticamente independientes. Es muy preciso para estructuras con frecuencias naturales bien separadas (típicamente, $\omega_j/\omega_i > 1.15$). Puede subestimar la respuesta si hay modos con frecuencias cercanas.
CQC (Combinación Cuadrática Completa)	$R_{max} \approx \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} R_{i,max} R_{j,max}}$ donde ρ_{ij} es el coeficiente de correlación modal, que depende de las frecuencias y amortiguamientos de los modos i y j .	El Estándar Actual. Es el método más riguroso y recomendado por la mayoría de las normativas modernas. Tiene en cuenta la correlación entre los modos de vibración, proporcionando resultados precisos incluso para estructuras con frecuencias muy cercanas (torsionalmente acopladas, etc.) [22].
10 % (Método de Rosenblueth)	Se combina el SRSS con un término adicional para los modos cuyas frecuencias difieren en menos de un 10 %.	Obsoleto. Fue un método simplificado para tener en cuenta el acoplamiento modal antes de que el método CQC se generalizara. Ha sido completamente superado por la superioridad y facilidad de implementación del CQC en el software moderno.

7.2.2 Ámbito de Aplicación

El MRSA es rápido, eficiente y requiere únicamente el espectro de diseño, no una historia temporal. Es el método ideal para el diseño y la verificación de la gran mayoría de edificios y estructuras convencionales que se espera que permanezcan esencialmente en el rango elástico o que presenten no linealidades muy limitadas.

7.3 Método 2: Análisis Modal en el Dominio del Tiempo (MTHA)

El Análisis Modal en el Dominio del Tiempo o MTHA (*Modal Time-History Analysis*), es un refinamiento del MRSA que, si bien sigue basándose en la descomposición modal, calcula la evolución de la respuesta en el tiempo.

7.3.1 Fundamento Teórico y Procedimiento

Los pasos 1 y 2 (cálculo de modos y factores de participación) son idénticos a los del MRSA. La diferencia fundamental reside en el paso 3:

3. **Solución de la Ecuación Modal en el Tiempo:** En lugar de usar el espectro para obtener solo el valor máximo, se resuelve la ecuación de movimiento para la coordenada modal $q_n(t)$ de cada modo a lo largo del tiempo, utilizando para ello un acelerograma completo, $a_g(t)$:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = -\Gamma_na_g(t) \quad (7.4)$$

Esta ecuación se resuelve numéricamente para cada modo, obteniendo la historia completa $q_n(t)$.

4. **Superposición de Respuestas en el Tiempo:** La respuesta física total en cualquier instante de tiempo t se obtiene sumando las contribuciones de cada modo en ese mismo instante:

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\}q_n(t) \quad (7.5)$$

7.3.2 Ámbito de Aplicación

El MTHA sigue estando restringido a sistemas con comportamiento **lineal**. Su principal ventaja sobre el MRSA es que proporciona la historia completa de la respuesta, lo cual es útil en problemas de interacción suelo-estructura o para el diseño de equipos sensibles a la vibración. Además, al sumar las respuestas en cada instante, se evita la aproximación inherente a las reglas de combinación modal (SRSS, CQC), resultando en una solución teóricamente más exacta (dentro del ámbito lineal). Su gran desventaja es que requiere una historia temporal de la excitación, ya sea un acelerograma o una historia de desplazamientos, que debe ser generada por programas como `earthquake_2025`.

7.4 Método 3: Análisis por Integración Directa Implícita (IDIA)

Cuando el comportamiento de la estructura es no lineal, la descomposición modal pierde su validez. La integración directa, un pilar del Método de los Elementos Finitos [63], emerge como la única vía rigurosa. En un método como el Análisis por Integración Directa Implícita o IDIA (*Implicit Direct-Integration Analysis*), se resuelve el sistema completo y acoplado de ecuaciones de movimiento.

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + \{F_R(u(t))\} = \{P(t)\} \quad (7.6)$$

donde $\{F_R\}$ representa las fuerzas resistentes internas, que ahora son una función no lineal del desplazamiento.

7.4.1 El Método Implícito

En un esquema de integración **implícito**, la solución en el instante $t + \Delta t$ se formula en función de las incógnitas (desplazamientos, velocidades) en ese mismo instante $t + \Delta t$. Esto conduce a la necesidad de resolver un sistema de ecuaciones (generalmente no lineales) en cada paso de tiempo.

Uno de los métodos implícitos más extendidos es la familia de **métodos de Newmark**. Estos se basan en las siguientes suposiciones para la actualización de la velocidad y el desplazamiento:

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{u}\}_t + [(1 - \gamma)\{\ddot{u}\}_t + \gamma\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (7.7)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_t + \{\dot{u}\}_t\Delta t + [(\frac{1}{2} - \beta)\{\ddot{u}\}_t + \beta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}]\Delta t^2 \quad (7.8)$$

donde β y γ son parámetros que controlan la precisión y la estabilidad del método. Al combinar estas ecuaciones con la ecuación de equilibrio dinámico en $t + \Delta t$, y tras un proceso de linealización (como el de Newton-Raphson), se llega a un sistema de ecuaciones incremental de la forma [43]:

$$[K_{eff}]\{\Delta u\} = \{F_{eff}\} \quad (7.9)$$

donde $[K_{eff}]$ es la matriz de rigidez efectiva, que depende de la matriz de rigidez tangente $[K_T]$ del sistema. La necesidad de ensamblar y resolver este sistema de ecuaciones en cada iteración es la característica distintiva del método.

7.4.2 Ámbito de Aplicación

Los métodos implícitos son la herramienta por excelencia para la gran mayoría de los problemas de dinámica estructural no lineal, incluyendo el análisis sísmico. Para sistemas lineales, son incondicionalmente estables si se eligen $\gamma \geq 0.5$ y $\beta \geq 0.25(0.5 + \gamma)^2$, lo que permite usar pasos de tiempo grandes. Es importante notar que si se selecciona $\gamma = 0.5$, el método conserva la energía, mientras que si $\gamma > 0.5$, se introduce un **amortiguamiento numérico** (o algorítmico) que filtra las altas frecuencias espurias, una propiedad muy deseable

en modelos complejos para facilitar la convergencia. Su robustez los convierte en el método de elección en programas de elementos finitos de propósito general como Abaqus/Standard [1]. Su input de carga es una historia temporal, típicamente de desplazamientos prescritos en la base (aunque se puede usar también la historia de aceleraciones), que debe ser generada por programas como `earthquake_2025`.

7.5 Método 4: Análisis por Integración Directa Explícita (EDIA)

En un esquema **explícito**, como el Análisis por Integración Directa Explícita o EDIA (*Explicit Direct-Integration Analysis*), la solución en el instante $t + \Delta t$ se calcula utilizando únicamente valores ya conocidos de pasos anteriores (típicamente t y $t - \Delta t$). La gran ventaja es que no requiere la resolución de un sistema de ecuaciones. La ecuación de movimiento se utiliza para “despejar” directamente la aceleración en el instante t :

$$\{\ddot{u}\}_t = [M]^{-1}(\{P\}_t - \{F_{int}\}_t) \quad (7.10)$$

donde $\{F_{int}\}_t$ son las fuerzas internas. Si la matriz de masa $[M]$ es diagonal (lo que se consigue fácilmente con una formulación de masas concentradas), su inversión es trivial.

7.5.1 El Método Explícito

El método de **diferencias centrales** es el esquema explícito más común. La velocidad y la aceleración se aproximan en el instante t como:

$$\{\dot{u}\}_t \approx \frac{1}{2\Delta t}(\{u\}_{t+\Delta t} - \{u\}_{t-\Delta t}) \quad (7.11)$$

$$\{\ddot{u}\}_t \approx \frac{1}{\Delta t^2}(\{u\}_{t+\Delta t} - 2\{u\}_t + \{u\}_{t-\Delta t}) \quad (7.12)$$

Sustituyendo la segunda en la ecuación de movimiento y reordenando, se puede despejar directamente $\{u\}_{t+\Delta t}$ sin resolver ningún sistema matricial.

7.5.2 Ámbito de Aplicación y Estabilidad Condicional

La eficiencia computacional por paso de los métodos explícitos es muy alta. Sin embargo, su principal desventaja es que son **condicionalmente estables**. La teoría de métodos numéricos demuestra que la solución diverge de forma explosiva si el paso de tiempo, Δt , no es inferior a un valor crítico, Δt_{crit} . Dicho valor crítico está gobernado por el periodo del modo de vibración más alto del sistema mallado, T_{min} [7]:

$$\Delta t \leq \Delta t_{crit} = \frac{T_{min}}{\pi} \quad (7.13)$$

Dado que T_{min} puede ser extremadamente pequeño en mallas finas, los métodos explícitos requieren un número de pasos de tiempo muy elevado. Son, por tanto, ideales para eventos

donde la naturaleza del problema ya exige el uso de incrementos de tiempo muy pequeños (como en la simulación de sismos para capturar las altas frecuencias, o en problemas de impacto y explosiones). Su eficiencia también destaca en problemas con no linealidades muy complejas (contacto, daño extremo) donde la convergencia del método implícito puede ser difícil.

7.6 Criterios para la Selección del Método de Análisis

La premisa fundamental que debe guiar al ingeniero es: *No existe un método que sea universal, cada método es una herramienta con un propósito, ventajas y limitaciones.*

7.6.1 Análisis Modal de Respuesta Espectral (MRSA)

- **Ventajas Clave:** Muy rápido y computacionalmente eficiente. Solo requiere el espectro de diseño. Es el método estándar en las normativas.
- **Desventajas y Limitaciones:** Estrictamente aplicable solo a sistemas lineales. No proporciona la historia temporal de la respuesta. La combinación modal es una aproximación estadística.
- **Caso de Uso Recomendado:** Diseño preliminar y final de estructuras convencionales con comportamiento elástico. Verificación rápida según normativa.
- **Nivel de Conocimiento Requerido:** Básico / Intermedio.

7.6.2 Análisis Modal en el Dominio del Tiempo (MTHA)

- **Ventajas Clave:** Proporciona la historia temporal completa. Es más preciso que el MRSA para sistemas lineales. Computacionalmente más rápido que la integración directa.
- **Desventajas y Limitaciones:** Estrictamente limitado a sistemas lineales. Requiere una historia temporal completa de la excitación (aceleraciones o desplazamientos).
- **Caso de Uso Recomendado:** Análisis de estructuras lineales donde se necesita la evolución temporal (ej. interacción con equipos, efectos P-Delta).
- **Nivel de Conocimiento Requerido:** Intermedio.

7.6.3 Análisis por Integración Directa Implícita (IDIA)

- **Ventajas Clave:** Es el método más robusto para análisis no lineal. Incondicionalmente estable para sistemas lineales.
- **Desventajas y Limitaciones:** Computacionalmente costoso (resuelve un sistema de ecuaciones en cada paso). La convergencia puede ser difícil en no linealidades severas. Requiere una historia temporal.

- **Caso de Uso Recomendado:** El método por excelencia para el Diseño Basado en Desempeño (PBD) y el análisis sísmico no lineal de estructuras críticas. El estándar de la industria.
- **Nivel de Conocimiento Requerido:** Avanzado / Experto.

7.6.4 Análisis por Integración Directa Explícita (EDIA)

- **Ventajas Clave:** Muy eficiente por paso de tiempo. Maneja excelentemente no linealidades extremas (contacto, colapso).
- **Desventajas y Limitaciones:** Condicionalmente estable. La necesidad de usar un paso de tiempo muy pequeño (limitado por el elemento más pequeño de la malla) puede hacerlo computacionalmente intensivo para eventos de larga duración, en comparación con un análisis implícito donde se pueden usar pasos grandes.
- **Caso de Uso Recomendado:** Análisis de problemas con no linealidades muy severas (contacto, colapso) o cuando la precisión del modelo requiere un Δt intrínsecamente pequeño. Para el análisis sísmico, es una alternativa robusta al método implícito, especialmente en modelos muy grandes o complejos donde la convergencia del análisis implícito puede ser un desafío. Su eficiencia se vuelve competitiva si el Δt requerido por la precisión es de hasta 100 veces el Δt_{crit} de estabilidad [8, 32].
- **Nivel de Conocimiento Requerido:** Avanzado / Experto.

7.7 La Relevancia Indispensable de la Generación de Señales

Esta revisión de los métodos de análisis conduce a una conclusión fundamental: *los métodos más avanzados y precisos (MTHA, IDIA y EDIA), que son indispensables para abordar la no linealidad y obtener una descripción completa de la respuesta, requieren de manera ineludible una **historia temporal completa y de alta calidad de la excitación sísmica**.*

Aquí reside la importancia crítica del programa `earthquake_2025`. Actúa como la pieza de conexión indispensable que traduce la amenaza sísmica, definida por la normativa en forma de un espectro de diseño elástico, a una señal en el tiempo que sirve de *input* para estos análisis avanzados (MTHA, IDIA o EDIA). La nueva metodología híbrida del programa va un paso más allá: al no solo generar una señal estadísticamente compatible, sino al refinarla para alcanzar una “super-compatibilidad” con el espectro elástico, se asegura que el *input* para el análisis estructural contiene el potencial de daño y la demanda energética más precisos posibles. Esto es especialmente crítico para el Diseño Basado en Desempeño y para el análisis de sistemas no lineales, donde la respuesta puede ser muy sensible a las características de la excitación.

7.8 Aplicación de la Excitación Sísmica

Una vez generada una historia temporal de alta calidad, el siguiente paso crucial es su correcta implementación en el modelo numérico. La forma en que se aplica la excitación sísmica depende fundamentalmente del alcance y la complejidad del modelo, distinguiéndose principalmente entre modelos de base fija y modelos que incluyen la Interacción Suelo-Estructura (SSI) (*Soil-Structure Interaction*).

7.8.1 El Enfoque Recomendado: Excitación por Desplazamiento en la Base

Para los métodos de integración directa (IDIA y EDIA), es a menudo numéricamente más estable, preciso y conceptualmente más correcto aplicar la excitación como un desplazamiento prescrito en los nudos de la base (una **historia de desplazamientos**) en lugar de una historia de aceleraciones. La razón es que las estructuras responden naturalmente a los movimientos relativos, y prescribir un desplazamiento evita la acumulación de errores de integración que pueden ocurrir al aplicar aceleraciones. El programa `earthquake_2025`, al generar una historia de aceleraciones de alta calidad y con una correcta corrección de línea base, obtiene por doble integración una **historia de desplazamientos** robusta y físicamente consistente, que la provee lista para ser utilizada en las simulaciones más sofisticadas.

7.8.2 Excitación Basal en Modelos Avanzados

La recomendación de aplicar la excitación sísmica como una historia de desplazamientos en la base de la superestructura, como se ha argumentado en la sección 7.8.1, constituye una práctica robusta y ampliamente aceptada en el ámbito del análisis estructural. Este enfoque, que conceptualmente simula la imposición del movimiento del campo libre del suelo sobre la cimentación, es el pilar de los análisis no lineales en el tiempo (NLTHA) para la gran mayoría de edificios y estructuras convencionales.

Sin embargo, en la vanguardia de la ingeniería sísmica, existen escenarios de modelado más complejos cuya correcta implementación exige una comprensión más profunda de la naturaleza de la excitación sísmica. Es imperativo para el ingeniero especialista reconocer el contexto en el que esta práctica estándar es válida y cuándo se deben emplear formulaciones más avanzadas, particularmente en el campo de la **Interacción Suelo-Estructura (SSI)**.

En un análisis SSI, el objetivo trasciende la respuesta de la superestructura; busca capturar el comportamiento acoplado del sistema completo, incluyendo un volumen significativo del suelo de cimentación y, en ocasiones, de un fluido adyacente (como en el caso de presas y estructuras marinas). En este contexto, el modelo ya no se excita en la base de la estructura, sino en las fronteras de este dominio extendido de suelo [26, 27, 13]. Esta distinción es fundamental y da lugar a dos consideraciones críticas:

1. **La Necesidad de Fronteras Absorbentes:** Al modelar un subdominio de un medio teóricamente semi-infinito como es el suelo, es crucial evitar la reflexión espuria de ondas en las fronteras artificiales del modelo. Las ondas generadas por la excitación sísmica y, de igual importancia, las ondas irradiadas por la propia estructura al vibrar

y el reflejo en la superficie del suelo, deben poder salir del dominio del modelo sin regresar como un eco no físico.

La incapacidad de permitir esta irradiación de energía elimina un mecanismo de amortiguamiento fundamental —el **amortiguamiento por radiación**— lo que puede conducir a una sobreestimación significativa de la respuesta estructural. La solución estándar para este problema es el uso de **elementos infinitos** o fronteras absorbentes viscosas en los bordes del dominio de suelo, simulando así la condición de un espacio elástico semi-infinito.

2. **La Naturaleza de la Carga Sísmica:** La aplicación de la carga en estas fronteras absorbentes introduce una paradoja conceptual. Si se prescribe un movimiento (desplazamiento o aceleración) en una frontera, ésta se convierte, por definición, en una pared no libre que puede reflejar las ondas que llegan desde la estructura.

La formulación físicamente más pura para evitar esta contradicción requiere un enfoque diferente. En este método riguroso, la frontera basal se deja libre y la excitación sísmica se introduce como una **carga de corte** que representa la onda incidente que viaja únicamente hacia arriba desde el lecho rocoso.

La conversión de un registro de movimiento sísmico a una historia de esfuerzos se fundamenta en la relación de impedancia para una onda plana de corte. El esfuerzo de corte, $\tau(t)$, que debe aplicarse en la frontera basal, es directamente proporcional a la velocidad de las partículas de la onda incidente, $v_{inc}(t)$:

$$\tau(t) = (\rho V_S) \cdot v_{inc}(t) \quad (7.14)$$

donde ρ es la densidad del medio y $V_S = \sqrt{G/\rho}$ es la velocidad de la onda de corte, siendo G el módulo de corte. El término ρV_S (equivalente a $\sqrt{G\rho}$) se conoce como la impedancia del medio, cuyas unidades son Masa/(Área · Tiempo) [p. ej., kg/(m² · s)].

Para determinar la magnitud correcta de esta carga, es necesario conjugar dos fenómenos físicos fundamentales que actúan en sentidos opuestos sobre la amplitud de la señal.

En primer lugar, la frontera absorbente (el elemento infinito) se comporta mecánicamente como un amortiguador viscoso. Para lograr introducir una onda en el dominio numérico a través de este mecanismo, la fuerza aplicada debe ser el **doble** de la fuerza asociada a la onda incidente ($2 \cdot \tau_{inc}$); esto se debe a que la mitad de la energía aplicada se disipa venciendo la resistencia del propio amortiguador viscoso, permitiendo que la otra mitad ingrese efectivamente al modelo como energía cinética y de deformación.

En segundo lugar, se debe considerar el origen de la señal sísmica. El registro $v_g(t)$ proporcionado por el programa `earthquake_2025` corresponde al movimiento en la **superficie** libre del terreno. Debido al fenómeno de reflexión total en la superficie libre, la amplitud del movimiento registrado es el doble de la amplitud de la onda incidente que viaja desde el lecho rocoso ($v_g = 2 \cdot v_{inc}$). Por consiguiente, la velocidad de la onda incidente que debemos inyectar teóricamente en la base es la mitad del registro de superficie: $v_{inc}(t) = 0.5 \cdot v_g(t)$.

Afortunadamente, estos dos efectos se cancelan matemáticamente de forma exacta: el factor de duplicación requerido por la frontera absorbente ($\times 2$) se compensa con el factor de reducción necesario para obtener la onda incidente a partir del registro de superficie ($\times 0.5$). Como resultado, la historia de esfuerzos de corte, $\tau(t)$, a aplicar en la base del modelo se calcula directamente utilizando la impedancia del medio sin factores adicionales:

$$\tau(t) = \sqrt{G\rho} \cdot v_g(t) \quad (7.15)$$

Esta historia de $\tau(t)$ se introduce como una **carga de corte** distribuida en los nodos de la interfaz entre los elementos finitos y los elementos infinitos absorbentes. Es crucial enfatizar que no se impone ninguna restricción cinemática (desplazamiento) en estos nodos; permanecen libres, lo que permite que las ondas reflejadas por la estructura que regresan a la base atraviesen la frontera y sean absorbidas correctamente por los elementos infinitos, emulando la radiación de energía hacia el semiespacio infinito.

Consideración sobre la Deconvolución Numérica de la Señal. Es imperativo realizar una precisión conceptual respecto a la consistencia espectral en este tipo de modelos. El sismo generado por `earthquake_2025` define un movimiento objetivo (a_g, v_g, d_g) específico en la **superficie** del terreno. Sin embargo, al aplicar esta señal (convertida a esfuerzo) en la base de un modelo de elementos finitos que incluye una columna de suelo, la propagación de ondas a través de los elementos finitos alterará la señal que finalmente llega a la superficie debido a la función de transferencia del propio suelo modelado.

Por consiguiente, para un análisis riguroso de interacción suelo-estructura, la señal de superficie generada no debería aplicarse directamente en la base. En su lugar, se requiere realizar un proceso de **deconvolución numérica**. Este procedimiento inverso calcula qué movimiento debe existir en la base del modelo (el lecho rocoso) para que, tras ser filtrado y amplificado por la columna de suelo numérico, se reproduzca exactamente el movimiento objetivo generado por `earthquake_2025` en la superficie. Si bien la deconvolución es un paso esencial para preservar la fidelidad espectral en modelos profundos, su formulación matemática y ejecución (ver, p. ej., [50, 55, 62]) exceden el alcance de esta monografía, limitándose esta sección a exponer la correcta formulación de la carga en fronteras absorbentes.

Procesos de Convolución, Deconvolución y Movimiento de Entrada en Fundación. Es imperativo realizar una precisión conceptual y práctica respecto a la consistencia espectral cuando se modela el terreno de cimentación:

- **El Proceso Directo (Convulación):** Desde la perspectiva de la propagación unidimensional de ondas de corte, el paso del movimiento sísmico desde el basamento rocoso rígido (*rock outcrop*) hasta la superficie libre se modela como una convolución matemática entre la señal basal incidente y la función de transferencia compleja de la columna de suelo. La estratigrafía actúa como un filtro dinámico que amplifica determinadas bandas de frecuencia y atenúa otras debido a la amortiguación del material.

- **El Problema Inverso (Deconvolución):** Cuando el ingeniero dispone de un espectro o registro definido en la superficie de un terreno blando y necesita determinar la excitación coherente en la base rígida subyacente para calibrar un modelo numérico, se requiere realizar el proceso inverso o **deconvolución**. Mediante este procedimiento, la señal superficial se “desconvoluciona” a través de las propiedades dinámicas de los estratos para deducir el movimiento que debió actuar en la roca profunda.

Implicaciones para el uso de earthquake_2025: El programa genera acelerogramas directamente compatibles con el espectro elástico objetivo proporcionado por el usuario. En la práctica habitual, dicho espectro objetivo corresponde a la demanda normativa en la superficie del terreno (es decir, ya incorpora los factores de amplificación por tipo de suelo S , F_a o F_v). Por consiguiente:

- a) En un **modelo de base fija** (superestructura aislada), la historia temporal generada representa el movimiento de campo libre y se prescribe directamente en los apoyos de la cimentación.
- b) En un **modelo SSI con dominio extendido de suelo**, inyectar directamente la señal de superficie en el fondo del dominio numérico constituiría un grave error conceptual si existen contrastes estratigráficos o variación de propiedades con la profundidad, ya que la columna de suelo del modelo volvería a amplificar la señal, incurriendo en una espuria “*doble amplificación*”. En tales casos heterogéneos, es mandatorio aplicar previamente una deconvolución numérica sobre la señal generada (mediante formulaciones lineales equivalentes o en el dominio frecuencial; ver, p. ej., [50, 55, 62]) para obtener el tren de ondas basal equivalente que, tras propagarse por la malla de elementos finitos, reproduzca fielmente en la superficie el espectro de diseño objetivo. No obstante, si el estrato de suelo modelado es completamente homogéneo y uniforme (sin contrastes de impedancia ni amortiguamiento material apreciable en el trayecto), la señal no experimenta alteraciones dinámicas significativas en su viaje vertical, por lo que puede incorporarse directamente en la frontera inferior sin necesidad de modificación.

En conclusión, si bien la metodología de aplicar una historia de desplazamientos en la base de la estructura es la herramienta fundamental y correcta para el análisis estructural en el dominio del tiempo, el ingeniero debe ser consciente de que al extender el alcance del modelo para incluir explícitamente el dominio del suelo, las reglas de aplicación de la carga y el tratamiento de las fronteras evolucionan.

La comprensión de estos conceptos avanzados de Interacción Suelo-Estructura es lo que distingue al analista experto y garantiza la máxima fidelidad en las simulaciones más complejas y críticas.

Capítulo 8

Sistemas de Protección Sísmica y sus Requerimientos de Análisis

8.1 Más Allá de la Resistencia y la Ductilidad

La filosofía del diseño sismorresistente tradicional, descrita en capítulos anteriores, se fundamenta en dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y, de manera crucial, ductilidad. En esta estrategia, la energía impartida por el terremoto se disipa internamente a través de la deformación inelástica y el daño controlado de los elementos estructurales principales (vigas, columnas, muros). Si bien es un enfoque robusto y probado para garantizar la seguridad de vida, tiene una consecuencia inevitable: la estructura puede sufrir daños significativos y requerir reparaciones costosas o incluso su demolición después de un sismo severo.

