

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES CONTINUOS.

Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil

Presentado por:

Cesar Isidoro Vargas Bejarano

ASESOR: LUIS ZEGARRA CIQUERO

Lima-Perú 2017.

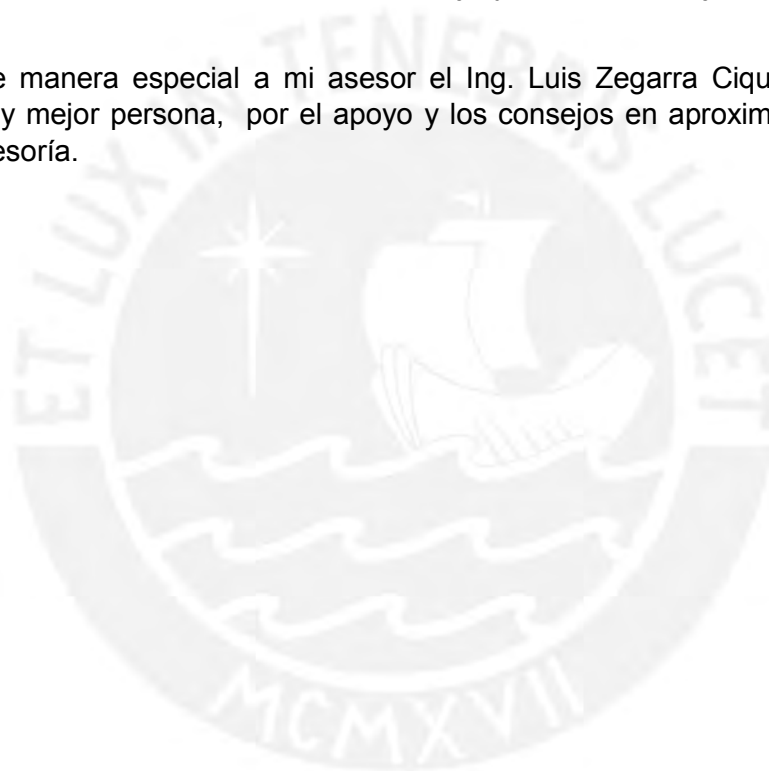
AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento al Dr. Nicola Tarque y al Dr. Marcial Blondet por los consejos dados en los cursos de seminario de tesis 1 y tesis 2 respectivamente.

También quiero agradecer a los profesores de la maestría: José Acero, José Velázquez, Laura Navarro, Gianfranco Otazzi y Fernández Davila por los conocimientos compartidos durante la maestría.

De manera especial quiero agradecer a la Dra. Sandra Santa Cruz y al Ing. Gianfranco Otazzi por invertir su tiempo en leer mi trabajo y por los consejos para mejorar el mismo.

También de manera especial a mi asesor el Ing. Luis Zegarra Ciquero, excelente profesional y mejor persona, por el apoyo y los consejos en aproximadamente dos años de asesoría.



DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres Isabel y Toribio.



ÍNDICE

RESUMEN	7
ABSTRACT	8
1. INTRODUCCIÓN	9
1.1. Objetivo general y específicos.....	10
1.2 Hipótesis.....	10
1.3 Organización del documento	10
2. FALLAS EN PUENTES	11
2.1 <i>Generalidades</i>	11
2.2 <i>Evolución de las juntas en los puentes</i>	12
2.3 <i>Ventajas de no usar muchas juntas en puentes</i>	13
2.3.1 Problemas de las juntas	14
2.3.2 Puentes sin muchas juntas	14
2.4 <i>Investigación sobre las fallas en puentes</i>	15
2.4.1 Principales fallas por sismo en puentes	17
3. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	20
3.1 <i>Introducción</i>	20
3.2 <i>Método del índice de vulnerabilidad</i>	21
3.3 <i>Métodos analíticos</i>	22
3.3.1 Características de los métodos analíticos	22
3.3.2 Modelo matemático.....	22
3.4 <i>Análisis estático no lineal (Push-over)</i>	27
3.4.1 Método del Espectro de Capacidad	28
3.4.2 Método de los coeficientes.....	28
3.5 <i>Longitud plástica</i>	29
3.5.1 Cálculo de la longitud plástica.....	30
3.6 <i>Inercia efectiva</i>	31
3.6.1 Cálculo de inercia efectiva.....	32
3.7 <i>Estados de daño discretos</i>	33
3.7.1 Ángulos de rotación máximo según Jara.....	33

3.7.2	Umbrales de daño	35
3.7.3	Desplazamientos experimentales	36
4.	PELIGRO SÍSMICO.....	37
4.1	<i>Determinación del peligro sísmico</i>	<i>37</i>
4.1.1	Estudio determinístico	38
4.1.2	Estudio probabilístico.....	38
4.1.3	Espectros de peligro uniforme	40
4.1.4	Variable aceleración respecto a la magnitud y distancia $A(M, d)$	41
4.2	<i>Selección de los acelerogramas</i>	<i>42</i>
4.2.1	Acelerogramas sintéticos	42
4.2.2	Acelerogramas artificiales	42
4.3	<i>Metodología para la elección de acelerogramas y niveles de peligro.....</i>	<i>43</i>
4.4	<i>Curvas de fragilidad</i>	<i>44</i>
4.4.1	Curvas de fragilidad analíticas.....	44
5.	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL.....	45
5.1	<i>Definiciones básicas</i>	<i>46</i>
5.2	<i>Curvas IDA.....</i>	<i>46</i>
5.2.1	Comportamiento de las curvas IDA.....	46
5.2.2	Determinación del colapso de la estructura	47
5.3	<i>Interpretación y análisis de resultados</i>	<i>48</i>
5.3.1	Conceptos de estadística descriptiva	48
5.3.2	Conceptos de estadística inferencial.....	49
5.3.2.1	Tipos de muestra.....	49
5.3.2.2	Tamaño de muestra	49
5.3.2.3	Teorema del límite central	49
5.3.2.4	Prueba de hipótesis.....	50
5.4	<i>Escalamiento.....</i>	<i>51</i>
5.4.1	Parámetros de acelerogramas	51
5.4.2	Escalamiento de acelerogramas.....	52
6.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO USANDO REDES NEURONALES ARTIFICIALES Y SIMULACIÓN DE MONTECARLO.....	53
6.1	<i>Método Probabilístico.....</i>	<i>53</i>
6.2	<i>Simulación de Montecarlo</i>	<i>53</i>
6.2.1	Técnicas de muestreo	53

6.3 <i>Redes neuronales artificiales</i>	54
6.3.1 Generalidades	54
6.3.2 Definición de redes neuronales artificiales	55
6.3.3 Tipos de Redes y Perceptrón multicapa	56
6.3.4 Definiciones de la Red	57
6.3.5 Aprendizaje y Entrenamiento	58
6.3.6 Técnicas para mejorar la generalización	64
6.3.7 Prueba de la red	64
6.4 Metodología para la evaluación sísmica usando redes neuronales artificiales	65
7. APLICACIÓN DE METODOLOGÍAS	65
7.1 <i>Presentación de los puentes de referencia</i>	65
7.1.1 Ubicación del intercambio vial	66
7.1.2 Características del intercambio vial.	66
7.2 <i>Peligro y desempeño sísmico</i>	68
7.2.1 Peligro sísmico.....	68
7.2.2 Elección de acelerogramas.....	73
7.2.3 Desplazamientos máximos de los pilares y niveles de desempeño.....	75
7.3 <i>Evaluación sísmica del puente 1</i>	75
7.3.1 Análisis dinámico incremental	83
7.3.2 Curvas de fragilidad usando redes neuronales artificiales y simulación de Montecarlo.....	87
7.4 <i>Evaluación sísmica del puente 2</i>	103
7.4.1 Análisis dinámico incremental	109
7.4.2 Curvas de fragilidad usando redes neuronales artificiales y simulación de Montecarlo.....	113
7.5 <i>Estadística inferencial</i>	118
7.5.1 Media poblacional.....	118
7.5.2 Proporción poblacional	120
7.6 <i>Análisis Push-over</i>	121
7.7 <i>Evaluación con análisis tiempo historia</i>	125
7.8 <i>Pruebas de bondad de ajuste</i>	126
7.8.1 Prueba chi-cuadrado	127
7.8.2 Prueba de Kolmogórov-Smirnov	128
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	130
BIBLIOGRAFÍA	132

RESUMEN

En esta tesis se utilizan dos métodos para la evaluación sísmica de puentes. Los métodos usados son el análisis dinámico incremental y simulación de Montecarlo usando Redes neuronales artificiales para la generación de curvas de fragilidad.

El análisis dinámico incremental arroja una base de datos bastante amplia. El tratamiento estadístico utilizado abarca conceptos tanto de estadística descriptiva como inferencial. Así se presentan histogramas, frecuencias relativas acumuladas, valores de centralización, dispersión etc.

Desde el punto de vista poblacional se presentan los valores de media y proporción poblacional para muestras pequeñas. Para la media se usó el teorema del límite central con la distribución t-student y para la proporción la distribución normal.

El segundo método es un proceso de simulación con Montecarlo usando redes neuronales artificiales. Montecarlo toma la muestra de manera aleatoria, debido a esto para obtener resultados confiables se necesitan muchas simulaciones que conllevaría a un costo numérico muy alto. Por ello se usó las redes neuronales artificiales como "reemplazo" del modelo estructural no lineal. Para lograr esto la red se "entreno" con una base de datos del modelo estructural.

Para la regresión se utilizó una red supervisada tipo feedforward (red hacia adelante), con el algoritmo de entrenamiento backpropagation (retropropación).

La conclusión del trabajo confirma que con la red neuronal artificial se obtienen errores aceptables demostrando que es un MÉTODO DE REGRESIÓN poderoso para sistemas no lineales.

La metodología propuesta demostró ser un método de simulación práctico debido a que usa redes neuronales entrenadas para generar curvas de fragilidad. Esto debido a que las redes neuronales tienen un costo numérico menor a un análisis dinámico no lineal.

ABSTRACT

In this thesis two methods are used for the seismic evaluation of bridges. The methods used are incremental dynamic analysis (IDA) and Monte Carlo simulation using artificial neural networks for the generation of fragility curves.

Dynamic incremental analysis gives a fairly broad database. The statistical treatment used covers both descriptive and inferential statistics. Thus histograms, cumulative relative frequencies, values of centralization, dispersion, etc. are presented.

From the population point of view, the values of mean and population proportion for small samples are presented. For the mean the central limit theorem was used with the t-student distribution and for the proportion the normal distribution.

The second method is a simulation process with Monte Carlo using artificial neural networks. Montecarlo takes the sample in a random way, due to this to obtain reliable results it is necessary many simulations that would lead to a very high numerical cost. Therefore, artificial neural networks were used as a "replacement" of the nonlinear structural model. To achieve this the network is "trained" with a database of the structural model.

For the regression we used a supervised feedforward network, with the backpropagation training algorithm.

The conclusion of the work confirms that with the artificial neural network acceptable errors are obtained proving that it is a powerful REGRESSION METHOD for nonlinear systems.

The proposed methodology proved to be a practical simulation method because it uses trained neural networks to generate fragility curves. This is because the neural networks have a lower numerical cost than a nonlinear dynamic analysis.

1. INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras necesarias para la comunicación de ciudades y su falla ante sismos conllevaría al aislamiento de las mismas. Por ello la necesidad de evaluar puentes existentes hace que hoy se dispongan de una diversidad de métodos con el fin de determinar su vulnerabilidad ante sismos.

Las variables que intervienen en la evaluación sísmica no son valores determinísticos sino más bien variables aleatorias. Es por ello que tomar en cuenta esa variabilidad en la evaluación estructural es fundamental.

En consecuencia dar las respuestas en términos probabilísticos con ciertos niveles de confianza es más idóneo que hacerlo simplemente en términos determinísticos. En este trabajo se van aplicar dos metodologías para la evaluación de estructuras existentes.

El análisis dinámico incremental es un método que proporciona información valiosa sobre la respuesta estructural [38]. El tratamiento estadístico que se puede hacer sobre los datos obtenidos es bastante amplio. Por ejemplo es posible hacer predicciones sobre la media poblacional usando el teorema del límite central o hacer una prueba de hipótesis usando la distribución chi-cuadrado para inferir la función de probabilidad de las variables.

Por otro lado las redes neuronales artificiales son una herramienta usada en diversos campos de la ciencia como método de regresión. Mediante un proceso de “entrenamiento” se puede hacer que la red “aprenda”, “probar” los resultados y luego hacer “predicciones” (generalizar) [44].

Montecarlo es un método de simulación que resulta más preciso mientras más análisis se realicen. Sin embargo para reducir el número de análisis es posible aplicar algún método de muestreo estratificado.

Cuando se tiene una red neuronal aceptablemente entrenada y probada no es necesario reducir el número de análisis debido a que la red puede realizar esas predicciones prácticamente sin costo computacional [44].

1.1. Objetivo general y específicos

Objetivo general:

Contribuir con el desarrollo de metodologías para la evaluación del desempeño de estructuras existentes.

Objetivos específicos:

-Aplicar una metodología basado en redes neuronales artificiales y simulación de Montecarlo para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras.

-Aplicar una metodología dinámica incremental para la evaluación estructural.

1.2 Hipótesis

-Con el uso de redes neuronales artificiales se puede crear un “reemplazo” que sustituya de manera eficiente un análisis tiempo historia no lineal.

-El uso de una evaluación del desempeño probabilista basado en simulaciones resulta más eficiente que un proceso de evaluación determinista.

-Los puentes sin juntas ofrecen ventajas significativas sobre puentes isostáticos.

-Los desplazamientos en sismos de niveles de peligros bajos tienden a una distribución normal, mientras que cuando aumenta el peligro tienden a una distribución lognormal.

1.3 Organización del documento

En el segundo capítulo se hará un estudio sobre los conceptos más importantes de las juntas en puentes. Se analizarán las desventajas de puentes convencionales y las ventajas de puentes sin muchas juntas. Se repasarán las fallas más comunes en puentes, dando énfasis a las fallas por sismo.

En el tercer capítulo se hace un repaso sobre los métodos más importantes para la evaluación sísmica de puentes. Se describirá en detalle algunos métodos basados en funciones de vulnerabilidad y métodos analíticos.

En el cuarto capítulo se tratará el tema de peligro sísmico. Se dará lineamientos de como escoger acelerogramas representativos para una evaluación estructural. Así también se tratarán algunos conceptos de generación de acelerogramas sintéticos y artificiales.

En el quinto capítulo se verá en detalle los conceptos de análisis dinámico incremental. Se discutirá el proceso de escalamiento y como este afecta en la variabilidad de la respuesta estructural. También se remarcarán algunos conceptos estadísticos que se usarán luego en el procesamiento de resultados para dar respuestas en términos probabilísticos.

El sexto capítulo comienza con algunas definiciones de simulación de Montecarlo y métodos de muestreo. Luego se verá en detalle los conceptos de redes neuronales artificiales y como éste es usado como método de regresión que luego de un proceso de entrenamiento y prueba se puede usar para predicciones (generalización).

En el séptimo capítulo se aplicará los conceptos y metodologías propuestas a la evaluación sísmica de dos puentes. En el octavo capítulo se analizará y discutirá los resultados obtenidos en el capítulo anterior y con ello se establecerán las conclusiones y recomendaciones finales, así como sugerencias para futuras líneas de investigación.

2. FALLAS EN PUENTES

2.1 Generalidades

Los puentes son estructuras que unen dos zonas debido a la presencia de un desnivel por efectos topográficos o presencia de ríos. Estos también pueden ser concebidos para servir como vía exclusiva de autos, trenes o peatones. En la figura 2.1 se muestra el puente colgante Golden Gate en San Francisco y el puente ferroviario Consorcio Tren Eléctrico en Lima.

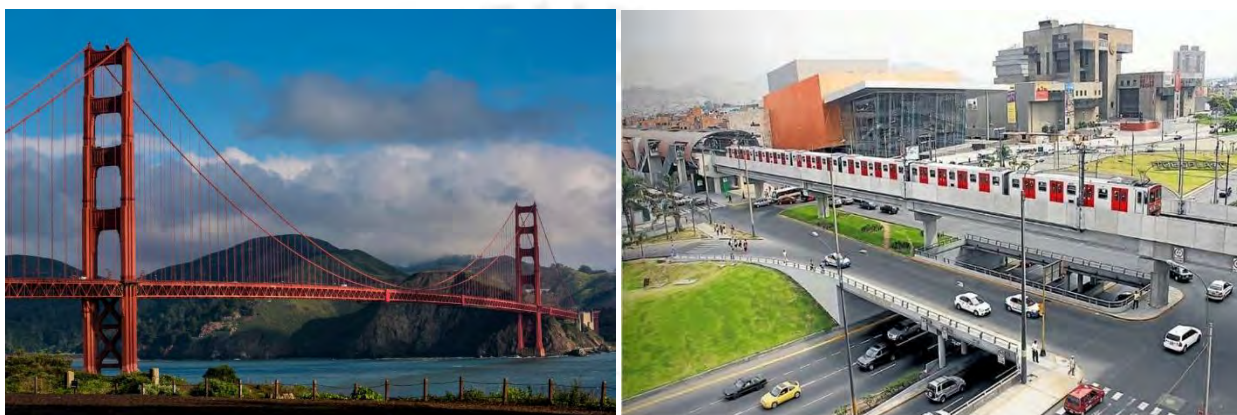


Figura 2.1 Puente Golden Gate-izquierda (www.Time.com) y puente tren eléctrico-derecha (www.skyscrapercity.com)

Puentes integrales

Son puentes que no tienen juntas en la zona de pilares ni en los estribos de apoyo. Es un puente tipo pórtico donde los desplazamientos por cambios térmicos y reológicos se controlan por la ductilidad de los pilares y/o la interacción suelo estructura en la zona del estribo [1]. La figura 2.2 muestra un puente integral de mampostería.



Figura 2.2 Puente integral de mampostería [1]

Puentes semi-integrales

Son puentes que no tienen juntas en la zona de pilares, pero tienen apoyo convencional en la zona de estribos. Los movimientos del tablero debido a cambios térmicos y reológicos se controlan con la ductilidad de los pilares y los apoyos de neopreno en los estribos [1]. La figura 2.3 muestra un puente semi-integral construido con la técnica de volados sucesivos.



Figura 2.3 Puente semi-integral por voladizos sucesivos [1]

Los puentes se pueden clasificar según diversos criterios. Estos pueden ser en función del tipo de material, tipología estructural, funcionalidad etc. La tabla 2.1 muestra la clasificación de puentes según diversos criterios.

Tabla 2.1 Clasificación general de puentes

Según el tipo de material	Según su tipología	Según su funcionalidad	Según las juntas colocadas
Mampostería	Puentes de vigas	Puentes peatonales	Simplemente apoyados
Concreto armado	Puentes tipo arco	Puentes de vehículos livianos	Continuos
Concreto pre-esforzado	Puentes colgantes (Ver figura 2.1)	Puentes de vehículos pesados	Semi-integrales (Ver figura 2.3)
Acero	Puentes atirantados	Puentes ferroviarios (Ver figura 2.1)	Integrales (Ver figura 2.2)

2.2 Evolución de las juntas en los puentes

Los puentes continuos e integrales no son un sistema nuevo en el mundo. En el siglo XIX muchos de los puentes eran integrales, pero con la aparición de puentes metálicos y de concreto pre-fabricado se buscó la manera de absorber los desplazamientos de origen térmico y reológico. Es cuando empezó a aparecer los puentes con juntas de dilatación y apoyos de neopreno. Se llegó inclusive al auge de puentes isostáticos de vigas prefabricadas [1].

El país con más experiencia y conocimiento sobre los puentes integrales es los Estados Unidos. Desde los años cincuenta del siglo pasado se ha empezado a

incorporar este sistema en dicho país. A partir de ese momento se han publicado diversos libros, artículos y trabajos de investigación [2].

España también ha tratado de impulsar este sistema. Es así como en el año 2000 ha publicado la “guía para la concepción de puentes integrales”. Ésta sirve para establecer los conceptos sobre este sistema, y como una guía de diseño. Uno de los aspectos a tener en cuenta en la construcción de puentes integrales es la necesidad de juntas para facilitar los movimientos de puentes y así evitar el surgimiento de esfuerzos secundarios [1].

En el aspecto sísmico el tener muchos elementos isostáticos mal restringidos puede ocasionar fallas en puentes. En el terremoto de Chile del 2010 algunos puentes de tramos simplemente apoyados fallaron por los grandes desplazamientos.

En la figura 2.4 se ve la evolución desde puentes simplemente apoyados, continuos, semi-integrales e integrales.

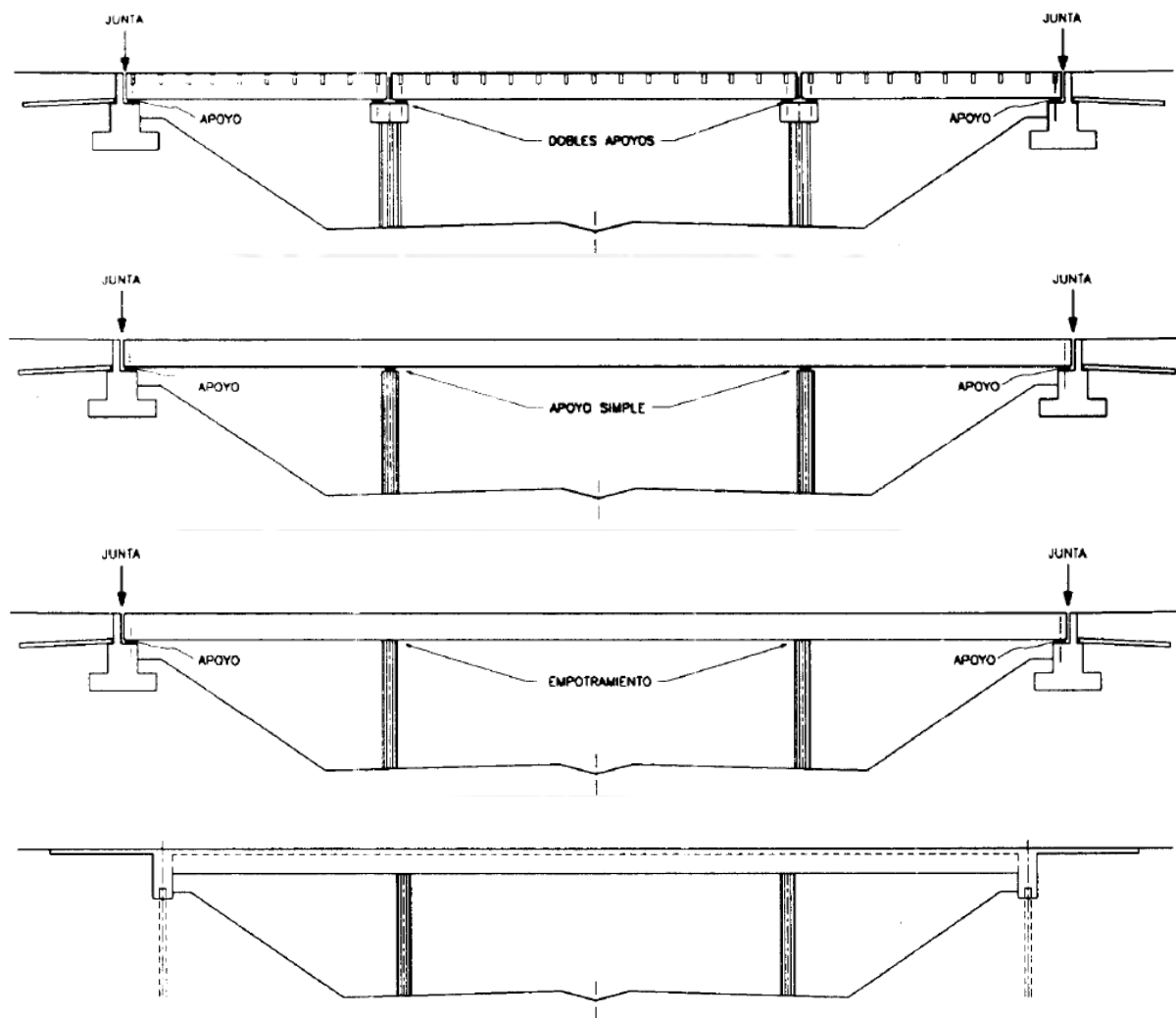


Figura 2.4 Puentes simplemente apoyados, continuos, semi-integrales e integrales [1]

2.3 Ventajas de no usar muchas juntas en puentes

2.3.1 Problemas de las juntas

La vida útil de las juntas es menor que la vida útil de la estructura misma de un puente. Las juntas muchas veces se llenan de material indeseable que hace que no cumplan su cometido de permitir el desplazamiento libre del tablero o su funcionalidad de permitir un tránsito cómodo de los vehículos [1].

Entonces los problemas que pueden generar las juntas se resumen a continuación:

-Desgaste en las juntas: Incluso se puede acumular material indeseable dentro de la junta y no permitiría la expansión libre de la superestructura por efecto de temperatura.

-Peor funcionalidad: Una junta en mal estado genera incomodidad en los conductores e incluso puede ser causante de accidentes de tránsito. La figura 2.5 muestra una junta en mal estado de conservación.

-Mayor costo de conservación: A las juntas se le tienen que dar mantenimiento periódicamente. Además los materiales para dicho fin, como selladores, resultan caros y muchas veces los contratistas no hacen un correcto sellado de estas. Ya muchos países han mostrado su preocupación en el tema de costos que genera mantener las juntas.

-Corrosión debido a las juntas de dilatación: Una junta en mal estado o mal sellada permite el acceso de elementos causantes de la corrosión del acero de refuerzo.



Figura 2.5 Un camión se aproxima a la junta de dilatación en mal estado
(www.farodevigo.es)

2.3.2 Puentes sin muchas juntas

En los últimos años se está volviendo a poner énfasis en conceptos de **durabilidad** en puentes. Esto debido a que los elementos que componen un puente: juntas, apoyos de neopreno, asfalto etc necesitan monitoreo durante su vida útil.

Por ejemplo, a partir de 1989 el gobierno Británico constató elevados costos en el mantenimiento de juntas. Es así como el departamento de Transporte Británico público unos documentos denominados “Design for Durability” en los que alentaba dar continuidad en las pilas y para luces pequeñas se sugería eliminar las juntas incluso en la zona de estribos [1].

Ventajas:

-Menor costo de mantenimiento: Al no disponerse de juntas ni apoyos de neopreno se va requerir menor costo en conservarlos, inspeccionarlos y sustituirlos periódicamente.

-Mayor vida útil y durabilidad: Debido a que las juntas y apoyos de neopreno tienen menor vida útil que la estructura misma del puente, al prescindir de estos el puente tendrá mayor durabilidad.

-No se presentaran daños causados por la intrusión de agua en las juntas.

-Mayor funcionalidad: Permiten la comodidad del conductor y contribuyen a prevenir accidentes de tránsito.

-Para el caso de puentes integrales existe una mejor transición entre terraplén de acceso y tablero a través de una losa de transición. También se elimina la junta entre losa de transición y tablero, evitándose producir un escalón y se favorece a la seguridad y comodidad del tránsito.

-Más seguridad estructural: Cuando ocurre un sismo, las juntas de los puentes convencionales constituyen un mecanismo potencial de colapso de la estructura. Entonces el objetivo es eliminar la causa de daño más frecuente durante la ocurrencia de sismos. Además el elevado nivel de hiperestatismo aumenta las posibilidades de redistribución de esfuerzos ante cargas de extremo y disminuye las posibilidades de colapso frágil. Hay instituciones que promueven el uso de puentes sin junta en zonas sísmicas. Por ejemplo la Federal Highway Washington Administration DC (FHWA) recomienda puentes integrales en zona de alto peligro sísmico [3].

2.4 Investigación sobre las fallas en puentes

Los puentes pueden fallar por motivos muy variados. El diseño del puente debe ser **multidisciplinario** donde se enfoque conceptos estructurales, geotécnicos, hidrológicos, constructivos, inestabilidad de suelos (licuefacción) etc. Todos estos criterios deben interactuar en forma conjunta para poder obtener una estructura segura.

Según un estudio llamado “bridge failures” [4] sobre 143 puentes en todo el mundo se obtuvieron los resultados mostrados en la figura 2.6.



Figura 2.6 Fallas en puentes [4].

Se observa que las fallas son en la mayoría por las avenidas que conlleva mayormente a fallas por socavación en pilares. Así lo confirman otros estudios como AASTHO que dice que la mayor cantidad de puentes en Estados Unidos han fallado por socavación.

Shirole y Holt encontraron también que la mayor parte de puentes fallo por socavación. En Colombia también se realizaron estudios y se encontraron 73% fallaron por socavación [4].

La figura 2.7 muestra la falla del puente Topara por un diseño inadecuado y la figura 2.8 se observa la falla del puente Huachipa por socavación de uno de sus pilares.



Figura 2.7 Falla en puente Topara entre Chincha y Cañete (www.ecoshuacho.pe)



Figura 2.8 Falla de un puente en Huachipa [5].

A pesar que según el estudio presentado arroja un porcentaje de falla por sismo de solo 7.69%, estudiar las fallas por sismo es importante porque si se hubiese analizado una zona de alto peligro sísmico el porcentaje hubiera sido mucho mayor. La figura 2.9 y 2.10 muestran las fallas por sismo en el terremoto de Kobe y Santiago de Chile respectivamente.



Figura 2.9 Sismo de Kobe en 1995 (www.japanitaly.com)



Figura 2.10 Sismo de Santiago de Chile del 2010 (www.medelhi.wordpress.com)

2.4.1 Principales fallas por sismo en puentes

a) Fallas por desplazamientos

Falla por falta de apoyo

Debido a los grandes desplazamientos que puede experimentar un puente, la longitud de apoyo puede resultar insuficiente así como los topes que lo restringen y los puentes tendrían una falla frágil (Fig. 2.11).



Figura 2.11 Falla por longitud de apoyo insuficiente en el Puente Bay Bridges en el sismo de Loma Prieta (www.es.pinterest.com)

Falla por golpeteo con estructuras existentes

Debido un mal cálculo de los movimientos del puente, estos chocan entre si ocasionando daño en su estructura (Fig. 2.12).



Figura 2.12 Falla por golpeteo en el sismo de Loma Prieta [6]

b) Fallas en pilas

Falla por flexión

En este tipo de falla la capacidad por flexión se ve superada resultando en degradación en la zona de rotulas plásticas (Fig. 2.13).



Figura 2.13 Falla por flexión en el sismo de Kobe [6]

Falla por cortante

En este tipo de falla la capacidad por cortante se ve superada y ocurre una falla frágil. No hubo un buen criterio de diseño por capacidad y la falla por corte primó (Fig. 2.14).



Figura 2.14 Falla por cortante en el sismo de Northridge [6]

Falla por aplastamiento

En este tipo de falla el refuerzo longitudinal se pandea, los estribos por lo general son insuficientes, el efecto triaxial de esfuerzos es casi nulo y entonces la sección de concreto pierde capacidad resistente y finalmente el concreto se aplasta (Fig. 2.15).



Figura 2.15 Falla por aplastamiento en el sismo de Northridge (www.ngdc.noaa.gov)

Falla por mal detallado del acero de refuerzo

Este tipo de falla se produce por una insuficiente longitud de anclaje y/o traslape del acero longitudinal o un insuficiente espaciado de estribos que resulta en un pobre efecto de confinamiento (Fig. 2.16).



Figura 2.16 Falla por estribos insuficientes en el sismo de Northridge
(www.ngdc.noaa.gov)

Los puentes en los últimos años han fallado por la filosofía que se usaba de esfuerzos admisibles antes de 1970 [6].

Particularmente esto se puede detallar en los siguientes aspectos:

-Los desplazamientos fueron seriamente subestimados. Esto se debió a que los desplazamientos se determinaron con la sección bruta de los elementos y no se tomó en cuenta la sección agrietada, que conlleva a la degradación de resistencia y rigidez que sucede inevitablemente en un sismo de gran intensidad.

- No se tenía en cuenta los conceptos de ductilidad ni del diseño por capacidad.

3. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

3.1 Introducción

La vulnerabilidad es la susceptibilidad o predisposición con que una estructura se daña ante un evento extremo como un sismo, o el grado de pérdidas esperado [7].

Métodos de evaluación de vulnerabilidad

Los métodos de evaluación de vulnerabilidad se pueden clasificar en tres tipos:

-Métodos Empíricos.

Estos métodos están basados en la observación de daños después de sismos o en ensayos de laboratorio y son básicamente dos. Matriz de probabilidad de daños y funciones de vulnerabilidad.

-Métodos analíticos.

Estos métodos utilizan modelos matemáticos.

-Métodos híbridos.

Una combinación de las dos anteriores. Resulta difícil clasificar un método como puramente empírico o analítico. Una posible clasificación es la que propone Calvi, Pihno, Magenes, Bommer, Restrepo y Crowley, la cual se reproduce en la figura 3.1.

