

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**Escuela de Posgrado**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**



**PONTIFICIA**  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
**DEL PERÚ**

**Estimación de pérdidas por sismos mediante funciones de fragilidad analíticas: caso de dos pabellones universitarios del Cusco**

**Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil, presentado por:**

Ing. José Oscar Ruiz Esquivel

**Asesor:**

Mg. Ing. José Martín Velásquez Vargas

Lima - 2018

## RESUMEN

Estructuras con comportamiento sísmico inadecuado son la principal causa de pérdidas humanas y económicas ante eventos sísmicos importantes. Para estimar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, sobre todo de aquellas que sirvan de refugio ante terremotos, se desarrolló una metodología probabilística que predice las pérdidas por sismo en edificaciones universitarias peruanas. Las edificaciones universitarias son estructuras consideradas como esenciales por la normativa peruana sismorresistente E.030 (2014), por ello, el presente trabajo de investigación pretende ser un aporte a la mitigación de desastres sísmicos.

Se generan curvas de fragilidad analíticas mediante simulación considerando la aleatoriedad en demanda sísmica y en propiedades mecánicas de la estructura. Dichas curvas son funciones que representan la vulnerabilidad de una estructura ante la acción de distintos niveles de intensidad sísmica. Estas funciones de vulnerabilidad permitirán estimar porcentajes de daño con respecto al costo total de reparación de la estructura y evaluar el desempeño de distintos sistemas de reforzamiento.

Se generó una cantidad importante de modelos estructurales sometidos a una cantidad significativa de acelerogramas sintéticos a través de un análisis dinámico no lineal. Las señales sintéticas son generadas en base a un Parámetro indicador de la Intensidad Sísmica (*PIS*). Los resultados del análisis brindan la deriva máxima de entrepiso  $\delta_{m\acute{a}x}$  definida como el Parámetro Identificador de Daño (*PID*). El *PID* permitirá generar las curvas de fragilidad a través de un procedimiento estadístico. Los porcentajes de daño con respecto al costo total de reposición de las estructuras están relacionados a determinados escenarios de intensidad sísmica y puede ser estimados a través de un método sencillo, el cual considera estados discretos de daño (leve, moderado, severo y colapso) en base al  $\delta_{m\acute{a}x}$  de las estructuras.

Las edificaciones analizadas son dos edificios universitarios ubicados en la ciudad de Cusco. Estos están conformados por pórticos de concreto armado en sus direcciones longitudinal y transversal (X y Y).

Los resultados demuestran que las curvas de fragilidad representan razonablemente la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones universitarias. Ambos edificios universitarios presentan un comportamiento similar ante un evento sísmico con aceleración máxima en la roca (*PGA* - Peak Ground Acceleration) de 0.22g obtenida del estudio de peligro sísmico probabilístico (*PSHA* – Probabilistic Seismic Hazard Analysis) en la ciudad del Cusco. Usando este *PGA* y las curvas de fragilidad, podrán estimarse los porcentajes de daño aproximados a través de una metodología sencilla propuesta por Hwang y Lin (2002) que define un factor medio de daño (*FDM*). Los valores *FDM* hallados para los edificios universitarios de Enfermería y Electrónica son 82.55% y 60.25% respectivamente. Estos resultados indican que ambas edificaciones presentan distintos comportamientos y grandes porcentajes de daños ante un evento sísmico cuya probabilidad de excedencia es de 10% en 50 años (periodo de retorno de 475 años) definida en E.030. Los resultados demuestran que existirá un daño promedio mayor al 50% del costo total de un edificio nuevo. Ello evidencia que no será razonable afrontar el costo de las reparaciones y será mejor asumir el costo de un nuevo edificio.

## ABSTRACT

Structures with inadequate seismic behavior are the main cause of human and economic losses due to important seismic events. In order to estimate structure's seismic vulnerability, especially for buildings that will function as refuges, this work develops a probabilistic methodology that predicts earthquake losses in Peruvian university buildings. University buildings are essential structures according to Peruvian E.030 (2014) code, and for that reason, this research will be a contribution to seismic disasters mitigation.

Analytical fragility curves are generated by simulation considering seismic demand variability and structure mechanical properties variability. Fragility curves are functions that represent structure vulnerability for different levels of seismic intensity. These vulnerability functions will estimate structure repair costs and will evaluate performance of different reinforcement systems.

A significant number of structural models subjected to synthetic accelerograms were generated through a nonlinear dynamic analysis. Synthetic signals were generated considering a Seismic Intensity Parameter (*PIS*). The analysis results provide maximum drift  $\delta_{max}$  defined as Damage Identifier Parameter (*PID*). The *PID* will generate fragility curves through a statistical procedure. Damage percentages, based on total cost structure reposition, are related to certain seismic intensity scenarios. These percentages can be estimated through a simple method which considers discrete damage states (light, moderate, severe and collapse) based on  $\delta_{max}$  of the structures.

The buildings analyzed are two university buildings located in the city of Cusco. They are composing by reinforced concrete frames in their longitudinal and transverse directions (X-X and Y-Y).

Results show that fragility curves represent adequately seismic vulnerability of university buildings. Both buildings have a similar behavior when these are expose to a seismic event with 0.22g of maximum rock acceleration (PGA). This PGA is obtained from a probabilistic seismic hazard estimation of Cusco's city. Using these PGA and the fragility curves, approximate damage percentages can be estimated through a simple methodology proposed by Hwang and Lin (2002). This method defines a mean damage factor (FDM). The FDM values found for Enfermería and Ingeniería Electrónica are 82.55% and 60.25%, respectively. These results indicate that both buildings present different structural behavior and high damage percentage under seismic action event whose probability of recurrence is 10% in 50 years according to E.030 (2014). Results establish a percentage damage greater than 50% of total structure reposition. This shows that will not be reasonable to pay for this damages and will be better to assume the cost of a new building.

# ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
1.2.	ESTADO DEL ARTE .....	1
1.3.	JUSTIFICACIÓN .....	4
1.4.	OBJETIVOS .....	4
1.5.	HIPÓTESIS .....	4
1.6.	METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	4
II.	FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	7
2.1.	PELIGRO SÍSMICO .....	7
2.2.	VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	7
2.3.	RIESGO SÍSMICO.....	7
2.4.	DAÑO SÍSMICO.....	7
2.5.	CONCEPTOS ELEMENTALES DE ESTADÍSTICA Y PROBABILIDAD .....	7
2.6.	CURVAS DE FRAGILIDAD .....	11
2.6.1.	Métodos Basados en Observaciones de Campo .....	12
2.6.2.	Métodos Experimentales .....	12
2.6.3.	Métodos en Función a Opinión de Expertos .....	13
2.6.4.	Métodos Analíticos.....	14
2.6.5.	Métodos Analíticos Probabilísticos .....	15
III.	DESCRIPCIÓN DE EDIFICACIONES.....	16
3.1.	CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	16
3.2.	SELECCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	16
3.3.	EDIFICACIONES UNIVERSITARIAS EVALUADAS.....	17
3.3.1.	Edificio de la Facultad de Enfermería .....	17
3.3.2.	Edificio de la Facultad de Ingeniería Electrónica.....	20
IV.	ESTIMACIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD.....	23
4.1.	CAPACIDAD ESTRUCTURAL .....	23
4.1.1.	Procedimientos Lineales.....	23
4.1.2.	Procedimientos No Lineales.....	24
4.2.	MODELOS ESTRUCTURALES PARA ANÁLISIS INELÁSTICOS BASADOS EN ELEMENTOS FINITOS .....	25
4.2.1.	Modelos Basados en Rótulas Plásticas.....	26
4.2.1.1.	Modelo Simple.....	26
4.2.1.2.	Modelo Discretos.....	27

4.2.1.3.	Modelos del Comportamiento del Concreto Armado.....	27
A.	Modelos constitutivos del acero de refuerzo .....	27
B.	Modelos constitutivos del concreto .....	29
4.2.1.4.	Modelo Inelástico de Secciones de Concreto Armado .....	32
A.	Relaciones Momento - Curvatura.....	32
B.	Relaciones Momento – Curvatura en el Edificio de Enfermería.....	33
C.	Relaciones Momento – Curvatura en el Edificio de Ingeniería Electrónica.....	36
4.2.1.5.	Modelo Inelástico de los Elementos de Barra (vigas-columnas).....	37
4.2.1.6.	Modelo Inelástico de los Edificios .....	40
4.2.1.7.	Modelo Inelástico de las Rótulas Plásticas en los Edificios de Enfermería e Ingeniería Electrónica .....	40
4.2.2.	Modelo Basado en Fibras .....	42
4.3.	MODELOS HISTERÉTICOS .....	43
4.3.1.	Modelo Bilineal.....	43
4.3.2.	Modelo de Takeda.....	44
4.3.3.	Modelo de Sina.....	45
4.3.4.	Modelo de Otani.....	46
4.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS “PUSHOVER”) .....	46
4.5.	FLUENCIA EFECTIVA .....	48
4.6.	MODELO BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD.....	49
4.6.1.	Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal.....	49
4.6.2.	Criterio de Rigideces Tangentes.....	50
4.6.3.	Criterio de las Áreas Iguales.....	50
4.6.4.	Ajuste por Mínimos Cuadrados.....	51
4.7.	NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO .....	52
4.7.1.	Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC 1995).....	52
4.7.2.	Propuesta del Comité ATC-40 (1996).....	53
4.8.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES .....	54
4.8.1.	Curva de Capacidad de la Facultad de Enfermería.....	54
4.8.2.	Curva de Capacidad de la Facultad de Ingeniería Electrónica .....	56
V.	DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA.....	58
5.1.	PELIGRO SÍSMICO .....	58
5.1.1.	Peligro Sísmico Determinístico.....	58
5.1.2.	Peligro Sísmico Probabilístico.....	59
5.1.3.	Fundamentos de la Estimación del Peligro Sísmico.....	60

5.1.4.	Fuentes Sísmicas .....	61
5.1.4.1.	Incertidumbre Espacial .....	61
5.1.4.2.	Incertidumbre en el Tamaño del Evento – Ley de Recurrencia Gutenberg y Richter.....	62
5.1.4.3.	Incertidumbre Temporales.....	65
5.1.4.4.	Fuentes Sísmicas para el Perú.....	65
5.1.4.5.	Parámetros Sísmicos para el Perú.....	70
5.1.5.	Leyes de Atenuación .....	71
5.1.5.1.	Leyes de Atenuación para el Perú.....	72
5.1.6.	Ordenadas Espectrales para Probabilidades de Excedencia .....	76
5.1.6.1.	Curvas de Peligro Sísmico Probabilístico para la Ciudad del Cusco....	78
5.1.7.	Espectros de Respuesta.....	79
5.1.7.1.	Espectro Uniforme de Peligro .....	81
5.1.7.2.	Espectro Uniforme de Peligro para la Ciudad del Cusco .....	82
5.2.	ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS .....	82
5.2.1.	Técnicas de Obtención de Acelerogramas Artificiales.....	83
5.2.1.1.	Métodos Sismológicos o Deterministas.....	83
5.2.1.2.	Métodos Estocásticos.....	83
5.2.2.	Acelerogramas Sintéticos Compatibles con un Espectro de Respuesta .....	84
5.2.3.	Acelerogramas Sintéticos para la Ciudad del Cusco .....	86
VI.	CURVAS DE FRAGILIDAD.....	89
6.1.	INTRODUCCIÓN.....	89
6.2.	IMPORTANCIA DEL PROCESO DE SIMULACIÓN.....	89
6.2.1.	Incertidumbre en los Parámetros Estructurales .....	89
6.2.2.	Incertidumbre en los Parámetros Sísmicos.....	91
6.3.	ANÁLISIS SÍSMICO TIEMPO HISTORIA NO LINEAL .....	91
6.4.	FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE DAÑO.....	92
6.5.	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA.....	94
6.6.	PORCENTAJES DE DAÑO .....	95
VII.	CONCLUSIONES .....	99
VIII.	BIBLIOGRAFÍA .....	101
ANEXO A.	PROGRAMAS MATLAB .....	106
A.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA.....	106
A.2.	MÓDULOS DEL PROGRAMA.....	107
ANEXO B.	RESULTADOS GENERADOS POR EL PROGRAMA SAP2000.....	109
B.1.	RESULTADOS EN EL EDIFICIO UNIVERSITARIO DE ENFERMERÍA .....	109

B.1. RESULTADOS EN EL EDIFICIO UNIVERSITARIO DE ELECTRÓNICA .....	112
ANEXO C. RESULTADOS GENERADOS POR EL PROGRAMA MATLAB .....	115
C.1. RESULTADOS EN EL EDIFICIO UNIVERSITARIO DE ENFERMERÍA .....	115
C.2. RESULTADOS EN EL EDIFICIO UNIVERSITARIO DE INGENIERÍA ELECTRÓNICA.....	117



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1:	Curvas de fragilidad analíticas del colegio 780 nuevo (Velásquez, 2006). .....	2
Figura 2.1:	Función de distribución de probabilidad típica. ....	9
Figura 2.2:	Función de distribución acumulada típica. ....	9
Figura 2.3:	Ejemplo de curvas de fragilidad para un pilar de un puente (Gómez y Soria, 2013). .....	11
Figura 2.4:	Curvas de fragilidad para puentes de CALTRANS (Departamento de Transporte de California) a través de observaciones de campo (Shinozuka et al., 2001). ....	12
Figura 2.5:	Curvas de fragilidad para la torre BRD en Bucarest (Romania), usando datos experimentales (Perrault et al, 2013). ....	13
Figura 2.6:	Curvas de fragilidad para un colegio 780 pre NDSR-1997 a través de opinión de expertos (Astorga y Aguilar, 2006). ....	13
Figura 2.7:	Curvas de fragilidad analíticas para un prototipo de muro de corte de 20 pisos (Magna-Verdugo et al., 2017). ....	14
Figura 2.8:	Metodología para la generación de curvas de fragilidad analíticas (Adaptado de Velásquez, 2006). ....	15
Figura 3.1:	Edificio universitario de Enfermería de la UNSAAC. ....	17
Figura 3.2:	Vista en planta del sistema estructural del edificio universitario de Enfermería. ....	17
Figura 3.3:	Secciones transversales de la columna C1 del edificio de Enfermería. ....	18
Figura 3.4:	Secciones transversales de la columna C2 del edificio de Enfermería. ....	18
Figura 3.5:	Secciones transversales de la columna C3 del edificio de Enfermería. ....	18
Figura 3.6:	Secciones transversales de las vigas 106, 206, 306 y 406 del edificio de Enfermería. .....	19
Figura 3.7:	Vista en planta de la facultad de Enfermería y ubicación del pórtico 1. ....	19
Figura 3.8:	Secciones transversales de la columna C4 del edificio de Enfermería. ....	20
Figura 3.9:	Secciones transversales de la columna C6 del edificio de Enfermería. ....	20
Figura 3.10:	Secciones transversales de las vigas 101, 201, 301 y 401 del edificio de Enfermería. .....	20
Figura 3.11:	Edificio universitario de Electrónica de la UNSAAC. ....	21
Figura 3.12:	Vista en planta del sistema estructural del edificio universitario de Electrónica. ....	21
Figura 3.13:	Sección transversal de la columna C-2 del edificio de Enfermería. ....	22
Figura 3.14:	Sección transversal de la columna C-5 del edificio de Electrónica. ....	22
Figura 3.15:	Secciones transversales de las vigas 10H, 20H, 30H, 40H y 50H del edificio de Electrónica. ....	22
Figura 4.1:	Ejemplo de reducción de un sistema de varios grados de libertad a un solo grado de libertad. ....	24
Figura 4.2:	Ejemplo de un sistema de varios grados de libertad. ....	24
Figura 4.3:	Ejemplos de modelos. ....	26
Figura 4.4:	Ejemplo de modelo de pórtico bidimensional (Flores, 2003). ....	27
Figura 4.5:	Modelo elastoplástico perfecto del acero. ....	28
Figura 4.6:	Modelo de curva completa del acero. ....	28
Figura 4.7:	Modelo de trilineal del acero. ....	29
Figura 4.8:	Modelo del bloque de Whitney del concreto. ....	29

Figura 4.9:	Modelo del Hognestad .....	30
Figura 4.10:	Modelo parabólico rectangular del CEB.....	30
Figura 4.11:	Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares. ....	31
Figura 4.12:	Modelo de Mander para concreto confinado.....	31
Figura 4.13:	Definición de la curvatura de un elemento.....	32
Figura 4.14:	Ejemplo de diagrama Momento-Curvatura típico de una sección de concreto armado.....	32
Figura 4.15:	Sección V2 de una viga del edificio de Enfermería. ....	33
Figura 4.16:	Detalles del refuerzo en la sección V2. ....	33
Figura 4.17:	Diagrama Momento-Curvatura de la sección V2.....	33
Figura 4.18:	Sección C1 (primer piso) de una columna del edificio de Enfermería. ....	34
Figura 4.19:	Detalles del refuerzo en la sección C1 (primer piso). ....	34
Figura 4.20:	Diagrama Momento-Curvatura de la sección C1 (primer piso). ....	34
Figura 4.21:	Sección C4 (primer piso) de una columna del edificio de Enfermería. ....	35
Figura 4.22:	Detalles del refuerzo en la sección C4 (primer piso). ....	35
Figura 4.23:	Diagrama Momento-Curvatura de la sección C4 (primer piso). ....	35
Figura 4.24:	Sección V2 de una viga del edificio de Electrónica.....	36
Figura 4.25:	Detalles del refuerzo en la sección V2. ....	36
Figura 4.26:	Diagrama Momento-Curvatura de la sección V2.....	36
Figura 4.27:	Sección C2 (primer piso) de una columna del edificio de Electrónica. ....	37
Figura 4.28:	Detalles del refuerzo en la sección C2. ....	37
Figura 4.29:	Diagrama Momento-Curvatura de la sección C2.....	37
Figura 4.30:	Idealización del daño en una viga. ....	38
Figura 4.31:	Idealización del daño equivalente. ....	38
Figura 4.32:	Obtención del diagrama Momento-Rotación desde el diagrama Momento-Curvatura.....	38
Figura 4.33:	Idealización del diagrama Momento-Giro. ....	39
Figura 4.34:	Modelamiento de vigas y columnas en edificios aporricados. ....	40
Figura 4.35:	Diagrama Momento-Rotación de la sección V2 del edificio de Enfermería. ....	40
Figura 4.36:	Diagrama Momento-Rotación de la sección C1 en el primer piso del edificio de Enfermería.....	41
Figura 4. 37:	Diagrama Momento-Rotación de la sección V2 del edificio de Electrónica. ....	41
Figura 4.38:	Diagrama Momento-Rotación de la sección C-2 en el primer piso del edificio de Electrónica. ....	41
Figura 4.39:	Diagrama Momento-Rotación de la sección V2 del edificio de Enfermería (A ser utilizados en SAP2000).....	42
Figura 4.40:	Ejemplo de modelo basado en fibras. ....	42
Figura 4.41:	Ejemplo de una curva backbone y curvas de histéresis. ....	43
Figura 4.42:	Ejemplo de modelo histerético bilineal.....	44
Figura 4.43:	Ejemplo de modelo histerético de Takeda et al. (1970).....	44
Figura 4.44:	Ejemplo de modelo histerético de Sina. ....	46
Figura 4.45:	Ejemplo de modelo histerético de Otani. ....	46
Figura 4.46:	Ejemplo de ensayo monotónico y curva de capacidad.....	47
Figura 4.47:	Ejemplos de patrones de cargas laterales. ....	47
Figura 4.48:	Ejemplos de desplazamientos y nudos de control en un edificio. ....	48
Figura 4. 49:	Representación de un análisis pushover y curvas de capacidad.....	48
Figura 4.50:	Ejemplo de la representación de un punto de fluencia.....	49

Figura 4.51:	Ejemplo de rigidez tangencial horizontal para determinar el punto de fluencia de una estructura. ....	49
Figura 4.52:	Ejemplo de rigideces tangentes para hallar el punto de fluencia efectiva de una estructura. ....	50
Figura 4.53:	Ejemplo de rigideces tangentes para hallar el punto de fluencia efectiva de una estructura. ....	50
Figura 4.54:	Alternativa para hallar el Modelo Bilineal con el criterio de áreas iguales. ....	51
Figura 4.55:	Ajuste con Mínimos Cuadrados para hallar el punto de fluencia efectiva de una determinada estructura. ....	51
Figura 4. 56:	Sectorización de Curva de Capacidad (SEAOC, 1995). ....	54
Figura 4.57:	Curva de capacidad (dirección Y) para el edificio de Enfermería. ....	55
Figura 4.58:	Curva de capacidad (dirección X) para el edificio de Enfermería. ....	56
Figura 4.59:	Curva de capacidad para el edificio de Electrónica. ....	57
Figura 5.1:	Esquematación de los cuatro pasos para el análisis del peligro sísmico determinístico (Adaptado de Kramer, 1996). ....	59
Figura 5.2:	Esquematación de los cuatro pasos para el análisis del peligro sísmico probabilístico (Adaptado de Kramer, 1996). ....	60
Figura 5.3:	Ejemplos de variaciones de la distancia de la fuente-sitio para distintas geometrías de fuentes sismogénicas (Adaptado de Kramer, 1996). ....	62
Figura 5.4:	Ejemplo de relaciones de recurrencia de Gutenberg y Richter. ....	63
Figura 5.5:	Corte vertical del proceso tectónico en la zona de subducción (Bariola, 2001). .	66
Figura 5.6:	Curva de amenaza para un emplazamiento expresada en función del periodo de retorno (De la Cruz, 2011) ....	77
Figura 5.7:	Curva de peligro sísmico probabilístico para la ciudad del Cusco con un periodo natural de 0 segundos (PGA). ....	79
Figura 5.8:	Esquema de construcción de espectros de respuesta de desplazamiento. (a) Aceleración del terreno; (b) Respuesta de deformación o desplazamiento de tres sistemas de 1 GDL con una razón de amortiguamiento de $\zeta = 2\%$ y $T_n = 0.5, 1$ y $2$ segundos; (c) Espectro de respuesta de deformación para $\zeta = 2\%$ (Chopra, 2014). ....	80
Figura 5.9:	Ejemplo de espectro de peligro sísmico uniforme (De la Cruz, 2011). ....	81
Figura 5.10:	Procedimiento a seguir para obtener los valores del espectro de peligro sísmico uniforme (Adaptado de De la Cruz, 2011). ....	82
Figura 5.11:	Curva de peligro sísmico uniforme acorde a la información de Tavera et al (2014). ....	82
Figura 5.12:	Función de intensidad estacionaria o tipo cajón (SeismoArtif Help 2016). ....	85
Figura 5.13:	Función de intensidad trapezoidal de Hou (1968) (SeismoArtif Help 2016). ....	85
Figura 5. 14:	Función de intensidad exponencial de Liu (1969) (SeismoArtif Help 2016). ....	85
Figura 5.15:	Función de intensidad compuesta de Jennings et al. (1968) (SeismoArtif Help 2016). ....	85
Figura 6.1:	Funciones de densidad de probabilidad de la resistencia a la compresión del concreto $f_c$ . ....	90
Figura 6.2:	Funciones de densidad de probabilidad del esfuerzo de fluencia del acero $f_y$ . ....	90
Figura 6.3:	Funciones de densidad de probabilidad de la deformación última del concreto $\epsilon_{cu}$ . ....	90
Figura 6.4:	Modelo plano (2D) del edificio de Electrónica usando SAP2000. ....	91
Figura 6.5:	Histéresis de las rótulas plásticas definidas en la viga V1. ....	92

Figura 6.6:	Histéresis de las rótulas plásticas definidas en la columna C1.....	92
Figura 6.7:	CDFs para el edificio universitario de Enfermería (dirección Y). .....	93
Figura 6.8:	CDFs para el edificio universitario de Enfermería (dirección X). .....	93
Figura 6.9:	CDFs para el edificio universitario de Electrónica. ....	93
Figura 6.10:	Curvas de fragilidad para el edificio universitario de Enfermería (dirección Y) en función de PGA.....	94
Figura 6.11:	Curvas de fragilidad para el edificio universitario de Enfermería (dirección X) en función de PGA.....	94
Figura 6.12:	Curvas de fragilidad para el edificio universitario de Ingeniería Electrónica en función de PGA.....	95
Figura 6.13:	Probabilidad de daño para un PGA' de 0.26g en la facultad de Enfermería (dirección Y). .....	96
Figura 6.14:	Probabilidad de daño para un PGA' de 0.26g en la facultad de Enfermería (dirección X). .....	96
Figura 6.15:	Probabilidad de daño para un PGA' de 0.26g en la facultad de Ingeniería Electrónica. ....	96
Figura A. 1:	Módulos principales del programa “Fragilidad Analítica”. .....	107
Figura B. 1:	Curva de histéresis para una de las rótulas pertenecientes a la columna C2 en el tercer piso bajo la acción de una señal sintética con PGA de 0.25g. ....	109
Figura B. 2:	Curva de histéresis para una de las rótulas pertenecientes a la columna C2 en el tercer piso bajo la acción de una señal sintética con PGA de 0.60g. ....	109
Figura B. 3:	Curva de histéresis para una de las rótulas pertenecientes a la columna C2 en el tercer piso bajo la acción de una señal sintética con PGA de 1.00g. ....	110
Figura B. 4:	Modelo estructural con deformaciones máximas (m) ocasionadas por una señal sintética con PGA igual a 0.25g.....	110
Figura B. 5:	Modelo estructural con deformaciones máximas (m) ocasionadas por una señal sintética con PGA igual a 0.60g.....	111
Figura B. 6:	Modelo estructural con deformaciones máximas (m) ocasionadas por una señal sintética con PGA igual a 1.00g.....	111
Figura B. 7:	Curva de histéresis para una de las rótulas pertenecientes a la viga VT1 en el primer piso bajo la acción de una señal sintética con PGA de 0.25g. ....	112
Figura B. 8:	Curva de histéresis para una de las rótulas pertenecientes a la viga VT1 en el primer piso bajo la acción de una señal sintética con PGA de 0.60g. ....	112
Figura B. 9:	Curva de histéresis para una de las rótulas pertenecientes a la viga VT1 en el primer piso bajo la acción de una señal sintética con PGA de 1.00g. ....	113
Figura B. 10:	Modelo estructural con deformaciones máximas (m) ocasionadas por una señal sintética con PGA igual a 0.25g.....	113
Figura B. 11:	Modelo estructural con deformaciones máximas (m) ocasionadas por una señal sintética con PGA igual a 0.60g.....	114
Figura B. 12:	Modelo estructural con deformaciones máximas (m) ocasionadas por una señal sintética con PGA igual a 0.60g.....	114
Figura C. 1:	Histograma de las derivas relativas de entrepiso considerando la acción de una señal sintética con PGA igual a 0.25g.....	115
Figura C. 2:	Histograma de las derivas relativas de entrepiso considerando la acción de una señal sintética con PGA igual a 0.60g.....	115

Figura C. 3:	Histograma de las derivas relativas de entrepiso considerando la acción de una señal sintética con PGA igual a 1.00g.....	116
Figura C. 4:	Funciones de distribución acumulada para distintos niveles de PGA.....	116
Figura C. 5:	Histograma de las derivas relativas de entrepiso considerando la acción de una señal sintética con PGA igual a 0.25g.....	117
Figura C. 6:	Histograma de las derivas relativas de entrepiso considerando la acción de una señal sintética con PGA igual a 0.60g.....	117
Figura C. 7:	Histograma de las derivas relativas de entrepiso considerando la acción de una señal sintética con PGA igual a 1.00g.....	118
Figura C. 8:	Funciones de distribución acumulada para distintos niveles de PGA.....	118



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1:	Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995). .....	53
Tabla 4.2:	Niveles de desempeño para elementos estructurales (ATC-40, 1996).....	53
Tabla 4.3:	Rango de desplazamientos asociado a cada nivel de desempeño (SEAOC, 1995). .....	54
Tabla 4.4:	Sectorización de la curva de capacidad (dirección Y) considerando los lineamientos propuestos por SEAOC (1995). .....	55
Tabla 4.5:	Sectorización de la curva de capacidad (dirección X) considerando los lineamientos propuestos por SEAOC (1995). .....	56
Tabla 4.6:	Sectorización de la curva de capacidad considerando los lineamientos propuestos por SEAOC (1995).....	56
Tabla 5.1:	Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014). .....	68
Tabla 5.2:	Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014). .....	68
Tabla 5.3:	Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014). .....	69
Tabla 5.4:	Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014). .....	69
Tabla 5.5:	Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014). .....	70
Tabla 5.6:	Parámetros sismológicos de las 33 fuentes (Tavera et al., 2014).....	70
Tabla 5.7:	Parámetros sismológicos de las 33 fuentes (Tavera et al., 2014).....	71
Tabla 5.8:	Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos de subducción para roca (Youngs et al., 1997).....	73
Tabla 5.9:	Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos de subducción para suelo (Youngs et al., 1997).....	73
Tabla 5.10:	Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos de subducción de interfase (Chávez, 1997). .....	74
Tabla 5.11:	Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos de subducción de intraplaca (Chávez, 1997). .....	74
Tabla 5.12:	Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos continentales con $M \leq 6.5$ (Sadigh et al., 1997). .....	75
Tabla 5.13:	Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos continentales con $M > 6.5$ (Sadigh et al., 1997). .....	75
Tabla 5.14:	Desviación estándar del modelo de Sadigh et al. (1997). .....	76
Tabla 5.15:	Parámetros para la determinación de acelerogramas sintéticos según Moreno (2006). .....	86
Tabla 5.16:	Señal sintética escalada a una aceleración máxima del suelo de 0.20g. ....	86

Tabla 5.17:	Señal sintética escalada a una aceleración máxima del suelo de 0.60g. ....	87
Tabla 5.18:	Comparación de los espectros de la norma y de la señal sintética escalada a 0.20g. .....	87
Tabla 5.19:	Comparación de los espectros de la norma y de la señal sintética escalada a 0.60g. .....	88
Tabla 6.1:	FDM calculado en base a un $PGA'$ de 0.26g para el edificio universitario de Enfermería (dirección Y). ....	97
Tabla 6.2:	FDM calculado en base a un $PGA'$ de 0.26g para el edificio universitario de Enfermería (dirección X). ....	97
Tabla 6.3:	FDM calculado en base a un $PGA'$ de 0.26g para el edificio universitario de Electrónica. ....	97
Tabla 6.4:	Costos de reparación estimados para las facultades de Enfermería y Electrónica. .....	98



# I. INTRODUCCIÓN

## 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los daños causados por terremotos y el significativo avance del conocimiento y la tecnología en el área de la ingeniería sismorresistente nos han enseñado que tan sísmicamente vulnerables son nuestras edificaciones. Sin embargo, en el Perú los edificios destinados a ser pabellones universitarios no son tomados en consideración comúnmente para realizar estudios, investigaciones o planes orientados a estimar y reducir la vulnerabilidad y riesgo sísmico en estas estructuras.

Esta investigación utiliza el método analítico para elaborar curvas de fragilidad, y es aplicado en edificaciones peruanas al no existir suficiente información registrada del grado de daños por terremotos pasados. Dichas curvas son generadas a través de la simulación y análisis de una cantidad importante de modelos estructurales (con variabilidad en los parámetros estructurales) sometidos a acelerogramas sintéticos (muestras con variabilidad sísmica) a través de un análisis dinámico no lineal (análisis tiempo historia no lineal). Las curvas de fragilidad permitirán estimar los porcentajes de daños a través de una metodología sencilla (Hwang y Lin 2002), en donde se define un Factor Medio de Daño (FDM). El FDM relacionado a un determinado escenario de peligro sísmico permitirá estimar el porcentaje de daño en función del costo total de reposición de la estructura (costo de reparación).

Los resultados obtenidos serán útiles para la gestión en mitigación de desastres ante diversos escenarios de peligro sísmico.

## 1.2. ESTADO DEL ARTE

Hwang y Huo (1994) elaboraron un reporte donde generaron curvas de fragilidad con sus correspondientes matrices de probabilidad de daño de estructuras sujetas a la acción sísmica. El método formulado consideró estudios de peligro sísmico, condiciones locales del suelo de cimentación y comportamiento inelástico (no lineal) de la estructura. Además, su estudio consideró, de forma sistemática, todas las variables sísmicas, de condiciones de sitio y parámetros estructurales. Aplicaron dicha metodología a un edificio de la universidad de Memphis con la finalidad de elaborar curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. La metodología propuesta permitió generar curvas de fragilidad que pueden ser utilizadas para estimar las pérdidas de vidas y daños físicos en la propiedad. Los resultados también permitieron desarrollar planes de respuesta ante emergencias por terremotos.

A través de curvas de fragilidad, Abrams y Shinozuka (1997) desarrollaron una metodología para determinar pérdidas por sismos en edificaciones de concreto armado y albañilería ubicadas en el estado de Memphis. Dicho método tuvo el aporte de investigadores de distintas especialidades que integraron un solo proyecto. Por un lado, acelerogramas sintéticos fueron creados por sismólogos para ser usados en modelos estructurales no lineales proporcionados por investigadores en ingeniería estructural. Por otro lado, la estimación de pérdidas fue abordada por especialistas socio económicos, quienes aplicaron probabilidades de daño y modelos de costo-reparación. La intención del estudio fue desarrollar una metodología estándar que pueda ser aplicada en otro tipo de edificaciones de distintas zonas geográficas.

Shinozuka et al. (2001) formularon dos métodos para desarrollar curvas de fragilidad para puentes en base a un análisis estadístico. El primer método es más tradicional y usó un procedimiento de máxima probabilidad que considera a cada evento de daño en los puentes como un experimento del tipo Bernoulli. El segundo método es único y permitió una estimación simultánea de curvas de fragilidad, cada una representando un estado de daño dado, asociada con

una población de puentes. El estudio consideró la elaboración tanto de curvas de fragilidad analíticas como empíricas. Las curvas empíricas fueron elaboradas a partir de la observación de daños en puentes debido a sismos pasados como el de Northridge (1994) y Hyogo-ken Nanbu (Kobe, 1995), mientras que las curvas analíticas fueron construidas para puentes típicos en el estado de Memphis, utilizando análisis dinámico no lineal. Las metodologías mencionadas fueron consideradas útiles para el desarrollo de curvas de fragilidad en puentes.

A través de una metodología estocástica, Bonett (2003) estudió la vulnerabilidad y el desempeño sísmico de un grupo de edificaciones aporricadas de concreto armado ubicadas en la ciudad de Manizales (Colombia). Además, analizó el riesgo sísmico de la ciudad de Barcelona (España) en entornos urbanos donde la amenaza sísmica varía entre moderada y baja. Se tomó en consideración que debe existir una elección adecuada del tipo de metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica entre zonas de amenaza baja y alta. Al final de su estudio se concluye que las curvas de fragilidad son una excelente representación de la relación entre la severidad del sismo y el daño. Estas curvas permiten la obtención de matrices de probabilidad de daño que, juntas a su vez, son de gran beneficio para la generación de escenarios y mapas de daño sísmico. Dichas representaciones resultarán una herramienta útil para el desarrollo de planes de prevención, emergencia y atención de desastres.

La metodología empleada por Moreno (2006) para la evaluación del riesgo sísmico de tres tipos de edificaciones residenciales de concreto armado en Barcelona (de baja, mediana y gran altura), utilizó curvas de fragilidad. Las curvas fueron generadas a partir de los resultados de análisis estáticos no lineales aplicados a las estructuras mencionadas, considerando que la acción sísmica estuvo representada por acelerogramas sintéticos compatibles con espectros de respuesta de diseño conforme a la normatividad de ese país. El estudio demostró que el establecimiento de los umbrales de daño es crucial para la obtención de curvas de fragilidad, y que serán necesarios y convenientes estudios experimentales que permitan establecer criterios objetivos para su determinación. Además, la investigación consideró que dicha metodología y sus simplificaciones, permitieron construir una herramienta de análisis de daño sísmico que es compleja, versátil y útil para el desarrollo y análisis de escenarios de daño sísmico, no solo aplicada en la ciudad de Barcelona, sino en cualquier otro entorno urbano con gran número de edificaciones.

Velásquez (2006) propuso una metodología para estimar los daños por sismos en edificaciones peruanas a través de la construcción de curvas de fragilidad. Elaboró las curvas para dos colegios típicos peruanos y observó una clara diferencia en la vulnerabilidad sísmica entre sus estructuras. El estudio demostró que las curvas de fragilidad (Fig. 1.1) permiten estimar razonablemente bien las pérdidas por sismos, ya que toman en cuenta las incertidumbres tanto en la demanda sísmica como en la respuesta de la estructura.

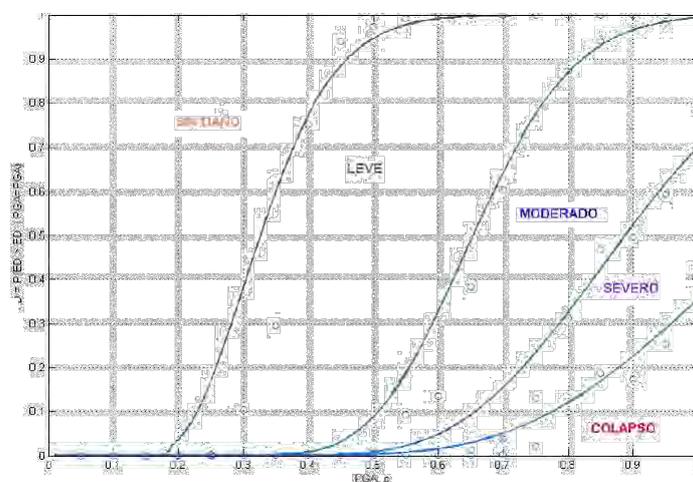


Figura 1.1: Curvas de fragilidad analíticas del colegio 780 nuevo (Velásquez, 2006).

El presente trabajo propone utilizar una metodología que estimará el comportamiento y las pérdidas por sismo de dos edificaciones universitarias en particular. Sin embargo, esta metodología también puede ser aplicada en el análisis de grupos de edificaciones.

Aguiar y Bobadilla (2006) usaron una función de distribución lognormal para definir curvas de fragilidad de 692 casos de estructuras de concreto armado de Colombia que presentan de uno a seis pisos, sometidos a nueve registros sísmicos de la misma ciudad. Se elaboraron curvas de fragilidad para cuatro niveles de daño sísmico denominados: leve, moderado, extenso y completo. El estudio concluyó que las curvas elaboradas presentan una aproximación bastante buena al compararlas con las curvas de fragilidad de HAZUS 99 (1999).

A través de un estudio probabilístico completo de los componentes de una planta nuclear, Zentner et al. (2008) determinaron curvas de fragilidad a través de un método de estimación estadístico. Usaron acelerogramas sintéticos para llevar a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales, y utilizaron la simulación Montecarlo para definir las incertidumbres tanto en las cargas sísmicas como las propiedades mecánicas de los modelos estructurales. Al final del estudio se confirma que la metodología es muy eficiente y versátil al poder ser aplicada a cualquier tipo de modelo analítico que contenga o no linealidades estructurales.

Tan et al. (2014) elaboraron curvas de fragilidad analíticas para una edificación de concreto armado sometido a la acción de dos distintas condiciones de suelo. A través de un análisis tiempo historia no lineal y tomando a la deriva máxima de entrepiso como *PID*, se construyeron las curvas de fragilidad para cuatro distintos estados de daño propuestos por HAZUS 99 (1999). Los resultados demuestran que las condiciones locales del suelo tienen efectos significantes que modifican las curvas de fragilidad de manera significativa.

Vona (2014) desarrolló curvas de fragilidad analíticas para edificaciones con un sistema estructural basado en pórticos de concreto armado resistentes a momento. Dichos edificios fueron diseñados y construidos a en base a códigos sismorresistentes antiguos que usaron métodos basados en fuerzas como práctica en su tiempo, y que pueden considerarse de baja ingeniería porque no usan códigos sísmicos o usan códigos sísmicos pasados. En la investigación se analizaron un total de 216 edificaciones de distintas edades, número de pisos, dimensiones en planta, rigideces de vigas y resistencias a la compresión del concreto. La capacidad sísmica de las edificaciones fue evaluada a través de un análisis dinámico no lineal y los resultados demostraron que existe una íntima relación entre el desempeño estructural, niveles de daño y las derivas de entrepiso, para cada tipología de edificación estudiada.

El estudio de Lallament et al. (2015) describió procedimientos estadísticos para la generación de curvas de fragilidad de daño sísmico, dando énfasis al proceso de ajuste de los datos que las generan. En la investigación se describió nuevos métodos paramétricos (modelos lineales generalizados y modelo de enlace acumulativo) y métodos no paramétricos (modelo del aditivo generalizado y modelo del núcleo gaussiano) incluyendo sus ventajas y desventajas. En la discusión final los autores describen ciertos enfoques que permitirán elegir los modelos de fragilidad, considerando la evaluación error de predicción para una función de pérdida definida por el usuario.

Lovon (2017) obtuvo funciones de fragilidad y vulnerabilidad de edificaciones de albañilería confinada en Lima (Perú) a través de una muestra de funciones de probabilidad. Estas últimas sirvieron de muestra para generar una población sintética de viviendas de albañilería utilizando una simulación Montecarlo. Las curvas de fragilidad y los factores de daño definidos según HAZUS 99 (1999), permitieron obtener las curvas de vulnerabilidad para un escenario con amenaza sísmica rara que presenta 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años). Los resultados demuestran que las funciones desarrolladas en función a la aceleración espectral presentan una ventaja importante frente a curvas desarrolladas a partir de

datos pos-sismo, ya que éstas últimas definen la intensidad del sismo en escala macro-sísmica impidiendo el cálculo de daños.

### **1.3. JUSTIFICACIÓN**

A través de la historia, los seres humanos hemos entendido la importancia de estar preparados ante cualquier evento de la naturaleza que pueda afectar nuestra vida diaria. Los sismos, huracanes, tormentas, tsunamis, entre otros, son ejemplos de estos eventos catastróficos.

El estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones universitarias es trascendental ya que dichas construcciones son catalogadas como estructuras esenciales frente a los terremotos. La filosofía de la norma sismorresistente peruana E.030 nos indica que estos edificios deben servir de refugio ante eventos sísmicos importantes, motivo por el cual se desarrolla el presente trabajo de investigación.

Se busca plantear una metodología para elaborar curvas de fragilidad a través de la simulación de parámetros estructurales y sísmicos, que sea aplicada en varias estructuras durante un tiempo razonable. Las curvas permitirán estimar los porcentajes de daños con respecto a los costos totales de reposición aplicando una metodología sencilla en función de un determinado escenario de amenaza sísmica.

### **1.4. OBJETIVOS**

El objetivo general de la tesis es contribuir a la mitigación de desastres sísmicos en edificios universitarios. El objetivo específico es cuantificar las pérdidas por sismos en edificios universitarios a partir de funciones de fragilidad analíticas. Las actividades relacionadas al objetivo específico son:

- Determinar el nivel de amenaza sísmica (peligro sísmico) de la ubicación de las universidades peruanas y generar una cantidad significativa de acelerogramas sintéticos (variabilidad en la intensidad sísmica) que representen adecuadamente los distintos niveles de peligro sísmico.
- Elaborar la idealización estructural (modelo plano) de dos edificios universitarios peruanos, generar la variabilidad en los parámetros estructurales y someter las muestras a un análisis dinámico no lineal.
- Generar curvas de fragilidad para dos edificios universitarios.
- Aplicar los resultados y herramientas desarrolladas para estimar las pérdidas por sismo.

### **1.5. HIPÓTESIS**

- Las edificaciones universitarias peruanas son sísmicamente vulnerables.
- Las curvas de fragilidad elaboradas a partir de métodos analíticos brindan una estimación adecuada de la magnitud de daños en edificios por sismos.
- Las edificaciones universitarias cusqueñas presentan razonables costos de reparación ante eventos sísmicos importantes y por tanto requieren de reforzamiento.

### **1.6. METODOLOGÍA DE TRABAJO**

La investigación comprendió el estudio de la metodología para elaborar curvas de fragilidad a través de métodos analíticos. El desarrollo de la investigación fue el siguiente:

- **Investigación bibliográfica**

Esta etapa implicó la recolección de información sobre la elaboración de curvas de capacidad, peligro sísmico, acelerogramas sintéticos, simulación Montecarlo, análisis tiempo historia no lineal y vulnerabilidad sísmica. Además, la búsqueda de información involucró obtener conocimientos sobre manejo de programas de cómputo, que permitan modelamiento y análisis de estructuras y elaboración de acelerogramas sintéticos.

- **Descripción de las características estructurales de los pabellones universitarios peruanos**

Como parte de esta fase se identificó las características físicas y geométricas de los edificios universitarios peruanos, así como de los materiales conformantes de las estructuras mencionadas. La información recolectada permitió crear modelos matemáticos en 2D que fueron analizados a través de programas de cómputo de estructuras. Dichos modelos estructurales planos representan el sistema estructural crítico resistente ante cargas laterales sísmicas.

- **Estimación de curvas de capacidad y evaluación del desempeño sísmico de los pabellones universitarios peruanos**

Conocer el desempeño sísmico de las edificaciones universitarias significó obtener sus curvas de capacidad para identificar su comportamiento lineal y no lineal. La sectorización de la curva de capacidad permitió identificar límites de estados de daño que son importantes para definir curvas de fragilidad analíticas. Las curvas de capacidad fueron generadas para un modelo estructural de cada edificio universitario que tuvo parámetros estructurales promedio de acuerdo con los planos de construcción.

- **Estimación del peligro sísmico de la ubicación de las edificaciones universitarias y elaboración de acelerogramas sintéticos**

En este paso se determinó la probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de movimientos sísmicos en la zona de estudio, que dependió principalmente de las características geológicas, geotécnicas y de los terremotos del lugar.

Luego, los modelos físicos de las edificaciones universitarias (matemáticos) fueron sometidos a un grupo de señales sintéticas que representaron el movimiento sísmico de determinada intensidad. Se usaron programas de cómputo para la elaboración de los acelerogramas sintéticos que son compatibles con el espectro elástico de diseño de la normativa peruana. Los acelerogramas sintéticos fueron elaborados con el software de ingeniería SEISMOARTIF (Seismosoft, 2016).