La ingeniería sísmica moderna, en su búsqueda de un mayor nivel de desempeño y resiliencia, ha desarrollado una filosofía alternativa: en lugar de diseñar la estructura para que “resista” el sismo a través del daño, se busca modificar la respuesta sísmica global mediante la incorporación de dispositivos especializados. Estos **sistemas de protección sísmica**, que forman parte del campo más amplio del control estructural [57], actúan de manera inteligente para reducir la demanda impuesta sobre el sistema estructural o para gestionar la disipación de energía de una forma más eficiente.

Este capítulo explora las tres grandes estrategias de protección sísmica pasiva, sus mecanismos físicos y, fundamentalmente, los requerimientos de análisis que imponen, demostrando por qué el análisis en el dominio del tiempo es una herramienta indispensable para su correcto diseño y verificación.

8.2 Estrategia 1: Sistemas de Aislamiento Sísmico de Base

8.2.1 Principio Fundamental

El **aislamiento sísmico de base** es quizás la estrategia de protección sísmica más intuitiva y radicalmente efectiva. Su principio fundamental consiste en **desacoplar** la super-

estructura del movimiento del suelo. Esto se logra introduciendo una interfaz de muy alta flexibilidad horizontal entre la cimentación y la base de la estructura.

Al alargar significativamente el primer periodo fundamental de vibración de la estructura (llevándolo, por ejemplo, de 0.5 a 2.9 segundos), el sistema “aislado” se desplaza hacia la zona de largo periodo y baja aceleración del espectro de respuesta (ver Figura 8.1). La consecuencia es una reducción drástica de las fuerzas inerciales y las aceleraciones que se transmiten a la superestructura, la cual, idealmente, puede permanecer prácticamente en el rango elástico incluso durante un sismo severo. El movimiento sísmico se concentra en grandes desplazamientos horizontales dentro del sistema de aislamiento, que está diseñado específicamente para acomodarlos.

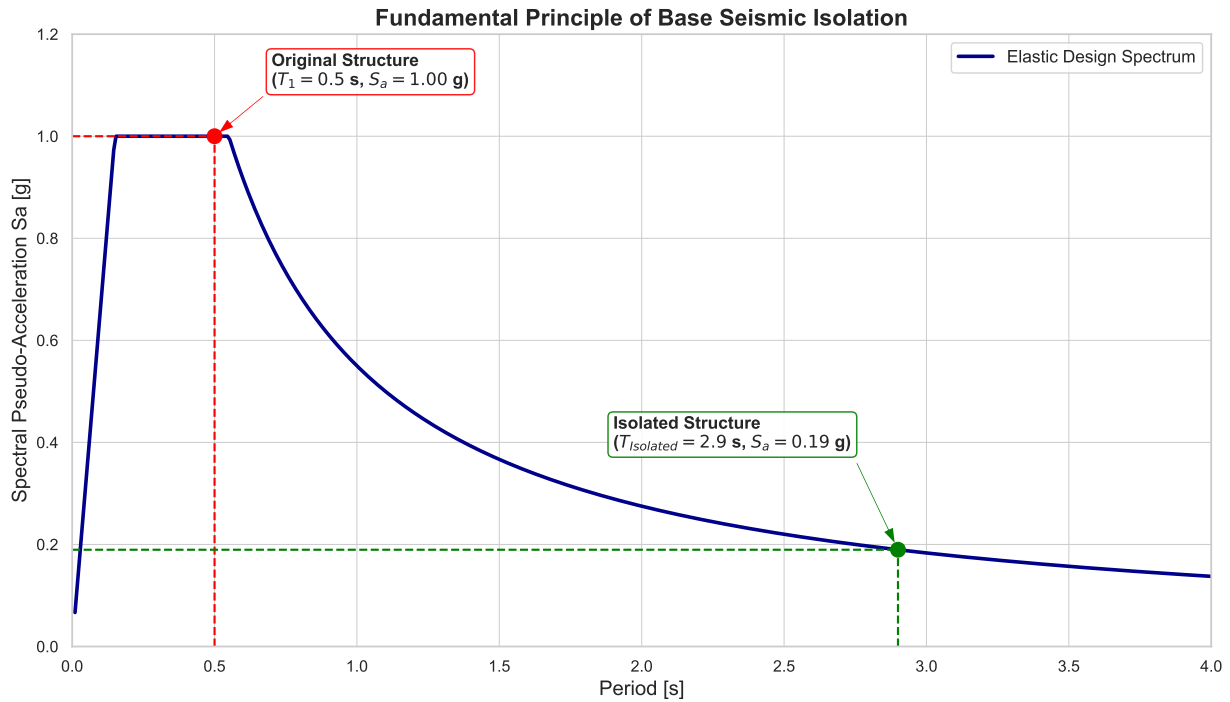


Figura 8.1: Principio del aislamiento sísmico: Al alargar el periodo fundamental de T_1 a $T_{aislado}$, la demanda de aceleración espectral S_a se reduce drásticamente.

8.2.2 Tipos de Dispositivos

- **Aisladores Elastómericos:** Consisten en capas alternas de elastómero (caucho natural o neopreno) y finas planchas de acero vulcanizadas. El elastómero proporciona la flexibilidad horizontal, mientras que las planchas de acero confieren una gran rigidez vertical para soportar las cargas gravitatorias. Existen dos variantes principales: los **HDR** (*High Damping Rubber Bearing*), que utilizan un compuesto de caucho con aditivos para aumentar la disipación de energía, y los **LRB** (*Lead Rubber Bearing*), que introducen un núcleo de plomo central (ver figura 8.2). Este núcleo fluye plásticamente bajo el movimiento sísmico, proporcionando una capacidad de disipación de energía histerética muy estable y fiable que limita los desplazamientos excesivos [56, 37].

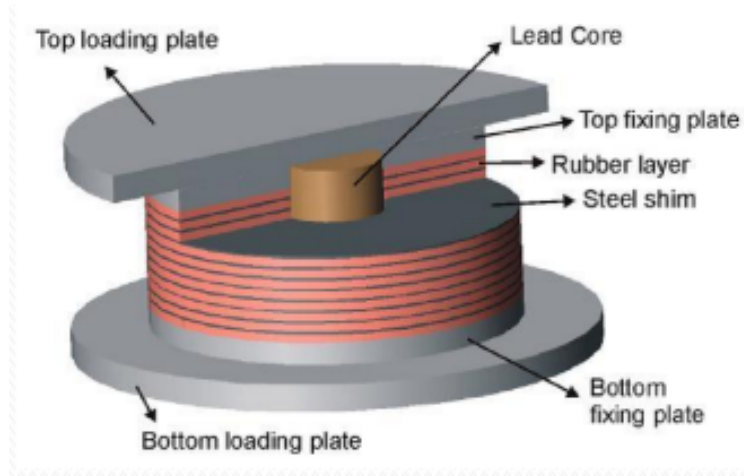


Figura 8.2: Esquema de un Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB), mostrando las capas de caucho y acero, y el núcleo central disipador.

- **Sistemas de Péndulo Friccionante (FPS):** El FPS (*Friction Pendulum System*) consiste en una superficie cóncava de acero inoxidable sobre la cual se desliza una zapata articulada recubierta con un material de baja fricción. La curvatura de la superficie define el periodo efectivo del sistema ($T = 2\pi\sqrt{R/g}$, donde R es el radio de curvatura), mientras que la fricción entre la zapata y la superficie proporciona la disipación de energía (ver figura 8.3). Su comportamiento es altamente no lineal [17].

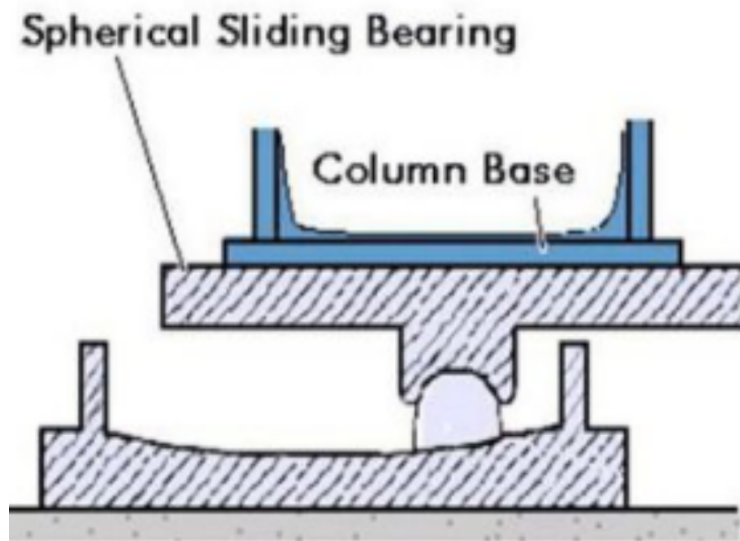


Figura 8.3: Principio de funcionamiento de un Sistema de Péndulo Friccionante (FPS), donde el deslizamiento sobre una superficie cóncava genera la fuerza restauradora.

8.2.3 Requerimientos de Análisis

La naturaleza del comportamiento de los sistemas de aislamiento impone requerimientos de análisis muy estrictos:

- **Alta No Linealidad:** El comportamiento fuerza-desplazamiento de los aisladores es intrínsecamente no lineal (bilineal para LRB, friccional para FPS). Esta no linealidad es esencial para su funcionamiento y no puede ser aproximada adecuadamente con métodos lineales.
- **Sensibilidad a la Historia Temporal:** La respuesta de los aisladores, especialmente los desplazamientos máximos y residuales, es altamente sensible a las características del acelerograma completo, en particular a los pulsos de velocidad de largo periodo (efectos de “fling-step” o directividad) que no pueden ser representados por un espectro de respuesta.

Por estas razones, todas las normativas sísmicas modernas, como la ASCE 7, **exigen de manera mandatoria** el uso de Análisis No Lineal Tiempo Historia o NLTHA (*Non-Linear Time History Analysis*) para el diseño de estructuras con aislamiento de base. Dado que la respuesta de estos sistemas, y en particular sus grandes desplazamientos, es extremadamente sensible a las características de la excitación, la utilización de sismos artificiales con un altísimo grado de compatibilidad espectral, como los generados por `earthquake_2025`, se vuelve un requisito indispensable para obtener resultados fiables.

8.3 Estrategia 2: Sistemas de Disipación de Energía Suplementaria

8.3.1 Principio Fundamental

El objetivo de esta estrategia es aumentar la capacidad de amortiguamiento del sistema estructural global. En lugar de permitir que la energía sísmica se disipe a través del daño en vigas y columnas, se instalan dispositivos (comúnmente llamados “dampers” o amortiguadores) diseñados específicamente para absorber la mayor parte de esta energía y disiparla en forma de calor. Esto protege a la estructura principal, reduce los desplazamientos y las aceleraciones, y permite que permanezca elástica o con un daño mínimo. Los disipadores actúan como “fusibles” estructurales que pueden ser inspeccionados y reemplazados tras un sismo.

8.3.2 Tipos de Dispositivos

Los disipadores se clasifican generalmente según el mecanismo físico del que dependen:

- **Dependientes de la Velocidad:** El ejemplo más común son los **amortiguadores de fluido viscoso**. Generan una fuerza que es proporcional a la velocidad relativa entre sus extremos, $F = C \cdot v^\alpha$. Si $\alpha = 1$, el amortiguador es lineal; si $\alpha < 1$, es no lineal.

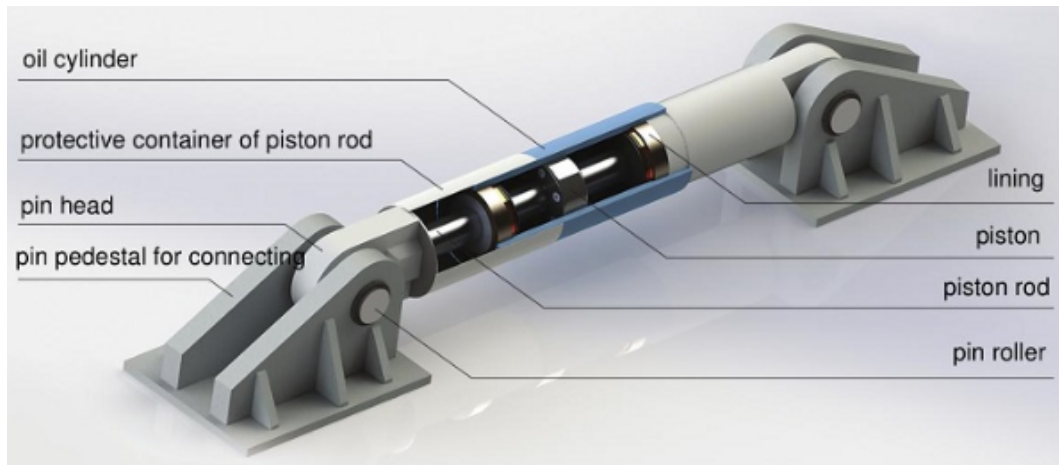


Figura 8.4: Sección de un amortiguador de fluido viscoso, mostrando el pistón que se mueve a través de un aceite de silicona para generar la fuerza de amortiguamiento.

- **Dependientes del Desplazamiento:** Estos dispositivos generan fuerzas que dependen del desplazamiento relativo.
 - **Amortiguadores de Fricción:** Disipan energía a través de la fricción que se genera cuando dos superficies se deslizan entre sí una vez superada una fuerza de pretensión.
 - **Amortiguadores de Fluencia (o Histeréticos):** Utilizan la deformación plástica de metales para disipar energía. Ejemplos son los dispositivos **ADAS** (*Added Damping and Stiffness*) (ver figura 8.5) y **TADAS** (*Triangular Added Damping and Stiffness*).



Figura 8.5: Ejemplo de un disipador de energía histerético (o de fluencia) ADAS. La energía sísmica se disipa mediante la deformación plástica de las placas metálicas curvas.

8.3.3 Requerimientos de Análisis

Para estructuras con amortiguadores viscosos *lineales*, algunas normativas permiten el uso de métodos espectrales modificados que utilizan un “amortiguamiento efectivo” superior al 5 %. Sin embargo, este es un enfoque aproximado. Para un diseño riguroso y para todos los casos con disipadores no lineales (que son la gran mayoría), el **Análisis No Lineal Tiempo Historia (NLTHA)** es el **único método** que puede capturar correctamente la interacción ciclo a ciclo entre la estructura y los dispositivos. La precisión de este análisis depende críticamente de la calidad de la señal de entrada, por lo que el uso de historias temporales con un ajuste espectral superior, como las generadas por `earthquake_2025`, es fundamental para una evaluación fiable del desempeño.

8.4 Estrategia 3: Sistemas de Masa Sintonizada (TMD)

8.4.1 Principio Fundamental

Un Amortiguador de Masa Sintonizada, o TMD (*Tuned Mass Damper*), es un sistema de control pasivo que consiste en un sistema secundario de masa-resorte-amortiguador que se añade a la estructura principal. La clave de su funcionamiento es la **sintonización**: la frecuencia natural del TMD se ajusta para que sea muy cercana a la frecuencia fundamental de la estructura que se desea controlar.

Cuando la estructura comienza a vibrar a su frecuencia fundamental debido a una excitación externa, el TMD entra en resonancia y comienza a oscilar con una gran amplitud, pero con un desfase de aproximadamente 90 grados respecto a la estructura. El movimiento de la masa del TMD genera una fuerza inercial que se opone al movimiento de la estructura principal, transfiriendo energía vibratoria de la estructura al TMD, donde es disipada por el amortiguador del dispositivo. El ejemplo más famoso es el péndulo de 660 toneladas suspendido en la parte superior del rascacielos Taipei 101 (ver figuras 8.6 y 8.7).

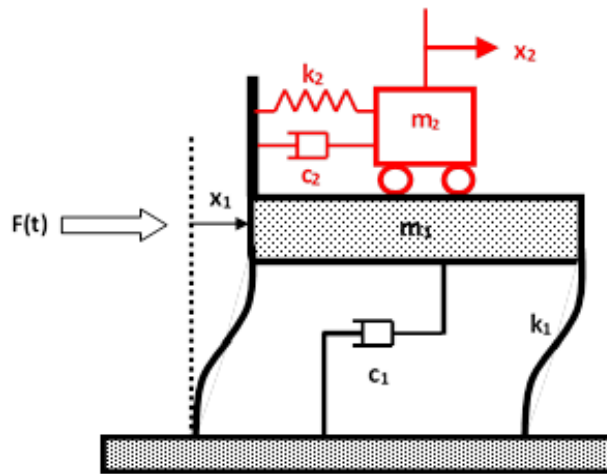


Figura 8.6: Diagrama esquemático del principio de funcionamiento de un Amortiguador de Masa Sintonizada (TMD). El sistema secundario (m_2, k_2, c_2) se añade a la estructura principal (m_1, k_1, c_1) para controlar su respuesta.

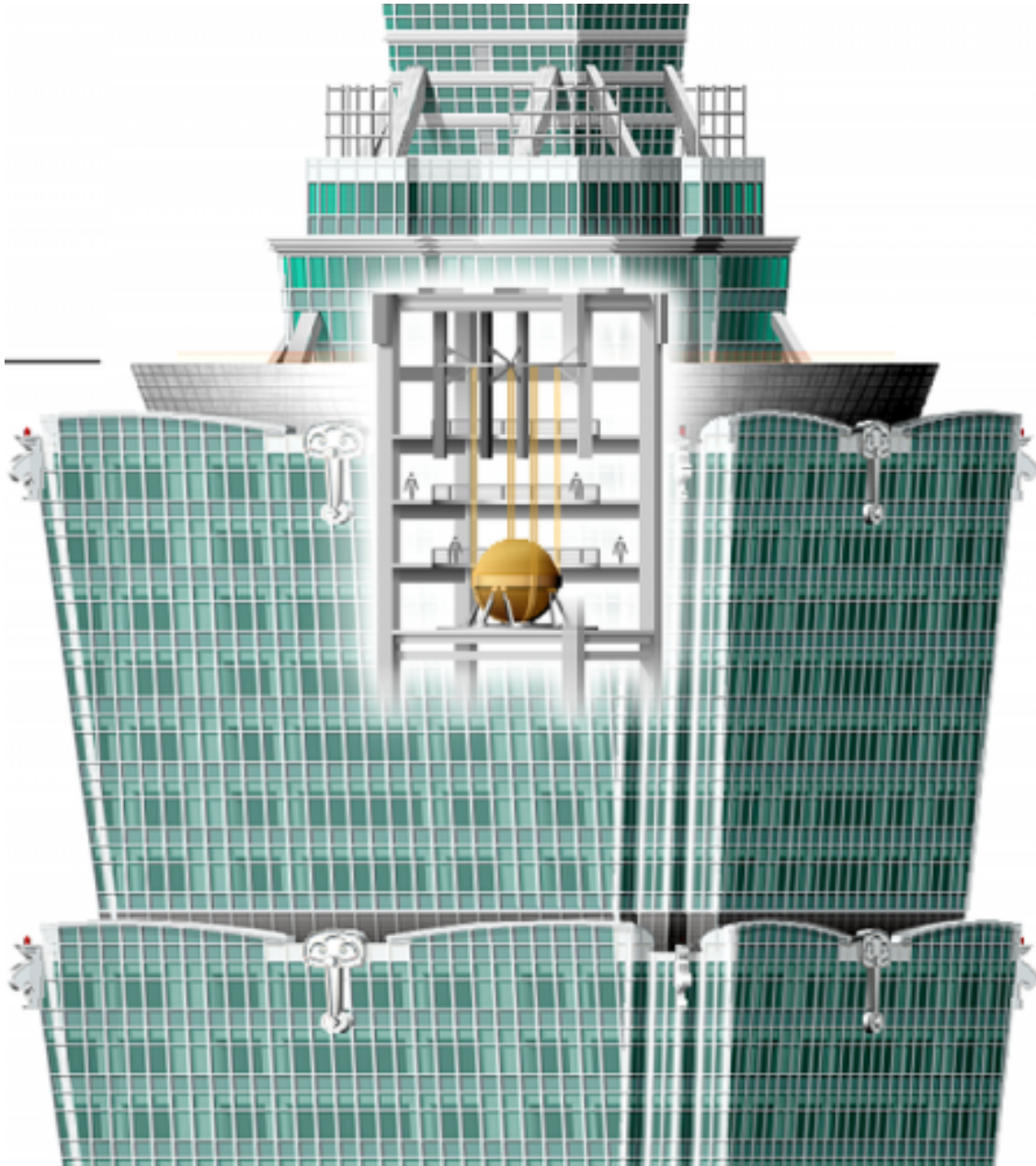


Figura 8.7: Ejemplo de aplicación de un TMD: el péndulo de 660 toneladas del rascacielos Taipei 101, diseñado para contrarrestar las vibraciones producidas por el viento y los sismos.

8.4.2 Requerimientos de Análisis

El análisis de estructuras con TMDs depende del comportamiento esperado de la estructura principal:

- Si la estructura principal se diseña para permanecer **elástica**, la interacción con el TMD (que también es un sistema lineal) puede ser modelada con precisión mediante un análisis modal de respuesta espectral MRSA o un análisis modal en el dominio del tiempo MTHA sobre el sistema combinado.
- Sin embargo, si se espera que la estructura principal incurra en el **rango no lineal**, sus propiedades dinámicas (rigidez y periodo) cambian en el tiempo. Esto provoca un fenómeno de “desintonización” del TMD, que ocasiona la pérdida de su eficacia. La interacción compleja entre un sistema principal no lineal y un sistema secundario lineal solo puede ser resuelta de manera fiable mediante un **Análisis No Lineal Tiempo Historia (NLTHA)**. Para que este análisis capture correctamente el fenómeno de desintonización, es crucial que la excitación utilizada (la historia temporal) represente con la máxima fidelidad la energía en cada banda de frecuencia, una condición que las señales “super-compatibles” generadas por `earthquake_2025` cumplen de manera excepcional.

8.5 Conclusión: La Necesidad Ineludible del Análisis en el Tiempo

El análisis de los sistemas de protección sísmica conduce a una conclusión unánime y contundente: *su diseño y verificación rigurosos exigen, en la gran mayoría de los casos, la ejecución de análisis no lineales en el dominio del tiempo*. Las hipótesis de linealidad en las que se basan los métodos espectrales simplificados son generalmente invalidadas por la propia naturaleza del comportamiento de estos dispositivos avanzados.

Por lo tanto, el Análisis No Lineal Tiempo Historia **NLTHA** (*Non-Linear Time History Analysis*) no es una mera opción académica, sino un requisito fundamental de la práctica de la ingeniería de vanguardia. Esta realidad, a su vez, crea una demanda indispensable de historias temporales de alta calidad, que sean realistas y compatibles con la amenaza sísmica de diseño para un emplazamiento específico, subrayando el rol central y la importancia crítica de las herramientas de simulación. El programa `earthquake_2025`, con su capacidad de generar señales “super-compatibles”, actúa como el puente indispensable que conecta la definición de la amenaza sísmica de la normativa, dada en espectros, con la ejecución fiable de los métodos de análisis más sofisticados que la ingeniería moderna demanda.

Capítulo 9

Conclusiones y Futuras Líneas de Investigación

9.1 Resumen y Síntesis de la Monografía

Esta monografía ha emprendido un recorrido exhaustivo a través de los conceptos y herramientas necesarios para la simulación de movimientos sísmicos para su aplicación en el análisis estructural. El texto se ha estructurado en dos partes complementarias, con la intención de servir tanto como un documento de referencia teórico como una guía práctica para una herramienta computacional específica.

La **Parte I** ha sentado las bases teóricas, explorando la física del fenómeno sísmico, desde el origen tectónico de los terremotos y la propagación de las ondas, hasta la caracterización de sus efectos en un emplazamiento. Se han definido y diferenciado conceptos fundamentales como magnitud e intensidad, y se han analizado en profundidad las herramientas que utiliza el ingeniero para cuantificar la demanda sísmica: el acelerograma, los espectros de respuesta y las medidas integrales de energía, como la Intensidad de Arias. Asimismo, se ha contextualizado la necesidad de estas herramientas dentro de la filosofía del diseño sismorresistente moderno, particularmente el Diseño Basado en Desempeño, que exige el uso de análisis no lineales en el tiempo.

La **Parte II**, por su parte, ha presentado la materialización de esta teoría en una herramienta computacional robusta: el programa `earthquake_2025`. Se ha detallado la metodología algorítmica interna, desde la generación de la señal estocástica inicial hasta el refinado proceso iterativo que garantiza la compatibilidad de los acelerogramas generados con un espectro objetivo. Finalmente, se ha proporcionado una guía detallada para el uso del programa y la interpretación crítica de sus resultados numéricos y gráficos, conectando así la aplicación práctica con los fundamentos teóricos previamente establecidos. El hilo conductor de la obra ha sido, por tanto, este viaje desde el “porqué” de la física y la ingeniería hasta el “cómo” de la implementación computacional.