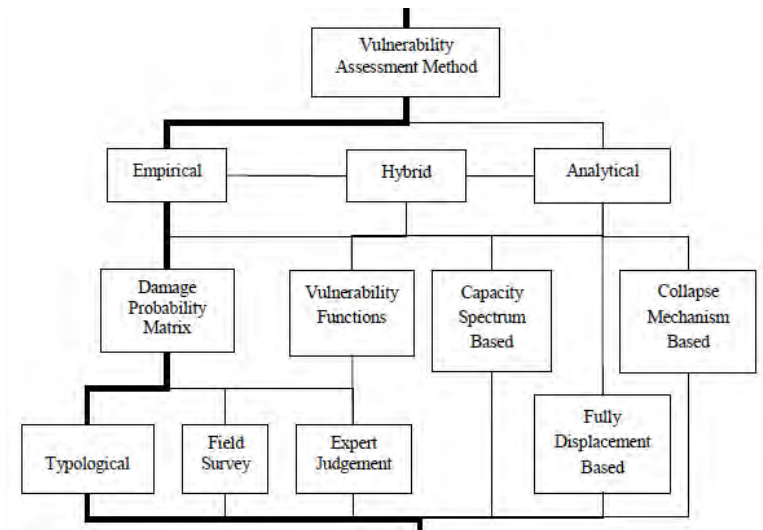


Figura 3.1 Métodos de evaluación de vulnerabilidad [8]

3.2 Método del índice de vulnerabilidad

Son métodos que están basados en gran cantidad de datos de daños por sismos. Podemos citar dos índices de vulnerabilidad adaptado para puentes.

Índice de Vulnerabilidad según Rivera (2007)

El índice de vulnerabilidad varía de 0 a 1, donde 0 significa que no hay daño y 1 que el daño es igual al costo de la estructura [7].

$$I_{DF}(y) = 1 - e^{-a \cdot u^m} \dots\dots\dots(3.1)$$

$$u = \frac{y_i(y)}{y_c} \dots\dots\dots(3.2)$$

Donde:

a y m : parámetros que dependen de la estructura.

Yi(y) : distorsión máxima para la demanda dada.

Yc : capacidad de distorsión máxima.

Índice de Vulnerabilidad según Jara y González (2000)

El índice de vulnerabilidad varía de 0 a 1 donde, en este caso, 0 significa muy vulnerable y 1 que es poco vulnerable [9].

$$I_V = \frac{C_1 \cdot C_2 \cdot \dots \cdot C_9}{(C_i)^7} \dots\dots\dots(3.3)$$

Donde los parámetros toman en cuenta lo siguiente:

- C1: Irregularidad lateral del puente.
- C2: Longitud de asiento.
- C3: Año del proyecto.
- C4: Irregularidad en planta y esviajamiento.
- C5: Tipo de apoyo.

- C6: Estado de conservación.
- C7: Potencial de licuefacción.
- C8: Periodo de vibración.
- C9: Factor de importancia.

3.3 Métodos analíticos

3.3.1 Características de los métodos analíticos

Algunos de los métodos analíticos disponibles hoy en día para la evaluación del desempeño sísmico se pueden clasificar según la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Métodos analíticos de evaluación sísmica

	Análisis lineal	Análisis no lineal
Análisis estático	-Análisis estático lineal	-Análisis Push-over convencional, simplificado y adaptativo.
Análisis dinámico	-Análisis espectral por superposición modal. -Análisis tiempo historia	-Análisis tiempo historia -Análisis dinámico incremental.

3.3.2 Modelo matemático

El modelo debe incluir las características fundamentales (físicas) y fenomenológicas (comportamiento). Se deben modelar elementos primarios y elementos secundarios. Los elementos primarios se requiere que resistan fuerzas laterales. Los elementos secundarios no se requiere que resistan fuerzas laterales. Los elementos primarios deben ser controlados por deformaciones y los elementos secundarios controlados por fuerza o deformaciones [10]. Las rotulas plásticas pueden ser modeladas como puntuales o continuas con un "modelo de fibras" (Fig. 3.2).

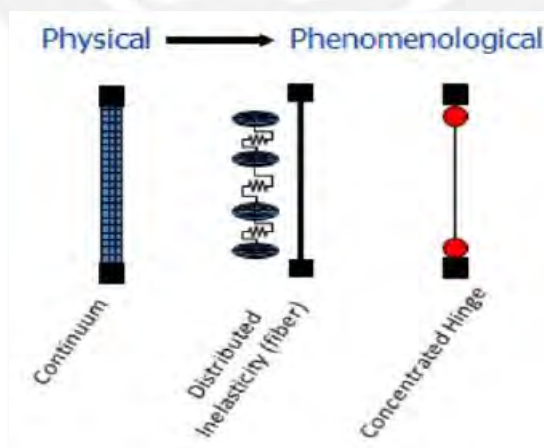


Figura 3.2 Modelo de rotulas concentradas y de distribución inelástica [10]

Las propiedades de los materiales y los efectos sísmicos son variables aleatorias. Es decir sus parámetros no son determinísticos sino que deberían tomarse como valores probabilísticos.

Modelos lineales

Los modelos lineales toman en cuenta una relación lineal entre los esfuerzos y deformaciones unitarias. Se utiliza secciones brutas para las propiedades de los elementos. No se toma en cuenta los efectos de degradación de resistencia y rigidez ni tampoco la disipación de energía. Se asume desplazamientos pequeños y se desprecian los efectos P-delta.

Se debe usar preferiblemente para estructuras sin mucha irregularidad y con poca demanda sísmica.

Modelos no lineales

Los modelos no lineales deben tener en cuenta la degradación de la resistencia y rigidez, así como los efectos de disipación de energía.

Las relaciones constitutivas de los materiales deben tomar en cuenta la no linealidad. Los efectos de segundo orden P-delta también deben modelarse. Es decir las características no lineales-inelásticas deben estar incluidas en el modelo.

-No linealidad del material

Los materiales tienen leyes constitutivas que pueden tomar en cuenta endurecimiento por deformación, comportamiento plástico y caídas de resistencia (Fig. 3.3).

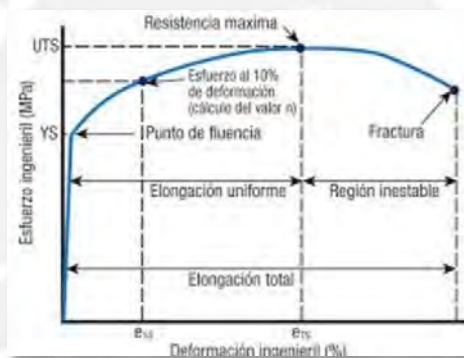


Figura 3.3 Diagrama constitutivo del acero grado 60.
(www.metalforgingmagazine.com)

-No linealidad Geométrica

La no linealidad geométrica se debe a los grandes desplazamientos que pueden tener las estructuras.

Efectos que toma en cuenta un análisis no lineal

Los análisis no lineales toman en cuenta la degradación de la resistencia y rigidez, disipación de energía y efectos P-delta.

a) Deterioro

El deterioro es la degradación de resistencia y rigidez en las características de respuesta de un componente y son las causantes del daño. Ocurre bajo cargas monotómicas y se acelera bajo cargas cíclicas. Los resultados experimentales muestran una clara dependencia sobre los parámetros de deterioro. **El deterioro se observa a través de modelos histeréticos.**

La Curva bankbond (Fig. 3.4) se obtiene de un ensayo monotómico. Un modelo de comportamiento histerético debe incluir:

-Curva backbone.

- Características básicas del comportamiento histerético (comportamiento cíclico).
- Modos de deterioro.

La curva backbone y el comportamiento cíclico deben ser calibrados en base a resultados de estudios experimentales.

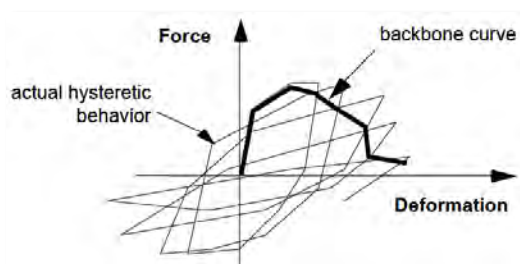


Figura 3.4 Comportamiento Histerético [11]

Calibración con resultados experimentales.

La calibración pretende capturar las características del deterioro (degradación de resistencia y rigidez) a través de datos experimentales.

Se asumen un modelo de comportamiento histerético de los elementos y estos se ajustan basados en ensayos de laboratorio (Fig. 3.5). Para ello es necesario tener una base de datos de resultados experimentales.

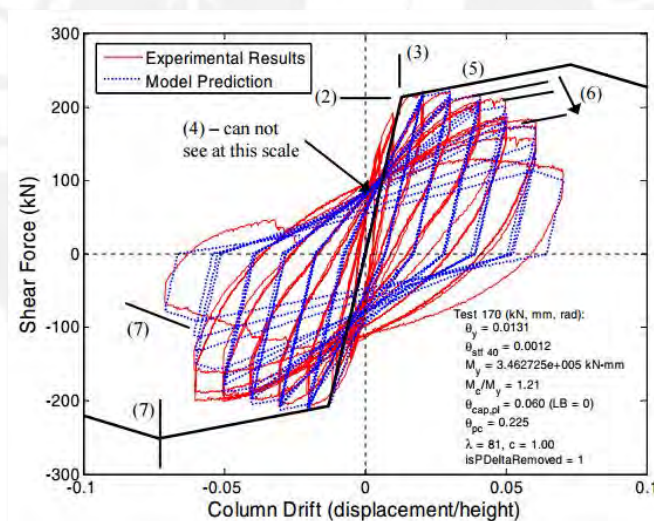


Figura 3.5 Calibración: Resultados experimentales vs modelo histerético

Modelos de comportamiento histerético

Algunos modelos histeréticos importantes son los siguientes:

-Modelo de degradación de Rigidez

Muchos elementos tienen a disminuir su rigidez en procesos cíclicos de carga y descarga. El concreto es susceptible a esos cambios; los cuales se debe a la fisuración, pérdida de adherencia etc (Fig. 3.6).

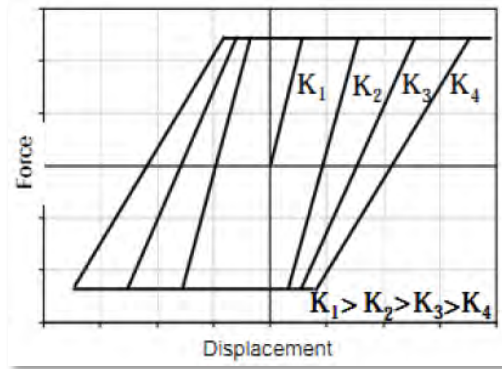


Figura 3.6 Modelo histerético de degradación de rigidez [10]

-Modelo de degradación cíclica de resistencia

Se produce por las inversiones de los ciclos de carga y descarga. Sucede cuando un ciclo de carga o descarga se ha completado (Fig. 3.7).

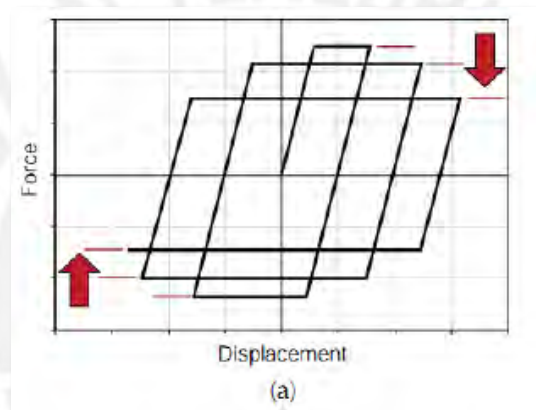


Figura 3.7 Modelo histórico de degradación de resistencia cíclica [10]

-Modelo de combinación de degradación de rigidez y resistencia cíclica.

Resulta de la combinación de los modelos de degradación de rigidez y resistencia cíclica (Fig. 3.8). Es un comportamiento común que experimentan muchos elementos.

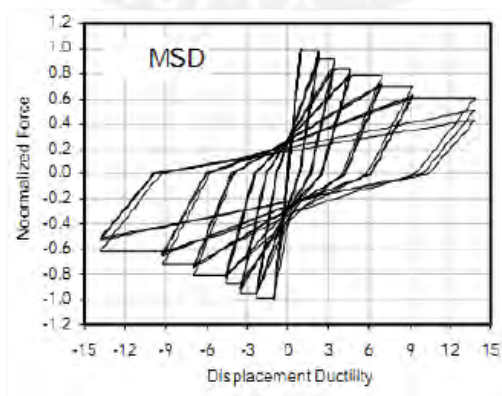


Figura 3.8 Modelo histórico de degradación de rigidez y resistencia cíclica [10]

El programa Sap 2000 ofrece una serie de modelos histeréticos. Los modelos de Takeda (Fig. 3.9) y Pivot (Fig. 3.10) son recomendados para elementos de concreto reforzado.

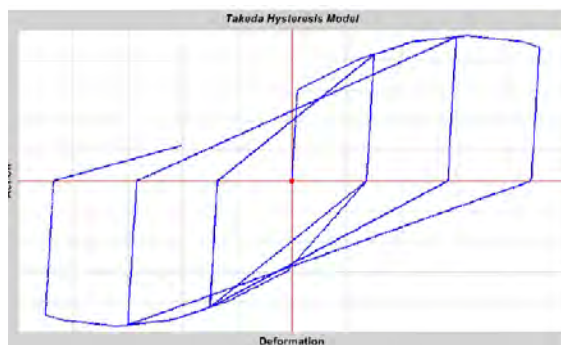


Figura 3.9 Modelo histórico de Takeda (www.csiamerica.com)

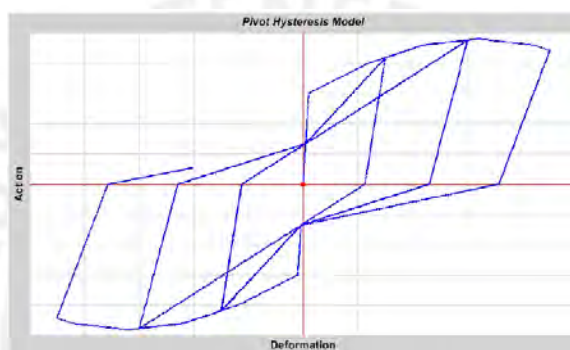


Figura 3.10 Modelo histórico Pivot (www.csiamerica.com)

b) Disipación de energía

Se sabe que el balance energético durante un movimiento vibratorio debe satisfacer:

$$\underbrace{\int_0^x \ddot{x}(t) dx}_{E_{cinética}} + \underbrace{\int_0^x F dx}_{E_{amortiguamiento}} + \underbrace{\int_0^x Fr(x) dx}_{E_{elástica} + E_{histerética}} = \underbrace{-M \int_0^x \dot{s}(t) dx}_{W_{fuerzas}}$$

Donde:

-Energía cinética: Energía debido al movimiento de la estructura durante el evento sísmico.

-Energía elástica: Es la energía necesaria para hacer retornar el elemento a su posición original.

-Energía histerética: Es la energía causante de la degradación de resistencia y rigidez durante el movimiento fuerte del suelo.

-Energía de amortiguamiento: Es la disipación de energía por las propiedades intrínsecas de los materiales. Reduce la respuesta dinámicas debido a la disipación de energía de componentes estructurales y no estructurales. El amortiguamiento histerético o estructural es parte de la energía disipada que no es capturada en la

respuesta histerética de los componentes modelados [10]. El amortiguamiento también puede ser de fricción o viscoso. Las fuentes de amortiguamiento están en los componentes no estructurales, agrietamiento del concreto, fluencia del acero, falta de adherencia etc.

Cuando el daño aumenta el amortiguamiento también crece según experimentos. Esto se puede explicar por el “reblandecimiento de la estructura”. Las guías sugieren para el análisis tiempo-historia no lineal un amortiguamiento entre 2% a 5% [10].

c) Efectos P-delta

Debido a los grandes desplazamientos los esfuerzos internos pueden incrementarse inconteniblemente y causar el colapso de la estructura.

Los efectos P-delta afectan en las pendientes negativas en los lazos de histéresis.

3.4 Análisis estático no lineal (Push-over)

En este análisis se asigna un conjunto de cargas que se van incrementando hasta agotar la capacidad de la estructura.

Ventajas:

- No conlleva a mucho costo numérico.
- Se pueden detectar los errores más fácilmente por ser un proceso más simple.
- Por lo general es más conservador que un método dinámico.

Desventajas:

- No toma en cuenta en forma “directa” la degradación de resistencia y rigidez y la disipación de energía. Es decir, estos métodos no capturan cambios en las características dinámicas.
- No es aconsejable aplicarlo a estructuras irregulares que no tienen un modo predominante porque no toma en cuenta los modos elevados.

Construcción de la curva de capacidad

Se determina la capacidad lateral de la estructura a través del máximo desplazamiento esperado.

El comportamiento fuerza-desplazamiento de todos los componentes deberá estar explícitamente incluido en el modelo usando curvas backbone completas que incluyen la degradación de la resistencia y rigidez.

Selección del patrón de cargas y nodo de control

Para construir la curva de capacidad, para un sistema de varios grados de libertad, se necesita un patrón de cargas. Lo usual es considerar las cargas proporcionales a la forma del primer modo de vibración. Otro patrón de cargas también es permitido siempre y cuando simule fehacientemente los efectos sísmicos en la estructura. Algunos métodos Push-over incluso sugieren variar la carga durante el proceso de construcción de la curva de capacidad (cargas de adaptación).

Se mencionan algunas recomendaciones para el patrón de cargas:

- Proporcionales al modo fundamental.
 - Proporcionales a la masa.
 - Cargas que van cambiando durante el proceso debido a la degradación de la rigidez, llamadas cargas de adaptación.
- El nodo de control es el punto a través del cual se monitorea los desplazamientos. En el caso de un puente generalmente está dado por el centro geométrico del tablero.

3.4.1 Método del Espectro de Capacidad

Es un método descrito en el ATC-40 y el FEMA 358 en el cual el desplazamiento inelástico se halla con parámetros de ductilidad.

Es un procedimiento de linealización equivalente en cual se debe determinar la respuesta no lineal a través de un "sistema lineal equivalente" con un periodo efectivo (T efectivo) y un amortiguamiento efectivo (B efectivo).

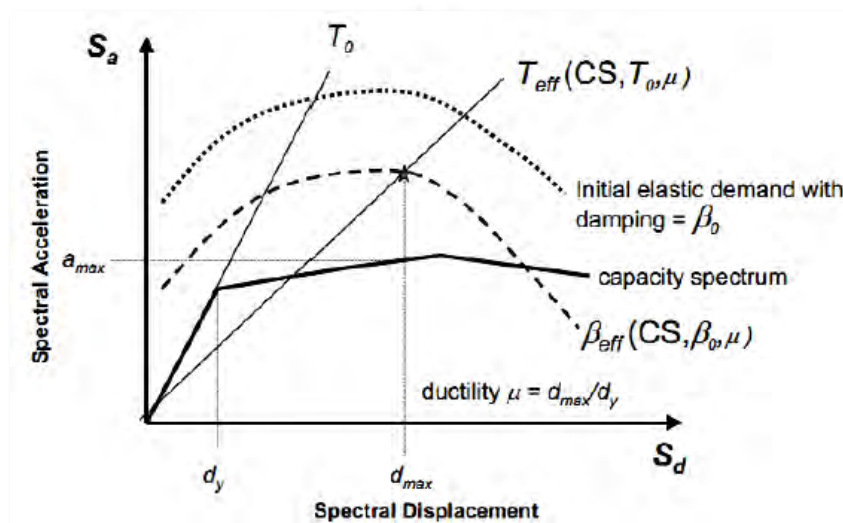


Figura 3.11 El desplazamiento objetivo se halla con un T efectivo y B efectivo [12]

Luego de construir la curva de capacidad, esta se pasa a un formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum).

Luego también se obtiene el espectro de respuesta sísmico elástico en formato ADRS. Ese espectro de respuesta sísmico elástico se pasa a un espectro de respuesta sísmico inelástico.

El procedimiento no es directo porque el T efectivo y B efectivo son funciones de la ductilidad, siendo precisamente la ductilidad la que se quiere hallar. Entonces hace de este método un proceso iterativo (Fig. 3.11).

3.4.2 Método de los coeficientes

Es un método descrito en el FEMA 356 en el cual el desplazamiento inelástico se determina por unos factores.

El procedimiento consiste en construir la curva de capacidad, luego se halla un periodo equivalente, y después del espectro se obtiene la pseudo-aceleración (Fig. 3.12).

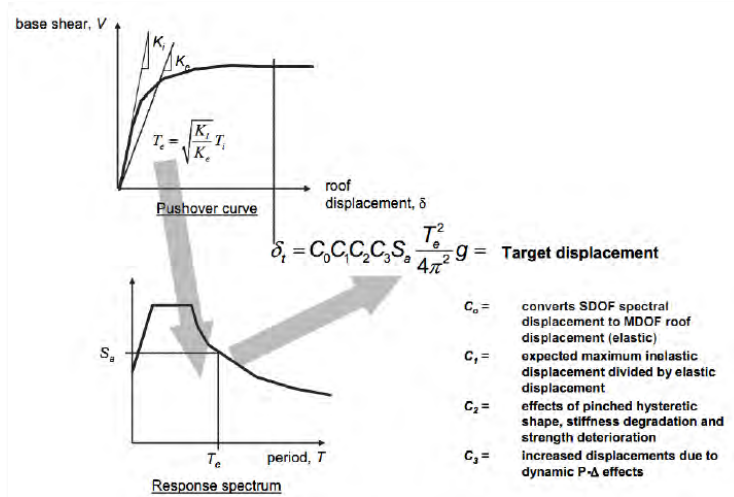


Figura 3.12 Esquema que ilustra el método de coeficientes para estimar el desplazamiento objetivo [11]

3.5 Longitud plástica

Consideremos la viga en volado en la figura 3.13, entonces la rotación plástica es el área sombreada y se puede reemplazar por un rectángulo equivalente de dimensiones $\phi_u - \phi_y$ (diferencia de curvaturas) y L_p (longitud plástica). En consecuencia L_p es el ancho equivalente en donde se considera constante la curvatura plástica [13].

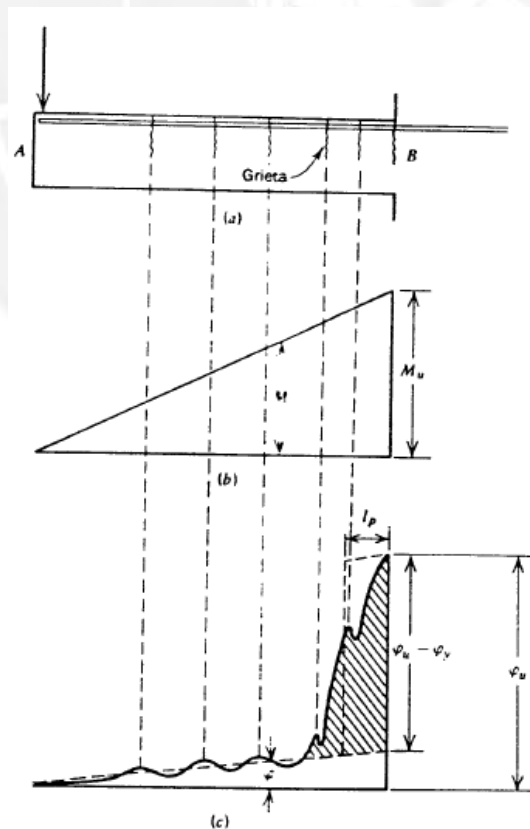


Figura 3.13 longitud plástica [13]

De la figura:

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) * L_p \dots \dots \dots (3.5)$$

Donde:

θ_p : Rotación plástica

φ_u : curvatura última

φ_y : curvatura de fluencia

L_p : Longitud plástica

Caltrans define la longitud plástica analítica como aquella longitud equivalente de la columna sobre la cual la curvatura se considera constante y sobre las que se estiman las rotaciones plásticas [14], [15].

3.5.1 Cálculo de la longitud plástica

Diversos autores y códigos dan recomendaciones sobre el cálculo de la longitud plástica, estos están basados en resultados experimentales y modelos teóricos.

-Según Paulay y Priesley

Una buena estimación de la longitud plástica es la siguiente [13]:

$$L_p = 0.08 * h + 0.022 * f_y * d_b \dots \dots \dots (3.6)$$

Donde:

L_p : Longitud plástica (mm)

h : altura de columna(mm)

f_y : esfuerzo de fluencia del acero(Mpa)

d_b : diámetro de la barra(mm)

También L_p se puede estimar como el 50% del peralte [13].

Caltrans también recomienda la misma expresión de Paulay y Priesley.

-Según Priesley

Según Priesley se puede estimar como el mayor valor de las siguientes expresiones [16]:

$$L_p = 0.2l_w + 0.03 * h_n \dots \dots \dots (3.7)$$

$$L_p = 0.054h_n + 0.022 * f_y * d_b \dots \dots \dots (3.8)$$

Donde:

l_w : peralte del elemento

h_n : altura del elemento

f_y : esfuerzo de fluencia

d_b =diámetro de la barra

-Según otros códigos

También algunos códigos dan recomendaciones como se ve en la figura 3.14.

Table 1. L_p according to international standards

Standards	Plastic hinge length L_p	
Caltrans 2010	$0.08L + 0.022f_s d_s$	(3)
JTG/T B02-01	Minimum ($0.08L + 0.022f_s d_s \geq 0.044f_s d_s$ or $2/3h$)	(4)
Eurocode 8	$0.1L + 0.015f_s d_s$	(5)
JRA 2002	$0.2L - 0.1h$; $0.1h \leq L_p \leq 0.5h$	(6)
NZS-3101:2006	Minimum ($0.5h_e$ or $0.2M^*/V^*$) $\geq 0.5h_e$	(7)

Figura 3.14 Longitud plástica según otros códigos [17]

3.6 Inercia efectiva

La rigidez efectiva debe ser usado para obtener valores más reales del periodo. ACI 318-2005 también recomienda el uso de secciones efectivas [14].

Prestly considera inadecuado el uso de secciones no agrietadas. Como consecuencia de eso los periodos pueden estar errados y la distribución de fuerzas también. Si la estructura se diseña con la sección no agrietada tendrá periodos más bajos y cortante que aparentan ser más altas pero el diseño no es conservador sino más bien los desplazamientos serán subestimados debido a que su periodo es en realidad mayor [18].

Los intentos de los códigos todavía no son los adecuados debido a que algunos de ellos no toman en cuenta la influencia de la carga axial y la cuantía de refuerzo. Según estudios recientes de Prestley la curvatura de fluencia es aproximadamente constante con la cual existe una dependencia entre la resistencia y la rigidez, ver figura 3.15.

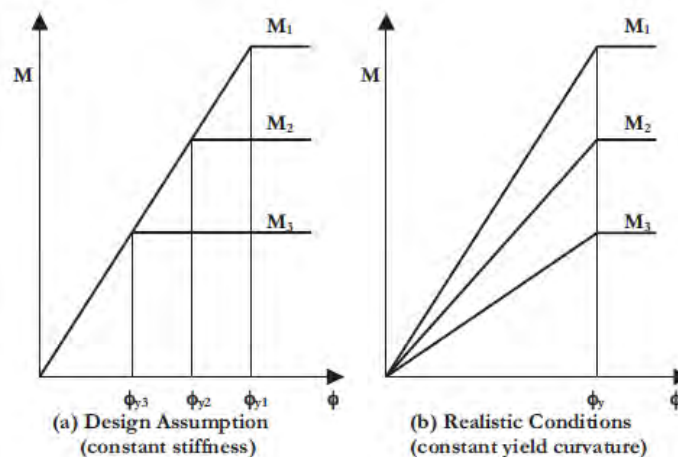


Fig.2.2 Influence of Flexural Strength on Moment-Curvature Relationship

Figura 3.15 (a) Rigidez independiente de resistencia, (b) Rigidez dependiente de la resistencia [18]

De lo anterior se concluye que debido a la fisuración inevitable del concreto es un error tomar las secciones brutas para el cálculo del periodo y en vez de eso se deben tomar secciones efectivas.

Entonces el modelo consiste en rótulas plásticas en los extremos descritos por los diagramas momento-curvatura ($M-\phi$) y la inercia efectiva en la parte restante del elemento ($I=I_{efectiva}$).

3.6.1 Cálculo de inercia efectiva

Caltrans

Esta inercia se puede estimar usando la siguiente expresión:

$$I_{ef} = \frac{M_y}{E \cdot \phi_y} \dots \dots \dots (3.9)$$

Donde:

- le_f: Inercia efectiva
- M_y: momento de fluencia.
- E: módulo de elasticidad.
- φ_y=curva de fluencia.

Los parámetros son obtenidos del diagrama momento curvatura ($M-\phi$). También se puede usar el gráfico de la figura 3.16.

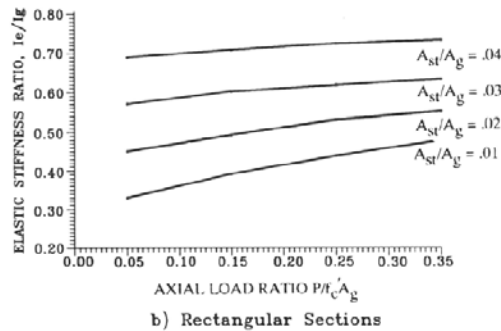


Figura 3.16 Inercia efectiva para secciones rectangulares [14]

Para la fuerza cortante se recomienda un área de 80% del área bruta.

Según otros códigos

La inercia efectiva se puede estimar de la siguiente manera [19], [20]:

-Código de Nueva Zelanda

- Vigas: 0.35I_g
- Columnas: 0.40-0.70I_g

-Código ACI-318S-05

- Vigas: 0.35I_g
- Columnas: 0.70I_g

-Código FEMA 356

- Columnas con compresiones mayores a 0.5f'_cA_g :
- Rigidez a flexión: 0.7I_g
- Rigidez a corte: 0.4A_w

- Columnas con compresiones menores a 0.3f'_cA_g:
- Rigidez a flexión: 0.5I_g

Rigidez a corte: $0.4A_w$

-Según Paulay y Priestley

Columnas con compresiones mayores a $0.5f'_c A_g$:

Rigidez a flexión: $0.7I_g - 0.9I_g$

Columnas con compresiones mayores a $0.05f'_c A_g$ y menores a $0.2f'_c A_g$

Rigidez a flexión: $0.5I_g - 0.7I_g$

Columnas con compresiones menores a $0.05f'_c A_g$

Rigidez a flexión: $0.3I_g - 0.5I_g$

Se puede notar la fuerte dependencia con la carga axial, así como la gran variabilidad entre los diversos códigos y autores.

3.7 Estados de daño discretos.

Se asocia a una descripción cualitativa de los efectos producidos por terremotos sobre los elementos, ocupantes y funcionamiento de la estructura. Según visión 2000 tiene que ver con tres aspectos. Daños a elementos estructurales y no estructurales, riesgos de las personas y funcionabilidad post sismo [36].

3.7.1 Ángulos de rotación máximo según Jara

Los ángulos de rotación máximo, según Jara, se pueden hallar como sigue según el nivel de desempeño [9]:

- Límite de servicio: Se esperan grietas muy pequeñas o imperceptibles. No requiere ningún tipo de intervención.

$$\phi = \frac{0.7 * f_y + 0.0015 * E_s}{3 * E_s * d} * L \dots \dots \dots (3.10)$$

- Límite de control de daño: Las grietas son menores a 1mm y el acero no llega a la fluencia. Se espera intervenciones menores.

$$\phi = \frac{0.7 * f_y * L}{E_s * h} + 0.0025 \dots \dots \dots (3.11)$$

-Límite seguridad: Se pierde el recubrimiento, el acero llega a la fluencia y se evidencian las rotulas plásticas. Las intervenciones son más complejas como reparaciones de zonas puntuales o sustituir el recubrimiento.

Experimentalmente se puede establecer el ángulo máximo como:

$$\Phi_{max} = 0.015 \text{ rad} \dots \dots \dots (3.12)$$

-Límite de prevención de colapso: Hay pérdida de recubrimiento en casi toda la rótula plástica, el núcleo puede estar dañado y los estribos pueden estar fracturados. La intervención es significativa o tal vez requiera demolerse y sustituirla.

Experimentalmente se puede establecer el ángulo máximo como:

$$\Phi_{max} = 0.025 \text{ rad} \dots \dots \dots (3.13)$$

Donde:

- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero
- E_s : Módulo de elasticidad del acero
- d : Peralte efectivo de la sección
- h : Peralte de la sección
- L : Altura del pilar

Para relacionar los ángulos límites con los desplazamientos laterales se usarán las expresiones que propone Caltrans. El desplazamiento va depender de cómo se deforme el pilar, si está en cantilever (volado) o doblemente empotrado. Las figuras 3.17 y 3.18 muestran los mecanismos de falla que propone Caltrans para los pilares.