- **Elaboración del análisis estructural tiempo historia no lineal de los pabellones universitarios peruanos**

Se ejecutó un análisis tiempo historia no lineal en estructuras planas que permitió calcular las rótulas producto de esfuerzos por flexión. La respuesta fue calculada en base a la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia a través del tiempo. El programa SAP2000 (Computers and Structures Inc, 2016) fue utilizado para hallar las respuestas del análisis dinámico no lineal de las estructuras, sujeto a una interacción automática con el software MATLAB (Mathwork, 2016) que permitió ejecutar una gran cantidad de muestras.

- **Obtención de curvas de fragilidad analíticas de las edificaciones universitarias**

El método analítico fue utilizado para el cálculo de las curvas de fragilidad. Este método necesita de parámetros como estados de daño, definición de incertidumbres y la variabilidad de la acción sísmica y parámetros estructurales, para estimar la fragilidad de las estructuras. A través del programa MATLAB y su lenguaje de programación, se elaboraron las curvas de fragilidad analíticas de los edificios en base a simulación automática del análisis sísmico de varios modelos estructurales.

- **Estimación de los porcentajes de daño por sismo en las edificaciones universitarias peruanas**

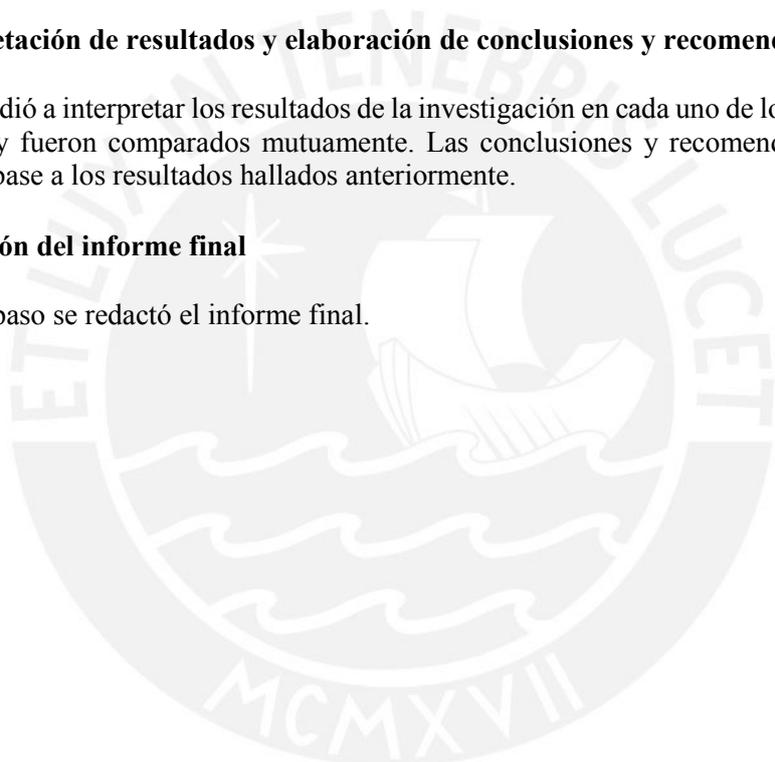
A partir de los lineamientos de una metodología sencilla, se procedió a determinar los porcentajes de daño de los edificios universitarios en función de las curvas de fragilidad. Estos valores representan un porcentaje del costo de reparación total de una edificación nueva.

- **Interpretación de resultados y elaboración de conclusiones y recomendaciones**

Se procedió a interpretar los resultados de la investigación en cada uno de los 02 pabellones universitarios y fueron comparados mutuamente. Las conclusiones y recomendaciones fueron elaboradas en base a los resultados hallados anteriormente.

- **Redacción del informe final**

En este paso se redactó el informe final.



## II. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

### 2.1. PELIGRO SÍSMICO

La amenaza o peligrosidad sísmica viene a ser la probabilidad de que un determinado parámetro, que mide la intensidad sísmica, sea superado en cierto periodo de tiempo llamado también periodo de exposición. El peligro sísmico se representa mediante parámetros simples como la intensidad, la aceleración del terreno o el espectro de respuesta (Velásquez, 2006).

### 2.2. VULNERABILIDAD SÍSMICA

Es el grado de daño que puede sufrir una estructura ante un determinado evento sísmico. La vulnerabilidad refleja el límite que sobrepasa el nivel de capacidad de respuesta disponible de una edificación frente a una amenaza sísmica conocida (Montalvo, 2014). Los factores más influyentes en la determinación de la vulnerabilidad sísmica son:

- Factores sociales y económicos.
- Factores estructurales.
- Factores arquitectónicos.
- Factores geológicos.
- Factores constructivos.

### 2.3. RIESGO SÍSMICO

La primera definición del término riesgo sísmico estaba relacionada con la combinación entre la amenaza sísmica y la vulnerabilidad sísmica cuando se producen daños por eventos sísmicos en un tiempo determinado. En forma general, el riesgo sísmico se expresaba de la siguiente forma:  $Riesgo = Peligro \times Vulnerabilidad$  (Fourier d'Albe, Kuroiwa, 2002).

Sin embargo, estudios más actualizados (Crowley et al., 2006) indican que existen nuevos componentes que determinan la evaluación del riesgo sísmico. Dichos componentes son los siguientes: la amenaza sísmica (peligro sísmico), la exposición, la vulnerabilidad y el costo específico. La amenaza sísmica y la vulnerabilidad sísmica fueron descritas anteriormente. La exposición se refiere a la extensión de la actividad humana que se realiza en la zona, y puede estar representado por un pequeño poblado o una gran ciudad. Por otro lado, el costo específico representa el costo de la reparación o restauración de una estructura en relación con el costo de reemplazo de la misma.

$$Riesgo\ Sísmico = Amenaza\ sísmica \times Exposición \times Vulnerabilidad \times Costo\ específico$$

Las curvas de fragilidad se han convertido en una importante herramienta para la evaluación del riesgo sísmico en estructuras.

### 2.4. DAÑO SÍSMICO

Viene a ser el deterioro de los elementos que conforman la estructura y el impacto que ello causa en la ciudadanía. El daño sísmico permitirá definir el requerimiento de una reparación, reforzamiento o demolición de una estructura en particular (Montalvo, 2014).

### 2.5. CONCEPTOS ELEMENTALES DE ESTADÍSTICA Y PROBABILIDAD

La *Estadística* es una ciencia que utiliza las matemáticas para organizar una serie de datos obtenidos de la realidad, e deducir conclusiones relacionados a los mismos.

El objetivo que tiene la Estadística es el de ofrecernos significados precisos o previsiones del futuro cuando analizamos una información cuantitativa cualquier. Esta información puede estar relacionada a una serie de datos de individuos, grupos, serie de hecho, entre otros.

Rodríguez (2007) indica que la Estadística ha alcanzado un nivel de desarrollo alto a tal punto de convertirse en el soporte de todas las ciencias y la investigación científica. Es una disciplina de gran apoyo cuando el entorno se vuelve una incertidumbre.

La Estadística al considerar una gran cantidad de información, se debe tener claro que datos se van a ocupar. Este conjunto de datos se llama **población** y serán sometidos a un estudio estadístico. La población estadística tiene un significado muy distinto a la población demográfica y son términos que no deben mezclarse. Por otra parte, una **muestra** es un subconjunto de la población cuyos datos serán utilizados para estudiar a la población.

La **Probabilidad** estudia los fenómenos estocásticos y aleatorios. Los primeros estudios de esta rama de las matemáticas se dieron a través del acierto o fracaso en los juegos de azar. La probabilidad de un determinado suceso está determinada con un número que pueda variar entre 0 y 1, y su definición general es:

$$P(E) = \frac{n(E)}{n(S)}$$

Donde:

$n(E)$ : Número de resultados donde ocurre el evento "E".

$n(S)$ : Número total de posibles resultados o población.

Si el tamaño de la muestra  $n(S)$  es tan grande que tiende al infinito, permitirá una mejor precisión en el valor de  $P(E)$  definido de la siguiente manera:

$$P(E) = \lim_{n(S) \rightarrow \infty} \frac{n(E)}{n(S)}$$

### **Función de Distribución de Probabilidad (PDF)**

Una **variable aleatoria** se encarga de asignar un valor usualmente numérico al resultado de un experimento aleatorio (de resultados diferentes). Existe dos tipos de variables: discreta y continua; la primera toma un número finito de valores mientras que la segunda considera cantidades infinitas.

La función de distribución de probabilidad de una variable aleatoria continua se define como una ecuación  $f(x)$  que al integrarse dentro del intervalo  $[a,b]$ , represente la probabilidad de que la variable  $x$  tome ciertos valores dentro del mismo intervalo ya mencionado. Esto se representa de la siguiente forma:

$$P[a \leq x \leq b] = \int_a^b f(x)dx$$

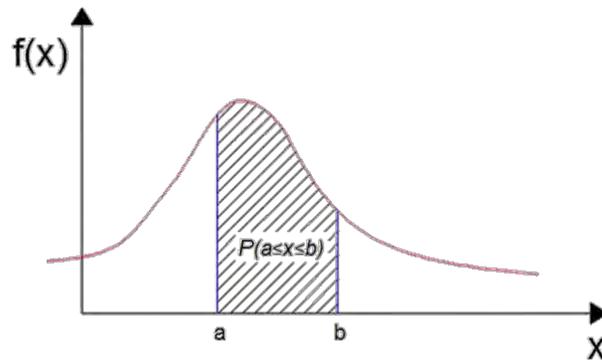


Figura 2.1: Función de distribución de probabilidad típica.

Esta función debe satisfacer dos condiciones importantes:

1. La función debe ser mayor o igual a cero para cualquier valor de  $x$  dentro de los números reales.

$$f(x) \geq 0$$

2. La integral definida de la función  $f(x)$  para todos los números reales debe ser exactamente igual a 1.

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1$$

### Función de Distribución Acumulada (CDF)

La función de distribución acumulada de una variable continua  $x$  se denota por:

$$F(x) = \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$$

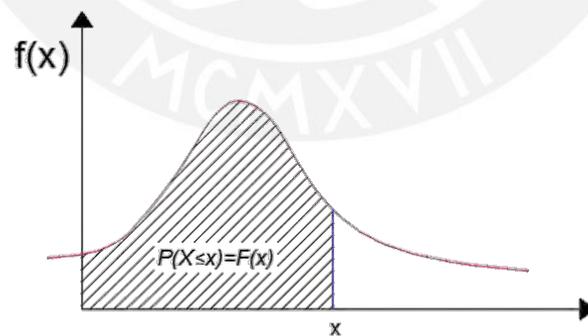


Figura 2.2: Función de distribución acumulada típica.

Y se define como:

$$F(x) = P(X \leq x)$$

La función de distribución acumulativa de una variable aleatoria continua  $X$  es la probabilidad de que  $X$  tome un valor menor o igual a algún  $x$  específico.

Existen algunas observaciones con respecto a una *CDF*:

1. La *CDF* puede también expresarse de la siguiente forma:

$$F(x) = F_X(x)$$

2. Si  $x$  es una variable continua con función de probabilidad  $f(x)$ , entonces:

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f(u)du$$

3. La *PDF* también puede definirse en relación con la *CDF* de la siguiente manera:

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx}$$

4. Además, debemos saber que:

$$F(-\infty) = 0$$

Y

$$F(+\infty) = 1$$

La probabilidad de que  $X$  se sitúe dentro de un intervalo  $[a, b]$  será igual a:

$$P(a < X \leq b) = \int_a^b f(x)dx = F_X(b) - F_X(a)$$

La *CDF* puede ser generada en base al ordenamiento de los resultados en forma ascendente y de aplicar la siguiente ecuación (Velásquez, 2006):

$$F_X(x_i) = \frac{i}{n(S)}$$

Esta ecuación representa la probabilidad acumulada de que un determinado evento  $x_i$  se repita  $i$  veces dentro de una población con tamaño de muestra  $n(S)$  (definición estadística de la probabilidad de un evento).

Ahora si calculamos la *CDF* con un intervalo que va de infinito a infinito (área por debajo de la curva igual a la probabilidad total):

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x)dx = F_X(\infty) = \lim_{x \rightarrow +\infty} F(x) = 1$$

Ello implica que la probabilidad de ser menor que infinito es 1. Entonces la probabilidad del evento complementario (evento contrario, con probabilidad de excedencia) será igual a:

$$P[X > x] = 1 - F_X(x)$$

Finalmente, el evento complementario representará el valor límite de los estados de daño que permitirán definir y graficar las curvas de fragilidad analíticas.

## 2.6. CURVAS DE FRAGILIDAD

Son curvas que permiten expresar la probabilidad de excedencia de un determinado estado límite de daño ( $ED$ ) en función de un parámetro que define la intensidad sísmica ( $PIS$ ) (Rojas, 2010). Este parámetro suele ser aceleración máxima en la roca ( $PGA$ ), la velocidad máxima en la roca ( $PGV$ ), el desplazamiento pseudo espectral ( $Sd$ ), o la aceleración pseudo espectral ( $Sa$ ) (Moreno, 2006). Las curvas de fragilidad se expresarán en función del  $PGA$  y de  $Sa$  en el presente trabajo.

En la Fig. 2.3 se aprecia las curvas de fragilidad obtenidas para el puente llamado Despeñadero localizado en México (Gómez y Soria, 2013), generadas para una de sus columnas considerando distintos escenarios sísmicos. Dichas curvas se generaron mediante la simulación de modelos estructurales sujetos a la variabilidad de propiedades mecánicas del material y de carga sísmica. Su gráfica depende de la relación entre el daño (índice de daño local o global) y la probabilidad de excedencia acumulada. Los resultados demostraron que las curvas de fragilidad pueden ser utilizadas como herramientas de decisión para definir programas de inspección.

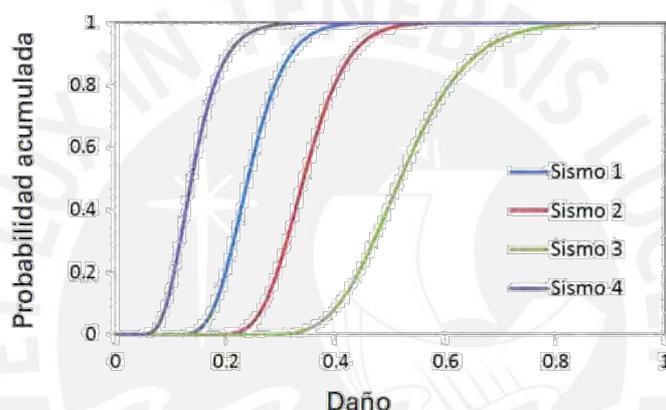


Figura 2.3: Ejemplo de curvas de fragilidad para un pilar de un puente (Gómez y Soria, 2013).

Bonnet (2003) considera que los principales métodos para la obtención de curvas de fragilidad se diferencian en los datos de ingreso y en el tipo de método aplicado. Esta clasificación se presenta de la siguiente manera:

- Métodos en función a observaciones en campo.
- Métodos experimentales.
- Métodos en función a opinión de expertos.
- Métodos analíticos.

Todos estos métodos por lo general ajustarán una función de distribución lognormal:  $\Phi$ , a los resultados obtenidos. De esta manera se obtendrán las probabilidades de excedencia de un determinado ED acorde a un PIS, esto es:

$$P(ED \geq ED_i/PIS) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{PIS,ED_i}} \ln \left( \frac{PIS}{\overline{PIS}} \right) \right]$$

Donde:

$\overline{PIS}$ : Valor medio del logaritmo natural de PIS para el estado de daño  $ED_i$ .

$\beta_{PIS,ED_i}$ : Desviación estándar para el estado de daño  $ED_i$ .

$\Phi$ : Función de distribución acumulada.

### 2.6.1. Métodos Basados en Observaciones de Campo

Estos métodos se basan en la observación de daños en las estructuras para generar las curvas de fragilidad. Son útiles al compararlos y calibrarlos con los resultados obtenidos por otros métodos (analíticos o experimentales). Bonnet (2003) sugiere que al aplicar este método se requiere de la participación de expertos en diseño, análisis y patologías de estructuras para una adecuada elaboración de formularios. Estos formularios contienen preguntas que permitirán conocer el grado de deterioro que ha sufrido la estructura.

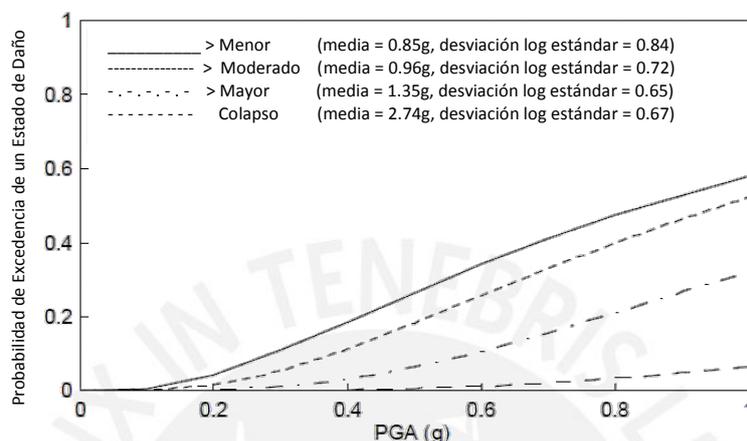


Figura 2.4: Curvas de fragilidad para puentes de CALTRANS (Departamento de Transporte de California) a través de observaciones de campo (Shinozuka et al., 2001).

Shinozuka et al. (2001) elaboraron cuatro curvas de fragilidad en base a observaciones de campo para puentes de CALTRANS. Dichas curvas estaban asociadas a cuatro estados de daño distintos (Fig. 2.4) que relacionaban PGA con probabilidad de excedencia de un determinado estado de daño. Además, el estudio elaboró curvas de fragilidad para un conjunto de 770 modelos de columnas de concreto armado de puentes con un apoyo, con la finalidad de comparar los resultados con los obtenidos de los puentes CALTRANS. Se concluyó que las 770 columnas constituyeron una muestra estadística mucho más homogénea que los puentes de CALTRANS.

### 2.6.2. Métodos Experimentales

Esta metodología puede utilizar el mismo procedimiento del método en campo y varía solo en la observación de daño en ensayos de laboratorio. En este caso, el método es más manejable ya que es posible definir un rango de intensidades y una estructura en particular. Por otro lado, los ensayos de laboratorio implican mucha inversión económica y las observaciones de daños en la estructura resultan limitadas.

En la Fig. 2.5 se puede apreciar las curvas de fragilidad obtenidas por Perrault et al. (2013) para la torre BRD en Bucarest (Rumania) a través de datos experimentales y modelos simplificados de la estructura. El estudio aplicó una metodología basada en tres pasos que son los siguientes: (1) ajuste de un modelo lineal de múltiples grados de libertad para un análisis modal experimental, (2) obtención de respuesta de la estructura frente a una gran cantidad de acelerogramas sintéticos, y (3) construcción de curvas de fragilidad a través de la comparación numérica de derivas de entrepiso bajo criterios de límites proveídos por la metodología HAZUS 99 (1999) en función del desplazamiento espectral y la probabilidad de excedencia de un estado de daño ligero. En la gráfica se puede apreciar curvas de fragilidad de la torre en los sentidos transversal (rojo) y longitudinal (azul). Dos curvas son presentadas para cada dirección, correspondientes a los dos tipos de construcción considerados en el edificio de la siguiente manera: C1H (líneas punteadas) corresponde a una estructura aportricada de concreto resistente a momento, y C2H (líneas continuas) corresponde a una estructura de concreto con muros de corte. Ambas tipologías fueron

definidas en base al FEMA (2003a). Las curvas de fragilidad en color negro vienen a ser las definidas por la metodología HAZUS 99 (1999). El área achurada en color plomo corresponde a la superficie localizada entre los extremos de las curvas de C1H y C2H, en donde se espera encontrarse una curva de fragilidad intermedia asociada con la torre BRD.

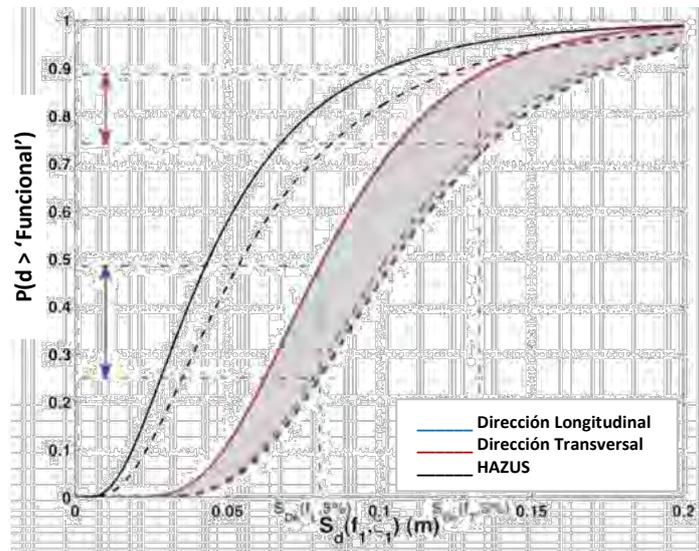


Figura 2.5: Curvas de fragilidad para la torre BRD en Bucarest (Romania), usando datos experimentales (Perrault et al, 2013).

### 2.6.3. Métodos en Función a Opinión de Expertos

Este método permite obtener curvas de fragilidad en base a la opinión y experiencia de los expertos. Por tanto, las curvas son muy versátiles y relativamente rápidas de establecer, pero su confiabilidad es cuestionable por estar sujetas a la experiencia del personal técnico. Algunas curvas de fragilidad propuesta en HAZUS 99 (1999) son desarrolladas usando esta metodología.

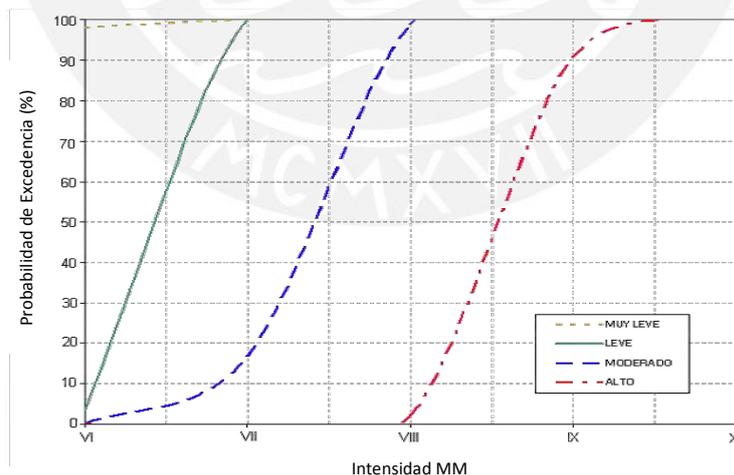


Figura 2.6: Curvas de fragilidad para un colegio 780 pre NDSR-1997 a través de opinión de expertos (Astorga y Aguilar, 2006).

Astorga y Aguilar (2006) evaluaron el desempeño sísmico de edificios educativos peruanos a partir de la generación de curvas de fragilidad basadas en la opinión de expertos en ingeniería estructural. El estudio elabora las curvas considerando la relación entre la intensidad de Mercalli Modificada y la probabilidad de excedencia de un determinado estado de daño (Fig. 2.6). Los resultados consideran que las edificaciones escolares hechas en base de adobe quedarían

irreparables frente a intensidades de VII MM o más. Por otro lado, para edificios de concreto y albañilería construidos antes de 1997, se concluyó que sufrirían daños irreparables ante intensidades de IX MM y X MM respectivamente.

El potencial de este método aumenta cuando se incrementa el número de expertos y cuando se asigna un peso adecuado a sus estimaciones, de acuerdo con el nivel de experiencia de los interrogados (Porter et al., 2007). Este método también es útil cuando es calibrado junto a métodos empíricos o analíticos para determinar funciones de fragilidad. Aún más importante, estas curvas son necesarias en áreas con poca información de daños producto de sismos pasados o de bajo nivel de experiencia en ingeniería. La mayor debilidad de esta metodología es la dificultad de extrapolar sus resultados en otros países con distinta práctica ingenieril y constructiva.

#### 2.6.4. Métodos Analíticos

Los métodos analíticos están basados en la estimación de la distribución del daño a través de la simulación de la respuesta del elemento estructural sujeto a la acción sísmica. El efecto sísmico puede estar representado a través de un espectro de respuesta (métodos estáticos) o a través de la historia en el tiempo de un acelerograma sintético (métodos dinámicos).

Los métodos utilizan los análisis numéricos y son útiles en áreas donde no se cuenta con observaciones de daños por sismos, ni con suficientes ensayos de laboratorio (Bonnet, 2003). También son útiles para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en particular, por ejemplo, el caso de estructuras esenciales.

En la Fig. 2.7 se aprecia curvas de fragilidad analíticas elaboradas por Magna-Verdugo et al. (2017) para un prototipo de muro de corte de 20 pisos. Dicho estudio fue realizado con la finalidad de entender de mejor forma el comportamiento sísmico de edificios con sistema sismorresistentes basados en muros de corte. El modelo plano de la estructura fue definido en OPENSEES a fin de simular la respuesta sísmica no lineal y tuvo configuraciones en planta similares a edificaciones reales. La variabilidad en la acción sísmica fue definida a través de un grupo de 28 señales sísmicas reales. Las curvas de fragilidad analíticas fueron elaboradas en función de aceleración espectral y probabilidad de excedencia de un determinado estado de daño. El estudio concluye que las curvas de fragilidad obtenidas brindan estimaciones razonables del desempeño de edificios con muros de corte de gran altura.

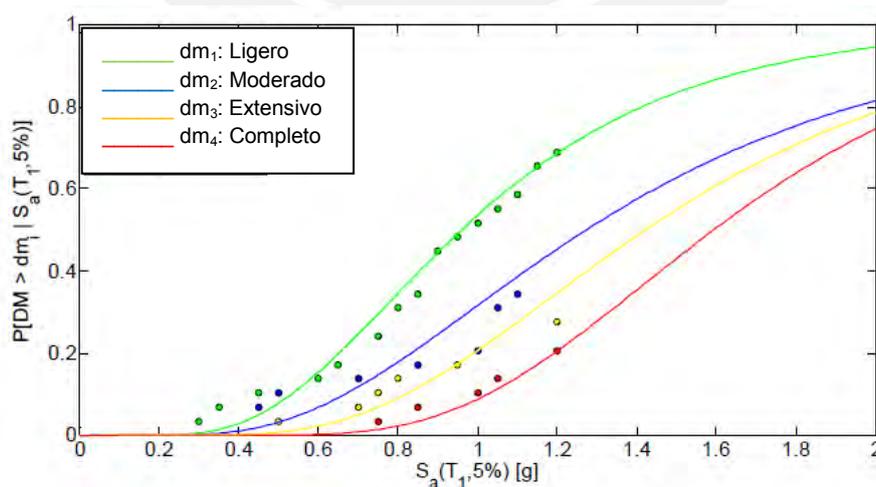


Figura 2.7: Curvas de fragilidad analíticas para un prototipo de muro de corte de 20 pisos (Magna-Verdugo et al., 2017).

La precisión en la representación del comportamiento no lineal y validez y costo-eficiencia del modelo deben estar íntimamente relacionadas al crear las curvas de fragilidad analíticas. Para el caso de edificaciones, existen dos métodos muy conocidos para modelar la no linealidad del comportamiento estructural que son los siguientes:

- Modelo de rótulas plásticas (plasticidad concentrada).
- Modelo de elementos tipo fibra (plasticidad distribuida).

Existen dos métodos analíticos reconocidos hasta el momento: el probabilista y el determinista.

### 2.6.5. Métodos Analíticos Probabilísticos

A pesar de los recientes avances en el análisis dinámico no lineal y en el modelado de las estructuras, existen muchas limitaciones en el uso de los métodos deterministas para evaluar el daño de estructuras luego de un terremoto (Bonnet, 2003). Por tanto, los métodos probabilistas deben ser utilizados para los estudios en ingeniería sismorresistente de estructuras y para la determinación de metodologías que involucren la evaluación de daños.

Es importante definir el llamado parámetro indicador de la intensidad sísmica (*PIS*) y el parámetro indicador de daño (*PID*) cuando se utilizan métodos analíticos. La metodología aplicada en esta investigación pretende generar curvas de fragilidad analíticas considerando la variabilidad en los parámetros sísmicos y estructurales. La acción sísmica está representada por un conjunto de acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de respuesta elástico del lugar en estudio. Se optó por esta alternativa al no tener una amplia cantidad de registros sísmicos reales que representen adecuadamente la sismicidad local. En el caso de la variabilidad estructural, se consideró tres parámetros estructurales: resistencia a la compresión del concreto ( $f^c$ ), resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ ) y la deformación última del concreto ( $\epsilon_{cu}$ ).

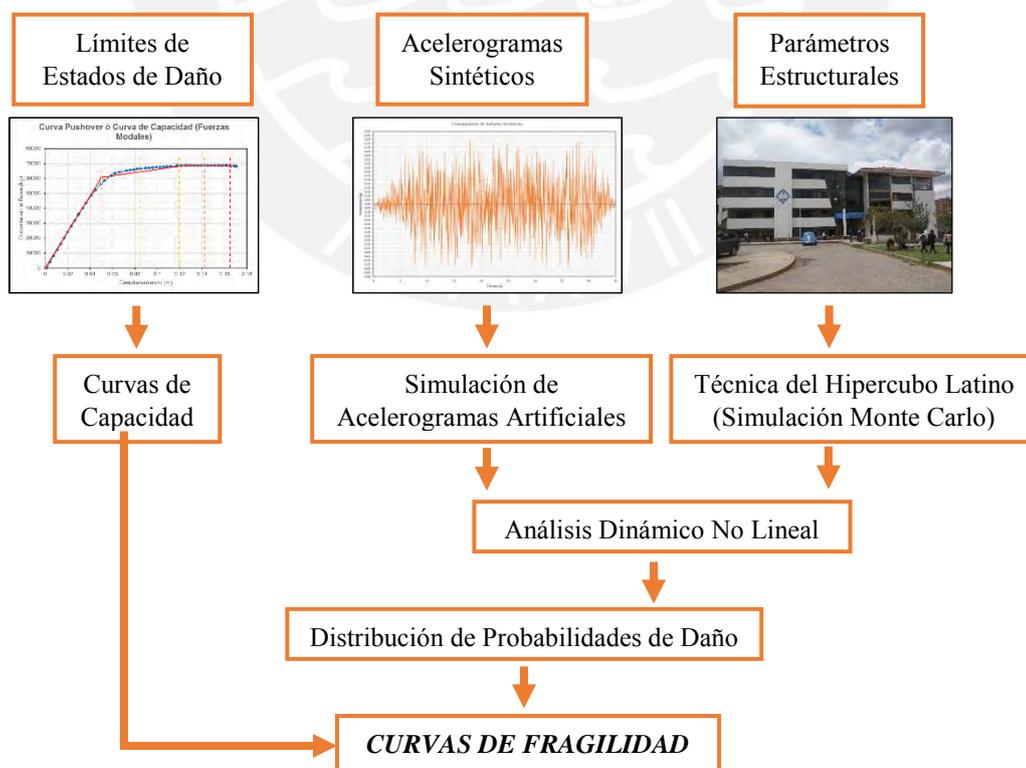


Figura 2.8: Metodología para la generación de curvas de fragilidad analíticas (Adaptado de Velásquez, 2006).

### III. DESCRIPCIÓN DE EDIFICACIONES

#### 3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

Para aplicar esta metodología se eligió 02 edificios universitarios ubicados en la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco (*UNSAAC*). Los edificios analizados fueron: Facultad de Enfermería y Facultad de Ingeniería Electrónica. La importancia de elegir estas estructuras transcende en que son consideradas esenciales dentro de la normativa peruana E.030 (2014). Ello indica que estas edificaciones deben mantenerse en pie y servir de refugio ante eventos sísmicos importantes. Por tanto, el estudio de la vulnerabilidad sísmica de estos edificios es de gran importancia.

Los edificios universitarios seleccionados comparten las siguientes características estructurales que influyeron en su diseño estructural:

- El sistema resistente a acciones laterales está conformado por pórticos de columnas y vigas de concreto armado en la dirección longitudinal ( $X-X$ ) y transversal ( $Y-Y$ ).
- Se diseñaron con un factor de ductilidad  $R$  de 8 (pórticos de concreto armado).
- Se encuentran asentados sobre el mismo tipo de suelo intermedio ( $S_2$ ).
- Presentarán las mismas características de peligro sísmico con factor de zona ( $Z$ ) igual a 0.25g.
- Tienen el mismo uso de edificación: edificios universitarios; y la misma importancia de edificación: estructura esencial.

Los anteriores lineamientos mencionados se basan en los criterios propuestos por la E.030 (2014).

#### 3.2. SELECCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

El modelo analítico de la estructura debe representar todos los elementos que tienen influencia sobre su masa, rigidez, resistencia y deformabilidad. Para la construcción de estos modelos, se debe considerar la definición de la dimensión ( $2D$  ó  $3D$ ) en la que se analizarán las estructuras. Es evidente que los modelos tridimensionales pueden representar el comportamiento de la estructura de la forma más exacta. Sin embargo, el uso de modelos  $3D$  para la ejecución de un análisis dinámico no lineal y un proceso de simulación por el método Montecarlo requieren de un gran esfuerzo computacional que toma mucho tiempo. Pensar en miles de análisis de este tipo puede ser una tarea que consume tiempo computacional en exceso. Es por ello, que se idearon los modelos planos ( $2D$ ) que son ampliamente usados en la actualidad, siempre y cuando reflejen adecuadamente la respuesta global de la estructura.

Bonnet (2003) sugiere que los modelos  $2D$  son más que suficientes para edificios regulares ya que los efectos tridimensionales son despreciables y no influyen en la respuesta estructural de manera significativa. Por otra parte, se recomienda para estructuras irregulares, usar modelos tridimensionales o modelos planos que consideren mediante modificaciones simples: parámetros que controlan la respuesta estructural, las variaciones en planta y altura, y los posibles problemas en torsión.

En el presente trabajo de investigación se usarán modelos  $2D$  de los dos edificios universitarios descritos antes. Se eligió la dirección  $Y$  en ambas edificaciones para ser analizada bajo la acción sísmica ya que presenta las secciones con mayor rigidez tanto en vigas como columnas. Sin embargo, esta decisión no indica que la dirección  $Y$  sea la más débil ante un sismo, acción que fue comprobada al obtener las curvas de fragilidad sólo para un pórtico de la dirección  $X$  en la Facultad de Enfermería (no se aplicó en la Facultad de Ingeniería Electrónica).

### 3.3. EDIFICACIONES UNIVERSITARIAS EVALUADAS

#### 3.3.1. Edificio de la Facultad de Enfermería

En la Fig. 3.2 se muestra un esquema del sistema estructural del edificio de Enfermería. La losa de techo es aligerada unidireccional de 0.20 m de espesor orientada en el sentido longitudinal de la edificación (sentido X). Esta losa se encarga de transmitir las cargas a las vigas principales en el sentido Y (Ejes A, B, C, D, E, F, G, H, I y J). Las vigas principales presentan dos tipos de secciones rectangulares: 0.30x0.45 m y 0.30x0.60 m. Las vigas secundarias tienen las mismas secciones que las vigas principales, pero están armadas paralelas al sentido longitudinal del edificio (Ejes 1, 2, 3', 3 y 4). Las columnas tienen secciones rectangulares que varían entre: 0.30x0.45 m (C3 y C5), 0.30x0.50 m (C4) y 0.30x0.60 m (C1, C2, C6 y C7); cuya mayor dimensión se encuentra orientada en el sentido transversal de la edificación.



Figura 3.1: Edificio universitario de Enfermería de la UNSAAC.

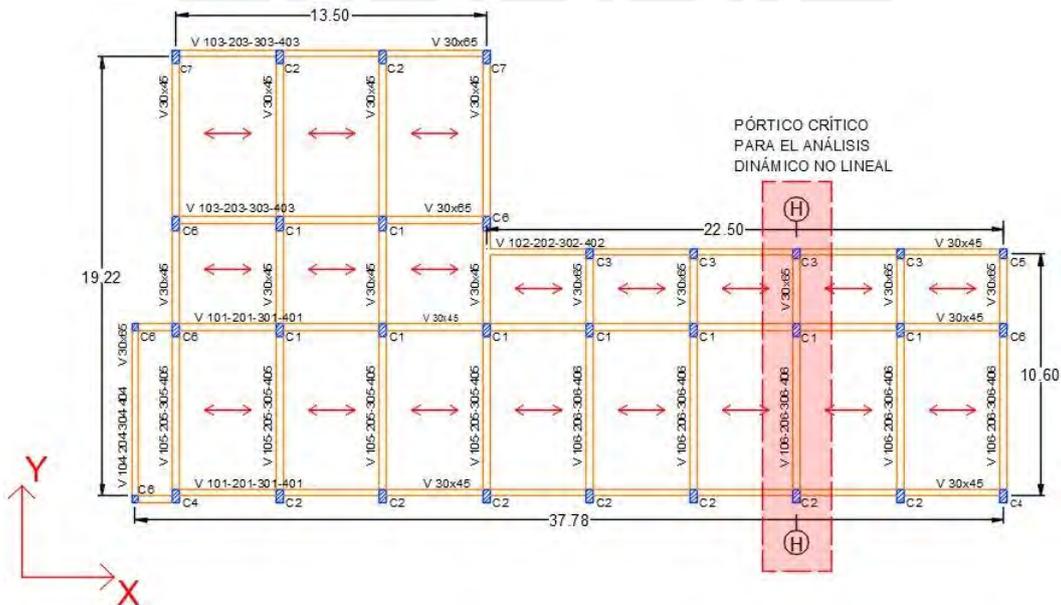


Figura 3.2: Vista en planta del sistema estructural del edificio universitario de Enfermería.

A continuación, se describen las secciones transversales de los elementos estructurales que constituyen el pórtico  $H$  (dirección  $Y$ ) del edificio de la facultad de Enfermería. Este pórtico tiene tres columnas de concreto armado:  $C2$ ,  $C1$  y  $C3$ , con vigas peraltadas con sección de  $0.30 \times 0.65$  m en los cuatro pisos.

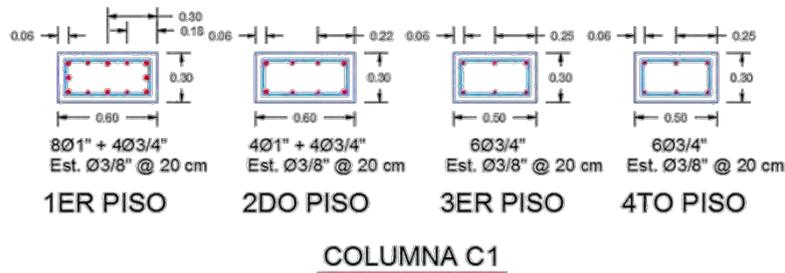


Figura 3.3: Secciones transversales de la columna  $C1$  del edificio de Enfermería.

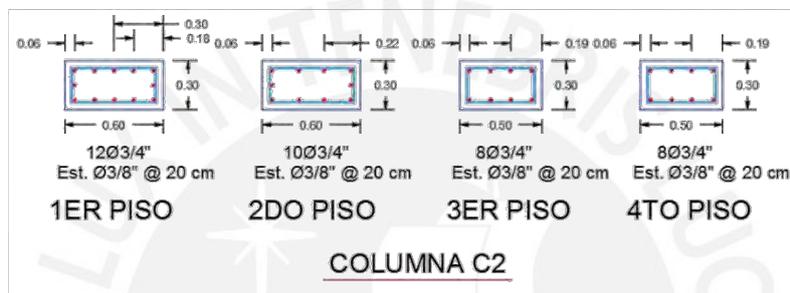


Figura 3.4: Secciones transversales de la columna  $C2$  del edificio de Enfermería.

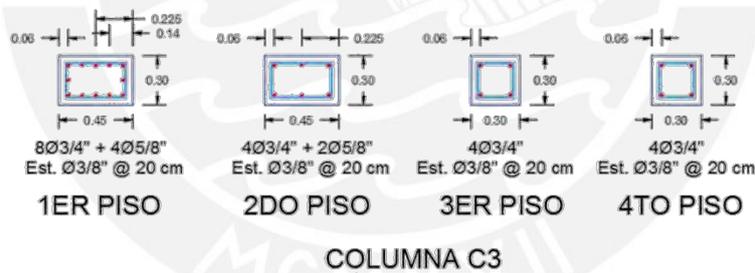


Figura 3.5: Secciones transversales de la columna  $C3$  del edificio de Enfermería.

En la Fig. 3.3 se aprecia dos secciones rectangulares de la columna  $C1$ :  $0.30 \times 0.60$  m (primer y segundo piso) y  $0.30 \times 0.50$  m (tercer y cuarto piso). Estas secciones presentan tres tipos de armado de acero de refuerzo por flexo compresión cuya cuantía va disminuyendo al subir por cada nivel de piso. Este cambio en la cuantía de acero se debe a un diseño más económico que considera los valores mínimos necesarios de acero de refuerzo por cada piso para cubrir la demanda de esfuerzos en los elementos estructurales. La Fig. 3.4 muestra el cambio en la sección transversal de la columna  $C2$  que varía de la misma forma que  $C1$  y dispone de distintas cuantías de acero en los cuatro pisos. La columna  $C3$  mostrada en la Fig. 3.5 presenta distintas secciones rectangulares:  $0.30 \times 0.45$  m (primer y segundo piso) y  $0.30 \times 0.30$  m (tercer y cuarto piso); y su distribución de acero de refuerzo cambia en su desarrollo en altura.

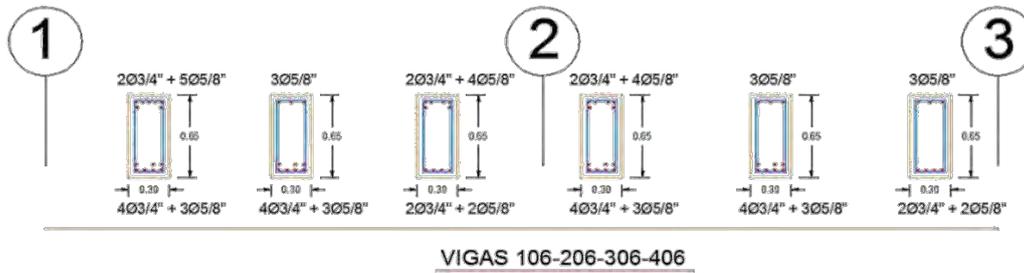


Figura 3.6: Secciones transversales de las vigas 106, 206, 306 y 406 del edificio de Enfermería.

Por otro lado, se tiene una sola sección de la viga entre los ejes 1, 2 y 3 (Fig. 3.6) igual a 0.30x0.65 m, cuya cuantía de acero de refuerzo cambia a lo largo de toda la viga. Sin embargo, la distribución y cantidad de varillas de acero en dicha viga se mantiene constantes en los cuatro niveles.

Por otro lado, el pórtico elegido en la dirección X que será adicionalmente analizado fue el 1 (Fig. 3.7). A parte de la columna C2, este pórtico tiene dos columnas más de concreto armado: C4 y C6, con vigas peraltadas con sección de 0.30x0.45 m en los cuatro pisos.

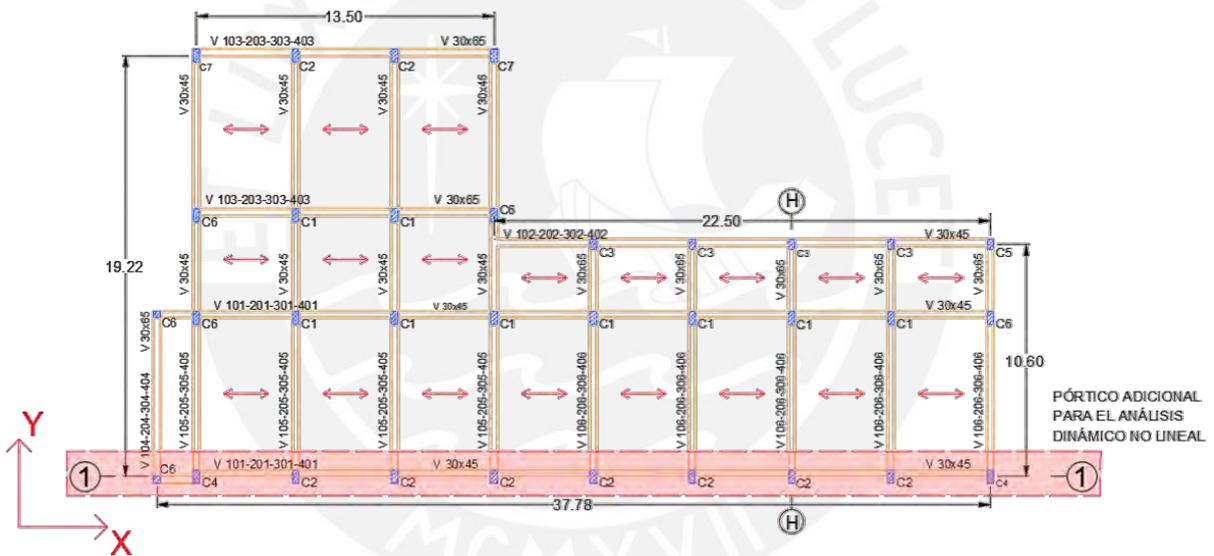


Figura 3.7: Vista en planta de la facultad de Enfermería y ubicación del pórtico 1.

La columna C2 tiene la misma variación de secciones y distribuciones de acero de acuerdo con lo detallado en el caso del pórtico H. En el caso de la columna C4, la Fig. 3.8 muestra dos tipos de secciones rectangulares: 0.30x0.60 m (primer y segundo piso) y 0.30x0.45 m (tercer y cuarto piso). Dichas columnas tienen una distribución de acero por flexocompresión cuya cuantía va disminuyendo conforme se sube a los niveles superiores. La Fig. 3.9 muestra que la sección rectangular de la columna C4 igual a 0.30x0.50 m se mantiene constante en todos los niveles, cambiando y disminuyendo la cuantía de acero en flexocompresión en su desarrollo en la altura. La viga del pórtico 1 tiene una sola sección rectangular de concreto armado entre los ejes A y J (Fig. 3.10) igual a 0.30x0.45 m, cuya cuantía de acero de refuerzo cambia a lo largo de toda la viga. Sin embargo, la distribución y cantidad de varillas de acero en dicha viga también se mantiene constantes en los cuatro niveles.