9.2 Capacidades y Limitaciones del Programa earthquake_2025

9.2.1 Capacidades Principales de la Versión 2025

El programa `earthquake_2025` introduce avances significativos que lo consolidan como una herramienta de nueva generación para la simulación sísmica. Sus fortalezas clave son:

- **Metodología Híbrida de Dos Fases:** La capacidad más destacada es su nuevo algoritmo de optimización. Combina un robusto ajuste en el dominio de la frecuencia (Fase 1) con un novedoso y potente refinamiento en el dominio del tiempo mediante *wavelets* correctivas (Fase 2).
- **Compatibilidad Espectral Superior:** Gracias a la segunda fase de optimización, el programa es capaz de generar señales con un nivel de ajuste al espectro objetivo extraordinariamente alto, minimizando las discrepancias residuales y produciendo acelerogramas “super-compatibles”.
- **Algoritmos de Convergencia Robustos:** Tanto la Fase 1 (con su corrección de PSDF suavizada y con control de energía) como la Fase 2 (con su colocación inteligente de *wavelets* y fuerza adaptativa) están diseñadas para garantizar una convergencia estable y eficiente.
- **Salida de Resultados Clara y Concisa:** La estructura del fichero de salida ha sido rediseñada para ser más intuitiva, presentando de forma clara la contribución de cada fase de optimización y un resumen final completo con todas las métricas de ingeniería relevantes (PGA, PGV, PGD, Intensidad de Arias, etc.).
- **Transparencia y Accesibilidad:** Como sus predecesores, el programa mantiene su filosofía de código abierto (MIT License) y su implementación en Fortran 77, asegurando la verificabilidad del código y su compatibilidad con el ecosistema de la ingeniería computacional y la investigación académica.

9.2.2 Limitaciones Actuales y Ámbito de Aplicación

Como todo modelo numérico, `earthquake_2025`, en su versión actual, se basa en un conjunto de hipótesis que definen su ámbito de aplicación y sus limitaciones. Es crucial que el usuario sea consciente de las siguientes limitaciones:

- **Estacionariedad del Contenido Frecuencial:** El modelo subyacente para la generación de la señal en la Fase 1 se basa en una Función de Densidad Espectral de Potencia (PSDF) que es constante en el tiempo. La no estacionariedad en amplitud se introduce mediante la función de envolvente. Sin embargo, la Fase 2 del algoritmo, al añadir *wavelets* correctivas en instantes de tiempo específicos, introduce de facto una ligera no estacionariedad en el contenido frecuencial de la señal final. A pesar de esta mejora, el modelo no está diseñado explícitamente para simular la evolución temporal

de las frecuencias observada en sismos reales (p. ej., la llegada secuencial de ondas P, S y superficiales). Un tratamiento riguroso de este fenómeno requeriría el uso de espectros evolutivos (EPSD), como los propuestos por Shinozuka y Sato [54].

- **Ausencia de Variabilidad Espacial:** El programa genera una única historia temporal, asumiendo que el movimiento del suelo es idéntico en todos los puntos de la base de la estructura. Esta hipótesis es válida para estructuras con cimentaciones compactas. Sin embargo, para estructuras espacialmente extendidas (puentes de grandes luces, viaductos, presas, tuberías), la variabilidad espacial del movimiento sísmico (pérdida de coherencia, efecto de paso de onda) puede tener un impacto significativo en la respuesta, un fenómeno que no es capturado por el modelo actual. La importancia de la variabilidad espacial fue destacada en trabajos pioneros como los de Wolf J.P. [61].

9.3 Contribuciones Principales de la Obra

Se considera que la principal contribución de este trabajo es doble. Por un lado, la puesta a disposición de la comunidad académica y profesional del programa `earthquake_2025` como una herramienta de código abierto, robusta, validada y documentada, que permite abordar con rigor los análisis no lineales en el tiempo requeridos por la ingeniería sísmica moderna.

Por otro lado, esta monografía en sí misma busca ser una contribución. Al unificar en un solo texto los fundamentos teóricos de la sismología y el diseño estructural con la descripción detallada de una metodología computacional y una guía práctica de aplicación, se espera ofrecer un recurso autocontenido que sea de utilidad tanto para la formación de nuevos investigadores y estudiantes de postgrado como para la consulta y aplicación por parte de ingenieros en ejercicio.

9.4 Futuras Líneas de Investigación y Desarrollo

El campo de la simulación de movimientos sísmicos es un área de investigación activa, y el programa `earthquake_2025` puede servir como una excelente plataforma para futuras extensiones. Algunas posibles líneas de desarrollo incluyen:

- **Implementación de Modelos No Estacionarios en Frecuencia:** Superar la limitación actual mediante la incorporación de modelos basados en espectros evolutivos (EPSD), que permiten que la PSDF varíe en el tiempo. Este enfoque permitiría simular de manera más realista la llegada secuencial de diferentes tipos de ondas. Existen diversas formulaciones para abordar este problema, como las basadas en la discretización del espectro de amplitudes de Fourier [47] o las que utilizan la teoría de ondículas (“wavelets”) [42].
- **Generación de Campos Sísmicos Espacialmente Variables:** Extender la metodología para generar múltiples acelerogramas correlacionados en diferentes puntos del espacio. Esto implicaría la implementación de un modelo de coherencia espacial, permitiendo el análisis sísmico de estructuras extendidas [10].

- **Integración con Software de Análisis Estructural:** Desarrollar interfaces o módulos que permitan una comunicación directa entre `earthquake_2025` y programas de análisis por elementos finitos, agilizando el flujo de trabajo del análisis no lineal.
- **Desarrollo de una Interfaz Gráfica de Usuario (GUI):** Para facilitar su uso por parte de un público más amplio y en entornos docentes, la creación de una GUI que simplifique la creación de los ficheros de entrada y la visualización de los resultados sería un paso valioso.

9.5 Palabras Finales del Autor

El viaje que comenzó hace más de tres décadas con una investigación doctoral ha culminado en la herramienta y la monografía que el lector tiene en sus manos. La ingeniería sísmica es una disciplina en constante evolución, donde la colaboración entre la investigación académica y la práctica profesional es fundamental. Es mi más sincero deseo que el programa `earthquake_2025` y este texto sirvan como un puente entre ambos mundos, y que se conviertan en herramientas útiles para construir un entorno más seguro y resiliente frente a la amenaza sísmica. La decisión de ofrecer ambos recursos de manera abierta responde a un firme compromiso con el avance colectivo del conocimiento en nuestra profesión.

Apéndices

Esta página se ha dejado en
blanco intencionadamente.

Apéndice A

Diccionario de Parámetros de Entrada y Salida

Este apéndice sirve como una referencia rápida y detallada de todos los parámetros utilizados por el programa `earthquake_2025`. Se divide en dos secciones: la primera describe los parámetros que el usuario debe proporcionar en el fichero de entrada, mientras que la segunda detalla los valores que se encuentran en el fichero de salida.

A.1 Parámetros del Fichero de Entrada

A continuación se describen todas las variables que se leen del fichero de entrada (Unidad 5), organizadas por bloques temáticos según su orden de lectura.

A.1.1 Bloque 1: Título y Unidades

Parámetro	Descripción y Detalles
TITLE	Descripción: Título principal de la simulación (hasta 80 caracteres). Se imprime en el encabezado de la salida. Tipo: CHARACTER*80
DIST_UNIT_RAW	Descripción: Texto de unidad de distancia base, usado sólo para el etiquetado de salidas (p. ej., [m], [cm], [in], [ft]). Tipo: CHARACTER*80

A.1.2 Bloque 2: Definición de Periodos y Frecuencias

Parámetro	Descripción y Detalles
T_SPEC_MIN	Descripción: Límite inferior (periodo más corto) para la definición del espectro de respuesta. Tipo: REAL*8 Unidades: [s]
T_SPEC_MAX	Descripción: Límite superior (periodo más largo) para la definición del espectro de respuesta. Tipo: REAL*8 Unidades: [s]
T_CONT_MIN	Descripción: Periodo más corto para generar el contenido de frecuencias del movimiento. Si es 0.0, adopta el valor de T_SPEC_MIN. Tipo: REAL*8 Unidades: [s]
T_CONT_MAX	Descripción: Periodo más largo para el contenido de frecuencias. Si es 0.0, adopta el valor de T_SPEC_MAX. Tipo: REAL*8 Unidades: [s]
RFreqInc	Descripción: Incremento logarítmico relativo para la discretización en frecuencia. Un valor más pequeño genera más sinusoides. Si es 0.0, el programa usa un valor por defecto. Tipo: REAL*8 Unidades: [-]

A.1.3 Bloque 3: Función de Envolvente y Duración

Parámetro	Descripción y Detalles
ENV_TYPE	Descripción: Código que selecciona el tipo de función de envolvente de intensidad. Tipo: INTEGER*4 Valores: 1 (Ninguna), 2 (Trapezoidal), 3 (Exponencial), 4 (Compuesta).
T_RISE_ENV	Descripción: Tiempo de subida para las envolventes Trapezoidal y Compuesta. Tipo: REAL*8 Unidades: [s]

Parámetro	Descripción y Detalles
T_PLATEAU_ENV	Descripción: Duración de la meseta para las envolventes Trapezoidal y Compuesta. Tipo: REAL*8 Unidades: [s]
DURATION_SIGNAL	Descripción: Duración total del acelerograma a generar. Tipo: REAL*8 Unidades: [s]

A.1.4 Bloque 4: Parámetros Específicos de las Envolventes

Parámetro	Descripción y Detalles
PARAM_POW_CMPD	Descripción: Exponente (n) para la fase de subida de la envolvente Compuesta (ENV_TYPE=4). Tipo: REAL*8 Unidades: [-]
PARAM_A0_EXP	Descripción: Factor de amplitud (a_0) para la envolvente Exponencial (ENV_TYPE=3). Tipo: REAL*8 Unidades: [-]
PARAM_ALPHA_EXP	Descripción: Exponente α (subida en env. Exponencial, caída en env. Compuesta). Tipo: REAL*8 Unidades: [-]
PARAM_BETA_EXP	Descripción: Exponente β (caída en env. Exponencial). Debe cumplir $\alpha > \beta > 0$. Tipo: REAL*8 Unidades: [-]

A.1.5 Bloque 5: Parámetros del Acelerograma y Gravedad

Parámetro	Descripción y Detalles
DELTA_T_SIGNAL	Descripción: Incremento de tiempo del acelerograma generado. Si es 0.0, se usa un valor por defecto. Tipo: REAL*8 Unidades: [s]

Parámetro	Descripción y Detalles
PGA_TARGET	Descripción: Valor objetivo del PGA. Si es > 0 , el programa ajusta el acelerograma para cumplirlo. Tipo: REAL*8 Unidades: [DIST_UNIT/s ²]
G_ACCEL	Descripción: Valor de la aceleración de la gravedad para el cálculo de la Intensidad de Arias. Tipo: REAL*8 Unidades: [DIST_UNIT/s ²]

A.1.6 Bloque 6: Control de la Simulación (Fase 1)

Parámetro	Descripción y Detalles
SEED_RANDOM	Descripción: Semilla inicial para el generador de números aleatorios. Tipo: INTEGER*4
N_DAMP_VALS	Descripción: Número de coeficientes de amortiguamiento a analizar. Tipo: INTEGER*4
N_ITERATIONS	Descripción: Número máximo de iteraciones para el ajuste espectral en la Fase 1. Tipo: INTEGER*4
N_MOTIONS_GEN	Descripción: Número total de acelerogramas diferentes a generar en la Fase 1. Tipo: INTEGER*4
N_PERIODS_SPECT	Descripción: Número de puntos de periodo para el cálculo del espectro. Debe ser > 10 . Tipo: INTEGER*4
N_PTS_TARGET_SV	Descripción: Número de puntos que definen el espectro objetivo. Debe ser ≥ 3 . Tipo: INTEGER*4

A.1.7 Bloque 7: Amortiguamiento

Parámetro	Descripción y Detalles
DAMP_RATIOS	Descripción: Lista de coeficientes de amortiguamiento (p. ej., 0.05). El primero es el principal para el ajuste. Tipo: REAL*8 (Array)

A.1.8 Bloque 8: Control de la Optimización (Fase 2)

Parámetro	Descripción y Detalles
MAX_STATE_TO_RUN	Descripción: Controla el nivel de refinamiento en la Fase 2. Un valor de 0 omite esta fase, mientras que 5 (máximo) aplica todas las estrategias de optimización. Tipo: INTEGER*4 Valores: 0–5.
IMPROVE_THRS	Descripción: Umbral de estancamiento (en %) para la Fase 2. El algoritmo transita al siguiente estado de optimización si la mejora en un barrido es menor que este valor. Tipo: REAL*8 Unidades: [%] Valor por defecto: 0.05 %.

A.1.9 Bloque 9: Definición del Espectro Objetivo

Parámetro	Descripción y Detalles
ICODE_TARGET_TYPE	Descripción: Código que especifica el tipo de espectro objetivo. Tipo: INTEGER*4 Valores: 0 (PSA), 1 (PSV).
T_SV_TARGET, SV_TARGET_VALS	Descripción: Pares (Periodo, Valor) que definen el espectro objetivo. Los periodos deben ser estrictamente crecientes. Tipo: REAL*8 (dos por línea).

A.2 Parámetros del Fichero de Salida

A continuación se describen los principales valores numéricos presentados en el fichero de salida.

A.2.1 Métricas de Convergencia

A lo largo de la ejecución, el programa reporta un conjunto de cuatro métricas para cuantificar la calidad del ajuste espectral. Para un conjunto de N puntos espectrales, se define primero la diferencia normalizada en cada punto i como:

$$d_i = \frac{|S_{\text{objetivo},i} - S_{\text{calculado},i}|}{\text{máx}(|S_{\text{objetivo}}|)} \times 100 \quad [\%]$$

A partir de este conjunto de diferencias $\{d_1, d_2, \dots, d_N\}$, se calculan las siguientes métricas:

- **NORMALIZED MEAN DIFFERENCE [%] ($\bar{d}$):** Es la media aritmética de las diferencias normalizadas. Indica la desviación promedio del ajuste.

$$\bar{d} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N d_i$$

- **NORMALIZED STANDARD DEVIATION [%] (σ_d):** Es la desviación estándar de las diferencias normalizadas. Mide la variabilidad o consistencia de la diferencia a lo largo de los periodos.

$$\sigma_d = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (d_i - \bar{d})^2}$$

- **NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5 [%] (d_{T5}):** Es el promedio del 5% superior de las diferencias normalizadas. Reemplaza a una única “máxima diferencia” como un indicador robusto de las mayores discrepancias.
- **EQUIVALENT / SELECTED DIFFERENCE [%] (d_{eq}):** Es una métrica combinada y ponderada a partir de las tres anteriores, utilizada internamente para identificar el mejor resultado. Se calcula como:

$$d_{eq} = 0.35 \cdot \bar{d} + 0.40 \cdot \sigma_d + 0.25 \cdot d_{T5}$$

Estas métricas se presentan en diferentes etapas del proceso:

FASE 1 - Resumen por Movimiento. Al finalizar la optimización en frecuencia para cada movimiento generado, se presentan las cuatro métricas correspondientes al mejor ciclo de iteración encontrado.

FASE 2 - Resumen por Barrido Espectral. Durante la optimización en tiempo, se presentan de nuevo las cuatro métricas para informar del progreso al final de cada barrido espectral completo.

A.2.2 Parámetros del Movimiento Final

Parámetro	Descripción
PEAK GROUND ACCELERATION (FINAL)	Valor del PGA del sismo final, después de todas las fases de optimización y escalado.
PEAK GROUND ACCELERATION (BEFORE SCALE)	PGA del acelerograma antes del escalado que se realiza en la Fase 1 (previo al bucle iterativo). Permite evaluar el factor de escala inicial aplicado.
MAXIMUM GROUND VELOCITY	Valor del PGV del sismo final.
MAXIMUM GROUND DISPLACEMENT	Valor del PGD del sismo final.
ARIAS INTENSITY (IA)	Intensidad de Arias calculada para el sismo final.
SIGNIFICANT DURATION (D5-95)	Duración significativa del movimiento final (intervalo 5 %-95 % de la IA).

A.2.3 Columnas de la Tabla de Espectros Final

Columna	Descripción
#	Número de orden del punto espectral.
PERIOD [s]	Periodo de vibración del oscilador SDOF.
FREQ. [Hz]	Frecuencia de vibración del oscilador SDOF, inversa del periodo.
TARGET SV	Valor del espectro de pseudo-velocidad (PSV) objetivo interpolado en el punto de cálculo.
CALC SV	Valor del PSV calculado del acelerograma final.
DIFFER [%]	Diferencia porcentual entre el PSV calculado y el objetivo: $((S_{calculado}/S_{objetivo}) - 1) \times 100$.
DISPL.SPECT	Espectro de desplazamiento (SD) del acelerograma final.
ACCEL.SPECT	Espectro de pseudo-aceleración (PSA) del acelerograma final.
TIME MAX [s]	Instante de tiempo en el que ocurre el máximo desplazamiento relativo del oscilador.

Esta página se ha dejado en
blanco intencionadamente.

Apéndice B

Guía Práctica para la Construcción de Espectros de Diseño Normativos

B.1 Introducción: La Filosofía del Espectro de Diseño

El espectro de diseño provisto por una normativa sísmica no representa un terremoto real, sino una **envolvente de la demanda sísmica** con una probabilidad de excedencia uniforme para un determinado nivel de amenaza. Su propósito es proporcionar una herramienta estandarizada, simplificada y conservadora para el diseño estructural. La mayoría de las normativas modernas basan sus espectros en el concepto de **Espectro de Peligro Uniforme (UHS - Uniform Hazard Spectrum)**, que se obtiene de estudios de amenaza sísmica probabilística (PSHA) que consideran todas las fuentes sísmicas que pueden afectar a un emplazamiento. En este apéndice se describe el procedimiento para construir el **espectro de diseño elástico** para un 5 % de amortiguamiento utilizando distintas normas, que es el que se utiliza como objetivo en el programa `earthquake`.

Nota Importante sobre el Propósito de este Apéndice

El objetivo de este apéndice es guiar al usuario en la construcción del **espectro de respuesta elástico**. Este espectro representa la demanda sísmica total, sin aplicar ninguna reducción por ductilidad o comportamiento no lineal. Como se discute en detalle en la Subsección 4.1.3 del Capítulo 4, es este espectro elástico el que debe ser utilizado como objetivo en el programa `earthquake_2025`. El propósito es generar una historia temporal que contenga la demanda energética completa, la cual será posteriormente aplicada a un modelo estructural (potencialmente no lineal) en un análisis en el tiempo. Por lo tanto, en las siguientes secciones, al calcular las ordenadas del espectro elástico, todos los factores de reducción de respuesta (como “ q ” en el Eurocódigo 8 o “ R ” en ASCE 7) deben ser tomados con valor unitario o no ser aplicados, según corresponda a cada norma.

B.2 Metodología General y Parámetros Comunes

A pesar de las diferencias en su formulación, casi todas las normativas construyen el espectro de diseño a partir de una serie de parámetros comunes:

1. **Zonificación Sísmica:** El territorio nacional se divide en zonas de diferente peligrosidad, a cada una de las cuales se le asigna un parámetro base de aceleración.
2. **Clasificación del Sitio:** El perfil geotécnico se clasifica para tener en cuenta los efectos de amplificación local.
3. **Factor de Importancia:** Magnifica la acción sísmica en función de la ocupación y criticidad de la estructura.
4. **Forma Espectral:** La forma se define mediante periodos característicos que marcan las transiciones entre las zonas controladas por aceleración, velocidad y desplazamiento.

B.3 Eurocódigo 8 (EN 1998) [23]

B.3.1 Datos de Partida Requeridos

- **Aceleración de referencia en roca (a_{gR}):** Del mapa de zonificación del Anexo Nacional correspondiente.
- **Clase de suelo:** A, B, C, D o E, según el perfil geotécnico.
- **Tipo de espectro:** Se elige entre Tipo 1 (generalmente para sismos de magnitud $M_s > 5.5$) o Tipo 2.
- **Factor de importancia (I_E):** Según la clase de importancia del edificio (I a IV).

B.3.2 Parámetros Clave y su Significado

- $a_g = I_E \cdot a_{gR}$: Aceleración de diseño en roca, ajustada por importancia.
- S : Factor de amplificación del suelo.
- T_B, T_C, T_D : Periodos característicos que definen los límites de las regiones del espectro.

B.3.3 Procedimiento de Cálculo Paso a Paso

Nota sobre el espectro elástico: Para obtener el espectro elástico, el factor de comportamiento q debe tomarse como $q = 1.0$.

1. **Paso 1:** Obtener a_{gR} del mapa de zonificación.
2. **Paso 2:** Determinar la Clase de Suelo y el Tipo de Espectro para la localización.

3. **Paso 3:** Con estos datos, obtener de las tablas de la norma los valores de S, T_B, T_C y T_D .
4. **Paso 4:** Seleccionar el factor de importancia I_E y calcular $a_g = I_E \cdot a_{gR}$.
5. **Paso 5:** Construir la ordenada espectral $S_e(T)$ para el espectro elástico ($q = 1.0$) según las siguientes expresiones:

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B}(2.5 - 1)\right] & \text{si } 0 \leq T < T_B \\ a_g \cdot S \cdot 2.5 & \text{si } T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) & \text{si } T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) & \text{si } T > T_D \end{cases} \quad (\text{B.1})$$

La Figura B.1 muestra un ejemplo típico. Para un tratamiento en profundidad del diseño sísmico de edificios de hormigón según esta normativa, se recomienda la lectura de [24].

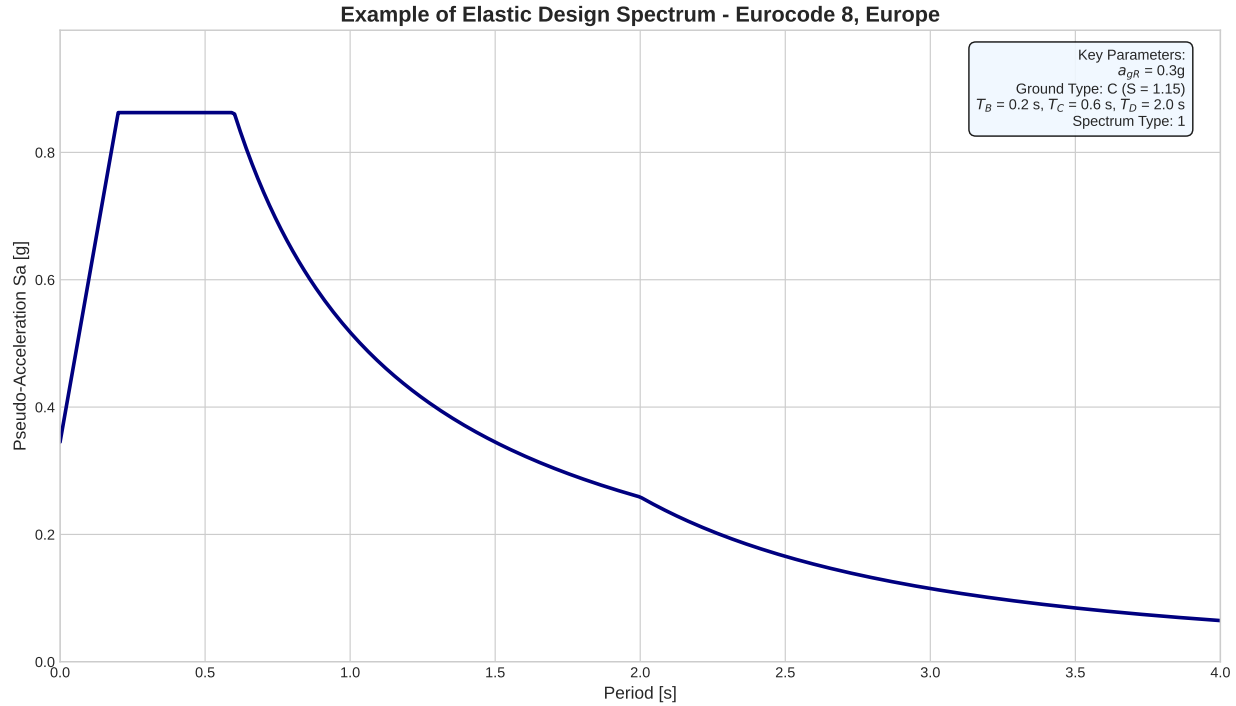


Figura B.1: Ejemplo de Espectro de Diseño Elástico según Eurocódigo 8.

B.4 Estados Unidos (ASCE 7) [4]

B.4.1 Datos de Partida Requeridos

- **Parámetros espectrales en roca:** S_S (aceleración para periodo corto) y S_1 (aceleración para periodo de 1.0s), obtenidos de mapas de amenaza sísmica.
- **Clase de Sitio:** A, B, C, D, E o F, determinada a partir del perfil geotécnico.

B.4.2 Parámetros Clave y su Significado

- F_a, F_v : Factores de sitio para periodo corto y largo, respectivamente.
- S_{DS}, S_{D1} : Parámetros espectrales de diseño, ajustados por efectos de sitio.
- T_0, T_S : Periodos que definen el inicio y el fin de la meseta del espectro.

B.4.3 Procedimiento de Cálculo Paso a Paso

Nota sobre el espectro elástico: Las siguientes fórmulas construyen el espectro de diseño elástico. El factor de reducción de respuesta, R , no debe aplicarse en la definición de la acción sísmica.