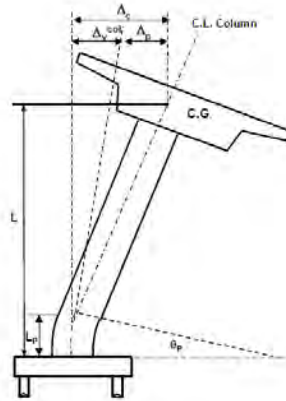


Figura 3.17 Falla de pilares en volado [14]

A continuación se reproducen las expresiones de Caltrans que relacionan las rotaciones con los desplazamientos laterales, tanto para un elemento en voladizo como doblemente empotrado.

$$\Delta c = \Delta y + \Delta p \dots\dots\dots(3.14)$$

$$\Delta y = \frac{L^2}{3} * \varphi y \dots\dots\dots(3.15)$$

$$\Delta p = \theta p * (L - \frac{Lp}{2}) \dots\dots\dots(3.16)$$

$$\theta p = Lp * \varphi p \dots\dots\dots(3.17)$$

$$\varphi u = \varphi y + \varphi p \dots\dots\dots(3.18)$$

Donde:

Δc :desplazamiento total de la columna.

Δy :desplazamiento hasta la fluencia.

Δp :desplazamiento plástica

L : altura de la columna

Lp : longitud plástica

θp : ángulo plástico

Φp : curvatura plástica

Φu : curvatura última

Φy : curvatura de fluencia

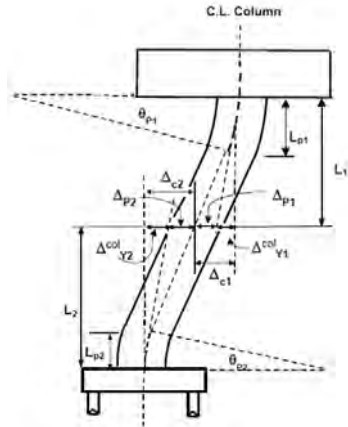


Figura 3.18 Falla de pilares doblemente empotrado [14]

$$\Delta c = \Delta c1 + \Delta c2 \dots \dots \dots (3.19)$$

$$\Delta c1 = \Delta y1 + \Delta p1 \dots \dots \dots (3.20)$$

$$\Delta c2 = \Delta y2 + \Delta p2 \dots \dots \dots (3.21)$$

$$\Delta y1 = \frac{L1^2}{3} * \phi y1 \dots \dots \dots (3.22)$$

$$\Delta y2 = \frac{L2^2}{3} * \phi y2 \dots \dots \dots (3.23)$$

$$\Delta p1 = \theta p1 * (L1 - \frac{Lp1}{2}) \dots \dots \dots (3.24)$$

$$\Delta p2 = \theta p2 * (L2 - \frac{Lp2}{2}) \dots \dots \dots (3.25)$$

$$\theta p1 = Lp1 * \phi p1 \dots \dots \dots (3.26)$$

$$\theta p2 = Lp2 * \phi p2 \dots \dots \dots (3.27)$$

Donde:

Δc :desplazamiento total de la columna.

$\Delta c1$:desplazamiento desde el empotramiento superior al punto de inflexión

$\Delta c2$:desplazamiento desde el empotramiento inferior al punto de inflexión

$\Delta y1$:desplazamiento hasta la fluencia desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

$\Delta y2$:desplazamiento hasta la fluencia desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

$\Delta p1$:desplazamiento plástica desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

$\Delta p2$:desplazamiento plástica desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

$L1$: altura de la columna desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

$L2$: altura de la columna desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

$Lp1$: longitud plástica desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

$Lp2$: longitud plástica desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

$\theta p1$: angulo plástico desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

$\theta p2$: angulo plástico desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

$\phi p1$: curvatura plástica desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

$\phi p2$: curvatura plástica desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

3.7.2 Umbrales de daño

Diversos autores proponen estados de daño para caracterizar los estados límites, siendo algunas veces notable la diferencia. Barbat propone los estados de daño de la tabla 3.2 y descritos a continuación [21]:

- Sin daño: No se alcanzan daños en elementos no estructurales.
- De servicio: Aparecen daños en elementos no estructurales, pero no requiere reparación para que continúe su funcionamiento.
- Daños irreparables: Aparecen daños en elementos estructurales y estos se hacen extensivos en elementos no estructurales.
- Daños extensos: El daños se ha extendido a los elementos estructurales pero la estructura podría seguir resistiendo cargas gravitacionales.
- Prevención de colapso: Es un estado que podría conllevar a un inminente colapso.

Tabla 3.2 Umbrales máximos para columnas de concreto armado [21]

Estado límite	Deriva de entrepiso
Sin daño	0%-0.5%
De servicio	0.5%-1.5%
Daños irreparables	1.5%-2.5%
Daños extensos	2.5%-3.0%
Prevención de colapso	Mayor a 3.0%

3.7.3 Desplazamientos experimentales

La tabla 3.3 muestra los resultados de ensayos experimentales en cuatro columnas circulares con una cuantía de 2.75% con diferentes relaciones de aspecto o esbelteces.

Tabla 3.3 Resultados experimentales en pilares [22]

columna	Altura- H(m)	Diámetro- D(m)	H/D	Deformación última por flexión(cm)	Deriva última por flexión(cm)
328	1.80	0.60	3	4.06	2.25%
328T	1.80	0.60	3	4.06	2.25%
828	4.80	0.60	8	27.17	5.66%
1028	6.00	0.60	10	58.92	9.82%

La figura 3.19 muestra la columna 328 con la deformación por flexión última (4.06cm) y se ve como hay una pérdida significativa del recubrimiento a ambos lados de la columna.

La figura 3.20 muestra la columna 828 en una deformación de 14.47cm (deriva 3.01%), se nota como ya se empezó a perder el recubrimiento pero la columna todavía tiene capacidad resistente.

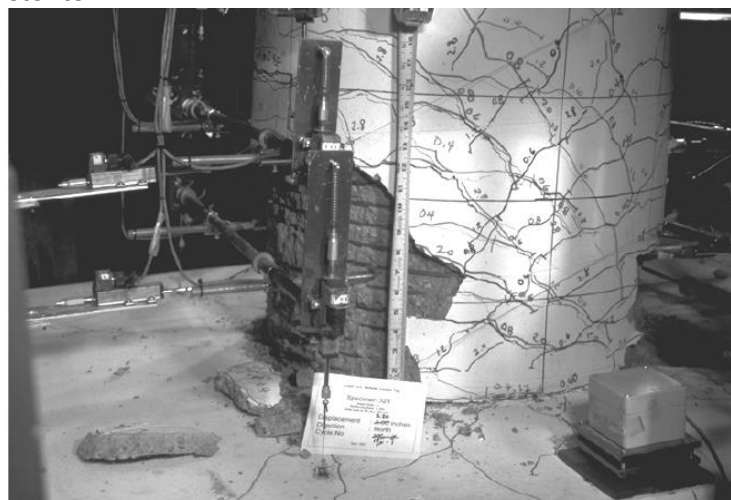


Figura 3.19 Columna 328 [22]

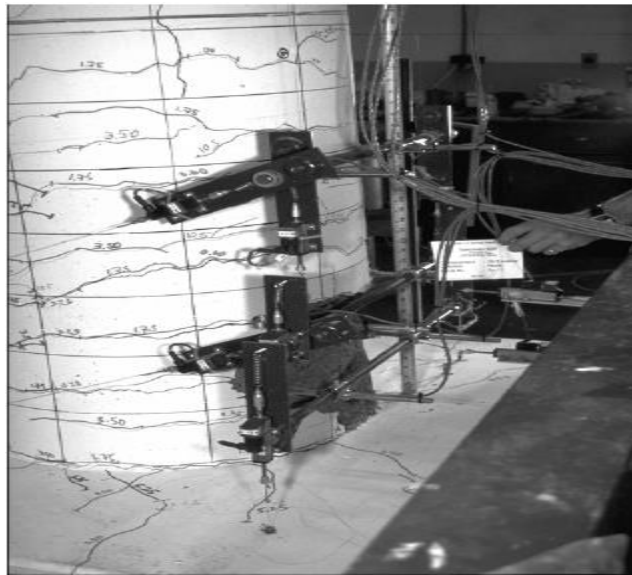


Figura 3.20 Columna 828 [22]

4. PELIGRO SÍSMICO

4.1 Determinación del peligro sísmico

La teoría de tectónica de placas establece que existen cuatro tipos de bordes: subducción, convergentes (colisión), divergentes y transformantes [26]. Además las fallas pueden ser normal, inversa y de desgarre. En el Perú convergen dos placas: la placa de Nazca y la placa Sudamericana (Fig. 4.1), formando un borde de subducción. La mayor parte de sismicidad en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de estas placas. La subducción ha dado origen a las cadenas montañosas de los Andes y la fosa Perú-Chile [25].

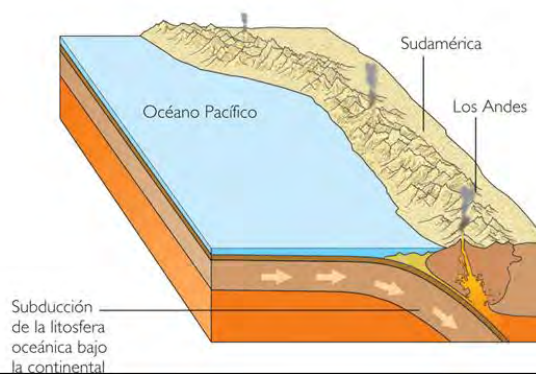


Figura 4.1 Subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana
(www.marymaruxy.blogspot.pe)

Las fuentes sismogénicas tienen características sísmicas similares y pueden ser modeladas como puntos, líneas o volúmenes. En el Perú se tienen cuatro tipos de fuentes sismogénicas (Fig. 4.2) y están son [26]:

- Fuente intraplaca oceánica.
- Fuente interplaca

- Fuente intraplaca de profundidad media y profunda
- Fuentes de sismos corticales



Figura 4.2 Esquema de los cuatro tipos de fuentes sismogénicas (www.cismid.com.pe)

4.1.1 Estudio determinístico

Se establece un escenario sísmico y se halla los eventos a menor distancia dando como resultado el evento más desfavorable.

Algunas definiciones son el máximo sismo creíble (MCE) que es el más grande evento registrado de la zona. Otras son el máximo sismo probable (MPE) que es el máximo sismo histórico [25]. Esta metodología no es recomendable porque no toma en cuenta la incertidumbre ni la variabilidad de los diferentes parámetros.

4.1.2 Estudio probabilístico

Es el estudio más idóneo y toma en cuenta la distribución de probabilidad de las distintas variables. Se define como la probabilidad que un movimiento tenga una intensidad mayor o igual a cierto valor fijado; ese valor puede ser magnitud, aceleración máxima, valores espectrales etc [27], [28].

Se identifican todas las fuentes sismogénicas, estableciendo las relaciones de recurrencia y leyes de atenuación para luego hacer una combinación probabilista. Luego los efectos de todas las fuentes se suman y para tomar en cuenta la distribución temporal se usa la distribución de Poisson.

Ecuaciones de recurrencia

Está dado por el número de sismos mayores o iguales a cierta magnitud. La expresión dada por Gutenberg-Ritcher tiene la siguiente forma:

$$\log N = a - b * M \dots \dots \dots (4.1)$$

Donde:

M: Magnitud del sismo.

N: Número de sismos mayores o iguales a M.

a y b: parámetros que dependen del lugar de estudio.

Ground motion prediction equations-GMPes

Se definen como la disminución de las respuestas de estructuras en función de la magnitud y distancia. Existen diversas leyes de atenuación en la bibliografía como la de Idriss, Sadigh, Youngs, Casaverde y Vargas etc [29].

La expresión propuesta por Youngs para sismos de subducción es:

$$\ln(Sa) = -0.6687 + 1.438 * M + C1 + C2 * (10 - M)^3 + C3 * \ln(R + 1.097 * e^{0.617 * M}) + 0.00648 * H + 0.3643 * Zt \dots\dots\dots (4.2)$$

Donde:

Sa: Aceleración espectral expresada en g.

M :Magnitud de momento sísmico Mw.

R :Distancia hipocentral o distancia más cercana al área de ruptura en km.

H :Profundidad focal en km.

Zt :0 para sismos de interfase, 1 para sismos de intraplaca.

Los factores C1,C2,C3,C4,C5 (Tabla 4.1) están relacionados con los periodos estructurales.

Tabla 4.1 Factores de la ecuación de atenuación de Youngs [25]

Periodo (s)	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅
0.000	0.000	0.0000	-2.329	1.45	-0.1
0.075	2.400	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.100	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.200	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1
0.300	0.793	-0.0020	-2.327	1.45	-0.1
0.400	0.144	-0.0020	-2.230	1.45	-0.1
0.500	-0.438	-0.0035	-2.140	1.45	-0.1
0.750	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1
1.000	-2.870	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1
1.500	-5.101	-0.0114	-1.470	1.50	-0.1
2.000	-6.433	-0.0164	-1.290	1.55	-0.1
3.000	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1
4.000	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1

La expresión propuesta por Sadigh para sismos continentales es:

$$\ln(y) = C1 + C2 * (M) - C3 * \ln(R + C4 * e^{C5 * M}) + C6 + C7 * (8.5 - M)^{2.5} \dots\dots\dots (4.3)$$

Donde:

y: Aceleración espectral expresada en g.

M :Magnitud de momento sísmico Mw.

R: Distancia más cercana al área de ruptura en km.

En el Perú se han identificado 20 fuentes sismogénicas de las cuales 14 son de subducción y 6 continentales, de las fuentes de subducción 5 son interface y 9 intraplaca [30].

Distribución temporal de los sismos

Los eventos sísmicos son espacial y temporalmente independientes y la probabilidad que dos eventos ocurran en el mismo sitio e instante es 0.La distribución Poisson es comúnmente utilizada:

$$Pn(t) = e^{-\lambda} * \frac{(\lambda * t)^n}{n!} \dots\dots\dots (4.4)$$

Donde:

n : número de eventos

λ : razón de ocurrencia por unidad de tiempo.

La evaluación del peligro sísmico desarrollada por Cornell e implementada en el programa CRISIS 2007 se expresa como [25]:

$$P(I \geq i) = \iint P(I|s,r) * f(s) * f(r) ds dr \dots \dots \dots (4.5)$$

Donde:

$P(I \geq i)$: probabilidad que la intensidad sea mayor o igual a cierto parámetro.

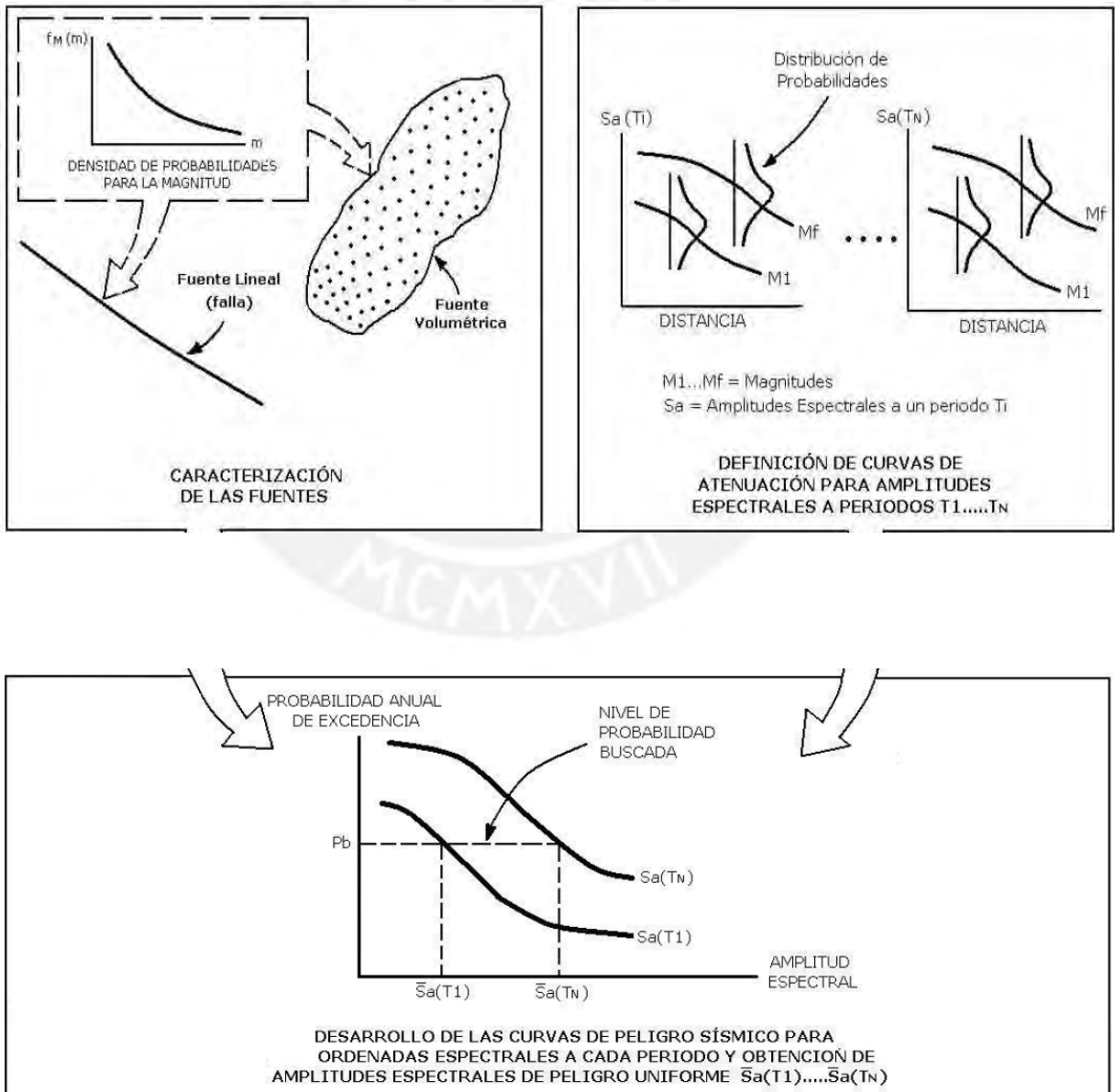
$f(s)$: función de distribución del tamaño de sismos.

$f(r)$: función de distribución de la distancia.

4.1.3 Espectros de peligro uniforme

Los espectros de peligro uniforme tienen la misma probabilidad de excedencia y toman en cuenta la dependencia de la forma espectral con la magnitud y distancia.

La figura 4.3 muestra los pasos para calcular los espectros de peligro uniforme en función de los datos de las fuentes sísmogénicas y las ecuaciones de atenuación espectrales [29].



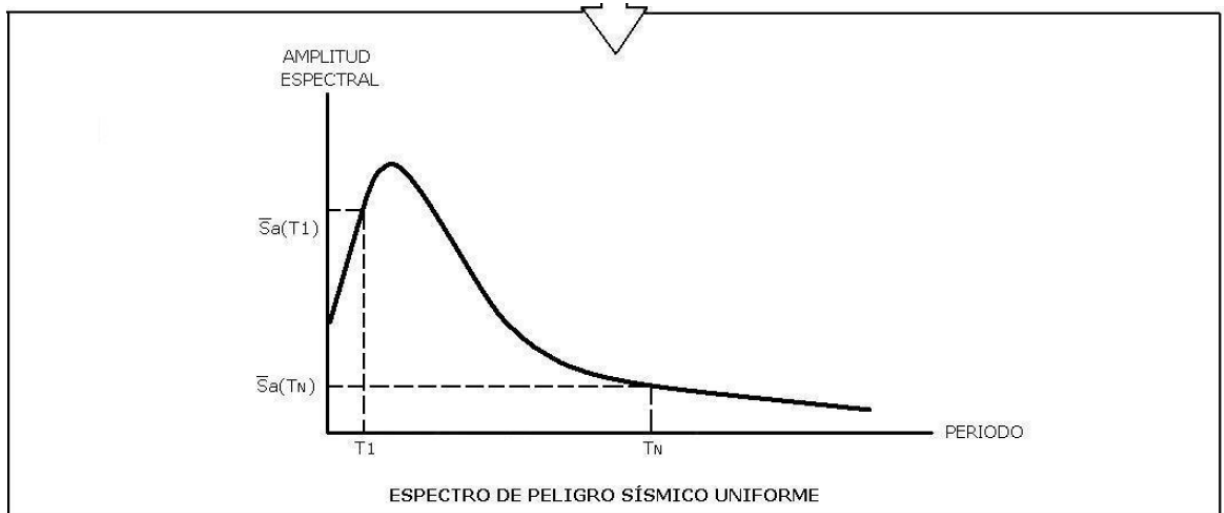


Figura 4.3 Cálculo del espectro de peligro uniforme [29]

4.1.4 Variable aceleración respecto a la magnitud y distancia ($A|M, d$)

La comisión Europea [51] en sus comentarios respecto al Eurocódigo sugiere tomar una distribución lognormal para la pseudo-aceleración dado una magnitud y distancia ($P(A > a)|M, d$). Como ejemplo se muestra en la figura 4.4 una sola curva de atenuación con sus desviaciones estándar. Para una distancia 10 km y magnitud de 6Ms la aceleración determinística es $0.182g(a_g^*)$. Sin embargo en realidad no es un valor determinístico sino una variable aleatoria y es válido tomar una distribución lognormal (Fig. 4.5) con desviación estándar 0.5 y media a_g^* [51].

Así también lo sugiere Monroy y Bolaños para ($P(A > a)|M, d$) (Fig. 4.6) [29].

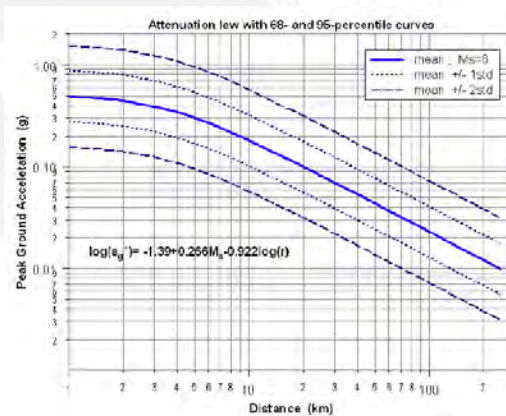


Figura 4.4 Curva de atenuación [51].

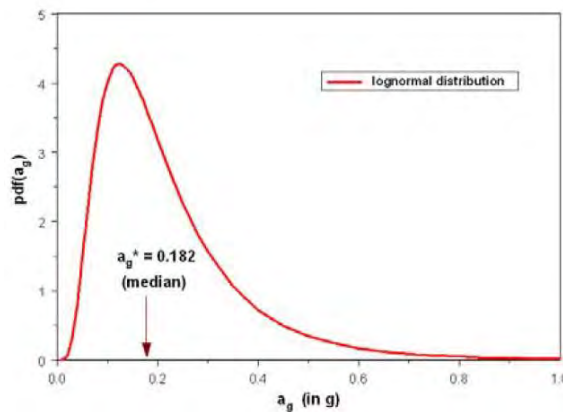


Figura 4.5 Distribución lognormal para una aceleración media a_g^* para una magnitud de 6 Ms y distancia de 10km [51].

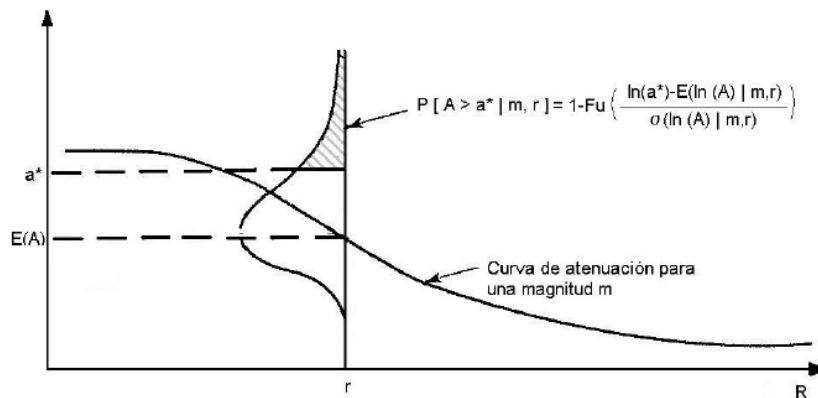


Figura 4.6 Distribución lognormal para una aceleración media a^* para una magnitud m y distancia r [29].

4.2 Selección de los acelerogramas

Para realizar los análisis tiempo historia los acelerogramas deben representar la demanda sísmica del lugar de estudio. Para ello deben tener características sismotectónicas y geotécnicas similares como: magnitudes, distancia a la falla, tipo de suelo, mecanismos de ruptura etc. Si no se cuenta con suficientes acelerogramas en el lugar de estudio es posible tomar acelerogramas con características sismotectónica y geotécnica similares de otros lugares o construir acelerogramas sintéticos y/o artificiales [31], [32], [33].

4.2.1 Acelerogramas sintéticos

Los acelerogramas sintéticos se basan en modelos que toman en cuenta las características sismotectónicas del lugar de estudio como la longitud de falla, distancia al foco, fuente, trayectoria, leyes de atenuación, efectos locales, tipo de suelo etc [34].

4.2.2 Acelerogramas artificiales

Son acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta que cubren un amplio rango de amplitudes y por tanto se ajustan a las respuestas espectrales específicas. La metodología es elegir un espectro representativo, este puede ser el espectro de un acelerograma real o de la norma. Luego se escoge acelerogramas de referencia para compatibilizar o ajustar a ese espectro objetivo [34], [35].

La figura 4.7 muestra la metodología usada por el programa SISMOART el cual lo compatibiliza a un espectro objetivo usando el método de transformada de Fourier.

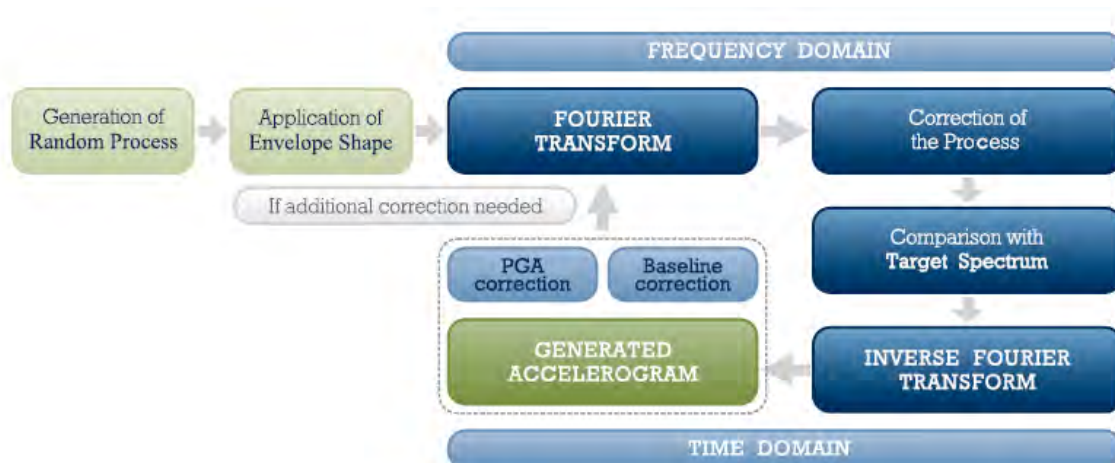


Figura 4.7 Metodología usada por el programa SISMOART para generar acelerogramas artificiales (www.seismosoft.com)

4.3 Metodología para la elección de acelerogramas y niveles de peligro.

Se aplicará la siguiente metodología para la elección de acelerogramas el cual está formado por dos pasos. La primera opción es buscar acelerogramas reales del lugar de estudio, estos deben cumplir los siguientes requisitos: cumplir el par magnitud-distancia elegido, mecanismos de ruptura similar al sitio y tener formas espectrales similares al lugar de estudio [33].

Tener presente que la magnitud y tipo de suelo influye significativamente en la forma espectral y contenido de frecuencias, mientras la distancia tiene una influencia menor [31], [32], [33].

El número de parámetros a considerar para la selección depende del número de registros disponibles en la base de datos. Se puede aceptar como criterios mínimos la magnitud y distancia. Sismos con magnitudes menores a cuatro la energía no generan mucho daño en las estructuras, además no se deben considerar distancias muy grandes debido a que la atenuación es significativa. En consecuencia distancias menores a 300 km son aceptables [31].

Lo que se busca es escalar lo menos posible y tomar eventos independientes para tener mayor gamma de frecuencias.

En esta tesis se va considerar magnitudes mayores a cuatro y distancias menores a 300 km, remarcando que la elección de estos parámetros depende que tan buena base de datos se disponga. Si no se tienen acelerogramas que cumplan estos requisitos se va tener mayor variabilidad en la respuesta estructural.

El paso dos consiste en construir acelerogramas artificiales.

Hay que remarcar que otras opciones que no se consideran en la metodología son buscar

acelerogramas de ambientes sismotectónicos similares [33] o construir acelerogramas sintéticos. La metodología se resume en la figura 4.8.



Figura 4.8 Metodología propuesta para la elección de acelerogramas

4.4 Curvas de fragilidad

Representan la probabilidad que la respuesta de una estructura exceda un estado límite en función de algún parámetro que defina el peligro sísmico. En otras palabras mide la vulnerabilidad en términos probabilísticos. Se pueden obtener por observaciones de campo del daño estructural, ensayos experimentales, opinión de expertos o métodos analíticos [36].

4.4.1 Curvas de fragilidad analíticas

Usan modelos numéricos cuando no se dispone de datos de campo o ensayos de laboratorio. Pueden tratarse en forma determinista y probabilista. El método determinista tiene serias limitaciones debido a la variabilidad e incertidumbre de los parámetros envueltos en la evaluación.

Se definen tres conceptos. Un parámetro indicador de la intensidad del sismo que puede ser la aceleración pico del suelo (PGA), la pseudo-aceleración (S_a) etc.

El segundo es un indicador de del daño que puede ser la deriva de entrepiso, rotaciones etc. El tercero son umbrales para el estado discreto del daño; por ejemplo los que define VISIÓN 2000 como sin daño, leve, moderado, severo y colapso [36].

Notar que el indicador de la intensidad del daño es exactamente el mismo concepto que se define en un análisis dinámico incremental como intensidad de medida (IM). Análogamente el indicador del daño es lo que sería medida del daño (DM).

El procedimiento es hallar las funciones de distribución de la variable de salida y luego con los umbrales construir las curvas de fragilidad (Fig. 4.9). Se traza una línea vertical a diferentes valores de umbrales de daños (en la figura por ejemplo 0.90%). Luego se tiene los fdi para cada intensidad sísmica (PGA en este caso) y los FDi se hallan como: $FDi = 1 - fdi$. Luego se grafica en abscisas los valores de índice de intensidad sísmica y en ordenadas FDi (probabilidad de exceder un estado límite).

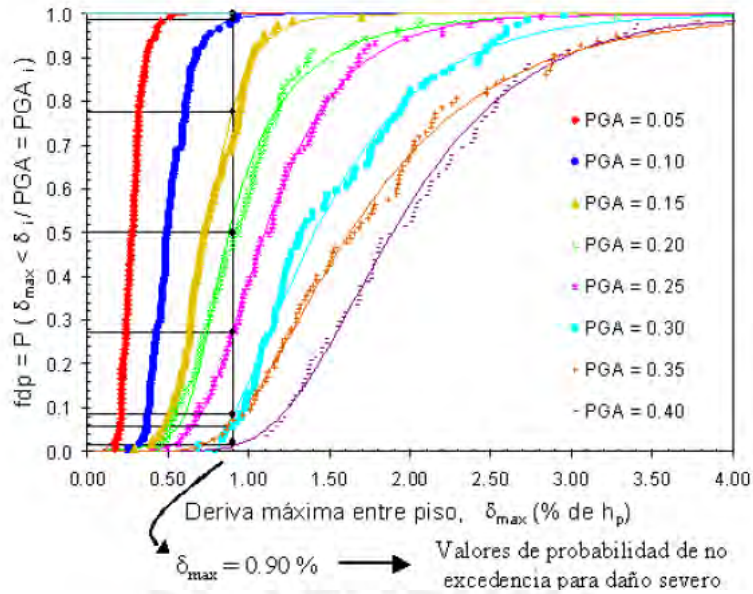


Figura a

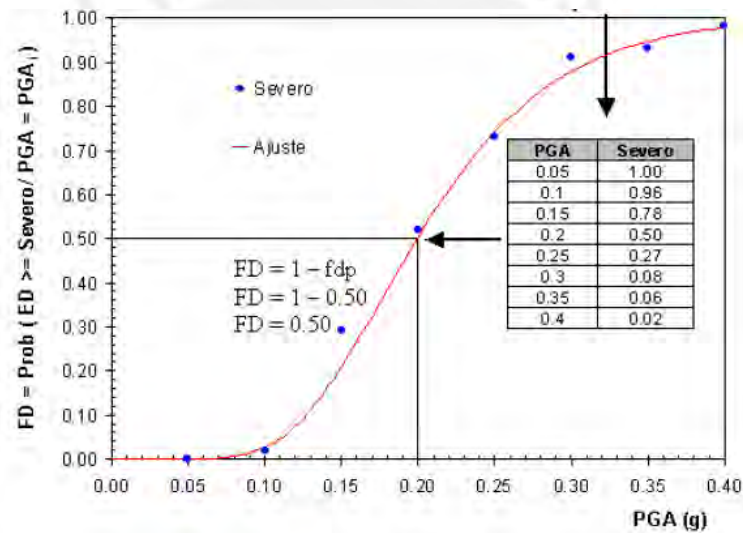


Figura b

Figura 4.9 (a) Funciones de probabilidad acumulada (fdi), (b) Curva de fragilidad [36]

5. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

Es un tipo de análisis tiempo historia que consiste en ir aumentando el nivel de peligro a través de un proceso de escalamiento de acelerogramas.