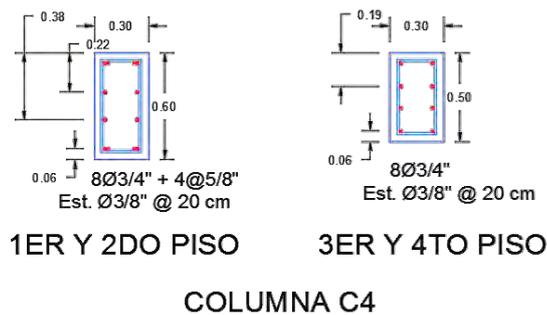


Figura 3.8: Secciones transversales de la columna C4 del edificio de Enfermería.

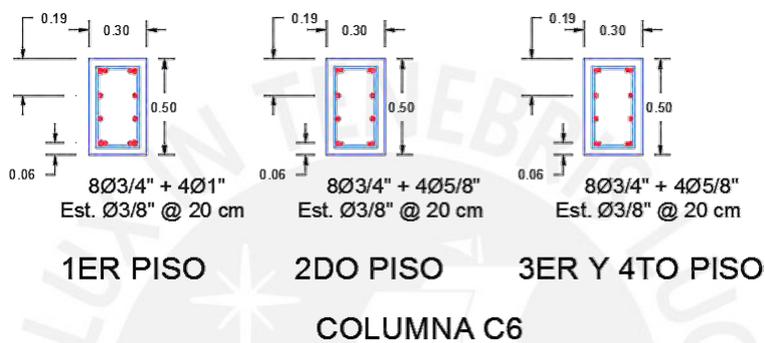


Figura 3.9: Secciones transversales de la columna C6 del edificio de Enfermería.

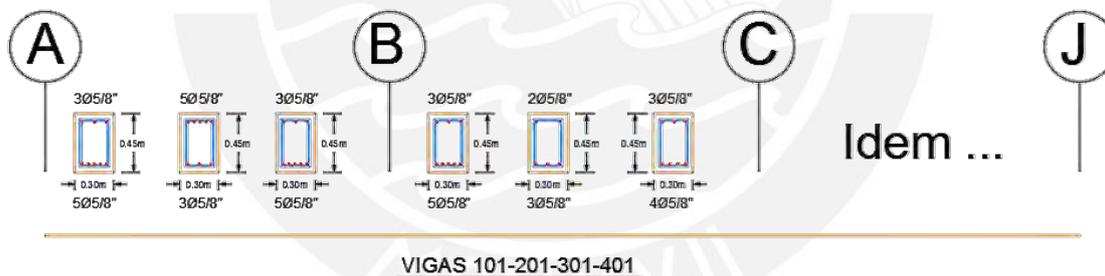


Figura 3.10: Secciones transversales de las vigas 101, 201, 301 y 401 del edificio de Enfermería.

Considerando el año de edición de los planos en la especialidad de Estructuras, el edificio de la facultad de Enfermería fue construido considerando los lineamientos de la E.030 (2014) del año 1997. Es importante mencionar que desde la normativa de 1997 se han diseñado edificios más rígidos con deformaciones laterales menores en comparación con las normas peruanas predecesoras.

### 3.3.2. Edificio de la Facultad de Ingeniería Electrónica

Los planos de construcción indican que el diseño de Electrónica se realizó con la E.030 (2014) del año 2003. No existen muchas diferencias entre la norma de 1997 y del 2003 con respecto a la demanda sísmica. Sin embargo, el diseño en concreto armado de la facultad de Ingeniería Electrónica está basado en las recomendaciones de la normativa técnica peruana E.060 (2006). Esta norma de diseño de estructuras de concreto armado sigue los criterios impuestos por el ACI 318 adaptados a nuestra realidad.

La losa de techo está conformada por un aligerado de 0.25 m de espesor que orienta las cargas en el sentido longitudinal del edificio (X-X). La losa transmite las cargas a las vigas principales del eje transversal Y-Y (Ejes A, B, C, D, E, F, G, H, I y J). Las vigas principales tienen una sección de 0.30x0.65 m, mientras que las secundarias (paralelas al eje longitudinal X-X) tienen una sección de 0.25x0.60 m. La estructura resistente ante carga lateral presenta columnas con tres formas de secciones: rectangular, T y L (C-1 a C-15); y adicionalmente tiene dos placas (PL-1 y PL-2) en un extremo de la edificación.

En las Fig. 3.7, 3.8, 3.9 y 3.10 se describen las secciones transversales de los elementos estructurales que constituyen el pórtico H del edificio de la facultad de Ingeniería Electrónica. Este pórtico es representativo de la respuesta en la dirección transversal Y-Y crítica y tiene dos columnas de concreto armado: C-2 y C-5, con vigas peraltadas con sección de 0.30x0.65 m en los cinco pisos.



Figura 3.11: Edificio universitario de Electrónica de la UNSAAC.

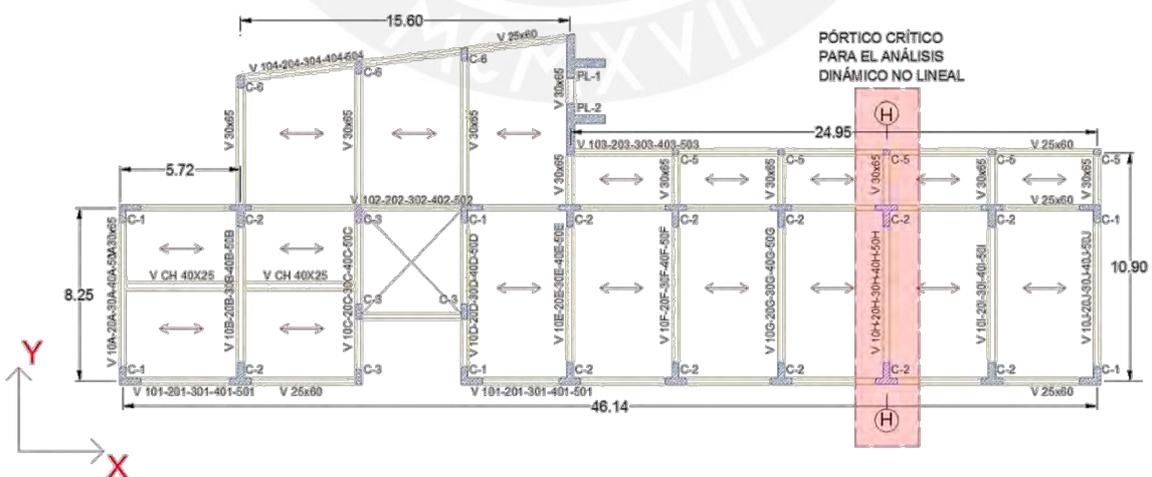


Figura 3.12: Vista en planta del sistema estructural del edificio universitario de Electrónica.

El pórtico *H* del edificio de la facultad de Ingeniería Electrónica es representativo de la respuesta en la dirección transversal Y-Y crítica y tiene dos columnas de concreto armado: C-2 y C-5, con vigas peraltadas con sección de 0.30x0.65 m en los cinco pisos. En la Fig. 3.9 se tiene la columna C-2 con una sección transversal en forma de T, reforzada con 25  $\Phi$  de  $\frac{3}{4}$ " distribuidos uniformemente en toda su sección. Por otro lado, en la Fig. 3.10 tenemos una columna típica rectangular de 0.30x0.25 m de sección transversal, con 4  $\Phi$  de  $\frac{3}{4}$ " y 2  $\Phi$  de  $\frac{5}{8}$ " de acero de refuerzo distribuido en forma simétrica. A diferencia de la facultad de Enfermería, las columnas de la facultad de Ingeniería Electrónica presentan una sección transversal que se mantiene constante, con respecto al tamaño de sección de concreto armado y a la cantidad de acero de refuerzo, en toda la altura de la edificación.

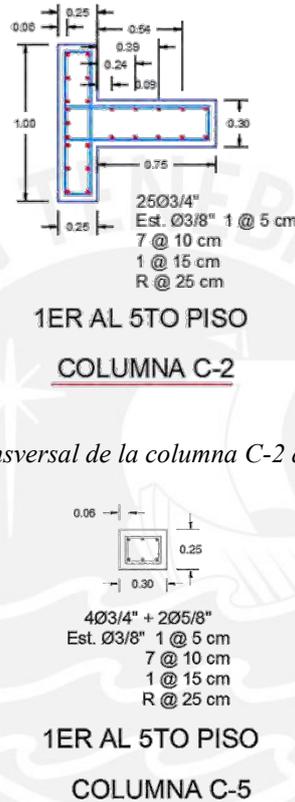


Figura 3.13: Sección transversal de la columna C-2 del edificio de Enfermería.



Figura 3.14: Sección transversal de la columna C-5 del edificio de Electrónica.

La Fig. 3.11 muestra las secciones transversales que presenta una de las vigas del pórtico *H* con dimensiones de 0.30x0.65 m. La sección de concreto permanece constante entre los ejes transversales 1 y 3 y solamente cambia la cuantía de acero entre los extremos y el tramo central. Esta viga se repite en el pórtico de cinco pisos de la facultad de Ingeniería Electrónica.

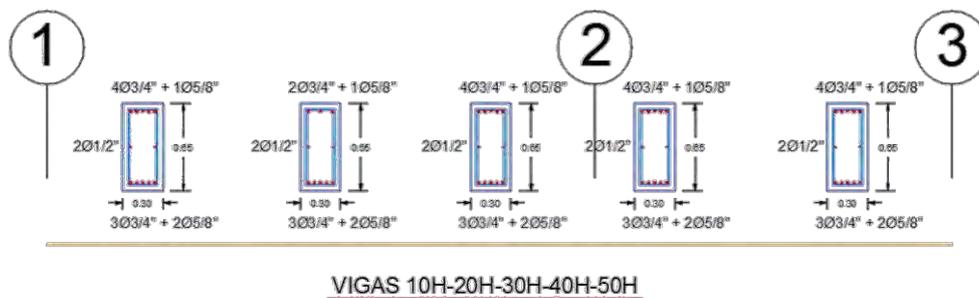


Figura 3.15: Secciones transversales de las vigas 10H, 20H, 30H, 40H y 50H del edificio de Electrónica.

## IV. ESTIMACIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD

### 4.1. CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Bonett (2003) indica que “La capacidad de una estructura depende de la resistencia y la deformación máxima de sus componentes individuales”. Los métodos de análisis no lineales (por ejemplo, el análisis pushover) permitirán calcular la capacidad de una estructura por encima de su rango elástico. Una curva pushover está conformada por una serie de análisis elásticos consecutivos, cuyas respuestas se superponen para dibujar una curva resultante final denominada *curva de capacidad*.

Los procedimientos para la estimación de la capacidad estructural se dividen en lineales y no lineales.

#### 4.1.1. Procedimientos Lineales

La relación lineal fuerza-deformación es utilizada en estos procedimientos, que agregan ajustes para hallar las deformaciones globales de la estructura. Para determinar o estimar una respuesta no lineal ante cargas sísmicas, estas operaciones también consideran la calidad de los materiales utilizados en la estructura.

Un requisito importante para que los resultados provenientes de estos procedimientos sean confiables, es que la estructura analizada debe poseer regularidad estructural tanto en planta como en elevación. Los procedimientos lineales no podrán ser aplicados en estructuras con algún tipo de irregularidad de diversa índole.

Existen dos tipos de análisis lineal: estático y dinámico.

- **Análisis Estático Lineal:**

Los resultados obtenidos a través de este análisis son: fuerzas sísmicas, distorsiones, desplazamientos, distribución de fuerzas en lo alto de la estructura y fuerzas internas de análisis y diseño en los elementos estructurales.

El cálculo de la relación demanda-capacidad de los elementos estructurales se realiza a través de la definición de fuerzas estáticas equivalentes y procedimientos elásticos. A pesar de que este procedimiento brinda un primer cálculo de los valores de la capacidad elástica y el primer punto de fluencia de la estructura, no permite estimar mecanismos de falla o redistribución de fuerzas en los elementos estructurales al llegar al punto de fluencia.

Finalmente, la estructura es idealizada como un modelo de un grado de libertad (Fig. 4.1), que incluye una rigidez elástica lineal. Para considerar la influencia de la fuerza sísmica sobre la estructura, es necesario calcular la distribución de las fuerzas laterales equivalentes. Si obtenemos el periodo fundamental de la estructura (a través del método de Rayleigh por ejemplo) como primera aproximación, podremos determinar la aceleración espectral  $S_a$  usando un espectro de respuesta apropiado. Esta aceleración será luego multiplicada por la masa de la estructura con el fin de hallar la fuerza lateral equivalente o cortante basal  $V$ . Esta fuerza será distribuida en lo alto de la estructura para hallar las fuerzas y desplazamientos internos aplicando un análisis estático lineal.

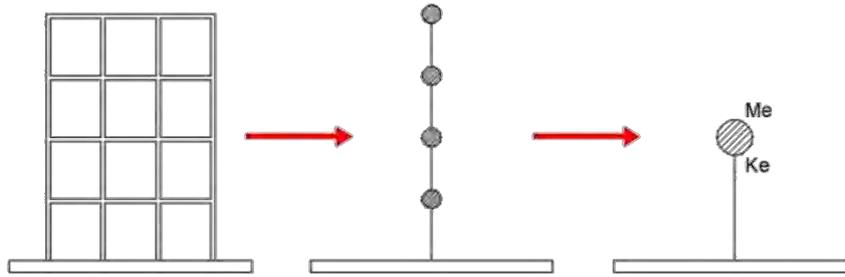


Figura 4.1: Ejemplo de reducción de un sistema de varios grados de libertad a un solo grado de libertad.

- **Método de Superposición Modal:**

Guevara et al. (2006) comenta “Es el método más común y efectivo de los procedimientos para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales”. La cantidad de ecuaciones generales del movimiento es reducida y transformada a ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden, permitiendo una gran reducción en el consumo computacional.

- **Análisis Dinámico Lineal:**

Este método calcula una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente, y considera que el modelo estructural es similar a un sistema de múltiples grados de libertad (Fig 4.2). Para considerar la acción sísmica se pueden utilizar dos procedimientos: análisis modal de respuesta espectral o análisis tiempo historia.

En el primer caso se utilizan modos naturales de vibración de la estructura y sus respuestas dinámicas en forma independiente, usando un espectro de respuesta elástico. El análisis considerará la respuesta de aquellos modos de vibración que representan una mayor contribución dentro de la respuesta dinámica de la estructura. Por otro lado, el análisis tiempo historia engloba el uso de acelerogramas reales o sintéticos que brindan una acción sísmica paso a paso durante el análisis dinámico de una determinada estructura.

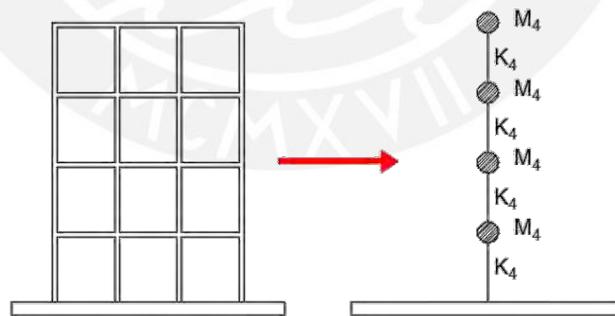


Figura 4.2: Ejemplo de un sistema de varios grados de libertad.

#### 4.1.2. Procedimientos No Lineales

“Con el uso de estos procedimientos, es posible aproximarse a lo que en verdad sucede en el edificio, ya que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor incerteza; es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el potencial de un colapso progresivo” (Guevara et al., 2006). Los procedimientos no lineales también pueden aplicarse en forma estática y dinámica.

- **Análisis Estático No Lineal:**

La capacidad de una edificación existente y la demanda sísmica a la cual estará expuesta pueden ser comparadas a través de métodos de análisis estático no lineal. A continuación, se mencionan algunos de ellos:

- a.* Análisis Pushover

A través de este método, la capacidad máxima de la estructura es estimada al someter una estructura a una serie de fuerzas laterales que se incrementan de forma monótonica. Este procedimiento es utilizado en el presente trabajo para determinar las curvas de capacidad de las edificaciones universitarias y es descrito con más detalle más adelante.

- b.* Espectro de Capacidad-Demanda

Haciendo uso del análisis modal, este procedimiento se encarga de representar las características globales no lineales de una estructura dentro de un modelo lineal equivalente. Luego, la intersección de las gráficas del espectro de demanda y el espectro de capacidad de la estructura permitirá conocer su desempeño sísmico (SSCS, 1996). El punto resultante de la intersección es conocido como el desplazamiento máximo o punto de desempeño de la estructura donde tanto la capacidad como la demanda tienen un mismo valor.

- c.* Coeficiente de Desplazamiento

Al aplicar coeficientes de corrección sobre una gráfica bilineal donde se representa la curva de capacidad, se puede estimar el desplazamiento máximo o punto de desempeño de una estructura (SSCS, 1996). Otras características de este procedimiento son las siguientes: no será necesario convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales y su aplicación no es recomendable en estructuras con problemas de torsión.

- **Análisis Dinámico No Lineal:**

Esta metodología es la más conveniente si queremos conocer el comportamiento real de nuestras estructuras. Para conocer el desempeño sísmico de una estructura, debemos modelarla siguiendo las recomendaciones de un análisis estático no lineal. La diferencia radica en que la acción sísmica estará representada por histogramas temporales del movimiento del suelo (reales o sintéticos). Sin embargo, la respuesta de la estructura puede estar fuertemente influenciada por algún cambio mínimo en las características de los acelerogramas, y ello es corregible al utilizar un buen número de registros sísmicos.

#### **4.2. MODELOS ESTRUCTURALES PARA ANÁLISIS INELÁSTICOS BASADOS EN ELEMENTOS FINITOS**

Estos procedimientos consideran que cada elemento perteneciente a un sistema estructural esta conformado por un número determinado de elementos discretos. La unión de estos últimos se simula a través de bielas, elementos con propiedades de una viga, elementos sujetos a deformación plana o elementos tridimensionales. Este método tiene como desventajas al alto costo computacional y demanda de tiempo sobre todo cuando queremos analizar estructuras de gran dimensión bajo análisis dinámicos lineales o no lineales. Sin embargo, la teoría de los elementos finitos debe ser refinada más aun ya que los resultados obtenidos siguen siendo aproximados, pero no exactos.

Minoru y Martínez (1988) indican que el conocimiento del comportamiento no lineal de las estructuras es de suma importancia por lo siguiente: Por un lado, las estructuras no deberían sufrir daño alguno ante eventos sísmicos de baja a mediana intensidad ya que son inherentes dentro de su vida útil, y por otro lado, dichas estructuras no deberían sufrir colapso alguno frente a un evento sísmico que tenga un periodo de retorno de 50 años. Con el fin de aproximarnos al real comportamiento de nuestras estructuras es que se sugieren aproximaciones al crear sus modelos analíticos. Dichas aproximaciones pueden clasificarse de la siguiente manera: modelos de rótulas plásticas y modelos de basados en fibras.

#### 4.2.1. Modelos Basados en Rótulas Plásticas

El concreto armado es un material no homogéneo ya que es el resultado de la combinación de otros más. Dichas propiedades hacen que sea altamente no lineal al estar sometido a grandes esfuerzos internos producto de fuerzas externas como movimientos sísmicos severos.

Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de un determinado elemento estructural, de manera rígida. En la teoría estructural, la rótula plástica se usa para describir la deformación de una determinada sección en un elemento estructural donde se produce la fluencia plástica. La rótula plástica permite rotaciones relativas a ambos lados de la sección que son indefinidamente grandes, y tiene asociado un momento flector igual al momento plástico  $M_p$ .

##### 4.2.1.1. Modelo Simple

Existen muchos modelos del tipo cortante (Fig. 4.3). Inicialmente fueron usados para representar sistemas de un solo grado de libertad, para luego ser cambiados a modelos de varios grados de libertad. En este modelo, todos los elementos estructurales que ofrecen rigidez al sistema (columnas, vigas, etc.) son reemplazados por un resorte único no lineal. Otra consideración es que la losa de entrepiso en edificaciones es asumida como infinitamente rígida teniendo desplazamientos iguales en cualquier punto a una misma altura.

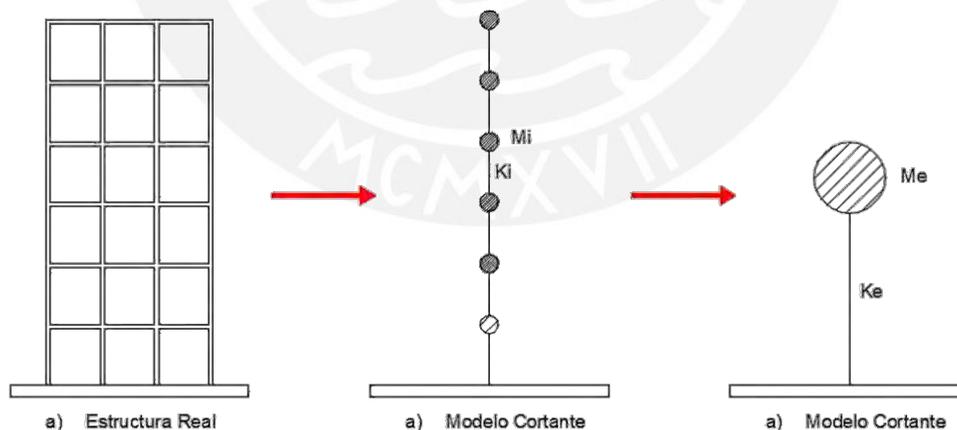


Figura 4.3: Ejemplos de modelos.

El modelo tipo cortante de varios niveles puede ser también reemplazado por un solo modelo de masa y rigidez concentradas (masa y rigidez efectivas). La ventaja de este modelo es que podemos conocer el comportamiento global de la estructura con gran rapidez, sin embargo, la desventaja principal es que ofrecen insuficiente información para ejecutar el diseño final de la estructura.

#### 4.2.1.2. Modelo Discretos

Flores (2003) considera a estos modelos como de rótula puntual (Fig. 4.4). El análisis dinámico no lineal usando estos modelos es llevado a cabo a nivel del elemento integrante de la estructura (en columnas, vigas o placas). La denominación general de rótula plástica es definida porque se llega a la fluencia en los elementos. Dicha rótula se forma en una zona puntual del elemento y no a lo largo del mismo; es por ello, que Aziz (1976) considera una longitud plastificada en función a la longitud original del elemento.

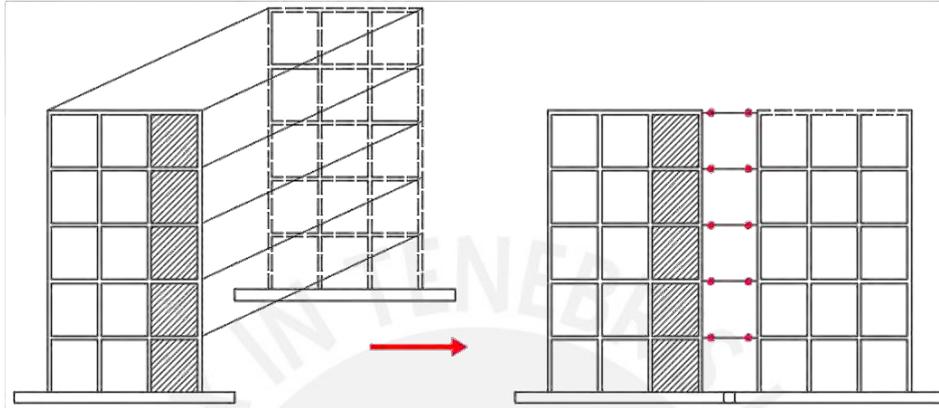


Figura 4.4: Ejemplo de modelo de pórtico bidimensional (Flores, 2003).

La representación inelástica de los edificios universitarios será considerada mediante modelos discretos que definen rótulas plásticas en columnas y vigas. Las rótulas estarán sujetas a variabilidad en la definición de tres parámetros estructurales ( $f^c$ ,  $f_y$  y  $e_{cu}$ ) cuando se ejecuten las simulaciones de análisis dinámicos no lineales de todas las muestras. A continuación, se definirán los modelos constitutivos de los materiales que permiten obtener los modelos discretos de cada rótula plástica específica en el modelo matemático de las estructuras.

#### 4.2.1.3. Modelos del Comportamiento del Concreto Armado

Navarro y Fernández (2006) consideran que el concreto armado es un material homogéneo y de comportamiento complejo, conformado por: el concreto (alta resistencia a la compresión) y el acero de refuerzo (alta resistencia a la tracción).

En el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado es necesario utilizar relaciones esfuerzo-deformación simples, tanto para el concreto como para el acero. Estas relaciones son desarrolladas a través de correlaciones experimentales (laboratorio).

A continuación, se presentará una serie de modelos constitutivos del acero de refuerzo y del concreto:

##### A. Modelos constitutivos del acero de refuerzo

Los modelos más conocidos para el acero son: elastoplástico perfecto, de curva completa y trilineal.

- **Modelo Elastoplástico Perfecto**

La curva de este modelo (Fig. 4.5) se simplifica a una bilineal. Un primer tramo igual a una recta que llega hasta la deformación de fluencia “ $f_y$ ” y continúa un tramo recto horizontal que

termina en la deformación última del acero. Notar que se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

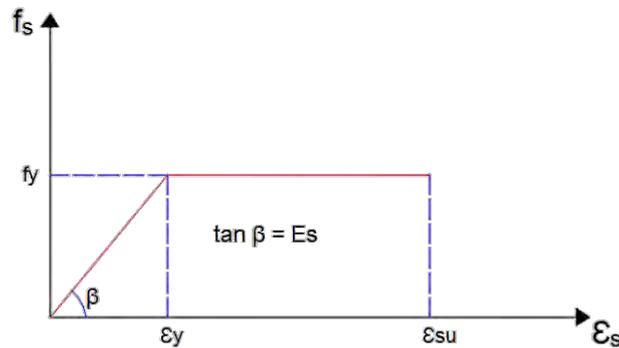


Figura 4.5: Modelo elastoplástico perfecto del acero.

Este modelo es usado para representar las propiedades no lineales del acero de refuerzo de los elementos estructurales en los edificios universitarios. Además, brinda una sencilla definición del comportamiento no lineal del acero a través de la definición del esfuerzo de fluencia  $f_y$  y la deformación de fluencia  $\epsilon_y$ . Se considera que la resistencia a la fluencia del acero es uno de los parámetros estructurales que presentará variabilidad e influirá en la simulación del análisis dinámico no lineal de los edificios universitarios. El inconveniente con este modelo es que no estima adecuadamente los esfuerzos del acero para deformaciones más allá del límite de fluencia.

- **Modelo de Curva Completa**

Es un modelo más refinado que el anterior que considera un punto de fluencia ( $\epsilon_y, f_y$ ), un punto de endurecimiento por deformación ( $\epsilon_{sh}, f_{sh}$ ) y un punto de ruptura ( $\epsilon_{su}, f_{su}$ ).

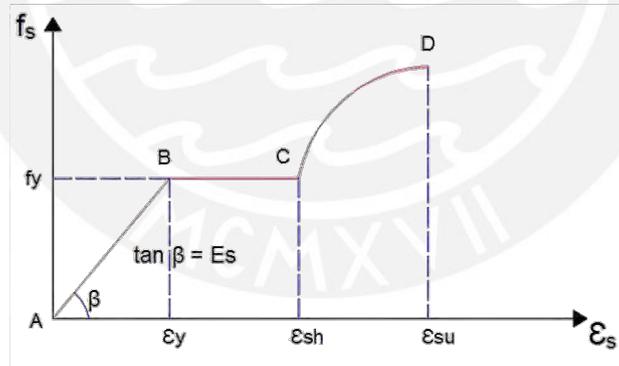


Figura 4.6: Modelo de curva completa del acero.

En la Fig. 4.6 se puede apreciar que la curva tiene un primer tramo recto con inclinación hasta llegar a la deformación de fluencia del acero  $\epsilon_y$ . A partir de este punto comienza el segundo tramo elastoplástico perfecto que se prolonga hasta alcanzar la deformación por endurecimiento  $\epsilon_{sh}$ . A partir de este límite, el material vuelve a tener capacidad de absorber carga debido al endurecimiento que sufre el acero de refuerzo hasta llegar a la deformación última  $\epsilon_{su}$ .

Este modelo se aproxima al real comportamiento no lineal del acero y sería el más recomendable para el análisis de estructuras. Sin embargo, el único inconveniente con este modelo es que depende de muchas variables para su definición. Ello provoca que la simulación y análisis de un número importante de muestras genere mayor costo computacional e inversión de tiempo.

- **Modelo Trilineal**

El modelo trilineal (Fig. 4.7) constituye una buena representación del comportamiento del acero y es más útil cuando se tienen esfuerzos mucho mayores a los de fluencia. La única variación con el modelo anterior es el último tramo de la curva que presenta una recta con pendiente positiva en vez de una parábola. Los parámetros que definen las curvas son los mismos que aparecen en el modelo de curva completa.

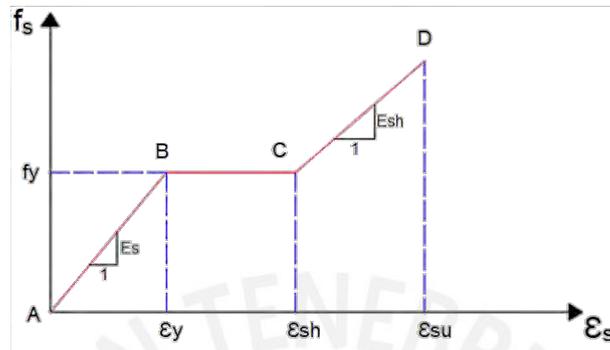


Figura 4.7: Modelo de trilineal del acero.

## B. Modelos constitutivos del concreto

Los modelos constitutivos del concreto son mucho más complicados que de los modelos del acero debido a que tienen una forma no definida. Depende también de muchas otras variables como la duración de la carga, calidad de los materiales, confinamiento, etc.

Navarro y Fernández (2006) consideran que los modelos constitutivos de concreto no confinado son útiles para el diseño, mientras que los confinados son más utilizados para determinar la capacidad resistente última de los elementos estructurales.

Los modelos más conocidos para el concreto son: de Whitney, Hognestad, CEB, Kent y Park y de Mander.

- **Modelo de Whitney**

Este modelo es aceptado por el ACI-318 y por la norma técnica peruana E.060 para el diseño de estructuras de concreto armado. Este modelo fue implementado por S.C. Whitney (Fig. 4.8) al reemplazar el bloque de esfuerzos real de compresión del concreto por un rectángulo equivalente simplificado (Otazzi, 2003).

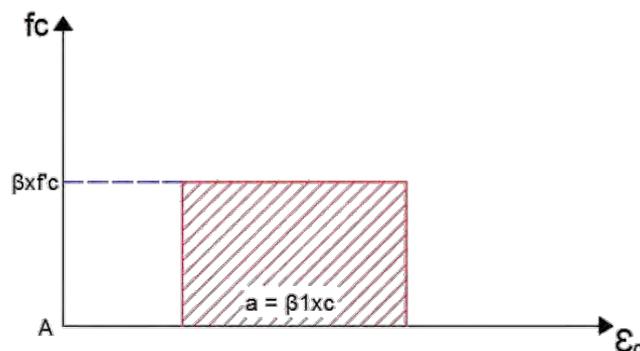


Figura 4.8: Modelo del bloque de Whitney del concreto.

Este modelo representa las propiedades de un concreto no confinado sometidos a esfuerzos de compresión.

- **Modelo de Hognestad**

Este modelo es uno de los más usados para representar el comportamiento no confinado del concreto.

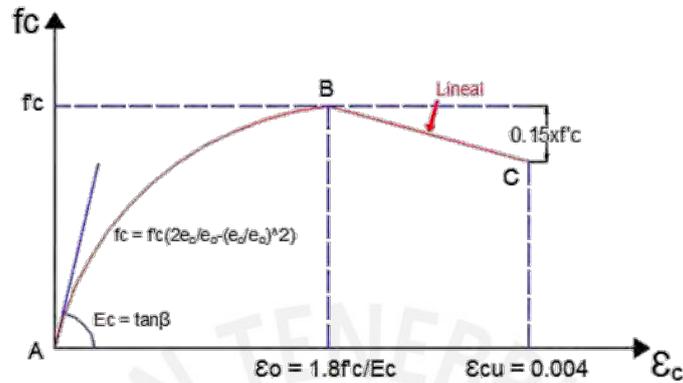


Figura 4.9: Modelo del Hognestad.

En la Fig. 4.9 se puede apreciar que el tramo inicial AB es parabólico y presenta incremento en la deformación del concreto hasta llegar a la deformación inicial  $\epsilon_o = 0.002$ . Este valor corresponde al esfuerzo de  $0.85f_c$ . El tramo BC muestra el descenso en la resistencia del concreto debido a la fisuración interna. La deformación seguirá subiendo hasta alcanzar una deformación última o de rotura comprendida entre 0.003 y 0.004. En las propiedades constitutivas del concreto en los edificios universitarios se considerará un valor de 0.004 como deformación última promedio sujeta a variabilidad.

A pesar de que este modelo constitutivo del concreto considera un concreto no confinado, será utilizado por la sencillez en la definición del comportamiento no lineal del concreto en la estructura de los edificios universitarios. El parámetro estructural sujeto a la variabilidad de muestreo es la resistencia a la compresión del concreto  $f_c$  que tiene gran influencia en la respuesta no lineal de las estructuras.

- **Modelo del CEB**

Es una propuesta por el Comité Europeo del Concreto (CEB, 1978) y corresponde a un modelo elastoplástico perfecto (Fig. 4.10) similar al que tiene el acero. Es útil en la definición de elementos de concreto armado sometidos a flexión simple (Otazzi, 2003). Este modelo es usado también para definir un concreto no confinado.

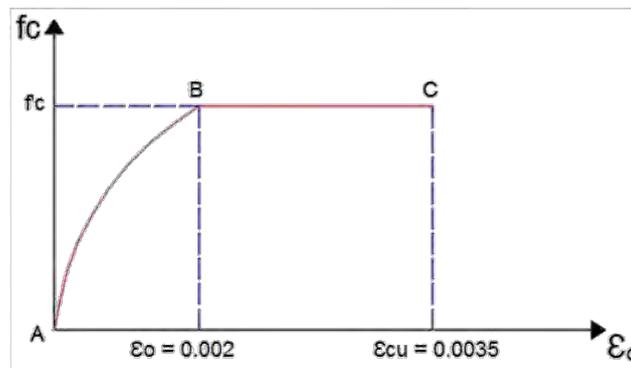


Figura 4.10: Modelo parabólico rectangular del CEB.

- **Modelo del Kent y Park**

Modelo bastante útil para elementos de concreto armado que se encuentran confinados por estribos rectangulares.

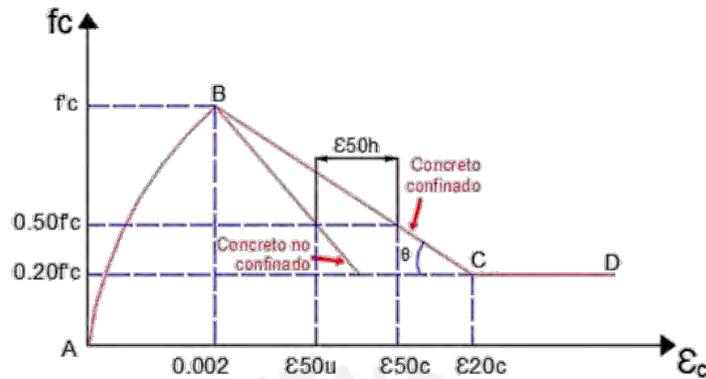


Figura 4.11: Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares.

Park y Paulay (1980) consideran que el efecto del confinamiento se hace presente en el tramo descendente de la recta BC, manteniéndose inalterable el tramo AB con respecto a otros modelos constitutivos. Este modelo puede apreciarse en la Fig. 4.11 tanto para concreto confinado como para el modelo no confinado.

De la misma forma, el modelo de Kent y Park es complejo y depende de muchas variables. Es por ello, que tiene el inconveniente de ser utilizado en la simulación de un gran número de muestras porque genera mayor esfuerzo computacional y tiempo de espera.

- **Modelo del Modelo de Mander**

El modelo presenta una curva inicial que asciende por encima de la resistencia a la compresión del concreto no confinado  $f'_c$ , y tiene su límite superior en la resistencia a la compresión confinada del concreto  $f''_c$ . Luego sigue la tendencia de una recta con pendiente negativa hasta la rotura (Paulay y Prestley, 1992).

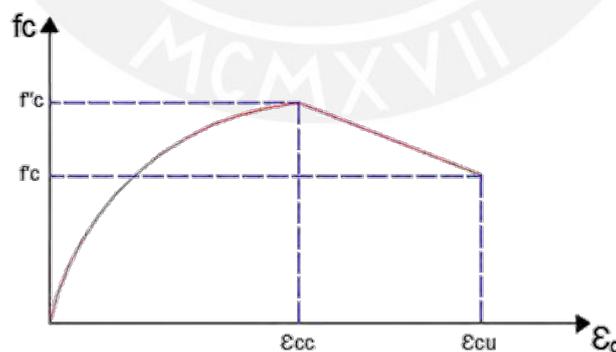


Figura 4.12: Modelo de Mander para concreto confinado.

El modelo de Mander (Fig. 4.12) también presenta varias variables que definen el comportamiento lineal y no lineal del concreto, ello genera mayor disposición de tiempo para su uso en simulación de gran número de modelos estructurales.

#### 4.2.1.4. Modelo Inelástico de Secciones de Concreto Armado

##### A. Relaciones Momento - Curvatura

Identificar las características de disipación de energía y del comportamiento inelástico de los elementos estructurales es de suma importancia para conocer la capacidad de una estructura. Los diagramas Momento-Curvatura dan una idea clara de la capacidad de deformación inelástica de un elemento o estructura en varias secciones transversales en toda su longitud.

Otazzi (2003) considera que el conocimiento del comportamiento de una sección a través de los diagramas Momento-Curvatura es básico para: conocer la ductilidad de la sección y del elemento, para entender el desarrollo de las rótulas plásticas, y para calcular la redistribución de momentos elásticos. Se podrá conocer toda esta información antes que la estructura de concreto armado colapse.

Al construir estos diagramas momento-curvatura, se considera que las deformaciones predominantes son por flexión.

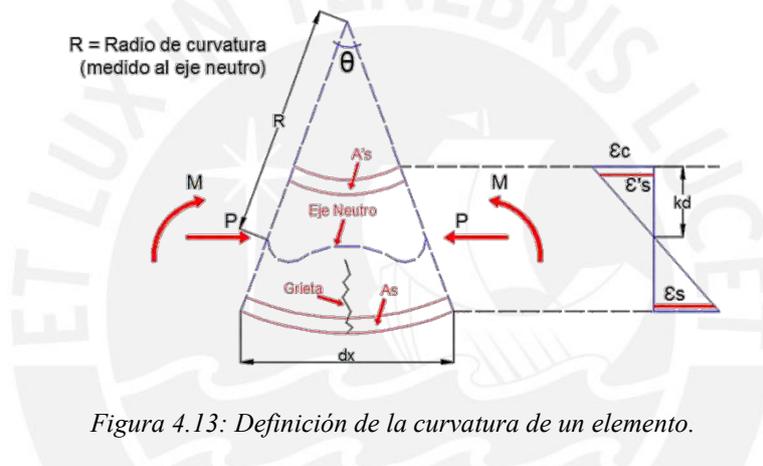


Figura 4.13: Definición de la curvatura de un elemento.

La Fig. 4.13 muestra que al inicio, al aumentar el momento, la curvatura se incrementa y la relación entre ambos parámetros es lineal hasta llegar al agrietamiento del concreto ( $\Phi_{cr}, M_{cr}$ ). Luego de esta etapa, existe otra relación lineal momento-curvatura que tendrá una pendiente diferente a la primera. Esta segunda tendencia tendrá un límite denominado de fluencia ( $\Phi_y, M_y$ ). Finalmente, desde este punto, el momento aumenta lentamente, pero la curvatura sigue incrementándose con la misma o mayor velocidad hasta llegar al punto de rotura o relación momento-curvatura última ( $\Phi_u, M_u$ ). Este límite representa el agotamiento del concreto. Cada una de las tres etapas descritas anteriormente se encuentran graficadas en la Fig. 4.14.

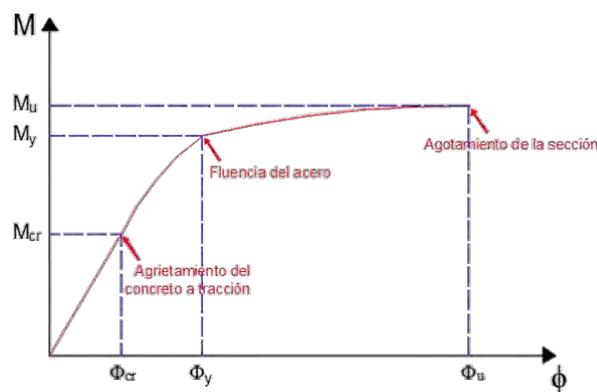


Figura 4.14: Ejemplo de diagrama Momento-Curvatura típico de una sección de concreto armado.

## B. Relaciones Momento – Curvatura en el Edificio de Enfermería

A continuación, se detalla el diagrama momento curvatura para la sección de viga V2 perteneciente al primer piso del edificio de Enfermería (Fig. 4.17). Esta viga tiene una sección rectangular de 0.30x0.65 m reforzada con 3 $\Phi$ 5/8" de acero superior en compresión y 3 $\Phi$ 5/8" más 3 $\Phi$ 3/4" de acero inferior en tracción, de acuerdo con las Fig. 4.15 y 4.16. Las vigas, a diferencia de las columnas, no presentan carga axial ( $N$ ) que pueda afectar su diagrama de momento-curvatura.

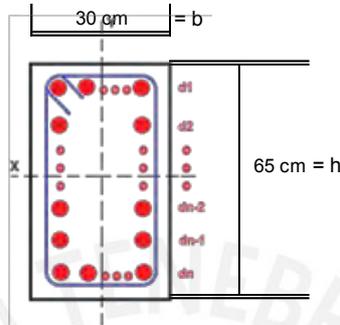


Figura 4.15: Sección V2 de una viga del edificio de Enfermería.

Concreto		Área de acero:		Ordenadas del acero:	
Distribución de acero por capa:					
3 $\Phi$ 5/8"	=	5.94	cm <sup>2</sup>	$d_2 = d' =$	0.050 m
	=	0.00	cm <sup>2</sup>	$d_3 =$	0.000 m
	=	0.00	cm <sup>2</sup>	$d_4 =$	0.000 m
3 $\Phi$ 5/8"	=	5.94	cm <sup>2</sup>	$d_5 =$	0.570 m
4 $\Phi$ 3/4"	=	11.40	cm <sup>2</sup>	$d_6 = d =$	0.600 m
Total =		23.28	cm <sup>2</sup>		

Figura 4.16: Detalles del refuerzo en la sección V2.

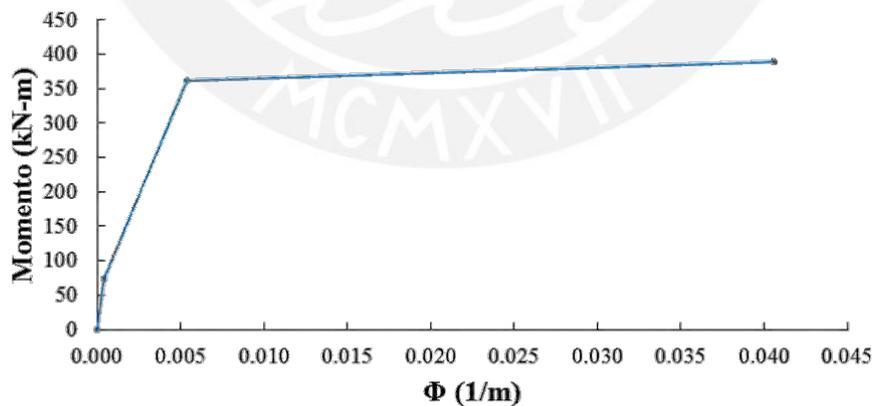


Figura 4.17: Diagrama Momento-Curvatura de la sección V2.

Ahora se determinará el diagrama momento-curvatura de la columna C1 perteneciente al primer piso del edificio de Enfermería (Fig. 4.20). Esta columna tiene una sección rectangular de 0.30x0.60 m reforzada con 4 $\Phi$ 3/4" más 8 $\Phi$ 1" según se detalla en las Fig. 4.18 y 4.19. Su diagrama momento curvatura está fuertemente influenciado por el nivel de carga axial  $N$  al que está sujeto. Para simular el efecto de la carga axial, se consideró un valor igual a la segunda combinación de diseño de la normativa peruana E.060 para el caso de estructuras de concreto armado:

$$\text{Combo2} = 1.25\text{CM} + 1.25\text{CV} + 1.00\text{CS}$$

En la combinación anterior se considera solo el aporte de las cargas de servicio para definir un nivel de carga axial sobre la columna C1. Las cargas de servicio fueron calculadas en base a un metrado de cargas muertas y vivas que recibe cada columna según su área tributaria en planta y la cantidad de niveles que sostiene (N cambiará en altura).

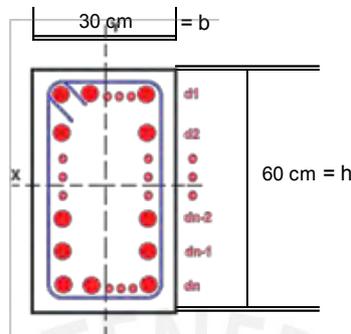


Figura 4.18: Sección C1 (primer piso) de una columna del edificio de Enfermería.