1. **Paso 1:** Determinar los factores de sitio F_a y F_v a partir de las tablas 11.4-1 y 11.4-2 de ASCE 7, en función de la Clase de Sitio y de los valores de S_S y S_1 .
2. **Paso 2:** Calcular las aceleraciones espectrales del sismo máximo considerado (MCE_R), ajustadas por los efectos de sitio:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (B.2)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (B.3)$$

3. **Paso 3:** Calcular las aceleraciones espectrales de diseño, que corresponden a 2/3 de las del MCE_R :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (B.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (B.5)$$

4. **Paso 4:** Calcular los periodos que definen la forma del espectro:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (B.6)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (B.7)$$

5. **Paso 5:** Construir la ordenada del espectro de diseño elástico $S_a(T)$ para cada periodo T :

$$S_a(T) = \begin{cases} S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) & \text{si } 0 \leq T < T_0 \\ S_{DS} & \text{si } T_0 \leq T \leq T_S \\ S_{D1}/T & \text{si } T_S < T \leq T_L \\ S_{D1}T_L/T^2 & \text{si } T > T_L \end{cases} \quad (\text{B.8})$$

donde T_L es el periodo de transición de largo periodo, obtenido de mapas.

La Figura B.2 muestra un espectro típico.

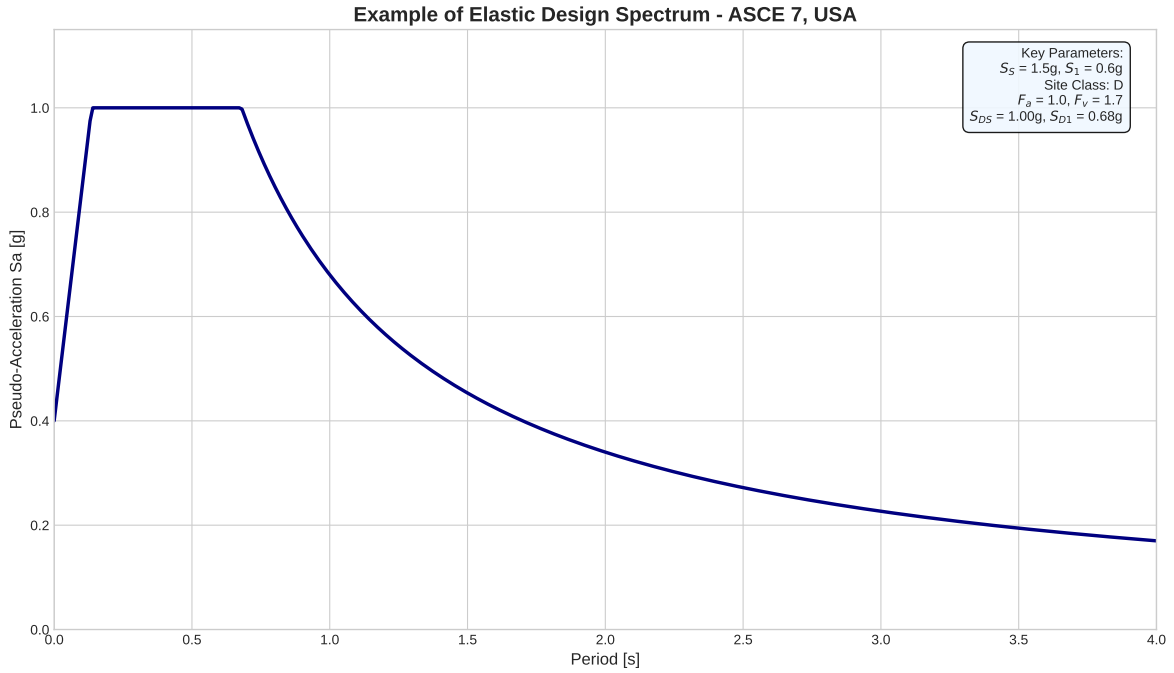


Figura B.2: Ejemplo de Espectro de Diseño Elástico según ASCE 7 de EE.UU..

B.5 Canadá (NBCC) [39]

B.5.1 Datos de Partida Requeridos

- **Ordenadas del UHS para roca (Clase C):** $S_a(0.2)$, $S_a(0.5)$, $S_a(1.0)$, $S_a(2.0)$, obtenidos para la localización específica.
- **Clase de Sitio:** A-F. **Factor de importancia** (I_E).

B.5.2 Parámetros Clave y su Significado

- $S_a(T)$: Ordenada espectral para el periodo T , obtenida de los mapas de peligro sísmico.
- F_a, F_v : Factores de amplificación del sitio para periodo corto y largo.

B.5.3 Procedimiento de Cálculo Paso a Paso

Nota sobre el espectro elástico: Este procedimiento define la Aceleración Espectral de Diseño elástica. Los factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia (R_d, R_o) no deben aplicarse en la definición de la acción sísmica.

1. **Paso 1:** Obtener los valores de $S_a(0.2), S_a(0.5), S_a(1.0)$ y $S_a(2.0)$ para la localización.
2. **Paso 2:** Determinar los factores de sitio F_a (función de $S_a(0.2)$) y F_v (función de $S_a(1.0)$) de las tablas de la norma.
3. **Paso 3:** Calcular los cinco puntos clave del espectro de diseño $S(T) = I_E \cdot S_{mod}(T)$, donde $S_{mod}(T)$ se obtiene de la siguiente manera:
 - $S(0.2) = F_a S_a(0.2)$
 - $S(0.5) = F_v S_a(0.5)$
 - $S(1.0) = F_v S_a(1.0)$
 - $S(2.0) = F_v S_a(2.0)$
4. **Paso 4:** Construir el espectro completo interpolando linealmente entre los puntos clave calculados. Para periodos intermedios no definidos, se interpola linealmente en escala logarítmica. Para periodos $T > 2.0$ s, se continúa la interpolación con los valores de $S_a(5.0)$ y $S_a(10.0)$ si están disponibles. La meseta de aceleración constante se extiende desde $T = 0$ hasta $T = 0.2$ s con el valor de $S(0.2)$.

La Figura B.3 muestra un ejemplo típico.

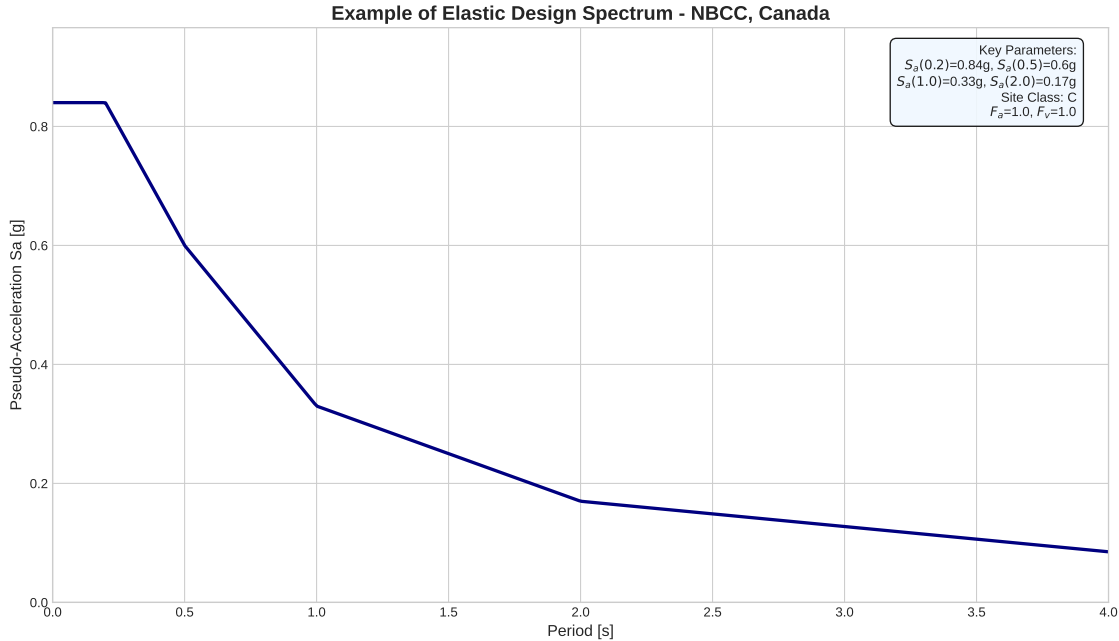


Figura B.3: Ejemplo de Espectro de Diseño Elástico según NBCC de Canadá.

B.6 Japón (BSL) [11]

B.6.1 Datos de Partida Requeridos

- **Factor de zona sísmica (Z):** Varía de 0.7 a 1.0.
- **Tipo de suelo (I, II o III):** Define el periodo característico T_C .
- **Nivel de sismo:** Coeficiente de cortante basal, C_0 , de 1.0 para sismos severos.

B.6.2 Parámetros Clave y su Significado

- C_0 : Coeficiente de cortante basal estándar (representa el nivel de sismo).
- Z : Factor de ajuste por peligrosidad zonal.
- R_t : Factor de amplificación espectral dinámico, dependiente del periodo.
- A_i : Factor de distribución vertical de la fuerza sísmica.

B.6.3 Procedimiento de Cálculo Paso a Paso

Nota sobre el espectro elástico: El uso de un coeficiente de cortante basal $C_0 = 1.0$ corresponde a la definición de la demanda para un sismo severo considerando una respuesta elástica. En esta etapa se debe usar siempre este valor de $C_0 = 1.0$.

1. **Paso 1:** Determinar Z y la Clase de Suelo para la localización. Obtener el periodo T_C asociado a la clase de suelo (p. ej., $T_C = 0.64s$ para Suelo Tipo II).
2. **Paso 2:** Para el espectro elástico de un sismo severo, se utiliza $C_0 = 1.0$.
3. **Paso 3:** Construir la ordenada espectral $S_a(T)$ (normalizada por g , asumiendo $A_i = 1.0$ y $G_s = 1.0$):

$$S_a(T) = \begin{cases} Z \cdot C_0 \cdot 2.5 & \text{si } 0 \leq T \leq T_C \\ Z \cdot C_0 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) & \text{si } T > T_C \end{cases} \quad (\text{B.9})$$

Nota: Algunas implementaciones definen una rampa de transición para periodos muy cortos, pero la forma más simplificada y comúnmente referenciada de la norma extiende la meseta de aceleración constante hasta $T=0$.

La Figura B.4 muestra un ejemplo típico.

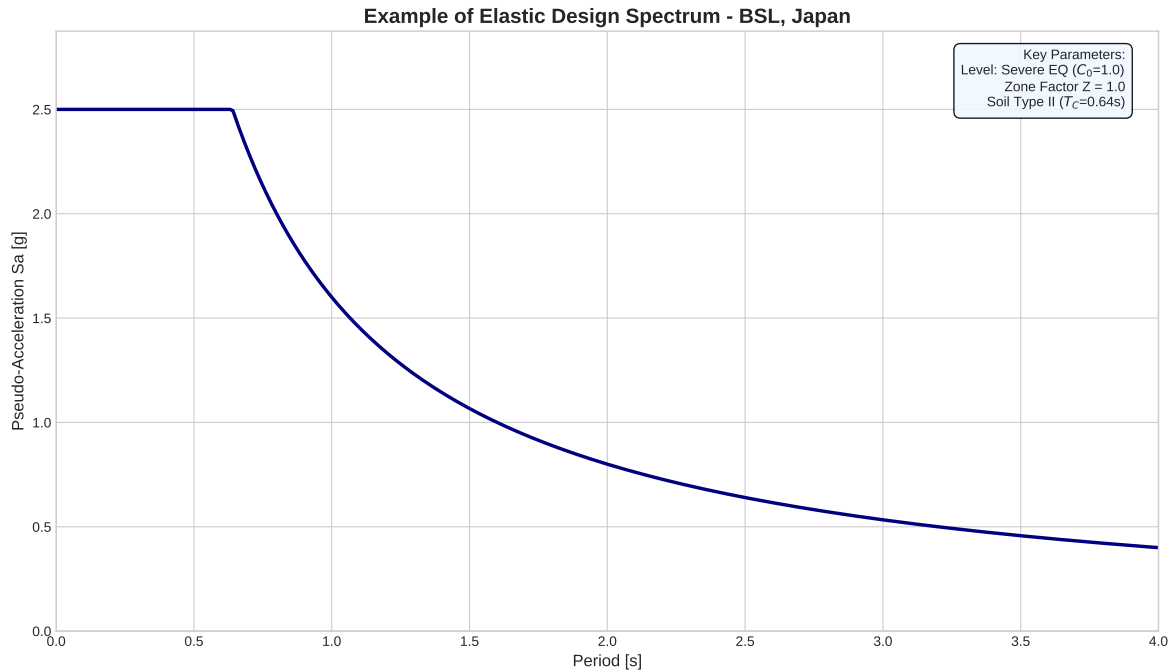


Figura B.4: Ejemplo de Espectro de Diseño Elástico según BSL de Japón.

B.7 Chile (NCh433 / DS61) [41]

B.7.1 Datos de Partida Requeridos

- **Zona sísmica (1, 2 o 3):** Define la aceleración efectiva máxima A_0 ($0.20g$, $0.30g$ o $0.40g$, respectivamente).
- **Tipo de suelo (A, B, C, D o E):** Clasificación según el D.S. N°61 (en función de V_{s30} , RQD, etc.), que determina los parámetros S , T_0 y el exponente p .
- **Categoría del edificio (I a IV):** Define el factor de importancia I .

B.7.2 Parámetros Clave y su Significado

- A_0 : Aceleración efectiva máxima del terreno en roca.
- I : Coeficiente de importancia de la estructura.
- S : Factor multiplicador del tipo de suelo.
- T_0, p : Parámetros del depósito de suelo que gobiernan la forma y la tasa de decaimiento espectral.
- $\alpha(T)$: Factor dinámico de amplificación espectral dependiente del período T .

B.7.3 Procedimiento de Cálculo Paso a Paso

Nota sobre el espectro elástico: La ordenada espectral elástica se obtiene directamente de estas fórmulas. El factor de reducción de respuesta R^* no se debe aplicar en este paso ($R^* = 1.0$). A diferencia de otros códigos que definen una meseta horizontal constante en periodos intermedios, la norma chilena se caracteriza por una curva de amplificación continua y suave.

1. **Paso 1:** Obtener la aceleración A_0 según la zona sísmica y el factor de importancia I de acuerdo con la categoría de la estructura.
2. **Paso 2:** Determinar el Tipo de Suelo y extraer de las tablas normativas los parámetros S , T_0 y el exponente p .
3. **Paso 3:** Calcular la ordenada espectral elástica de diseño $S_a(T) = I \cdot S \cdot A_0 \cdot \alpha(T)$, donde el factor de amplificación dinámica continuo $\alpha(T)$ se evalúa como:

$$\alpha(T) = \frac{1 + 4.5 (T/T_0)^p}{1 + (T/T_0)^3} \quad (\text{B.10})$$

Esta función alcanza una amplificación máxima cercana a $\alpha_{\text{máx}} \approx 2.75$ en torno a T_0 y decae de forma suave hacia periodos mayores, sin presentar una meseta horizontal estricta.

La Figura B.5 muestra un ejemplo típico.

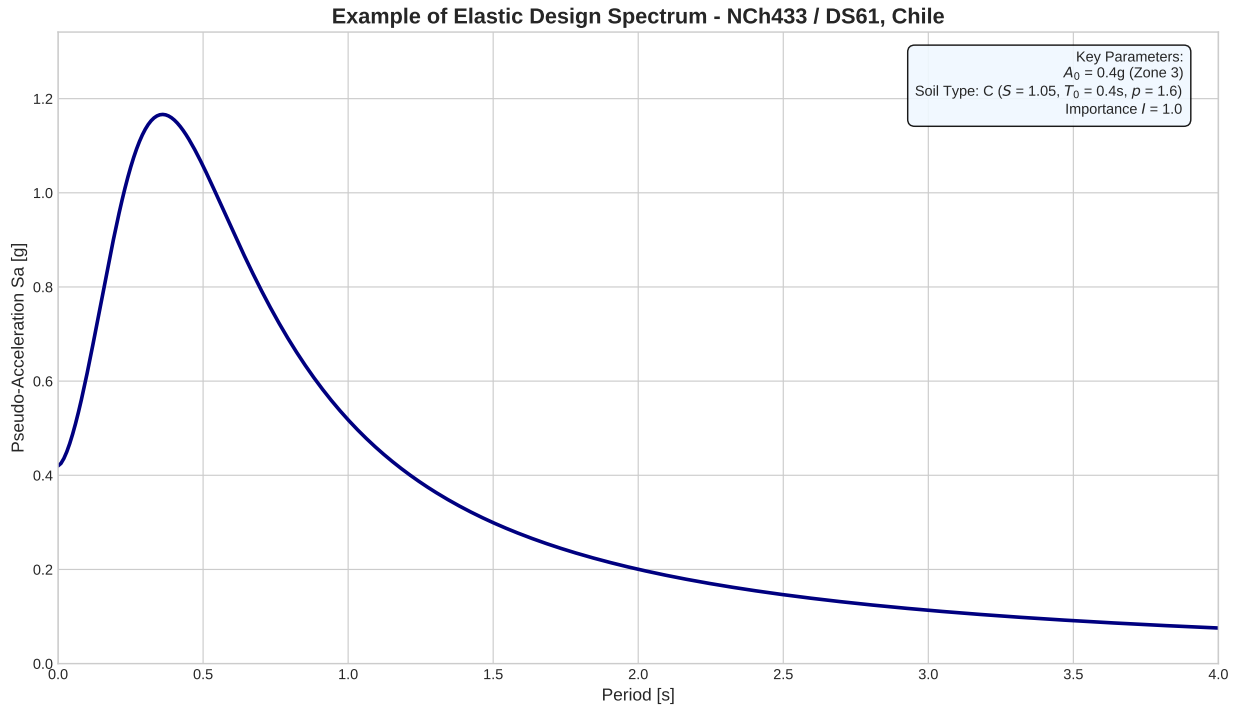


Figura B.5: Ejemplo de Espectro de Diseño Elástico según NCh433 / DS61 de Chile.

B.8 México (CFE-MDOC) [14]

B.8.1 Datos de Partida Requeridos

- Parámetros regionales a_0, c, T_a, T_b, r obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID).

B.8.2 Parámetros Clave y su Significado

- a_0 : Ordenada en el origen.
- c : Ordenada de la meseta.
- T_a, T_b : Periodos de inicio y fin de la meseta.
- r : Exponente de decaimiento.

B.8.3 Procedimiento de Cálculo Paso a Paso

Nota sobre el espectro elástico: Las fórmulas construyen el espectro de diseño regional, que representa la demanda elástica. Los factores por ductilidad (Q') u otros no se deben aplicar en esta etapa.

1. **Paso 1:** Obtener los cinco parámetros para el sitio de interés.
2. **Paso 2:** Construir el espectro de diseño $S_a(T)$ (en m/s^2):

$$S_a(T) = \begin{cases} a_0 + (c - a_0)\frac{T}{T_a} & \text{si } 0 \leq T < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ c\left(\frac{T_b}{T}\right)^r & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (\text{B.11})$$

3. **Paso 3:** Para expresar en unidades de g, dividir por $g \approx 9.81 \text{ m/s}^2$.

La Figura B.6 muestra un ejemplo típico.

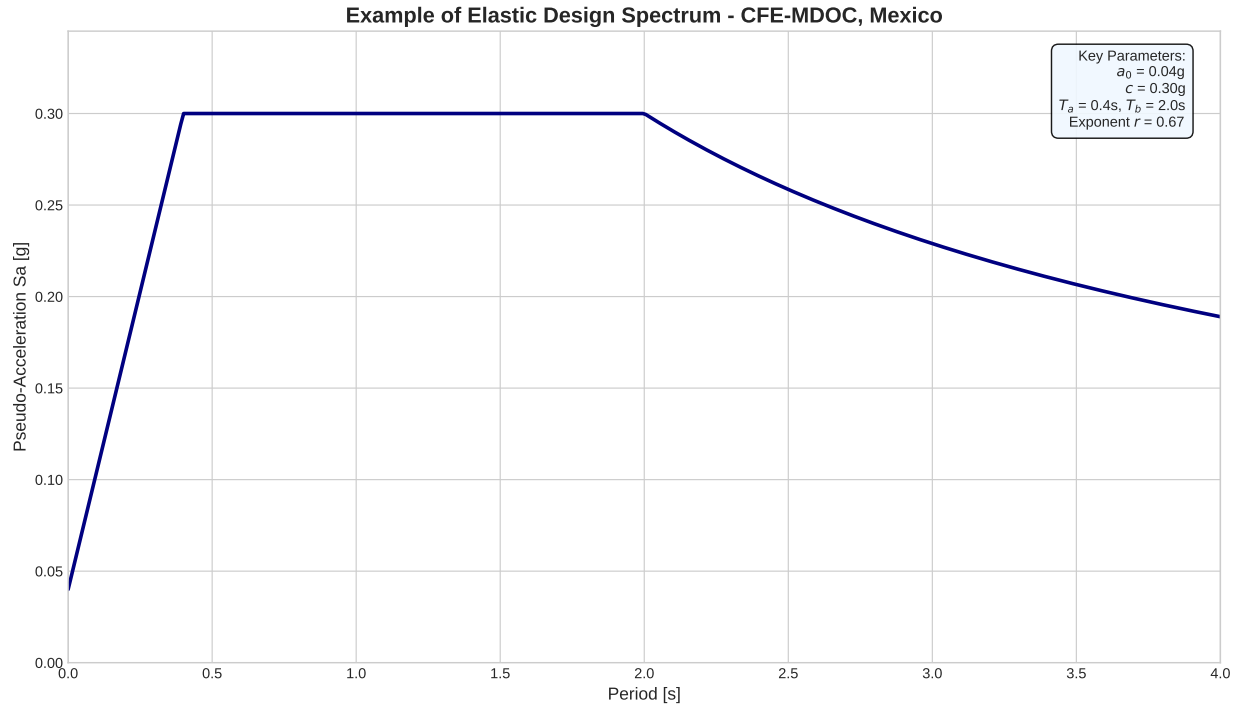


Figura B.6: Ejemplo de Espectro de Diseño Elástico según CFE-MDOC de México.

B.9 Perú (NTE E.030) [45]

B.9.1 Datos de Partida Requeridos

- Factor de zona (Z), Perfil de suelo (S), Factor de uso (U), y Periodos (T_P, T_L).

B.9.2 Parámetros Clave y su Significado

- Z, U, S : Factores de zona, uso y suelo que escalan la aceleración.
- C : Factor de amplificación dinámica.
- T_P, T_L : Periodos de inicio y fin de la meseta del espectro de amplificación.

B.9.3 Procedimiento de Cálculo Paso a Paso

Nota sobre el espectro elástico: La ordenada del espectro elástico se calcula según la siguiente expresión. El factor de reducción por ductilidad R no debe aplicarse.

1. **Paso 1:** Determinar Z, S, U, T_P, T_L de las tablas de la norma.
2. **Paso 2:** Calcular el factor de amplificación sísmica C para cada periodo T :

$$C = \begin{cases} 2.5 & \text{si } T \leq T_P \\ 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) & \text{si } T_P < T \leq T_L \\ 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right) & \text{si } T > T_L \end{cases} \quad (\text{B.12})$$

3. **Paso 3:** Calcular la ordenada espectral: $S_a(T) = Z \cdot U \cdot C \cdot S$.

La Figura B.7 muestra un ejemplo típico.

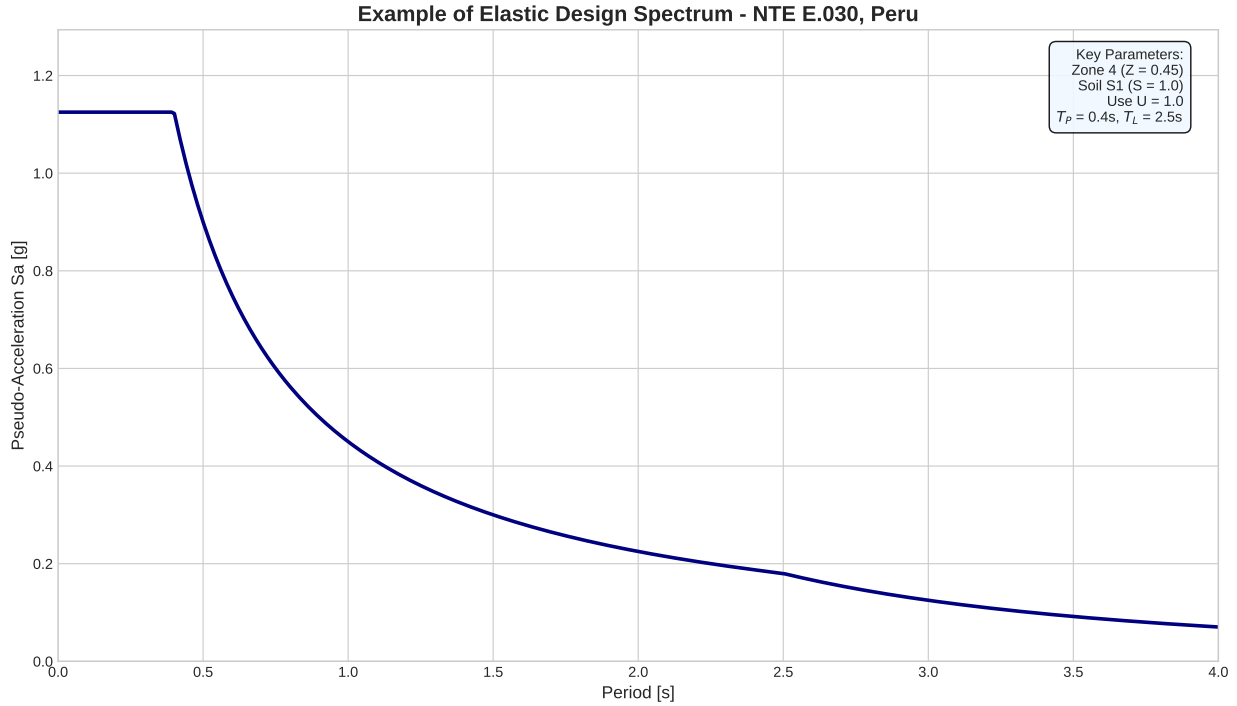


Figura B.7: Ejemplo de Espectro de Diseño Elástico según NTE E.030 de Perú.