Este método tiene sus orígenes con Bertero y luego a desarrollarse en plenitud con Vamvatsikos y Cornell, también se conoce como Push-over dinámico.

Una de las tareas de la ingeniería sísmica basada en desempeño es evaluar la frecuencia anual media de exceder cierto estado límite. Ver la ecuación 5.1 [40]:

$$\lambda(LS) = \iint_{DM,IM} G(LS|DM) dG(DM|IM) d\lambda(IM) \dots \dots \dots (5.1)$$

Donde:

$\lambda(LS)$: frecuencia anual media de exceder cierto estado límite.

$G(LS/DM)$: probabilidad de exceder LS dado DM

$G(DM/IM)$: probabilidad de exceder DM dado IM

$\lambda(IM)$: peligro sísmico del suelo

5.1 Definiciones básicas

Intensidad de medida (IM)

El factor de escalamiento (λ) es un número positivo que multiplica al acelerograma. La intensidad de medida (IM) es un concepto más general y se define como: $IM=f_a(\lambda)$, es decir es una función de λ . Las variables a partir de la cual es posible escalar pueden ser la aceleración pico, $S_a(T_f, 5\%)$, velocidad pico o ductilidad [38], [39].

La elección del IM debe cumplir dos características: eficiencia y suficiencia. El primero está relacionado con menor variabilidad de MD.

El segundo con la independencia al evaluar la probabilidad G (DM/IM), la cual es la probabilidad de superar DM dado un valor de IM , respecto a los pares Magnitud-distancia. Es decir esa probabilidad debe ser la misma independientemente de los registros usados [40], [41].

Medida del daño (MD)

Se debe elegir una medida del daño para llevar el control de colapso de la estructura. Esta puede ser la rotación de columnas, deriva de entrepiso etc.

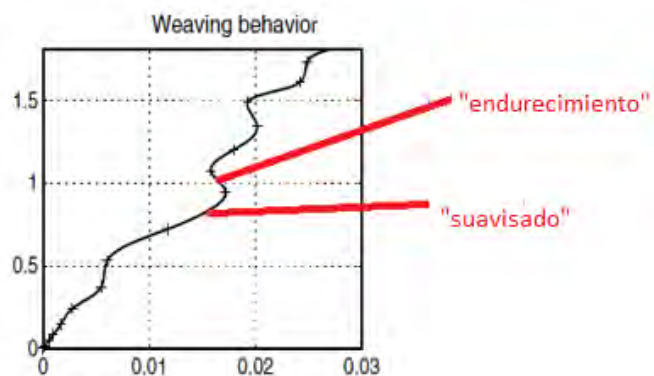
5.2 Curvas IDA.

5.2.1 Comportamiento de las curvas IDA.

Cuando a la estructura se le somete a diferentes acelerogramas su respuesta va ser distinta. La primera parte elástica es muy similar para diferentes registros siendo esto cierto para estructuras de 1GDL o de MGDL pero escalados teniendo en cuenta los modos altos.

Cuando se supera este límite elástico el comportamiento puede ser distinto. Se pueden distinguir tres tipos de comportamiento.

El primer comportamiento son ciclos de "suavizado" y "endurecimiento". Esos fenómenos dan un comportamiento global de "ondas". El segundo comportamiento es cuando prevalece el "endurecimiento" y la curva IDA parece seguir la pendiente elástica inicial. El tercer comportamiento es de "suavización" donde la pendiente tiende a cero y se prolonga a infinito en algún punto de la curva. En la figura 5.1 se ven esos tres tipos de comportamiento.



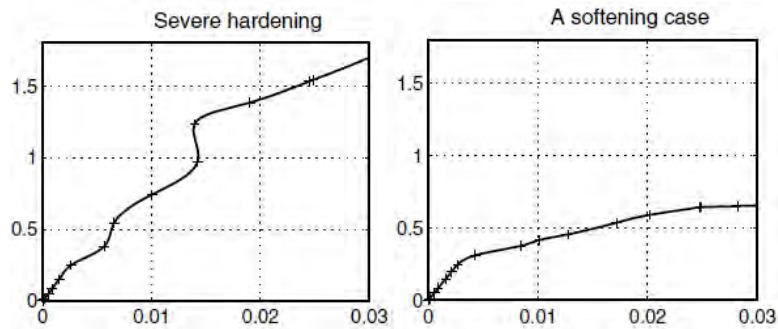


Figura 5.1 Distintos tipos de comportamiento de las curvas IDA [38]

El comportamiento de suavización puede ser señal de inestabilidad dinámica global debido a que el valor de DM crece sin control (tienden a infinito) con variaciones pequeñas de IM. Mientras que el comportamiento de endurecimiento puede tener su explicación física que cuando la estructura acelera el DM se acumula y cuando desacelera se para la acumulación o inclusive puede hacerse reversible. El comportamiento de resurrección estructural es conocido como un caso extremo de endurecimiento [38].

5.2.2 Determinación del colapso de la estructura

Cuando la estructura llega al punto de colapso es lo que denominaremos inestabilidad dinámica global. Una señal matemática es cuando los resultados numéricos no convergen. Muchas veces no es posible llegar a ese punto de inestabilidad numérica ya sea por nuestros modelos numéricos, los métodos numéricos usados para resolver las ecuaciones diferenciales o errores de redondeo.

Entonces se definirán dos criterios para determinar ese punto.

En función de medida del daño (DM)

Este se da cuando la medida del daño supera un cierto valor límite. Este valor límite se puede hallar por experimentos, teoría o experiencia ingenieril. Esta regla es más idónea para determinar puntos diferentes al del colapso global como por ejemplo el de ocupación inmediata; aunque eso no quiere decir que no se pueda aplicar a ese punto.

Es decir se da cuando:

$$DM \geq Cdm$$

Donde:

-DM: medida del daño

-Cdm: estado limite excedido.

En función de la intensidad de medida (IM)

Es un mejor evaluador del punto de inestabilidad de colapso global. Una forma simple de definirla es cuando la pendiente alcanza a ser 20% de la pendiente elástica inicial. La determinación de ese punto se debe hacer con mucho cuidado siendo un problema la interpolación de los puntos discretos de la curva. Al combinar ambos criterios es mejor cumplir uno u otro siendo muy difícil cumplir ambos al mismo tiempo [38], [39].

Este criterio se cumple cuando:

$$IM \geq Cim$$

Donde:

-IM: intensidad de medida

-Cim: estado límite excedido.

5.3 Interpretación y análisis de resultados

Con el conjunto de datos obtenidos es posibles hacer distintos tipos de procesamiento estadístico. Estos procesamientos pueden ser tanto desde el punto de vista muestral como poblacional. El propósito es obtener la respuesta en términos probabilísticos con ciertos niveles de confianza.

5.3.1 Conceptos de estadística descriptiva

El comportamiento de una variable aleatoria queda descrito por su función de probabilidad $f(x)$.

Funciones de distribución

a) Función de probabilidad ($f(x)$)

Es la probabilidad que cierta variable(X) tome un parámetro determinado(a).

$$f(x) = P(X = a) \dots \dots \dots (5.2)$$

b) Función de probabilidad acumulada ($F(x)$)

Es la probabilidad que cierta variable(X) tome un valor menor o igual a un parámetro determinado(a).

$$F(X) = P(X \leq a) \dots \dots \dots (5.3)$$

Medidas de centralización y dispersión

Las medidas de centralización son usadas para caracterizar un conjunto de datos con sus valores medios. Estos pueden ser media aritmética, media geométrica, mediana, moda etc.

Las medidas de dispersión son parámetros que miden la variabilidad de los datos. Tenemos la desviación estándar, varianza, coeficiente de variación etc.

Otras medidas de descripción.

Tenemos los percentiles, cuartiles y deciles. Los percentiles ocupan posiciones de 0 a 100 en el rango de datos. Los cuartiles ocupan las posiciones 0, 25, 50,75 y 100. Los deciles ocupan las posiciones múltiplos de 10.

Entonces la mediana es el percentil 50, el cuartil 50 y el decil 50 o también se puede interpretar como la probabilidad que un conjunto de datos sea menor o igual a 50%.

El percentil 84 se interpreta como que el 84% de los valores están por debajo del parámetro estudiado o la probabilidad que la variable sea menor a cierto parámetro es de 84% o la probabilidad de exceder cierto valor límite es de 16%.

5.3.2 Conceptos de estadística inferencial

Se usa para estimar parámetros poblacionales o hacer pruebas de hipótesis. La población son todos los elementos con alguna característica común. La muestra son elementos de la población usados para hacer algún estudio o inferencia. Los parámetros que definen la muestra son su tipo y tamaño [42], [43].

5.3.2.1 Tipos de muestra

Estos se dividen en muestreo probabilístico y no probabilístico. Dentro del muestreo probabilístico se encuentran el aleatorio y estratificado. El muestreo aleatorio se da cuando todos los elementos tienen la misma probabilidad de ser elegidos. El estratificado se divide el espacio muestral en estratos y dentro de cada estrato se aplica un muestreo aleatorio con el propósito de cubrir todo el espacio muestral.

5.3.2.2 Tamaño de muestra

El tamaño de la muestra se calcula como sigue:

Para proporción:

$$n = \frac{Z^2 * (p*q)}{e^2} \dots\dots\dots (5.4)$$

Para la media:

$$n = \frac{Z^2 * \sigma^2}{e^2} \dots\dots\dots (5.5)$$

Este tamaño de muestra se da cuando la población es infinita o desconocida.

Cuando la población es finita, el valor de n se ajusta como sigue:

$$n' = \frac{n}{1 + \frac{n-1}{N}} \dots\dots\dots (5.6)$$

Donde:

Z: Nivel de confianza

σ : desviación estándar

e: error permitido

p: probabilidad de éxito

q: probabilidad de fracaso

Se considera una muestra pequeña aquella con un número de elementos menores a 30.

5.3.2.3 Teorema del límite central

Para una muestra suficientemente grande la distribución de la media poblacional sigue una distribución aproximadamente normal. Si la muestra no es grande es posible aproximarla con una distribución T-student [42].

Intervalo de confianza para media poblacional

El intervalo de confianza se da como:

$$\mu = x \pm tc * \frac{s}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots (5.7)$$

Donde:

x: media muestral

s: desviación estándar muestral

μ : media poblacional

n: número de datos

tc: parámetro de la tabla t-student que depende del error o nivel de significancia que se acepte.

Intervalo de confianza para proporción poblacional

El intervalo de confianza se da como:

$$\pi = p1 \pm zc * \sqrt{\frac{p*q}{n}} \dots\dots\dots (5.8)$$

Donde:

P1: proporción o probabilidad muestral

π : proporción poblacional

p: probabilidad de éxito. Siendo $p=p1$

q: probabilidad de fracaso. Siendo $q=1-p$

n: número de datos

zc: parámetro de la tabla normal que depende del error o nivel de significancia que se acepte.

Notar que siempre se utiliza la distribución normal sea muestras grandes o pequeñas y el intervalo no depende de la desviación estándar.

5.3.2.4 Prueba de hipótesis

Se asume dos hipótesis, la hipótesis nula y la alternativa. Se usa para inferir la distribución de una variable aleatoria (prueba de bondad de ajuste) o ver si existe relación entre dos variables.

Pruebas de bondad de ajuste

Son usadas para inferir el tipo de distribución de una población a partir de un conjunto de datos. Es posible realizarla con la prueba Chi-cuadrado, Kolmogorov-Smirnov, Shapiro-Wilk etc.

Se va utilizar para estudiar la distribución de los valores de DM (medida del daño) si siguen una distribución normal o lognormal. Si X una variable aleatorio tiene una distribución lognormal, entonces $\ln X$ tiene una distribución normal.

Cuando se compruebe que X tiene una distribución normal se planteará:

H_0 (hipótesis nula)= X tiene una distribución normal

H_1 (hipótesis alternativa)=X no tiene una distribución normal

Cuando se compruebe que X tiene una distribución lognormal se planteará:
 Ho (hipótesis nula)= lnX tiene una distribución normal→X tiene distribución lognormal.
 H1 (hipótesis alternativa)=X no tiene una distribución lognormal.

Prueba Chi-cuadrado (X²)

Se va utilizar para verificar la normalidad de una población. Su uso es recomendado para muestras no muy grandes.
 Se halla el estadístico X² como sigue:

$$X^2 = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(f_{mi} - f_{ei})^2}{f_{ei}} \dots\dots\dots (5.9)$$

Donde:
 fm:frecuencia de la muestra.
 fe: frecuencia esperada de la distribución normal.
 X² : estadístico chi-cuadrado.

Para que la hipótesis nula (Ho) sea aceptada, X² tiene que ser menor a X²_{crítico} que se obtiene de las tablas chi-cuadrado.

Prueba Kolmogorov–Smirnov

También se va utilizar para verificar la normalidad de una población. Su uso es recomendado para muestras grandes o pequeñas.
 Se halla como una comparación de frecuencias relativas acumuladas.

$$e = Fm - Fe \dots\dots\dots (5.10)$$

Donde:
 fm:frecuencia relativa acumulada de la muestras.
 fe: frecuencia relativa acumulada esperada de la distribución normal.
 e : estadístico de prueba.

Para que la hipótesis nula (Ho) sea aceptada el mayor valor de “e” tiene que ser menor al valor obtenido en las tablas Kolmogorov–Smirnov.

5.4 Escalamiento

El escalamiento es un proceso de modificación de un acelerograma inicial. Cuando se escala se pueden variar las distintas parámetros que definen un acelerograma como aceleración pico, contenido de frecuencias, duración del movimiento fuerte etc.

5.4.1 Parámetros de acelerogramas

Algunos de los parámetros importantes que caracterizan un acelerograma son:

- Aceleración pico
 Está definida como el valor máximo de la historia de aceleraciones.
- Contenido de frecuencias
 En ella se ve cuáles son las frecuencias más importantes según su amplitud .Esta se puede observar en el espectro de Fourier.
- Duración el movimiento fuerte
 Son los intervalos de tiempo en que el movimiento tiene un cierto valor mínimo. Una duración prolongada del movimiento fuerte está asociado a mayor daño estructural.

-Intensidad de Arias (Ia)

Es una medida de la energía del terremoto donde a(t) es la historia de aceleraciones y se evalúa como:

$$Ia = \frac{\pi}{2 \cdot g} * \int_0^t a(t)^2 dt \dots \dots \dots (5.11)$$

5.4.2 Escalamiento de acelerogramas.

Cuando se escala un acelerograma se tiene que definir la metodología a usar. Dependiendo de esta el costo numérico puede aumentar así como la variabilidad en la respuesta. Entre los métodos más comunes de escalamiento tenemos:

-Escalamiento respecto a la aceleración pico

El monitoreo del escalamiento se lleva a cabo a través de la aceleración pico. Tiene la desventaja que no se lleva un control idóneo del proceso. Este escalamiento genera mucha variabilidad en la respuesta de la estructura.

-Escalamiento respecto a la pseudo-aceleración en el periodo fundamental (T=Tf)

Esta forma de escalamiento se lleva a cabo respecto a la pseudo-aceleración en el periodo fundamental y da un mejor control del proceso. Por tanto la variabilidad en la respuesta estructural es menor que la anterior forma de escalar [38].

Los métodos de escalamiento anteriores son recomendables para sistemas de un grado de libertad. Cuando la estructura tiene más modos comparables se debería tener en cuenta otros criterios.

-Escalamiento respecto a la pseudo-aceleración con dos periodos significativos (T=Tf1, Tf2)

Cuando la estructura tiene modos altos significativos y se toma en cuenta los efectos de inelasticidad (el periodo varia al entrar a ese régimen) el escalar con respecto a la Sa (Tf, 5%) no es eficiente ni suficiente.

En esos casos una posible mejora es usar un vector de IM, para tomar en cuenta el efecto de periodos altos. Para tomar en cuenta los efectos de inelasticidad la ecuación tiene cierta variación [40].

$$IM_{1EY2E} = \sqrt{(PF1 * Sd(T1, \epsilon1))^2 + (PF2 * Sd(T2, \epsilon2))^2} \dots \dots \dots (5.12)$$

Donde:

IM_{1EY2E}: Vector de escala que toma en cuenta los periodos T1 y T2.

PF1: Factor de participación del modo 1.

Sd (T1, ε1): pseudo-desplazamiento evaluado en el periodo T1.

PF2: Factor de participación del modo 2.

Sd (T2, ε2): pseudo-desplazamiento evaluado en el periodo T2.

-Escalamiento compatible con un espectro objetivo en un rango de periodos.

Para realizar un análisis tiempo historia el acelerograma se compatibiliza con un espectro determinado en un rango de periodos. La norma E030 exige escalar en el rango de periodos 0.2T y 1.5T, siendo T el periodo fundamental.

La respuesta de la estructura va ser distinta dependiendo de la aceleración máxima, contenido de frecuencias, duración del tiempo fuerte etc. Es decir la estructura es sensible a los cambios de parámetros de acelerogramas y estas variaciones son más evidentes a medida que aumenta el peligro. Esto es lo que se conoce como variabilidad registró a registro.

6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO USANDO REDES NEURONALES ARTIFICIALES Y SIMULACIÓN DE MONTECARLO

6.1 Método Probabilístico

Cuando se analizan los diversos parámetros que contribuyen a la respuesta de la estructura se llega a la conclusión que no son valores determinísticos sino variables aleatorias. Siempre es posible asumir ciertas funciones de distribución de probabilidad para esas variables. Por ejemplo se sabe a través de diferentes ensayos que la resistencia a compresión del concreto sigue una distribución aproximadamente normal.

Cuando un sistema determinístico (modelo estructural) es alimentado de entradas con variabilidad, la respuesta es también variable. Es por ello que es mucho más conveniente dar una respuesta en términos probabilísticos con ciertos niveles de confianza.

6.2 Simulación de Montecarlo

Montecarlo es un proceso de simulación en el cual el proceso de muestreo es aleatorio. Usualmente a este se le conoce como Montecarlo “crudo”, “básico” o “clásico”. También es posible aplicar Montecarlo con algún método de muestreo estratificado. Teniendo las variables un comportamiento aleatorio, Montecarlo realiza el análisis muchas veces para cada combinación de valores determinísticos de cada variable. Para obtener niveles de confianza adecuados con este Montecarlo “crudo” sería necesario realizar muchas simulaciones que en la mayoría de casos sería impracticable en costo de computación [44], [45].

Para tratar de suplir la deficiencia de un “Montecarlo crudo” sería conveniente usar un método de muestreo adecuado, para así tomar todo el rango que comprende la variable aleatoria y con ello realizar menos analices no lineales.

Otra opción es crear un “reemplazo” al análisis real y con ello si se desea aplicar un “Montecarlo crudo”. Este reemplazo se puede realizar con el uso de Redes Neuronales Artificiales [44].

6.2.1 Técnicas de muestreo

Muestreo aleatorio

Es la técnica de Montecarlo clásica. La muestra se escoge de manera aleatoria donde cada parámetro tiene la misma probabilidad de ser elegido y no guarda en su memoria el muestreo que utilizó. Se dice que es un método sin memoria.

Muestreo estratificado

Se establecen rangos generalmente equidistantes y luego para cada rango se escoge de manera aleatoria la muestra, (Fig. 6.1).

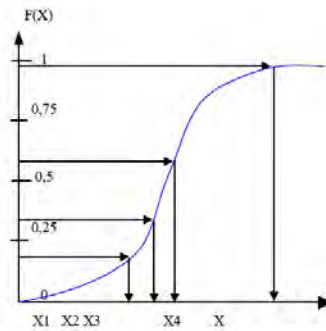


Figura 6.1 Muestreo estratificado [46]

Método de hipercubo Latino

Es un método estratificado, pero luego de elegir la muestra se analiza en el modelo y si los resultados están dentro de la variabilidad estadística el muestreo es aceptado. Si los resultados no son aceptables se vuelve a repetir el proceso. El problema es que los resultados iniciales no se guardan aumentando el costo computacional.

Método de hipercubo Latino escalable

Es un método con memoria, es decir luego del primer análisis si los resultados no están dentro de la nivel de confianza esperado o los parámetro estadísticos no son los adecuados, los resultados se guardan.

Luego se subdivide los estratos en más pequeños y se escoge muestras de aquellos donde estaban vacíos. Se repite el proceso de análisis para la nueva muestra, luego la estadística descriptiva se hace sobre el total de análisis. Así de esta forma el primer análisis no se “desperdicio” y el costo computacional no es tan alto [46].

Con estas técnicas de muestreo refinadas se puede reducir el número de análisis notablemente y obtener niveles de confianza adecuados.

Diseño de experimentos

Teniendo como objetivo abarcar todo el espacio muestral cada variable aleatoria se divide en estratos. El número de subdivisiones va depender de la importancia de cada variable. Dentro de cada estrato se hace un muestreo aleatorio simple [45].

Se escala los valores de las variables al espacio de [0-1], aplicando la siguiente expresión:

$$X = \frac{Xe - Xi}{Xs - Xi} \dots \dots \dots (6.1)$$

Donde:

Xe: valor determinístico de variable

Xi: límite inferior

Xs: límite superior

Los espacios muestrales se sectorizan y cada sector se escogen los valores determinísticos. Luego se transforman las variables al espacio original. Cuando un sistema o modelo tiene más de una variable aleatoria las técnicas de combinación son muy similares [45].

6.3 Redes neuronales artificiales

6.3.1 Generalidades

Las redes neuronales se pueden considerar como una rama de la inteligencia artificial.

La inteligencia artificial busca emular sistemas inteligentes en términos de procesos computacionales basados en la experiencia continua del entorno [46].

Se basa en 3 conceptos:

-Programación Heurística

Se basan en modelos de comportamiento humano.

-Redes neuronales artificiales

Es un modelo simple del cerebro humano.

-Algoritmos genéticos

Son sistemas computacionales que evolucionan por mutación o cruce [46].

6.3.2 Definición de redes neuronales artificiales

Se definen como sistemas de **procesamiento de la información** cuya arquitectura pretende emular las redes neuronales biológicas (Fig. 6.2).

Desde el punto de vista estadístico una red neuronal artificial (RNA) es un proceso de regresión en el cual se obtiene un “reemplazo” de un modelo o sistema real. El término se usa por la similitud con las redes neuronales biológicas.

El término REGRESIÓN debe ser entendido de modo general, como un modelo o sistema capaz de generalizar o predecir a través de un conjunto de datos iniciales. Así desde esta perspectiva estadística se tienen regresiones lineales, polinómicas, por REDES etc. Las redes neuronales artificiales son usadas como regresión de sistemas fuertemente no lineales, como es el caso de estructuras civiles sometidas a cargas extremas como sismos [48]. En la figura 6.3 se observa un modelo de red neuronal artificial.

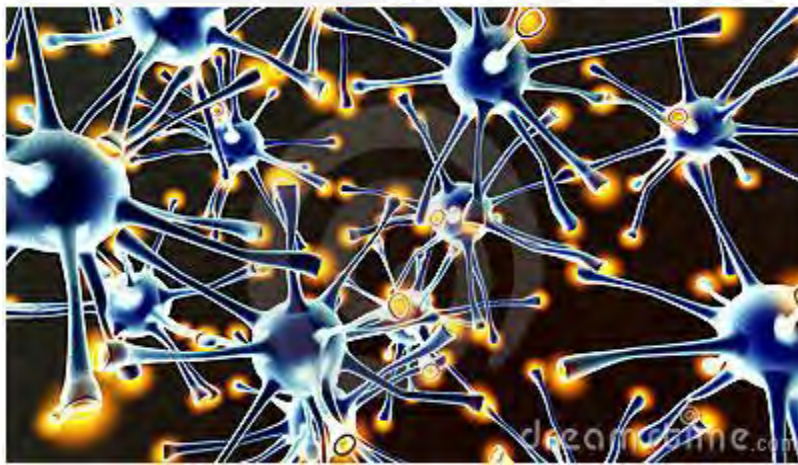


Figura 6.2 Esquema de una red neuronal biológica. (www.dreamstime.com)

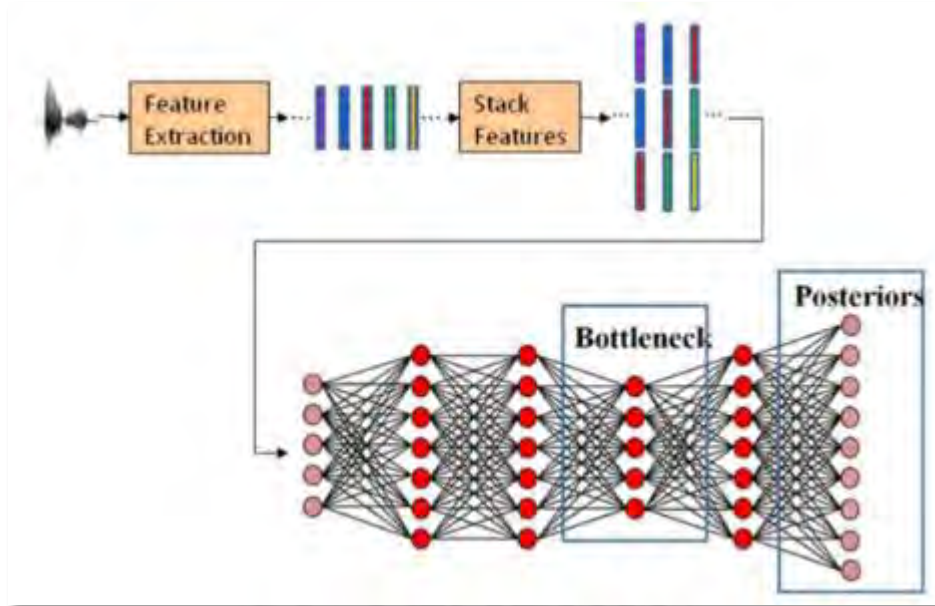


Figura 6.3 Esquema de una red neuronal artificial para un sistema de identificación basado en la voz (www.xataka.com)

6.3.3 Tipos de Redes y Perceptrón multicapa

Las redes pueden ser del tipo alimentación hacia adelante (feedforward) o alimentación hacia atrás (feedback). La diferencia es que en las últimas los datos procesados regresan como inputs a la red. Redes tipos feedback tenemos a las competitivas y recurrentes. Redes del tipo feedforward tenemos la red conocida como perceptrón. En la figura 6.4 se presenta una red neuronal recurrente (feedback).

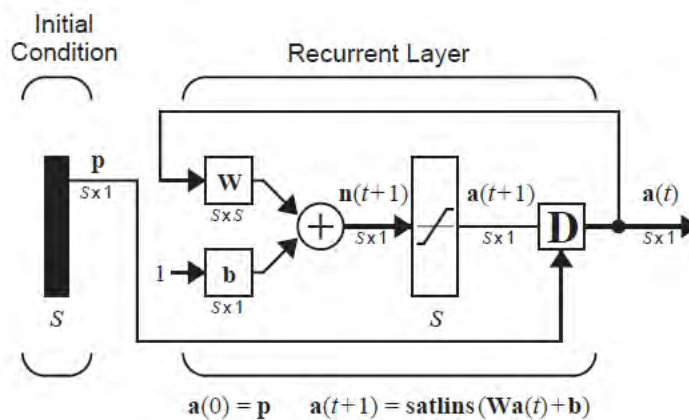


Figura 6.4 Red recurrente-feedback [48]

Perceptrón multicapa

Es una red del tipo feedforward (Fig.6.5). En la red neuronal existen las variables de entrada, variables de salida y neuronas intermedias. Dependiendo de la disposición de estas neuronas estas se pueden ubicar en una o en varias capas.

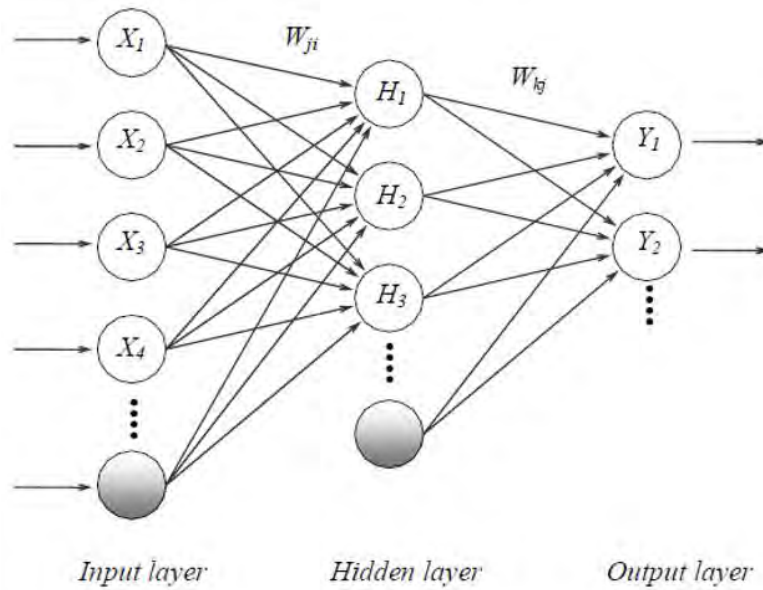


Figura 6.5 Perceptrón multicapa- feedforward [44]

6.3.4 Definiciones de la Red

Para definir los conceptos que envuelven a la red se va ser referencia a la figura 6.6.

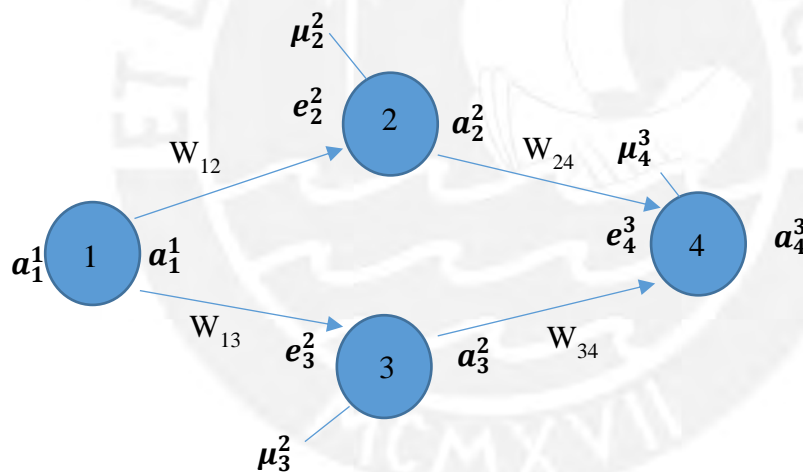


Figura 6.6 Esquema de red neuronal artificial

- Neurona: Ente más pequeño de la red. En la figura 6.6 son las neuronas 1, 2,3 y4.
- Neuronas de entrada: Reciben los datos de las variables de entrada (input).La neurona 1.
- Neuronas de salida: Muestran los resultados de la generalización de las variables de salida (output).La neurona 4.
- Neuronas intermedias: Son las neuronas que no pertenecen a la capa de entrada ni de salida. La neurona 2 y 3.

-Arquitectura de la red: Constituye la configuración o disposición de las neuronas. Es decir el tipo de red, número de neuronas y número de capas. En este caso el tipo de red es feedforward o perceptrón con 4 neuronas y 3 capas.

-Pesos (W_{ij}): Pretenden simular las conexiones sinápticas de una red biológica real. Son los pesos W_{12} , W_{13} , W_{24} , W_{34} .

-Bias (μ): Son las conexiones externas hacia la neurona. Son los valores μ_2^2 , μ_3^2 , μ_4^3 . Notar que la neurona de entrada no tiene bias. Se puede considerar como un peso pero con un input unitario.

-Función de transferencia: También conocida como función de activación o de transformación. Entre las más utilizadas tenemos la función lineal, logaritmo-sigmoide, tangente-sigmoide entre otras. **Esta función se encarga de transformar los datos que entran a cada neurona.**

En la figura 6.6, por ejemplo, para la neurona 2 si llamamos $f(x)$ a la función de transferencia, e_2^2 el dato de entrada a la neurona, a_2^2 el dato de salida de esa misma neurona, esta se transforma debido a: $a_2^2 = f(e_2^2)$. Notar que la neurona de entrada no transforma datos, solo la transfiere.

-Predicción de la red: Para la figura 6.6 es a_4^3

-Datos de entrada y salida. Son los datos obtenidos del análisis dinámico no lineal. En el caso de la red de la figura 6.6 se tienen un dato de entrada y uno de salida. Si denominamos

z_e : dato de entrada

z_s : dato de salida.

Entonces según la figura 6.6 se cumple:

$$a_1^1 = z_e \dots \dots \dots (6.2)$$

$$a_4^3 \neq z_s \dots \dots \dots (6.3)$$

En general $a_4^3 \neq z_s$, la única forma que sean iguales es si el error es 0 y la regresión es exacta.