Concreto		Área de acero:		Ordenadas del acero:	
Distribución de acero por capa:					
3 $\Phi$	1/1"	=	15.21 cm <sup>2</sup>	$d_2 = d'_1 =$	0.050 m
2 $\Phi$	3/4"	=	5.70 cm <sup>2</sup>	$d_3 =$	0.175 m
2 $\Phi$	1/1"	=	10.14 cm <sup>2</sup>	$d_4 =$	0.300 m
2 $\Phi$	3/4"	=	5.70 cm <sup>2</sup>	$d_5 =$	0.425 m
3 $\Phi$	1/1"	=	15.21 cm <sup>2</sup>	$d_6 = d'_6 =$	0.550 m
		Total =	51.96 cm <sup>2</sup>		

Figura 4.19: Detalles del refuerzo en la sección C1 (primer piso).

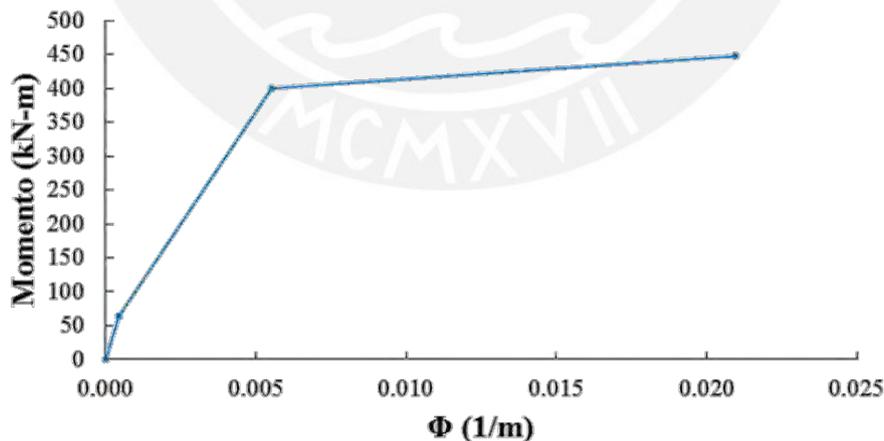


Figura 4.20: Diagrama Momento-Curvatura de la sección C1 (primer piso).

Al comparar las gráficas de momento-curvatura de la viga y la columna podemos notar que la viga tiene mayor área de disipación de energía que la columna. Ello es principalmente causado por el efecto de la carga axial que hace que la columna C1 sea más frágil que la sección de la viga V2.

Seguidamente veremos el diagrama momento-curvatura de la sección rectangular de la columna C4 en el primer piso perteneciente al pórtico 1. La columna tiene una sección de 0.50x0.30 m reforzada con 8Φ3/4" más 4Φ1" según se detalla en las Fig. 4.21 y 4.22. Ya que la dirección de análisis se encuentra paralela al sentido X, el peralte es igual a la menor dimensión en planta de la columna. La carga axial "N" necesaria para generar los diagramas momento-curvatura, se obtuvo de un metrado de cargas considerando una masa que permitiera brindarle al modelo analítico, un periodo fundamental muy cercano al periodo que se tendría en una estructura tridimensional al ejecutar un análisis modal de respuesta espectral.

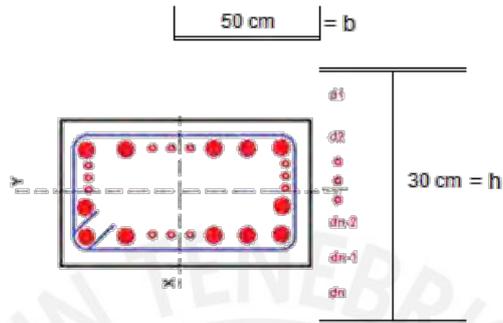


Figura 4.21: Sección C4 (primer piso) de una columna del edificio de Enfermería.

Concreto		Área de acero:		Ordenadas del acero:	
Distribución de acero por capa:					
4 Φ	3/4" + 2 Φ 1/1"	=	21.54 cm <sup>2</sup>	d <sub>2</sub> = d' =	0.050 m
		=	0.00 cm <sup>2</sup>	d <sub>3</sub> =	0.000 m
		=	0.00 cm <sup>2</sup>	d <sub>4</sub> =	0.150 m
		=	0.00 cm <sup>2</sup>	d <sub>5</sub> =	0.000 m
4 Φ	3/4" + 2 Φ 1/1"	=	21.54 cm <sup>2</sup>	d <sub>6</sub> = d	0.250 m
Total =		43.08 cm <sup>2</sup>			

Figura 4.22: Detalles del refuerzo en la sección C4 (primer piso).

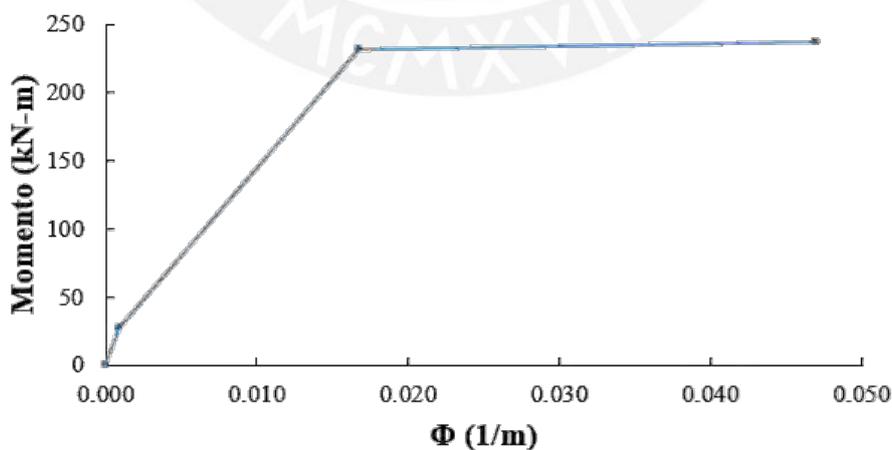


Figura 4.23: Diagrama Momento-Curvatura de la sección C4 (primer piso).

### C. Relaciones Momento – Curvatura en el Edificio de Ingeniería Electrónica

A continuación, se detalla el diagrama momento curvatura para la sección de viga V2 perteneciente al primer piso del edificio de Ingeniería Electrónica (Fig. 4.23). Esta viga tiene una sección rectangular de 0.30x0.65 m reforzada con 1Φ5/8” más 2Φ3/4” de acero superior en compresión y 2Φ5/8” más 3Φ3/4” de acero inferior en tracción, de acuerdo con las Fig. 4.21 y 4.22.

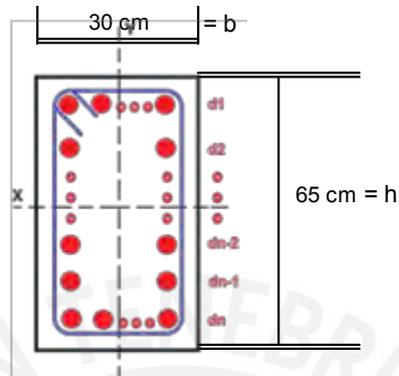


Figura 4.24: Sección V2 de una viga del edificio de Electrónica.

Concreto		Área de acero:		Ordenadas del acero:	
Distribución de acero por capa:					
2 Φ 3/4"	+ 1 Φ 5/8"	=	7.68 cm <sup>2</sup>	d <sub>2</sub> = d' =	0.060 m
		=	0.00 cm <sup>2</sup>	d <sub>3</sub> =	0.000 m
		=	0.00 cm <sup>2</sup>	d <sub>4</sub> =	0.150 m
		=	0.00 cm <sup>2</sup>	d <sub>5</sub> =	0.000 m
3 Φ 3/4"	+ 2 Φ 5/8"	=	12.51 cm <sup>2</sup>	d <sub>6</sub> = d =	0.590 m
Total =			20.19 cm <sup>2</sup>		

Figura 4.25: Detalles del refuerzo en la sección V2.

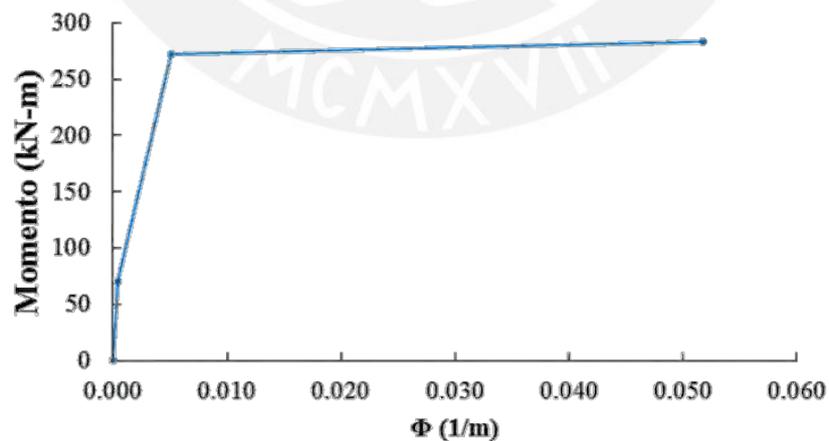


Figura 4.26: Diagrama Momento-Curvatura de la sección V2.

Ahora se determinará el diagrama momento-curvatura de la columna C2 perteneciente al primer piso del edificio de Electrónica (Fig. 4.26). Esta columna tiene una sección tipo "T" de 1.00x1.00 m reforzada con 25Φ3/4” distribuidos en toda su sección, de acuerdo con las Fig. 4.24 y 4.25.

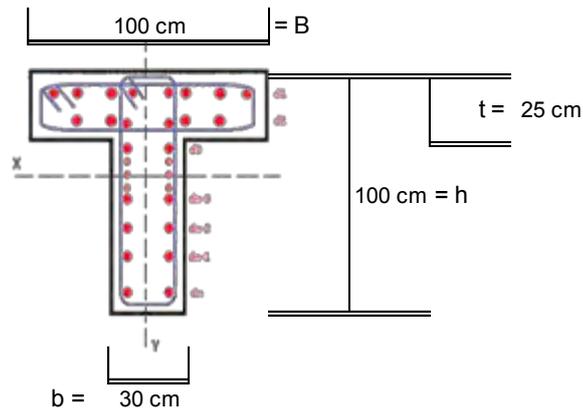


Figura 4.27: Sección C2 (primer piso) de una columna del edificio de Electrónica.

Concreto		Área de acero:		Ordenadas del acero:	
Distribución de acero por capa:					
9 $\Phi$ 3/4"	=	25.65	cm <sup>2</sup>	$d_3 = d' =$	0.06 m
6 $\Phi$ 3/4"	=	17.10	cm <sup>2</sup>	$d_4 =$	0.19 m
2 $\Phi$ 3/4"	=	5.70	cm <sup>2</sup>	$d_5 =$	0.34 m
2 $\Phi$ 3/4"	=	5.70	cm <sup>2</sup>	$d_6 =$	0.49 m
2 $\Phi$ 3/4"	=	5.70	cm <sup>2</sup>	$d_7 =$	0.64 m
2 $\Phi$ 3/4"	=	5.70	cm <sup>2</sup>	$d_8 =$	0.79 m
2 $\Phi$ 3/4"	=	5.70	cm <sup>2</sup>	$d_9 = d =$	0.94 m
Total =		71.25		cm <sup>2</sup>	

Figura 4.28: Detalles del refuerzo en la sección C2.

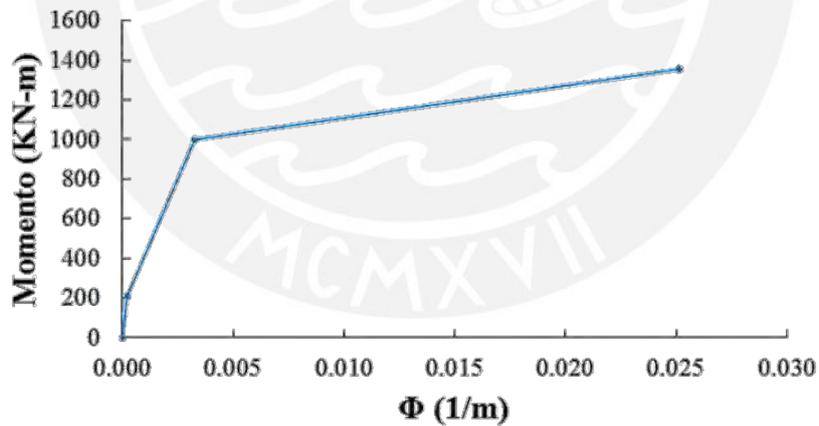


Figura 4.29: Diagrama Momento-Curvatura de la sección C2.

#### 4.2.1.5. Modelo Inelástico de los Elementos de Barra (vigas-columnas)

- Zonas de Comportamiento No-Lineal

El daño que ocurre en vigas y columnas durante la ocurrencia de sismos se presenta en la zona adyacente a los nudos. Se considera que el daño no es extensivo a lo largo de los elementos estructurales sino es concentrado en una longitud determinada  $L$  como se aprecia en la Fig. 4.27.

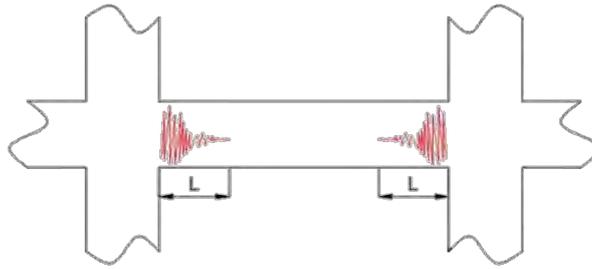


Figura 4.30: Idealización del daño en una viga.

Navarro y Fernández (2006) sugieren que se puede considerar una zona con daño equivalente en la que se concentre toda la deformación inelástica. Esta zona considera que el daño y la curvatura se asumen constantes. Paulay y Priestley (1992) denominan a esta zona como rótula plástica y le asignan una longitud equivalente  $L_p$  (Fig. 4.28). Plantean una buena estimación de la longitud equivalente de la siguiente manera:

$$L_p \approx 0.50h$$

Donde:

h: Peralte del elemento estructural.

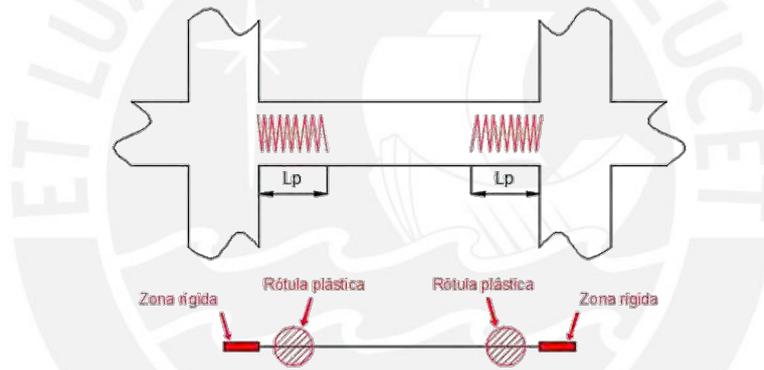


Figura 4.31: Idealización del daño equivalente.

- **Relaciones Momento-Giro en Rótulas Plásticas**

El giro inelástico en los extremos de los elementos estructurales depende de la curvatura a lo largo de la longitud en comportamiento inelástico  $L$ . Luego de asumir que la curvatura es constante a lo largo de la rótula plástica (longitud equivalente del daño  $L$ ), solo será necesario multiplicar la curvatura (constante) por la longitud equivalente de la rótula  $L_p$  para hallar el valor del giro generado en la zona inelástica y la conversión será directa como se aprecia en la Fig. 4.29.

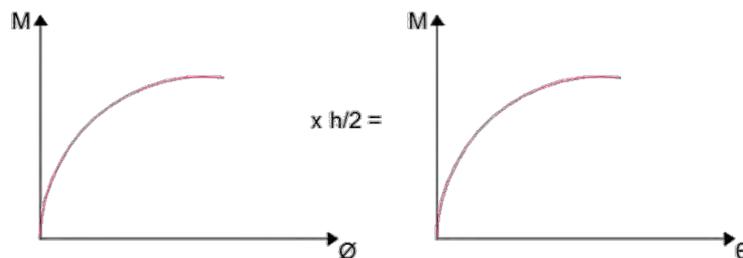


Figura 4.32: Obtención del diagrama Momento-Rotación desde el diagrama Momento-Curvatura.

- **Diagrama Momento-Giro Simplificado**

Navarro y Fernández (2006) sugieren usar un diagrama Momento-Rotación simplificado basado en trazos rectos como se muestra en la Fig. 4.30.

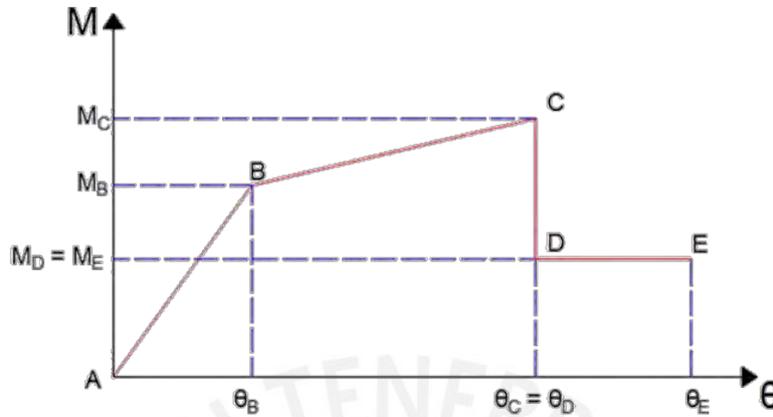


Figura 4.33: Idealización del diagrama Momento-Giro.

El punto B es denominado Fluencia Efectiva que es el punto que separa el comportamiento elástico del inelástico.

El punto C es la capacidad máxima resistente de la rótula.

Se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima de momento, se produce una reducción inmediata del mismo (hasta 40%). Esta reducción es representada por el punto D.

Luego, este momento reducido se mantiene constante durante un tramo corto de deformación (10% del obtenido en el punto C), hasta que se llega al límite de rotura en el punto E.

Al final, para representar el comportamiento no lineal de las vigas y columnas ante eventos sísmicos, se ubican las rótulas plásticas no-lineales en los extremos de los elementos estructurales, y sólo en el caso de vigas, una adicional en la mitad del elemento. Una recomendación empírica para ubicar las rótulas plásticas en los extremos es asumir distancias relativas iguales al 15% y 85% de la longitud total del elemento estructural medida entre ejes (no caras). Siempre verificando que la rótula no se encuentre dentro del nudo ya que estos son infinitamente rígidos.

El programa de cálculo de ingeniería SAP2000 considera diagramas de momento rotación sin el tramo AB ya que, por definición la rotación plástica de cualquier elemento estructural comienza a partir del tramo inelástico de la curva y no aparece en el tramo elástico AB. Además, la definición de rótulas plásticas a través del SAP2000 puede ejecutarse con lineamientos de la norma ACSE/SEI 41-06 para la definición de rótulas automáticas que no toman en consideración el tramo elástico de la curva momento rotación.

En la Fig. 4.31 se puede apreciar el modelamiento matemático de una estructura aporricada conformada por vigas y columnas. Como parte de los elementos discretos, se define zonas rígidas en los nudos y rótulas plásticas separadas a una distancia prudente de las zonas rígidas. Ello para evitar que la gran rigidez de dichas zonas produzca que la respuesta en las rótulas no sea adecuada.

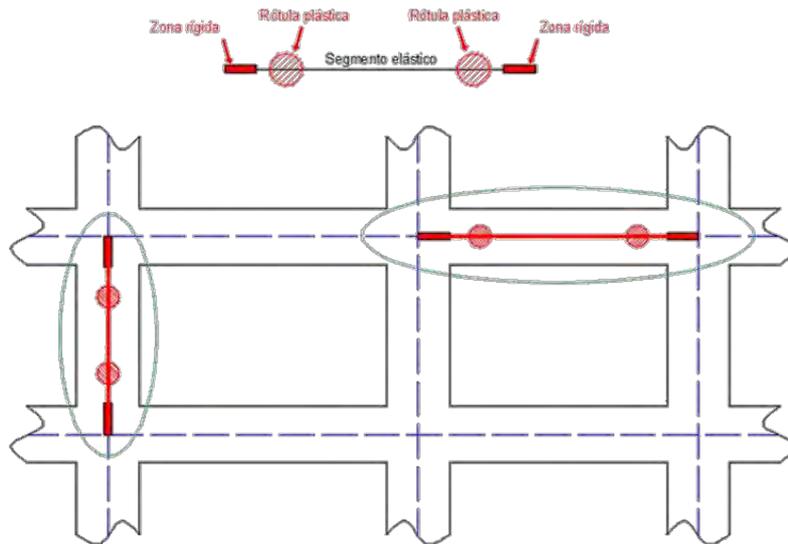


Figura 4.34: Modelamiento de vigas y columnas en edificios aporricados.

#### 4.2.1.6. Modelo Inelástico de los Edificios

Se ha definido elementos unidireccionales (vigas y columnas) con deformaciones por flexión. El comportamiento no lineal se define a través de las rótulas plásticas ubicadas en los extremos de los elementos estructurales (vigas y columnas) y en la zona central de la viga.

#### 4.2.1.7. Modelo Inelástico de las Rótulas Plásticas en los Edificios de Enfermería e Ingeniería Electrónica

En las Fig. 4.32 y 4.33 se detallan los diagramas momento rotación de las secciones: viga (V2) y columna (C1 – 1er piso), perteneciente al edificio de Enfermería. Debemos notar que dichos diagramas se encuentran escalados en función a la rotación plástica de fluencia  $\theta_y$  en el eje de las abscisas y en función al momento flector de fluencia  $M_y$  en el eje de las ordenadas. Este requerimiento debe ser cumplido si queremos definir rótulas en el software de ingeniería SAP2000.

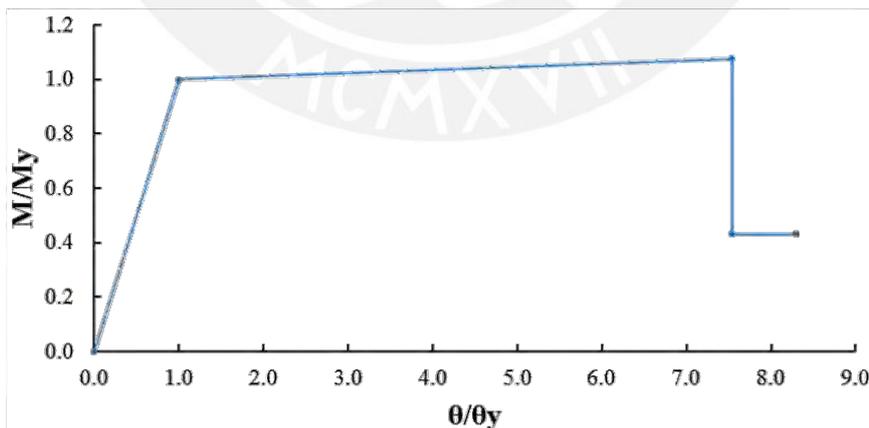


Figura 4.35: Diagrama Momento-Rotación de la sección V2 del edificio de Enfermería.

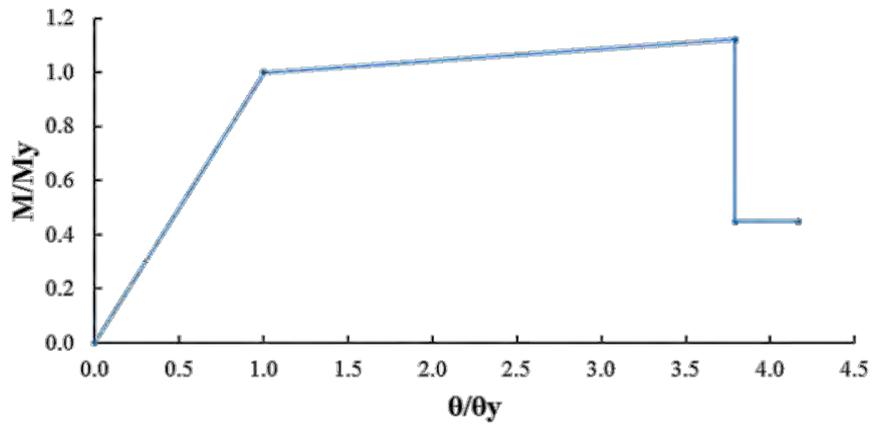


Figura 4.36: Diagrama Momento-Rotación de la sección C1 en el primer piso del edificio de Enfermería.

También se generaron los diagramas momento rotación de las secciones: viga (V2) y columna (C-2 – 1er piso), del edificio de Electrónica (Fig. 4.34 y 4.35).

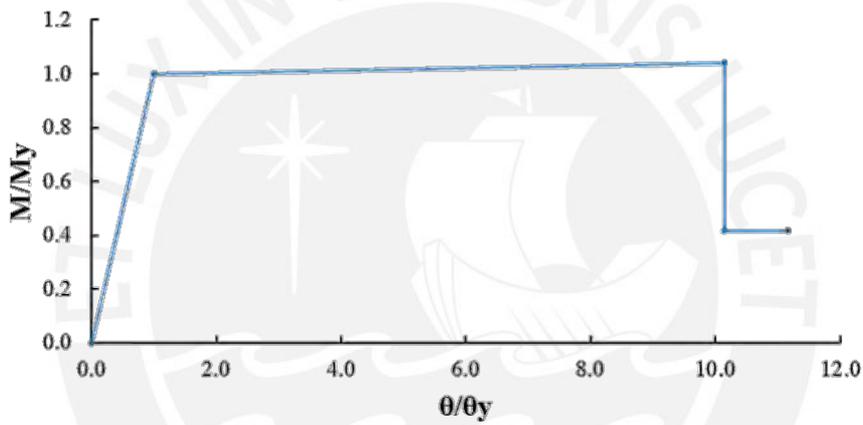


Figura 4.37: Diagrama Momento-Rotación de la sección V2 del edificio de Electrónica.

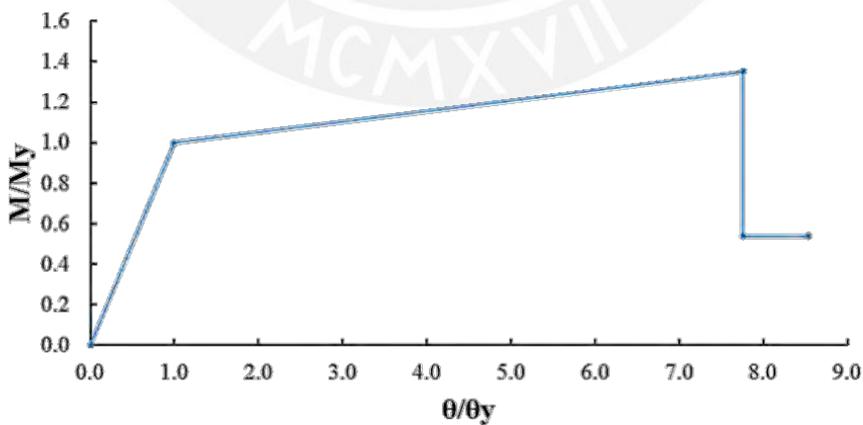


Figura 4.38: Diagrama Momento-Rotación de la sección C-2 en el primer piso del edificio de Electrónica.

La definición de los diagramas momento curvatura de cada una de las muestras generadas por simulación, se ejecutará a través de un algoritmo en MATLAB. Esta es el primer código de programación que forma parte de la elaboración de un archivo de extensión “.s2k” por cada una de las muestras. Este archivo será importado y analizado por el SAP2000 para luego obtener los desplazamientos laterales de piso.

El programa SAP2000 tiene dos modalidades para definir los diagramas momento-curvatura o momento-rotación de una rótula plástica: definición automática de diagramas según la norma ASCE 41-13 y definición propia del usuario. Ya que en presente trabajo de investigación se utilizará la definición propia del usuario, solo requeriremos de la definición del comportamiento inelástico de las rótulas plástica dentro del SAP2000. Al final nuestros diagramas momento-rotación quedarán como la Fig. 4.36.

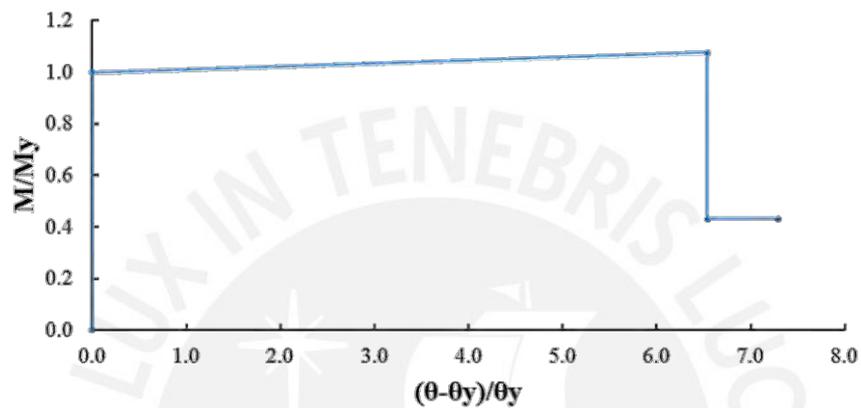


Figura 4.39: Diagrama Momento-Rotación de la sección V2 del edificio de Enfermería (A ser utilizados en SAP2000).

#### 4.2.2. Modelo Basado en Fibras

Inicialmente usados en estructuras de acero, su formulación ha sido extendida para estructuras de concreto armado. Flores (2003) sugiere que primero la estructura debe ser discretizada a nivel de elemento (modelo de rótula puntual), luego, cada elemento vertical (columnas o placa) u horizontal (viga) será dividido en varios tramos (Fig. 4.37).

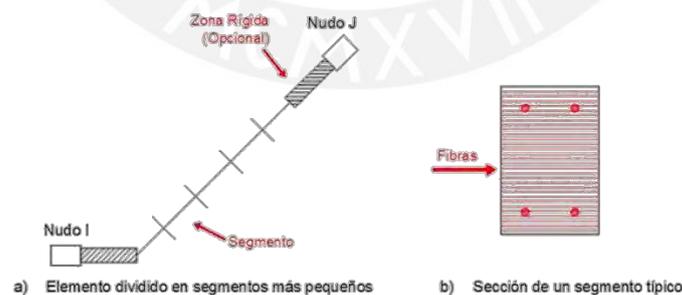


Figura 4.40: Ejemplo de modelo basado en fibras.

La rigidez de los elementos se obtendrá a través de una integración a lo largo de todo el elemento y sumando todas las propiedades de los segmentos que fueron calculadas a nivel de sección. Esto quiere decir que deben conocerse las relaciones fuerza deformación de cada una de las fibras.

### 4.3. MODELOS HISTERÉTICOS

La Histéresis es un proceso de liberación de energía a través de la deformación (desplazamiento), y es contraria a la viscosidad cuya disipación de energía se realiza a través de la velocidad. La histéresis es típica en sólidos, mientras que la viscosidad se da en fluidos. El comportamiento histerético afecta estructuras sometidas a cargas estática no lineales y cargas tiempo-historia no lineales.

Flores (2003) indica que, para conocer la respuesta inelástica de un sistema de masas, es necesario elaborar un modelo matemático de histéresis que determine las características de la fuerza de restitución. Entonces, se podrá definir la relación que tiene la fuerza cortante en el entrepiso con la deflexión del mismo.

Muchos modelos de histéresis están disponibles para describir el comportamiento de distintos tipos de materiales. Para la gran mayoría, la diferencia entre modelos es la cantidad de energía disipada de acuerdo con un ciclo de deformación dado, y como el comportamiento de la energía disipada cambia cuando se incrementa la cantidad de deformación. Para una secuencia progresiva de cargas y descargas, la línea que une los puntos pico en la curva carga-deflexión de cada secuencia de carga se llama *curva esquelética* o *curva backbone*. La curva que se obtiene con los ciclos de carga y descarga se llama *curva de histéresis*. En la Fig. 4.38 se aprecia un ejemplo de curvas backbone e histéresis.

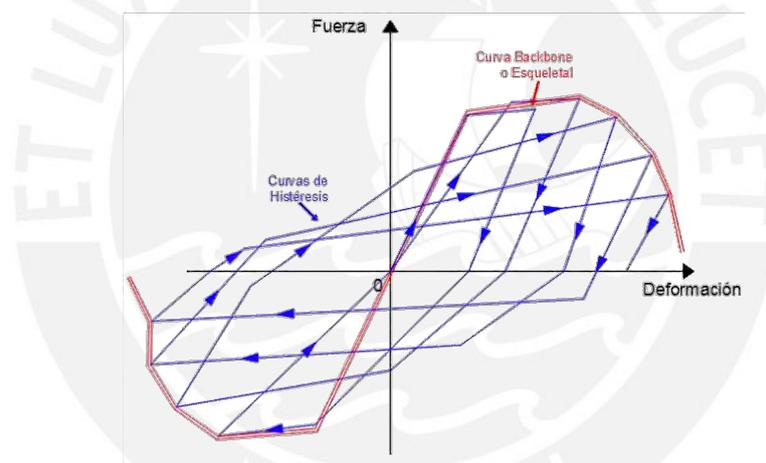


Figura 4.41: Ejemplo de una curva backbone y curvas de histéresis.

A continuación, se describirán algunos modelos histeréticos que representan el comportamiento dominante por flexión de elementos de concreto armado durante cargas cíclicas.

#### 4.3.1. Modelo Bilineal

Gracias a su simplicidad, este modelo ha sido usado ampliamente para analizar estructuras de acero y de concreto armado. En el modelo podemos definir sólo dos rigideces: la rigidez elástica y la de fluencia (Fig. 4.39). El modelo considera que las pendientes de descargar y carga en reversa son iguales a la pendiente de carga en la etapa elástica.

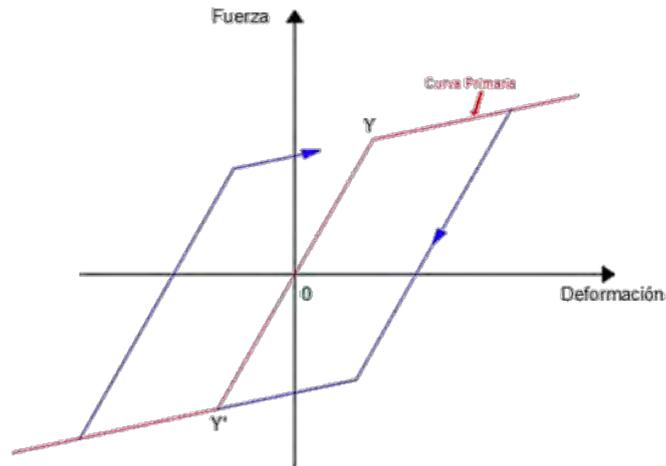


Figura 4.42: Ejemplo de modelo histerético bilineal.

### 4.3.2. Modelo de Takeda

La Fig. 4.43 es la representación del modelo histerético para el concreto que se obtuvo a través de ensayos experimentales realizados por Takeda et al. (1971). El modelo está representado por una curva que en primera instancia es trilineal y simétrica en ambos sentidos con respecto al origen. En la tercera pendiente se alcanza el punto máximo y luego empieza la curva de descarga cuya pendiente empieza a ser cada vez menor conforme se alcanza un desplazamiento (deflexión) mayor. La rigidez de descarga se puede determinar a través de una función experimental simbolizada de la siguiente manera:

$$Kr = \frac{Fc + Fy}{Dc + Dy} \left| \frac{Dm}{Dy} \right|^{-\alpha}$$

Donde:

- $c$  y  $y$ : Son los niveles de agrietamiento y fluencia respectivamente.
- $\alpha$ : Parámetro de la degradación de rigidez a la descarga.

Se considera que el modelo es adecuado para investigaciones en elementos estructurales de concreto armado brindando resultados adecuados cuando la falla que predomina es por flexión. Sin embargo, el modelo es bastante complejo debido a las distintas reglas gráficas que tienen los lazos histeréticos internos y externos. Es por ello, que diversos autores propusieron modelos más simples para su uso.

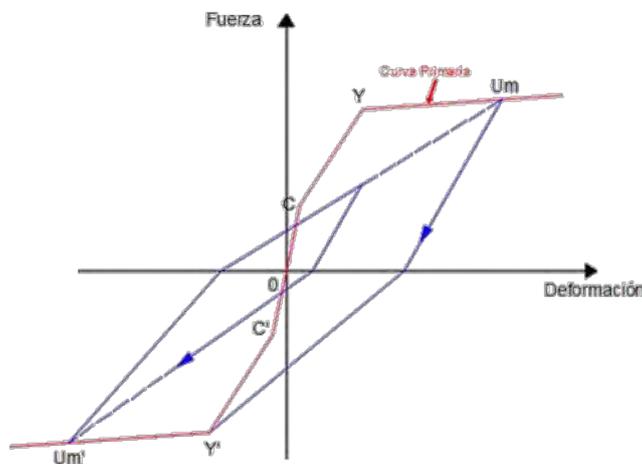


Figura 4.43: Ejemplo de modelo histerético de Takeda et al. (1971).

El modelo de Takeda será utilizado para analizar las estructuras de los edificios universitarios ya que es apropiado para elementos de concreto armado con disipación de energía más detallada. La curva ha sido utilizada ampliamente en análisis no lineales de respuesta sísmica de estructuras de concreto armado. El modelo se aplicará a cada una de las rótulas creadas durante el proceso de simulación y generación de los análisis dinámicos no lineales.

La gráfica de la curva de Takeda sigue las siguientes condiciones generales:

1. La carga de agrietamiento  $P_{cr}$ , no debe ser excedida en una dirección. La carga es en sentido contrario de una carga  $P$  en la otra dirección. Dicha carga  $P$  es más pequeña que la carga de fluencia  $P_y$ .
2. Una carga  $P_1$  es alcanzada en la curva primaria en una dirección, de tal manera que  $P_1$  es mayor que  $P_{cr}$  pero menor que la carga de fluencia  $P_y$ . Luego la carga es revertida a  $-P_2$  tal que  $P_2 < P_1$ .
3. Una carga  $P_1$  es alcanzada en la curva primaria en una dirección, de tal manera que  $P_1$  es mayor que  $P_{cr}$  pero menor que la carga de fluencia  $P_y$ . Luego la carga va en reversa con  $-P_3$  tal que  $P_3 > P_1$ .
4. Uno o más ciclos de carga han ocurrido. Ahora la carga es cero.
5. La carga  $P_y$  es excedida en una dirección.
6. La carga de fluencia es excedida en una dirección, pero la carga de agrietamiento no es excedida en el sentido contrario.
7. Uno o más ciclos de carga ocurren luego.

Este modelo tiene las siguientes características:

- En la etapa de agrietamiento y fluencia por flexión, la rigidez sufre alteraciones en su valor.
- Encontraremos que los lazos histeréticos internos siguen reglas específicas distintas a las que se siguen para graficar los lazos externos.
- Por cada descarga en donde cambia la deformación, existirá disminución de la rigidez.

#### 4.3.3. Modelo de Sina

Flores (2003) considera que este modelo parte de la versión de Takeda con la diferencia en que aplica el efecto “pinching” (incremento ligero de la rigidez inicial muy cerca al origen que es seguido luego por un incremento brusco de la rigidez) observado mayormente en modelos experimentales.

La curva primaria consiste en tres partes similares al modelo de Takeda (Fig. 4.41). La pendiente de descarga para la región pos fluencia se asume como:

$$S_1 = S_{C/Y} \left( \frac{D_Y}{D_m} \right)^\alpha$$

Donde:

- $S_{C/Y}$ : Pendiente de la línea que conecta el punto de fluencia con el punto de agrietamiento en la dirección opuesta.
- $D_Y$ : Deformación de fluencia.
- $D_m$ : Deformación máxima obtenida en la dirección de la carga.
- $\alpha$ : Constante asumida igual a 0.50.

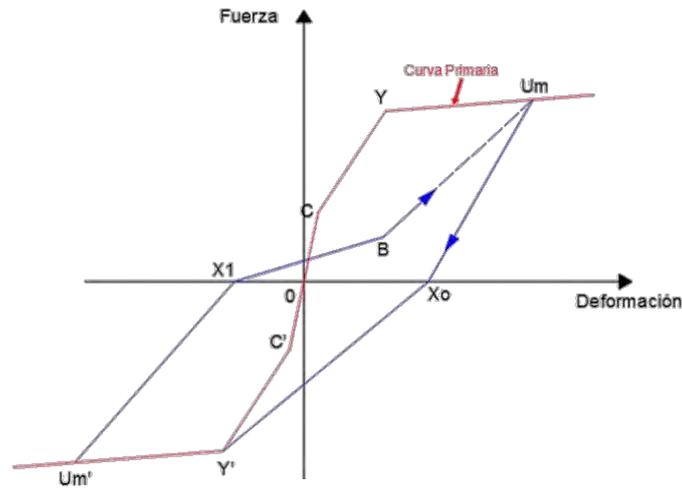


Figura 4.44: Ejemplo de modelo histerético de Sina.

#### 4.3.4. Modelo de Otani

El modelo usa una versión más simplificada y modificada del modelo de Takeda (Fig. 4.42). Su curva primaria es bilineal con el quiebre en el punto de fluencia efectiva. Considera también que existe degradación de rigidez durante la etapa de descarga.

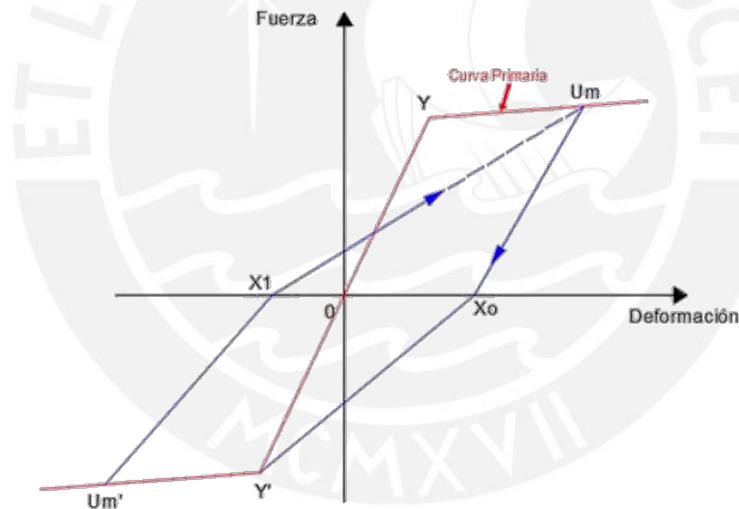


Figura 4.45: Ejemplo de modelo histerético de Otani.

#### 4.4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS “PUSHOVER”)

La curva de capacidad permite medir la resistencia de una estructura. Esta curva es un resultado consecuente del análisis pushover de una estructura, que no es otra cosa que un análisis estático no lineal. Este análisis considera una carga vertical constante en la estructura mientras se aplica una carga lateral (simula acción sísmica – Fig. 4.43) que se va incrementando con el tiempo. La representación gráfica de una curva de capacidad está conformada por el eje vertical que contiene un factor que representa la demanda solicitada en la estructura (fuerza cortante, pseudo aceleración espectral, etc.), mientras que en el eje horizontal se tiene un factor que representa la respuesta de la estructura para una determinada demanda (desplazamiento de techo, deriva, pseudo desplazamiento, etc.).

La curva de capacidad es elaborada generalmente a partir de la respuesta obtenida en el primer modo (modo fundamental) de la estructura. Se recomienda considerar esta recomendación para estructuras con periodos cortos menores a 1seg. Para estructuras mucho más flexibles, será necesario incluir el aporte de los demás periodos.

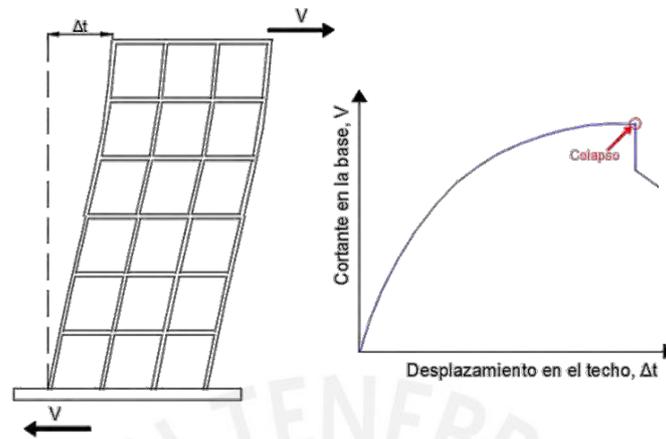


Figura 4.46: Ejemplo de ensayo monotónico y curva de capacidad.

Durante el análisis con incrementos hasta el colapso, la estructura es sometida a un incremento de manera monotónica hasta alcanzar la máxima capacidad ante desplazamientos. Este patrón de acciones laterales puede ser un patrón de cargas laterales o uno de desplazamientos (Chunque, 2013).

El patrón de cargas laterales puede tomar una forma rectangular o uniforme, triangular, parabólica entre otras (Fig. 4.44). No existe un patrón aceptado universalmente. Lo más práctico es usar como mínimo dos patrones de cargas distintos y definir la curva de capacidad en base a la envolvente de los resultados obtenidos (Moreno, 2006).

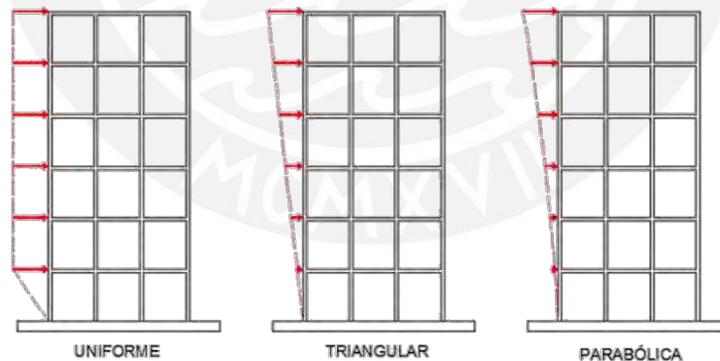


Figura 4.47: Ejemplos de patrones de cargas laterales.

Al tratarse de un patrón de desplazamientos, generalmente se consideran los desplazamientos que ocurren en los modos más significativos de vibración (puede ser el correspondiente al modo fundamental).