B.10 Bolivia (NBDS-2023) [40]

B.10.1 Datos de Partida Requeridos

- **Aceleración en roca (S_0):** Del mapa de zonificación sísmica.
- **Clase de suelo:** S0 a S5.

B.10.2 Parámetros Clave y su Significado

- S_0 : Aceleración pico del suelo en roca.
- F_a, F_v : Factores de sitio para periodo corto y largo.
- T_0, T_s, T_L : Periodos característicos que definen la forma espectral.

B.10.3 Procedimiento de Cálculo Paso a Paso

Nota sobre el espectro elástico: La nomenclatura $S_{ae}(T)$ se refiere explícitamente al espectro de pseudo-aceleración elástico. El factor de reducción de respuesta R no debe aplicarse para definir la acción.

1. **Paso 1:** Obtener S_0 del mapa para el sitio de interés.
2. **Paso 2:** Determinar la Clase de Suelo y obtener los factores de sitio F_a y F_v de las Tablas 3 y 4 de la norma.
3. **Paso 3:** Calcular los periodos característicos del espectro:

$$T_0 = 0.15 \frac{F_v}{F_a} \quad (\text{B.13})$$

$$T_s = 0.5 \frac{F_v}{F_a} \quad (\text{B.14})$$

El periodo de transición de largo periodo, T_L , se obtiene de los mapas de amenaza sísmica provistos por la normativa.

4. **Paso 4:** Construir el espectro elástico de pseudo-aceleración $S_{ae}(T)$:

$$S_{ae}(T) = \begin{cases} F_a S_0 \left(1 + 1.5 \frac{T}{T_0}\right) & \text{si } T < T_0 \\ 2.5 F_a S_0 & \text{si } T_0 \leq T \leq T_s \\ 1.25 F_v S_0 / T & \text{si } T_s < T \leq T_L \\ 1.25 F_v S_0 T_L / T^2 & \text{si } T > T_L \end{cases} \quad (\text{B.15})$$

La Figura B.8 muestra un ejemplo típico.

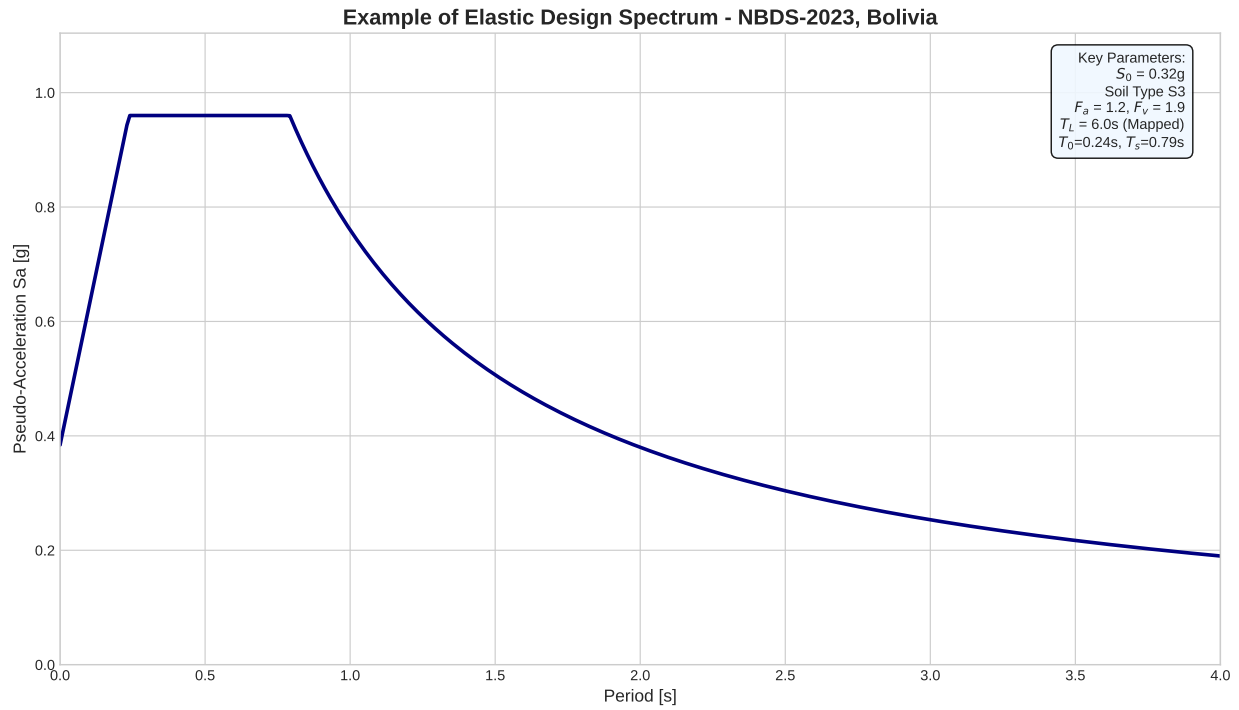


Figura B.8: Ejemplo de Espectro de Diseño Elástico según NBDS-2023 de Bolivia.

Apéndice C

Caso de Estudio: Del Espectro Normativo al Análisis Estructural

C.1 Objetivos y Alcance del Caso de Estudio

Este apéndice persigue un doble objetivo. El **objetivo general** es ilustrar el flujo de trabajo completo que un ingeniero estructural llevaría a cabo para la evaluación sísmica de una estructura, conectando así la teoría de los capítulos anteriores con una aplicación práctica. Como se discutió en el Capítulo 7, existen múltiples métodos de análisis sin que ninguno represente una solución universal.

El **objetivo particular** de este apéndice es, a través de un caso de estudio específico, demostrar la coherencia y consistencia que existe entre los diferentes métodos de análisis cuando estos se aplican a un sistema con comportamiento lineal.

El proceso se resume en las siguientes etapas:

1. **Paso 1: Definición de la Amenaza Sísmica:** Se construye un espectro de diseño elástico para un emplazamiento específico, siguiendo los lineamientos de la norma estadounidense ASCE 7. Este espectro será la base para el Análisis Modal Espectral (MRSA) y para la generación de un sismo artificial para los análisis de historia en el tiempo (MTHA, EDIA e IDIA).
2. **Paso 2: Generación de la Carga Temporal:** Se utiliza el programa `earthquake_2025` para generar, a partir del espectro anterior, una historia de desplazamientos artificiales “super-compatibles” (ver la “recomendación para análisis en el tiempo” dada en el párrafo 4.1.1 en la página 39). Se mostrará el resultado de la metodología de dos fases, evidenciando el alto nivel de ajuste logrado, para obtener la señal de carga que se aplicará en los análisis en el dominio del tiempo.
3. **Paso 3: Modelado Estructural:** Se crea un modelo de elementos finitos de un edificio de hormigón armado de varios niveles en el software comercial de análisis avanzado Abaqus [1, 20] (Este ejemplo se dimensionó para que se pueda utilizar la versión gratuita de aprendizaje de Abaqus).

4. **Paso 4: Análisis y Validación Cruzada:** Se realizarán cuatro tipos de análisis lineales sobre el modelo:
- Análisis Modal de Respuesta Espectral (MRSA).
 - Análisis Modal en el Dominio del Tiempo (MTHA).
 - Análisis por Integración Directa Implícita (IDIA).
 - Análisis por Integración Directa Explícita (EDIA).
5. **Comparación y Conclusiones:** Finalmente, se comparan los resultados de los cuatro análisis para verificar que, en el rango elástico, todos conducen a respuestas muy similares. Esto valida no solo la consistencia de los métodos numéricos, sino también la capacidad del programa `earthquake_2025` para generar una señal que contiene el potencial de daño y la demanda energética implícitos en el espectro de diseño elástico.

C.2 Paso 1: Definición del Espectro de Diseño (ASCE 7)

Para este caso de estudio, se ha seleccionado un emplazamiento hipotético en San Diego, California, con una clasificación de sitio Clase D (Suelo Rígido). Utilizando las herramientas de mapeo de amenaza sísmica proporcionadas por el U.S. Geological Survey (USGS) [59] y los procedimientos del estándar ASCE 7 [4], se obtienen los parámetros espectrales que definen la amenaza. La Figura C.1 muestra el espectro de diseño elástico en aceleraciones resultante, que servirá como espectro objetivo para `earthquake_2025`. La meseta del espectro se sitúa en aproximadamente $0.6g = 5.89[m/s^2]$, representando una demanda sísmica severa.

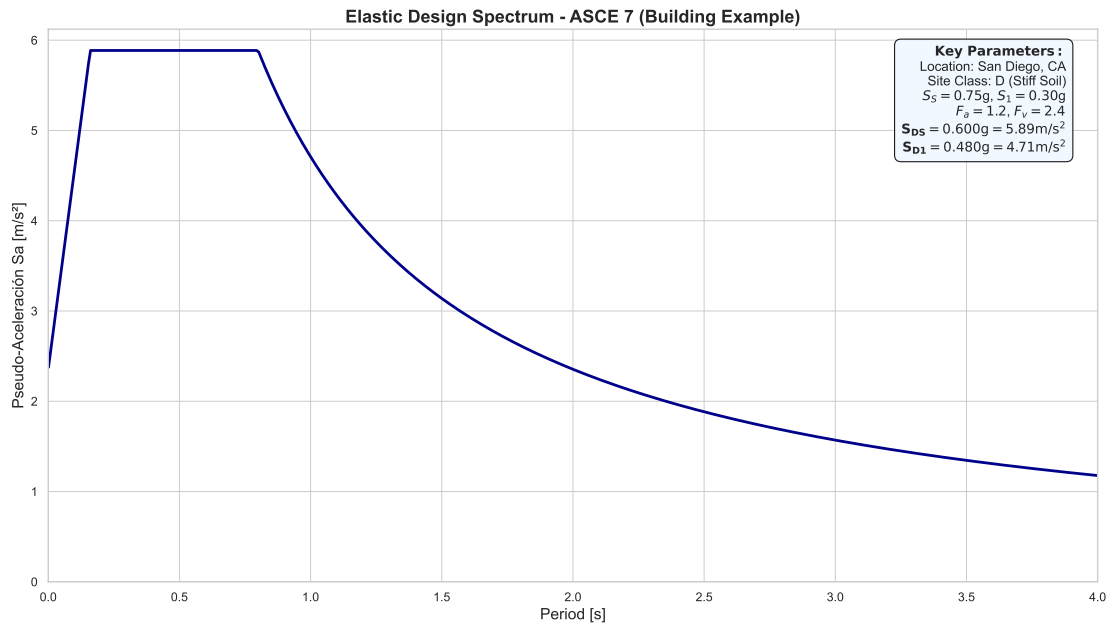


Figura C.1: Espectro de Diseño Elástico según ASCE 7 para el emplazamiento del caso de estudio.

C.3 Paso 2: Generación de la Historia Temporal “Super-Compatible”

Con el espectro de diseño definido, el siguiente paso es generar una historia temporal de alta calidad mediante el proceso de dos fases de `earthquake_2025`. Para ello, se configura y ejecuta el programa con los parámetros de entrada adecuados.

C.3.1 Fichero de Entrada para `earthquake_2025`

La Figura C.2 muestra el fichero de entrada completo utilizado para esta simulación, el cual define un espectro de 13 puntos, una duración de 20 segundos y una envolvente trapezoidal. Para forzar la convergencia hacia un candidato óptimo en la Fase 1, se estableció un número elevado de iteraciones (`N_ITERATIONS=160`). Posteriormente, para la Fase 2, se mantuvo un umbral de mejora riguroso (`IMPROVE_THRS=0.001%`) con el fin de forzar al algoritmo a alcanzar una compatibilidad elevada; normalmente un valor del orden de 0.05% es más que suficiente. Finalmente, el valor del PGA objetivo se hizo coincidir con la ordenada del espectro para $T = 0.0$ s, asegurando la consistencia en el rango de periodos cortos.

```
Elastic Design Spectrum - ASCE 7 (Building Example)
| DISTANCE UNIT|
| [m]
| TSpecMin | TSpecMax | TContMin | TContMax | RFreqInc |
| 0.01      | 4.0       | 0.0       | 0.0       | 0.002     |
| ENV_TYPE | T_RISE   | T_PLATO   | DURATION  |
| 2         | 1.0      | 18.0      | 20.0      |
| POW      | A0       | ALPHA     | BETA      |
| 0.0       | 0.0      | 0.0       | 0.0       |
| DELTA_T  | PGA      |
| 0.002     | 2.3544   |
| G_ACCEL  |
| 9.81
| ISEED    | NDAMP    | NITERA    | NMOTION   | NPERIOD   | NPTS-SPECT |
| 53536    | 1         | 160       | 10        | 300       | 13
| DAMP1    | DAMP2    | DAMP3     | DAMP4     | DAMP5     |
| 0.05
| MaxStates | IMPROVE_THRS |
| 5          | 0.001
| ICODE_SPECT_TYPE (0=SA_USER, 1=SV_USER)|
| 0
| T         | SA       |
| 0.0100    | 2.57512  |
| 0.1600    | 5.88600  |
| 0.8000    | 5.88600  |
| 1.1200    | 4.20429  |
| 1.4400    | 3.27000  |
| 1.7600    | 2.67545  |
| 2.0800    | 2.26385  |
| 2.4000    | 1.96200  |
| 2.7200    | 1.73118  |
| 3.0400    | 1.54895  |
| 3.3600    | 1.40143  |
| 3.6800    | 1.27957  |
| 4.0000    | 1.17720  |
```

Figura C.2: Fichero de entrada utilizado para generar el sismo artificial compatible.

C.3.2 Resultados de la Generación del Sismo Artificial

El programa `earthquake_2025` converge exitosamente, produciendo un sismo artificial cuyo espectro de respuesta se ajusta de manera excelente al espectro objetivo, como se puede observar en la figura C.3. La Figura C.4 muestra el eco de los parámetros de entrada y la Figura C.5 muestra un extracto del fichero de salida con las características cinemáticas y de intensidad del movimiento generado. Las historias temporales completas de aceleración, velocidad y desplazamiento se presentan en las Figuras C.6, C.7 y C.8, respectivamente.

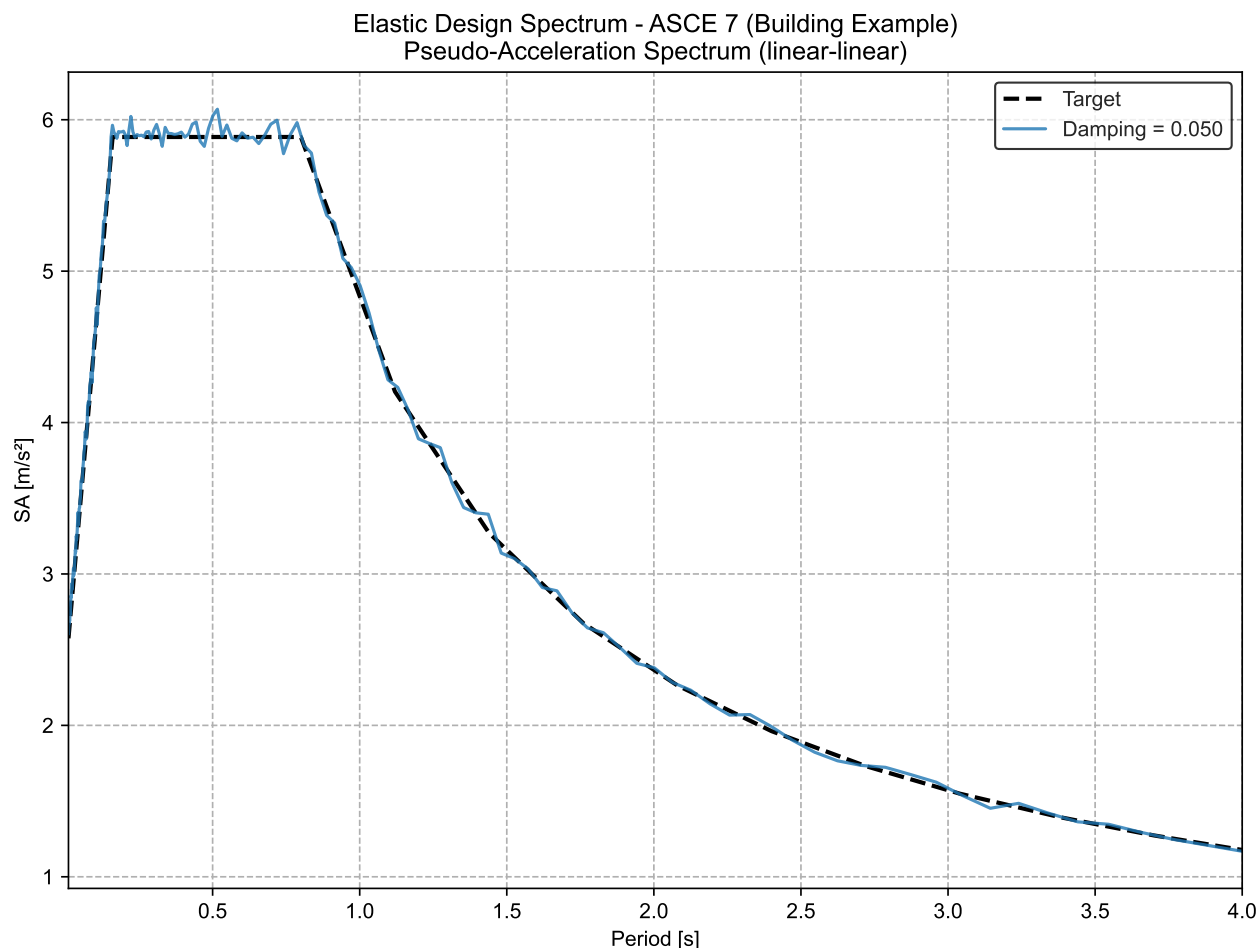


Figura C.3: Comparación lineal entre el espectro en aceleraciones objetivo de ASCE 7 (línea negra discontinua) y el espectro calculado del acelerograma generado (línea azul).

Nótese en la figura el ligero *rizado* que presenta el espectro calculado (línea azul) sobre la meseta horizontal del espectro objetivo. Este comportamiento no es un defecto del algoritmo, sino la consecuencia directa de la limitación físico-matemática descrita en la Sección 3.7. Como allí se demuestra, un espectro perfectamente plano y horizontal es físicamente irrealizable para una única historia temporal. Las ondulaciones observadas son, por tanto, la firma de una solución físicamente plausible. En consecuencia, en esta región de la meseta, el objetivo de la “super-compatibilidad” no es eliminar estas oscilaciones —lo cual es imposible—, sino minimizarlas.

```

TARGET SPECTRUM AND FREQUENCY CONTENT DEFINITION:
  TARGET SPECTRUM - SMALLEST PERIOD ..... 0.0100 [s]
  TARGET SPECTRUM - LARGEST PERIOD ..... 4.0000 [s]
  MOTION CONTENT - SMALLEST PERIOD ..... 0.0100 [s]
  MOTION CONTENT - LARGEST PERIOD ..... 4.0000 [s]
  FREQUENCY GENERATION LN INCREMENT ..... 0.0020 [-]

TIME HISTORY PARAMETERS:
  TIME INCREMENT FOR SIGNAL ..... 0.0020 [s]
  TOTAL DURATION OF SIGNAL ..... 20.0000 [s]
  NUMBER OF POINTS IN SIGNAL ..... 10001 [#]

ANALYSIS TARGETS AND RESOLUTION:
  TARGET PEAK GROUND ACCELERATION (PGA) ..... 2.3544 [m/s2]
  GRAVITATIONAL ACCELERATION - FOR ARIAS_I ... 9.8100 [m/s2]
  NO. OF PERIODS FOR RESPONSE SPECTRUM ..... 300 [#]

SIMULATION LOOP PARAMETERS:
  RANDOM NUMBER SEED (INITIAL) ..... 53536 [#]
  NO. OF DIFFERENT MOTIONS TO GENERATE ..... 10 [#]
  NO. OF ITERATIONS FOR SPECTRUM MATCHING .... 160 [#]

TIME-DOMAIN ADJUSTMENT PARAMETERS (PHASE 2):
  MAXIMUM OPTIMIZATION STATES TO RUN ..... 5 [0-5]
  TIME-DOMAIN IMPROVEMENT THRESHOLD ..... 0.0010 [%]

DAMPING RATIOS FOR SPECTRUM CALCULATION:
  NO. OF DIFFERENT DAMPING RATIOS ..... 1 [#]
  DAMP1=0.05

ENVELOPE FUNCTION DEFINITION:
  ENVELOPE FUNCTION TYPE (TRAPEZOIDAL) ..... 2 [#]
  INTENSITY ENVELOPE RISE TIME ..... 1.0000 [s]
  INTENSITY ENVELOPE PLATEAU DURATION ..... 18.0000 [s]

TARGET SPECTRUM:
  TARGET SPECTRUM TYPE (ICODE) ..... 0 (ACCELERATION)

NOTE: THE USER-SUPPLIED SPECTRUM HAS BEEN DENSIFIED
      FOR A PRECISE FIT TO ITS PIECEWISE-LINEAR SEGMENTS.

      NO. OF POINTS DEFINING TARGET SPECTRUM ..... 201 [#]

#   PERIOD      FREQUENCY    DISPL.SPECT.    VEL.SPECT.    ACCEL.SPECT.
   [s]         [Hz]         [m]           [m/s]        [m/s2]
1   0.01000     100.000        0.652286E-05   0.409843E-02  2.57512
2   0.03005     33.278         0.690255E-04   0.144325E-01  3.01768
.   .           .           .             .             .
.   .           .           .             .             .
.   .           .           .             .             .
200 3.98075     0.251         0.474992       0.749724      1.18336
201 4.00000     0.250         0.477101       0.749429      1.17720

PROPERTIES OF THE INITIAL THEORETICAL PSDF:
  PSDF_INITIAL CENTRAL ANGULAR FREQUENCY (f) .. 11.3977 [Hz]
  PSDF_INITIAL CENTRAL ANGULAR FREQUENCY (WC) . 71.6139 [rad/s]
  PSDF_INITIAL DISPERSION PARAMETER (Q) ..... 0.8509 [-]
  PSDF_INITIAL STD. DEV. OF ACCELERATIONS ..... 0.9603 [m/s2]

PROPERTIES OF THE DISCRETIZED CONTENT FOR SYNTHESIS:
  TOTAL POWER (INTEGRAL OF PSDF_CONTENT) ..... 0.9212 [m2/s3]
  ROOT-MEAN-SQUARE FREQUENCY ..... 11.4045 [Hz]
  ROOT-MEAN-SQUARE CIRCULAR FREQUENCY ..... 71.6565 [rad/s]
  PERIOD CORRESPONDING TO RMS FREQUENCY ..... 0.0877 [s]
  NUMBER OF FREQUENCIES FOR SYNTHESIS ..... 2999 [#]