6.3.5 Aprendizaje y Entrenamiento

El aprendizaje se obtiene a través del proceso de entrenamiento y se dice que la red aprende de la experiencia. El aprendizaje se logra cuando se optimizan los pesos (W) y las bias (μ) en la red. Este se alcanza a través de la propagación del error hacia atrás-backpropagation [48], [49].

El aprendizaje puede ser de dos tipos:

- a) Aprendizaje supervisado: Necesita influencia externa. Es cuando se dan datos de entrada y de salida.
- b) Aprendizaje no supervisado: No necesita influencia externa. Es cuando solo son necesarios los datos de entrada.

El algoritmo de entrenamiento general para los pesos se expresa:

$$w(k+1) = w(k) + Y * Pk \dots\dots\dots (6.4)$$

Donde:

W (k+1): Actualización del peso.

W (k): Peso en paso anterior.

Y: tasa de entrenamiento

Pk: Función de entrenamiento

Tasa de entrenamiento (Y)

Es un valor numérico que ayuda al entrenamiento y la convergencia de la red.

Función de entrenamiento (Pk)

La “función de entrenamiento” es una función del índice de desempeño. Es decir se cumple:

$$Pk = G(F(x)) \dots\dots\dots (6.5)$$

F(x) se le conoce como índice de desempeño y está asociado con el ERROR(E(x)) en las predicciones.

Es evidente que la red estará mejor entrenada cuando ese error sea lo mínimo posible es decir cuando el índice de desempeño también sea mínimo.

Una forma usual de expresar la función de entrenamiento es:

$$Pk = \frac{\partial(F(X))}{\partial w} = \frac{\partial(E(X))}{\partial w} \dots\dots\dots (6.6)$$

En este caso el índice desempeño (F(x)) es igual al error (E(x)).

Existen muchas formas de expresar el error. Una forma común es mediante el error cuadrático medio (ECM).

Sea:

Yi = valor de salida del dato i.

Pi = predicción de la red para el dato i.

N: número de datos

$$ECM(\text{error cuadrático medio}) = \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^{i=N} (Yi - Pi)^2 \dots\dots\dots (6.7)$$

Estimación de respuesta

La respuesta se estima por la evaluación de una función de transferencia. Una función comúnmente usada en regresiones no lineales es el logaritmo-sigmoide (Fig. 6.7).

$$f(x) = \frac{1}{(1+e^{-x})} \dots\dots\dots (6.8)$$

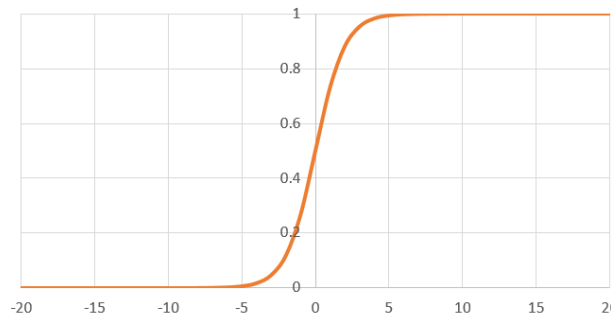


Figura 6.7 Función de transferencia logaritmo-sigmoide.

La respuesta se obtiene como:

$$R(X) = h\left(\sum_{j=1}^{i=m} (\mu_j + \left(\sum_{i=1}^{1=n} (\mu_i + a * W_i)\right) * W_j)\right) \dots \dots \dots (6.9)$$

Donde:

- R(X): Predicción de la red.
- a: Variables de entrada a la neurona.
- W: Pesos.
- μ : bias

El entrenamiento se logra a través de la aplicación del algoritmo de retropropagación o propagación del error hacia atrás o también conocido como descenso de gradiente.

Algoritmo de Retropropagación

Para comprender como se optimizan los pesos (W) se va mostrar a través de un ejemplo. Se tiene la siguiente red formada por una variable de entrada y salida (neurona 1 y 4 respectivamente). Se tiene dos neuronas en la capa intermedia (neuronas 2 y 3). Notar que la arquitectura de la red está formada por 3 capas y 4 neuronas. El objetivo es optimizar los pesos W12, W13, W24, W34 y las bias $\mu_2^2, \mu_3^2, \mu_4^3$.

La variable de entrada tiene como dato a_1^1 y la variable de salida tiene como dato s_4^3 . La predicción de la red es a_4^3 . No confundir s_4^3 con a_4^3 . La figura 6.8 muestra los pesos que unen las neuronas. Por ejemplo el W12 une a las neuronas 1 y 2. La figura 6.9 muestra la transformación de cada neurona. Tenemos entonces que en la neurona 2 transforma el dato de e_2^2 a a_2^2 .

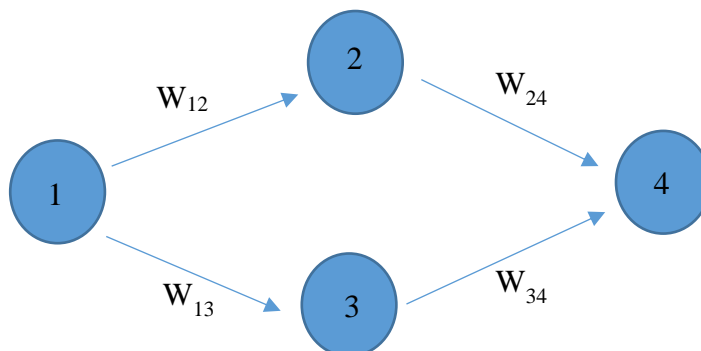


Figura 6.8 Pesos en la red neuronal artificial

Para cada neurona se tiene los datos de entrada, bias y la transformación o procesamiento de datos.

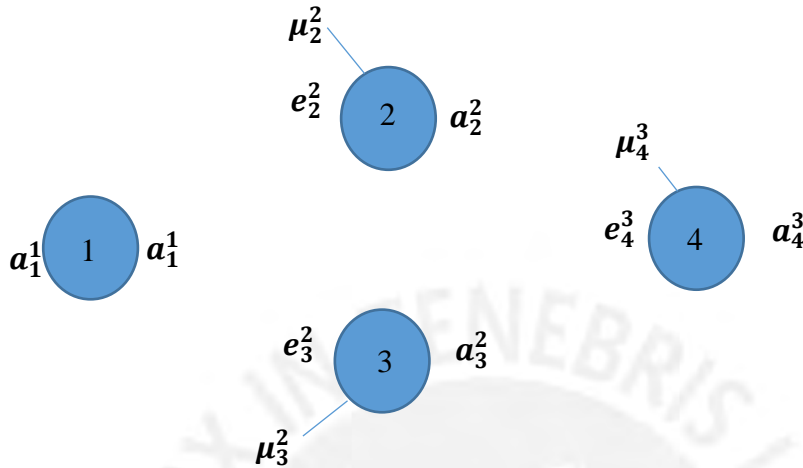


Figura 6.9 Transformación de datos en neuronas

Observar lo siguiente:

- El subíndice inferior indica el nombre de la neurona y el superior la capa.
- La neurona de entrada no transforma la información solo la transmite.
- Por ejemplo para la neurona 2, los datos de entrada son e_2^2 , con un bias de μ_2^2 y la transformación resultante luego de aplicar la función de transferencia es a_2^2
- Notar que a_4^3 es la predicción de la red.

Las entradas de cada neurona son las siguientes:

$$e_2^2 = \mu_2^2 + w_{12} * a_1^1 \dots \dots \dots (6.10)$$

$$e_3^2 = \mu_3^2 + w_{13} * a_1^1 \dots \dots \dots (6.11)$$

$$e_4^3 = \mu_4^3 + w_{24} * a_2^2 + w_{34} * a_3^2 \dots \dots \dots (6.12)$$

Las salidas de cada neurona son las siguientes:

$$a_2^2 = f(e_2^2) \dots \dots \dots (6.13)$$

$$a_3^2 = f(e_3^2) \dots \dots \dots (6.14)$$

$$a_4^3 = f(e_4^3) \dots \dots \dots (6.15)$$

$$a_2^2 = f(\mu_2^2 + w_{12} * a_1^1) \dots \dots \dots (6.16)$$

$$a_3^2 = f(\mu_3^2 + w_{13} * a_1^1) \dots \dots \dots (6.17)$$

$$a_4^3 = f(u_4^3 + w_{24} * f(e_2^2) + w_{34} * f(e_3^2)) \dots\dots\dots(6.18)$$

Se sabe del cálculo diferencial:

$$\frac{dy(x)}{dx} = y(x) * (1 - y(x)) \dots\dots\dots (6.19)$$

Hallando W_{12}

Por el algoritmo de entrenamiento general se cumple:

$$w_{12} (k + 1) = w_{12} (k) + Y * \frac{\partial a_4^3}{\partial w_{12}} \dots\dots\dots (6.6)$$

$$\frac{\partial a_4^3}{\partial w_{12}} = \frac{\partial f(u_4^3 + w_{24} * f(e_2^2) + w_{34} * f(e_3^2))}{\partial w_{12}}$$

$$\frac{\partial a_4^3}{\partial w_{12}} = \frac{\partial f(u_4^3 + w_{24} * f(\mu_2^2 + w_{12} * a_1^1) + w_{34} * f(\mu_3^2 + w_{13} * a_1^1))}{\partial w_{12}}$$

Aplicando la expresión 6.19, la regla de la cadena y cancelando términos:

$$\frac{\partial a_4^3}{\partial w_{12}} = \frac{\partial f(u_4^3 + w_{24} * f(\mu_2^2 + w_{12} * a_1^1) + w_{34} * f(\mu_3^2 + w_{13} * a_1^1))}{\partial w_{12}}$$

$$\frac{\partial a_4^3}{\partial w_{12}} = a_4^3 * (1 - a_4^3) * w_{24} * a_2^2 * (1 - a_2^2) * a_1^1$$

Reemplazando en la expresión “6.6” se tiene:

$$w_{12} (k + 1) = w_{12} (k) + Y * a_4^3 * (1 - a_4^3) * w_{24}(k) * a_2^2 * (1 - a_2^2) * a_1^1 \dots\dots\dots (6.20)$$

Para los pesos W_{13} , W_{24} , W_{34} se sigue el mismo procedimiento y se tiene:

$$w_{24} (k + 1) = w_{24} (k) + Y * a_4^3 * (1 - a_4^3) * a_2^2 \dots\dots\dots (6.21)$$

$$w_{13} (k + 1) = w_{13} (k) + Y * a_4^3 * (1 - a_4^3) * w_{34}(k) * a_3^2 * (1 - a_3^2) * a_1^1 \dots\dots\dots (6.22)$$

$$w_{34} (k + 1) = w_{34} (k) + Y * a_4^3 * (1 - a_4^3) * a_3^2 \dots\dots\dots (6.23)$$

Para las bias en forma análoga se demuestra lo siguiente:

$$\mu_2^2(k + 1) = \mu_2^2(k) + Y * a_4^3 * (1 - a_4^3) * w_{24}(k) * a_2^2 * (1 - a_2^2) \dots\dots\dots (6.24)$$

$$\mu_3^2(k+1) = \mu_3^2(k) + Y * a_4^3 * (1 - a_4^3) * w_{34}(k) * a_3^2 * (1 - a_3^2) \dots \dots \dots (6.25)$$

$$\mu_4^3(k+1) = \mu_4^3(k) + Y * a_4^3 * (1 - a_4^3) \dots \dots \dots (6.26)$$

Notar que las expresiones para W_{24} , W_{34} y μ_4^3 son más pequeñas porque están más cerca al valor objetivo.

Con las expresiones 6.10, 6.11, 6.12, 6.13, 6.14, 6.15, 6.16, 6.17, 6.18 se comienza asumiendo los pesos W_{12} , W_{13} , W_{24} , W_{34} y las bias $\mu_2^2, \mu_3^2, \mu_4^3$ en un paso inicial "k" y se hallan los a_2^2, a_3^2, a_4^3 en un paso también "k".

Luego con las expresiones 6.21, 6.22, 6.23, 6.24, 6.25, 6.26 se hallan los pesos y bias en un paso siguiente "k+1".

Luego con la expresión 10 se halla a_4^3 (PREDICCIÓN DE LA RED) esta vez en un paso "K+1".

Sabemos que S_4^3 es el dato de salida. Luego se compara los datos de salida con las predicciones con una función de error. Si el error es aceptable los pesos y bias se optimizaron y la red ha sido entrenada.

Surjimiento del método backpropagation

Los métodos se dividían en 3 tipos: gradiente descendente, método de Newton y gradiente conjugado. El método de Windrow-Hoff conocido como error cuadrático medio reducido (LMS) es un método de gradiente descendente en el cual el índice de desempeño se expresa como:

$$F(x) = E(e)^2 = E(Yi - Pi)^2 \dots \dots \dots (6.27)$$

El problema del método de Windrow-Hoff es que usaba como función de transferencia funciones lineales y no es válido para redes multicapa. Es así como surge el método de retropropagación del error hacia atrás (backpropagation) como una generalización del método LMS. En este método se puede usar otras funciones de transferencia y es válido para redes multicapa [48].

Mejora del método backpropagation

El algoritmo de retropropagación del error en forma básica tarda mucho en converger, es así como diversos autores han propuesto diversas variaciones del proceso para acelerar el proceso de convergencia [48].

Los métodos se pueden dividir en 2 clases:

-Técnicas Heurísticas:

En este método se puede variar el ratio de aprendizaje (γ) o usar momentos (α). Ver la ecuación general de entrenamiento.

$$w(k+1) = w(k) + Y * \frac{\partial(E(X))}{\partial w} \dots \dots \dots (6.28)$$

Usar momentos significa variar el segundo sumando de la siguiente forma:

$$Y * \frac{\partial(E(X))}{\partial w} = \Delta w(x) = Y * \nabla E(X) + \alpha * \Delta w(x-1) \dots \dots \dots (6.29)$$

Donde α es denominado momento.

-Técnicas de optimización numérica:

Estas técnicas son de 2 tipos el gradiente descendente conjugado de retro propagación y el método de Levenberg-Marquardt el cual es una variación del método de Newton.

Hay que remarcar que estas técnicas son en realidad un método de retropropagación y la única diferencia está en cómo se expresa el término $Y * \frac{\partial(E(X))}{\partial w}$.

La convergencia depende de los pesos iniciales asumidos, la arquitectura de la red, número de variables de entrada y salida, la función de transferencia elegida, número de interacciones etc.

Cuando la red no converge una solución es asumir otros pesos iniciales, entrenar con mayor número de combinaciones, cambiar la arquitectura, cambiar la función de transferencia etc.

6.3.6 Técnicas para mejorar la generalización

Como se dijo en la anterior sección el entrenamiento se logra optimizando los pesos y las bias para lograr un error mínimo. El principal objetivo de la red neuronal artificial es que pueda generalizar (predecir), para que sirva como reemplazo del análisis dinámico no lineal.

Cuando se entrena una red puede surgir lo que se conoce como “overfit” el cual consiste en que los errores en el entrenamiento son aceptables pero la red no puede generalizar bien. Una forma de evitar esto es que en la arquitectura de la red las neuronas intermedias sea el menor número posible [48], [50].

Otra forma para mejorar la generalización también es saber cuándo parar de iterar. Entonces, se separa una lista llamada “validación” para que en el proceso de entrenamiento al hallar el error cuadrático medio de esa lista de validación parar las iteraciones cuando el error va aumentar.

6.3.7 Prueba de la red

Una vez que la red ha sido entrenada y se han aplicado criterios para mejorar la generalización el último paso es someterlo a pruebas.

Hay que remarcar que en este paso los pesos y bias ya no cambian (el proceso de entrenamiento ya termino).

Para esto se debe tener una lista especial para realizar esta prueba. El error se puede medir a través del error absoluto o error relativo.

$$\text{Error absoluto (EA)} = |Y_i - P_i|$$

$$\text{Error relativo (ER)} = \frac{(Y_i - P_i)}{P_i}$$

También es posible realizar la prueba a través de un error en conjunto [56] como el coeficiente de correlación(R), que se define como:

$$\text{Coeficiente de correlación (R)} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx} * S_{yy}}}$$

Los límites máximos de estos errores va depender del nivel de precisión que se desee así como del número de valores disponibles de la base de datos.

Un criterio es buscar un coeficiente de correlación mayor a 0.90 [56].

6.4 Metodología para la evaluación sísmica usando redes neuronales artificiales.

La metodología a aplicar se divide en dos partes:

Aplicación de redes neuronales artificiales.

- Establecer las variables de entrada, definiendo el rango de variabilidad de las mismas.
- Usar diseño de experimentos para el muestreo.
- Establecer las combinaciones de las variables con sus valores determinísticos.
- Usar un programa de análisis no lineal para crear una base de datos.
- Usar el algoritmo de retropropagación del error para entrenar la red. Luego probar los resultados.

Aplicación de simulación de Montecarlo.

- Generar combinaciones con un muestreo aleatorio y usar la red entrenada para predecir.
- Obtener las curvas de distribución acumulada de la variable de salida.
- Con las curvas de distribución acumulada y niveles de desempeño dibujar las curvas de fragilidad.
- Realizar el tratamiento estadístico así como la interpretación de resultados.

En la figura 6.10 se resumen los pasos del método propuesto.

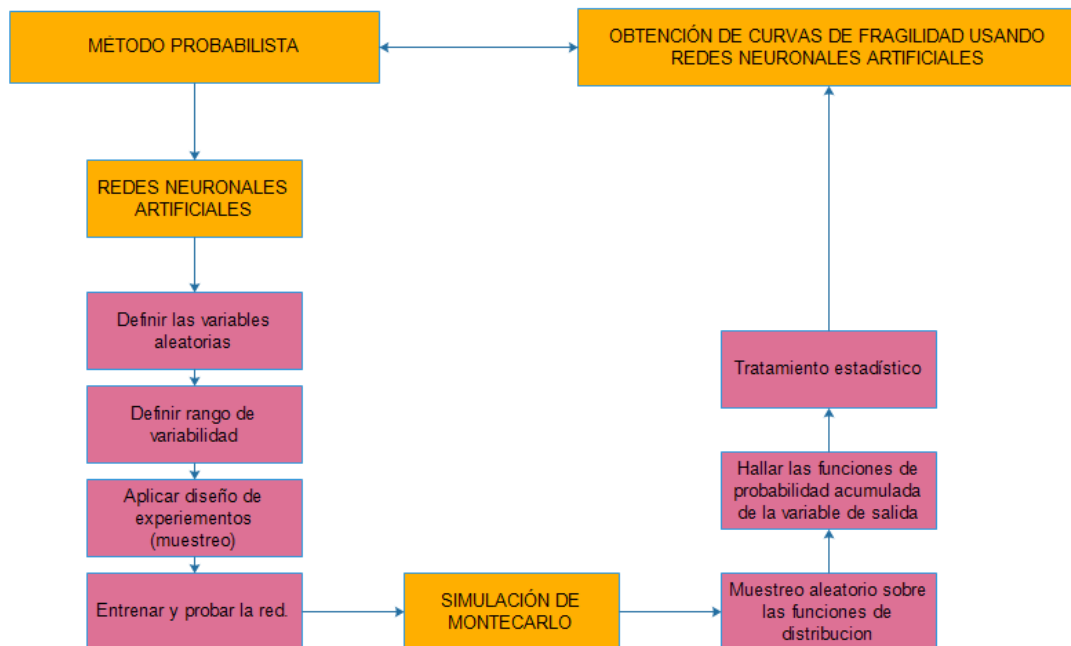


Figura 6.10 Metodología propuesta para obtener respuesta probabilística

7. APLICACIÓN DE METODOLOGÍAS

7.1 Presentación de los puentes de referencia.

Para aplicar las metodologías propuestas en esta tesis se van a analizar 2 puentes según la tabla 7.1.

Tabla 7.1 Resumen de evaluación

Nombre		Evaluación sísmica			
Intercambio vial Tomas Valle.	Puente Angélica Gamarra (puente 1)	Análisis dinámico incremental	Uso de redes Neuronales	Análisis push-over	Análisis Tiempo-Historia
	Puente norte –sur (puente 2)				

7.1.1 Ubicación del intercambio vial

Este intercambio vial se encuentra en la ciudad de Lima entre los distritos de Independencia, San Martín y los Olivos (Fig. 7.1). Interconecta la Av. Panamericana Norte con las avenidas Angélica Gamarra y Tomas Valle.

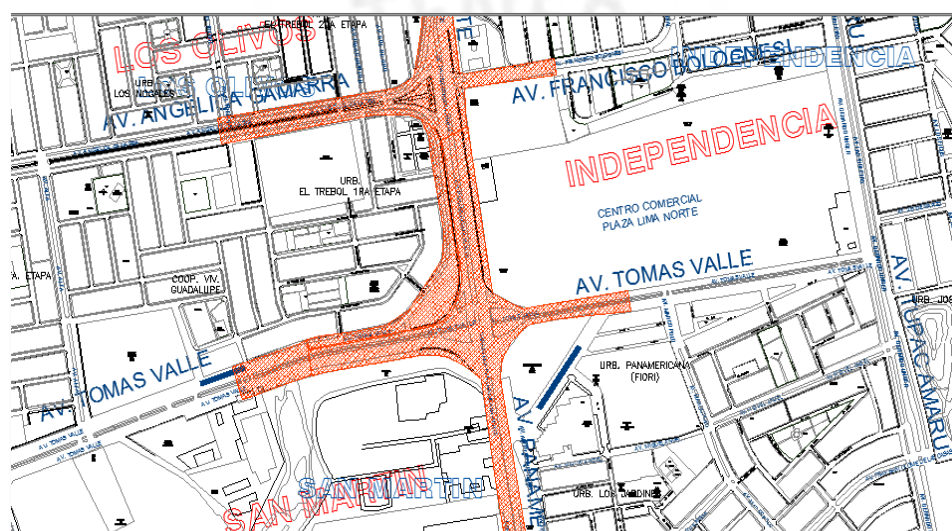


Figura 7.1 Ubicación del intercambio vial Tomas Valle.

7.1.2 Características del intercambio vial.

Este intercambio vial consta de tres niveles de puentes. Comienza de sur a norte como un solo puente y luego se bifurca en tres puentes independientes. El puente de pilares más elevados cruza superiormente uno de estos puentes y toma la Av. Angélica Gamarra (Fig. 7.2).

Los puentes son continuos por tramos. Las columnas son pilares octogonales de concreto armado. En las dos vías principales que van de sur a norte la altura de los pilares varían de 2.50metros a 4.50metros. En la vía que cruza hacia la Av. Angélica Gamarra los pilares varían de 4.00metros a 12.00metros.

Las vigas son de sección tipo cajón. Las vías principales de sur a norte tienen doble viga, prefabricadas de concreto armado, debido a que el ancho del tablero es más grande. La vía secundaria hacia la Av. Angélica Gamarra tiene una sola viga, prefabricada de concreto armado y metálica, porque el ancho del tablero es menor. Las figuras 7.3, 7.4 y 7.5 muestran algunas fotos del intercambio vial.

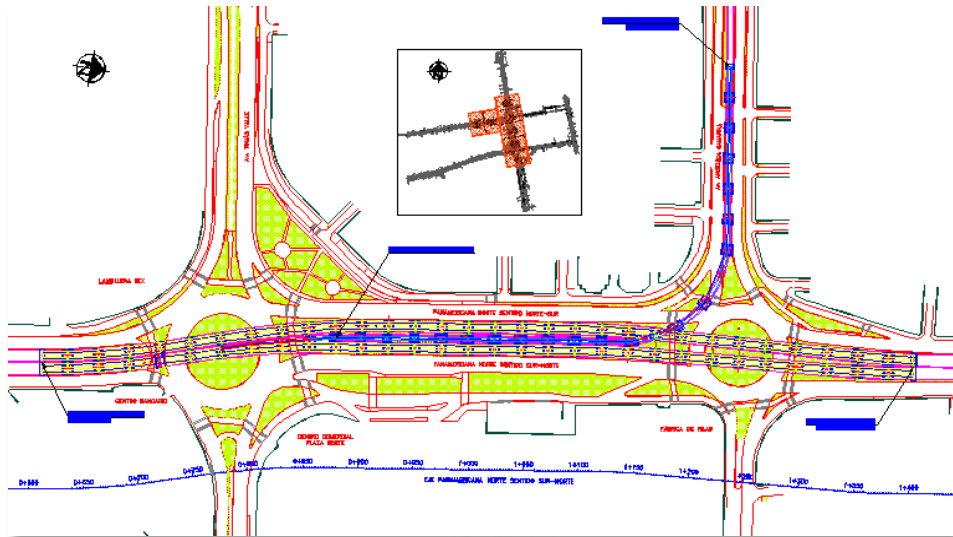


Figura a

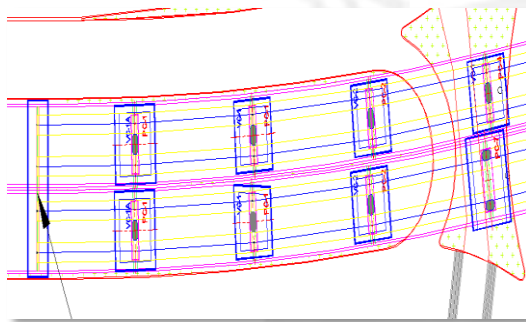


Figura b

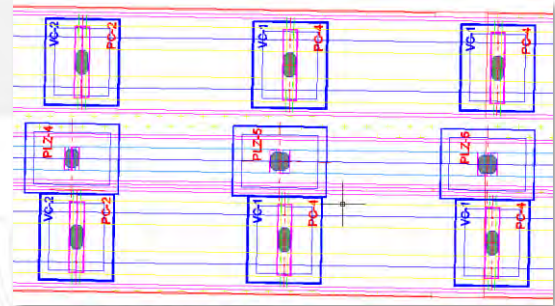


Figura c

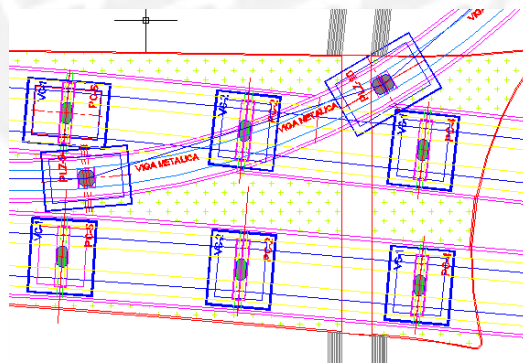


Figura d

Figura 7.2 (a) Vista general, (b) Inicio de sur a norte, (c) Bifurcación en tres tableros, (d) Cruce a desnivel hacia Av. Angélica Gamarra.



Figura 7.3 Vista inferior del intercambio vial (www.construcciónyvivienda.com)



Figura 7.4 Vista superior del puente Norte-Sur (www.emape.s.a)



Figura 7.5 Vista superior del puente hacia Av. Angélica Gamarra (www.emape.s.a)

7.2 Peligro y desempeño sísmico

7.2.1 Peligro sísmico

Visión 2000 recomienda evaluar las estructuras para cuatro periodos de retorno según la tabla 7.2. Además también se va considerar sismos con periodos de retorno de 2500 años a los cuales se le van a denominar sismos extraordinarios.

Tabla 7.2 Sismos recomendados según visión 2000

Sismo	Periodo de retorno (años)
Frecuente	43
Ocasional	72
Raro	475
Muy raro	970

Tomando como referencia los valores del catálogo dado por Gamarra y Aguilar [30] se usó el programa CRISIS 2007 para hallar los espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno.

En la tabla 7.3 se muestran las coordenadas y las profundidades de las primeras cinco fuentes dadas por Gamarra y Aguilar [30] y usados en este trabajo.

Tabla 7.3 Coordenadas Geográficas de las Fuentes de Subducción de Interfase [30]

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km.)
	Longitud	Latitud	
F1	-80.323	2.000	25
	-78.408	2.000	60
	-80.044	-2.448	60
	-81.284	-2.448	25
	-81.284	-0.595	25
F2	-80.821	-2.448	25
	-79.310	-2.448	50
	-80.214	-3.622	50
	-80.670	-5.420	50
	-79.156	-7.834	60
	-81.050	-8.931	25
	-81.693	-7.632	25
	-82.088	-6.198	25
	-82.000	-3.760	25
F3	-81.050	-8.931	30
	-79.156	-7.834	75
	-75.998	-13.999	30
	-77.028	-14.811	60
F4	-77.028	-14.811	30

	-75.998	-13.999	75
	-72.914	-16.397	75
	-74.063	-17.768	30
	-75.684	-16.501	30
F5	-74.063	-17.768	30
	-72.914	-16.397	60
	-71.427	-17.553	60
	-69.641	-18.721	70
	-69.627	-22.000	70
	-71.586	-22.000	30
	-71.617	-19.680	30

Las figuras 7.6, 7.7 y 7.8 muestran las curvas de peligro para diferentes periodos estructurales.

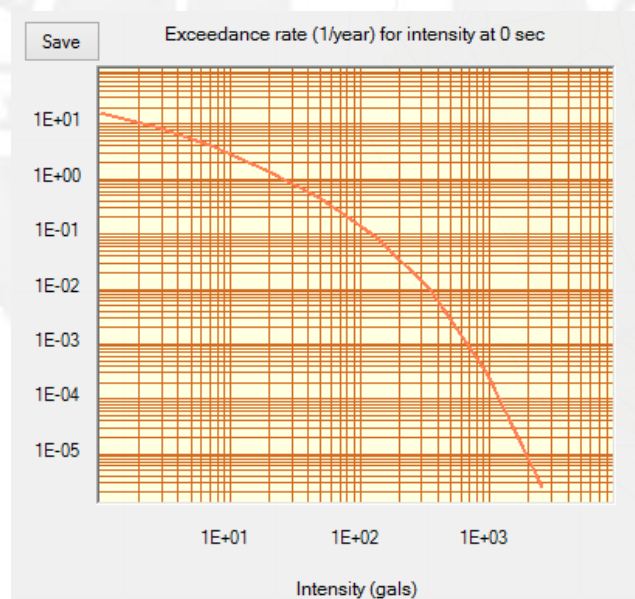


Figura 7.6 Curva de peligro para un periodo estructural de 0.00seg

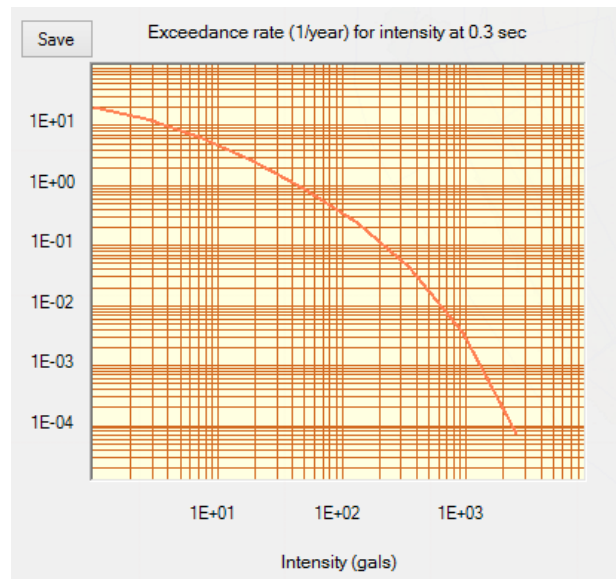


Figura 7.7 Curva de peligro para un periodo estructural de 0.30seg

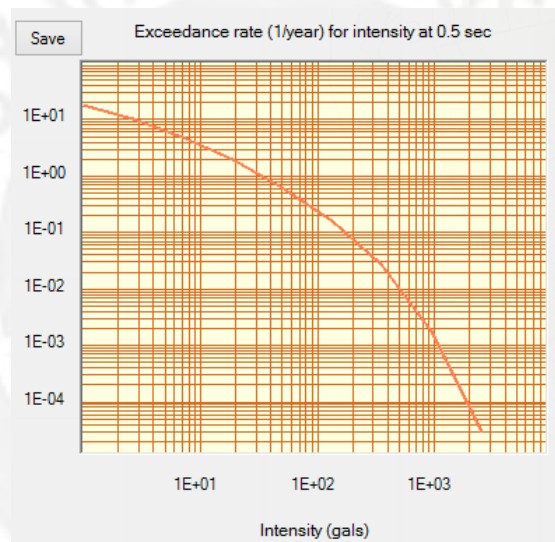


Figura 7.8 Curva de peligro para un periodo estructural de 0.50seg

Los espectros de peligro uniforme obtenidos con el programa CRISIS 2007 se muestran en la figura 7.9.