A través de un nudo determinado en la azotea (punto más elevado de la estructura – Fig. 4.45), que generalmente es el centro de masa del techo, se controla el incremento monotónico de la carga o el desplazamiento. Orrillo (2014) sugiere considerar un desplazamiento máximo objetivo y un estado de cargas inicial que considere los esfuerzos y deformaciones provenientes de las cargas de servicio (cargas vivas y muertas). Una sugerencia para iniciar el análisis es usar

un desplazamiento máximo objetivo igual al 150% del valor del desplazamiento inelástico obtenido en la parte más alta de la estructura sujeta a un análisis modal de respuesta espectral.

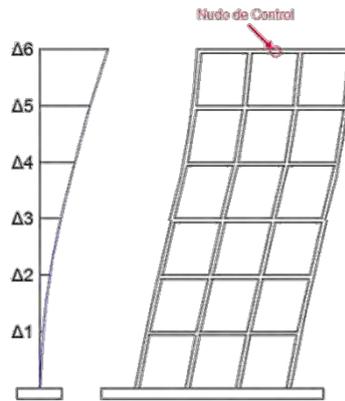


Figura 4.48: Ejemplos de desplazamientos y nudos de control en un edificio.

Durante el proceso de incremento de cargas o desplazamientos, el desplazamiento en el techo ( $\Delta t$ ) se incrementa con el tiempo, y a su vez se van registrando los valores de la fuerza cortante en la base ( $V$ ). Este proceso se repite hasta alcanzar el desplazamiento lateral máximo objetivo especificado (Chunque, 2013).

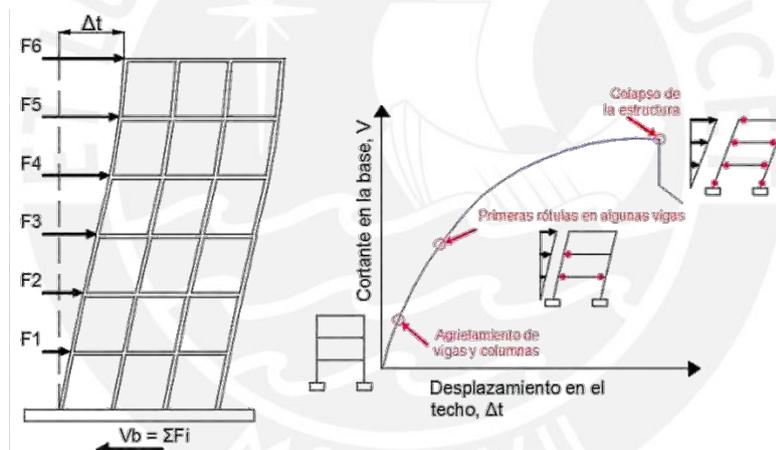


Figura 4.49: Representación de un análisis pushover y curvas de capacidad.

Borda y Pastor (2007) consideran que los puntos de interés (Fig. 4.46) dentro de la curva de capacidad son los siguientes:

- **Punto de diseño:** está definido por la cortante última “ $V_u$ ” empleada en el diseño del edificio.
- **Aparición de la primera rótula:** es la primera rótula que aparece en el edificio y los consecuentes valores de cortante y desplazamiento de techo en ese instante.
- **Punto de fluencia efectiva:** límite entre los estados elástico y plástico de la estructura.
- **Colapso:** definido como el punto donde ocurre la ruptura de la primera rótula y los valores de la cortante basal y el desplazamiento en ese instante.

#### 4.5. FLUENCIA EFECTIVA

La primera rótula es considerada como el inicio del comportamiento no lineal de una estructura, pero generalmente este evento no está relacionado a un cambio significativo en la resistencia o rigidez lateral. En otras palabras, no se genera un cambio importante en la pendiente

de la curva de capacidad. Es por esta razón que se requiere hallar un punto de fluencia en el que se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y modifique la curva de capacidad bruscamente. Dicho punto se denomina “*Fluencia Efectiva*” (Chunque, 2013).

Orrillo (2014) considera que el punto de fluencia efectiva es aquel límite entre el rango elástico de la estructura y el rango plástico de la misma. El rango elástico se ubicará a la izquierda del punto de fluencia efectiva, mientras que el rango plástico queda ubicado a su derecha de acuerdo con la Fig. 4.47.

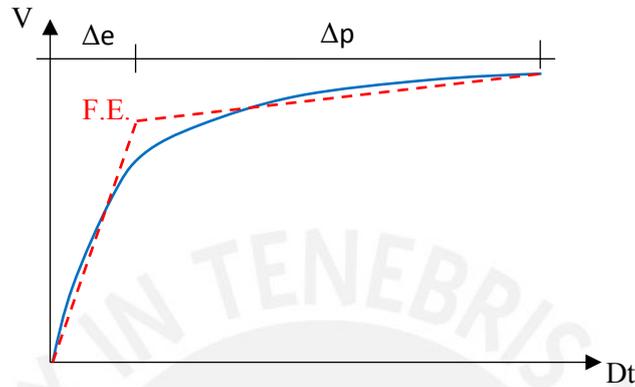


Figura 4.50: Ejemplo de la representación de un punto de fluencia.

#### 4.6. MODELO BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Para lograr calcular el punto de fluencia efectiva, asociado a una cortante de fluencia  $V_f$  y a un desplazamiento de fluencia  $D_f$ , se determina un modelo bilineal basado en la relación  $V$ - $D$ .

Aguiar (2003) sugiere cuatro criterios para determinar el punto de fluencia efectiva:

##### 4.6.1. Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal

En este método se traza la tangente a la Curva de Capacidad en el rango elástico, luego se procede a trazar una horizontal en el punto de cortante basal  $V_u$  (Fig. 4.48). La intersección de estas rectas define el punto de fluencia ( $D_f, V_f$ ).

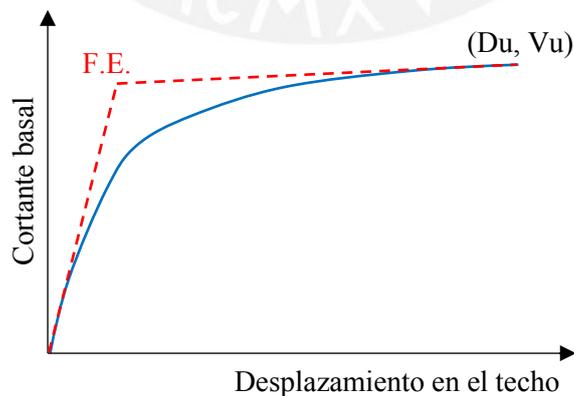


Figura 4.51: Ejemplo de rigidez tangencial horizontal para determinar el punto de fluencia de una estructura.

#### 4.6.2. Criterio de Rigideces Tangentes

En este criterio se trazan dos tangentes en la Curva de Capacidad, una correspondiente al rango elástico y la otra en la cortante basal última ( $V_u$ ). De acuerdo a la Fig. 4.49, la intersección de ambas tangentes determinará el punto de fluencia efectiva.

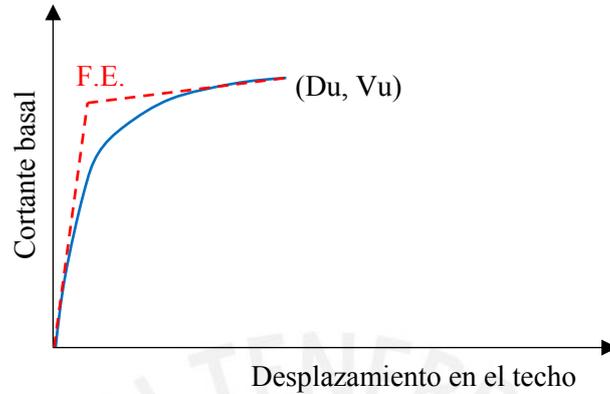


Figura 4.52: Ejemplo de rigideces tangentes para hallar el punto de fluencia efectiva de una estructura.

#### 4.6.3. Criterio de las Áreas Iguales

A través de este criterio, se igualan las áreas internas y externas de la Curva de Capacidad. El punto de fluencia efectiva se determinará a través de una serie de iteraciones hasta que ambas áreas sean aproximadamente iguales (Fig. 4.50). Este método es más elaborado ya que demanda de mayores operaciones matemáticas.

Es necesario conocer que la recta que representa el rango elástico pase por la Curva de Capacidad y la interseca en un punto donde la cortante es igual a  $0.60 V_y$ , por lo tanto, se trabaja con una rigidez secante.

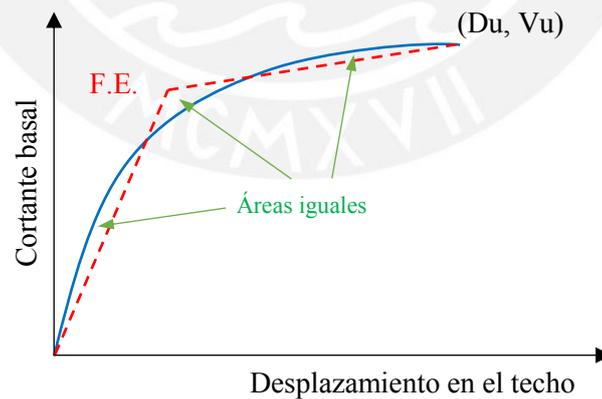


Figura 4.53: Ejemplo de rigideces tangentes para hallar el punto de fluencia efectiva de una estructura.

El método consiste en igualar el área bajo la Curva de Capacidad con el área bajo la curva del modelo bilineal.

En la Fig. 4.51 se puede apreciar una alternativa que permite hallar el Modelo Bilineal a través del criterio de las áreas iguales.

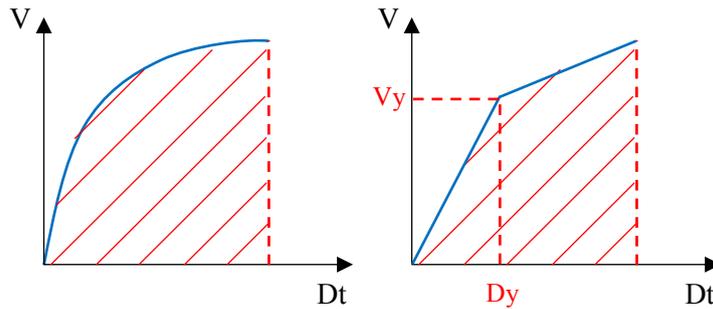


Figura 4.54: Alternativa para hallar el Modelo Bilineal con el criterio de áreas iguales.

#### 4.6.4. Ajuste por Mínimos Cuadrados

Sea la ecuación de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de fluencia efectiva de la siguiente forma:

$$V = b_1 Dt$$

Y sea la ecuación de la recta para el rango no lineal de la siguiente forma:

$$V = a_2 + b_2 Dt$$

Los valores de  $b_1$ ,  $b_2$  y  $a_2$  serán obtenidos a través de un ajuste por mínimos cuadrados (Fig. 4.52). Notar que el punto de fluencia  $Dt_y$  debe satisfacer ambas ecuaciones ya que es un punto en común. Entonces al igualar las dos ecuaciones anteriores tenemos que:

$$Dt_y = \frac{a_2}{b_1 - b_2}$$

El cálculo será iterativo y debe asumirse un valor inicial de  $Dt_y$  que permita dividir los puntos de la Curva de. Con los puntos por debajo de  $Dt_y$  se determinará la pendiente  $b_1$  y con los datos de los puntos superiores se obtendrán  $a_2$  y  $b_2$ . Finalmente, con la última ecuación, se recalcula el valor de  $Dt_y$  y se vuelve a ejecutar el ajuste hasta que el valor asumido del desplazamiento de fluencia sea muy similar al valor calculado.

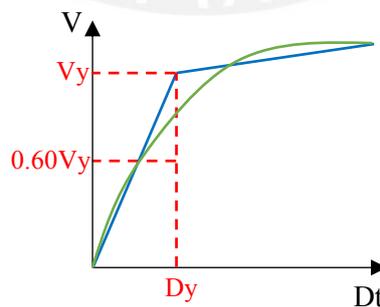


Figura 4.55: Ajuste con Mínimos Cuadrados para hallar el punto de fluencia efectiva de una determinada estructura.

#### 4.7. NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Los niveles de desempeño sísmico describen estados límites de daño que están en función de: pérdidas físicas sobre una estructura, la amenaza sobre los ocupantes y la funcionalidad de la estructura luego del sismo (ATC-40, 1996).

Es el límite máximo de daño en función de la condición resultante de los elementos estructurales y no estructurales. Los niveles de desempeño se expresan en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

En la presente investigación se aplicarán los lineamientos de la SEAOC para definir los niveles de desempeño sísmico y de estados de daño para la estructura. Sin embargo, en los siguientes párrafos, se brindará alcances generales sobre ambos criterios. No se aplican los criterios del ATC-40 porque su definición de niveles de desempeño depende de las observaciones y medición de daños en los elementos no estructurales.

##### 4.7.1. Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC 1995)

El Comité VISION 2000 define cinco niveles de desempeño sísmico identificados a través de los siguientes conceptos:

- a. **Operacional:** Nivel de desempeño sin daños. Consecuencias sobre usuarios son despreciables. Edificación es segura para sus ocupantes. Servicios se encuentran operativos en general. Sin reparaciones.
- b. **Funcional:** Daños moderados en elementos no estructurales y contenidos, y daños ligeros en elementos estructurales. Se tendrá daño limitado que no comprometerá la seguridad de la edificación. La gran mayoría de servicios deben reanudarse de inmediato pasado el sismo y unos cuantos pueden interrumpir su funcionamiento. En general, se requieren pocas reparaciones menores.
- c. **Seguridad:** Ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido del edificio. Degradación de la rigidez y pérdida de resistencia del sistema. Interrupción de servicios mecánicos y eléctricos, incluyendo las rutas de escape. Instalaciones fuera de servicio y es probable que la edificación requiera de reparaciones importantes.
- d. **Pre-Colapso:** La degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia del sistema comprometen la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Se produce la interrupción de servicios y vías de escape. El edificio es completamente inseguro y es posible que las reparaciones no resulten técnica ni económicamente factibles.
- e. **Colapso:** Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

A continuación, se resumen los niveles de desempeño y los estados de daños acordes a la definición del SEAOC (1995):

Tabla 4.1: Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995).

<i>Estado de Daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Características Principales</i>
Despreciable	Totalmente Operacional (Sin Daño)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando servicios y funciones luego del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

#### 4.7.2. Propuesta del Comité ATC-40 (1996)

La propuesta del ATC-40 considera separadamente los niveles de desempeño sísmico para elementos estructurales y no estructurales. Al final, la combinación de ambos resultará en el nivel de desempeño de la edificación.

A continuación, se resumen los niveles de desempeño y los estados de daños acordes a la definición del ATC-40 (1996) para elementos estructurales:

Tabla 4.2: Niveles de desempeño para elementos estructurales (ATC-40, 1996).

<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Características Principales</i>
<b>SP-1</b> Ocupación Inmediata	Daños muy limitados. Sistema resistente de cargas inalterado. No hay pérdida de vidas. La edificación funciona con normalidad en su totalidad
<b>SP-2</b> Daño Controlado	La vida de ocupantes no pelagra, aunque pueden verse afectados.
<b>SP-3</b> Seguridad	Daño significativo, aunque la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Riesgo de perder la vida muy bajo, aunque puede haber heridos. Quizás se requiera reparar la estructura.
<b>SP-4</b> Seguridad Limitada	Alto peligro para ocupantes. Partes de la estructura requerirán ser reforzadas para poder garantizar la Seguridad.
<b>SP-5</b> Estabilidad Estructural	Sistema estructural en el límite de un colapso parcial o total. Elevado peligro para los ocupantes y transeúntes. Se requerirán reparaciones significativas, si es que es factible.
<b>SP-6</b> No Considerado	No es un nivel de desempeño. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

#### 4.8. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES

Los niveles de desempeño están relacionados directamente a sectores definidos en la Curva de Capacidad de la estructura (Fig. 4.53). Para poder sectorizar la Curva de Capacidad es necesario conocer el punto de fluencia efectiva y separar el tramo elástico del inelástico. Dentro del tramo inelástico encontraremos cuatro sectores divididos por fracciones de  $\Delta p$  que tienen relación con cada nivel de desempeño. SEAOC (1995), a través del Comité VISIÓN 2000, propone que para cada nivel de desempeño le corresponde un rango de desplazamiento en el techo de la estructura de la siguiente manera:

Tabla 4.3: Rango de desplazamientos asociado a cada nivel de desempeño (SEAOC, 1995).

Nivel de Desempeño	Rango de Desplazamiento
Operacional	0 - ( $\Delta FE$ )
Funcional	( $\Delta FE$ ) - ( $\Delta FE + 0.30\Delta p$ )
Seguridad de Vida	( $\Delta FE + 0.30\Delta p$ ) - ( $\Delta FE + 0.60\Delta p$ )
Cerca al Colapso	( $\Delta FE + 0.60\Delta p$ ) - ( $\Delta FE + 0.80\Delta p$ )
Colapso	( $\Delta FE + 0.80\Delta p$ ) - ( $\Delta FE + \Delta p$ )

$\Delta FE$ : Desplazamiento correspondiente al punto de fluencia efectiva. Es el desplazamiento en el rango elástico de la estructura.  
 $\Delta p$ : Rango plástico.

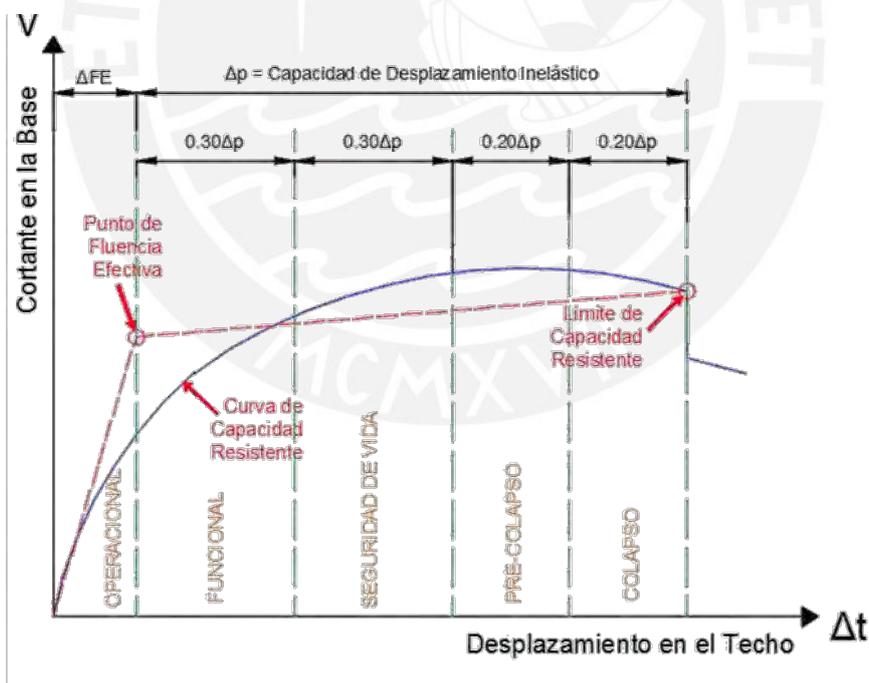


Figura 4. 56: Sectorización de Curva de Capacidad (SEAOC, 1995).

##### 4.8.1. Curva de Capacidad de la Facultad de Enfermería

La curva de capacidad para la facultad de Enfermería fue elaborada considerando dos tipos de distribución de fuerzas: coeficientes de usuario y fuerzas modales. Ambas son sencillamente definidas en el programa SAP2000 y cada distribución significa lo siguiente: la primera permite calcular las fuerzas aplicadas en los entrepisos a través de la definición de fuerzas laterales. El

cálculo de estas fuerzas se hace de forma automática al definir un coeficiente de usuario ( $C'$ ) que represente la pseudo aceleración espectral entre la gravedad:

$$C' = \frac{Sa}{g} = \frac{ZUCS}{R}$$

La ecuación está definida en la norma E.030 y es sencilla de calcular para el periodo fundamental de la edificación. En este caso, según un análisis modal de respuesta espectral, el edificio universitario de Enfermería tiene un periodo fundamental de 0.57 segundos. A este periodo le corresponde un coeficiente  $C'$  igual a 0.1406.

La forma de distribución a través de fuerzas modales considera las fuerzas calculadas en el primero modo al ejecutar un análisis modal. Su definición también es sencilla en el SAP2000 y se calcula de forma automática cuando el programa define las fuerzas del modo fundamental. De ambas definiciones se extrae el promedio de los valores calculados para definir los niveles de desempeño y estados de daño.

Los datos anteriores permitirán graficar y sectorizar la Curva de Capacidad del edificio universitario de Enfermería (Fig. 4.57) considerando la división de la zona elástica de la inelástica con el punto de fluencia efectiva.

Tabla 4.4: Sectorización de la curva de capacidad (dirección Y) considerando los lineamientos propuestos por SEAOC (1995).

Nivel de Desempeño	Máx. Deriva de Entrepiso	Desplazamiento de Techo (m)
Sin Daño	0.53%	0.049
Operacional	0.89%	0.078
Resguardo de Vida	1.23%	0.108
Cercano al Colapso	1.48%	0.127
Colapso	1.71%	0.146

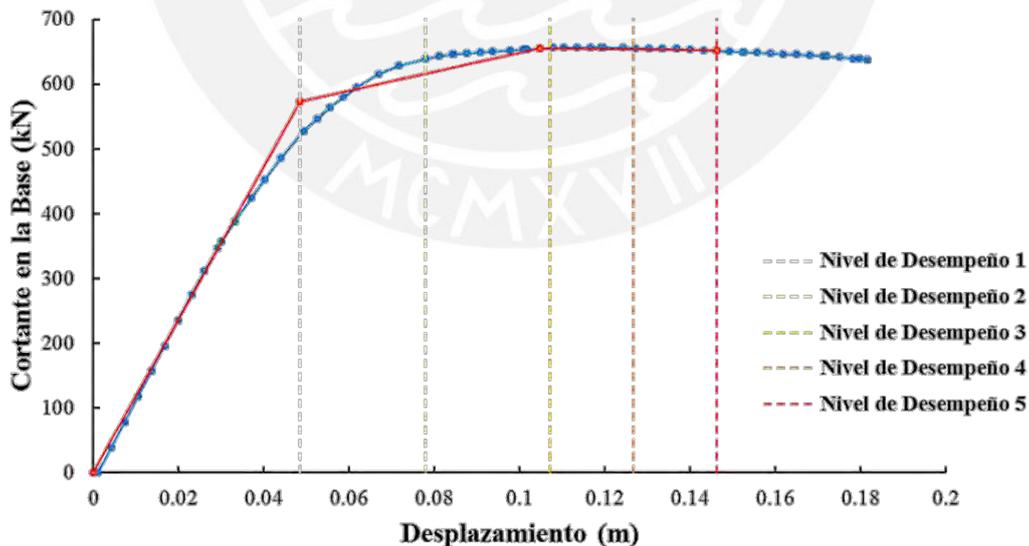


Figura 4.57: Curva de capacidad (dirección Y) para el edificio de Enfermería.

La curva de capacidad anterior representa al pórtico H de la dirección Y de la edificación. A continuación, se presentarán los datos de sectorización (Tabla 4.5) y la gráfica de la curva de capacidad (Fig. 4.58) para el pórtico 1 en la dirección X del edificio.

Tabla 4.5: Sectorización de la curva de capacidad (dirección X) considerando los lineamientos propuestos por SEAOC (1995).

Nivel de Desempeño	Máx. Deriva de Entrepiso	Desplazamiento de Techo (m)
Sin Daño	0.50%	0.015
Operacional	0.81%	0.060
Resguardo de Vida	1.15%	0.099
Cercano al Colapso	1.34%	0.119
Colapso	1.53%	0.126

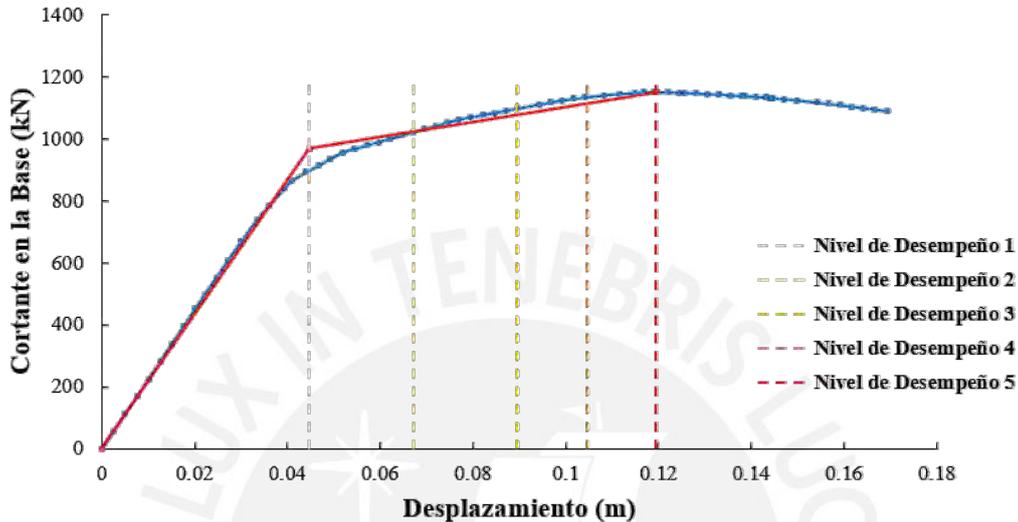


Figura 4.58: Curva de capacidad (dirección X) para el edificio de Enfermería.

Podemos observar que la curva de capacidad en la dirección X tiene menores desplazamiento en cada uno de sus niveles de desempeño en comparación con la curva de capacidad en la dirección Y. Esto indica que el pórtico en X tiene menor ductilidad y menor energía de disipación que el pórtico en Y. Los límites entre cada uno de los niveles de desempeño disminuyen en la dirección X y la edificación es más susceptible de sufrir mayor daño ante el crecimiento del nivel de intensidad sísmica en comparación con la dirección Y.

#### 4.8.2. Curva de Capacidad de la Facultad de Ingeniería Electrónica

La curva de capacidad para la facultad de Ingeniería Electrónica será definida de la misma forma que en edificio de Enfermería, a través de fuerzas definidas por coeficientes de usuario ( $C'$ ) y de las fuerzas del primer modo.

Tabla 4.6: Sectorización de la curva de capacidad considerando los lineamientos propuestos por SEAOC (1995).

Nivel de Desempeño	Max. Deriva de Entrepiso	Desplazamiento de Techo (m)
Sin Daño	0.44%	0.064
Operacional	0.77%	0.109
Resguardo de Vida	1.19%	0.168
Cerca al Colapso	1.45%	0.210
Colapso	1.63%	0.242

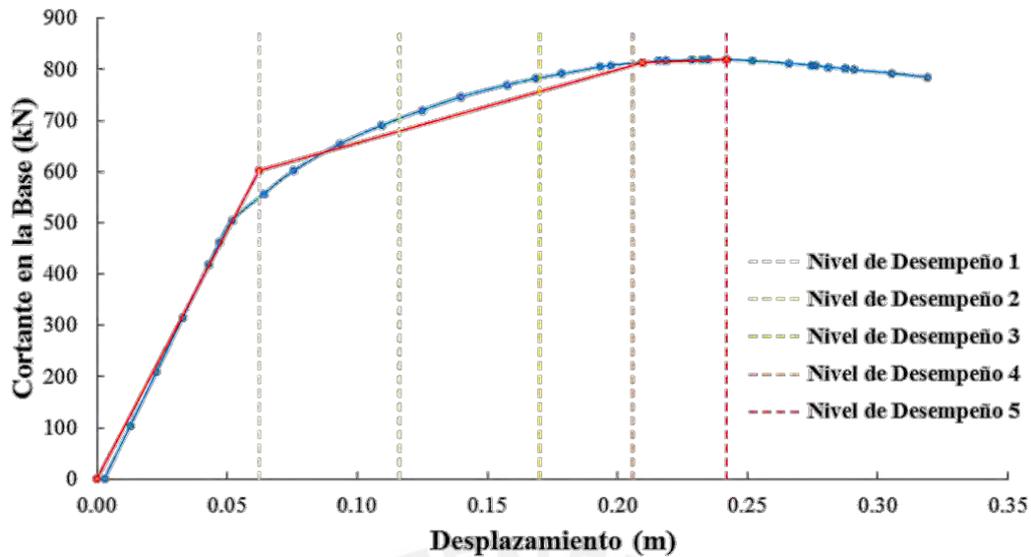


Figura 4.59: Curva de capacidad para el edificio de Electrónica.

Las curvas de capacidad permitirán definir los estados límite de daño para graficar las curvas de fragilidad analíticas. Los estados de daño están relacionados directamente a un nivel de desempeño específico (SEAOC, 1995). Las curvas de capacidad brindarán las derivas máximas de entrepiso para cada nivel de desempeño calculado anteriormente. Estas derivas máximas son denominadas Parámetros Identificadores del Daño (PID) y son valores influyentes en la gráfica de las funciones de fragilidad.

## V. DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

### 5.1. PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico es la probabilidad de que en una determinada región se produzcan movimientos sísmicos de cierta importancia o intensidad dada dentro de un plazo determinado de tiempo. En general, el término intensidad se hace extensivo a características del sismo como: magnitud, aceleración máxima, aceleración espectral, velocidad espectral, desplazamiento espectral del suelo, valor medio de la intensidad de Mercalli Modificada, entre otras.

El peligro sísmico puede determinarse a partir de dos métodos que son:

- Cálculo del peligro sísmico determinístico.
- Cálculo del peligro sísmico probabilístico.

El primer enfoque se encarga de cuantificar el peligro sísmico considerando el sismo más destructivo que pueda ocurrir en el sitio, considerando la historia sísmica local. Se encarga de expresar el peligro en términos absolutos del mayor evento. Por otro lado, el método probabilístico permite cuantificar el peligro considerando todos los posibles sismos que pudiesen ocurrir en la zona en análisis, asociados a un valor de probabilidad.

Ya que nuestras estructuras tienen un tiempo de vida útil mucho menor que el tiempo de recurrencia de los grandes terremotos, es que el enfoque probabilístico se presenta como una mejor herramienta para el análisis y toma de decisiones.

#### 5.1.1. Peligro Sísmico Determinístico

La estimación del peligro sísmico determinístico (DSHA – Deterministic Seismic Hazard Analysis) es el enfoque más antiguo cuya evaluación se basa a partir del evento sísmico más grande que se presente en el área de estudio. Entonces se describe la ocurrencia asumida de un terremoto de cierto tamaño con una posición específica.

La estimación determinística de peligro sísmico tiene la ventaja de ser muy simple y claro, ya que se puede determinar directamente el valor de peligro en el sitio y actualizarlo a medida que se obtenga información reciente respecto al sismo máximo (Bolaños y Monroy, 2004).

El peligro sísmico determinístico puede ser descrito como un proceso de cuatro pasos (Reiter, 1990), consistentes en:

- Paso 1:** Identificación y caracterización de todas las fuentes sismogénicas capaces de producir movimientos sísmicos significativos en el sitio de interés. La caracterización de la fuente incluye la definición de la geometría de cada fuente y su potencial sísmico.
- Paso 2:** Selección del parámetro de distancia fuente-sitio para cada fuente. En la mayoría de los análisis de peligro sísmico determinísticos, se selecciona la menor distancia entre la fuente y el sitio de interés. La distancia puede estar expresada en distancias epicentrales o hipocentrales, dependiendo de los valores usados en las relaciones de predicción.
- Paso 3:** Selección del terremoto dominante (es decir, el terremoto que se espera que produzca los mayores niveles de movimiento), generalmente expresado en término de algún parámetro del movimiento sísmico en el sitio. La selección se hace comparando el nivel de sacudimiento producido por los terremotos identificados en el paso (1),

asumiendo que éstos ocurren a las distancias determinadas en el paso (2). El terremoto dominante se describe en términos de su tamaño (usualmente expresado por la magnitud) y la distancia del sitio de interés.

**Paso 4:** El peligro en el sitio es formalmente definido, usualmente en términos del movimiento sísmico producido en el sitio por el terremoto dominante. Sus características son descritas por valores picos de aceleración, velocidades y ordenadas del espectro de respuesta, parámetros que son obtenidos mediante relaciones de predicción, basadas fundamentalmente en ecuaciones de atenuación de ondas.

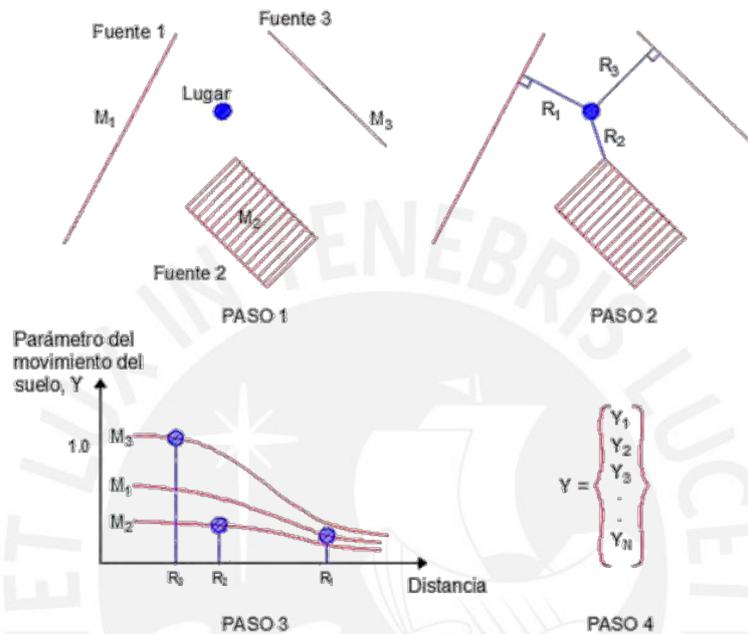


Figura 5.1: Esquemática de los cuatro pasos para el análisis del peligro sísmico determinístico (Adaptado de Kramer, 1996).

Sin embargo, un análisis determinístico no considera las incertidumbres en las magnitudes y en la ubicación de los terremotos. Adicionalmente no considera la influencia del nivel de movimiento del suelo que pueda ocurrir durante el tiempo de vida de una estructura, resultando no muy apropiado a la hora de tomar decisiones.

### 5.1.2. Peligro Sísmico Probabilístico

Esta metodología es de gran utilidad ya que considera la variabilidad en: magnitud y ubicación de los sismos, movimiento del suelo y respuesta de la estructura. Podemos indicar que el peligro sísmico probabilístico (PSHA – Probabilistic Seismic Hazard Analysis) ha permitido en los últimos años, identificar, cuantificar y combinar la variabilidad de las incertidumbres para generar un resultado más acorde con la realidad.

La estimación del PSHA puede ser descrita en cuatro pasos de la siguiente manera:

**Paso 1:** Similar al método determinístico, en este paso se deben caracterizar las fuentes sismogénicas, pero se debe adicionar la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico dentro de la misma fuente. En todos los casos, es típico que se considere una distribución uniforme de probabilidades que indique que un terremoto tiene la misma probabilidad de presentarse en cualquier ubicación dentro de la fuente. Luego para calcular las probabilidades distancia fuente-sitio, se deben combinar las probabilidades de ocurrencia de los eventos con la geometría de la fuente.

- Paso 2:** A continuación, se debe tomar en consideración la ley de recurrencia sísmica que indica la razón promedio en que un determinado evento sísmico será superado en un intervalo de tiempo definido. Esta relación permite considerar un rango de magnitudes de terremotos, sin limitarse a elegir un único terremoto como sucede en el método determinista.
- Paso 3:** En este paso, se hará uso de las llamadas leyes de atenuación que permitirá estimar un terremoto en un determinado lugar tomando en consideración la magnitud del mismo y la distancia del punto con respecto a la fuente.
- Paso 4:** Al final, la probabilidad de excedencia que indica que un determinado parámetro que representa el movimiento sísmico es superado durante un periodo de tiempo específico, es calculada a través de la combinación de las incertidumbres en la ubicación, magnitud y leyes de atenuación.

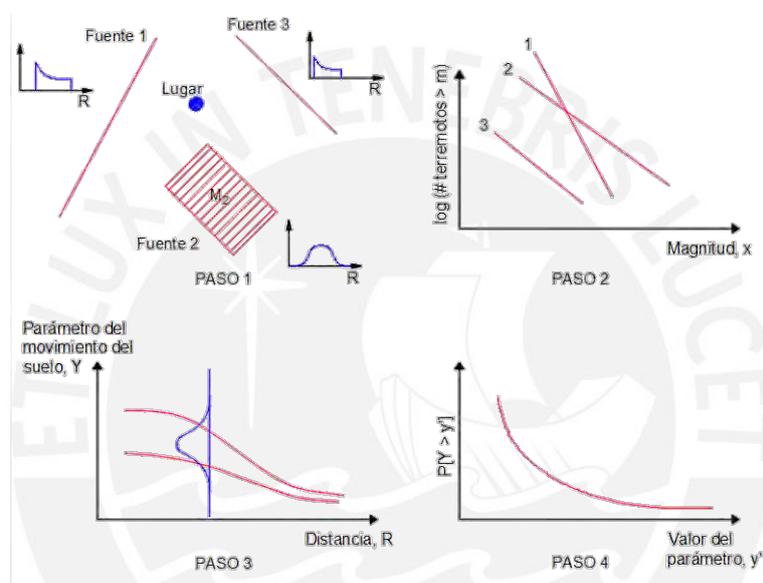


Figura 5.2: Esquematización de los cuatro pasos para el análisis del peligro sísmico probabilístico (Adaptado de Kramer, 1996).

### 5.1.3. Fundamentos de la Estimación del Peligro Sísmico

Bolaños y Monroy (2014) indican que los modelos estadísticos hoy en día permiten predecir la ocurrencia de eventos sísmicos con cierta precisión usando información registrada en el pasado. Algunos métodos conocidos son, por ejemplo: Markov y Poisson. El primero difiere del segundo en que su predicción está dependiente de eventos sísmicos que ocurrieron antes. Por otro lado, el modelo de Poisson asume que los terremotos son espacial y temporalmente independientes, y que dos eventos sísmicos no pueden ocurrir en el mismo lugar ni en el mismo instante. A esta probabilidad de pone un valor igual a cero. El modelo de Poisson se ajusta bastante bien a la predicción de eventos sísmicos de gran magnitud que son los de mayor interés para los investigadores.

La ecuación del modelo de Poisson tiene la siguiente forma general:

$$P_n(t) = \frac{e^{-\lambda t} (\lambda t)^n}{n!}$$

Donde:

$P_n(t)$ : Probabilidad de que existan eventos sísmicos en un periodo  $t$ .  
 $n$ : Número de eventos.  
 $\lambda$ : Tasa anual de excedencia.

Según la teoría de las Probabilidades, se puede calcular la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico a pesar de que este sea de carácter aleatorio. Entonces, la ocurrencia de un determinado evento  $X$  que depende de la ocurrencia de otros eventos denominados:  $E_1, E_2, \dots$  hasta  $E_n$ , que no depende uno del otro y que en conjunto forman un todo; permitirá estimar que la probabilidad de ocurrencia del evento  $X$  este dada por la siguiente formulación:

$$P(X) = \sum_i^n P(X/E_i)P(E_i)$$

Donde:

$P(X/E_i)$ : Probabilidad condicional que  $X$  ocurra, dado que  $E_i$  ocurra.

Si consideramos que el  $PGA$  de un determinado lugar representa la aceleración generalizada de un sismo ( $A$ )

Podemos definir que la aceleración generalizada ( $A$ ) de una determinada zona puede estar representada por su  $PGA$ , cuyo valor depende del tamaño del sismo y su distancia frente al origen del terremoto. Asumiremos que el tamaño del sismo ( $s$ ) puede estar representado por una función de densidad de probabilidad  $f_s(s)$ , mientras que la distancia o localización ( $R$ ) estará definida por la función de densidad de probabilidad  $f_R(r)$ . Entonces, considerando que el valor de  $A$  representa un valor de la intensidad sísmica  $I$  de un sismo, la probabilidad de que una determinada intensidad (peligro sísmico) sea igual o mayor estará definida por:

$$P(A \geq a) = \int \int P[A/(s, r)] f_s(s) f_R(r) ds dr$$

Esta ecuación resume toda la teoría que desarrolló Cornell (1968) al estimar el peligro sísmico de un determinado lugar. La evaluación de esta integral es efectuada por el programa de cómputo CRISIS 2007 desarrollado por Ordaz et al (1999).

#### 5.1.4. Fuentes Sísmicas

Bolaños y Monroy (2004) indicaron lo siguiente: “La sismicidad de una región se describe a partir de la distribución de los eventos sísmicos en cuanto a su ubicación en el espacio, su tamaño y su tiempo de recurrencia. Las fuentes sísmicas se utilizan para representar esta sismicidad, agrupando eventos con características espaciales similares que ocurren en distintas zonas de la corteza”.

##### 5.1.4.1. Incertidumbre Espacial

Con la finalidad de describir las características sismogénicas de un determinado lugar, será necesaria la elaboración de mapas de la distribución espacial de los sismos, que nos brinden los límites de las fuentes sismogénicas. De acuerdo con la Fig. 5.3, una fuente sismogénica puede clasificarse como puntual, lineal o volumétrica, dependiendo de las características tectónicas de las fuentes o de la distribución espacial de sus sismos.

Si tenemos una zona específica donde ocurren sismos que está adecuadamente determinada por su ubicación con respecto al lugar de análisis y que cuya distancia no sufre grandes alteraciones (es constante), puede clasificarse como una fuente puntual. Un claro ejemplo de ello son los lugares con actividad volcánica donde la actividad sísmica se concentra en esos puntos. En cambio, si tenemos numerosos registros sísmicos ocurridos alrededor de una falla plana bien definida y a poca profundidad (presenta un solo alineamiento), podemos definirla como una fuente lineal. Una fuente volumétrica será definida como tal cuando no es posible determinar un sentido, dirección, mecanismo o extensión de los sismos que pueden acontecer en una determinada zona. Las zonas de subducción que son profundas y con fallas esparcidas sin patrón alguno, son ejemplos claros de fuentes volumétricas. Cuando se tenga fuentes sismogénicas mucho más complejas por representar, será necesario utilizar métodos numéricos. En este caso se divide las fuentes irregulares en elementos discretos más pequeños que simulen una fuente puntual. A mayor cantidad de divisiones, mayor será la precisión y mayor el costo computacional en el cálculo de la función de densidad de probabilidad.

Dentro del PSHA se asume que los sismos tienen la misma probabilidad de ocurrencia dentro de una misma fuente, pero ello no quiere decir que la distancia desde el origen hasta el punto de estudio sea la misma (distancia sitio-fuente). Para tomar en consideración la incertidumbre en la distancia de la fuente al sitio de interés, es necesario usar una función de densidad de probabilidades.

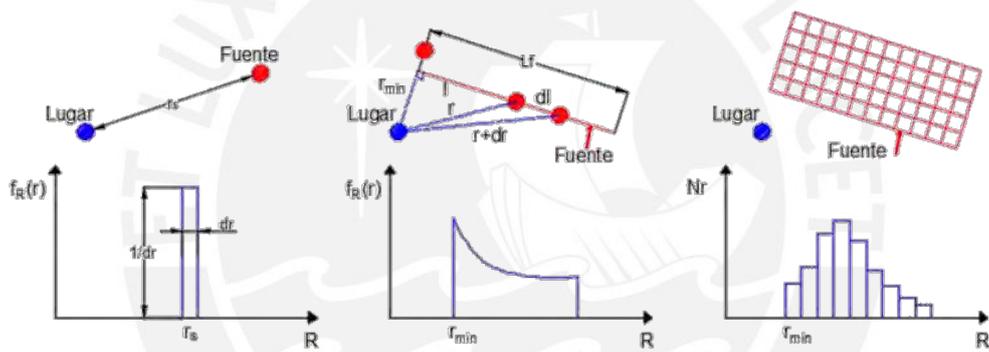


Figura 5.3: Ejemplos de variaciones de la distancia de la fuente-sitio para distintas geometrías de fuentes sismogénicas (Adaptado de Kramer, 1996).

#### 5.1.4.2. Incertidumbre en el Tamaño del Evento – Ley de Recurrencia Gutenberg y Richter

Para considerar la distribución de los sismos con distinta magnitud dentro de un intervalo de tiempo dado, será necesario la utilización de la ley de recurrencia sísmica (Gutenberg, Richter, 1944) o del modelo característico usado para estudiar la distribución de sismos en fallas individuales (Youngs R., Coppersmith K., 1985).

La hipótesis que tiene el análisis probabilístico del peligro sísmico es que la relación de recurrencia obtenida de una sismicidad pasada es apropiada para predecir la sismicidad futura. Gutenberg y Richter (1944) estudiaron la información obtenida de sismos de California durante varios años y la organizaron para obtener la variación de magnitudes durante ese periodo de tiempo. Ellos dividieron el número de excedencias de cada magnitud por el intervalo de tiempo en estudio y definieron una tasa o razón anual de excedencia  $N_m$  de un sismo de magnitud  $m$  (Fig. 5.4).

Como resultado de la relación de ocurrencia se obtuvo una tendencia lineal entre la tasa o razón anual de excedencia de los sismos en California, y brindaron la siguiente expresión ajustada a tal relación:

$$\text{Log}N_m = a - bm$$

Donde:

- $N_m$ : Número acumulativo de sismos de magnitudes mayores a la magnitud del sismo  $m$ .
- $a$  y  $b$ : Constantes propias de cada región, obtenidas por regresión de una base de datos de la sismicidad de la fuente de interés. La constante  $b$  describe la ocurrencia de sismos de magnitudes grandes y pequeñas.

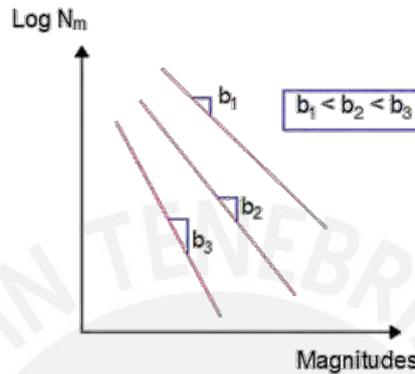


Figura 5.4: Ejemplo de relaciones de recurrencia de Gutenberg y Richter.