```

Figura C.4: Fragmento del fichero de salida mostrando el eco de parámetros de entrada y las propiedades calculadas de la PSDF inicial.

```
#####
OVERALL BEST GROUND MOTION
#####

RESULTS FOR GENERATED GROUND MOTION NUMBER ..        6 [#]
SELECTED FROM FREQUENCY-DOMAIN ITERATION ....        152 [#]
USING INITIAL RANDOM SEED .....                      26860 [#]

METRICS AFTER FREQUENCY-DOMAIN OPTIMIZATION WITH SMOOTH PSDF:
  NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL .....         0.7444 [%]
  NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% .....         3.9221 [%]
  NORMALIZED STANDARD DEVIATION .....               1.0838 [%]
  EQUIVALENT DIFFERENCE (BEST OF PHASE 1) ...         1.6746 [%]

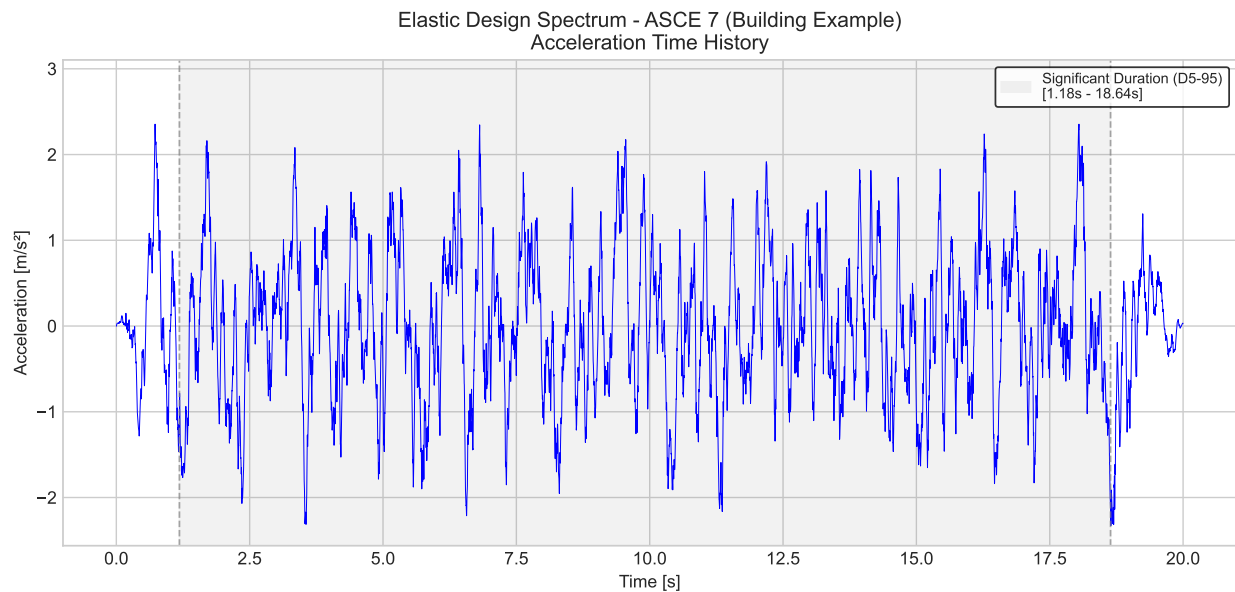
METRICS AFTER TIME-DOMAIN ADJUSTMENT WITH CORRECTIVE WAVELETS:
  NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - OVERALL .....         0.4504 [%]
  NORMALIZED MEAN DIFFERENCE - TOP 5% .....         2.2645 [%]
  NORMALIZED STANDARD DEVIATION .....               0.6766 [%]
  EQUIVALENT DIFFERENCE (BEST OF PHASE 2) ...         0.9944 [%]

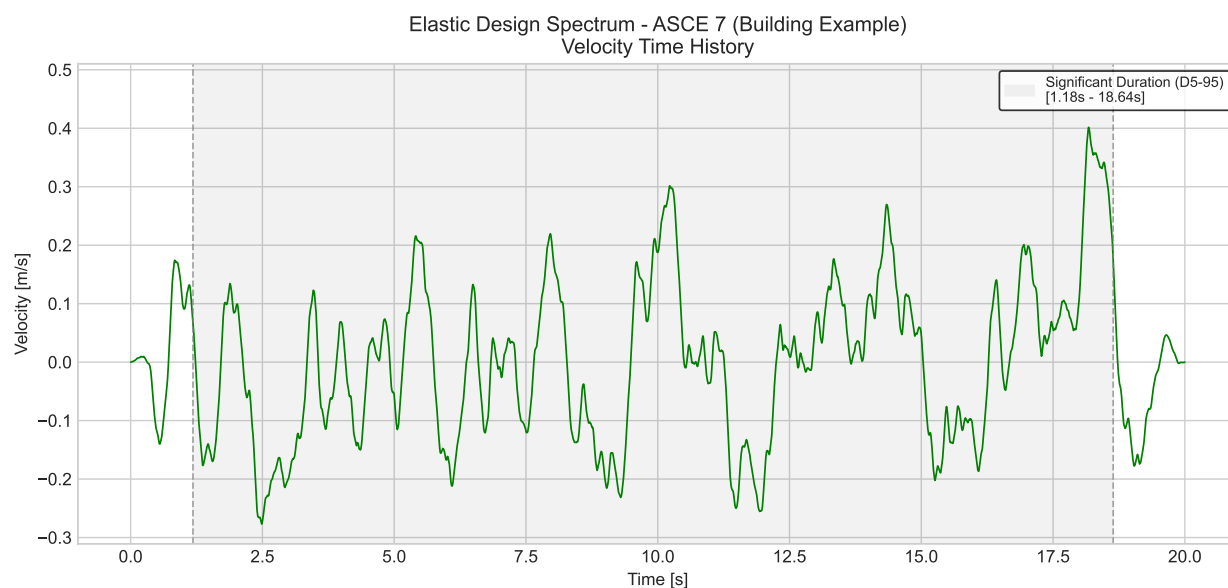
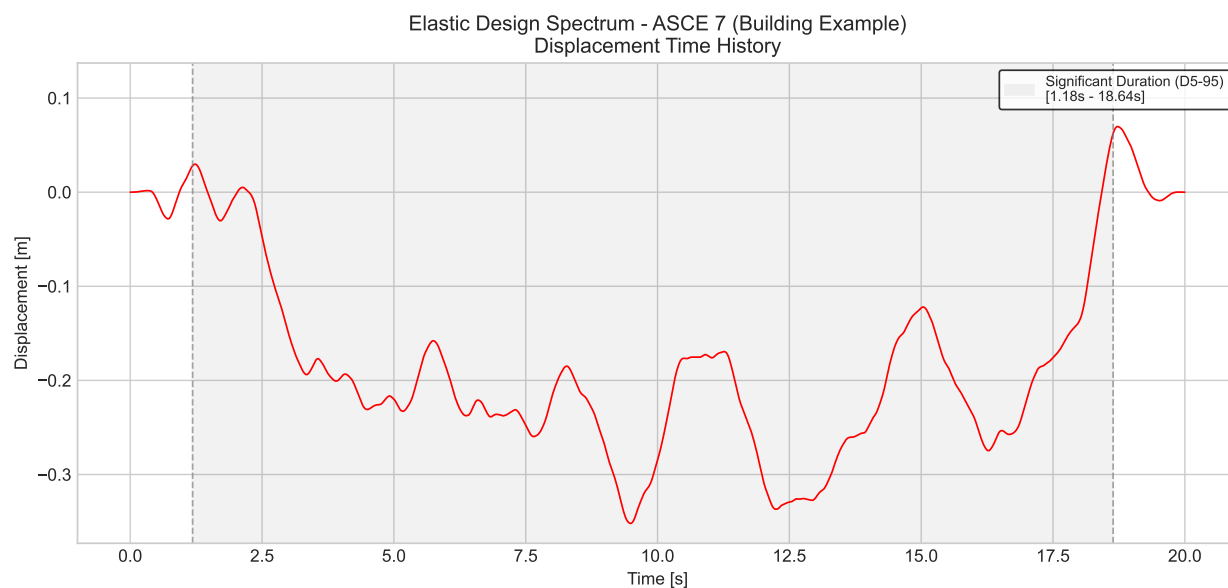
PEAK GROUND ACCELERATION (FINAL) .....              2.3544 [m/s2]
AT TIME .....                                       0.7260 [s]
PEAK GROUND ACCELERATION (BEFORE SCALE) .....        3.3736 [m/s2]
AT TIME .....                                       3.5360 [s]
MAXIMUM GROUND VELOCITY .....                      0.4017 [m/s]
MAXIMUM GROUND DISPLACEMENT .....                  0.3520 [m]

MAXIMUM PEAK FLOOR ACCELERATION (PFA) .....          6.0864 [m/s2]
OCCURRING AT PERIOD .....                          0.5078 [s]

ARIAS INTENSITY (IA) .....                          2.3280 [m/s]
  DESTRUCTIVE POTENTIAL (ID+) .....                 1.2692 [m/s]
  DESTRUCTIVE POTENTIAL (ID-) .....                 1.0588 [m/s]
  VERIFICATION (ID+ + ID-) .....                    2.3280 [m/s]
  NET ENERGY IMPULSE (ID+ - ID-) .....              0.2104 [m/s]
  CUMULATIVE ABSOLUTE VELOCITY (CAV) .....           13.5578 [m/s]
  HOUSNER INTENSITY (HI) .....                      1.5807 [m]
  SIGNIFICANT DURATION (D5-95) .....                 17.4560 [s]
```

Figura C.5: Resumen de las características del movimiento final generado.

Figura C.6: Historia temporal de la aceleración del movimiento generado ($a_g(t)$).

Figura C.7: Historia temporal de la velocidad del movimiento generado ($v_g(t)$).Figura C.8: Historia temporal del desplazamiento del movimiento generado ($d_g(t)$).

C.4 Paso 3: Definición del Modelo Estructural en Abaqus

C.4.1 Descripción Geométrica y de Materiales

Para este caso de estudio, se ha seleccionado intencionalmente una estructura de geometría simple, cuyas características pueden ser fácilmente reproducidas. El modelo consiste en un edificio de hormigón armado de 15 niveles, con una planta cuadrada de 20×20 m. La altura de cada entrepiso es de 3 m, resultando en una altura total de 45 m.

El sistema de piso está constituido por losas macizas de hormigón de 15 cm de espesor en todos los niveles. La estructura vertical se compone de pilares de sección cuadrada constante de 70×70 cm, dispuestos en una grilla regular con una separación de 5 m en ambas direcciones. Este arreglo conforma un sistema de pórticos resistentes a momento.

Para introducir una asimetría torsional y provocar una respuesta tridimensional bajo una excitación unidireccional, se ha incorporado un núcleo excéntrico para los ascensores. Este núcleo está formado por dos cajones adyacentes de 3×2 m cada uno, construidos con muros de hormigón armado de espesor constante de 35 cm.

Se ha colocado una masa distribuida de $400[kg/m^2]$ en la superficie de todas las losas, para representar las cargas permanentes y transitorias (también llamadas cargas muertas y vivas), que actuarán en el edificio.

Las propiedades del material utilizado para todos los elementos son las de un hormigón elástico lineal con un Módulo de Young $E = 31.753$ GPa, un coeficiente de Poisson $\nu = 0.2$ y una densidad $\rho = 2400$ kg/m³.

C.4.2 Malla de Elementos Finitos

La discretización del modelo conduce a una malla de elementos finitos compuesta por un total de 660 nudos y 885 elementos. Estos elementos se dividen en dos tipos, según la nomenclatura de Abaqus: 360 elementos de viga tipo **B31** (elementos lineales de 2 nudos) para modelar los pilares, y 525 elementos de shell tipo **S4R** (elementos cuadriláteros de 4 nudos con integración reducida) para modelar tanto las losas de piso como los muros del núcleo de ascensores.

Se ha elegido intencionadamente una malla poco densa para que el modelo cumpla con las restricciones de la versión de aprendizaje de Abaqus, la cual puede ser descargada y utilizada de forma gratuita¹, permitiendo así la reproducibilidad de este caso de estudio por parte de los lectores [1, 20].

La Figura C.9 muestra la malla de elementos finitos del modelo, donde se pueden apreciar los pilares, las losas y el núcleo de ascensores.

¹La edición de aprendizaje de SIMULIA Abaqus puede descargarse desde el sitio web oficial de Dassault Systèmes, previo registro: <https://www.3ds.com/edu/education/students/solutions/abaqus-le>

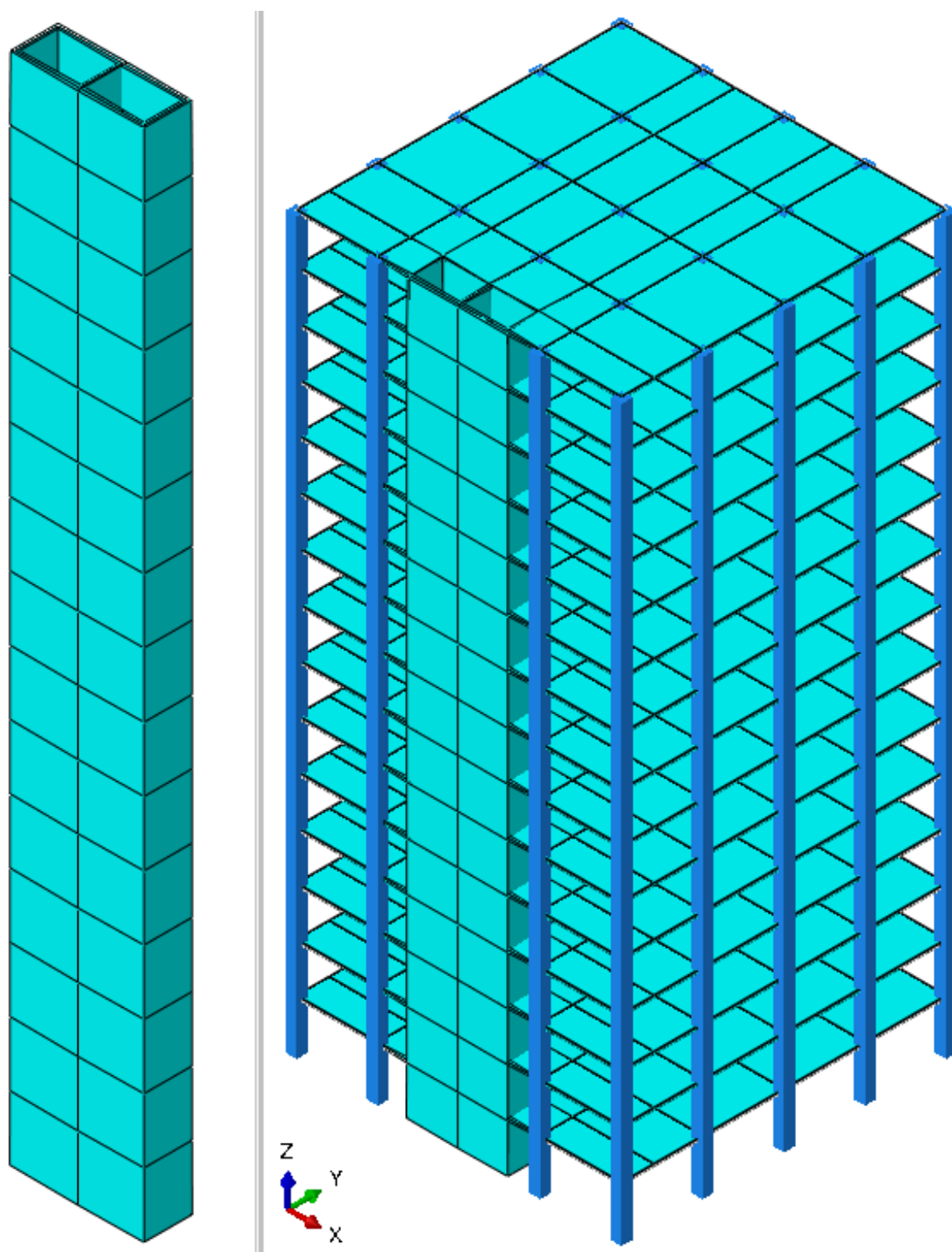


Figura C.9: Vista del modelo completo de elementos finitos en Abaqus (derecha) y detalle del muro de ascensores (izquierda).

C.4.3 Propiedades Dinámicas Fundamentales: Amortiguamiento y Modos

Determinación del Amortiguamiento de Rayleigh. El amortiguamiento intrínseco del sistema se ha modelado mediante el modelo clásico de **Rayleigh**, que define la matriz de amortiguamiento $[C]$ como una combinación lineal de las matrices de masa $[M]$ y de rigidez $[K]$:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (C.1)$$

El coeficiente de amortiguamiento para un modo de vibración n con frecuencia natural ω_n viene dado por la expresión:

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (C.2)$$

Para determinar los coeficientes α y β , se definen dos pares de puntos de anclaje (ω_i, ξ_i) y (ω_j, ξ_j) . Al sustituir estos dos pares de valores en la Ecuación C.2, se genera un sistema de dos ecuaciones lineales con dos incógnitas (α y β). La solución de dicho sistema proporciona los únicos valores de α y β que garantizan que la curva de amortiguamiento pase exactamente por los dos puntos de anclaje definidos [16]. Para este estudio, se calcularon los coeficientes $\alpha = 1.1875$ y $\beta = 0.00072222$, que fueron los implementados en el modelo de Abaqus. La Figura C.10 ilustra la curva de amortiguamiento resultante en el rango de frecuencias de la estructura, así como los dos puntos de anclaje utilizados para su calibración.

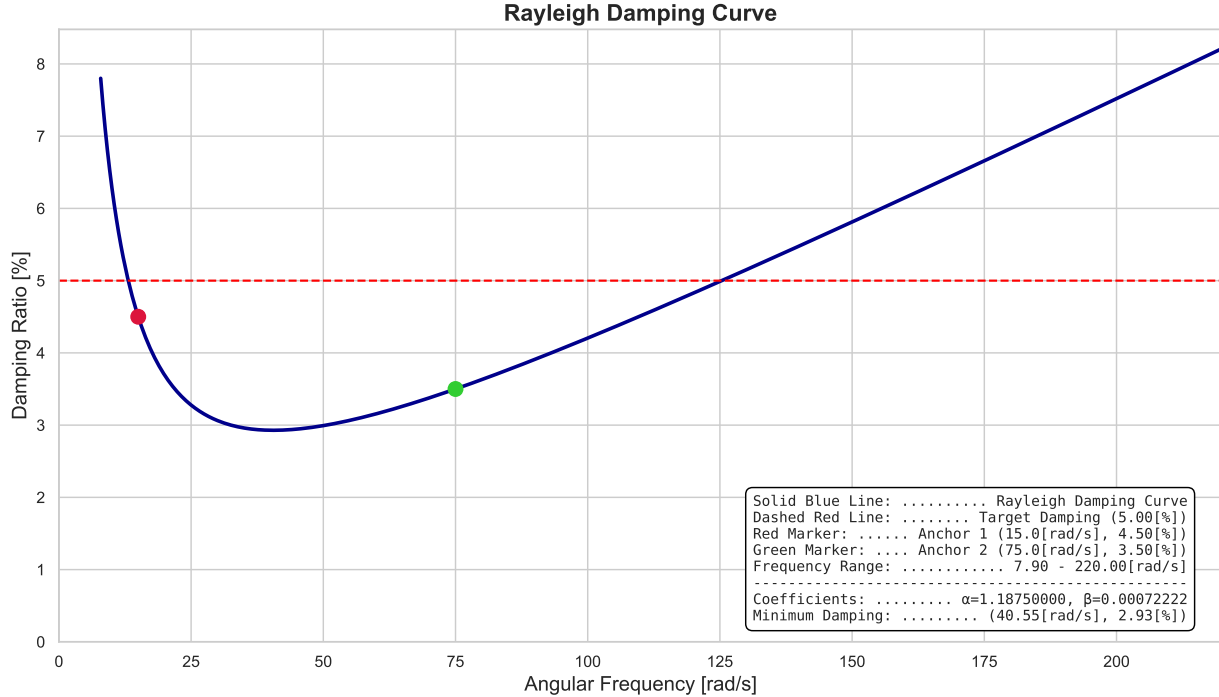


Figura C.10: Curva de amortiguamiento de Rayleigh definida para el modelo estructural. Los puntos rojo y verde indican los anclajes utilizados para calcular los coeficientes α y β .

Frecuencias, Periodos y Formas Modales. El análisis de valores propios (eigenvalue analysis) determina las propiedades dinámicas fundamentales del edificio. Para este estudio se han extraído los primeros 50 modos de vibración, lo cual asegura la participación de más del 97 % de la masa total en cada dirección horizontal principal, como se muestra en la Figura C.11.

Total mass of model: 6373.68 tons

MODE	FREQUENCY		PERIOD
#	[rad/s]	[cycles/s]	[s]
1	7.9022	1.2577	0.795
2	9.9538	1.5842	0.631
3	13.272	2.1123	0.473
4	28.916	4.6022	0.217
5	32.398	5.1562	0.194
6	46.431	7.3898	0.135
7	57.056	9.0807	0.110
8	59.799	9.5173	0.105
9	62.077	9.8798	0.101
10	63.924	10.174	0.098

Total effective mass (50 modes):
X=6228.9, Y=6248.1, Z=5738.4
X=97.77%, Y=98.03%, Z=90.03%

Figura C.11: Frecuencias de los 10 primeros modos y masas participativas totales.

Las primeras cuatro formas modales, que suelen dominar la respuesta sísmica, se presentan en las Figuras C.12 a C.15. Cada figura muestra una vista isométrica y una vista en planta de la deformada modal, con un factor de escala de 400 para una mejor visualización.

- **Modo 1** ($T_1 = 0.795$ s): Es un modo de flexión puro en la dirección X, la más flexible del edificio (ver figura C.12).
- **Modo 2** ($T_2 = 0.631$ s): Es un modo de flexión puro en la dirección Y (ver figura C.13).
- **Modo 3** ($T_3 = 0.473$ s): Es el primer modo torsional. La inclusión del núcleo de ascensores de manera excéntrica introduce una asimetría en la distribución de la rigidez, provocando este comportamiento rotacional que puede ser crítico bajo una excitación sísmica (ver figura C.14).
- **Modo 4** ($T_4 = 0.217$ s): Corresponde al segundo modo de flexión en la dirección X (ver figura C.15).

La clara separación entre los periodos de los modos traslacionales (1 y 2) y el primer modo torsional (3) es un indicador de un diseño conceptual aceptable, aunque la existencia de la torsión (creada intencionadamente) será fundamental en la respuesta global.

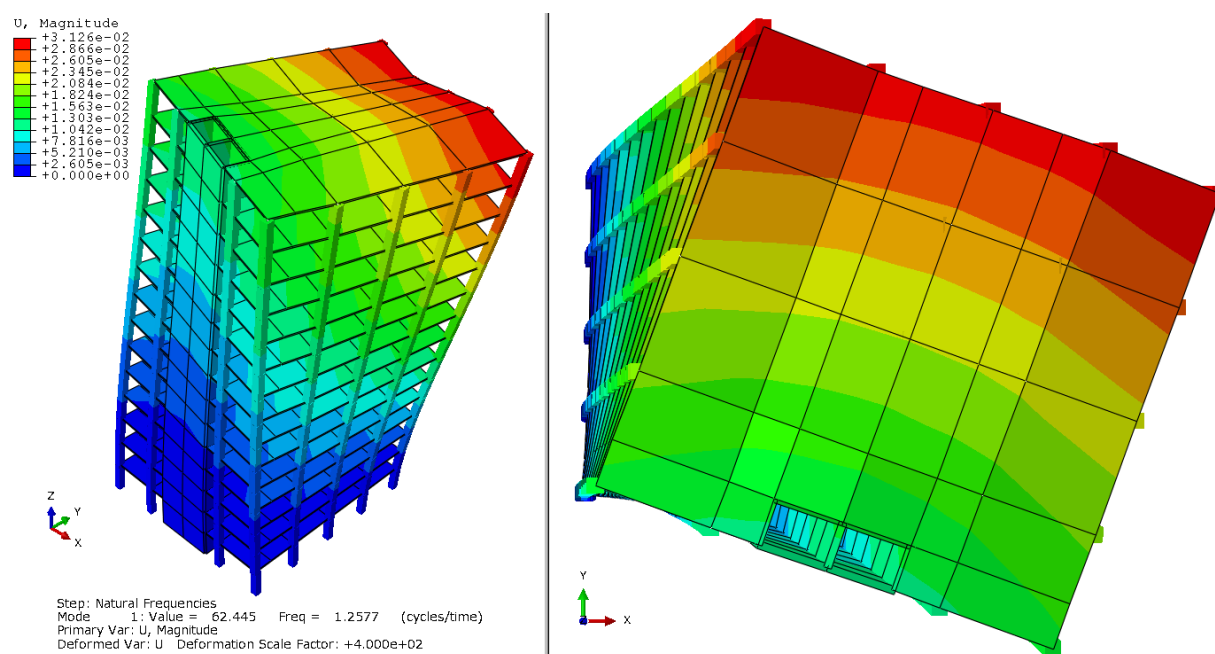


Figura C.12: Forma del primer modo de vibración (Flexión en dirección X), $T_1 = 0.795$ s.

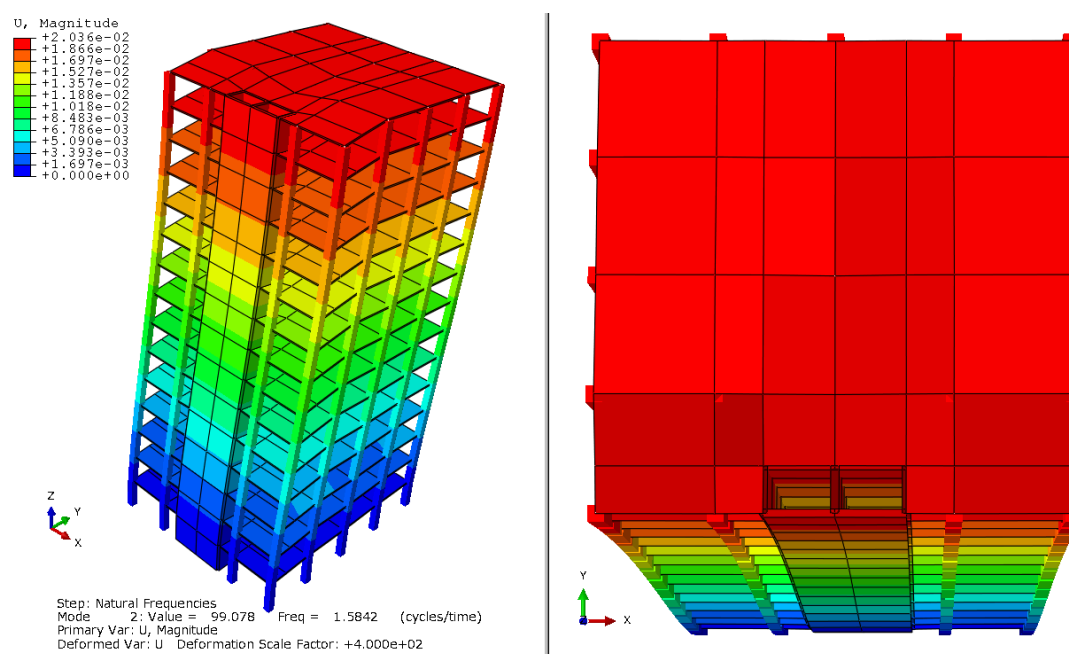


Figura C.13: Forma del segundo modo de vibración (Flexión en dirección Y), $T_2 = 0.631$ s.