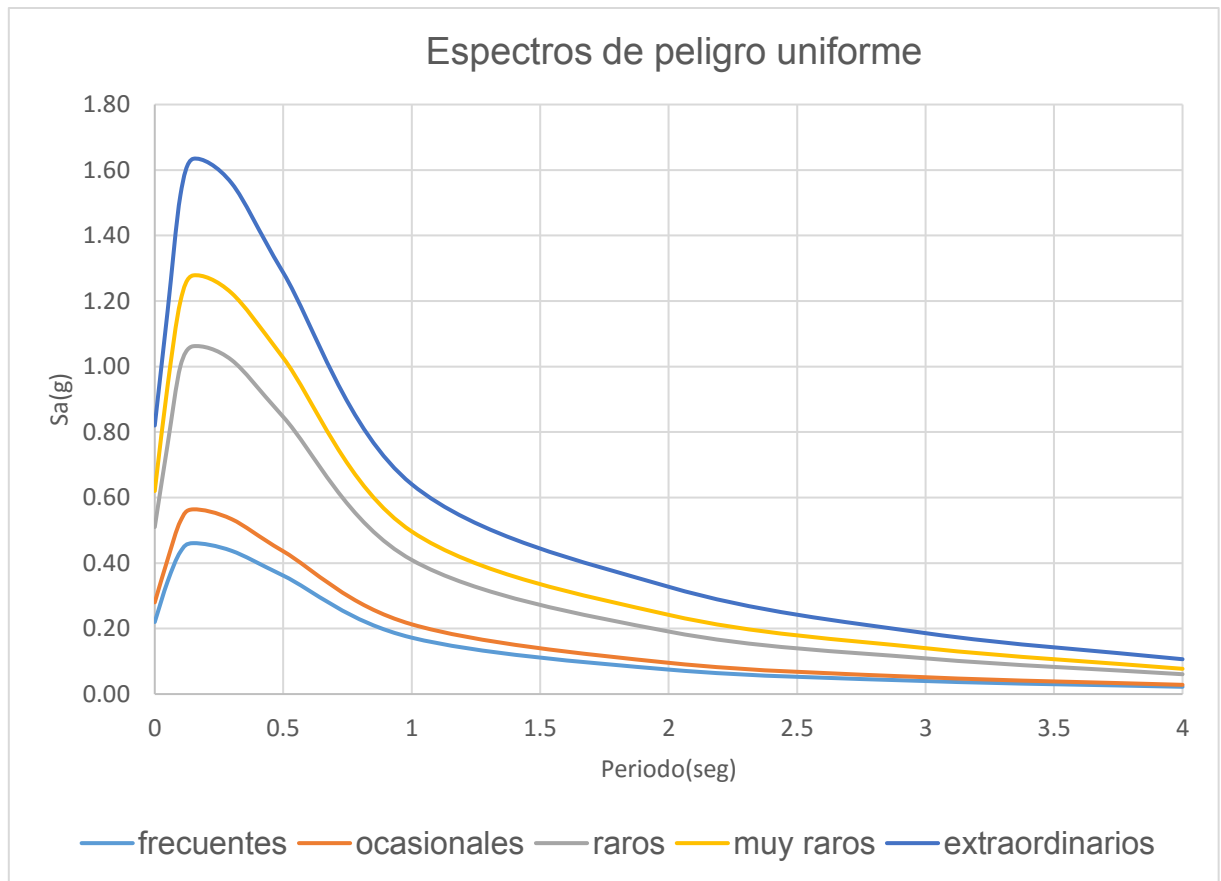


Figura 7.9 Espectros de peligro uniforme obtenidos con el programa CRISIS 2007

La tabla 7.4 muestra las aceleraciones pico obtenidas en este trabajo y la tabla 7.5 muestra las obtenidas por Gamarra y Aguilar [30]. Como es obvio las aceleraciones son casi idénticas porque en este trabajo se usó el catálogo depurado de la mencionada referencia.

Tabla 7.4 Aceleraciones pico en suelo firme con longitud -77.06° y latitud -12.01° .

sismos	Periodo de retorno (años)	Aceleración pico del suelo-APS(g)
frecuentes	43	0.22
ocasionales	72	0.28
raros	475	0.51
muy raros	970	0.62
extraordinarios	2500	0.82

Tabla 7.5 Aceleraciones pico, según Gamarra, en suelo firme con longitud -77.05° y latitud -12.08° [30].

Periodo de retorno (años)	Aceleración pico del suelo-APS(g)
100	0.33
475	0.53
975	0.63
2475	0.82

7.2.2 Elección de acelerogramas

Para escoger los acelerogramas se seguirá la metodología descrita en el apartado 4.3. Para ello se seguirán los siguientes pasos:

Paso1:

Elegir acelerogramas con magnitud mayor a cuatro y distancia a la falla menor a 300 km [31], [33]. Para cumplir este requisito se eligieron los acelerogramas de 1966, 1970, octubre de 1974 y 2007, los cuales se detallan en la tabla 7.6. En la tabla 7.7 se muestran las coordenadas en longitud y latitud del puente y el epicentro.

Tabla 7.6 Sismos reales seleccionados

Sismo	Fecha	Estación	Magnitud	Fuente Sismogénica	Fuente
Lima y Callao	17/10/1966	Parque de la Reserva	8.1 Mw	Subducción	CISMID
Lima y Pisco	3/10/1974	Parque de la Reserva	7.5 MI	Subducción	IGP
Ancash	31/05/1970	Parque de la Reserva	7.7MI	Subducción	IGP
Chincha y Pisco	15/08/2007	CISMID-FIC-UNI	7.0 MI	Subducción	CISMID

Tabla 7.7 Coordenadas geográficas

Sismo	Puente		Epicentro		Distancia(km)
	latitud	longitud	latitud	longitud	
Lima y Callao	-12.0085°	-77.0612°	-10.70°	-78.70°	230.47
Lima y Pisco	-12.0085°	-77.0612°	-12.25°	-77.52°	56.66
Ancash	-12.0085°	-77.0612°	-9.46°	-78.32°	315.07
Chincha y Pisco	-12.0085°	-77.0612°	-13.67°	-76.76°	187.66

Las magnitudes cumplen el criterio, además las distancias son menores a 300km excepto el sismo de Ancash de 1970. Apesar que ese sismo supera el criterio de la distancia se acepta el registro debido a que solo el exceso es de solo 5% y además porque en la literatura se sugiere ser rígidos con el criterio de la magnitud pero se puede ser un poco flexible con la distancia, esto por el hecho como ya se remarcó que la magnitud tiene influencia significativa en la forma del espectro pero la distancia tiene menos influencia [33].

Paso2:

Se generaron 5 acelerogramas artificiales por cada dirección. Para ello se tomó como referencia 5 acelerogramas reales y se tomó como espectro objetivo el de la norma E030. Los acelerogramas artificiales se generaron con el software SEISMOARTIF. En la tabla 7.8 se muestran los 5 acelerogramas de referencia para generar los acelerogramas artificiales.

Tabla 7.8 Acelerogramas de referencia para generar acelerogramas artificiales

Ubicación	Sismo de referencia	Fecha	Estación	Magnitud	Fuente Sismo génica	Fuente
Lima	Lima y Callao	17/10/1966	Parque de la Reserva	8.1 Mw	Subducción	CISMID
Lima	Lima y Pisco	3/10/1974	Parque de la Reserva	7.5 MI	Subducción	IGP
Tarapacá	Tarapacá	13/06/2005	CHAN 1	7.9Mw	Subducción	Universidad de Chile
Santiago de Chile	Maule	27/02/2010	Santiago Centro	8.8Mw	Subducción	Universidad de Chile
Tokio-Japón	Kobe	17/01/1995	Kakogawa	7.3Mw	Subducción	PEER Ground Motion Database

El espectro de referencia fue el de la norma E030 (Fig. 7.10). Según la ubicación de los puentes y tipo de suelo se tiene los siguientes valores:

- Z: 0.45 (Zona 3, aceleración en la roca)
- S: 1 (S1)
- g=9.81 m/s² (aceleración de la gravedad)

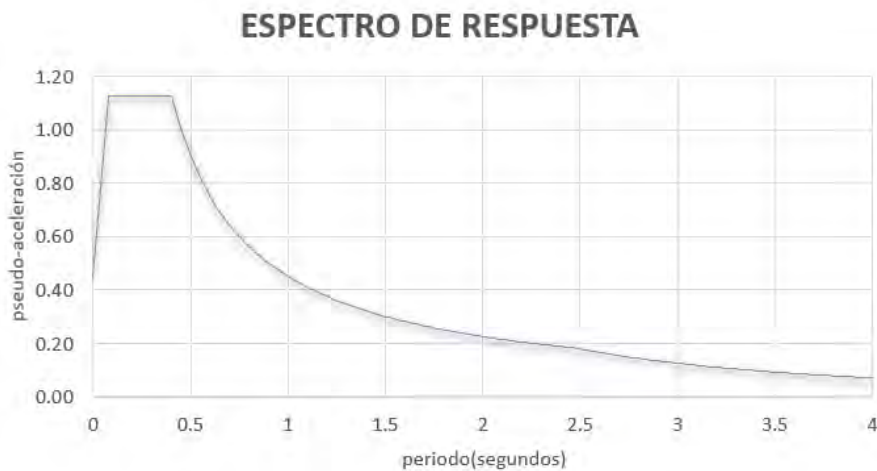


Figura 7.10 Espectro de demanda elástico según la norma E0-30.

Para cada registro se tiene dos pares en cada dirección. Teniendo en total 18 registros disponibles para los análisis tiempo historia no lineal. La figura 7.11 muestra un acelerograma artificial obtenido.

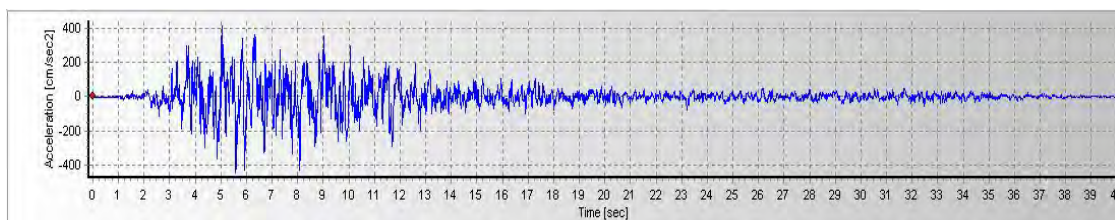


Figura 7.11 Acelerograma artificial tomando como referencia el sismo de Kobe con dirección Kako090.

7.2.3 Desplazamientos máximos de los pilares y niveles de desempeño.

Se usarán los ángulos máximos descritos en el acápite 3.7.1 con las expresiones dadas por Caltrans descritas en el mismo acápite. Las derivas laterales estimadas se muestran en la tabla 7.9.

Tabla 7.9 Derivas calculadas con los límites rotacionales que propone Jara

	PUENTE 1	PUENTE 1	PUENTE 2	PUENTE 2
	dirección X	dirección Y	dirección X	dirección Y
Servicio	0.71 %	0.80 %	0.41 %	0.43 %
Control daño	1.19 %	1.30 %	1.05 %	1.17 %
Límite seguridad	1.73 %	1.86 %	1.53 %	1.64 %
Prevención de colapso	2.65 %	2.72 %	2.45 %	2.68 %

Las derivas van a ser distintas dependiendo como se deforme la columna, en curvatura simple o curvatura doble y de acuerdo a la relación de aspecto de la columna.

Comparando los valores obtenidos con los valores descritos en la tabla 3.2 se ve que las diferencias no son significativas.

Para simplificar el análisis se va tomar los mismos valores para ambas direcciones siempre del lado más conservador. En consecuencia las derivas escogidas para la evaluación son las mostradas en la tabla 7.10.

Tabla 7.10 Derivas seleccionadas para la evaluación

	Puente 1	Puente 2	Puente 1	Puente 2
	Derivas		Desplazamientos	
Servicio	0.71 %	0.41 %	8.52 cm	2.30 cm
Control daño	1.19 %	1.05 %	14.28 cm	5.88 cm
Límite seguridad	1.73 %	1.53 %	20.76 cm	8.57 cm
Prevención de colapso	2.65 %	2.45 %	31.8 cm	13.72 cm

7.3 Evaluación sísmica del puente 1

Se va analizar solo tramos típicos entre juntas, además tratando que los pilares tengan la mayor altura posible. El puente consta de 3 tramos (Fig. 7.12), con vigas en forma de cajón con dos tipos de pilares de aproximadamente 12.00 m de altura y un tablero de 5.80m de ancho. Las figuras 7.13 a 7.17 muestran fotos, elevaciones, y secciones del puente.

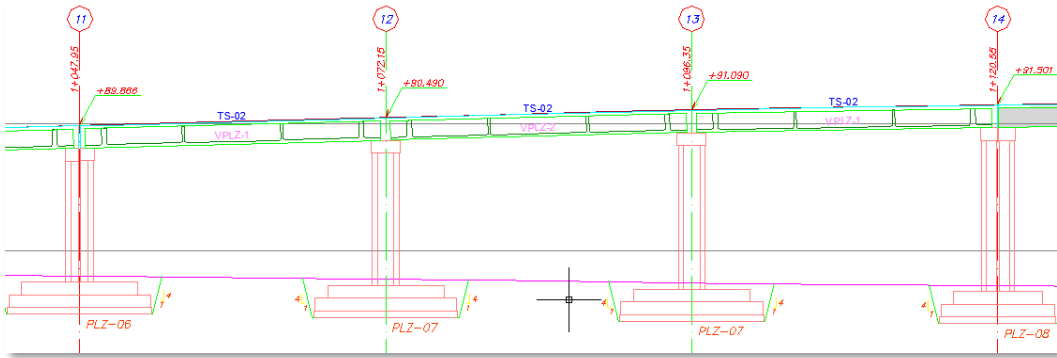


Figura 7.12 Puente 1 de progresiva 1+047 hasta 1+120



Figura 7.13 Vista del Tramo 1 (www.construcciónyvivienda.com)

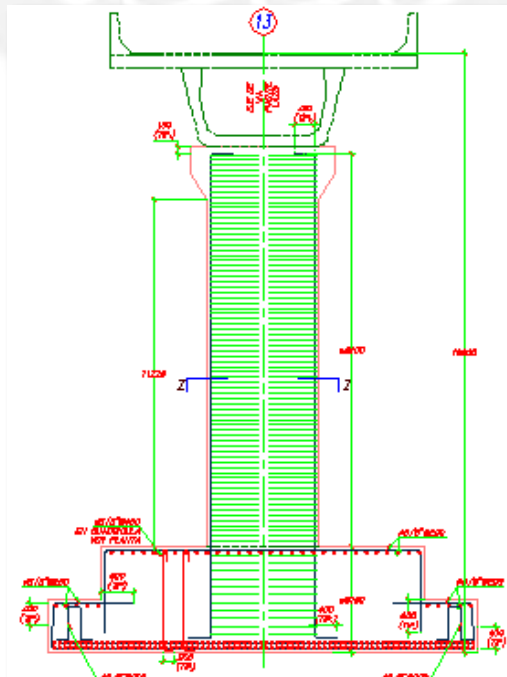


Figura 7.14 Elevación de pilar

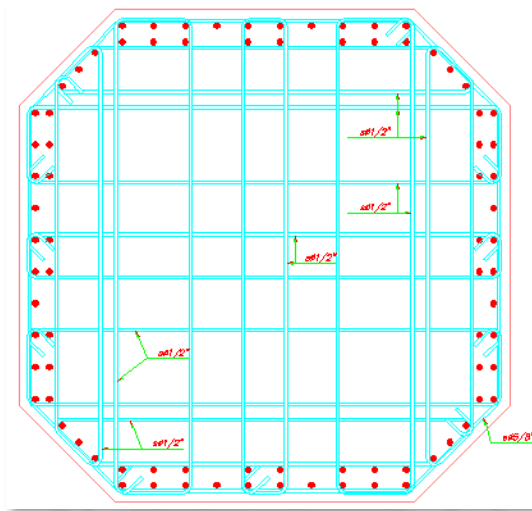


Figura 7.15 Pilares centrales con $84\phi 1''$ y 1 estribo $5/8''$ + 10 estribos $1/2''$

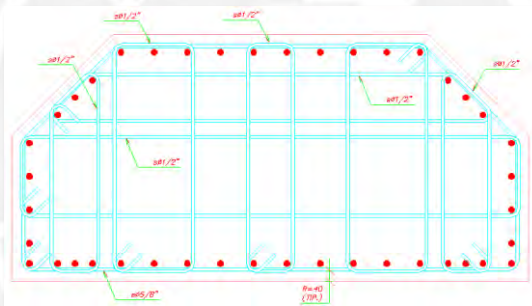


Figura 7.16 Pilares extremos con $42\phi 1''$ y 1 estribo $5/8''$ + 7 estribos $1/2''$

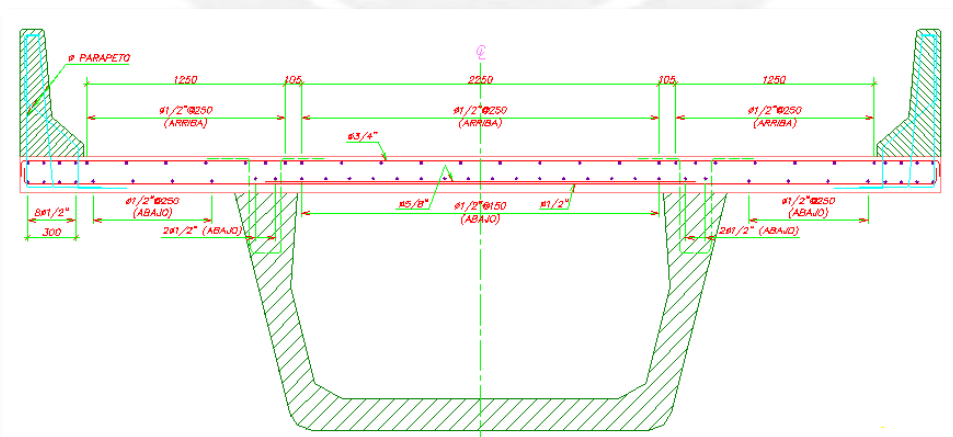


Figura 7.17 Viga cajón y tablero del puente

Metrado de cargas

Muerta

Se considera el peso de todos los elementos estructurales como pilares, cabezales, vigas, tablero etc y no estructurales como barandas, carpeta asfáltica etc.

Viva

-Carga puntual

La figura 7.18 muestra el camión de diseño tal y como recomienda la norma AASHTO.

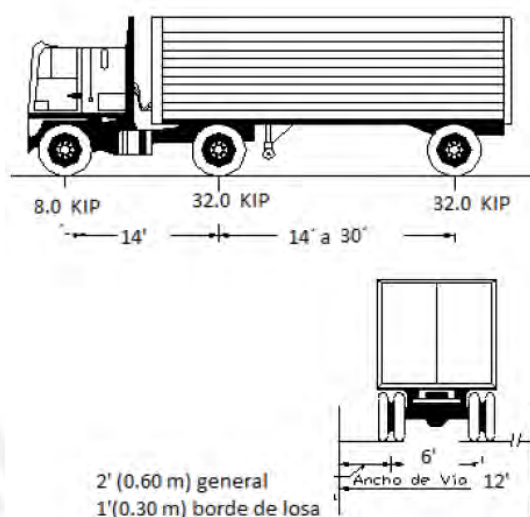


Figura 7.18 Camión de diseño [24]

Como el ancho efectivo del carril es de 5m. Dividiendo $5m/3.6m = 1.38$ Entonces el número de vías es uno. Según AASHTO para una vía considerara un factor de amplificación de 1.20 tal y como se ve en la tabla 7.11.

Tabla 7.11 Factores por el número de vías [24]

Número de Vías Cargadas	Factor Presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 ó más	0,65

Además para considerar la amplificación dinámica e impacto, AASHTO recomienda la tabla 7.12. Con lo cual se recomienda un incremento de 33% para el camión de diseño por efectos dinámicos e impacto.

Tabla 7.12 Incremento de carga por efectos dinámicos [24]

Componente	Porcentaje (IM)
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

-Carga uniforme

La norma AASHTO exige colocar una carga de 954 kg/m por cada 3m de ancho. Esta carga es parte de la carga móvil.

Modelo

Se usó el programa Sap 2000 para el modelo del puente. Se realizaron dos modelos, uno con elementos lineales (tipo frame) (Fig. 7.19) y otro con elementos bidimensionales usando el método de elementos finitos (MEF) (Fig. 20).

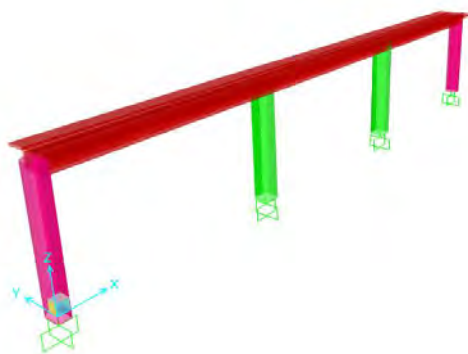


Figura 7.19 Modelo con elementos tipo frame.

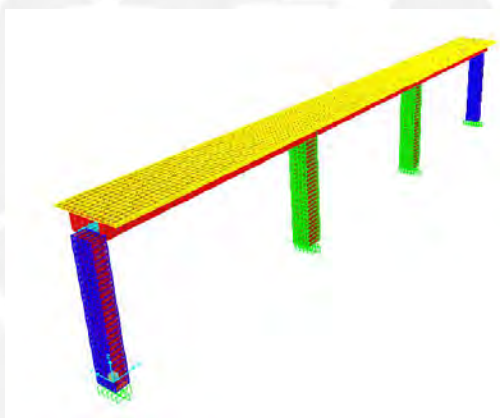


Figura 7.20 Modelo con MEF

Análisis modal

Las tablas 7.13 y 7.14 muestran la información modal.

Tabla 7.13 Modos con modelo lineal

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.671626	0	0.830988
MODAL	Mode	2	0.46357	0.83705	0

Tabla 7.14 Modos con modelo del MEF

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.715982	0	0.776787
MODAL	Mode	2	0.532231	0.851451	0

Las figuras 7.21 a 7.24 muestran las deformaciones de los modos de mayor masa participante.

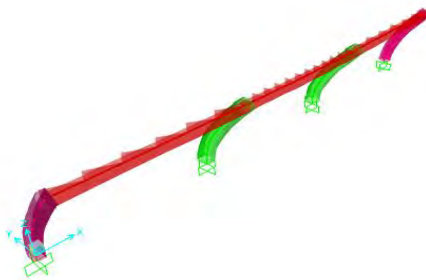


Figura 7.21 Modo 1 del modelo con elementos tipo frame

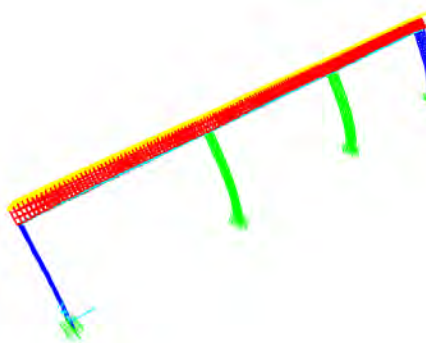


Figura 7.22 Modo 1 del modelo con MEF

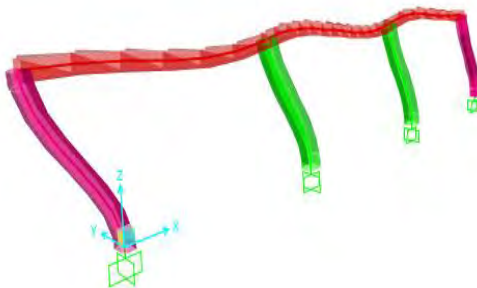


Figura 7.23 Modo 2 del modelo con elementos tipo frame.

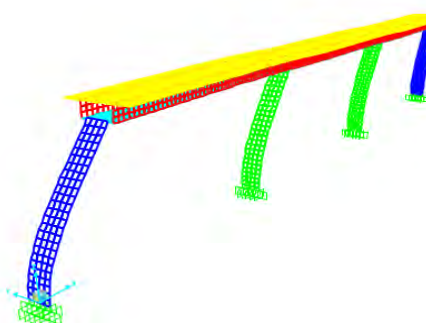


Figura 7.24 Modo 2 del modelo con MEF

Método manual

Dirección X

Se muestran los grados de libertad en la figura 7.25.

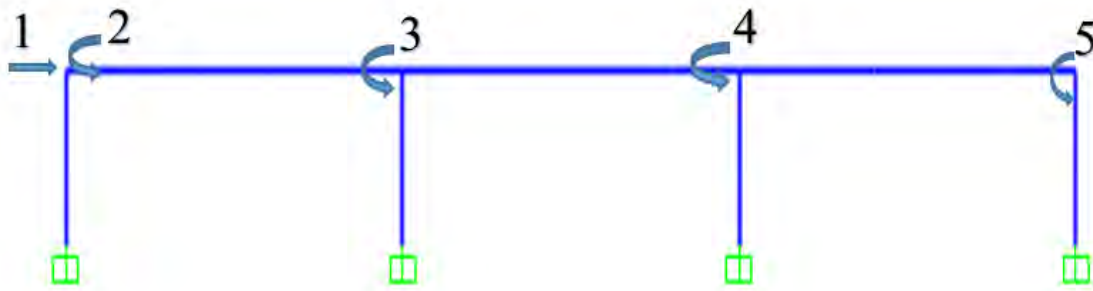


Figura 7.25 Grados de libertad

La matriz de rigidez es:

$$K = \begin{bmatrix} \frac{24 * E_1 * I_1}{h^3} + \frac{24 * E_1 * I_2}{h^3} & \frac{6 * E_1 * I_1}{h^3} & \frac{6 * E_1 * I_2}{h^3} & \frac{6 * E_1 * I_2}{h^3} & \frac{6 * E_1 * I_1}{h^3} \\ \frac{6 * E_1 * I_1}{h^3} & \frac{4 * E_1 * I_1}{h} + \frac{4 * E_2 * I_V}{l} & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & 0 & 0 \\ \frac{6 * E_1 * I_2}{h^3} & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & \frac{4 * E_1 * I_2}{h} + \frac{8 * E_2 * I_V}{l} & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & 0 \\ \frac{6 * E_1 * I_2}{h^3} & 0 & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & \frac{4 * E_1 * I_2}{h} + \frac{8 * E_2 * I_V}{l} & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} \\ \frac{6 * E_1 * I_1}{h^3} & 0 & 0 & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & \frac{4 * E_1 * I_1}{h} + \frac{4 * E_2 * I_V}{l} \end{bmatrix}_{5 \times 5}$$

Donde:

E1: módulo de elasticidad de columnas

E2: módulo de elasticidad de superestructura

I1: inercia de columnas extremas

I2 : inercia de columnas centrales

h: altura de columnas

l: luz de las vigas

$$A_{11} = \left[\frac{24 * E_1 * I_1}{h^3} + \frac{24 * E_1 * I_2}{h^3} \right]_{1 \times 1}$$

$$A_{12} = \left[\frac{6 * E_1 * I_1}{h^3} \quad \frac{6 * E_1 * I_2}{h^3} \quad \frac{6 * E_1 * I_2}{h^3} \quad \frac{6 * E_1 * I_1}{h^3} \right]_{1 \times 4}$$

$$A_{22} = \begin{bmatrix} \frac{4 * E_1 * I_1}{h} + \frac{4 * E_2 * I_V}{l} & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & 0 & 0 \\ \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & \frac{4 * E_1 * I_2}{h} + \frac{8 * E_2 * I_V}{l} & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & 0 \\ 0 & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & \frac{4 * E_1 * I_2}{h} + \frac{8 * E_2 * I_V}{l} & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} \\ 0 & 0 & \frac{2 * E_2 * I_V}{l} & \frac{4 * E_1 * I_1}{h} + \frac{4 * E_2 * I_V}{l} \end{bmatrix}_{4 \times 4}$$

$$A_{21} = \begin{bmatrix} \frac{6 * E_1 * I_1}{h^3} \\ \frac{6 * E_1 * I_2}{h^3} \\ \frac{6 * E_1 * I_2}{h^3} \\ \frac{6 * E_1 * I_1}{h^3} \end{bmatrix}_{4 \times 1}$$

Condensando la matriz de rigidez para obtener la matriz de rigidez lateral.

$$K_L = A_{11} - A_{12} * K_{22}^{-1} * K_{21}$$

Se muestra la matriz calculada:

$$K = \begin{bmatrix} 24232.87 & 12961.59 & 66098.16 & 66098.16 & 12961.59 \\ 12961.59 & 598717.81 & 242976.00 & 0 & 0 \\ 66098.16 & 242976.00 & 1546958.03 & 242976.00 & 0 \\ 66098.16 & 0 & 242976.00 & 1546958.03 & 242976.00 \\ 12961.59 & 0 & 0 & 242976.00 & 598717.81 \end{bmatrix}$$

Condensando, la matriz de rigidez lateral es:

$$K_{Lx} = 19295.0 \text{ ton/m}$$

Para encontrar los modos con valores y vectores propios:

$$[K - W^2 * M] * \varphi = 0 \dots \dots \dots (7.1)$$

Donde:

K: rigidez

W: frecuencia angular

M: masa

Para que la solución no sea trivial las formas son diferentes de cero ($\varphi \neq 0$) entonces

$$[K - W^2 * M] = 0$$

Asumiendo que la estructura es de un grado de libertad el periodo se calcula como:

$$W = \frac{2 * \pi}{T} \dots \dots \dots (7.2)$$

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{M}{K}} \dots \dots \dots (7.3)$$

Reemplazando entonces se tiene: $T_x = 0.48 \text{ seg.}$

Dirección Y

La rigidez lateral se aproximó como la de una viga en volado, entonces:

$$K = \frac{3 * E * I}{L^3} \dots \dots \dots (7.4)$$

Donde:

E: módulo de elasticidad

I: inercia

L: longitud

Entonces $K_{Ly} = 8134.46 \text{ ton/m}$

El periodo se halla con la expresión 7.3.

$$T_y = 0.74 \text{ seg}$$

Después de analizar la información modal de ambos modelos (frame y MEF), se concluye que la estructura es prácticamente de un grado de libertad tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Los periodos como las masas participantes de ambos modelos no presentan diferencias significativas como se muestra en la tabla 7.15. También se comparan los resultados del método aproximado confirmando que las diferencias no son significativas.

Tabla 7.15 (a) Comparación entre modelo lineal y MEF, (b) Comparación entre modelo lineal y aproximado- Tabla a

elementos frame			MEF		diferencia	diferencia
dirección	periodo	masa participante	periodo	masa participante	periodo	masa participante
Tx	0.46357	0.83705	0.53223 1	0.851451	12.90%	2.35%
Ty	0.67162 6	0.830988	0.71598 2	0.776787	5.63%	7.80%

Tabla b

dirección	frame periodo	aproximado periodo	diferencia
Tx	0.46357	0.48	3.42%
Ty	0.671626	0.74	9.24%

La figura 7.26 muestra la historia de desplazamientos para un nivel de peligro de 0.85g en la dirección X. Se nota que el desplazamiento máximo es de 4.58cm.

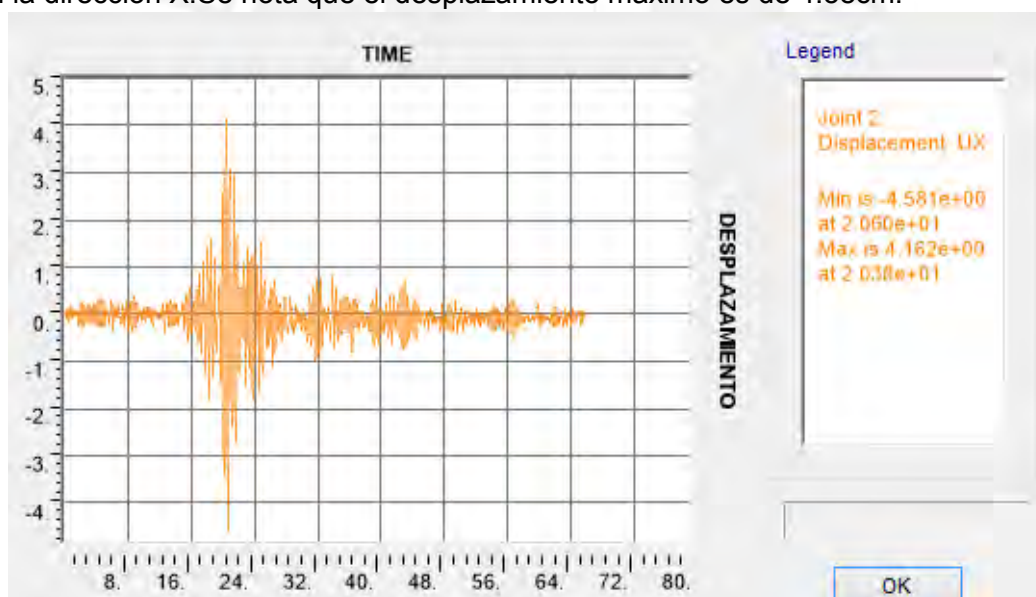


Figura 7.26 Historia de desplazamientos

7.3.1 Análisis dinámico incremental

Las figuras 7.27 y 7.28 muestran las curvas IDA y el percentil 50 en líneas discontinuas. Mientras las figuras 7.29 y 7.30 se observa el resumen estadístico.