En la gráfica anterior observamos que a medida que el valor de  $b$  aumenta, los sismos con magnitudes mayores disminuyen y viceversa. La relación de recurrencia anterior también puede expresarse como:

$$N_m = 10^{a-bm}$$

$$\ln N_m = \ln 10^{a-bm}$$

$$N_m = e^{\ln 10^{a-bm}}$$

$$N_m = e^{\ln\left(\frac{10^a}{10^{bm}}\right)}$$

$$N_m = e^{\ln 10^a - \ln 10^{bm}}$$

$$N_m = e^{a \cdot \ln 10 - bm \cdot \ln 10}$$

$$N_m = e^{\alpha - \beta m}$$

La ecuación anterior nos indica que la relación G-R considera una distribución exponencial de magnitudes sísmicas y cubre rangos infinitos de las mismas. Por tal motivo para propósitos de ingeniería, no se consideran los efectos que producen los eventos de pequeñas magnitudes y solo se tomarán en cuenta las magnitudes que pueden causar daños.

La última ecuación puede expresarse como:

$$N_m = e^{\alpha} e^{-\beta m}$$

Y se puede expresar también en función de una magnitud mínima de sismo:

$$N_m = e^{\alpha} e^{-\beta m_{min}} \cdot e^{-\beta m + \beta m_{min}}$$

$$N_m = e^\alpha e^{-\beta m_{min}} \cdot e^{-\beta(m-m_{min})}$$

Ahora si consideramos un número de eventos sísmicos  $N_m$  mayores a una magnitud mínima ( $m_{min}$ ), la ecuación se expresaría de la siguiente forma:

$$N_m = v \cdot e^{-\beta(m-m_{min})}; \text{ para } m > m_{min}$$

Dónde:  $v = e^\alpha e^{-\beta m_{min}}$  es la razón o tasa media anual de excedencia.

Para determinar el número de eventos mayores a una magnitud mínima ( $m_{min}$ ) que pueden presentarse hasta la ocurrencia de un evento sísmico  $m$ , se puede reescribir la ecuación anterior y convertirla en una función de distribución acumulativa complementaria (*CDF*) de la función exponencial desplazada o en otras palabras se expresa la probabilidad de excedencia de la magnitud mínima. Entonces tendremos lo siguiente:

$$F_M(m) = v \cdot (1 - e^{-\beta(m-m_{min})})$$

Al diferenciar la función anterior, obtenemos la función de distribución de probabilidades (*PDF*) para las magnitudes mayores a  $m_{min}$ :

$$nm = \frac{dF_M(m)}{dm} = f_M(m) = v \cdot (\beta e^{-\beta(m-m_{min})})$$

Ya que cada fuente sísmica estudiada y asociada a una magnitud máxima que no puede exceder (Mc Guire, 1976), será necesario truncar la *PDF* a una magnitud máxima ( $m_{max}$ ) de la siguiente manera:

$$nm = f_M(m) = v \left[ \frac{\beta \cdot e^{-\beta(m-m_{min})}}{1 - e^{-\beta(m_{max}-m_{min})}} \right]; m \leq m_{max}$$

Integrando la ecuación anterior tendremos:

$$Nm = v \left[ \frac{e^{-\beta(m-m_{min})} - e^{-\beta(m_{max}-m_{min})}}{1 - e^{-\beta(m_{max}-m_{min})}} \right]; m_{min} \leq m \leq m_{max}$$

Donde:

- $v$ : Razón o tasa media anual de excedencia.
- $\alpha$  y  $\beta$ : Constantes propias de cada región, y que son definidos a partir de la tasa de excedencia de cada una de las fuentes sísmicas.
- $m$ : Magnitud en la cual se requiere analizar la recurrencia.
- $m_{max}$ : Máxima magnitud que se puede generar en una región dada.
- $m_{min}$ : Mínima magnitud en la cual se ha limitado a una región, también se le denota por  $M_c$  o magnitud mínima umbral.

Los parámetros  $a$  y  $b$  se calculan mediante el método de mínimos cuadrados o el método de máxima verosimilitud. El primer método, según Weichert (1980), solo es aplicable cuando las variables aleatorias, cumplan con ser distribuidas independientes e idénticamente, cuando se realiza la acumulación de sucesos no se cumple la premisa anterior, en donde un poco de sismos grandes influyen en los resultados del valor  $b$ ; el segundo método utilizado por primera vez por Aki y Utsu (1965), produjo estimaciones más estables de los parámetros cuando existe la ocurrencia de grandes terremotos poco frecuentes.

Esta ecuación definitiva representa la razón anual de excedencia obtenida de la relación de Gutenberg-Richter con límites mínimos y máximos para las magnitudes.

### 5.1.4.3. Incertidumbre Temporales

Como se comentó anteriormente, el modelo de Poisson tiene la facultad de describir la incertidumbre temporal de la ocurrencia de los sismos y permite estimar las probabilidades de ocurrencia de estos durante un intervalo de tiempo definido. Las características que tiene el método de Poisson son las que mencionamos a continuación:

- Se considera despreciable o igual a cero aquella probabilidad en la ocurrencia de más de un evento sísmico con intervalos de tiempo muy cortos.
- La probabilidad de ocurrencia de un determinado evento dentro de un intervalo de tiempo definido es totalmente independiente de la probabilidad de ocurrencia de otro evento en un intervalo de tiempo distinto.
- La probabilidad de ocurrencia durante un intervalo de tiempo muy corto es proporcional a la longitud de ese intervalo de tiempo.

Entonces, según Benjamín y Cornell (1970), la probabilidad de ocurrencia de algún evento sísmico en un tiempo  $t$  definido por una distribución de Poisson es:

$$P[N = n] = \frac{(\lambda t)^n e^{-\lambda t}}{n!}; n = 1, 2, 3, \dots$$

Donde:

- $\lambda$ : Razón anual de ocurrencias de sismos que exceden un valor del parámetro del movimiento del suelo específico (aceleración máxima o movimiento del suelo).
- $t$ : Intervalo de tiempo de interés.
- $N$ : Cantidad de ocurrencias de sismos que se presentan durante un tiempo  $t$  y que excederán un valor del parámetro del suelo específico.

De la ecuación anterior y considerando la probabilidad de ocurrencia de por lo menos un evento en un periodo de tiempo  $t$ , se tiene lo siguiente:

$$P[N \geq 1] = P[N = 1] + P[N = 2] + P[N = 3] + \dots + P[N = \infty]$$

$$P[N \geq 1] = 1 - P[N = 0]$$

$$P[N \geq 1] = 1 - e^{-\lambda t}$$

### 5.1.4.4. Fuentes Sísmicas para el Perú

Para analizar el peligro sísmico de una determinada zona es necesario obtener la contribución de cada fuente sísmica en el resultado. Como parte de ella se deben distinguir su geometría, sus magnitudes máxima y mínima que cada fuente puede desarrollar, elegir la profundidad que represente al evento sísmico dentro de la fuente y reconocer el tipo de mecanismo que gobierna el movimiento del suelo dentro de la fuente para asignarle un modelo o ley de atenuación.

El Perú se encuentra en una región que presenta una de las más altas sismicidades a nivel mundial. Su actividad sísmica está gobernada por la interacción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, así como de los reajustes que se producen en la corteza terrestre (Bernal y Tavera, 2002). El proceso de subducción de la placa de Nazca tiene tres formas tectónicas importantes que brindan ciertas características a los eventos sísmicos que se producen y las fallas que representan (Fig. 5.5). Estas formas son las siguientes:

- a. La zona de subducción de interfase poco profunda.
- b. La zona de subducción de intraplaca profunda.
- c. La zona de corteza continental de la placa Sudamericana.

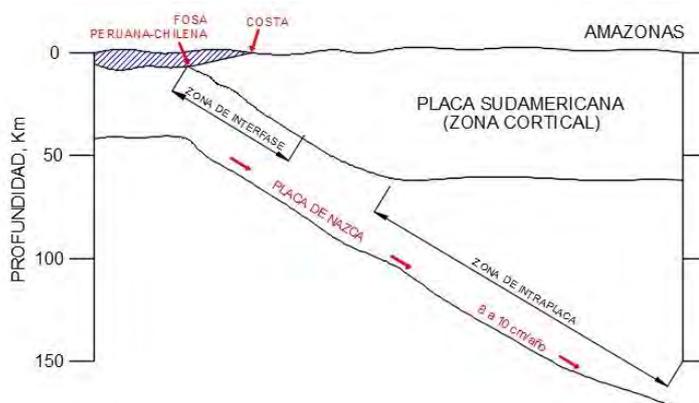


Figura 5.5: Corte vertical del proceso tectónico en la zona de subducción (Bariola, 2001).

En la zona de subducción de interfase poco profunda se observa el acoplamiento de las placas de Nazca y Sudamericana además de mecanismos gobernados bajo procesos compresivos. A nivel mundial, la mayor parte de sismos ocurre en esta zona y se presentan más o menos entre 40 y 50 kilómetros de profundidad, cuyas magnitudes  $M_w$  pueden llegar hasta 9.0.

En cambio, en la zona de subducción de intraplaca se observa que ocurren eventos tensionales ubicados en el tramo descendente de la placa de Nazca, donde los sismos son producidos por fallas normales, cuyas magnitudes  $M_w$  pueden llegar hasta 8.0.

Por otro lado, la zona de corteza continental perteneciente a la placa Sudamericana está sujeta a esfuerzos tectónicos compresionales debido a su convergencia con la placa de Nazca. Esto ha dado como resultado el arrugamiento y levantamiento del margen continental durante un proceso orogénico muy complejo, cuyo resultado final fue la formación de la cordillera de los Andes. La zona de la corteza está caracterizada por eventos moderados, con fallas con ángulo de buzamiento pequeño y con magnitudes  $M_w$  entre 6,0 y 7,5; presentadas a lo largo de los márgenes occidental y oriental de la cordillera de los Andes (Bolaños y Monroy, 2004).

Las fuentes sísmicas utilizadas para representar la sismicidad del País corresponden a las propuestas por 4 diferentes trabajos de investigación que se detallan a continuación:

1. Bolaños y Monroy (2004) propuso 20 fuentes sismogénicas.
2. Gamarra (2009) brindó 20 fuentes sismogénicas.
3. De la Cruz Marsano (2011) planteó 20 fuentes sismogénicas.
4. Tavera et al. (2014) brindó 33 fuentes sísmicas.

Se debe tomar en consideración que todas las fuentes sísmicas fueron modeladas como fuentes volumétricas, debido a la insuficiencia de datos para modelar fallas como fuentes lineales (Castillo y Alva, 1993).

- **Fuentes Sismogénicas de Bolaños y Monroy (2004)**

Las fuentes fueron agrupadas en fuentes de subducción y de corteza. Estas fuentes provienen de las propuestas por Catillo y Alva (1993), que las definieron en base a la distribución espacial de la sismicidad y en los aspectos neotectónicos del Perú.

La interacción entre las placas de Nazca y Sudamericana están representadas por las fuentes de subducción superficial (0-70 kilómetros), fuentes con profundidad intermedia (71-300 kilómetros) y fuentes que representan la sismicidad profunda (500-700 kilómetros).

La subducción superficial está representada por las fuentes 1 a 5 ubicadas a lo largo de la costa. Las fuentes de corteza están representadas por las fuentes 6 a la 12. La sismicidad de profundidad intermedia está representada por las fuentes 13 al 19. La sismicidad profunda la representa la fuente 20. Bolaños y Monroy (2004) proponen una modificación en las fuentes 3, 4 y 8 debido a la variación de distribución espacial de sismos con respecto a los últimos 10 años.

- **Fuentes Sismogénicas de Gamarra (2009)**

En total se definieron 20 fuentes sismogénicas. Las fuentes 1 a 5 representan la sismicidad de subducción de interfase. Las fuentes de 6 a 14 representan la sismicidad de subducción de intraplaca. Las fuentes 15 a 20 representan la sismicidad de corteza superficial en el interior de la placa Sudamericana. Las fuentes de subducción de interfase y las fuentes continentales fueron definidas considerando las fuentes propuestas por Castillo y Alva (1993).

- **Fuentes Sismogénicas de De la Cruz (2011)**

En el presente estudio se han determinado 14 fuentes sismogénicas de subducción, en las cuales se han diferenciado los mecanismos de interfase (*IFF1, IFF2, IFF3, IFF4 y IFF5*) y de intraplaca superficial (*ISF6, ISF7, ISF8, ISF9 y ISF10*) e intermedia (*IIF11, IIF12, IIF13 y IIF14*). Así mismo se han utilizado 6 fuentes sísmicas continentales (*CF15, CF16, CF17, CF18, CF19 y CF20*).

La interpretación de los anteriores códigos es como sigue: la primera letra significa el mecanismo focal, y la fuente sísmica puede ser de interfase (IF), intraplaca superficial (IS), intraplaca intermedia (II), cortical (C); luego, acompañado por la fuente (F) y por un número 1 aparece el conteo de las fuentes, como por ejemplo IFF1: mecanismo de interfase fuente número 1.

- **Fuentes Sismogénicas de Tavera et al. (2014)**

En este estudio se propone 33 nuevas fuentes sismogénicas en base a la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción (interface), a los principales sistemas de fallas (corticales) y a la geometría de la placa de Nazca por debajo del continente (intraplaca). Por ejemplo, a diferencia de estudios anteriores, la sismicidad intraplaca que se agrupa entorno a la ciudad de Pucallpa y que ha dado origen a sismos importantes con magnitudes de 7.2Mw con efectos secundarios en superficie (deslizamientos y licuación de suelos), ha sido considerada de manera independiente como una fuente sismogénica. Las fuentes sismogénicas se distribuyen de la siguiente manera: F-1 a F-8 para la sismicidad interface, F-9 a F-19 para la sismicidad asociada a la deformación cortical y F-20 a F-33 para la sismicidad intraplaca. Los datos de dichas fuentes aparecen en las Tablas 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5.

Luego de un proceso comparativo entre los cuatro trabajos de investigación antes mencionados, se llegó a la conclusión que las fuentes sismogénicas de Tavera et al. (2014) brindan resultados bastante semejantes con el mapa de peligro sísmico de la normativa sismorresistente peruana E.030 y con las aceleraciones calculadas por el Instituto Geofísico del Perú (IGP). Además, se debe tomar en cuenta que los datos de este estudio son los más actualizados en comparación con los demás.

Tabla 5.1: Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014).

Fuente	Coordenadas Geográficas			Fuente	Coordenadas Geográficas		
	Longitud	Latitud	Profundidad (km)		Longitud	Latitud	Profundidad (km)
F1	-71.41	-19.345	30	F5	-79.214	-11.167	30
	-71.411	-22.049	30		-77.915	-10.509	60
	-69.498	-22.049	75		-79.509	-7.226	60
	-69.497	-18.743	75		-81.085	-8.035	30
	-70.983	-17.299	75		-81.736	-6.249	30
F2	-72.171	-18.202	30	F6	-81.085	-8.035	30
	-70.983	-17.299	75		-79.509	-7.226	60
	-74.502	-15.081	75		-79.961	-5.274	60
	-75.236	-16.088	30		-81.844	-5.343	30
F3	-76.609	-14.878	30	F7	-81.844	-5.343	30
	-75.236	-16.088	30		-79.961	-5.274	60
	-74.502	-15.081	75		-79.618	-2.098	60
	-75.779	-13.943	75	-81.671	-2.121	30	
	-76.334	-12.818	75	F8	-81.442	-1.142	25
-77.526	-13.767	30	-81.671		-2.121	25	
-77.526	-13.767	30	-79.618		-2.098	60	
-79.214	-11.167	30	-79.573		-0.806	60	
F4	-76.334	-12.818	60	-78.325	2.111	60	
	-77.915	-10.509	60	-79.873	2.111	25	
	-79.214	-11.167	30				

Tabla 5.2: Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014).

Fuente	Coordenadas Geográficas			Fuente	Coordenadas Geográficas		
	Longitud	Latitud	Profundidad (km)		Longitud	Latitud	Profundidad (km)
F9	-79.341	-0.829	30	F15	-76.549	-12.512	30
	-79.258	-1.884	30		-75.205	-12.049	30
	-77.334	-1.884	30		-76.346	-9.655	30
	-77.317	-0.646	30		-77.915	-10.509	30
	-76.257	2.111	30		-75.205	-12.049	30
	-77.752	2.111	30		-75.126	-12.226	30
F10	-78.935	-4.101	30	F16	-72.954	-11.734	30
	-78.554	-4.085	30		-72.841	-11.707	30
	-77.001	-4.032	30		-73.562	-10.009	30
	-77.072	-1.884	30		-74.482	-9.247	30
	-77.334	-1.884	30		-74.627	-9.275	30
	-79.258	-1.884	30		-76.346	-9.655	30

Tabla 5.3: Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014).

F11	-79.095	-4.867	30	F17	-75.779	-13.943	30
	-79.145	-6.625	30		-74.812	-14.802	30
	-78.038	-6.605	30		-73.733	-13.741	30
	-77.982	-5.058	30		-72.954	-11.734	30
	-77.628	-4.693	30		-75.126	-12.226	30
	-77.001	-4.032	30		-75.205	-12.049	30
F12	-78.554	-4.085	30	F18	-74.502	-15.081	30
	-77.982	-5.058	30		-70.983	-17.299	30
	-77.278	-6.960	30		-69.904	-18.347	30
	-75.476	-6.889	30		-69.497	-18.036	30
	-75.479	-5.407	30		-69.354	-17.937	30
	-76.383	-4.693	30		-70.352	-15.541	30
F13	-77.628	-4.693	30	F19	-70.575	-15.422	30
	-77.787	-10.260	30		-73.194	-14.027	30
	-76.41	-9.571	30		-73.733	-13.741	30
	-77.207	-7.813	30		-74.812	-14.802	30
	-77.805	-6.499	30		-70.575	-15.422	30
	-78.038	-6.605	30		-69.801	-12.399	30
F14	-79.327	-7.181	30	-72.582	-11.260	30	
	-77.207	-7.813	30	-73.194	-14.027	30	
	-76.41	-9.571	30				
	-76.346	-9.655	30				
	-74.627	-9.275	30				
	-75.476	-6.889	30				
	-77.278	-6.960	30				

Tabla 5.4: Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014).

Fuente	Coordenadas Geográficas			Fuente	Coordenadas Geográficas		
	Longitud	Latitud	Profundidad (km)		Longitud	Latitud	Profundidad (km)
F20	-70.436	-22.128	85	F27	-79.147	-8.121	100
	-67.88	-22.128	200		-78.118	-10.165	100
	-67.951	-20.193	200		-76.295	-9.127	120
	-69.114	-16.825	200		-76.674	-8.355	120
	-70.771	-18.230	85		-77.827	-6.009	120
F21	-70.771	-18.230	85	F28	-79.613	-6.977	100
	-69.114	-16.825	200		-74.548	-9.380	150
	-69.31	-15.051	200		-73.299	-8.350	180
	-71.342	-13.296	200		-74.486	-6.677	180
	-71.926	-13.951	200		-75.68	-7.275	180
F22	-73.879	-16.142	85	F29	-75.482	-8.455	150
	-73.879	-16.142	95		-77.827	-6.009	120
	-71.926	-13.951	120		-76.674	-8.355	120
	-74.423	-11.798	120		-75.666	-8.275	150
	-74.502	-11.872	120		-75.482	-8.455	150
F23	-76.46	-13.924	80	F30	-75.68	-7.275	150
	-71.926	-13.951	120		-74.486	-6.677	150
	-71.342	-13.296	150		-76.091	-3.168	150
	-71.009	-12.980	150		-78.538	-4.004	120
	-72.064	-10.979	150		-79.747	-7.047	80
F24	-72.876	-11.261	150	-79.613	-6.977	100	
	-74.423	-11.798	120	-77.827	-6.009	120	
	-76.46	-13.924	90	-78.538	-4.004	120	
	-74.502	-11.872	120	-80.081	-2.332	120	
	-75.688	-10.259	120	-80.375	-2.741	120	
	-76.295	-9.127	120	-81.496	-4.303	80	
	-78.118	-10.165	120	-78.538	-4.004	120	
	-78.75	-10.525	80	-76.091	-3.168	150	

Tabla 5.5: Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción de interfase (Tavera et al., 2014).

F24	-76.46	-13.924	90	F30	-78.538	-4.004	120
	-74.502	-11.872	120		-80.081	-2.332	120
	-75.688	-10.259	120		-80.375	-2.741	120
	-76.295	-9.127	120		-81.496	-4.303	80
	-78.118	-10.165	120		-78.538	-4.004	120
	-78.75	-10.525	80		-76.091	-3.168	150
F25	-75.688	-10.259	120	F31	-76.531	-1.928	150
	-74.502	-11.872	120		-77.011	-2.034	150
	-72.876	-11.261	140		-77.941	-2.242	150
	-73.243	-10.157	140		-78.67	-1.212	150
	-74.548	-9.380	140	F32	-80.081	-2.332	120
	-75.482	-8.455	140		-77.941	-2.242	150
	-75.666	-8.275	140		-77.011	-2.034	150
	-76.674	-8.355	120		-77.157	-0.734	150
F26	-78.75	-10.525	80	F33	-78.67	-1.212	150
	-78.118	-10.165	100		-80.375	-2.741	80
	-79.147	-8.121	100		-80.081	-2.332	120
	-79.794	-8.578	80		-78.67	-1.212	120
					-78.509	-0.823	120
					-80.077	-0.286	120
					-81.089	-1.480	80

#### 5.1.4.5. Parámetros Sísmicos para el Perú

La recurrencia sísmica indicará el número de eventos sísmicos con magnitud igual o mayor con referencia a otros sismos dentro de la una misma fuente sismogénica. Esta variación en el tamaño de los eventos sísmicos esta determinada por las siguientes variables: pendiente de la ley de recurrencia sísmica de Gutenberg y Richter ( $b$ ), la razón media anual de actividad sísmica ( $\nu$ ), la magnitud mínima y la magnitud máxima.

La relación de Gutenberg y Richter es la siguiente:

$$\text{Log}Nm = a - bm$$

Los parámetros sísmicos que caracterizan el trabajo de Tavera et al. (2014) serán utilizados para definir las características de las fuentes sismogénicas y son descritos en las Tablas 5.6 y 5.7.

Tabla 5.6: Parámetros sismológicos de las 33 fuentes (Tavera et al., 2014).

Fuente	Mmin (Mw)	Mmax (Mw)	Beta ( $\beta$ )	Razón Sismos ( $\nu$ )
1	5.20	8.80	1.84	2.03
2	4.30	8.20	1.66	11.54
3	4.30	8.00	1.78	12.83
4	4.30	8.60	1.69	4.24
5	4.30	7.70	1.60	9.09
6	4.30	7.00	2.07	4.48
7	4.30	7.00	2.35	9.16
8	4.30	8.00	1.48	4.20
9	4.80	6.80	1.70	1.08
10	5.20	6.80	2.49	0.78
11	4.30	5.80	2.86	1.72
12	5.20	6.50	2.81	1.74
13	4.30	7.20	1.94	0.84
14	4.80	5.50	2.35	0.76
15	4.40	5.50	4.74	0.36

Tabla 5.7: Parámetros sismológicos de las 33 fuentes (Tavera et al., 2014).

16	5.20	5.50	2.74	1.60
17	5.20	5.50	4.01	0.44
18	4.80	5.50	2.83	1.48
19	5.00	6.00	2.29	0.30
20	4.40	7.00	1.88	22.14
21	5.20	6.80	2.60	4.32
22	5.10	6.00	2.00	2.02
23	4.60	6.00	0.95	0.18
24	5.20	6.80	2.37	1.06
25	5.00	6.00	2.79	1.38
26	5.30	6.00	3.38	0.74
27	4.30	6.00	2.06	0.86
28	5.10	7.00	2.67	3.00
29	4.30	7.20	1.69	6.78
30	5.10	7.50	3.41	1.32
31	5.30	7.00	2.62	1.14
32	4.30	6.00	2.25	0.96
33	4.80	6.00	1.94	1.60

### 5.1.5. Leyes de Atenuación

Las leyes de atenuación son de gran importancia en el estudio del PSHA ya que determinan la relación dependiente que existe entre la magnitud y la distancia donde ocurre el sismo con el movimiento del suelo generado en la zona en estudio. Estas leyes describen como la disminución del movimiento del suelo a medida que cambian tanto la magnitud como la distancia donde ocurre el evento sísmico (Bolaños y Monroy, 2004). Las leyes de atenuación se van actualizando con el tiempo a medidas que se incrementa la base de datos de los registros sísmicos de una determinada zona en estudio (Kramer, 1996). A pesar de ello, en el Perú es difícil plantear leyes de atenuación que brinden resultados confiables ya que no se cuenta con una base de datos mínima que pueda dar consistencia a los planteamientos.

A continuación, se describen las observaciones que brindan la base para definir las relaciones de atenuación según Bolaños y Monroy (2004):

1. El valor máximo de algún parámetro que representa el movimiento del suelo sea: aceleración, velocidad o desplazamiento, será definido como  $A$ . El conjunto de estos valores tiene una función de distribución de probabilidades muy cercana a una distribución logarítmica normal (el logaritmo del movimiento del suelo tiene aproximadamente una distribución normal).
2. El logaritmo del parámetro que define el movimiento del suelo ( $\ln A$ ) debe ser cercanamente proporcional al valor de la magnitud sísmica  $M$ .
3. La dispersión de las ondas sísmicas, a medida que se alejan desde el origen del sismo, causa que las amplitudes de las ondas de cuerpo (ondas P y S) disminuyan con una relación inversamente proporcional a la distancia ( $1/R$ ) y las amplitudes de las ondas de superficie (principalmente las ondas Rayleigh) disminuyan de acuerdo a  $1/\sqrt{R}$ .
4. Al incrementar la magnitud, también lo hace el área donde se suscita la falla. Entonces, la distancia efectiva es mayor que  $R$  en una cantidad que aumenta en función al aumento de la magnitud.

5. Las ondas sísmicas pierden parte de su energía al atravesar el material circundante (amortiguamiento del material). Este amortiguamiento de los materiales causa que la amplitud del movimiento decrezca exponencialmente conforme  $R$  aumenta.
6. Tanto las características del suelo en la zona en estudio (roca dura o suelo) como las características de la zona de origen del terremoto (falla normal, inversa o transversal) tienen gran influencia sobre el movimiento del suelo en la zona en estudio.

Combinando las observaciones anteriores, se puede elaborar una ley de atenuación típica de la siguiente manera:

$$\ln A = \underbrace{C_1}_{1} + \underbrace{C_2 M + C_3 M^{C_4}}_{2} + \underbrace{C_5 \ln(R + C_6 e^{C_7 M})}_{3} + \underbrace{C_8 R}_{4} + \underbrace{f(\text{origen}) + f(\text{sitio})}_{5} + \underbrace{\phantom{f(\text{origen}) + f(\text{sitio})}}_{6}$$

### 5.1.5.1. Leyes de Atenuación para el Perú

En el Perú, existen leyes de atenuación para el movimiento del suelo propuestas por Casaverde (1980), Huaco (1980) y Ruiz (1999). Estas relaciones lamentablemente no pudieron utilizarse en este trabajo debido a los escasos datos utilizados en su estimación y en la medida del tamaño del sismo en que están basados estas relaciones, generalmente mb o Ms.

Para estimar el peligro sísmico de las 4 investigaciones ya mencionadas, se han utilizado en resumen tres modelos de atenuación para ordenadas espectrales; estos modelos son: Youngs et al. (1997) y J. Chavéz Obregón (2006), para mecanismos focales pertenecientes a sismos de subducción sea de interfase o intraplaca. Así mismo, se ha utilizado el modelo de atenuación sísmico propuesto por Sadigh et al. (1997) para sismos continentales.

A continuación, se describirán las leyes de atenuación relacionadas al estudio de Tavera et al. (2014).

- **Modelo de Atenuación Sísmica de Youngs et al. (1997)**

Para los sismos de subducción sean de interfase o intraplaca se utilizó el modelo de leyes de atenuación de aceleraciones propuestas por Youngs, Chiou, Silva y Humphrey (1997). El modelo fue estudiado para magnitudes sísmicas  $M_w$  mayores o iguales a 5, con distancias epicentrales dentro de un intervalo de 10 a 500 km. Además, se concluyó que la tasa de atenuación del movimiento máximo en las zonas de subducción es mucho menor que la encontrada para sismos continentales dentro de áreas tectónicas activas. Se encontró que dicha diferencia es significativa para terremotos de larga duración y que los máximos movimientos se incrementan con la profundidad. Al comparar los resultados entre una fuente del tipo intraplaca y otra del tipo interfase, se halló que los puntos máximos de desplazamiento del primero son 50% mayores a los del segundo origen respectivamente.

Youngs et al (1997) utilizó como parámetros, la magnitud momento ( $M_w$ ) para la medida del evento, la localización epicentral, profundidad y mecanismo focal.

Función adoptada para roca:

$$\ln(y) = 0.2418 + 1.414M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M}) + 0.00607H + 0.3846Z_T$$

Desviación estándar:

$$\sigma = C_4 + C_5 M$$

Tabla 5.8: Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos de subducción para roca (Youngs et al., 1997).

Período (seg)	C1	C2	C3	C4*	C5*
PGA	0.000	0.0000	-2.552	1.45	-0.10
0.075	1.275	0.0000	-2.707	1.45	-0.10
0.10	1.188	-0.0011	-2.655	1.45	-0.10
0.20	0.722	-0.0027	-2.528	1.45	-0.10
0.30	0.246	-0.0036	-2.454	1.45	-0.10
0.40	-0.115	-0.0043	-2.401	1.45	-0.10
0.50	-0.400	-0.0048	-2.360	1.45	-0.10
0.75	-1.149	-0.0057	-2.286	1.45	-0.10
1.00	-1.736	-0.0064	-2.234	1.45	-0.10
1.50	-2.634	-0.0073	-2.160	1.50	-0.10
2.00	-3.328	-0.0080	-2.107	1.55	-0.10
3.00	-4.511	-0.0089	-2.033	1.65	-0.10

Función adoptada para suelo:

$$\ln(y) = -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.097e^{0.617M}) + 0.000648H + 0.3643Z_T$$

Desviación estándar:

$$\sigma = C_4 + C_5M$$

Tabla 5.9: Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos de subducción para suelo (Youngs et al., 1997).

Período (seg)	C1	C2	C3	C4*	C5*
PGA	0.000	0.0000	-2.329	1.45	-0.10
0.075	2.400	-0.0019	-2.697	1.45	-0.10
0.10	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.10
0.20	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.10
0.30	0.793	-0.0020	-2.327	1.45	-0.10
0.40	0.144	-0.0020	-2.230	1.45	-0.10
0.50	-0.438	-0.0035	-2.140	1.45	-0.10
0.75	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.10
1.00	-2.870	-0.0066	-1.785	1.45	-0.10
1.50	-5.101	-0.0114	-1.470	1.50	-0.10
2.00	-6.433	-0.0164	-1.290	1.55	-0.10
3.00	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.10
4.00	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.10

Donde:

- y: Aceleración espectral en (g).
- M: Magnitud momento (Mw).
- $r_{rup}$ : Distancia más cercana a la ruptura (km).
- H: Profundidad (km).
- $Z_T$ : Tipo de fuente, 0 para interfase, 1 para intraplaca.
- \* Desviación estándar para magnitudes  $M_w \geq 8$ .

- **Modelo de Atenuación Sísmica de J. Chávez Obregón (2006)**

Este modelo de atenuación sísmica para ordenadas espectrales fue Propuesto por Chávez, J. (2006). A través de la elección 107 registros sísmicos provenientes de la Red Acelerográfica del CISMID, con dos tipos de origen de fuente de subducción: interfase e intraplaca, se propusieron leyes de atenuación que permiten estimar aceleraciones espectrales con magnitudes Mw mayores a 4. Los sismos elegidos transcurrieron entre 1966 y 2005 con distancias epicentrales que fluctuaban entre 36 y 400 km. Las técnicas usadas por el autor estaban basadas en: espectro radiado, teoría de vibraciones aleatorias y Estadística Bayesiana.

Función adoptada para sismos de interfase e intraplaca:

$$\ln(y) = C_1 + C_2(M - 6) + C_3(M - 6)^2 + C_4 \ln R + C_5 R$$

Tabla 5.10: Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos de subducción de interfase (Chávez, 1997).

Periodo (seg)	C1	C2	C3	C4	C5	$\sigma$
0.00	6.7814	0.5579	0.1044	-0.500	-0.01174	0.6652
0.075	7.9925	0.4464	0.0508	-0.500	-0.01647	0.6998
0.10	8.0084	0.4806	0.0360	-0.500	-0.01579	0.6999
0.20	7.3706	0.7008	0.0319	-0.500	-0.01005	0.5778
0.30	6.6510	0.8136	0.0813	-0.500	-0.00512	0.6283
0.40	6.3333	0.9515	0.1081	-0.500	-0.00605	0.6181
0.50	5.7184	1.0381	0.1023	-0.500	-0.00333	0.6624
0.75	5.0955	1.1693	0.1236	-0.500	-0.00315	0.7163
1.00	4.6798	1.2133	0.1052	-0.500	-0.00362	0.7655
1.50	3.7226	1.2478	0.1322	-0.500	-0.00173	0.7565
2.00	3.0191	1.3198	0.1414	-0.500	-0.00018	0.7566
2.50	2.6098	1.3464	0.1790	-0.500	-0.00095	0.7412
3.00	2.2923	1.3163	0.1853	-0.500	-0.00151	0.7377
3.50	2.0768	1.3049	0.1949	-0.500	-0.00214	0.7460
4.00	1.8753	1.3016	0.2057	-0.500	-0.00235	0.7561

Tabla 5. 11: Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos de subducción de intraplaca (Chávez, 1997).

Periodo (seg)	C1	C2	C3	C4	C5	$\sigma$
0.00	6.1921	1.1215	0.1594	-0.500	-0.00438	0.6933
0.075	7.1041	1.1689	0.0527	-0.500	-0.00590	0.6885
0.10	7.0325	1.2325	0.0169	-0.500	-0.00584	0.6827
0.20	6.9811	1.2478	0.0243	-0.500	-0.00468	0.6253
0.30	6.7913	1.1943	0.0670	-0.500	-0.00449	0.6812
0.40	6.5644	1.4063	0.0896	-0.500	-0.00505	0.6613
0.50	6.0785	1.4381	0.0976	-0.500	-0.00476	0.6785
0.75	5.4073	1.5479	0.1696	-0.500	-0.00488	0.7067
1.00	4.7446	1.4900	0.1480	-0.500	-0.00427	0.6932
1.50	4.1025	1.5545	0.1085	-0.500	-0.00386	0.6247
2.00	3.8238	1.7196	0.1258	-0.500	-0.00469	0.6038
2.50	3.4518	1.7530	0.1412	-0.500	-0.00505	0.6070
3.00	3.1254	1.7960	0.1651	-0.500	-0.00507	0.6114
3.50	2.6808	1.7574	0.2051	-0.500	-0.00445	0.6212
4.00	2.4383	1.7721	0.2612	-0.500	-0.00465	0.6178

Donde:

- y: Aceleración espectral en (cm/seg<sup>2</sup>).
- T: Periodo del sistema de un grado de libertad (seg).
- M: Magnitud momento sísmico.
- R: Distancia hipocentral o distancia más cercana al área de ruptura (km).

- **Modelo de Atenuación Sísmica de Sadigh et al. (1997)**

Para los sismos continentales se ha utilizado la ley de atenuación propuesta por Sadigh, Chang, Egan, Makdisi y Youngs (1997). Básicamente las relaciones de atenuación fueron obtenidas en base a información recolectada de terremotos suscitados en California, USA. Los autores crearon las leyes considerando fallas normales y falla inversas tanto para roca y suelo profundo. Las magnitudes sísmicas registradas  $M_w$  variaron entre 3.8 y 8, mientras que las distancias epicentrales fueron mayores a 100 km. Una característica del estudio es que, a pesar de tener limitada información de sismos provenientes de fallas normales, no se encontró diferencia alguna con los sismos provenientes de las fallas inversas, razón por la cual el estudio decidió combinar estas dos categorías en una sola. Al final los resultados son multiplicados por un factor de 1.20 para pasar de una falla normal a una falla inversa.

Función adoptada para roca:

$$\ln(y) = C_1 + C_2M + C_3(8.5 - M)^{2.5} + C_4 \ln(R + e^{C_5 + C_6M}) + C_7 \ln(R + 2)$$

Tabla 5.12: Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos continentales con  $M \leq 6.5$  (Sadigh et al., 1997).

Periodo (seg)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
0.07	0.1320	1.2000	0.0072	-2.5536	1.5558	0.3000	-0.0989
0.100	0.3300	1.2000	0.0072	-2.5776	1.5558	0.3000	-0.0492
0.20	0.1836	1.2000	-0.0048	-2.4960	1.5558	0.3000	0.0000
0.30	-0.0684	1.2000	-0.0204	-2.4336	1.5558	0.3000	0.0000
0.40	-0.3576	1.2000	-0.0336	-2.3880	1.5558	0.3000	0.0000
0.50	-0.7056	1.2000	-0.0480	-2.3340	1.5558	0.3000	0.0000
0.75	-1.4496	1.2000	-0.0600	-2.2380	1.5558	0.3000	0.0000
1.00	-2.0460	1.2000	-0.0660	-2.1600	1.5558	0.3000	0.0000
1.50	-2.8880	1.2000	-0.0780	-2.0700	1.5558	0.3000	0.0000
2.00	-3.5340	1.2000	-0.0840	-2.0040	1.5558	0.3000	0.0000
3.00	-4.4400	1.2000	-0.0960	-1.9320	1.5558	0.3000	0.0000

Tabla 5.13: Relaciones de atenuación para la aceleración de la respuesta espectral horizontal (con 5% de amortiguamiento) para los terremotos continentales con  $M > 6.5$  (Sadigh et al., 1997).

Periodo (seg)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
0.07	-0.6480	1.3200	0.0072	-2.5536	-0.5814	0.6288	-0.0984
0.100	-0.4500	1.3200	0.0072	-2.5776	-0.5814	0.6288	-0.0492
0.20	-0.5964	1.3200	-0.0048	-2.4960	-0.5814	0.6288	0.0000
0.30	-0.8484	1.3200	-0.0204	-2.4330	-0.5814	0.6288	0.0000
0.40	-1.1376	1.3200	-0.0336	-2.3880	-0.5814	0.6288	0.0000
0.50	-1.4856	1.3200	-0.0480	-2.3340	-0.5814	0.6288	0.0000
0.75	-2.2296	1.3200	-0.0600	-2.2380	-0.5814	0.6288	0.0000
1.00	-2.8260	1.3200	-0.0660	-2.1600	-0.5814	0.6288	0.0000
1.50	-3.6684	1.3200	-0.0780	-2.0700	-0.5814	0.6288	0.0000
2.00	-4.3140	1.3200	-0.0840	-2.0040	-0.5814	0.6288	0.0000
3.00	-5.2200	1.3200	-0.0960	-1.9320	-0.5814	0.6288	0.0000

Donde:

- $y$ : Aceleración espectral en (g).
- $M$ : Magnitud momento ( $M_w$ ).
- $R$ : Distancia más cercana a la rotura (km).

Las desviaciones estándar del logaritmo natural de las ordenadas espectrales estimadas para cada periodo son:

Tabla 5.14: Desviación estándar del modelo de Sadigh et al. (1997).

Periodo (seg)	$\sigma$
0.07	1.40-0.14M; 0.39 para $M \geq 7.21$
0.1	1.41-0.14M; 0.40 para $M \geq 7.21$
0.2	1.43-0.14M; 0.42 para $M \geq 7.21$
0.3	1.45-0.14M; 0.44 para $M \geq 7.21$
0.4	1.48-0.14M; 0.47 para $M \geq 7.21$
0.5	1.50-0.14M; 0.49 para $M \geq 7.21$
0.75	1.52-0.14M; 0.51 para $M \geq 7.21$
$\geq 1.00$	1.53-0.14M; 0.52 para $M \geq 7.21$

A continuación, se describe las leyes de atenuación usadas para los 4 trabajos de investigación antes mencionados, en base al tipo de mecanismo de falla que presentan cada una de sus fuentes:

- Bolaños y Monroy (2004) considera lo siguiente:
  - ✓ Modelo de atenuación de Young et al. (1997) para los sismos de subducción, para las fuentes sismogénicas de interfase e intraplaca para roca, como F1 a F5 y de F6 a F14 respectivamente.
  - ✓ Modelo de atenuación de Sadigh et al (1997) para sismos continentales, para las fuentes sismogénicas F15 a F20.
- Gamarra (2009) considera lo siguiente:
  - ✓ Modelo de atenuación de Young et al. (1997) para los sismos de subducción, para las fuentes sismogénicas de interfase e intraplaca para roca, como F1 a F5 y de F13 a F20 respectivamente.
  - ✓ Modelo de atenuación de Sadigh et al (1997) para sismos continentales, para las fuentes sismogénicas F6 a F12.
- De la Cruz Marsano (2011) toma en cuenta:
  - ✓ Modelo de atenuación de Young et al. (1997) para los sismos de subducción, para las fuentes sismogénicas de intraplaca intermedia, como IIF11, IIF12, IIF13 y IIF14.
  - ✓ Modelo de atenuación de J. Chavez Obregon (2006) para los sismos de subducción, para las fuentes sismogénicas de interfase, IFF1, IFF2, IFF3, IFF4 y IFF5, y para intraplaca superficial, ISF6, ISF7, ISF8, ISF9 y ISF10.
  - ✓ Modelo de atenuación de Sadigh et al (1997) para sismos continentales, para las fuentes sismogénicas CF15, CF16, CF17, CF18, CF19 y CF20.
- Tavera et al. (2014) considera lo siguiente:
  - ✓ Modelo de atenuación de Young et al. (1997) para los sismos de subducción, para las fuentes sismogénicas de interfase e intraplaca para roca, como F1 a F8 y de F20 a F33 respectivamente.
  - ✓ Modelo de atenuación de Sadigh et al (1997) para sismos continentales, para las fuentes sismogénicas F9 a F19.

#### 5.1.6. Ordenadas Espectrales para Probabilidades de Excedencia

Es posible expresar los resultados de un análisis de peligro sísmico de distintas formas. Una aproximación muy común es el desarrollo de curvas de peligro sísmico, que indican la

probabilidad anual de excedencia de diferentes valores de parámetros del movimiento del suelo. Entonces, estas curvas pueden representar la probabilidad de excedencia de algún parámetro del movimiento del suelo en un tiempo específico y pueden ser obtenidas para fuentes sísmicas individuales o para una combinación de varias que nos permita obtener el peligro sísmico en una determinada zona en particular.

La probabilidad de que el valor de un parámetro específico del movimiento del suelo  $T(A, SA)$ , exceda un valor  $t(a, Sa)$ , es calculada para un posible sismo en una posible ubicación dentro de la fuente y luego es multiplicada por la probabilidad de que esa magnitud pueda ocurrir en ese sitio. Al final se suman todas las probabilidades para diferentes posibles magnitudes y profundidades para hallar la probabilidad total. Para un determinado evento sísmico, la probabilidad de que el valor de una ordenada espectral  $SA$  exceda un determinado valor  $Sa$ , puede ser calculada a través del teorema de probabilidades totales como:

$$P[SA(Tn) > Sa(Tn)] = \iint P[SA(Tn) > Sa(Tn)/m, r] f_M(m) f_R(r) dm dr$$

Donde:

$P[SA(Tn) > Sa(Tn)/m, r]$ : Probabilidad de que el valor de un determinado parámetro del movimiento del suelo  $A$ , exceda un valor de  $a$ , para un posible sismo con determinadas ubicación y magnitud dentro de la fuente.

$f_M(m)$ : Función de densidad de probabilidades para la magnitud.

$f_R(r)$ : Función de densidad de probabilidades para la distancia.

La razón promedio de excedencia puede ser estimado como:

$$\lambda_i = \sum_{j=1}^N v_j \iint P[SA(Tn) > Sa(Tn)/m, r] f_{M_j}(m) f_{R_j}(r) dm dr$$

Luego la probabilidad de excedencia de  $Sa(Tn)$  en un periodo de tiempo  $t$  será:

$$P[SA(Tn)_t > Sa(Tn)] = 1 - e^{-\lambda i t}$$

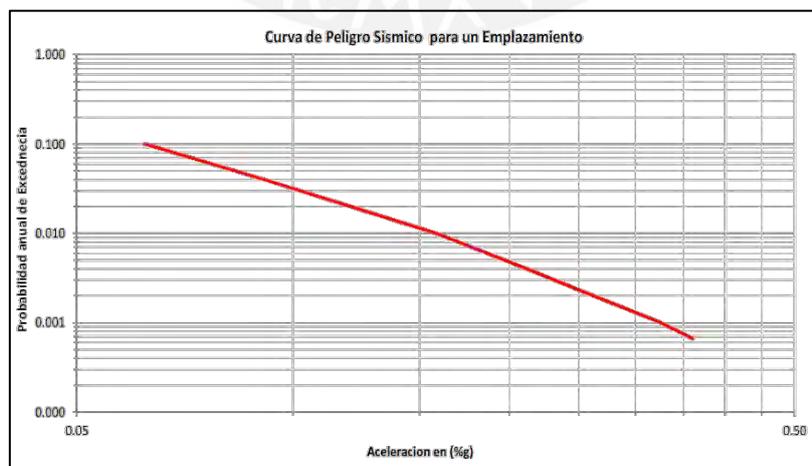


Figura 5.6: Curva de amenaza para un emplazamiento expresada en función del periodo de retorno (De la Cruz, 2011)

Finalmente, el valor del número de sismos anuales correspondientes a una ordenada espectral  $Sa(Tn)$  será:

$$\lambda_i = -\frac{\ln(1 - P[SA(Tn)_t > Sa(Tn)])}{t}$$

Donde:

$P[SA(Tn)_t > Sa(Tn)]$ : Probabilidad de excedencia deseada.

### 5.1.6.1. Curvas de Peligro Sísmico Probabilístico para la Ciudad del Cusco

Las curvas fueron elaboradas para periodos de retorno de: 43 años (sismo con una probabilidad del 70% de ser excedido en 50 años), 72 años (sismo con una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años), 475 años (sismo con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años), 975 años (sismo con una probabilidad del 5% de ser excedido en 50 años) y 4975 años (sismo con una probabilidad del 1% de ser excedido en 50 años).