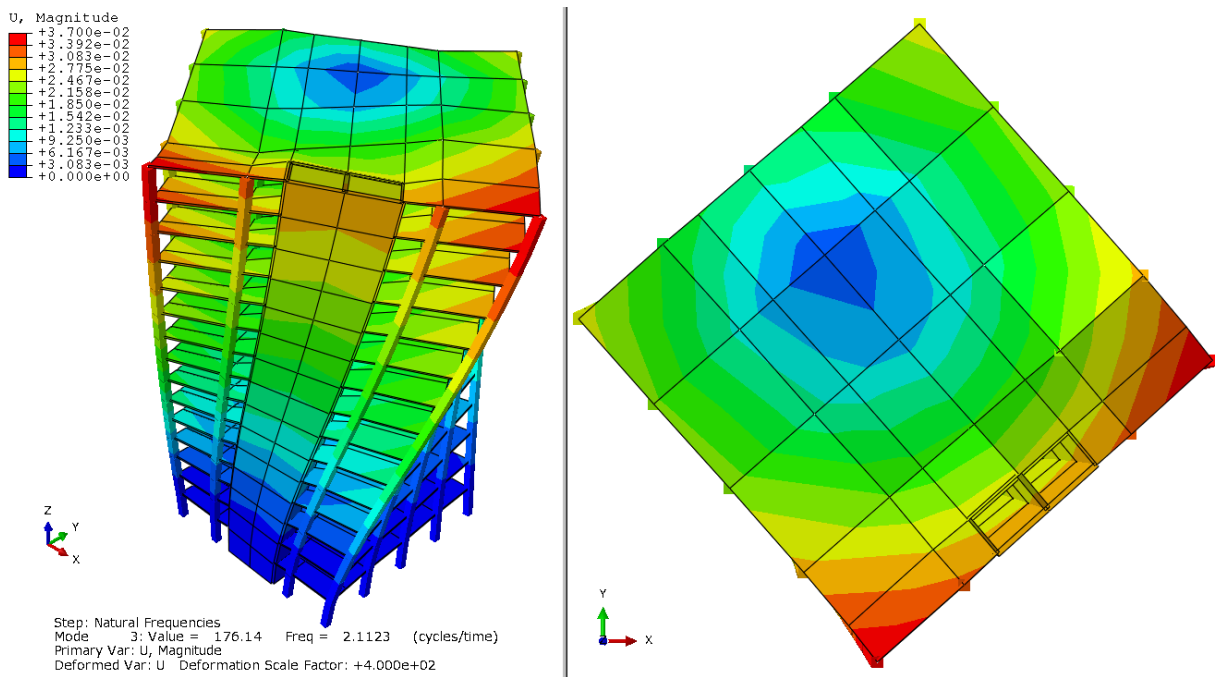


Figura C.14: Forma del tercer modo de vibración (Torsión), $T_3 = 0.473$ s.

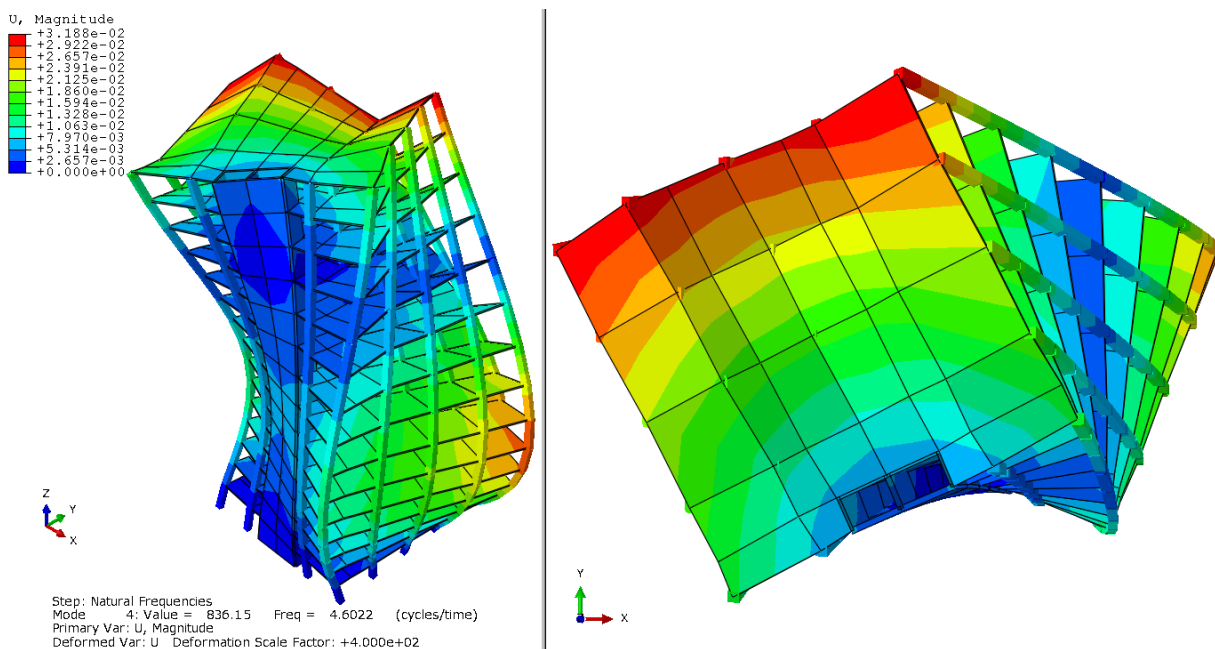


Figura C.15: Forma del cuarto modo de vibración (Segundo modo de flexión en X), $T_4 = 0.217$ s.

C.5 Paso 4: Ejecución y Comparación de Resultados de los Análisis

En esta sección se ejecutan los cuatro tipos de análisis lineal sobre el modelo de Abaqus, aplicando en la dirección X el sismo artificial generado, para comparar y validar sus resultados.

C.5.1 Resultados del Análisis Modal Espectral (MRSA)

En este análisis, se aplica el espectro de diseño de la Figura C.1 directamente al modelo en la dirección X. La respuesta máxima para cada modo de vibración se calcula y luego se combina estadísticamente (utilizando el método CQC) para obtener una estimación de la respuesta estructural máxima total. La Figura C.16 muestra el contorno de tensiones de von Mises resultante (de un estado ficticio inexistente combinado), indicando una tensión máxima de 30.73 MPa en la base de uno de los pilares del primer nivel.

C.5.2 Resultados de los Análisis en el Dominio del Tiempo (MTHA e IDIA)

A continuación, se aplican los primeros dos métodos en el dominio del tiempo utilizando la historia de los desplazamientos completa generada por `earthquake_2025` (Figura C.8) como carga en la base del modelo en la dirección X. Se ejecutan el Análisis Modal en el Dominio del Tiempo (MTHA) y el Análisis por Integración Directa Implícita (IDIA) para obtener la historia temporal completa de la respuesta y comparar sus resultados.

La validación final consiste en comparar la respuesta máxima obtenida. La Figura C.17 superpone la historia temporal de las tensiones de von Mises máximas (calculadas para todos los puntos de integración del modelo) obtenidas tanto para el análisis IDIA (línea azul) como para el análisis MTHA (línea roja).

C.5.3 Resultados de los Análisis en el Dominio del Tiempo (IDIA y EDIA)

Adicionalmente, para completar la validación cruzada de los métodos de integración directa, se realiza una comparación entre el análisis Implícito (IDIA) y el Explícito (EDIA). Ambos métodos resuelven la ecuación de movimiento completa sin recurrir a la descomposición modal. La Figura C.18 muestra la historia temporal de las tensiones máximas de von Mises para ambos análisis, aplicándose de nuevo la historia de los desplazamientos como carga en la base.

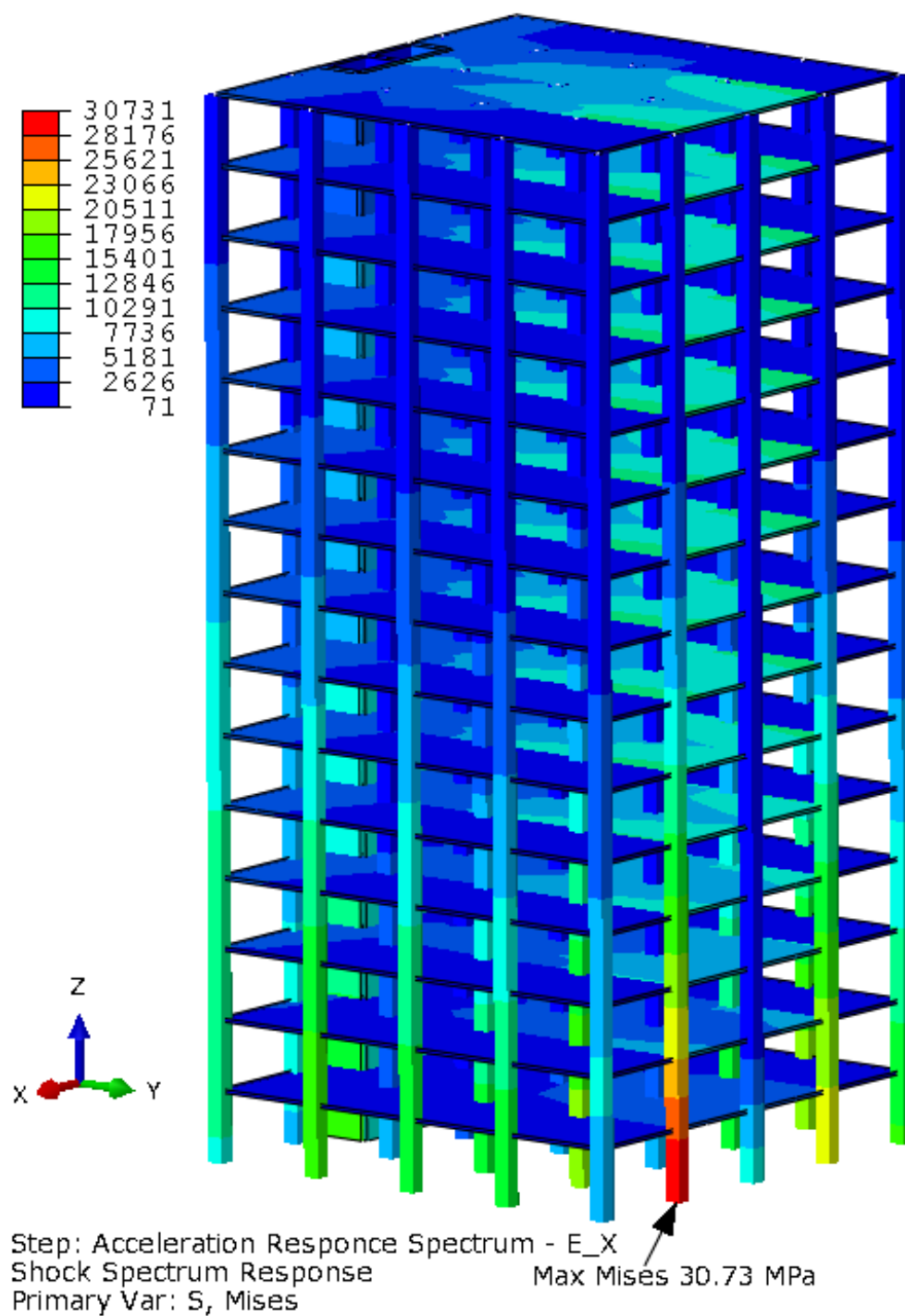


Figura C.16: Contorno de tensiones de von Mises obtenido del Análisis Modal Espectral (MRSA).

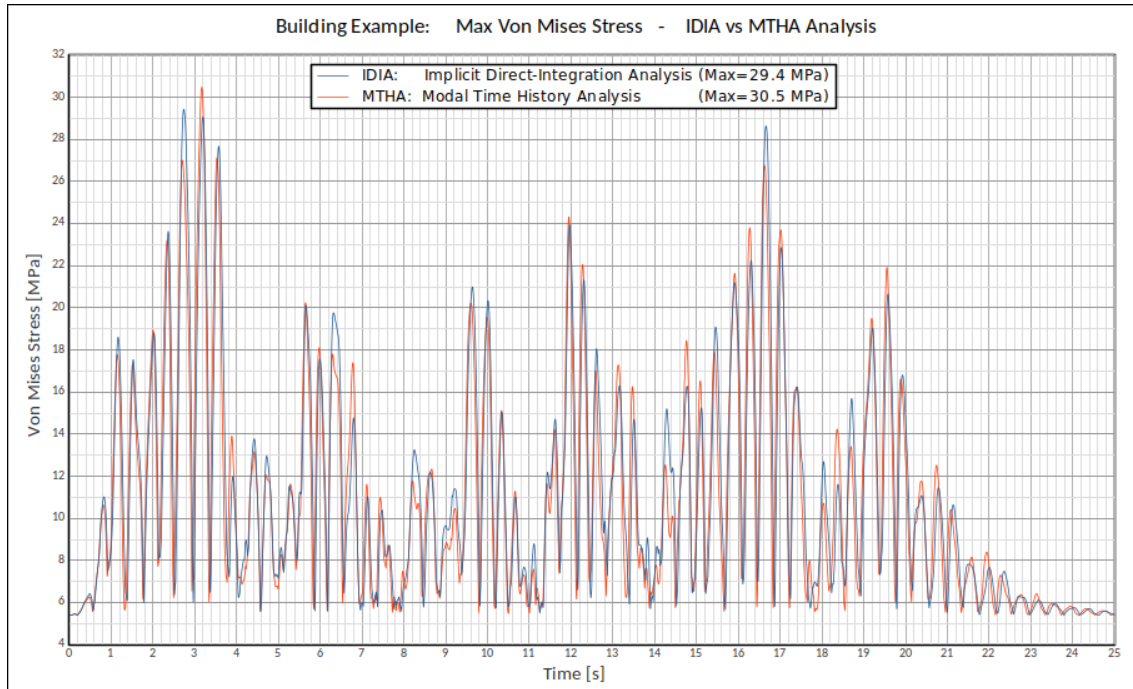


Figura C.17: Comparación de la historia temporal de la tensión máxima de von Mises, que en cada instante se produce en algún lugar del modelo, en los análisis IDIA (línea azul) y MTHA (línea roja).

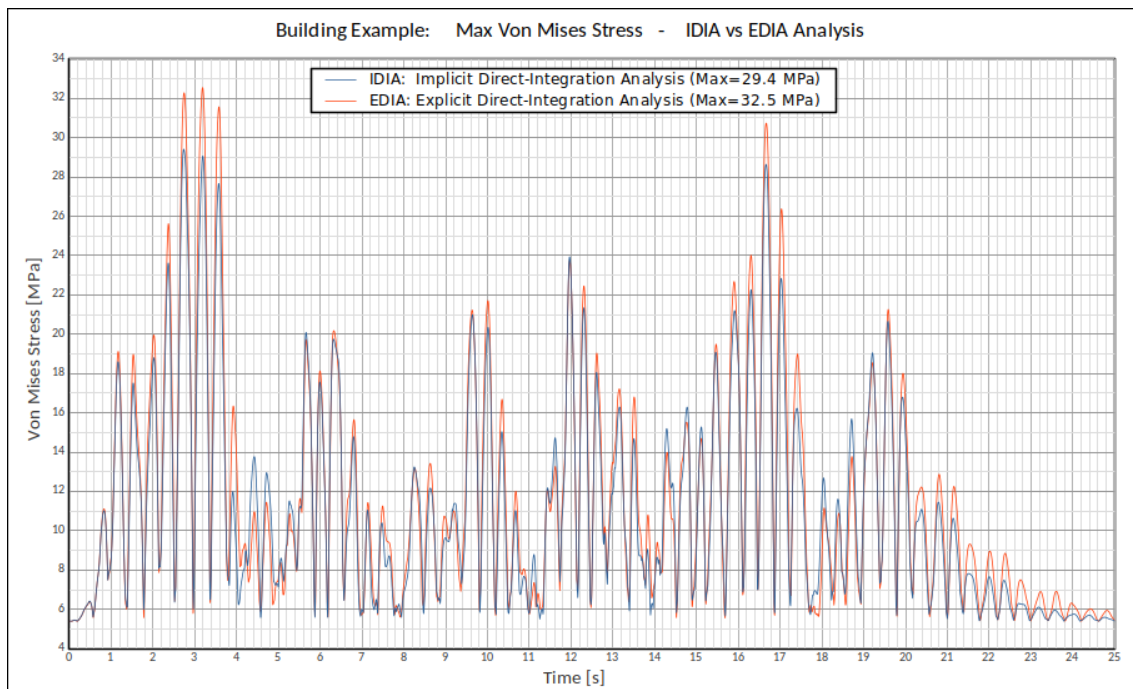


Figura C.18: Comparación de la historia temporal de la tensión máxima de von Mises, que en cada instante se produce en algún lugar del modelo, en los análisis IDIA (línea azul) y EDIA (línea roja).

C.5.4 Discusión y Conclusiones del Caso de Estudio

Nótese que los cuatro análisis (MTHA, MRSA, EDIA e IDIA) predicen una tensión máxima de von Mises muy similar. Esta tensión máxima se produce además, para los cuatro análisis, en el mismo punto de la base del mismo pilar.

Se observa una excelente correspondencia entre los métodos:

- El análisis MRSA predice una tensión máxima de 30.7 MPa.
- El análisis MTHA predice una tensión máxima de 30.1 MPa.
- El análisis IDIA predice una tensión máxima de 29.4 MPa.
- El análisis EDIA predice una tensión máxima de 32.5 MPa.

La pequeña diferencia entre los tres primeros métodos es esperable y se debe, por un lado, a la naturaleza estadística del método de combinación modal del MRSA (CQC) y a la diferencia de precisión entre MTHA e IDIA. Es interesante notar que ambos presentan un amortiguamiento numérico similar.

La diferencia entre los métodos de integración directa (IDIA y EDIA) es ligeramente mayor, lo cual es directamente atribuible a las diferentes propiedades numéricas de disipación de energía (o **amortiguamiento numérico**) inherentes a cada algoritmo [7, 63, 43]. Para ilustrar este efecto, la simulación se extendió hasta los 25 segundos, a pesar de que la excitación sísmica finaliza en el segundo 20. Los últimos 5 segundos, por tanto, muestran al edificio en vibración libre.

La diferencia en la tensión máxima predicha por los métodos de integración directa —32.5 MPa para el explícito (EDIA) frente a 29.4 MPa para el implícito (IDIA)—, que ocurre durante la fase de sacudida fuerte del sismo, es una consecuencia directa de las propiedades inherentes de cada algoritmo, conocidas como **amortiguamiento numérico**.

El método implícito (IDIA) posee un amortiguamiento numérico que disipa una pequeña cantidad de energía en cada paso de tiempo, de forma adicional al amortiguamiento físico definido por el modelo de Rayleigh. Esta disipación algorítmica se acumula a lo largo de toda la simulación, resultando en una respuesta global ligeramente más atenuada y, por tanto, en picos de tensión menores. Por el contrario, el método explícito de diferencias centrales (EDIA) es, por su formulación, no disipativo; no introduce este amortiguamiento artificial, por lo que tiende a conservar la energía del sistema de forma más precisa y a producir picos de respuesta ligeramente mayores.

Si bien la diferencia en el pico máximo se produce durante la excitación sísmica, este distinto comportamiento se visualiza de la forma más clara en la fase de vibración libre del análisis (para $t > 20$ s), como se muestra en el detalle de la Figura C.19. En esta sección, libre de la excitación externa, se observa con nitidez cómo la respuesta del análisis implícito (línea azul) decae más rápidamente que la del explícito (línea roja), confirmando la presencia de un mayor amortiguamiento total (físico + numérico) en el esquema implícito.

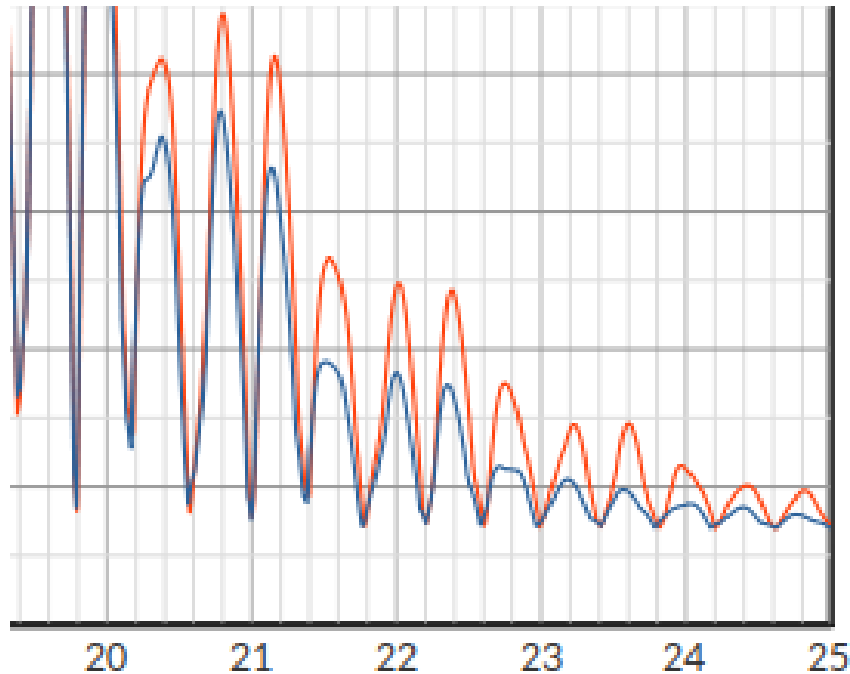


Figura C.19: Detalle de la respuesta en vibración libre ($t > 20$ s) de la Figura C.18. Se evidencia el menor amortiguamiento numérico del método explícito (EDIA, línea roja) en comparación con el implícito (IDIA, línea azul).

Pese a estas diferencias sutiles, propias de cada formulación numérica, la forma general de la respuesta es prácticamente idéntica en todos los casos, y la magnitud del máximo es del mismo orden. La concordancia en la magnitud de la respuesta máxima es notable y válida de manera concluyente toda la metodología. Demuestra que la historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos generadas por `earthquake_2025` contienen el nivel de energía y la demanda en frecuencia necesarios para inducir en la estructura la misma respuesta máxima que el espectro de diseño original. Esto confirma que el programa es una herramienta robusta y fiable para la creación sismos artificiales para análisis estructurales avanzados.

Este ejemplo ratifica la discusión del Capítulo 7: *para un problema lineal, todos los métodos conducen, en la práctica, a la misma respuesta*. Sin embargo, en el momento en que se introduce la no linealidad (plasticidad del material, grandes deformaciones, contacto, etc.), tanto el MRSA como el MTHA dejan de ser válidos. En ese escenario, el Análisis por Integración Directa, ya sea Implícita (IDIA) o Explícita (EDIA), alimentado por una historia de desplazamientos realista y compatible (también se puede usar una historia de aceleraciones o una de velocidades) generada por una herramienta como `earthquake_2025`, se convierte en el único camino riguroso para una evaluación sísmica fiable.

Apéndice D

Glosario de Términos y Símbolos

Este apéndice proporciona una referencia rápida de los principales acrónimos, términos técnicos y símbolos matemáticos utilizados a lo largo de esta monografía.

D.1 Glosario de Acrónimos y Términos Clave

Acrónimo/Término	Definición
ADAS	Added Damping and Stiffness. Tipo de disipador de energía histerético que utiliza placas metálicas con forma de X para disipar energía mediante su fluencia.
ASCE	American Society of Civil Engineers. Organismo estadounidense que publica normativas de referencia en ingeniería civil, como la ASCE 7.
Barrido Espectral	<i>Spectral Sweep</i> . Técnica algorítmica utilizada en la Fase 2 de earthquake_2025 , que consiste en recorrer iterativamente todos los periodos del espectro de respuesta para intentar aplicar correcciones puntuales mediante <i>wavelets</i> .
BSL	Building Standard Law. Norma de construcción de Japón, que establece los requisitos mínimos para el diseño sísmico.
CAV	Cumulative Absolute Velocity (<i>Intensidad de Aceleración Acumulada</i>). Medida de intensidad sísmica definida como la integral del valor absoluto de la aceleración en el tiempo. Es un indicador robusto del umbral de inicio de daño estructural.
CFE-MDOC	Comisión Federal de Electricidad - Manual de Diseño de Obras Civiles. Documento normativo de referencia para el diseño sísmico en México.
CP	Collapse Prevention (<i>Prevención de Colapso</i>). Nivel de desempeño estructural en el que el edificio sufre daños severos, pero se mantiene en pie, permitiendo la evacuación y evitando el colapso.