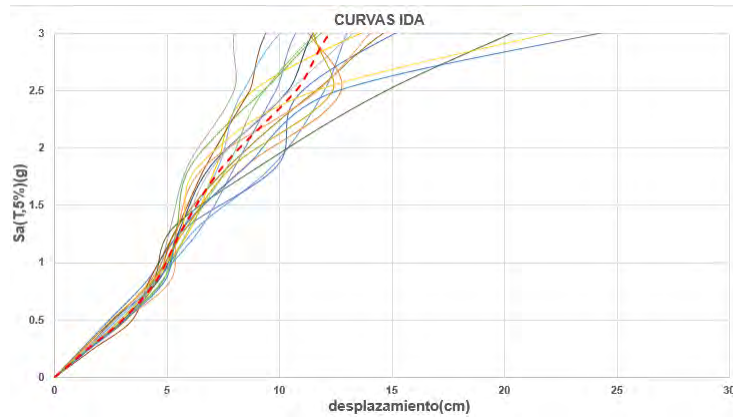


Figura 7.27 Curvas IDA en la dirección X

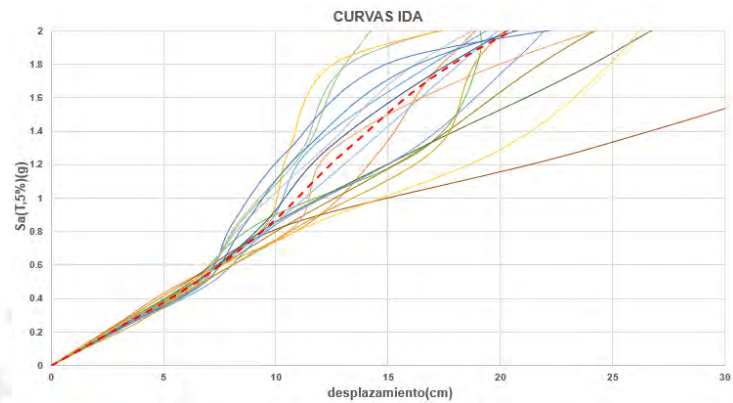


Figura 7.28 Curvas IDA en la dirección Y

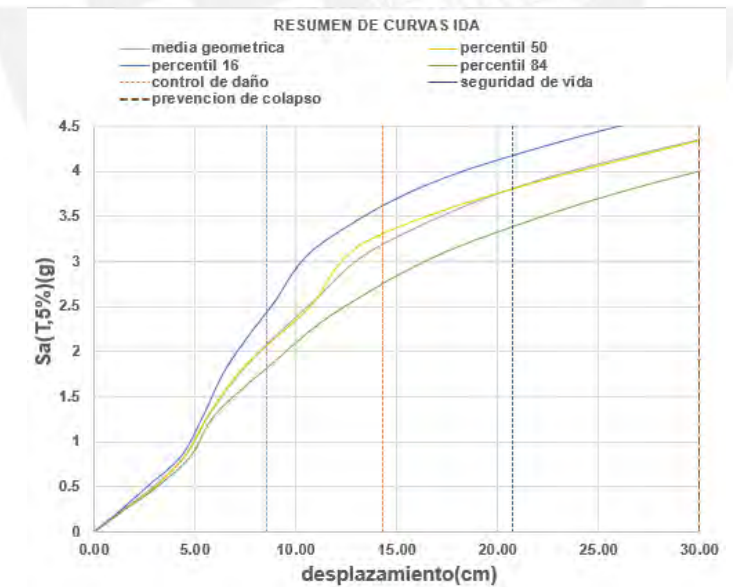


Figura 7.29 Resumen de curvas IDA en la dirección X.

Para un nivel de $Sa=0.75g$ se tiene: el 16% de los valores son menores a 4.1cm (percentil 16%), 50% de los valores son menores a 4.5cm (percentil 50%) y 84% de los valores son menores a 4.7cm (percentil 84%) o la probabilidad que los desplazamientos sean menores a 4.7cm es de 84%.

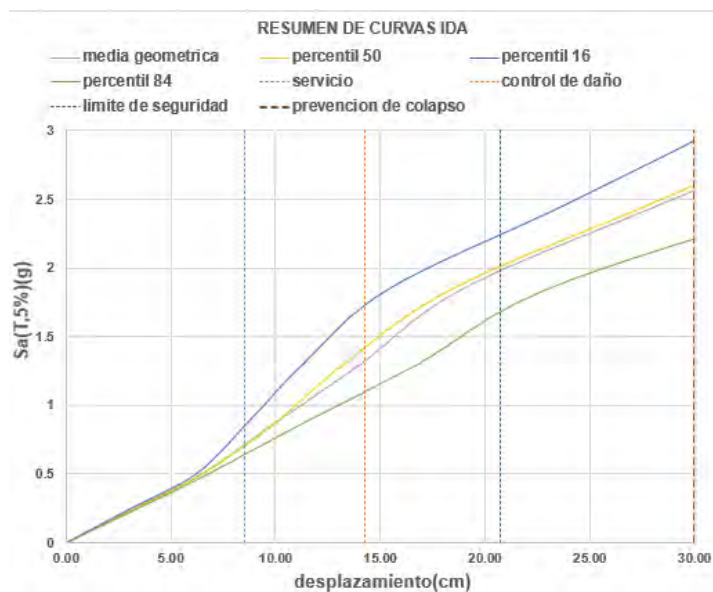


Figura 7.30 Resumen de curvas IDA en la dirección Y

Para un nivel de $S_a=1.00g$ se tiene: el 16% de los valores son menores a 9.4cm (percentil 16%), 50% de los valores son menores a 11.1cm (percentil 50%) y 84% de los valores son menores a 13.4cm (percentil 84%).

Análisis a nivel de peligro

Las tablas 7.16 y 7.17 muestran valores de centralización, dispersión y percentiles a distintos niveles de peligro. Se muestra como a niveles de peligro bajo el coeficiente de variación (CV) es similar, pero cuando el nivel de peligro aumenta la dirección Y (más flexible) el CV es mayor.

Tabla 7.16 Resumen estadístico en la dirección X.

	Sa(g)	media aritmética (cm)	percentil 16 (cm)	percentil 84 (cm)	desviación estándar (cm)	Coficiente de variación (CV) (%)
frecuente	0.39	3.40	3.15	3.61	0.24	7.06
ocasional	0.47	4.00	3.78	4.24	0.26	6.50
raro	0.91	5.85	5.46	6.15	0.40	6.84
muy raro	1.09	6.71	6.05	7.29	0.72	10.73
extraordinario	1.38	8.73	7.35	10.46	1.39	15.92

Tabla 7.17 Resumen estadístico en la dirección Y.

	Sa(g)	media aritmética (cm)	percentil 16 (cm)	percentil 84 (cm)	desviación estándar (cm)	Coficiente de variación (CV) (%)
frecuente	0.28	5.43	5.16	5.65	0.28	5.16
ocasional	0.33	6.41	6.12	6.70	0.31	4.84
raro	0.65	11.05	9.25	12.74	1.66	15.02
muy raro	0.80	13.39	10.61	15.44	3.02	22.55

extraordinario	0.98	16.16	12.30	18.93	4.64	28.71
-----------------------	------	-------	-------	-------	------	-------

Histogramas

Las figuras 7.31 y 7.32 muestran los histogramas de frecuencia relativa. Se observa como para sismos frecuentes una tendencia a la distribución normal y para sismos muy raros una tendencia a la distribución lognormal.

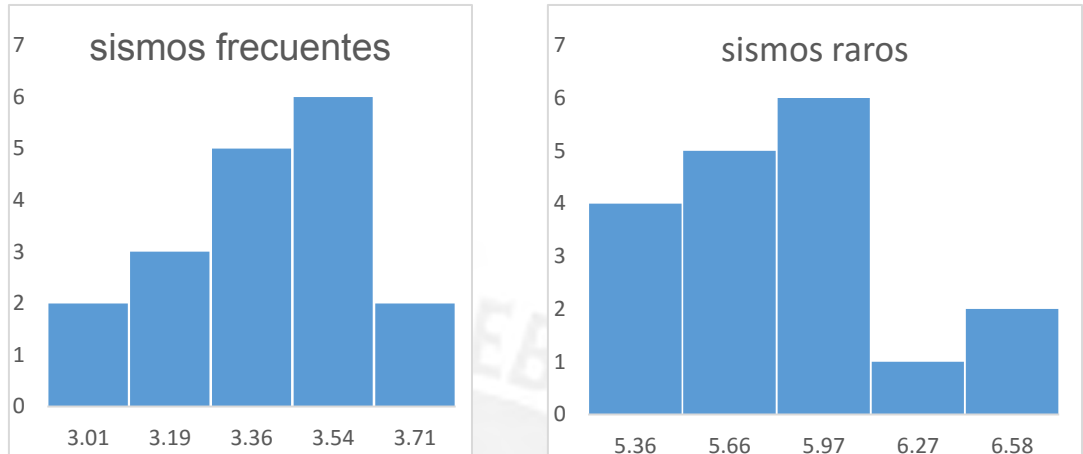


Figura 7.31 Histogramas de frecuencias en la dirección X.

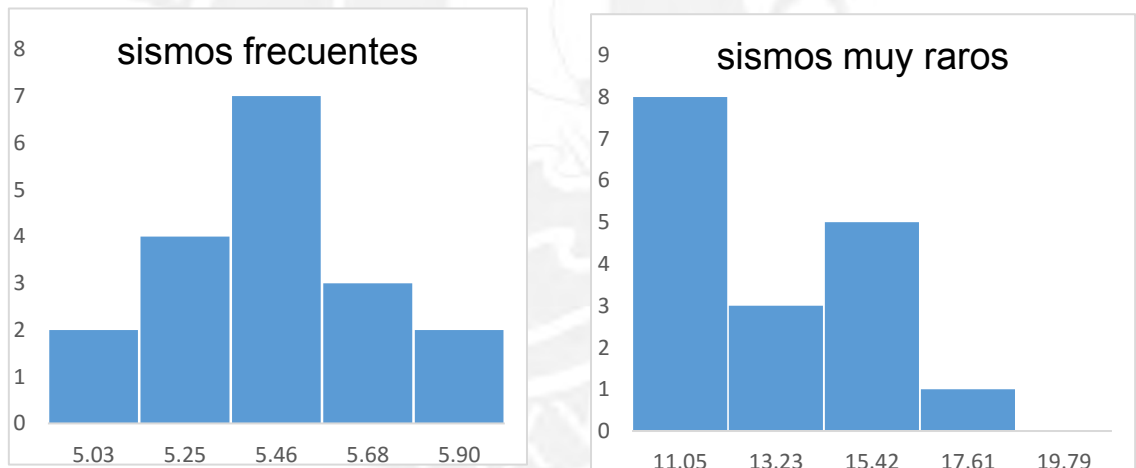


Figura 7.32 Histogramas de frecuencias en la dirección Y.

Frecuencias relativas acumuladas

Las figuras 7.33 y 7.34 muestran las frecuencias relativas acumuladas (ojivas) y los niveles de desempeño aceptados.

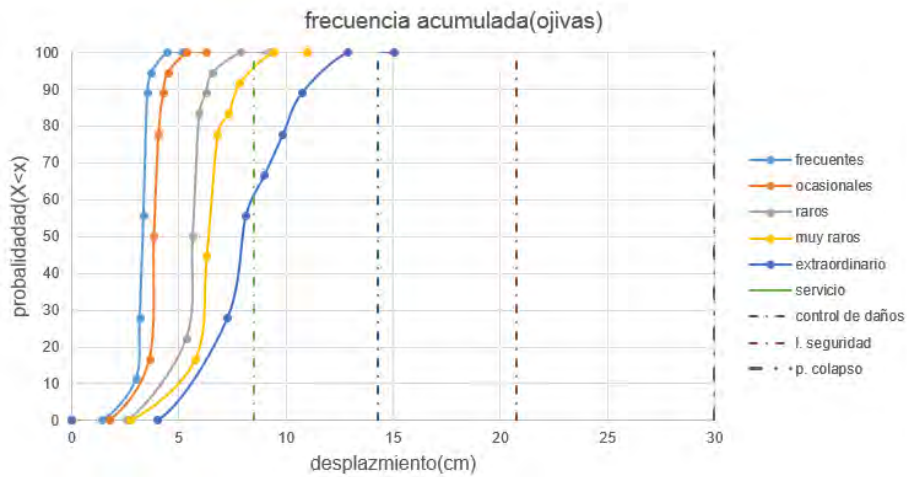


Figura 7.33 Frecuencias relativas acumuladas para la dirección X.

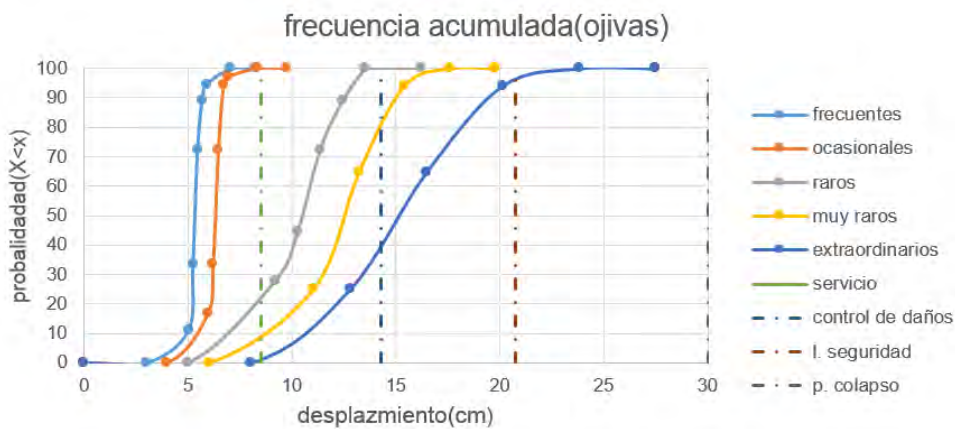


Figura 7.34 Frecuencias relativas acumuladas para la dirección Y.

7.3.2 Curvas de fragilidad usando redes neuronales artificiales y simulación de Montecarlo.

PUENTE 1-DIRECCION X

Redes neuronales artificiales

Para aplicar la metodología se va a elegir como variables de entrada el periodo de la estructura, resistencia y la S_a (T_f , 5%). Se utilizó un solo sismo el de Lima de 1966 de componente N82W (Fig. 7.35). La variable de salida será el desplazamiento del tablero.

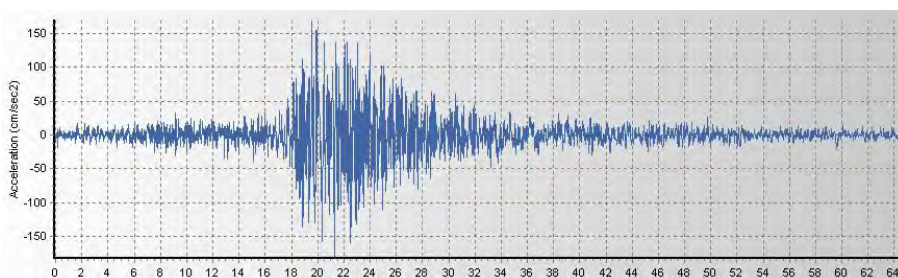


Figura 7.35 Acelerograma de Lima de 1966 de componente N82W

El espacio muestral de las variables se dividió en zonas. El periodo se dividió en cinco zonas, la resistencia en cuatro y la pseudo-aceleración en catorce. El número de zonas depende de la importancia de la variable y el rango de variabilidad. De cada zona se tomó un valor determinístico usando la técnica de diseño de experimentos, teniendo en total 280 combinaciones realizando igual número de análisis no lineales. La tabla 7.18 muestra el rango de variación de cada variable aleatoria.

Tabla 7.18 Rango de variación de las variables aleatorias para el puente 1-dirección X.

	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	1640	2360
Periodo(seg)	0.308	0.572
Sa(g)	0.19	4

La tabla 7.19 muestra algunos resultados del análisis dinámico no lineal (ADNL) para el puente 1 en la dirección X.

Tabla 7.19 Combinaciones usadas para el entrenamiento.

combinaciones	Variable 1	Variable 2	Variable 3	Resultado(ADNL)
	Sa (Tf, 5%)	Resistencia	periodo	desplazamiento
	g	Ton*m	seg	cm
1	0.34	1730	0.33	1.31
2	0.61	1730	0.33	2.66
3	0.88	1730	0.33	3.40
4	1.15	1730	0.33	4.57
5	1.42	1730	0.33	5.47
.
276	2.78	2270	0.54	16.76
277	3.05	2270	0.54	18.60
278	3.32	2270	0.54	20.68
279	3.59	2270	0.54	22.42
280	3.86	2270	0.54	24.38

Entrenamiento

Se usó 260 combinaciones en el programa Matlab y 20 combinaciones para una última prueba manual. En la tabla 7.20 se detalla el proceso de entrenamiento, validación y prueba de la red.

Tabla 7.20 Proceso de entrenamiento y prueba de la red

Número de combinaciones	Porcentaje total	proceso	medio
182	65%	entrenamiento	MATLAB
39	14%	validación	MATLAB
39	14%	prueba	MATLAB
20	7%	prueba	manual

Cada grupo de combinaciones se eligió de tal forma que recorran todo el espacio muestral de la variables.

Entonces:

-182 combinaciones para el entrenamiento, es decir optimizar los pesos.

-39 combinaciones para la validación, es decir optimizar el proceso de generalización.

Ambos procesos tienen influencias en los valores finales de los pesos.

- 39 combinaciones para la prueba en MATLAB.
- 20 combinaciones para una prueba final manual.

Arquitectura de la red

La figura 7.36 muestra los parámetros y procedimientos usados para definir la red.

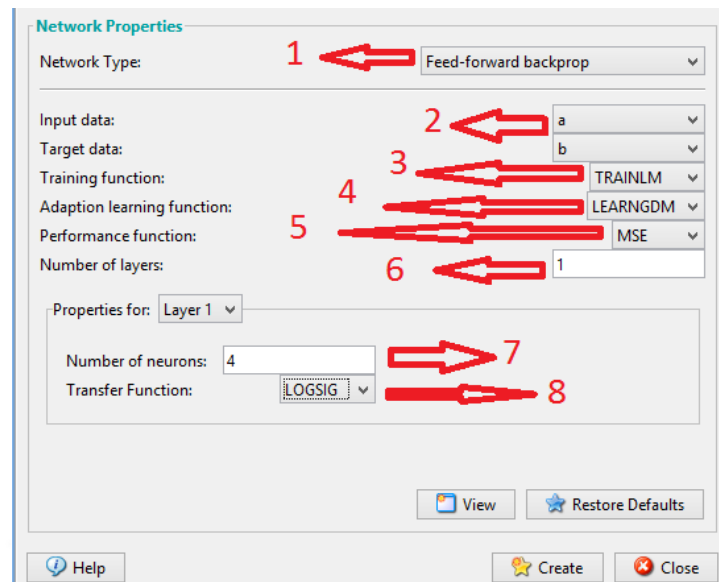


Figura 7.36 Definición de la red neuronal

Las redes se crearon de la siguiente manera:

- 1) Se usó el perceptrón (feed-forward) con el algoritmo de retropropagación (backpropagation).
- 2) Son las variables de entrada (inputs) y de salida (outpus).
- 3) La modificación al algoritmo de retropropagación propuesta por Levenberg-Marquardt fue la que se usó (TRAINLM). Esto debido a que ayuda a converger de manera más rápida regresiones no lineales de predicción [48].
- 4) Para mejorar la generalización se usó el gradiente descendente con momento (LEARGDM).
- 5) La función de desempeño fue el error cuadrático medio (MSE).
- 6) y 7) Se eligió 1 sola capa intermedia con 4 neuronas.
- 8) La función de transformación es el logaritmo-sigmoide debido a que es la que se recomienda para regresiones no lineales. También como segunda opción es posible usar tangente-sigmoide.

La red queda definida como muestra la figura 7.37.

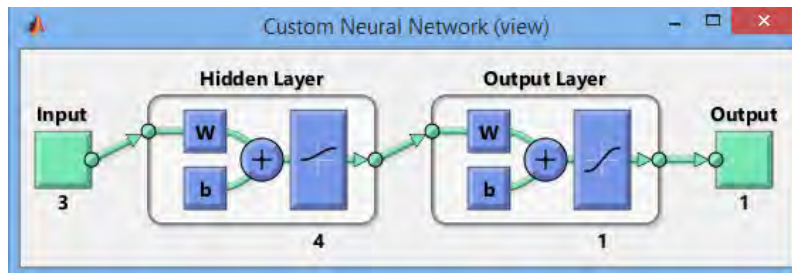


Figura 7.37 Vista de la red.

Análisis del número de neuronas

La recomendación general para este tipo de regresiones no lineales es elegir el número mínimo de neuronas. Mientras más neuronas se tengan en la capa intermedia más posibles problemas de generalización tendrá la red [48].

Por ese motivo se probó la RED con dos, tres, cuatro y cinco neuronas. Las figuras 7.38, 7.39, 7.40 y 7.41 muestran los resultados de la regresión para 2, 3, 4 y 5 neuronas respectivamente.

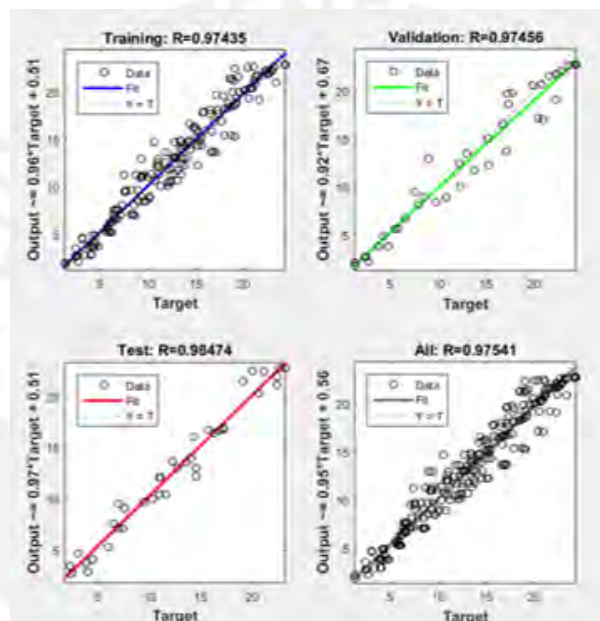


Figura 7.38 Resultados con 2 neuronas

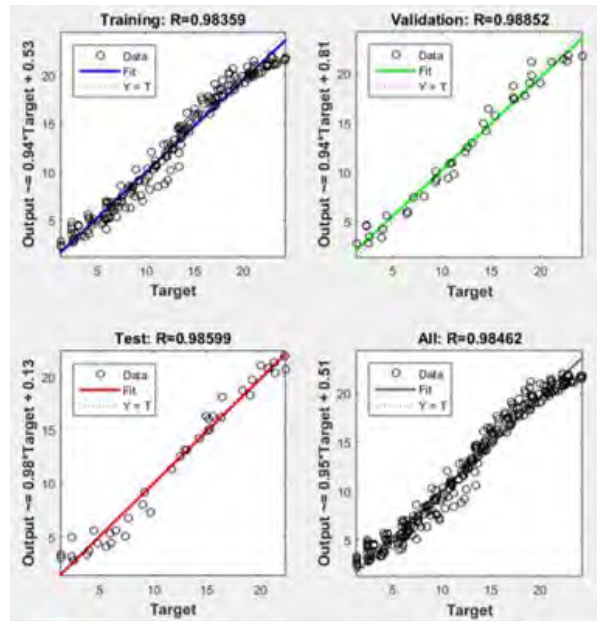


Figura 7.39 Resultados con 3 neuronas

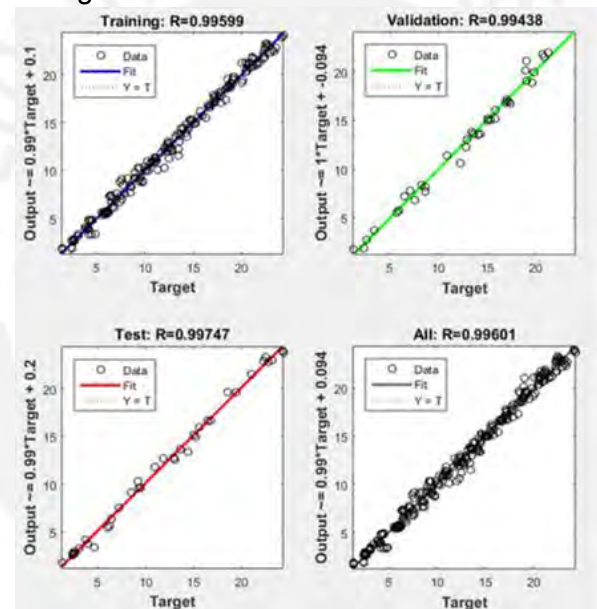


Figura 7.40 Resultados con 4 neuronas

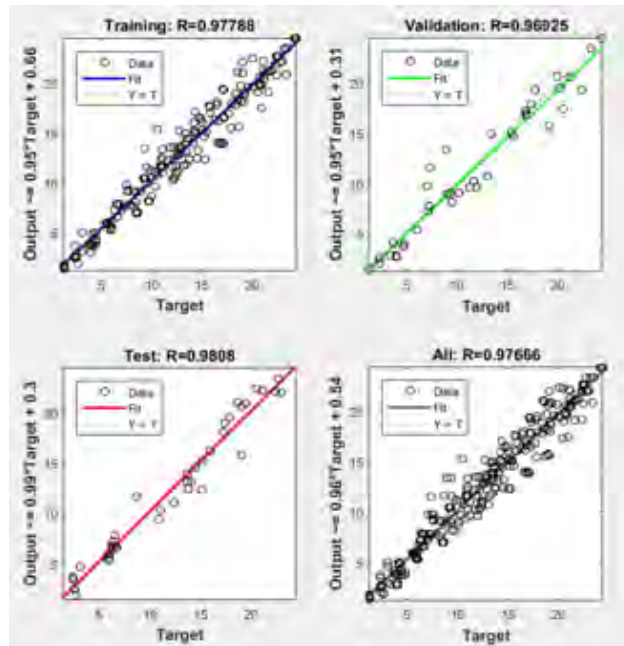


Figura 7.41 Resultados con 5 neuronas

Como se aprecia en las figuras anteriores la arquitectura que mejor regresión da es la de cuatro neuronas. La figura 7.42 muestra el error cuadrático medio para cuatro neuronas.

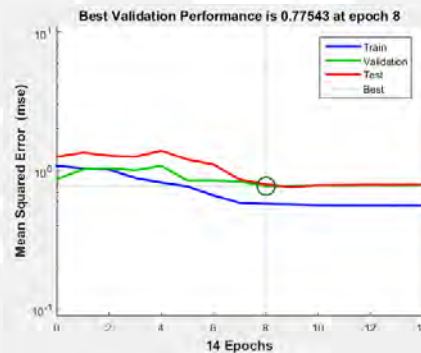


Figura 7.42 Error cuadrático medio con 4 neuronas

La figura 7.43 muestra la regresión para las 20 combinaciones últimas con cuatro neuronas para la fase de prueba, observándose una buena regresión entre los valores objetivos y salidas de la red. El coeficiente de correlación(R) es en este caso 0.975.

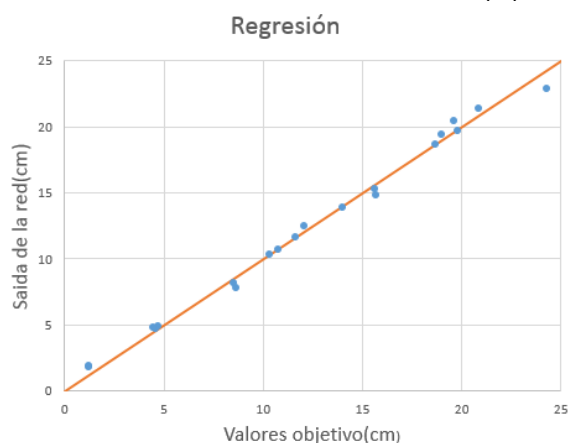


Figura 7.43 Regresión con cuatro neuronas.

Otra función de transferencia recomendable para regresiones no lineales es la tangente sigmoide. Los resultados para esta función de transferencia se muestran en la figura 7.44.

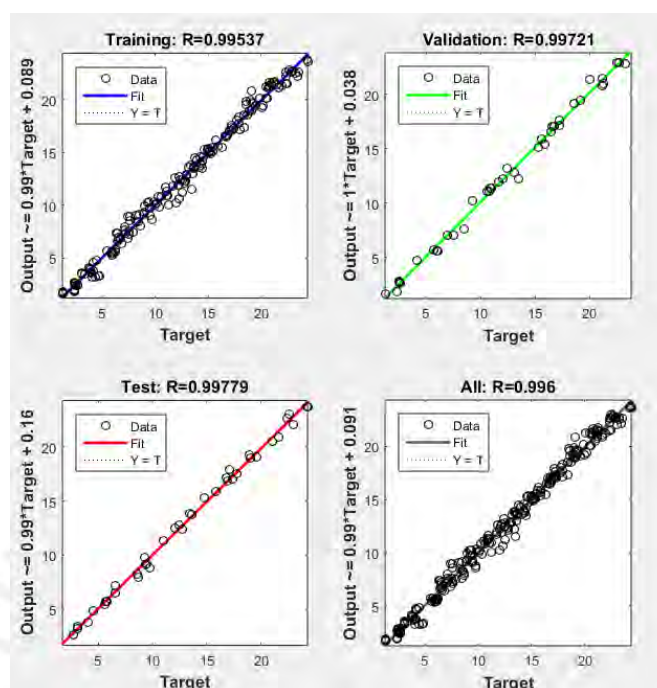


Figura 7.44 Red con 4 neuronas con función de transferencia tangente-sigmoide.

Como puede observarse los resultados con la función de transferencia logaritmo sigmoide y tangente sigmoide no tienen diferencias significativas.

Simulación de Montecarlo

Para realizar la simulación de Montecarlo se tendrá en cuenta las distribuciones de probabilidad mostradas en la tabla 7.21a.

Tabla 7.21a Distribución de probabilidad de variables de entrada

variable	distribución
Resistencia	normal
Periodo	normal
Sa (Tf, 5%) /Tr	lognormal

Se asume para la resistencia y el periodo una distribución normal. La figura 7.45 muestra esta distribución y como para abarcar el 99.6% de probabilidad es necesario barrer el espacio muestral en tres veces la desviación estándar.

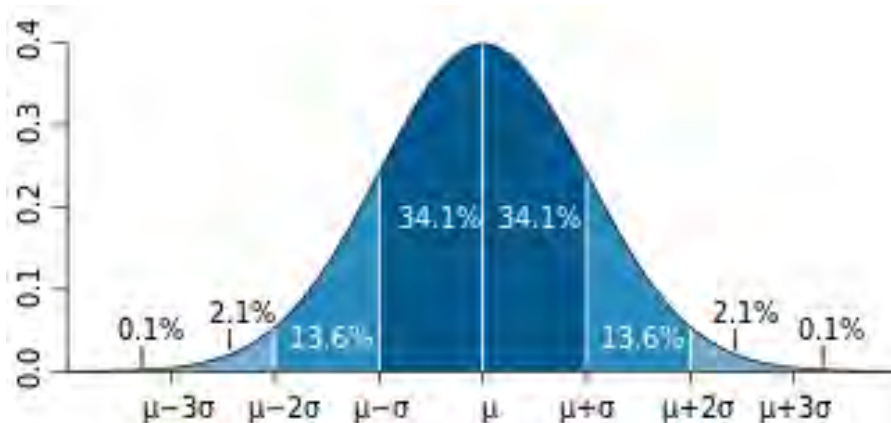


Figura 7.45 Distribución normal (www.ciencia.com)

Variable aceleración respecto al periodo de retorno ($A|T_r$)

La pseudo-aceleración respecto al periodo de retorno ($P(A > a)|T_r$) es una variable aleatoria tal y como evidencia la figura 7.46 donde se observa el resumen estadístico de 72 curvas de peligro realizada para la presa Antonivanovzi en Bulgaria [52].

Sinan Akkar y Ozkan Kale citan: “The hazard estimates computed from local and global GMPEs from the broader Europe as well as those obtained from global GMPEs developed in the US differ. These differences are generally significant and their variation depends on the annual exceedance rate and seismicity” [53].

Se desprende entonces que el análisis de peligro es significativamente variable y es posible analizar la aceleración dado un periodo de retorno.

Esta variabilidad es debido a que hay incertidumbre en las fuentes sísmicas y su distribución espacial, distancia al foco, magnitud, diferentes alternativas en leyes de atenuación etc.

Desde una perspectiva formal esta incertidumbre es tratada de forma epistémica (conocimiento imperfecto) y aleatoria (variabilidad intrínseca) [54].

El conocimiento epistémico se puede tratar con metodologías como: arboles lógicos, backbound GMPE o múltiples GMPEs y el aspecto aleatorio se trata con la desviación estándar [54]. Además, el truncamiento de las funciones de distribución es un concepto válido en estudios de peligro sísmico modernos [55].

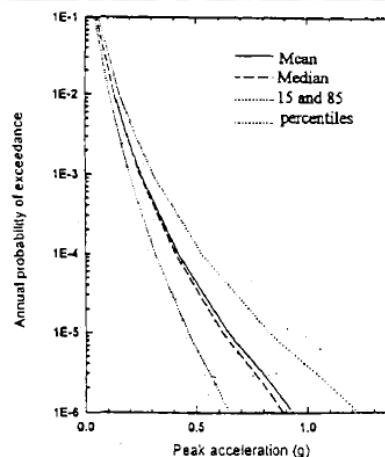


Figura 7.46 Resumen estadístico de 72 curvas de peligro en Bulgaria [52].