Estos periodos de retorno corresponden a los propuestos por el comité VISION 2000 del SEAOC que brindan el nivel de peligro sísmico en base a cuatro distintos tipos de sismos: Frecuente (69%/50 años), Ocasional (50%/50 años), Raro (10%/50 años) y Muy Raro (5%/50 años). El último valor de periodo de retorno solo es informativo.

La norma peruana E.030 de Diseño Sismorresistente está basada en criterios de Diseño Sísmico por Desempeño, y eligió el estado límite de Salvaguardo de la Vida que tiene una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años (tiempo de retorno de 475 años) para el análisis y diseño de edificaciones. Es por ello que se elige dicha probabilidad para calcular la aceleración máxima en la roca (Peak Ground Acceleration – PGA) en cada una de las curvas de peligro sísmico que se obtuvo con los cuatro trabajos de investigación.

De este modo debemos recordar que la frecuencia anual de excedencia es obtenida mediante el siguiente arreglo:

$$\lambda_i = -\frac{\ln(1 - P[A_t > a])}{t}$$

Donde:

$P[A_t > a]$ : Probabilidad de excedencia deseada.

Entonces el periodo de retorno, para un determinado nivel de aceleración, es definido por:

$$Tr = \frac{1}{\lambda_i}$$

Evaluando las ecuaciones anteriores se obtiene una frecuencia anual de excedencia de  $\lambda_i = 0.0021$  y un periodo de retorno de  $Tr = 475$  años respectivamente. Por ende, usaremos el valor de la frecuencia anual para calcular la máxima aceleración que tendrá el suelo (PGA) en la curva de peligro sísmico. La obtención de las curvas de peligro sísmico probabilístico se hará usando los datos proporcionados por el estudio de Tavera et al. (2014) (Fig. 5.7).

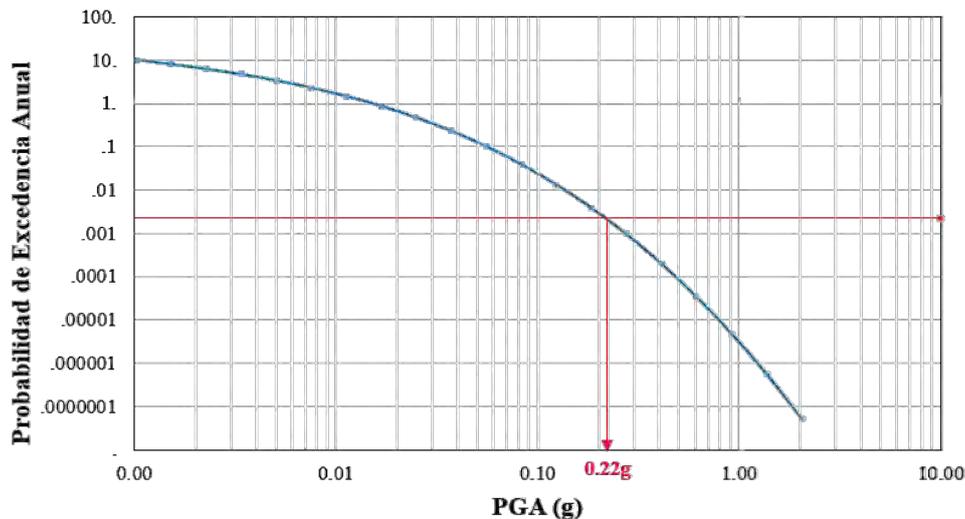


Figura 5.7: Curva de peligro sísmico probabilístico para la ciudad del Cusco con un periodo natural de 0 segundos (PGA).

De la curva en la Fig. 5.7 extraemos el *PGA* igual a:

$$PGA = 216.48 \text{ gals} = 216.48 \text{ cm/seg}^2 = 0.22g$$

### 5.1.7. Espectros de Respuesta

Benito y Cabañas (1999) indican que “En aplicaciones de ingeniería sísmica es necesario conocer no solo la amplitud máxima del movimiento sino también su contenido frecuencial. Una forma de representar el movimiento del suelo para fines de diseño es el espectro de respuesta, que indica la respuesta máxima de osciladores simples de un grado de libertad con cierto amortiguamiento, ante una excitación sísmica, en función de la frecuencia propia del oscilador. Dicha respuesta puede expresarse en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento para las distintas frecuencias del movimiento,  $SA(\omega)$ ,  $SV(\omega)$ ,  $SD(\omega)$ .” En el límite de las altas frecuencias, estos valores son equivalentes a los valores pico de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.

Adicionalmente, Benito y Cabañas (1999) comentan “La interpretación física de los parámetros espectrales y la relación entre ellos se explican por las leyes de la mecánica que rigen la respuesta de un oscilador, cuyo fundamento teórico ha sido expuesto por Housner (1961) y Jennings (1983), entre otros.”

De acuerdo a Chopra (2014), “Housner (1961) tuvo un papel muy importante en la gran aceptación del espectro de respuesta del sismo como una herramienta práctica para caracterizar el movimiento del suelo y los efectos que este podría tener en las estructuras. El espectro de respuesta es un medio razonable y conveniente para resumir la respuesta máxima de todos los sistemas lineales de 1 grado de libertad (*GDL*) a un componente específico del movimiento del suelo. Además, que proporciona una alternativa práctica para poder aplicar los conceptos de la dinámica estructural en el diseño de estructuras y para lograr el desarrollo de los requisitos que calculan la fuerza lateral equivalente en los códigos de construcción de cada país.”

“Una gráfica del valor máximo de una cantidad de respuesta como una función del periodo de vibración natural  $T_n$  del sistema, o de un parámetro relacionado, como la frecuencia circular  $\omega_n$  o la frecuencia cíclica  $f_n$ , se denomina **espectro de respuesta** para dicha cantidad. Cada gráfica obtenida, es para sistemas de 1 *GDL* que presentan una fracción de amortiguamiento  $\zeta$  fijo ( $\zeta = 5\%$ , para estructuras de concreto armado) y es necesario incluir varias de dichas gráficas para

distintos valores de  $\zeta$ , con la finalidad de cubrir un intervalo de valores de amortiguamiento en las estructuras reales. En nuestro caso basta conocer la razón de amortiguamiento para edificios de concreto armado que son objeto de estudio en esta investigación.” (Chopra, 2014).

Debemos saber que la respuesta máxima puede graficarse en función de  $T_n$  o  $f_n$ . En ingeniería, se prefiere graficar en función del periodo natural porque este valor resulta más familiar. La variedad en las gráficas de los espectros de respuesta puede variar de acuerdo con la cantidad de respuestas que deseamos mostrar. Se puede considerar las siguientes repuestas:

$$u_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |u(t, T_n, \zeta)|$$

$$\dot{u}_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |\dot{u}(t, T_n, \zeta)|$$

$$\ddot{u}_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |\ddot{u}(t, T_n, \zeta)|$$

Donde el espectro de respuesta de deformación o desplazamiento es una gráfica de  $u_o(T_n, \zeta)$  contra  $T_n$  para un  $\zeta$  fijo (Fig. 5.8). Para el espectro de respuesta de velocidad relativa será similar la gráfica y con el valor de  $\dot{u}_o(T_n, \zeta)$ , y de la misma manera para el espectro de respuesta de aceleración con su valor de  $\ddot{u}_o(T_n, \zeta)$ .

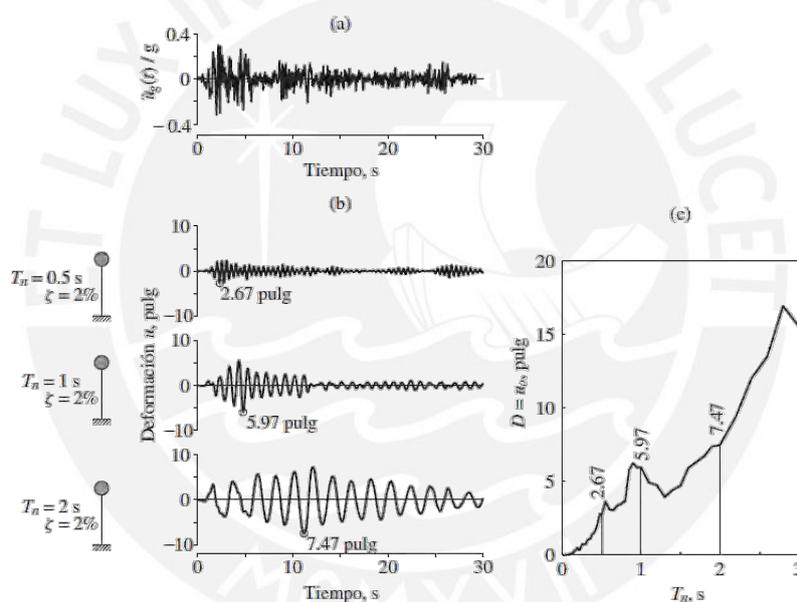


Figura 5.8: Esquema de construcción de espectros de respuesta de desplazamiento. (a) Aceleración del terreno; (b) Respuesta de deformación o desplazamiento de tres sistemas de 1 GDL con una razón de amortiguamiento de  $\zeta = 2\%$  y  $T_n = 0.5, 1$  y  $2$  segundos; (c) Espectro de respuesta de deformación para  $\zeta = 2\%$  (Chopra, 2014).

Benito y Cabañas (1999) indican que “Por su propia definición, los espectros de respuesta indican cual es la máxima respuesta a un determinado movimiento, dada por edificios de diferentes frecuencias naturales.”.

Crisofulli y Villafañe (2017) indican que “Los espectros son una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismorresistentes debido a que el ingeniero estructural puede estimar el valor máximo de la respuesta (usualmente en términos de aceleración) sin necesidad de evaluar la historia temporal completa. Sin embargo, en el diseño de estructuras no pueden utilizarse los espectros de respuesta ya que ellos se obtienen para un terremoto dado. Las curvas espectrales para diseño deben considerar el efecto de varios terremotos, es decir deben ser representativos de la sismicidad propia de cada región.”.

### 5.1.7.1. Espectro Uniforme de Peligro

“Hoy en día es posible con las herramientas de análisis estadístico estimar los valores del espectro directamente sin usar algún factor de escala que considere la dependencia de la forma espectral con la magnitud del evento y la distancia” (Anderson y Trifunac, 1978; Trifunac y Lee, 1987; Algermissen y Leyendecker, 1992; McGuire, 1995; Rahgozar y Humar, 1996). El primer análisis de peligro sísmico para estimar las ordenadas espectrales fue desarrollado por Anderson y Trifunac (1978). Ellos introdujeron el concepto de *espectro de probabilidad uniforme*, como el espectro cuyos valores espectrales tienen la misma probabilidad de excedencia en todos los periodos estructurales durante un determinado periodo de exposición.

Según la EERI10 Committee on Seismic Risk (1989), “Este espectro de probabilidad uniforme denominado en adelante Espectro Uniforme de Peligro Sísmico (*UHS*), provee parámetros de respuesta que pueden ser usados directamente en la estimación de las demandas sísmicas para el diseño de estructuras y son preferibles y considerados superiores al espectro derivado de fijar una forma espectral al valor estimado probabilísticamente de la aceleración máxima del suelo”.

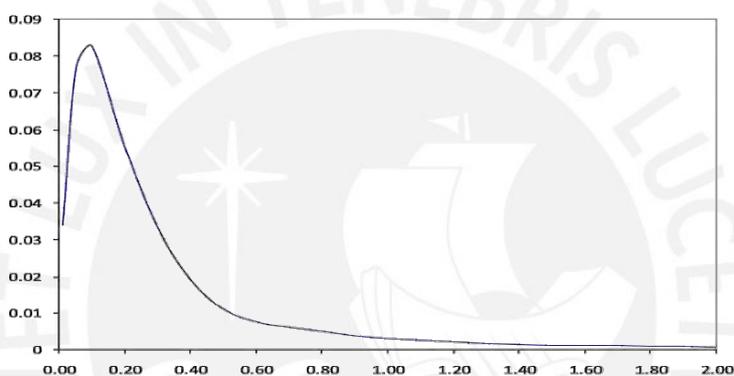


Figura 5.9: Ejemplo de espectro de peligro sísmico uniforme (De la Cruz, 2011).

“Para construir el *UHS*, es necesario tener los resultados de la evaluación del peligro sísmico, para poder elaborar la curva de peligro sísmico; la cual expresa la variación en el nivel ya sea aceleración, velocidad, desplazamiento u otra intensidad estimada, en la cuales estas intensidades tienen una frecuencia anual de excedencia” (De la Cruz, 2011).

Si se desea construir un espectro de peligro sísmico uniforme (*UHS*) basta con definir primero la probabilidad de excedencia en la gráfica y trazar una línea horizontal desde este valor que cruce las curvas para distintos periodos espectrales. Cada uno de los puntos resultantes de la intersección entre curvas será proyectado con una línea vertical sobre el eje de las abscisas para hallar la aceleración espectral correspondiente. Finalmente, el gráfico se completa con varios puntos de periodos espectrales versus aceleraciones espectrales.

La Fig. 5.9 muestra los resultados de la estimación del espectro de peligro sísmico uniforme de la región de Ancash que elaboró De la Cruz (2011). En la Fig. 5.10 se puede apreciar la construcción punto por punto de un *UHS* en función de las curvas de peligro sísmico obtenidas y un determinado periodo de retorno.

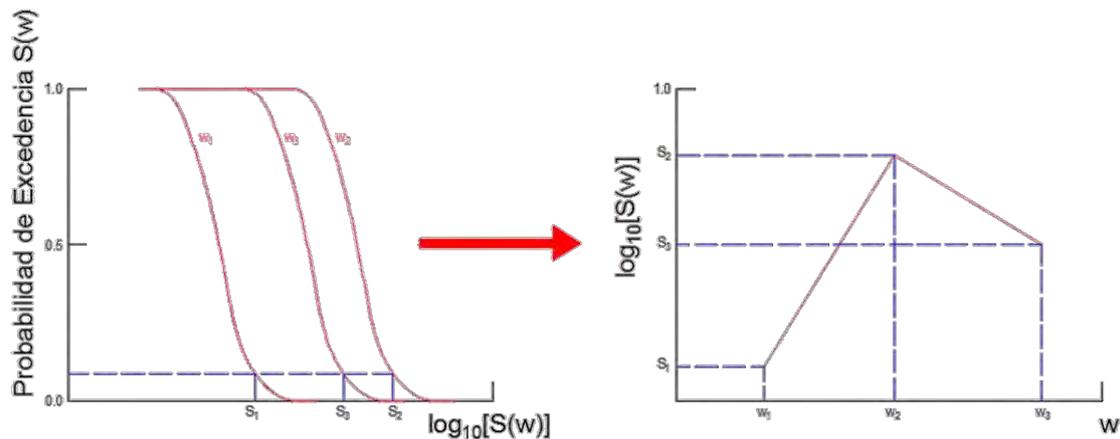


Figura 5.10: Procedimiento a seguir para obtener los valores del espectro de peligro sísmico uniforme (Adaptado de De la Cruz, 2011).

### 5.1.7.2. Espectro Uniforme de Peligro para la Ciudad del Cusco

A continuación, se muestra el resultado del espectro uniforme de peligro de la ciudad del Cusco para un periodo de retorno de 475 años según lo requerido para la norma E.030 y aplicado a nuestro estudio de análisis de peligro sísmico probabilístico.

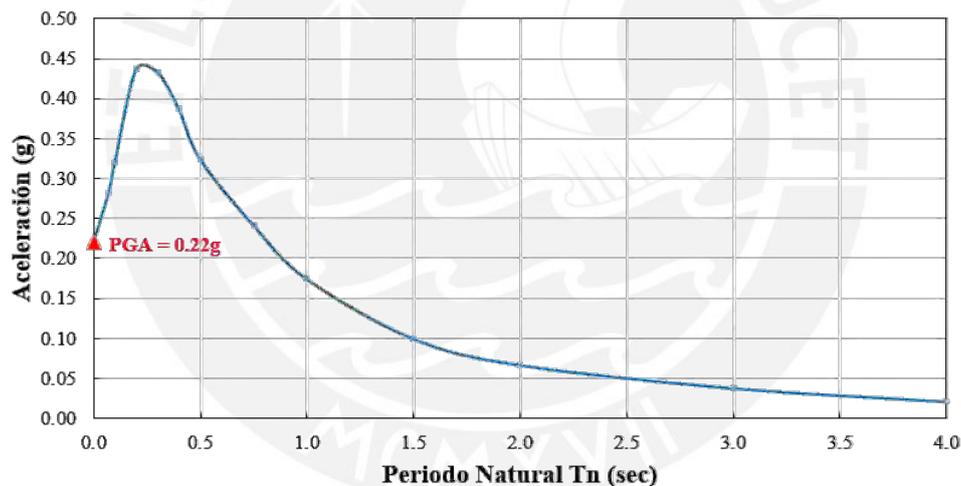


Figura 5.11: Curva de peligro sísmico uniforme acorde a la información de Tavera et al (2014).

En la Fig. 5.11 podemos apreciar nuevamente que la aceleración de la roca, cuando tenemos un periodo estructural de cero segundos (PGA), es igual a 0.22g. Además podemos deducir que este PGA es muy similar al recomendado por la norma E.030 (2014) para una zona sísmica 2 (0.25g) y por ende la curva del espectro uniforme es adecuada.

## 5.2. ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS

“La definición de la acción es un problema al que se le debe dar una solución concreta antes de efectuar un análisis sísmico de estructuras. Hay poca dispersión en el hecho de que la principal contribución al riesgo sísmico es la acción sísmica, y como consecuencia, una definición realista de la acción sísmica es crítica para una estimación confiable del riesgo sísmico. Así pues, una necesidad básica de la comunidad de la ingeniería sísmica ha sido definir modelos de la acción sísmica de forma realista” (Pinto et al., 2004).

“Los acelerogramas reales, son los registrados en una zona y el cálculo sísmico se basa en un registro único o en pocos registros disponibles para una zona, por lo que implica una elevada incertidumbre en la definición de la acción. Sin embargo, mediante los acelerogramas artificiales se pueden generar señales que consideren la influencia de las distintas características de los movimientos sísmicos, tales como, la magnitud, la distancia focal y el contenido de frecuencias, entre otras.” Moreno (2006).

Existen zonas sísmicas con poca sismicidad para las que únicamente se dispone de los espectros de respuesta, estipulados en las normas sísmicas. Moreno (2006) sugiere que cuando no se dispone de registro sísmicos reales, es necesario utilizar procedimientos numéricos que permiten generar familias de acelerogramas artificiales, cuyos espectros sean compatibles con los espectros de respuesta elásticos en los códigos de diseño sísmicos.

### **5.2.1. Técnicas de Obtención de Acelerogramas Artificiales**

“Los principales métodos utilizados para la generación de acelerogramas son los métodos deterministas y los estocásticos” (Lam et al., 2000).

#### **5.2.1.1. Métodos Sismológicos o Deterministas**

Primeros métodos utilizados que se basan en la teoría de la dislocación o rótula puntual (Aki, 1968). “Esta teoría utiliza la definición del momento sísmico y supone una función de desplazamiento de falla para caracterizar la fuente sísmica y la teoría de ondas para modelar la transmisión de las ondas sísmicas de cizalla generadas en un lugar, a través de un espacio homogéneo” (Moreno, 2006).

Otros métodos de simulación deterministas son, por ejemplo:

- Método de la función de Green (EGF: Empirical Green Function).
- Método de la Teoría de Rayos (Atkinson y Somerville, 1994; Irikura, 1986; Beresnev y Atkinson, 1967; Irikura y Kamae, 1994; Bolt, 1995).

#### **5.2.1.2. Métodos Estocásticos**

“Con el apoyo de los ordenadores y gracias al algoritmo de la transformada rápida de Fourier (*FFT*: Fast Fourier Transform), es que los métodos estocásticos son populares al ejecutar el análisis en el dominio de la frecuencia. Los procedimientos estocásticos consisten, básicamente, en definir el espectro de Fourier, es decir, el contenido de frecuencias y un grupo de ángulos aleatorios que definen las fases de llegada” (Vanmarcke, 1977).

Entre los métodos estocásticos destacan las técnicas conocidas como estacionarias y no estacionarias.

“Un proceso estacionario puede descomponerse en una suma infinita de armónicos de amplitudes aleatorias, que pueden estar relacionados estadísticamente con su frecuencia respectiva mediante una función aleatoria que tenga una naturaleza espectral” (Hurtado, 1998).

Moreno (2006) indica que “Por otro lado, los procesos no estacionarios, no se pueden representar a través de la suma de funciones de seno y coseno, ya que estos son estacionarios. Los registros sísmicos son altamente no estacionarios, ello se debe a las diferencias en los tiempos de llegada de distintas fases, en sus componentes frecuenciales, así como en su amplitud y duración”. Por tanto, la acción sísmica debe ser representada por un proceso aleatorio no estacionario.

Podemos mencionar algunos métodos para simular procesos no estacionarios como:

- Método de Hurtado (1998).
- Método de Hurtado y Barbat (1998).
- Método de Nau et al. (1982).

### 5.2.2. Acelerogramas Sintéticos Compatibles con un Espectro de Respuesta

“La acción sísmica está relacionada con el tipo de análisis estructural que se pretende realizar. Si el análisis es lineal, bastaría con usar el desacoplamiento modal de las ecuaciones del movimiento y la teoría de espectros de respuesta. En cambio, en un análisis no lineal, es común utilizar procedimientos de integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento, siendo necesaria, la definición de la excitación sísmica a través de acelerogramas” (Barbat y Canet, 1994).

Se han elaborado muchos programas de cómputo, como es el caso del SIMQKE (Venmark, 1976) y el SeismoArtif (Seismosoft), que permiten generar acelerogramas sintéticos compatibles con un espectro de respuesta contemplado dentro de una normativa sísmica de un país.

Moreno (2006) comenta que “La mayoría de los métodos que generan acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta dado, se basan en que una función periódica, como la aceleración  $\ddot{u}(t)$  que define la acción sísmica, pueda ser expresada en base a una serie de ondas sinusoidales”, contemplando de la siguiente manera:

$$\ddot{u}(t) = \sum_{k=1}^n A_k \text{sen}(w_k t + \phi_k)$$

Donde:

- $A_k$ : Amplitud.
- $w_k$ : Frecuencia angular.
- $\phi_k$ : Ángulos de fase de las  $k$  contribuciones sinusoidales.

Moreno (2006) explica el método de Gasparini y Venmarcke (1976), en forma resumida, para la creación de acelerogramas sintéticos de la siguiente forma:

“Fijando una serie de amplitudes y generando diferentes series de ángulos de fase, se pueden generar distintos movimientos con la misma apariencia general en el contenido de frecuencias, pero distintos en los detalles. Estos modelos fijan un número  $n$  de frecuencias, luego se generan de forma aleatoria la misma cantidad de amplitudes y ángulos fase con valores comprendidos entre 0 y  $2\pi$ , dando a la señal un carácter estocástico. Las amplitudes  $A_k$  están relacionadas a la función de densidad espectral  $G(w_k)$ , mediante la siguiente ecuación:

$$G(w_k)\Delta w = \frac{A_k^2}{2}$$

Donde  $G(w_k)\Delta w$  representa la contribución de la potencia del movimiento de la sinusoidal con frecuencia  $w_k$ .”

Con la finalidad de poder simular el carácter transitorio de los sismos, los movimientos definidos por  $\ddot{u}(t)$  serán multiplicado por una función de intensidad envolvente determinista denominada  $I(t)$ . Al final la ecuación que determina la simulación del movimiento queda de la siguiente manera:

$$\ddot{u}(t) = I(t) \sum_{k=1}^n A_k \text{sen}(w_k t + \phi_k)$$

“Este movimiento es estacionario en el contenido de frecuencias con una aceleración pico cercana a la aceleración pico dada” (Gasparini y Venmarcke, 1976).

Las funciones de intensidad simulan el carácter transitorio de los acelerogramas. Algunos ejemplos de las funciones de intensidad deterministas obtenidas a partir de observaciones reales son, de tipo cajón (Fig. 5.12), trapezoidal (Hou, 1968 – Fig. 5.13), exponencial (Liu, 1969 – Fig. 5.14) y compuestas (Jennings, 1968 – Fig. 5.15).

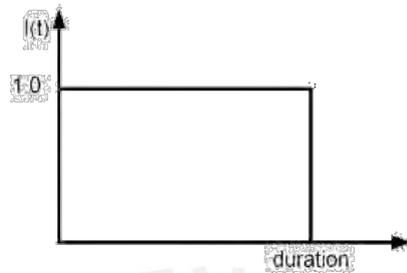


Figura 5.12: Función de intensidad estacionaria o tipo cajón (SeismoArtif Help 2016).

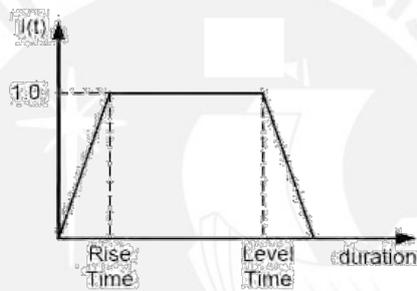


Figura 5.13: Función de intensidad trapezoidal de Hou (1968) (SeismoArtif Help 2016).

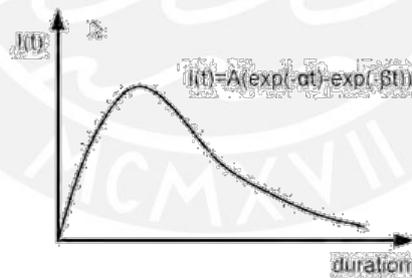


Figura 5.14: Función de intensidad exponencial de Liu (1969) (SeismoArtif Help 2016).

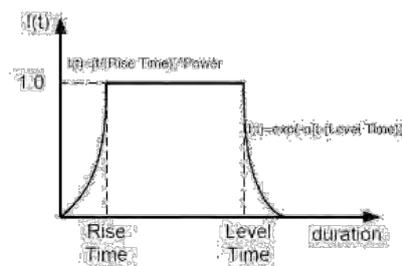


Figura 5.15: Función de intensidad compuesta de Jennings et al. (1968) (SeismoArtif Help 2016).

En el presente estudio se eligió la función de intensidad trapezoidal de Hou (1968) y, siguiendo los lineamientos de Moreno (2006) se tiene los siguientes datos:

Tabla 5.15: Parámetros para la determinación de acelerogramas sintéticos según Moreno (2006).

Descripción	Tiempo (seg)
Duración	45
Tiempo de Subida (ts)	10
Tiempo de Fase Fuerte (tf)	40

### 5.2.3. Acelerogramas Sintéticos para la Ciudad del Cusco

Si queremos representar la acción sísmica dentro de nuestro análisis dinámico no lineal, será necesario elaborar señales sintéticas. Las señales se generarán en base un espectro de peligro uniforme, que en este caso es el espectro elástico de la norma E-0.30. Ya que las edificaciones peruanas son analizadas y diseñadas bajo los lineamientos de esta normativa, es que se elige dicho espectro para hacer incursionar sus estructuras dentro del rango inelástico. Estas señales se generan para un determinado *PIS*. El *PIS* utilizado es la aceleración máxima del suelo (*PGA*) debido a que el peligro sísmico en el Perú está en función a este parámetro.

A continuación, se muestran acelerogramas generados para Cusco con *PGA* de 0.20g (Fig. 5.16) y 0.60g (Fig. 5.17):

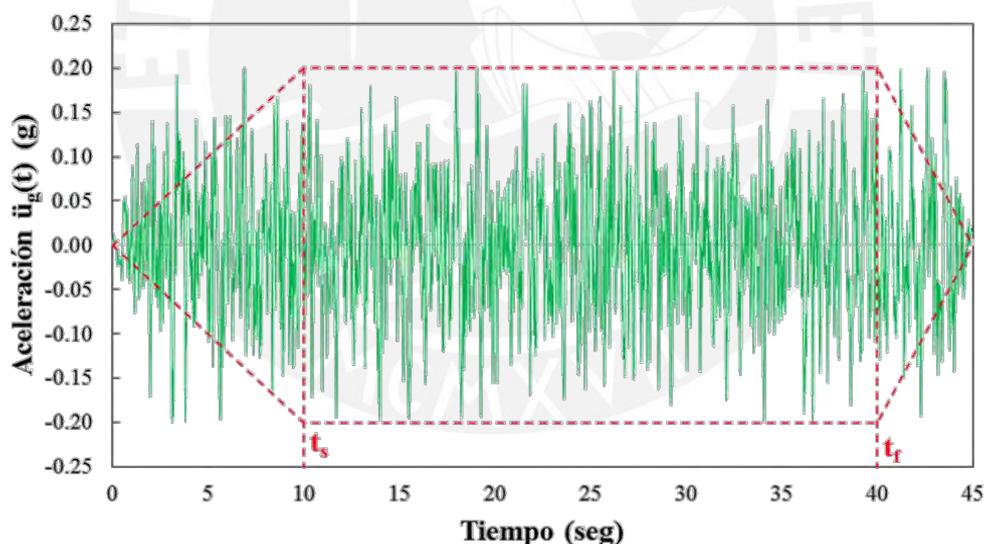


Tabla 5.16: Señal sintética escalada a una aceleración máxima del suelo de 0.20g.

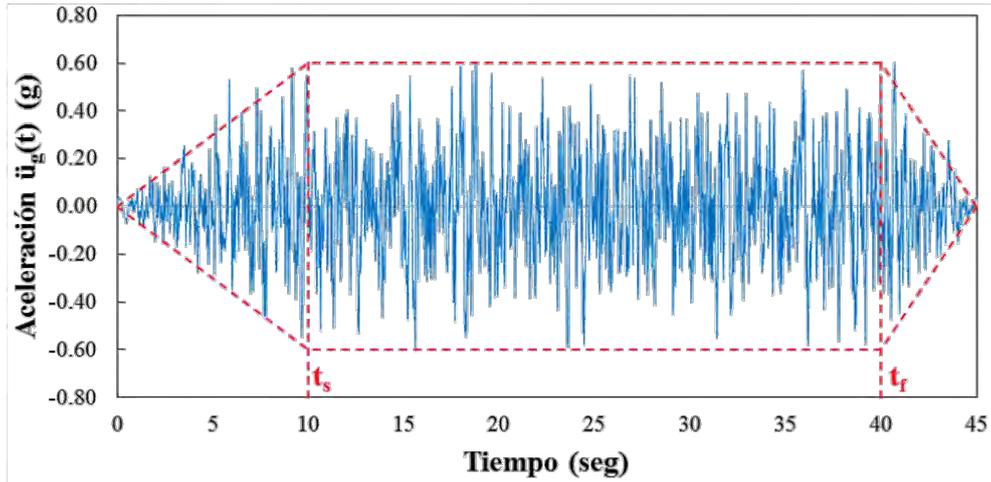


Tabla 5.17: Señal sintética escalada a una aceleración máxima del suelo de 0.60g.

Estas señales fueron generadas de manera aleatoria mediante el programa SeismoArtif 2016. En las Fig. 5.18 y 5.19 se muestran los espectros de respuesta calculados para acelerogramas escalados a 0.20g y 0.60g.

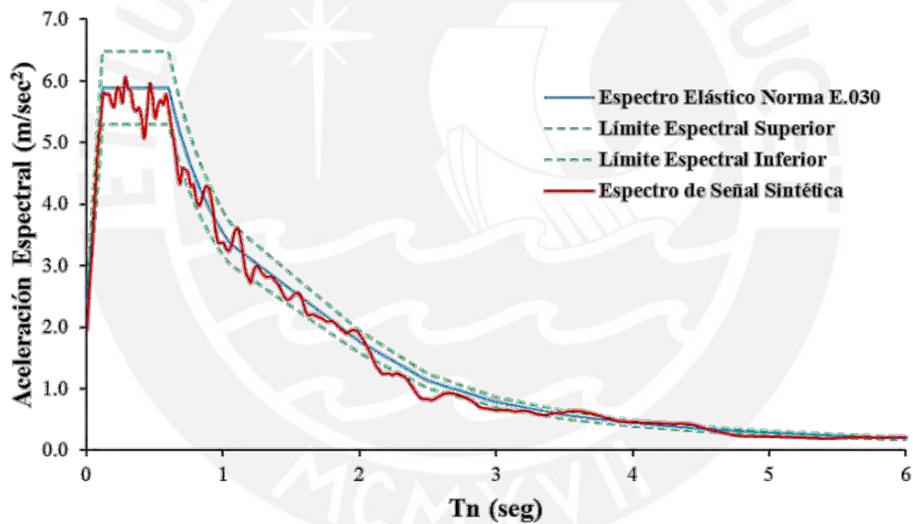


Tabla 5.18: Comparación de los espectros de la norma y de la señal sintética escalada a 0.20g.

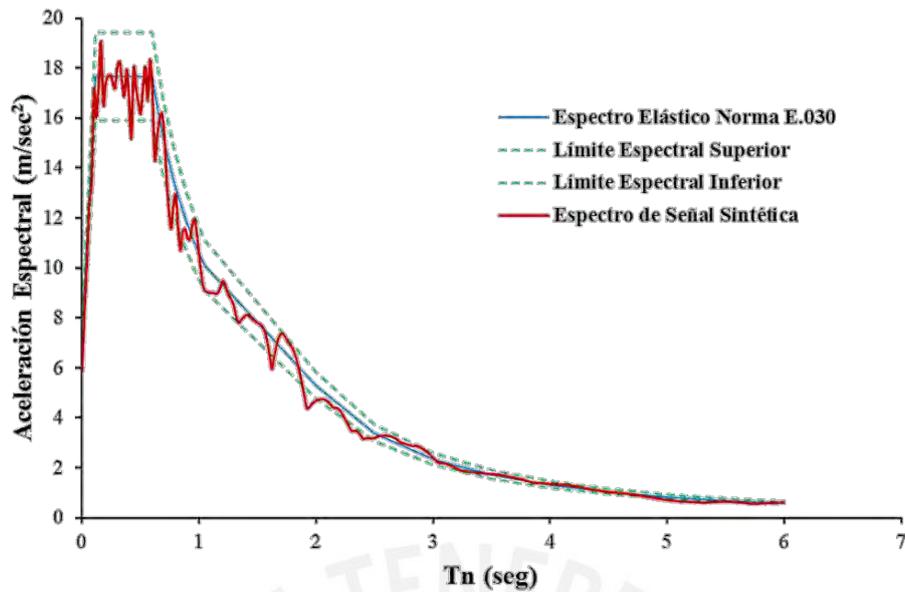


Tabla 5.19: Comparación de los espectros de la norma y de la señal sintética escalada a 0.60g.

Debemos notar que los espectros de las señales sintéticas (color rojo) tienen un adecuado ajuste con respecto al espectro elástico de la norma E.030 (color azul). Ello es indicativo que los acelerogramas fueron creados adecuadamente y no presenten ningún tipo de inconsistencias.

Las señales sintéticas creadas a partir de la variabilidad del *PGA* como *PIS* permitirán definir la acción sísmica que afectará los modelos estructurales. Al final se crearon 100 acelerogramas sintéticos distintos para cada *PGA* definido en un intervalo que va de 0.05g hasta 1.00g, con incrementos de 0.05g. En total tendremos 2000 muestras de señales sísmicas.

## VI. CURVAS DE FRAGILIDAD

### 6.1. INTRODUCCIÓN

“La fragilidad de un edificio está relacionada con su vulnerabilidad sísmica y se puede cuantificar mediante curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada” (FEMA, 1999).

Bonett (2003) plantea que “las curvas de fragilidad son de gran utilidad para los ingenieros de diseño, investigadores, expertos en fiabilidad, expertos de compañías de seguros y administradores de sistemas críticos, entre otros, porque son parte esencial de los siguientes estudios:

- Evaluación del riesgo sísmico de sistemas estructurales.
- Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento de sistemas estructurales y no estructurales.
- Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación.
- Determinación de las probabilidades de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos, las cuales pueden servir para la toma de decisiones y elaboración de las normativas utilizadas por las entidades responsables de la seguridad de los sistemas y protección de los usuarios.”

### 6.2. IMPORTANCIA DEL PROCESO DE SIMULACIÓN

“A través del método Montecarlo podemos determinar la respuesta de procesos estocásticos con técnicas de simulación de sistemas reales. A partir de funciones de distribución de probabilidad de las variables del proceso se pueden estimar las respuestas. A pesar de que un conjunto de edificaciones puede haber sido construidas en similares condiciones, siempre existirá la posibilidad que sus propiedades mecánicas presenten variabilidad con respecto a las originales de diseño. Por ello, su comportamiento frente a los sismos será cambiante y este es el motivo de considerar la variabilidad de los parámetros estructurales y sísmicos que determinan el comportamiento no lineal de la estructura.” (Bonnet, 2003)

#### 6.2.1. Incertidumbre en los Parámetros Estructurales

Se ha considerado la variabilidad de tres parámetros estructurales: resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ), deformación última del concreto ( $\epsilon_{cu}$ ) y la resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ ). Según Velásquez (2006), se ha tomó una distribución normal con coeficiente de variación del 15% para datos experimentales con  $f'c$  igual a 210 kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 6.1 - según planos de diseño) y una deformación última del concreto igual a 0.004 (Fig. 6.3 - modelo de Hognestad). Para el caso del esfuerzo de fluencia  $f_y$ , Velásquez (2006) considera una distribución lognormal de datos experimentales con coeficiente de variación del 6% que será tomada en cuenta para el presente estudio (Fig. 6.2). Se usará la técnica del Hipercubo Latino (Stein, 1987 y Florian, 1992), basado en un muestreo mejorado del método Montecarlo, para el análisis de sistemas complejos con variabilidad de parámetros estructurales. Los valores para cada parámetro estructural son elegidos de forma aleatoria a partir de una distribución de probabilidad. En este caso se generaron un conjunto de 100 muestras de parámetros estructurales por cada nivel de intensidad sísmica a través de un algoritmo creado en MATLAB en base a técnica del Hipercubo Latino.

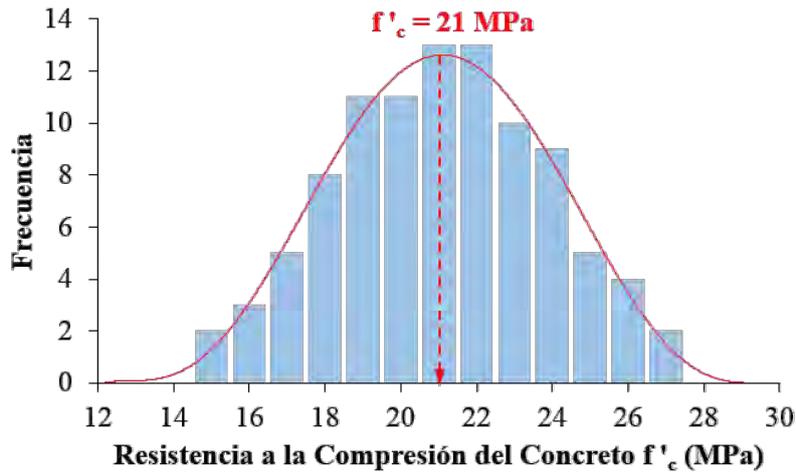


Figura 6.1: Funciones de densidad de probabilidad de la resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$ .

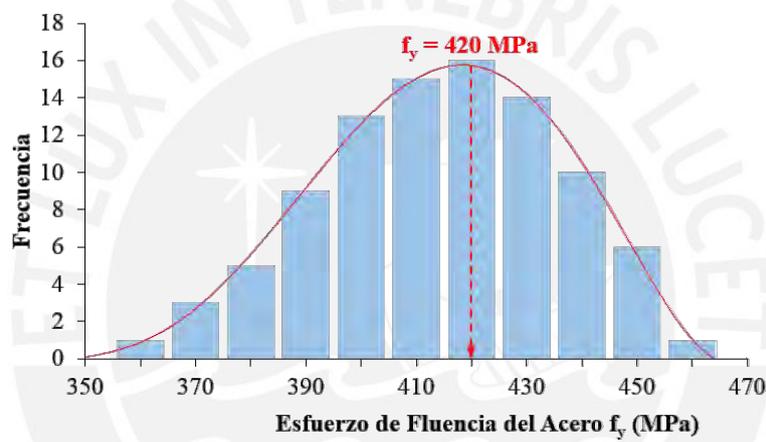


Figura 6.2: Funciones de densidad de probabilidad del esfuerzo de fluencia del acero  $f_y$ .

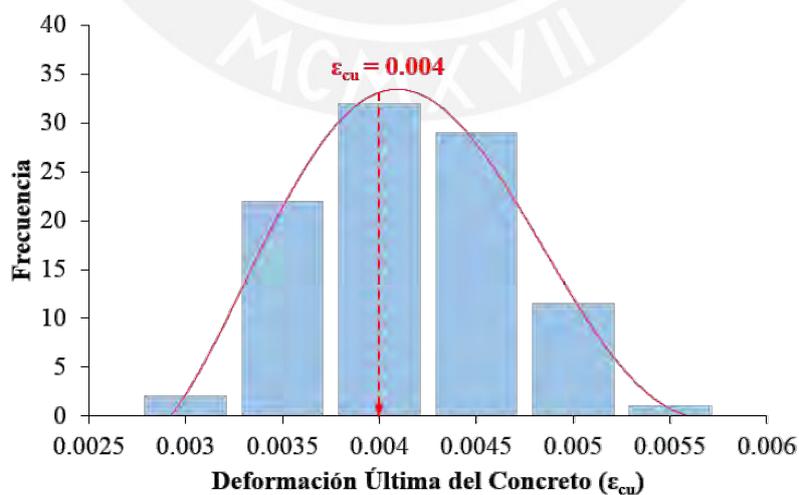


Figura 6.3: Funciones de densidad de probabilidad de la deformación última del concreto  $\epsilon_{cu}$ .

## 6.2.2. Incertidumbre en los Parámetros Sísmicos

Los valores de PGA tomados para la simulación fueron desde 0.05g hasta 1.00g con incrementos de 0.05g. Se crearon 100 muestras de acelerogramas sintéticos por cada uno de los valores de *PGA* definido como *PIS* dentro de la variabilidad de los parámetros sísmicos. En total se analizaron 2000 acelerogramas sintéticos dentro de los modelos estructurales. Este número de señales sísmicas coincide con el número de muestras de los parámetros estructurales. Esta cantidad de muestras fueron elaboradas con apoyo del software de ingeniería SeismoArtif 2016. Este programa crea las señales sintéticas considerando la teoría del Capítulo 5, aplicando el espectro de respuesta elástico de diseño de la norma E.030.

## 6.3. ANÁLISIS SÍSMICO TIEMPO HISTORIA NO LINEAL

Las edificaciones analizadas presentan una estructura aporricada conformada por vigas y columnas de concreto armado. El modelo estructural está representado por un pórtico típico considerado más crítico en la dirección débil de la estructura frente a la acción sísmica. Este pórtico plano considera elementos lineales tipo frame con asignación de rótulas plásticas concentradas por flexión en dos puntos en las columnas (inicio y fin) y tres puntos en las vigas (inicio, centro y fin), de tal manera que toman en cuenta la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia del sistema estructural a través del tiempo. Las propiedades no lineales de las secciones de los elementos estructurales fueron simuladas a través de diagramas de momento-rotación tomando en cuenta leyes constitutivas del concreto (Hognestad) y del acero (Elastoplástico Perfecto). Los diagramas son obtenidos a través de un algoritmo en MATLAB y generados en forma automática para cada una de las muestras simuladas de los parámetros estructurales.

Para determinar el comportamiento inelástico del sistema es necesario definir un modelo de disipación de energía de la estructura (modelo de histéresis). Se escogió el modelo de histéresis según Takeda, Sozen, Nielsen (1970), también llamado Modelo de Takeda, para el caso de una sección de concreto armado.

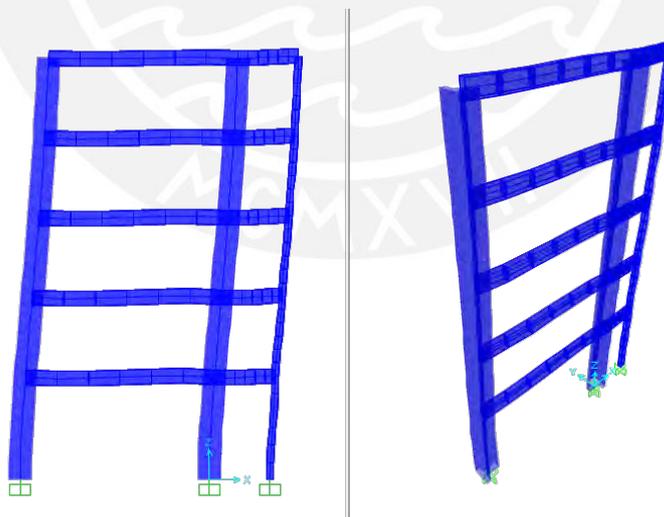


Figura 6.4: Modelo plano (2D) del edificio de Electrónica usando SAP2000.

En la Fig. 6.4 podemos observar la idealización estructural del pórtico representativo del edificio de Ingeniería Electrónica. En la Fig. 6.5 apreciamos el diagrama de histéresis de una de las rótulas plásticas concentradas definidas en la viga V1 del mismo edificio universitario. La Fig. 6.6 muestra el comportamiento histeréticos de una rótula plástica definida en la columna C1 del edificio universitario de Ingeniería Electrónica.

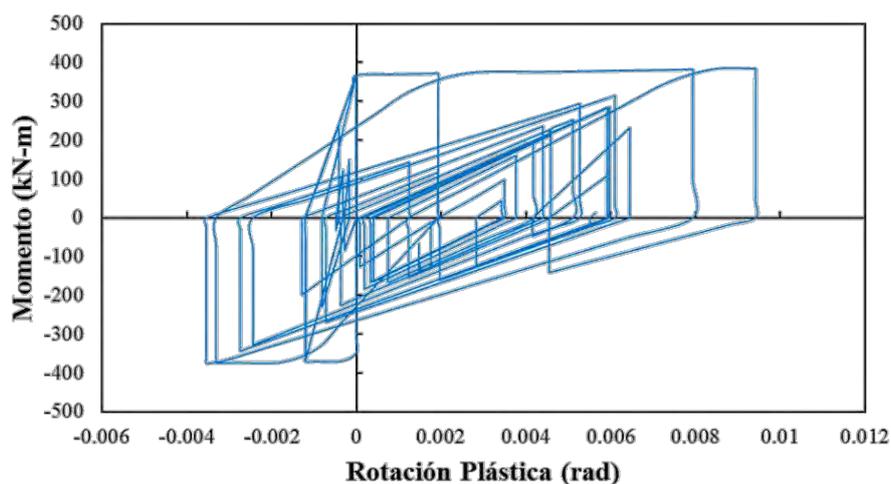


Figura 6.5: Histéresis de las rótulas plásticas definidas en la viga V1.