Acrónimo/Término	Definición
CQC	Complete Quadratic Combination (<i>Combinación Cuadrática Completa</i>). Regla de combinación modal que tiene en cuenta la correlación entre modos con frecuencias cercanas. Es más rigurosa que la regla SRSS.
DBE	Design Basis Earthquake (<i>Sismo de Diseño</i>). Nivel de amenaza sísmica con una probabilidad de excedencia baja (típicamente 10 % en 50 años), para el cual se espera que la estructura sufra daños reparables pero mantenga la seguridad de vida.
Ductilidad	Capacidad de un material, sección o estructura de sufrir grandes deformaciones inelásticas sin una pérdida significativa de su resistencia. Es una propiedad fundamental para la disipación de energía sísmica.
earthquake_2025	Programa (open source) para la generación de historias temporales de movimiento sísmico (acelerogramas, velocigramas y sismogramas) artificiales, que son “super-compatibles” con un espectro de respuesta elástico objetivo, mediante una metodología híbrida de dos fases.
EDIA	Explicit Direct-Integration Analysis (<i>Análisis por Integración Directa Explícita</i>). Método numérico que resuelve la ecuación de movimiento paso a paso sin necesidad de invertir una matriz de rigidez, pero es condicionalmente estable.
EDP	Engineering Demand Parameter (<i>Parámetro de Demanda de Ingeniería</i>). Una cantidad física calculada mediante análisis estructural (ej., derivas de entrepiso, rotaciones plásticas) que se correlaciona con el nivel de daño.
EPSD	Evolutionary Power Spectral Density (<i>Espectros Evolutivos de Potencia</i>). Extensión de la PSDF que permite que el contenido de frecuencia de una señal varíe a lo largo del tiempo, modelando la no estacionariedad.
Eurocódigo 8	Norma europea para el diseño de estructuras sismorresistentes (EN 1998).
FAS	Fourier Amplitude Spectrum (<i>Espectro de Amplitudes de Fourier</i>). Representación de la amplitud de las componentes de frecuencia de una señal, obtenida a partir de la Transformada de Fourier.
FPS	Friction Pendulum System (<i>Sistema de Péndulo Friccionante</i>). Tipo de aislador sísmico de base cuyo periodo está definido por el radio de curvatura de una superficie cóncava y que disipa energía mediante fricción.

Acrónimo/Término	Definición
GMPE	Ground Motion Prediction Equations (<i>Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo</i>). Relaciones empíricas, basadas en datos de sismos reales, que predicen el nivel de movimiento del suelo (ej., PGA, $S_a(T)$) en un sitio para un sismo de una magnitud y distancia dadas.
GUI	Graphical User Interface (<i>Interfaz Gráfica de Usuario</i>). Entorno visual que permite la interacción con un software de forma más intuitiva.
HDR	High Damping Rubber Bearing. Aislador sísmico elastomérico fabricado con un compuesto de caucho de alto amortiguamiento intrínseco.
Histéresis	Comportamiento no lineal de un sistema en el que la respuesta ante una carga depende de su historia previa. En un diagrama fuerza-desplazamiento, se manifiesta como bucles cuya área representa la energía disipada.
HI	Housner Intensity (<i>Intensidad Espectral de Housner</i>). Medida del potencial de daño estructural, calculada como la integral del espectro de pseudo-velocidad (para $\xi = 5\%$) en el rango de periodos de 0.1 a 2.5 segundos.
ID	Destructive Potential Factor (<i>Impulso Destructivo Potencial</i>). Medida de intensidad sensible a la asimetría del movimiento sísmico, calculada a partir de la integral de la aceleración al cuadrado ponderada por el signo de la velocidad. earthquake_2025 reporta sus componentes positiva (I_D^+) y negativa (I_D^-) por separado.
IDIA	Implicit Direct-Integration Analysis (<i>Análisis por Integración Directa Implícita</i>). Método numérico robusto para resolver la ecuación de movimiento (lineal o no lineal) que requiere la resolución de un sistema de ecuaciones en cada paso de tiempo.
IO	Immediate Occupancy (<i>Ocupación Inmediata</i>). Nivel de desempeño estructural en el que el edificio sufre daños mínimos y puede ser ocupado de nuevo casi inmediatamente después del sismo.
LS	Life Safety (<i>Seguridad de Vida</i>). Nivel de desempeño estructural en el que el edificio sufre daños significativos pero se previene el colapso, garantizando la seguridad de los ocupantes.
LRB	Lead Rubber Bearing. Aislador sísmico elastomérico que incorpora un núcleo de plomo central para aumentar significativamente la disipación de energía histerética.
MCE	Maximum Considered Earthquake (<i>Sismo Máximo Considerado</i>). El nivel más severo de amenaza sísmica que una estructura debe resistir sin colapsar, usualmente con una probabilidad de excedencia muy baja (ej., 2 % en 50 años).

Acrónimo/Término	Definición
MDOF	Multiple-Degree-of-Freedom System (<i>Sistema de Múltiples Grados de Libertad</i>). Modelo estructural que requiere múltiples coordenadas para describir su movimiento.
MMI	Modified Mercalli Intensity (<i>Intensidad de Mercalli Modificada</i>). Escala cualitativa que describe la severidad de un sismo en un lugar específico basándose en los efectos observados.
MRSA	Modal Response Spectrum Analysis (<i>Análisis Modal de Respuesta Espectral</i>). Método de análisis sísmico basado en la superposición de las respuestas máximas de cada modo de vibración, obtenidas a partir de un espectro de diseño.
MTHA	Modal Time-History Analysis (<i>Análisis Modal en el Dominio del Tiempo</i>). Método de análisis que descompone la respuesta en modos de vibración y resuelve la respuesta de cada uno en el tiempo, para luego superponerlas.
NBCC	National Building Code of Canada. Norma de construcción de Canadá.
NBDS-2023	Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023. Documento normativo de referencia en Bolivia.
NCh433	Norma Chilena 433. Norma de referencia para el diseño sísmico de edificios en Chile.
NLTHA	Non-Linear Time History Analysis (<i>Análisis No Lineal Tiempo-Historia</i>). Método de análisis estructural que resuelve la ecuación de movimiento no lineal paso a paso en el tiempo, utilizando un acelerograma como excitación.
NTE E.030	Norma Técnica de Edificación E.030. Norma de referencia para el diseño sismorresistente en Perú.
PBD	Performance-Based Design (<i>Diseño Basado en Desempeño</i>). Filosofía de diseño que busca alcanzar objetivos de desempeño explícitos (ej., Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida) para diferentes niveles de amenaza sísmica.
PFA	Peak Floor Acceleration (<i>Aceleración Máxima de Piso</i>). Máxima aceleración absoluta experimentada en el interior de una estructura. Es una métrica crítica para el diseño de componentes no estructurales.
PGA	Peak Ground Acceleration (<i>Aceleración Máxima del Suelo</i>). El valor máximo absoluto de la aceleración registrada durante un sismo.
PGD	Peak Ground Displacement (<i>Desplazamiento Máximo del Suelo</i>). El valor máximo absoluto del desplazamiento del suelo.

Acrónimo/Término	Definición
PGV	Peak Ground Velocity (<i>Velocidad Máxima del Suelo</i>). El valor máximo absoluto de la velocidad del suelo.
PSA	Pseudo-Acceleration (<i>Pseudo-Aceleración</i>). Ordenada del espectro de respuesta que representa la máxima fuerza elástica por unidad de masa en un SDOF.
PSDF	Power Spectral Density Function (<i>Función de Densidad Espectral de Potencia</i>). Función que describe cómo se distribuye la potencia (varianza) de un proceso estocástico en el dominio de la frecuencia.
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Analysis (<i>Análisis Probabilístico de la Amenaza Sísmica</i>). Metodología que integra la información de todas las fuentes sísmicas para calcular la probabilidad de exceder un cierto nivel de movimiento en un sitio.
PSV	Pseudo-Velocity (<i>Pseudo-Velocidad</i>). Ordenada del espectro de respuesta relacionada con la máxima energía de deformación en un SDOF.
SASID	Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño. Herramienta online de la CFE que proporciona los parámetros de diseño sísmico (como a_0, c, T_a, T_b) para cualquier punto del territorio mexicano.
SD	Spectral Displacement (<i>Desplazamiento Espectral</i>). Ordenada del espectro de respuesta que representa el máximo desplazamiento relativo en un SDOF.
SDOF	Single-Degree-of-Freedom System (<i>Sistema de un Grado de Libertad</i>). Modelo estructural idealizado con una sola coordenada para describir su movimiento.
SLE	Service Level Earthquake (<i>Sismo de Servicio</i>). Sismo frecuente con alta probabilidad de ocurrencia, para el cual se espera que la estructura permanezca esencialmente sin daños.
SRSS	Square Root of the Sum of Squares (<i>Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados</i>). Regla de combinación modal que asume que las respuestas modales máximas son estadísticamente independientes.
SSI	Soil-Structure Interaction (<i>Interacción Suelo-Estructura</i>). Análisis avanzado que considera el comportamiento acoplado de la estructura y el suelo de cimentación.
Super-Compatibilidad	Término acuñado para describir el nivel de ajuste excepcionalmente alto entre el espectro de respuesta de un sismo artificial generado y el espectro objetivo, logrado mediante la metodología de dos fases del programa <code>earthquake_2025</code> .

Acrónimo/Término	Definición
TADAS	Triangular Added Damping and Stiffness. Tipo de disipador de energía histerético que utiliza placas metálicas con forma triangular.
TMD	Tuned Mass Damper (<i>Amortiguador de Masa Sintonizada</i>). Dispositivo de control pasivo que se añade a una estructura para reducir sus vibraciones, sintonizando su frecuencia con la de la estructura.
UHS	Uniform Hazard Spectrum (<i>Espectro de Peligro Uniforme</i>). Espectro de respuesta en el que todas las ordenadas espectrales tienen la misma probabilidad anual de ser excedidas.
USGS	U.S. Geological Survey. Agencia científica del gobierno de los Estados Unidos que proporciona datos y mapas de amenaza sísmica.
Ventana de Hanning	Función matemática utilizada en el procesado de señales para suavizar los extremos de un segmento de señal, forzando que comience y termine en cero de forma continua. En <code>earthquake_2025</code> , se usa para modular las <i>wavelets</i> correctivas, evitando así la introducción de discontinuidades en el acelerograma.
Wavelet Correctiva	Pequeña señal ondulatoria localizada en el tiempo (una senoide modulada por una ventana de Hanning) que se añade al acelerograma durante la Fase 2 para corregir la diferencia espectral en un periodo específico con una mínima perturbación de la señal global.

D.2 Nomenclatura y Símbolos Utilizados

Símbolo	Descripción	Unidades
$a_g(t)$	Historia temporal de la aceleración del suelo.	L/T ² (ej., m/s ²)
a_0	Ordenada en el origen del espectro (Norma de México).	L/T ²
a_{gR}	Aceleración de referencia en roca (Eurocódigo 8).	g o L/T ²
A	Área de la superficie de la falla que se desliza.	L ²
$[A], [B]$	Matrices de transición de estado y de aplicación de carga en la integración numérica.	-
A_i	Amplitud de la i -ésima senoide en la síntesis del acelerograma.	L/T ²
A_0	Aceleración efectiva máxima en roca (Norma de Chile).	g
c	Coeficiente de amortiguamiento viscoso de un SDOF.	F·T/L
c	Ordenada de la meseta del espectro (Norma de México).	L/T ²
C	Coeficiente de amplificación sísmica (Norma de Perú).	-
$[C]$	Matriz de amortiguamiento del sistema MDOF.	F·T/L
C_0	Coeficiente de cortante basal estándar (Norma de Japón).	-
d_i	Diferencia normalizada en el punto espectral i .	%
$\bar{d}$	Media de las diferencias normalizadas.	%
d_{eq}	Diferencia equivalente ponderada.	%
d_{T5}	Promedio del 5 % superior de las diferencias normalizadas.	%
D	Desplazamiento promedio en la falla.	L
D_{5-95}	Duración significativa (intervalo 5 %-95 % de la IA).	T
E	Módulo de Young (Módulo de elasticidad).	F/L ² (ej., GPa)
E_s	Energía máxima de deformación elástica en un SDOF.	F·L
F_a, F_v	Factores de sitio para periodo corto y largo (Normas ASCE 7 y NBDS).	-
$\{F_{eff}\}$	Vector de fuerzas efectivas en la integración implícita.	F
$\{F_R\}$	Vector de fuerzas resistentes internas del sistema.	F
f_s	Fuerza elástica interna en un SDOF.	F
g	Aceleración de la gravedad.	L/T ²
G	Módulo de rigidez al cortante del material.	F/L ²

Símbolo	Descripción	Unidades
$G(\omega)$	Función de Densidad Espectral de Potencia.	$(L/T^2)^2/(rad/T)$
H	Espesor de un estrato de suelo.	L
$H(t)$	Gráfico de Husid. Integral de la aceleración al cuadrado en el tiempo.	L^2/T^3
HI	Intensidad Espectral de Housner.	L
$\{I\}$	Vector de influencia del movimiento del suelo.	-
$I(t)$	Función de envolvente de intensidad.	-
I_A	Intensidad de Arias.	L/T (ej., m/s)
I_D, I_D^+, I_D^-	Impulso Destructivo Potencial (total, positivo y negativo).	L/T
I_E	Factor de importancia de la estructura.	-
I_s	Impedancia sísmica de un material (ρV_S).	F·T/L ³
k	Rigidez elástica de un SDOF.	F/L
$[K]$	Matriz de rigidez del sistema MDOF.	F/L
$[K_{eff}]$	Matriz de rigidez efectiva en la integración implícita.	F/L
$[K_T]$	Matriz de rigidez tangente del sistema no lineal.	F/L
m	Masa de un SDOF.	F·T ² /L
$[M]$	Matriz de masa del sistema MDOF.	F·T ² /L
M_0	Momento sísmico.	F·L
M_W	Magnitud de Momento.	-
N	Número total de puntos o componentes en una suma.	-
$\{P(t)\}$	Vector de fuerzas externas aplicadas.	F
P_{95}	Percentil 95 de las diferencias normalizadas.	%
q	Factor de comportamiento (Eurocódigo 8).	-
$q_n(t)$	Coordenada del modo n en el tiempo.	L
r	Exponente de decaimiento del espectro (Norma de México).	-
R	Factor de reducción de respuesta.	-
S	Factor de amplificación del suelo (Eurocódigo 8, NTE E.030).	-
S_0	Aceleración pico del suelo en roca (Norma de Bolivia).	g
$S_a(T)$	Ordenada del espectro de pseudo-aceleración en el periodo T.	g o L/T ²
$S_D(T), SD$	Ordenada del espectro de desplazamiento en el periodo T.	L

Símbolo	Descripción	Unidades
$S_V(T), PSV$	Ordenada del espectro de pseudo-velocidad en el periodo T.	L/T
S_{DS}, S_{D1}	Parámetros espectrales de diseño (ASCE 7).	g
S_S, S_1	Parámetros espectrales en roca para periodo corto y 1 segundo (ASCE 7).	g
T, T_n	Periodo natural de vibración.	T (ej., s)
T_a, T_b	Periodos de inicio y fin de la meseta (Norma de México).	T
T_B, T_C, T_D	Periodos característicos del espectro (Eurocódigo 8).	T
T_d	Duración total de un registro sísmico.	T
T_L	Periodo de transición de largo periodo (ASCE 7).	T
T_{min}	Periodo del modo de vibración más alto de una malla de EF.	T
T_P, T_L	Periodos característicos del espectro (Norma de Perú).	T
T_s	Periodo fundamental de un depósito de suelo.	T
T_S, T_0	Periodos característicos del espectro (ASCE 7).	T
T'	Periodo de fin de la meseta (Norma de Chile).	T
$u(t)$	Desplazamiento relativo de un SDOF.	L
$\dot{u}(t), \ddot{u}(t)$	Velocidad y aceleración relativas de un SDOF.	L/T, L/T ²
$\{u(t)\}$	Vector de desplazamientos de un MDOF.	L
V_P, V_S	Velocidad de las ondas P y S.	L/T
$V_{S,30}$	Velocidad promedio de las ondas de corte en los 30 m superiores.	L/T
Z	Factor de zona sísmica.	-
α, β	Coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh.	T, 1/T
$\alpha(T)$	Factor de amplificación dinámico (Norma de Chile).	-
β, γ	Parámetros de integración de Newmark.	-
Γ_n	Factor de participación del modo n.	-
δ_u, δ_y	Desplazamiento último y de fluencia.	L
Δt	Paso de tiempo en la integración numérica.	T
Δt_{crit}	Paso de tiempo crítico para la estabilidad del método explícito.	T
$\Delta \omega_i$	Ancho de la banda de frecuencia de la componente i .	rad/T
ζ_p	Factor de pico para la respuesta de un SDOF.	-

Símbolo	Descripción	Unidades
λ	Longitud de onda.	L
μ	Factor de ductilidad.	-
μ	Módulo de rigidez de la roca (en el contexto de M_0).	F/L ²
ν	Coeficiente de Poisson.	-
ξ	Coeficiente de amortiguamiento viscoso (respecto al crítico).	-
π	Constante matemática Pi ($\approx 3.14159\dots$).	-
ρ	Densidad de masa del material.	F·T ² /L ⁴
ρ_{ij}	Coeficiente de correlación modal (para CQC).	-
σ^2	Varianza de un proceso estocástico.	(unidad señal) ²
σ_d	Desviación estándar de las diferencias normalizadas.	%
ϕ_i	Ángulo de fase aleatorio de la i-ésima senoide.	rad
$\{\phi_n\}$	Forma del modo de vibración n.	-
ω, ω_n	Frecuencia natural circular (no amortiguada).	rad/T

Bibliografía

- [1] Abaqus Inc. (2022). *Abaqus Analysis User's Manual*. Dassault Systèmes.
- [2] Aki, K., and Richards, P.G. (2002). *Quantitative Seismology*, 2nd Edition. University Science Books.
- [3] Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. In *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. MIT Press.
- [4] ASCE/SEI 7-22 (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- [5] ASCE/SEI 41-17 (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- [6] Barbat, A.H., Orosco, L., Hurtado, J.E., Galindo, M. (1994). *Definición de la acción sísmica*. Monografía CIMNE IS-10. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- [7] Bathe, K.J. (1996). *Finite Element Procedures*. Prentice Hall.
- [8] Belytschko, T., Liu, W. K., & Moran, B. (2013). *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*, 2nd Edition. Wiley.
- [9] Bendat, J.S., & Piersol, A.G. (2010). *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*, 4th Edition. John Wiley & Sons.
- [10] Boore, D.M. (1983). Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated-spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 73(6A), 1865-1894.
- [11] BSL (2000), *Building Standard Law of Japan*. The Building Center of Japan.
- [12] Campbell, K.W. (1985). Strong motion attenuation relations: a ten-year perspective. *Earthquake Spectra*, 1(4), 759-804.
- [13] Cervera, M., Oliver, X., Galindo, M. (1991). *Simulación Numérica de Patologías en Presas de Hormigón*. Monografía CIMNE N°-4. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.

- [14] CFE-MDOC (2015), *Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo*. Comisión Federal de Electricidad, México.
- [15] Chopra, A.K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 5th Edition. Prentice Hall.
- [16] Clough, R.W., and Penzien, J. (1995). *Dynamics of Structures*, 3rd Edition. Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA 94704.
- [17] Constantinou, M.C., Whittaker, A.S., and Kalpakidis, Y. (2011). *Seismic Isolation of Structures: from theory to practice*. World Scientific.
- [18] Cornell, C.A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606.
- [19] Crandall, S.H., & Mark, W.D. (1963). *Random Vibration in Mechanical Systems*. Academic Press.
- [20] Dassault Systèmes. (2024). *SIMULIA - Realistic Simulation*. Obtenido de <https://www.3ds.com/products-services/simulia/>
- [21] Den Hartog, J.P. (1956). *Mechanical Vibrations*, 4th Edition. McGraw-Hill.
- [22] Der Kiureghian, A. (1981). A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(5), 419-435.
- [23] EN 1998-1:2004, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization.
- [24] Fardis, M.N. (Ed.). (2009). *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*. CRC Press.
- [25] FEMA P-58 (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- [26] Galindo, M. (1993). *Una Metodología Para el Análisis Numérico del Comportamiento Resistente No Lineal de Presas de Hormigón Bajo Cargas Estáticas y Dinámicas*. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya.
- [27] Galindo, M., Oliver, J., Cervera, M. (1993). *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*. Monografía CIMNE IS-3. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- [28] Galindo Ingeniería. (2025). *Consultoría en Ingeniería Estructural y Sísmica*. Obtenido de <https://galindoingenieria.com>
- [29] Gasparini, D.A., & Vanmarcke, E.H. (1976). *SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation*. MIT Department of Civil Engineering Research Report R76-4.

-
- [30] Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. In *Foundation Engineering Handbook*, 2nd Edition, H-Y. Fang (Ed.). Van Nostrand Reinhold.
 - [31] Gutenberg, B., & Richter, C.F. (1956). Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 46(2), 105-145.
 - [32] Hallquist, J. O. (2006). *LS-DYNA Theory Manual*. Livermore Software Technology Corporation (LSTC).
 - [33] Housner, G.W. (1959). Behavior of structures during earthquakes. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 85(EM4), 109-129.
 - [34] Jennings, P.C., Housner, G.W., and Tsai, N.C. (1968). *Simulated Earthquake Motions*. Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California.
 - [35] Kanamori, H. (1977). The energy release in great earthquakes. *Journal of Geophysical Research*, 82(20), 2981-2987.
 - [36] Kay, S. M. (2006). *Intuitive Probability and Random Processes using MATLAB*. Springer.
 - [37] Kelly, J.M. (1997). *Earthquake-Resistant Design with Rubber*, 2nd Edition. Springer-Verlag.
 - [38] Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
 - [39] NBCC 2020, *National Building Code of Canada*. National Research Council of Canada.
 - [40] NBDS-2023, *Norma Boliviana de Diseño Sísmico*. Comité Técnico de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico.
 - [41] NCh433.Of1996 Mod.2009, *Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización, Chile.
 - [42] Newland, D.E. (1993). *An Introduction to Random Vibrations, Spectral & Wavelet Analysis*, 3rd Edition. Longman Scientific & Technical.
 - [43] Newmark, N.M. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 85(EM3), 67-94.
 - [44] Newmark, N.M., & Hall, W.J. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Earthquake Engineering Research Institute (EERI).
 - [45] NTE E.030 (2018), *Norma Técnica de Edificación - Diseño Sismorresistente*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Perú.
 - [46] Okamoto, S. (1984). *Introduction to Earthquake Engineering*. 2nd Edition. University of Tokyo Press.

- [47] Orosco, L., Haarala Orosco, M., y Barbat, A. (2006). Generación de acelerogramas artificiales compatibles con la sismicidad local. *Cuadernos de la Facultad de Ingeniería e Informática UCS, n 1*.
- [48] Park, R., and Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons.
- [49] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.
- [50] Proakis, J.G., and Manolakis, D.K. (2006). *Digital Signal Processing: Principles, Algorithms, and Applications*, 4th Edition. Pearson Prentice Hall.
- [51] Reid, H.F. (1910). The Mechanics of the Earthquake, The California Earthquake of April 18, 1906. *Report of the State Investigation Commission, Vol. 2*. Carnegie Institution of Washington.
- [52] Rice, S.O. (1944). Mathematical analysis of random noise. *Bell System Technical Journal*, 23(3), 282-332.
- [53] Ruiz, P., & Penzien, J. (1969). *PSEQGN: Artificial Generation of Earthquake Accelerograms*. University of California, Berkeley.
- [54] Shinozuka, M., & Sato, Y. (1967). Simulation of nonstationary random processes. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 93(EM1), 11-40.
- [55] Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972). *SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [56] Skinner, R.I., Robinson, W.H., and McVerry, G.H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*. John Wiley & Sons.
- [57] Soong, T.T. (1990). *Active Structural Control: Theory and Practice*. Longman Scientific & Technical.
- [58] Trifunac, M.D., and Brady, A.G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
- [59] U.S. Geological Survey (USGS). (2024). *U.S. Seismic Design Maps*. Obtenido de <https://earthquake.usgs.gov/designmaps/us/application.php>
- [60] Vanmarcke, E.H. (1976). Structural response to earthquakes. In *Seismic Risk and Engineering Decisions*. Elsevier.
- [61] Wolf, J.P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall.
- [62] Yilmaz, O. (2001). *Seismic Data Analysis: Processing, Inversion, and Interpretation of Seismic Data*. Society of Exploration Geophysicists.
- [63] Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L., and Zhu, J.Z. (2013). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*, 7th Edition. Butterworth-Heinemann.