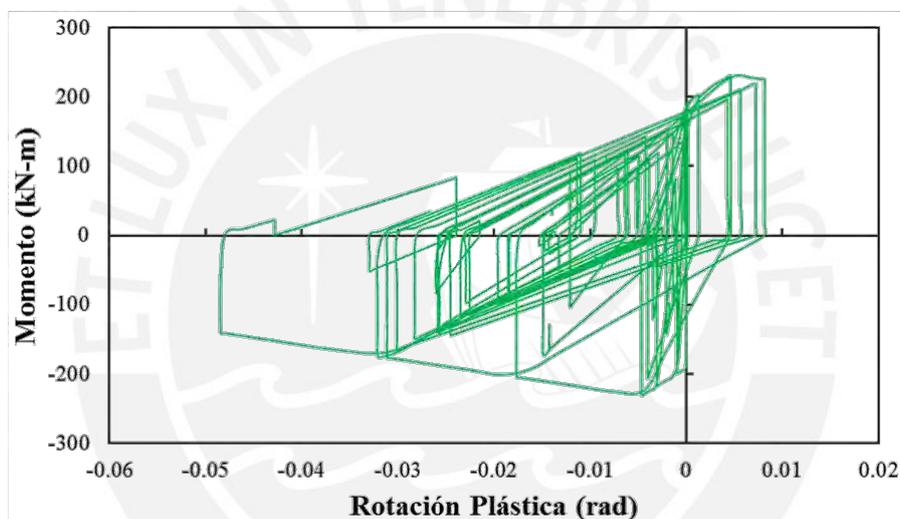


Figura 6.6: Histéresis de las rótulas plásticas definidas en la columna C1.

#### 6.4. FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE DAÑO

Las 2000 muestras de los modelos estructurales analizados (considerando la variabilidad en los parámetros sísmicos y estructurales) permitirán elaborar funciones de distribución de probabilidad (*FDP*) a través del proceso de simulación. Este proceso es elaborado a través de distintos algoritmos creados en el programa MATLAB. Se consideraron algoritmos para los siguientes objetivos: definición de datos de ingreso sobre la información de cada edificio universitario, generación de 100 muestras distintas por cada valor de *PGA* definido en un intervalo de 0.05g a 1.00g (usando la técnica del Hipercubo Latino), proceso de simulación del análisis tiempo historia no lineal de cada una de las muestras a través de la interacción MATLAB-SAP2000 automática, generación de funciones de distribución de probabilidad (*FDP*) y generación de funciones de distribución acumulada (*CDF*).

En las Fig. 6.7, 6.8 y 6.9 se muestran las gráficas de las *CDFs* de los edificios de Enfermería (direcciones Y y X) e Ingeniería Electrónica (dirección Y) para los distintos niveles de intensidad sísmica.

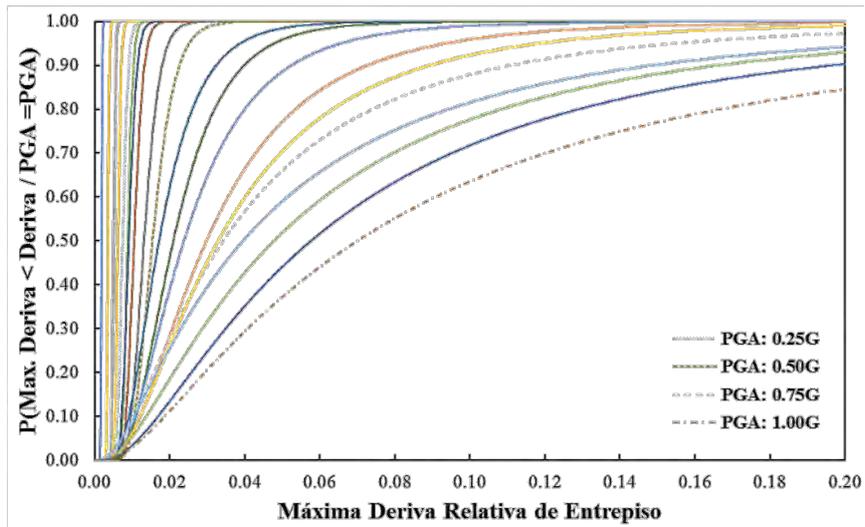


Figura 6.7: CDFs para el edificio universitario de Enfermería (dirección Y).

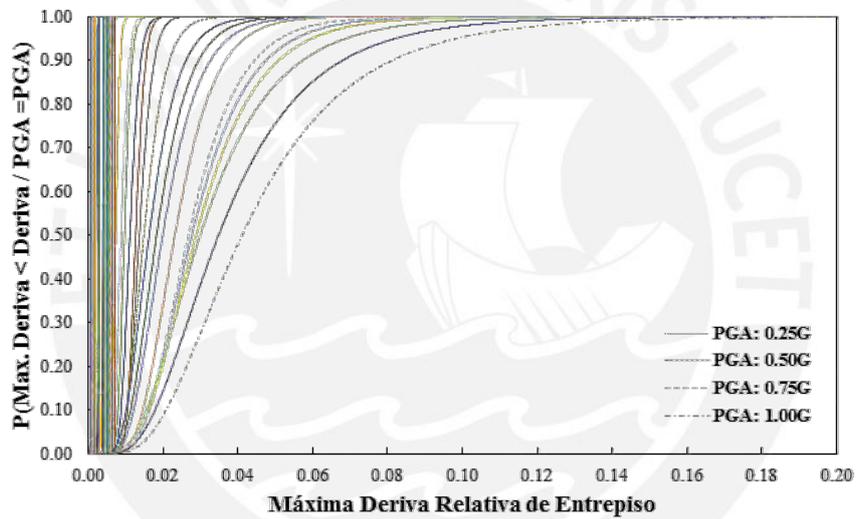


Figura 6.8: CDFs para el edificio universitario de Enfermería (dirección X).

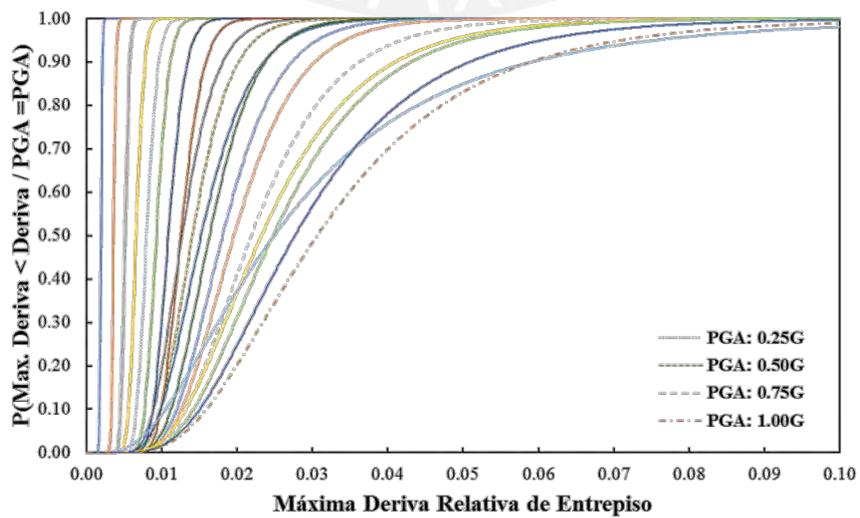


Figura 6.9: CDFs para el edificio universitario de Electrónica.

## 6.5. PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA

Usando el método analítico a través de algoritmos implementados en MATLAB, se elaboraron las curvas de fragilidad para los dos edificios universitarios de la ciudad del Cusco. En las siguientes gráficas se muestran las curvas de dichas edificaciones expresadas en términos de *PGA* y la pseudo aceleración (*Sa*) correspondiente al periodo fundamental de vibración de cada uno de los edificios.

Recordar que las probabilidades de excedencia de un determinado *ED* acorde a un *PIS* se expresan como:

$$P(ED \geq ED_i/PIS) = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{PIS,ED_i}} \times \ln \left( \frac{PIS}{PIS} \right) \right]$$

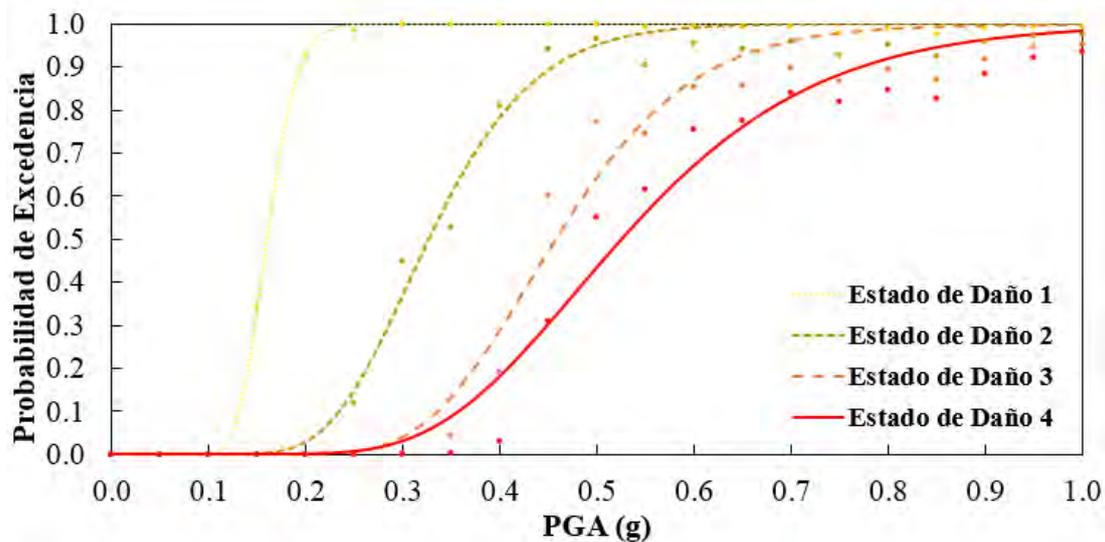


Figura 6.10: Curvas de fragilidad para el edificio universitario de Enfermería (dirección Y) en función de PGA.

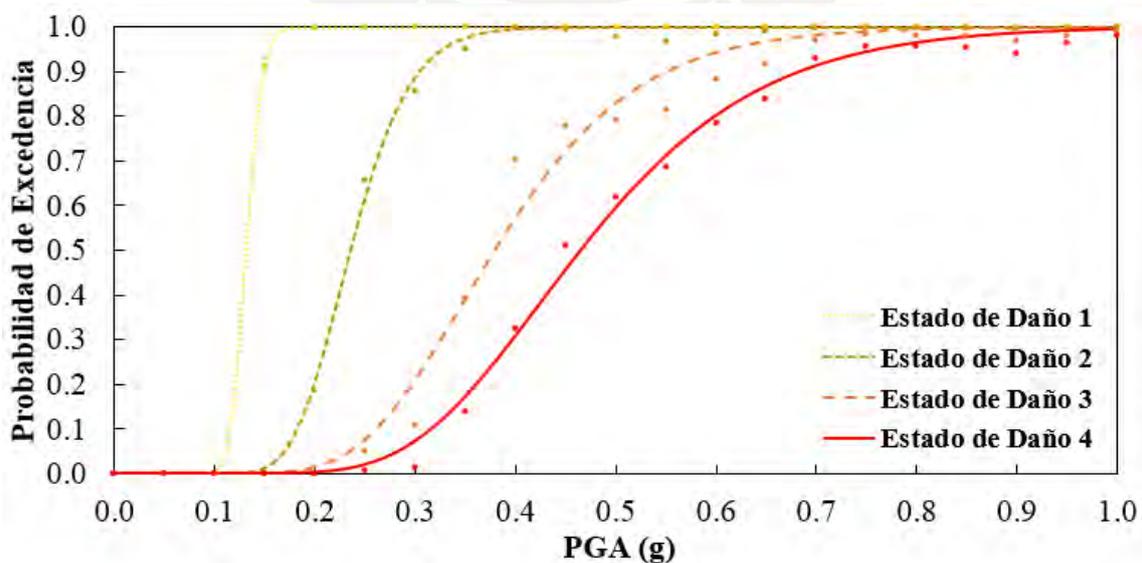


Figura 6.11: Curvas de fragilidad para el edificio universitario de Enfermería (dirección X) en función de PGA.

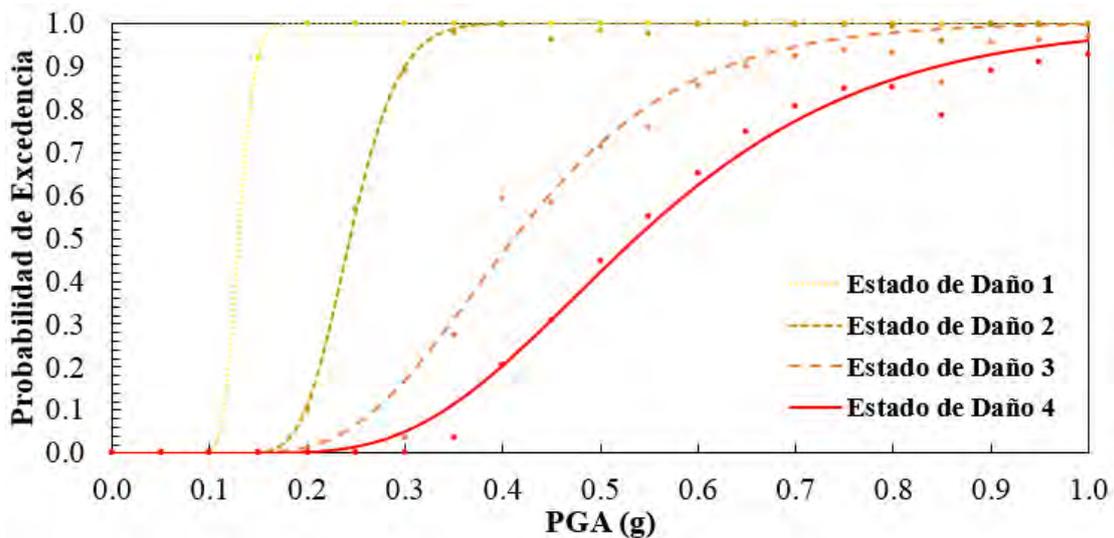


Figura 6.12: Curvas de fragilidad para el edificio universitario de Ingeniería Electrónica en función de PGA.

La Fig. 6.9 y 6.10 muestran las curvas de fragilidad obtenidas para el edificio universitario de Enfermería en función de PGA en las direcciones de análisis Y y X. La Fig. 6.11 muestra las curvas de fragilidad del edificio universitario de Ingeniería Electrónica en función de PGA para la dirección Y.

Podemos observar que las curvas de fragilidad de la facultad de Enfermería en la dirección X se encuentran más pegadas hacia la izquierda comparándolas con las curvas en la dirección Y. Ello indica que ante un determinado nivel de intensidad sísmica (PGA) se tendría un mayor porcentaje de daño en el pórtico 1. Esta observación será aclarada al calcular el porcentaje de daños en el siguiente acápite.

### 6.6. PORCENTAJES DE DAÑO

Los porcentajes de daño podrán ser calculados en base a las curvas de fragilidad escogiendo adecuadamente los escenarios de intensidad sísmica. El procedimiento consiste en determinar las probabilidades para los diversos estados de daño (*ED*) y los factores de daño (*FD*), que permiten calcular un Factor de Daño Medio (*FDM*) (Hwang y Lin 2002). La intensidad sísmica ó PGA de 0.22g proveniente del estudio de peligro sísmico probabilístico en Cusco debe ser afectada por el coeficiente *S* que representa el tipo de suelo de acuerdo con la norma E.030 (2014). Este coeficiente afectará la ubicación del PGA en el eje de las abscisas dentro de los gráficos de curvas de fragilidad al determinar los porcentajes de daños por sismos. El coeficiente *S* será igual a 1.20 porque ambas edificaciones se encuentran ubicadas en la ciudad del Cusco, específicamente en la UNSAAC que presenta las mismas características de tipo de suelo tipo *S*<sub>2</sub>. Los dos factores fueron determinados siguiendo los lineamientos de la norma sismorresistente E.030 (2014).

Ahora calcularemos el nuevo PGA' para ambos edificios universitarios:

$$PGA' = PGA(S) = 0.22g \times (1.20) = 0.26g$$

El siguiente paso consiste en ubicar esta nueva intensidad sísmica en el eje de las abscisas para luego determinar el porcentaje de cada uno de los estados de daño.

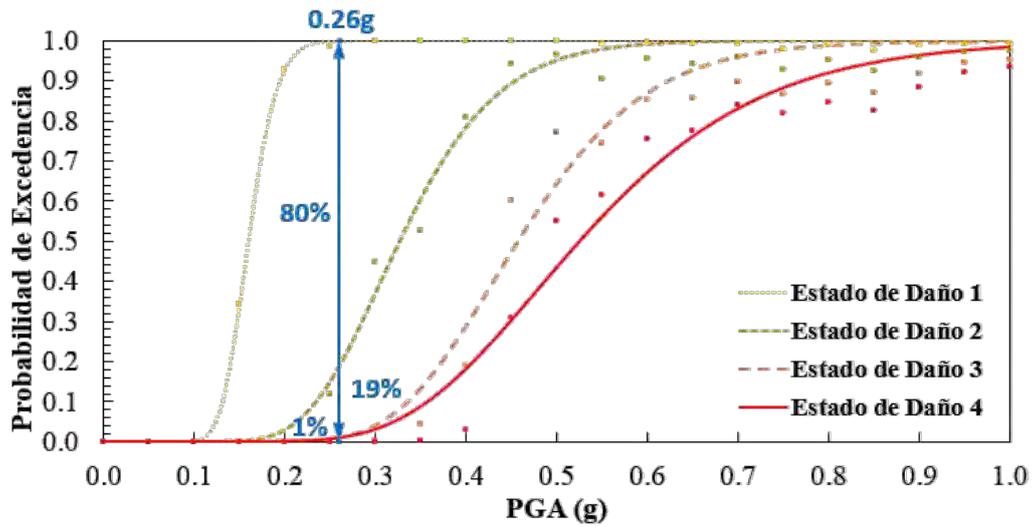


Figura 6.13: Probabilidad de daño para un PGA' de 0.26g en la facultad de Enfermería (dirección Y).

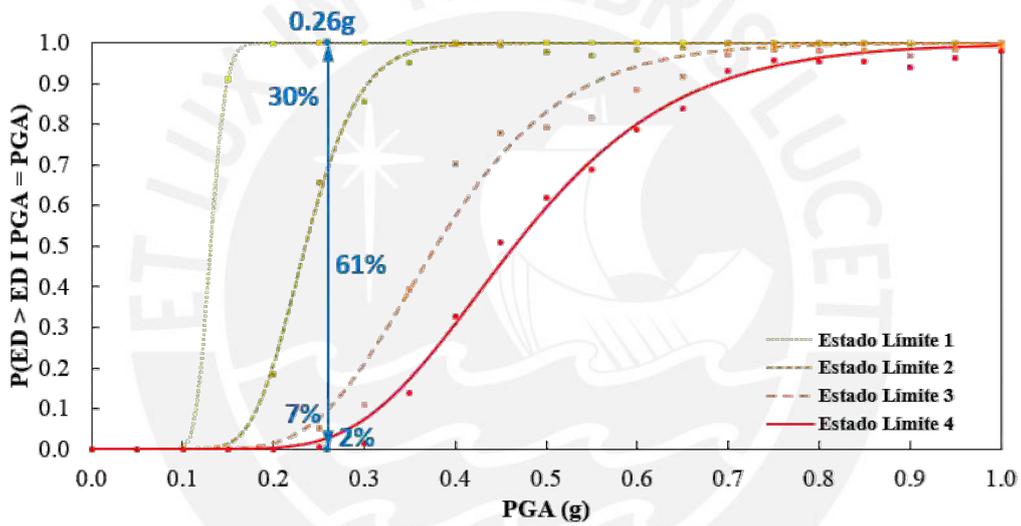


Figura 6.14: Probabilidad de daño para un PGA' de 0.26g en la facultad de Enfermería (dirección X).

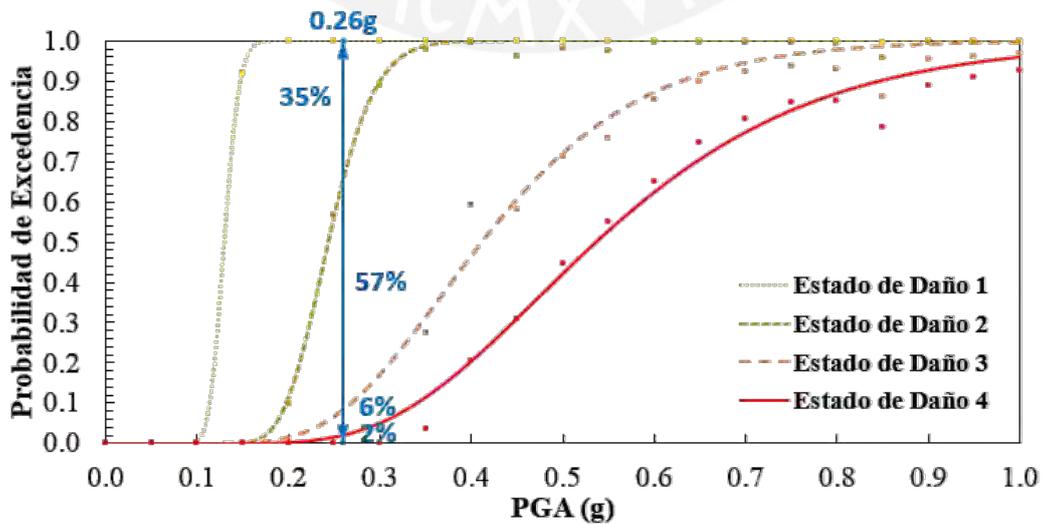


Figura 6.15: Probabilidad de daño para un PGA' de 0.26g en la facultad de Ingeniería Electrónica.

Tabla 6.1: FDM calculado en base a un PGA' de 0.26g para el edificio universitario de Enfermería (dirección Y).

Estado de Daño	Probabilidad	DM	Prob. x DM
Sin Daño	0%	0%	0.0%
Ligero	80%	5%	4.0%
Moderado	19%	20%	3.8%
Extenso	0%	65%	0.0%
Colapso	1%	100%	1.0%
<b>FDM:</b>			<b>8.8%</b>

Tabla 6.2: FDM calculado en base a un PGA' de 0.26g para el edificio universitario de Enfermería (dirección X).

Estado de Daño	Probabilidad	DM	Prob. x DM
Sin Daño	0%	0%	0.0%
Ligero	30%	5%	1.50%
Moderado	61%	20%	12.20%
Extenso	7%	65%	4.55%
Colapso	2%	100%	2.00%
<b>FDM:</b>			<b>20.25%</b>

Tabla 6.3: FDM calculado en base a un PGA' de 0.26g para el edificio universitario de Electrónica.

Estado de Daño	Probabilidad	DM	Prob. x DM
Sin Daño	0%	0%	0.00%
Ligero	35%	5%	1.75%
Moderado	57%	20%	11.40%
Extenso	6%	65%	3.90%
Colapso	2%	100%	2.00%
<b>FDM:</b>			<b>19.05%</b>

Los FDM calculados en las Tablas 6.1, 6.2 y 6.3 permiten afirmar que los edificios universitarios de Enfermería e Ingeniería Electrónica se dañan 8.8% (dirección Y), 20.25% (dirección X) y 19.05% respectivamente, ante un evento sísmico con una intensidad igual a 0.26g. Estos valores representan la cantidad de daño expresada en un porcentaje del costo total de reposición (solo sistema estructural) de una edificación nueva, que debe ser asumido ante un evento sísmico con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Este evento sísmico es definido dentro del PSHA de la ciudad del Cusco (0.22g) y recomendado por la norma sismorresistente E.030 y el comité norteamericano VISION 2000, y luego afectado y amplificado por el factor de suelo en la zona de estudio S igual a 1.20.

Podemos observar que los FDM representan porcentajes menores al 50% de daño de los edificios ante un evento sísmico catalogado como raro (periodo de retorno de 475 años), ello evidencia que tienen un adecuado comportamiento sísmico. Al obtener los valores numéricos del FDM para ambas direcciones de análisis en la facultad de Enfermería, podemos confirmar que la dirección X tiene un mayor FDM que la dirección Y. Por ende, el costo de reposición será mucho mayor si el sismo no solo tiene características de intensidad sísmica sino de dirección paralela a X.

Finalmente, estos FDM permiten estimar el costo de reparación de cada edificación a través del producto de dichos factores por el área total construida y por el costo unitario de reparación a nivel de sistema estructural. Estos cálculos se muestran en la Tabla 6.4 y se obtienen los costos de reparación para los tres casos hasta ahora descritos considerando un costo unitario aproximado

de \$ 250/m<sup>2</sup>. En dicha tabla también se incluyeron los porcentajes de FDM resultantes ante un nivel de intensidad sísmica de 0.45g, ya que este valor representa a la zona peruana con la sismicidad más alta.

*Tabla 6.4: Costos de reparación estimados para las facultades de Enfermería y Electrónica.*

<b>0.26g</b>						
<b>Facultad</b>	<b>Dir. análisis</b>	<b>FDM</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Pisos</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>	<b>Costo (\$)</b>
Enfermería	Y	8.80%	527.72	4	250	46 439.36
Enfermería	X	20.25%	527.72	4	250	106 863.30
Electrónica	Y	19.05%	561.35	5	250	133 671.47
<b>0.45g</b>						
<b>Facultad</b>	<b>Dir. análisis</b>	<b>FDM</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Pisos</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>	<b>Costo (\$)</b>
Enfermería	Y	50.02%	527.72	4	250	263 965.54
Enfermería	X	68.50%	527.72	4	250	361 488.20
Electrónica	Y	58.30%	561.35	5	250	409 083.81



## VII. CONCLUSIONES

Un método analítico ha sido propuesto para obtener curvas de fragilidad de dos edificios universitarios peruanos al no existir suficiente información de su vulnerabilidad sísmica. Las curvas de fragilidad analíticas son generadas a través de la simulación y análisis de 2000 modelos estructurales que consideran la variabilidad en sus parámetros estructurales y sísmicos. Luego, el porcentaje de daño en las edificaciones es calculado aplicando una metodología sencilla propuesta por Hwang y Lin (2002) relacionado a un determinado escenario producto de un PSHA (Capítulo V).

Este método provee un procedimiento preciso y realístico de obtener curvas de fragilidad analíticas y porcentajes de daños producidos por sismos en función al costo total de reposición de una edificación. El método permite analizar un gran número de muestras de cada edificio universitario y ello nos conduce a resultados más confiables en comparación de estudios realizados con pocas muestras. En dichos estudios puntuales no se considera la variabilidad de parámetros sísmicos y estructurales. En contraparte, este método genera un alto costo computacional que se traduce en largos periodos de cálculo.

En la metodología se han considerado 100 muestras con variabilidad en los parámetros estructurales: resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$ , esfuerzo de fluencia del acero  $f_y$  y deformación última del concreto  $\epsilon_{cu}$ , para cada uno de los niveles de intensidad sísmica. Es decir, se tendrán 2000 muestras distintas que representarán la variabilidad en las propiedades físico mecánicas de los materiales. La variabilidad fue simulada a través de la técnica del Hipercubo Latino que es una mejora de la simulación Montecarlo para sistemas complejos reales. Los parámetros estructurales, a través de los modelos constitutivos del concreto y del acero (modelo de Hognestad y modelo elastoplástico perfecto), tienen influencia directa en los diagramas momento-curvatura y momento-rotación de cada una de las rótulas plásticas definidas en el modelo estructural plano (2D) de ambos edificios universitarios.

La variabilidad de los parámetros sísmicos se basa en generación de acelerogramas sintéticos cuyo espectro de respuesta es compatible con el espectro de diseño elástico de la normativa E.030. Esto permite hacer incursionar a las edificaciones dentro de su rango inelástico. Se definió un intervalo de escalamiento de 0.05g a 1.00g con pasos de 0.05g. Se tendrán un total de 2000 acelerogramas sintéticos a partir de 100 muestras con parámetros estructurales para cada nivel de PGA.

De acuerdo con las recomendaciones de la normativa sismorresistente E.030 para el análisis sísmico de edificaciones, se espera un sismo raro que presente 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años. Dicha intensidad sísmica producirá una aceleración máxima del suelo (PGA) igual a 0.22g en la ciudad del Cusco de acuerdo con su PSHA que debe ser escalada por un factor S que representa el tipo de suelo donde se edificaron las estructuras. De acuerdo a la E.030, y considerando los antecedentes de los estudios de suelos de las edificaciones, tenemos un S igual a 1.20, que al multiplicar con el PGA inicial tenemos un resultado de 0.26g. Ubicando este nuevo PGA en las Fig. 110 y 111, y calculando sus respectivos FDM, obtendremos porcentajes de daños de 8.80 % y 19.05% para los edificios universitarios de Enfermería e Ingeniería Electrónica respectivamente. Estos porcentajes indican un adecuado comportamiento estructural de los edificios ante un evento sísmico catalogado como raro (periodo de retorno de 475 años). Los resultados demuestran que los edificios tienen un adecuado comportamiento sísmico.

Similarmente al estudio realizado en el presente trabajo, futuros estudios deben llevarse a cabo con la finalidad de elaborar funciones de fragilidad analíticas para edificaciones universitarias con distinto sistema estructural (e. g. sistemas duales de pórticos y muros de concreto armado, sistemas de muros estructurales, sistemas con estructuras de acero, etc.).

Por otro lado, podría requerirse de estudios que evalúen la diferencia de resultados entre un modelo plano (2D) con un modelo tridimensional (3D) del mismo tipo de edificaciones. Considerando inclusive la variabilidad de mayor cantidad de parámetros estructurales como la deformación inicial del concreto ( $\epsilon_0$ ), espaciamiento de estribos en elementos estructurales (s), espaciamiento de barras longitudinales (sh), entre otros. Estos procedimientos permitirán definir si la aproximación entre un modelo plano con ciertos parámetros estructurales es buena en comparación con los resultados hallados en un modelo 3D.



## VIII. BIBLIOGRAFÍA

Abrams, D. y Shinozuka, M. (1997). *Loss assessment of Memphis buildings*. Technical Report NCEER-97-0018. Universidad del Estado de Memphis. USA.

Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Universidad de Fuerzas Armadas CEINCI-ESPE. Ecuador.

Aguiar, R. y Bobadilla, C. (2006). *Curvas de fragilidad para estructuras de hormigón armado y comparación con HAZUS*. Rev. Int. De Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 6(1), 49.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1998). *Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente*. Colombia.

Astorga, M. y Aguilar, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas*. Tesis para optar el grado académico de magíster en ingeniería civil. PUCP. Lima, Perú.

Azis, T. (1976). *Inelastic dynamic analysis of building frames*. Departamento de Ingeniería Civil, MIT. Cambridge, Massachusetts. USA.

Bariola, J. (2001). *Apuntes de clase – Ingeniería Sismorresistente*. PUCP. Lima, Perú.

Benito, B. y Cabañas L. (1999). *Caracterización del Movimiento del Suelo en Ingeniería Sísmica*. Física de la Tierra, 11, 49-79.

Bernal, I. y Tavera, H. (2002). *Geodinámica, sismicidad y energía sísmica en Perú*. Monografía IGP, 64. Lima, Perú.

Bolaños, A., y Monroy, O. (2004). *Espectros de peligro uniforme*. Tesis para optar el grado académico de magíster en ingeniería civil. PUCP. Lima, Perú.

Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis para optar el grado académico de doctor en ingeniería civil. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

Borda, L. y Pastor, A. (2007). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos*. Tesis para optar por el título de ingeniero civil. PUCP. Lima, Perú.

Computers and Structures Inc. (2016). *SAP2000 v.19. Structural Analysis Program*.

Crisafulli, F. y Villafañe, E. (2017). *Espectros de respuesta y de diseño*. Guía de Estudio: Ingeniería Sismorresistente. Universidad Nacional de Cuyo. Mendoza, Argentina.

Crowley, H., Pinho, R., Bommer, J. and Bird, J. (2006). *Development of a displacement method for earthquake loss assessment*. Pavia, Italia.

Chunque, J. (2013). *Nivel de desempeño sísmico del edificio 'A' de la Universidad Privada del Norte*. Tesis para optar por el título de ingeniero civil. Universidad Nacional de Cajamarca, Perú.

De la Colina, J. (2002). *Assessment of design recommendations for torsionally unbalanced multistory buildings*. Earthquake Spectra, 19(1), 47-66.

De la Cruz, I. (2011). *Peligro sísmico probabilístico y espectro uniforme en la región Ancash*. UNASAM. Ancash, Perú.

Duan, X. and Chandler, A. (1993). *Inelastic seismic response of code-designed multistory frame buildings with regular asymmetry*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22(5), 431-445.

Fahjan, Y. and Ozdemir, Z. (2014). *Scaling of earthquake accelerograms for non-linear dynamic analyses to match the earthquake design spectra*. 14WCEE.

Flores, T. (2003). *Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado*. Tesis para optar el grado académico de magíster en ingeniería civil. PUCP. Lima, Perú.

Fourier d'Albe, E. (1988). *An approach to earthquake risk management*. Engineering Structures.

Gamarra, C. (2009). *Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú*. UNI. Lima, Perú.

Gómez, J. y Maldonado, E. (2004). *Estudio analítico de los efectos de la torsión natural en el comportamiento de edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados ante solicitaciones sísmicas*. UIS Ingenierías, 3(2), 147-158.

Guevara, N., Osorio, S., y Vargas, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal*. Tesis para optar el grado académico de ingeniero civil. Universidad de El Salvador. San Salvador.

HAZUS 99 (1999). *Earthquake loss estimation methodology*. Federal Emergency Management Agency, FEMA y National Institute of Building Sciences NIBS, 5(capítulo 5). Washigton D.C., USA.

Hong, H. P., and Lind, N. C. (1996). *Approximate reliability analysis using normal polynomial and simulation results*. Structural Safety, 18(4), 329-339.

Huerta, Y. y Uribe, C. (2006). *Desempeño sísmico de un tipo de edificio educativo peruano diseñado antes de 1997*. Tesis para optar por el título de ingeniero civil. PUCP. Lima, Perú.

Humar, J. and Kumar, P. (1999). *Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Inelastic response*. Canadian Journal of Civil Engineering. Canadá.

Hwang, H. and Huo, J-R. (1994). *Generation of hazard-consistent fragility curves for seismic loss estimation studies*. Technical Report NCEER-94-0015. Universidad del Estado de Memphis. USA.

Hwang, H., and Lin, Y.W. (2002). *Seismic loss assessment of memphis city school buildings*. Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE).

International Conference of Building Officials (1997). *Uniform building code*. USA.

Kuroiwa, J. (2002). *Reducción de desastres – Viviendo en armonía co la naturaleza*. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). Lima, Perú.

Lallemant, D., Kiremidjian, A. and Burton, H. (2015). *Statistical procedures for developing earthquake damage fragility curves*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 44, 1373-1389.

- Lovon, H. (2017). *Estimación de la vulnerabilidad sísmica de viviendas de albañilería confinada de Lima*. Tesis para optar el grado académico de magister en ingeniería civil. PUCP. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2014). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"*. Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma Técnica E.060 "Concreto Armado"*. Perú.
- Minoru, W. y Martinez, E. (1988). *Towards optimal in-core equation solving*. Journal of Computers and Structures.
- Magna-Verdugo, C., Hube, M., Favier, P. y Saitua, F. (2017). *Analytical fragility curves of high-rise reinforced concrete shear wall buildings*. 16WCEE.
- Navarro, C. y Fernández, J. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. Tesis para optar el grado académico de ingeniero civil. PUCP. Lima, Perú.
- MathWorks Inc. (2015). MATLAB v2015a. *The Language of Technical Computing*.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis para optar el grado académico de doctora en ingeniería civil. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Montalvo, O. (2014). *Curvas de fragilidad sísmica mediante la simulación de Montecarlo y análisis tiempo historia*. Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho, Perú.
- Navarro, C. y Fernández J. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. Tesis para optar por el título de ingeniero civil. PUCP. Lima, Perú.
- Orrillo, J. (2014). *Desempeño sismorresistente del edificio '2H' de la Universidad Nacional de Cajamarca*. Tesis para optar por el título de ingeniero civil. Universidad Nacional de Cajamarca, Perú.
- Otazzi, G. (2003). *Apuntes del curso: Concreto armado I*. Fondo Limusa. Mexico.
- Park, R. y Paulay, T. (1980). *Estructuras de concreto reforzado*. Fondo Editorial. PUCP. Lima, Perú.
- Paulay, T. and Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons. New York, USA.
- Paulay, T. (2001). *Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile buildings*. Journal of Earthquake Engineering, 5(3), 273-308.
- Perrault, M., Gueguen, P., Aldea, A. and Sorin, D. (2013). *Using experimental data to reduce the single-building sigma of fragility curves: case study of the BRD tower in Bucharest, Romania*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 12(4), 643-658.

Porter, K., Kennedy, R. and Bachman, R. (2007). *Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering*. Earthquake Spectra, 23(12), 471-489.

Priestley, M., Calvi, G. y Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Italia.

Rodríguez, L. (2007). *Probabilidad y estadística básica para ingenieros*. Instituto de Ciencias Matemáticas. Escuela Superior Politécnica del Litoral, ESPOL. Guayaquí, Perú.

Rojas, R. (2010). *Curvas de fragilidad sísmica para edificios aporticados de concreto reforzado de poca altura*. Tesis para optar el grado académico de ingeniero civil. Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

Sadigh, K., Chang, C., Egan, J., Makdisi, F., y Youngs, R. (1997). Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data. *Seismological Research Letters*, 68(1).

SEAOC (1995). *VISION 2000 Report on Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California, Sacramento, USA.

Seismosoft (2016). *SeismoArtif. A computer program for generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum*.

Shinozuka, M., Feng, M., Kim, H., Uzawa, T. and Ueda, T. (2001). *Statistical Analysis of Fragility Curves*. Department of Civil and Environmental Engineering. University of Southern California. Los Angeles, California, USA.

SSCS (1996). *Evaluation and retrofit of concrete building*. Seismic Safety Commission Seismic, Applied Technology Council (ATC-40). 1(Cap.1-8). California, USA.

Takeda, T., Sozen, M. and Nielsen, N. (1971). *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*. OHBAYASHI-GUMI, 5. Tokyo, Japón.

Tarque, N., Lovon, H., Silva, V. and Santa-Cruz, S. (2017). *Development of fragility curves for confined masonry buildings of Lima*. 16WCEE, N°4058.

Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, Mario., Zevallos, A., y Ishizawa, O. (2014). *Reevaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú*. Proyecto en cooperación con Banco Mundial. IGP. Lima, Perú.

Velásquez, J. (2006). *Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas*. Tesis para optar el grado académico de magíster en ingeniería civil. PUCP. Lima, Perú.

Velásquez, J., y Agüero, M. (2010). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones universitarias mediante herramientas probabilísticas*. VI Coneic 2010, 12. Universidad Privada de Trujillo. La Libertad, Perú.

Vona, M. (2014). *Fragility curves of existing RC buildings based on specific structural performance levels*. Open Journal of Civil Engineering, 4(2), 120-134.

Youngs, R., Chiou, S., Silva, W. and Humphrey, J. (1997). Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68(1).

Zentner, I., Nadjarian, A., Humbert, N. and Viallet, E. (2008). *Numerical calculation of fragility curves for probabilistic seismic risk assessment*. 14WCEE.



# ANEXO A. PROGRAMAS MATLAB

## A.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA

El programa “Fragilidad Analítica” permite generar curvas de fragilidad analíticas para estructuras planas (dos dimensiones). Este programa fue desarrollado en el lenguaje de programación MATLAB (2015). Toma en consideración la variabilidad en los parámetros estructurales a través de funciones de distribución de probabilidad e importa los datos de la variabilidad en la demanda sísmica producto del programa SeismoArtif (2016). El programa se encarga de ejecutar un proceso de simulación de muestras que se componen de parámetros estructurales y señales sintéticas. Los primeros son definidos a través de los diagramas de momento-rotación de las secciones transversales en los elementos estructurales (viga o columna). La variabilidad en los parámetros estructurales es considerada por tres parámetros: la resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ), el esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) y la deformación última del concreto ( $\epsilon_{cu}$ ). La generación de las muestras de los parámetros estructurales se realiza a través de la técnica del Hipercubo Latino (Florian, 1992). Por otra parte, las señales sintéticas fueron generadas con la ayuda del programa SeismoArtif (Seismosoft, 2016) considerando que sus espectros sean compatibles con el espectro elástico de diseño de la norma E.030 (RNE, 2014). Las muestras que representan la acción sísmica, son generadas para 20 distintos niveles de PGA, que varían desde 0.05g hasta 1.00g, con intervalos de 0.05g. Para lograr una adecuada convergencia en los resultados, se recomienda utilizar 100 muestras aleatorias (parámetros estructurales) por cada nivel de sismicidad (100 muestras de acelerogramas por cada PGA). El programa se encarga de ejecutar el análisis dinámico tiempo historia no lineal y guardar las derivas máximas de entrepiso de cada muestra. Al final del proceso de simulación, y usando procedimientos estadísticos, se construyen las curvas de probabilidad acumuladas, luego, a partir de ellas se elaboran las curvas de fragilidad asociadas a determinados estados de daño (ED).

El programa “Fragilidad Analítica” requiere del uso del software de ingeniería SAP2000 (Computers and Structures, 2016), para ejecutar los análisis dinámicos no lineales. A través de la interacción del lenguaje de programación Application Programming Interface (API) del SAP2000 con el lenguaje del MATLAB, se ejecutaron 2000 análisis de modelos planos sin la interacción del usuario (automático), desde los módulos del programa “Fragilidad Analítica”. El programa fue revisado en su totalidad para evitar algún error o falta de eficiencia. No presenta una interfaz gráfica ya que esta puede ser implementada en una próxima versión.

Antes de iniciar el proceso de simulación será necesario preparar un primer modelo de la idealización plana de la estructura a analizar, con la finalidad de generar un archivo con extensión “.s2k” que es utilizado por SAP2000. En este primer modelo será necesario definir lo siguiente:

- Materiales conformantes de las secciones de los elementos estructurales.
- Secciones transversales de los elementos estructurales.
- Definir y elaborar el dibujo del pórtico plano más representativo ante la acción sísmica. Considerando los elementos estructurales adecuados y las restricciones necesarias en la estructura.
- Determinar las cargas muertas y sobrecargas en los distintos niveles del pórtico.
- Definir la acción sísmica a través de un acelerograma.
- Definir los casos de análisis tiempo historia no lineal.
- Definir los diagramas de momento-rotación de cada una de las secciones transversales descritas antes.
- Ubicar las rótulas plásticas en los elementos estructurales.

Este archivo será el punto crítico de todo el programa ya que contiene la información más relevante que será usada por el SAP2000 para el análisis dinámico no lineal. Los demás módulos del programa “Fragilidad Analítica” se encargan de extraer los datos para armar el archivo “.s2k”.

## A.2. MÓDULOS DEL PROGRAMA

El programa “Fragilidad Analítica” fue dividido en distintos módulos para facilitar el entendimiento del programa y su mantenimiento en caso se quiera actualizar más adelante.



Figura A. 1: Módulos principales del programa “Fragilidad Analítica”.

A continuación, se describen los principales módulos del programa:

- **FragilidadAnalitica.m:** Es el programa principal que se encarga de ejecutar los módulos de Enfermeria.m ó Electronica.m y el módulo EstLHS.m.
- **Enfermeria.m:** Es el módulo que contiene todos los datos de entrada del edificio universitario de Enfermería.
- **Electronica.m:** Es el módulo que contiene todos los datos de entrada del edificio universitario de Ingeniería Electrónica.
- **EstLHS.m:** Es el módulo que contiene a los programas GenMuestras.m y SimulacionATHNL.m.
- **GenMuestras.m:** Módulo que genera las muestras de los parámetros estructurales mediante la técnica del Hipercubo Latino.
- **SimulacionATHNL.m:** Es el módulo que contiene a los programas SimAcelerograma.m, SimArchTXT.m y SimSAP2000.m.
- **SimAcelerograma.m:** Módulo que se encarga de importar cada una de las señales sintéticas elaboradas por el software SeismoArtif (Seismosoft, 2016) para ser utilizadas en el análisis dinámico tiempo historia no lineal.
- **SimArchTXT.m:** Este módulo se encarga de elaborar el archivo con extensión “.s2k” que será utilizado por el SAP2000. La edición de este archivo es igual a la realizada en un archivo de block de notas en formato “.txt”. Este archivo será automáticamente cambiado en base a la variabilidad estructural y sísmica de los modelos estructurales de los edificios universitarios teniendo como referencia el archivo original “.s2k” elaborado con SAP2000. Además, este archivo contiene los programas SimMCSeccR.m y SimMCSeccT.m que contienen la edición de los diagramas momento-rotación de las secciones transversales en los pórticos de concreto armado. Este módulo es el corazón de la dinámica no interactiva del usuario al ejecutar las 2000 muestras de modelos estructurales.
- **SimSAP2000.m:** Módulo con la misma importancia que los demás. Se encarga de ejecutar el archivo modificado en la extensión “.s2k” y de brindar las derivas máximas de entrepiso para graficar las curvas de fragilidad.

- **EstCurvas.m:** Este módulo se encarga de ejecutar los programas GenAcum.m y GenCurvas.m
- **GenAcum.m:** Este módulo se encarga de generar las funciones de distribución acumuladas (*CDF*).
- **GenCurvas.m:** Este módulo se encarga de generar las curvas de fragilidad analíticas.