Para analizar esta distribución se hará el tratamiento estadístico de los datos obtenidos por Alva [28], donde se obtuvieron diversas curvas de peligro para distintas leyes de atenuación (Fig. 7.47).

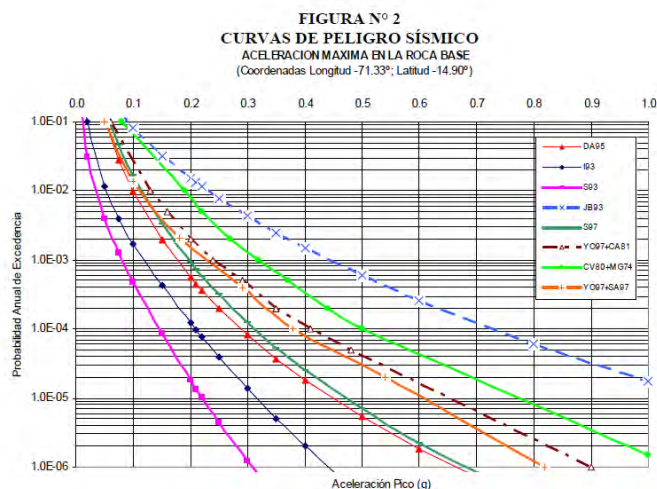


Figura 7.47 Curvas de peligro para diferentes leyes de atenuación [28]

La figura 7.48 muestra los histogramas de frecuencia relativas obtenidos para periodos de retorno (T_r) de 200 y 1000 años donde se observa que los datos tienden a una distribución lognormal.

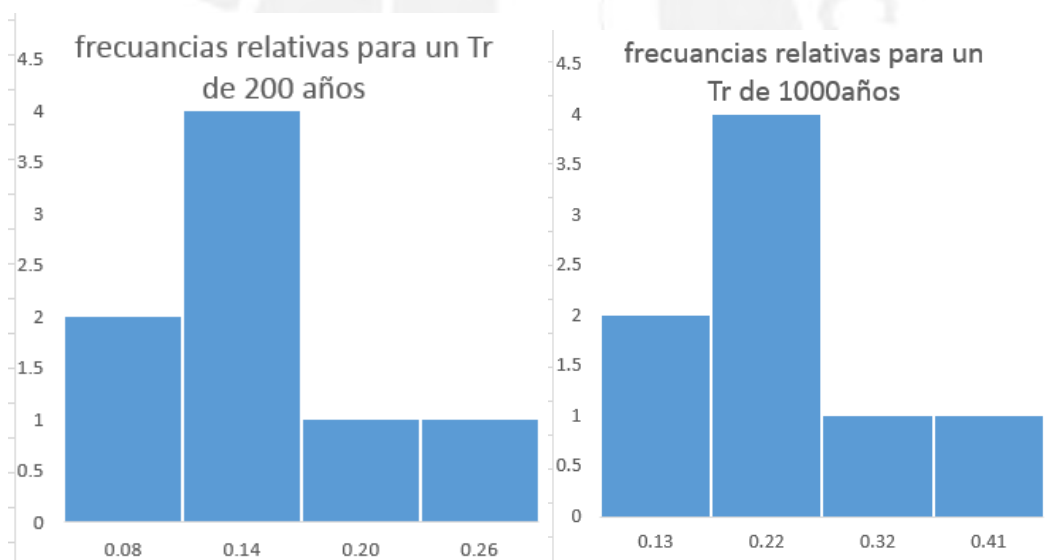


Figura 7.48 Histogramas para diferentes periodos de retorno.

Se realizó la prueba chi-cuadrado para verificar si las distribuciones tienden a una distribución lognormal. La tabla 7.21b muestra los cálculos para un periodo de retorno de 100 años. Entonces sea:

Hipótesis nula (H_0): X sigue una distribución lognormal ($\ln X$ sigue una distribución normal)

Hipótesis alternativa (H_1): X no sigue una distribución lognormal.

La hipótesis nula se cumple cuando el chi-cuadrado calculado ($X^2_{calculado}$) es menor al chi-cuadrado crítico ($X^2_{critico}$).

El $X2_{critico}$ es 5.991 con un nivel de significancia de 5% y con 2 grados de libertad (gdl)

$$gdl = Nc - Ne - 1$$

Donde:

Gdl: grados de libertad

Nc: número de clases

Ne: número de estadísticos

Tabla 7.21b Cálculos parciales de la Chi-cuadrado para un Tr de 100 años.

	clase	Limite inferior	Limite superior	marca de clase	Frecuencia calculada	Frecuencia ideal	X2	
Xmin	-3.22	1.00	-3.22	-2.75	-2.98	2	1.00	1.01
Xmax	-1.47	2.00	-2.75	-2.39	-2.57	0	1.83	1.83
rango	1.75	3.00	-2.39	-2.09	-2.24	2	2.13	0.01
		4.00	-2.09	-1.73	-1.91	2	1.83	0.02
		5.00	-1.73	-1.47	-1.60	2	1.21	0.51
								3.38

La tabla 7.21c muestra los cálculos de la Chi-cuadrado para los diferentes periodos de retorno.

Tabla 7.21c Cálculos de la Chi-cuadrado.

Periodo retorno(Tr)	X2 calculado
100	3.38
200	4.31
500	4.39
1000	3.38
2000	2.67
3000	2.76
5000	1.28
10000	1.36

Se observa que todos los valores chi-cuadrado calculados son menores a los chi-cuadrado críticos. Entonces se cumple la hipótesis nula (Ho), es decir la distribución tiende a ser lognormal.

Las siguientes observaciones se desprenden de los resultados obtenidos:

-Los valores de asimetría son todos positivos (Tabla 7.21d), por tanto todas las curvas tienen la forma de asimetría positiva mostrada en la figura 7.49a.

-Los valores de forma (θ) varían muy poco de 0.50 a 0.60 lo que indica que la forma tiende a ser constante. En la figura 7.49b se observa los valores de las curvas escalados a un mismo nivel de frecuencia para observar la forma de las curvas. Las formas de las curvas son similares pero obviamente la escala es distinta porque cada curva tiene diferente esperanza y desviación estándar.

-La tabla 7.21d muestra que la desviación estándar(DE) es aproximadamente la mitad de la esperanza (valor medio). Si truncamos los valores a [media-DE : media+2*DE] y halláramos los valores acumulados tal como muestra la tabla 7.21e, la columna "Área*" representa la diferencia entre los valores truncados extremos la cual es la área

achurada de la figura 7.49c. Como se observa esa área es aproximadamente constante con valor de medio de 80%. El hecho que las áreas tengan un valor aproximadamente constante pone en evidencia que la forma de las curvas son parecidas.

Tabla 7.21d Cálculos estadísticos

Periodo retorno(Tr)	μ (escala)	Θ (forma)	esperanza	Desviación estándar	asimetría
100	-2.24	0.60	0.13	0.06	0.43
200	-2.03	0.57	0.15	0.08	0.65
500	-1.77	0.53	0.20	0.10	0.94
1000	-1.59	0.53	0.24	0.12	0.98
2000	-1.43	0.52	0.27	0.14	0.97
3000	-1.35	0.51	0.30	0.14	0.93
5000	-1.21	0.48	0.33	0.16	1.19
10000	-1.08	0.50	0.38	0.19	1.12

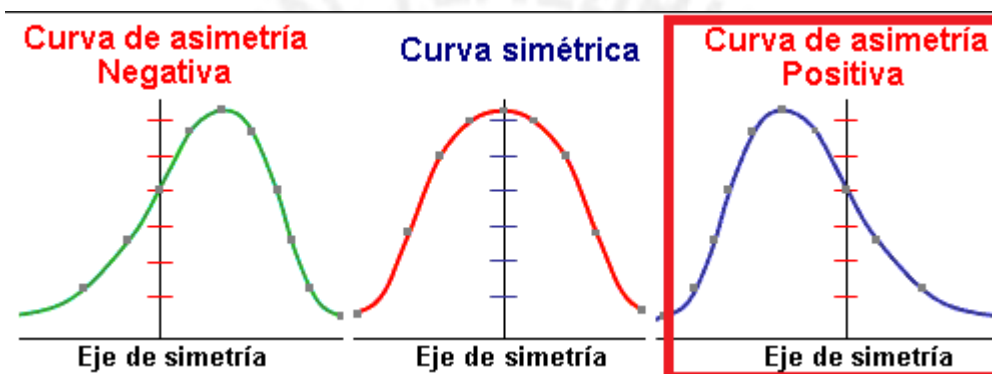


Figura 7.49a Asimetría positiva

Funciones de distribución

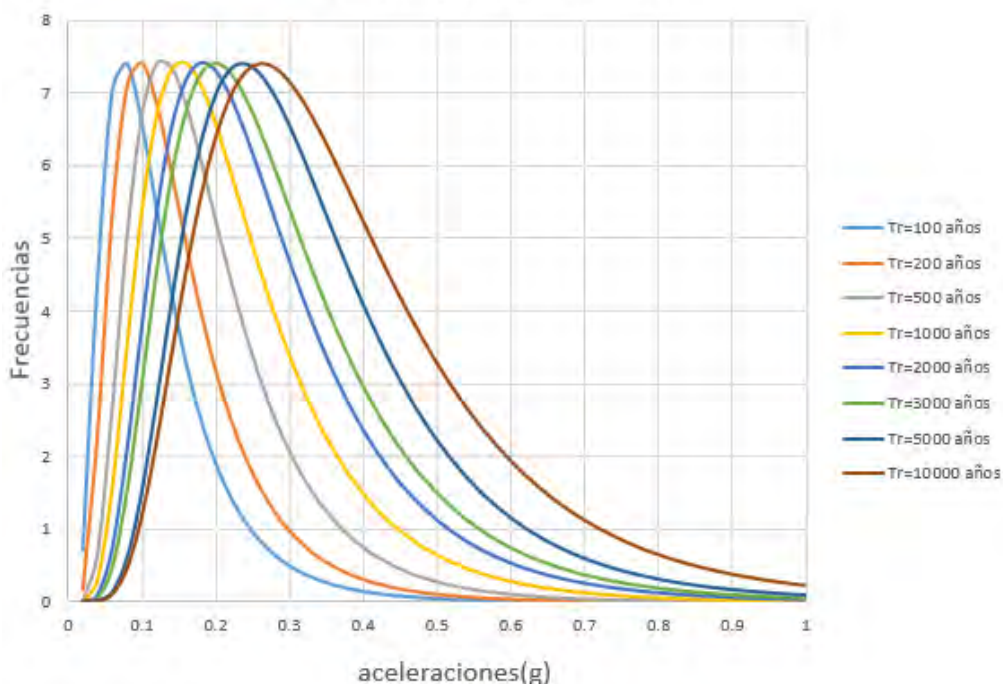


Figura 7.49b Curvas escaladas a un mismo nivel de frecuencias

Tabla 7.21e Cálculos de probabilidad acumulada

Valores truncados y media			Probabilidad acumulada			Área*
media-1*DE	media	media+2*DE	media-1*DE	media	media+2*DE	3*DE
0.06	0.13	0.25	0.20	0.62	0.93	0.73
0.08	0.15	0.31	0.18	0.61	0.93	0.76
0.10	0.20	0.39	0.15	0.60	0.94	0.79
0.12	0.24	0.47	0.15	0.61	0.94	0.79
0.14	0.27	0.55	0.14	0.60	0.94	0.80
0.15	0.30	0.59	0.14	0.60	0.95	0.81
0.17	0.33	0.67	0.12	0.60	0.95	0.84
0.19	0.38	0.77	0.13	0.60	0.95	0.82

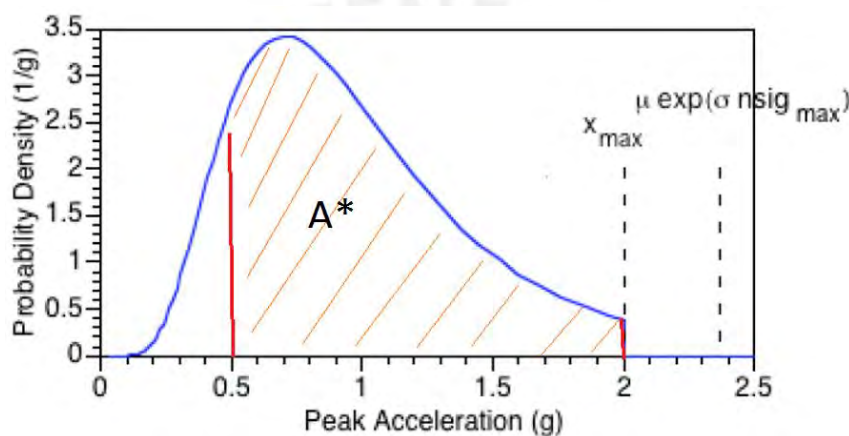


Figura 7.49c Distribución lognormal normalizada truncada.

Conclusión

Los histogramas y la prueba chi-cuadrado ponen de manifiesto que la distribución es aproximadamente lognormal.

La forma de la curva de distribución tiene asimetría positiva y área achurada aproximada de 80% (Fig. 7.49c).

Entonces para la variable condicional pseudo-aceleración respecto al periodo de retorno ($Sa|T_r$) se ASUME DE MANERA APROXIMADA una distribución lognormal truncada como muestra la figura 7.49c.

Se realizaron 8 análisis probabilísticos para cada nivel de peligro. Cada análisis probabilístico contiene 1000 combinaciones y se evaluó usando las redes neuronales artificiales. La tablas 7.22, 7.23 y 7.24 muestra las variables aleatorias para los análisis 1,5 y 8 respectivamente. Se debe notar que la única diferencia en los análisis es la variable pseudo-aceleración (Sa).

Tabla 7.22 Variables aleatorias del análisis probabilístico 1.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	2000	1640	2360

Periodo(seg)	Normal	0.44	0.308	0.572
Sa(g)	Lognormal	0.38	0.19	0.76

Tabla 7.23 Variables aleatorias del análisis probabilístico 5.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	2000	1640	2360
Periodo(seg)	Normal	0.44	0.308	0.572
Sa(g)	Lognormal	1.38	0.69	2.76

Tabla 7.24 Variables aleatorias del análisis probabilístico 8.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	2000	1640	2360
Periodo(seg)	Normal	0.44	0.308	0.572
Sa(g)	Lognormal	2.00	1.00	4.00

Simulación de Montecarlo para el análisis probabilístico 1

Se aplicó un Montecarlo básico, aplicando un muestreo aleatorio sobre la función de distribución de cada variable, como se muestra en la figura 7.50.

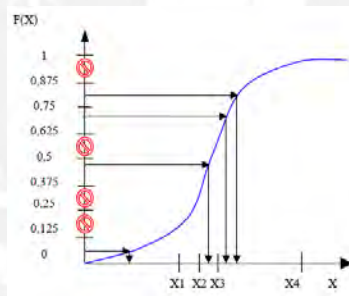


Figura 7.50 Muestreo aleatorio sobre la función de distribución acumulada [46]

Entonces para un sismo con una pseudo-aceleración de 0.38g en el periodo fundamental con límites inferiores y superior 0.19g y 0.76g respectivamente, se muestran los resultados en la tabla 7.25. La tabla 7.26 muestra el resumen estadístico de los 8 análisis probabilísticos.

Tabla 7.25 Resultados para un nivel de peligro de 0.38g del puente 1-dirección X.

	Variable 1	Variable 2	Variable 3	Resultado(RNA)
	g	Ton*m	seg	cm
combinación	Sa(Tf,5%)	Resistencia	periodo	desplazamiento
1	0.50	1919	0.40	1.71
2	0.73	1859	0.40	2.02
3	0.59	2141	0.41	1.76
4	0.71	2003	0.47	4.05
5	0.47	1951	0.48	3.17
.
996	0.72	2187	0.42	2.24

997	0.37	2003	0.44	1.94
998	0.64	2169	0.46	3.20
999	0.62	2009	0.45	3.11
1000	0.48	1960	0.47	3.00

Tabla 7.26 Resumen estadístico para el puente 1-dirección X

Análisis probabilístico	Sa(g)	media	media geométrica	desviación estándar
Análisis 1	0.38	2.90	2.73	1.01
Análisis 2	0.46	3.36	3.13	1.26
Análisis 3	0.90	6.90	6.45	2.32
Análisis 4	1.09	8.56	8.12	2.51
Análisis 5	1.38	10.65	10.64	10.63
Análisis 6	1.50	11.67	11.66	11.64
Análisis 7	1.75	12.38	12.37	12.36
Análisis 8	2.00	13.18	13.17	13.16

En la figura 7.51 se muestran las funciones de distribución acumulada para los 8 análisis probabilísticos. Las curvas de fragilidad para el puente 1 en la dirección X se muestran en la figura 7.52.

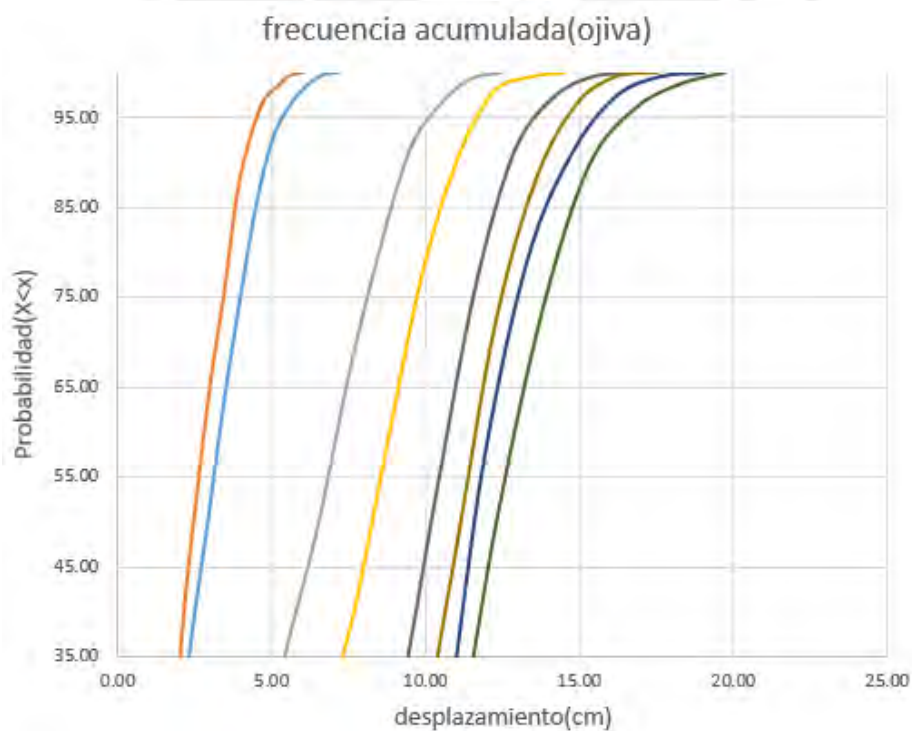


Figura 7.51 Frecuencias acumuladas

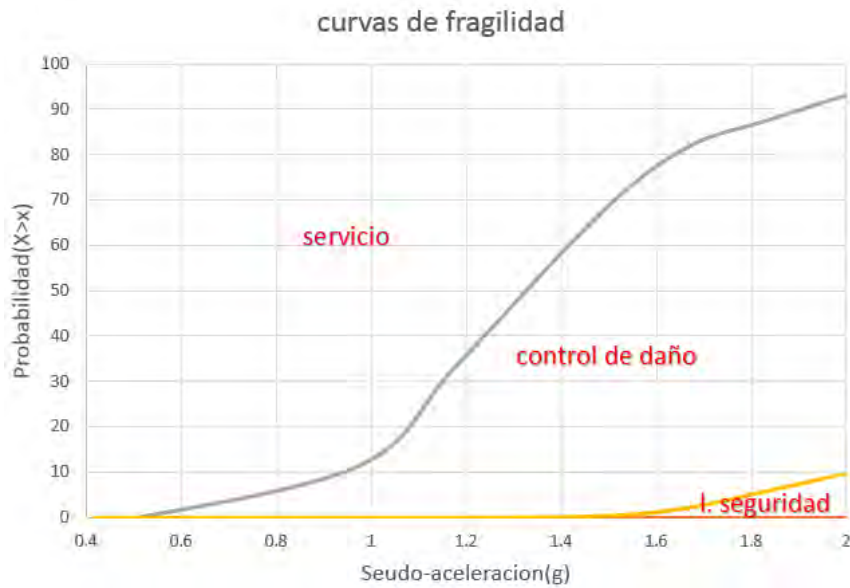


Figura 7.52 Curvas de fragilidad

PUENTE 1-DIRECCIÓN Y

En las figuras 7.53 y 7.54 se observa los resultados de la regresión que arroja el programa MATLAB y los resultados de la última prueba manual, donde se aprecia un buen nivel de regresión de estos datos. El coeficiente de correlación para los resultados manuales es 0.987.

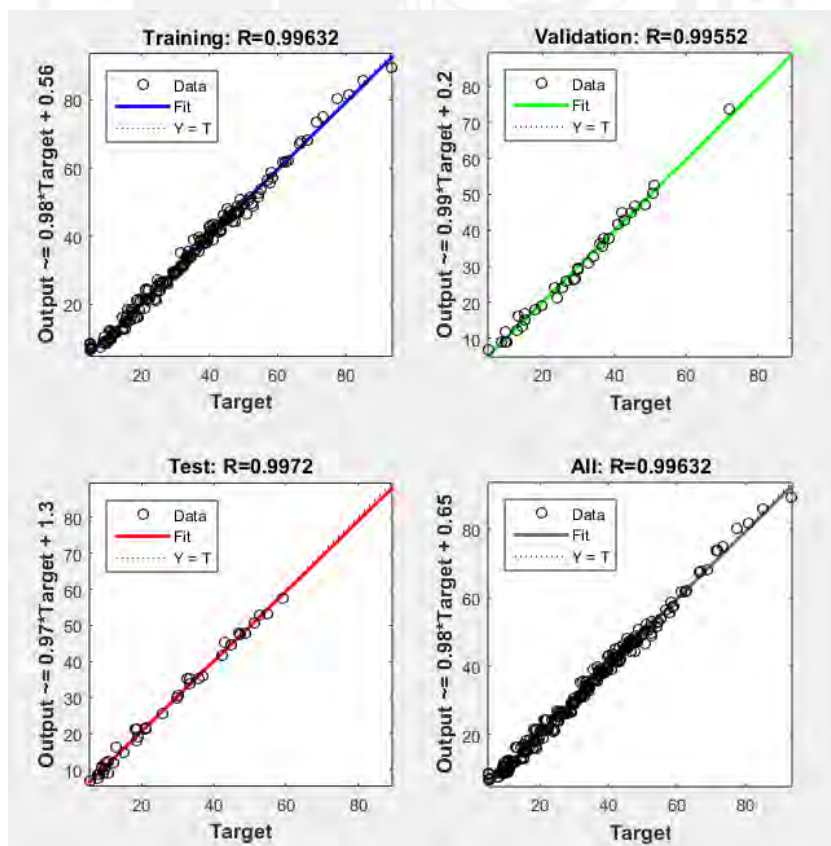


Figura 7.53 Regresión con 4 neuronas para el puente 1 en dirección Y.

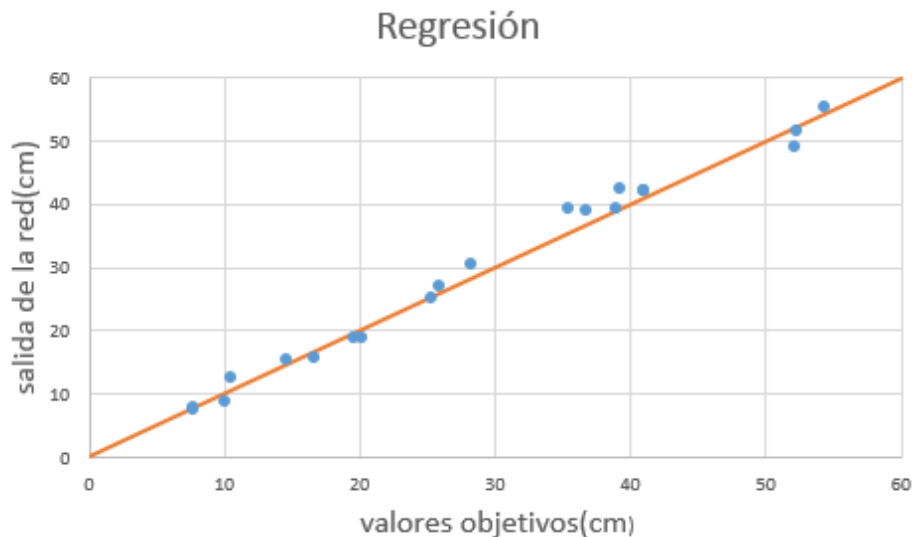


Figura 7.54 Prueba de la regresión para el puente 1-dirección Y.

Se realizaron 10 análisis probabilísticos. La tabla 7.27 y 7.28 muestra los datos de las variables para el análisis 1 y 8 respectivamente. Notar nuevamente que la única diferencia está en los datos de la variable pseudo-aceleración (S_a).

Tabla 7.27 Variables aleatorias del análisis probabilístico 1.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	2000	1640	2360
Periodo(seg)	Normal	0.67	0.469	0.871
$S_a(g)$	Lognormal	0.28	0.14	0.56

Tabla 7.28 Variables aleatorias del análisis probabilístico 8.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	2000	1640	2360
Periodo(seg)	Normal	0.67	0.469	0.871
$S_a(g)$	Lognormal	2.00	1.00	4.00

La tabla 7.29 muestra los resultados de los análisis probabilísticos.

Tabla 7.29 Resumen estadístico para el puente 1-dirección Y

Análisis probabilístico	$S_a(g)$ T=0.67seg	media	media geométrica	desviación estándar
Análisis 1	0.28	7.25	7.23	0.53
Análisis 2	0.33	7.56	7.53	0.62
Análisis 3	0.65	10.12	10.01	1.50
Análisis 4	0.80	11.84	11.67	2.07
Análisis 5	0.98	14.12	14.11	14.09
Análisis 6	1.10	17.90	17.88	17.86
Análisis 7	1.20	21.82	21.80	21.78
Análisis 8	1.60	26.60	26.57	26.53
Análisis 9	1.80	28.65	28.62	28.60

Análisis 10	2.00	30.89	30.87	30.85
--------------------	------	-------	-------	-------

La figura 7.55 muestra las funciones de distribución acumulada para los 8 análisis probabilísticos. Las curvas de fragilidad para el puente 1 en la dirección Y se muestran en la figura 7.56.

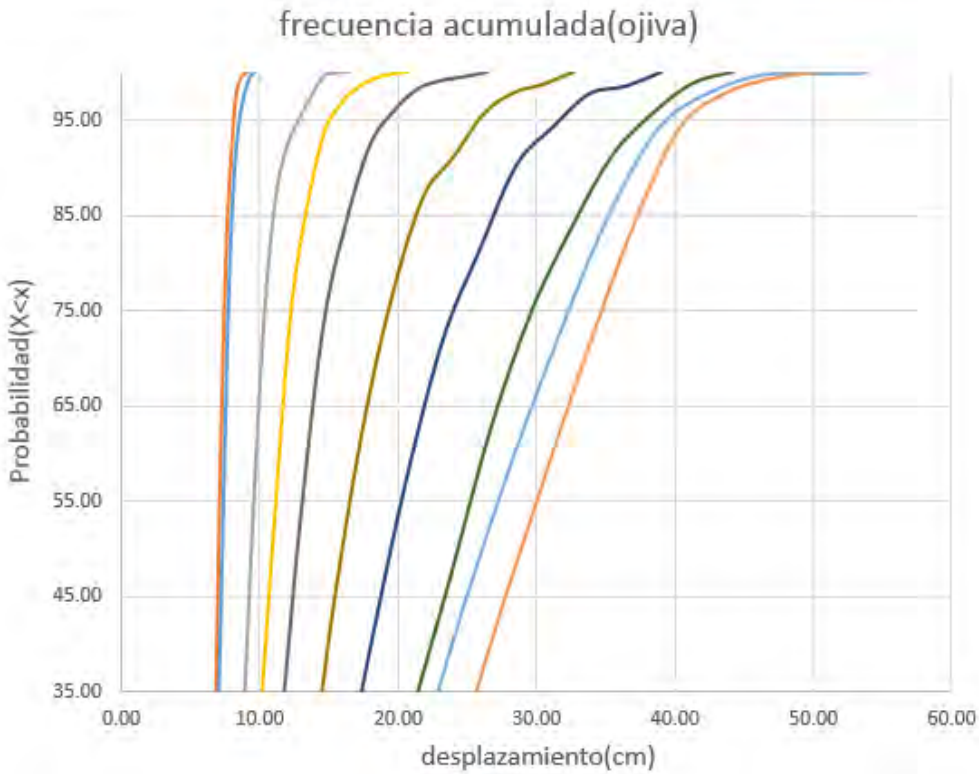


Figura 7.55 Frecuencias acumuladas

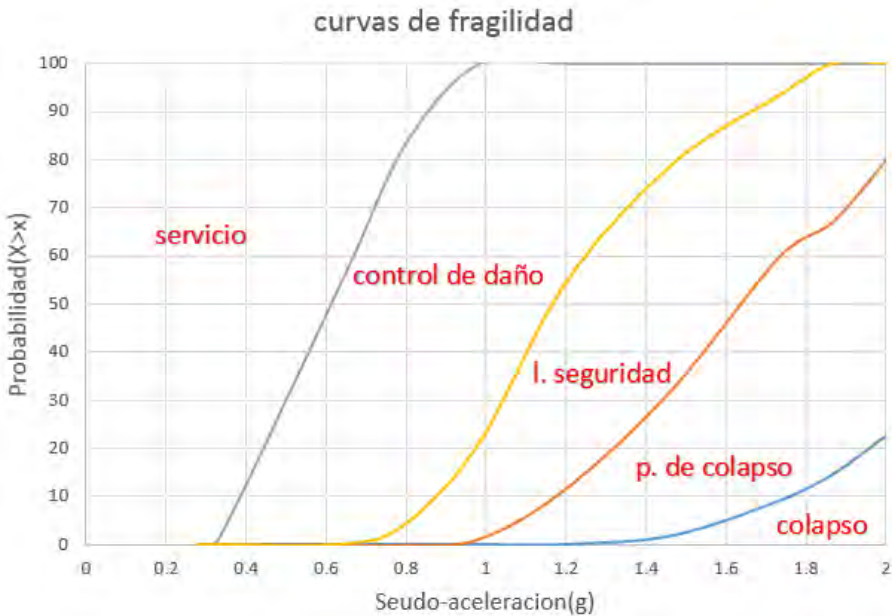


Figura 7.56 Curvas de fragilidad

7.4 Evaluación sísmica del puente 2

Los pilares tienen una altura libre aproximada de 5.7 metros y posee dos vigas en forma de cajón de sección prismática. Las figuras 7.57 a 7.62 muestran la geometría de dicho puente.

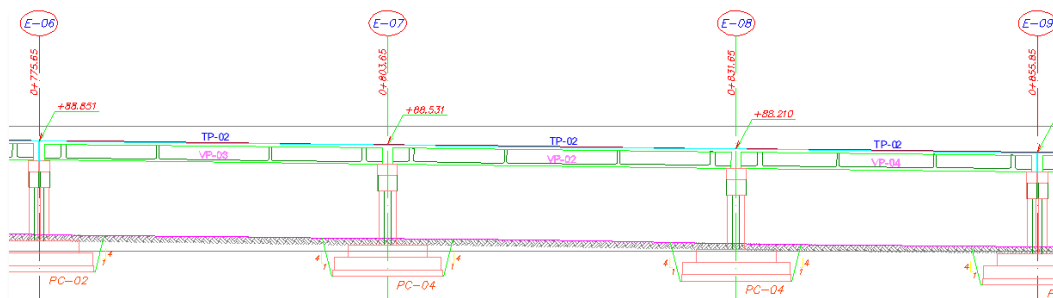


Figura 7.57 Tramo norte-sur de progresiva 0+755 hasta 0+855



Figura 7.58 Vista del tramo norte-sur (www.construcciónyvivienda.com)

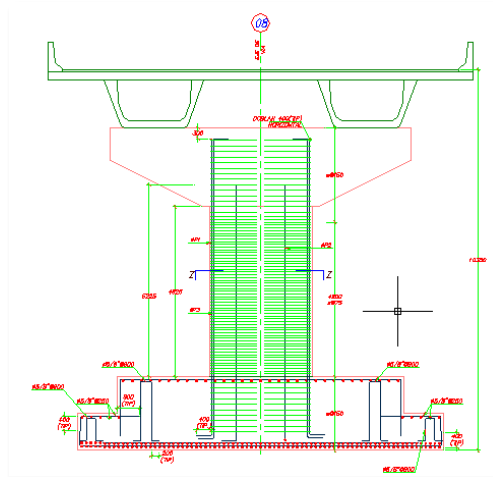


Figura 7.59 Elevación de pilar

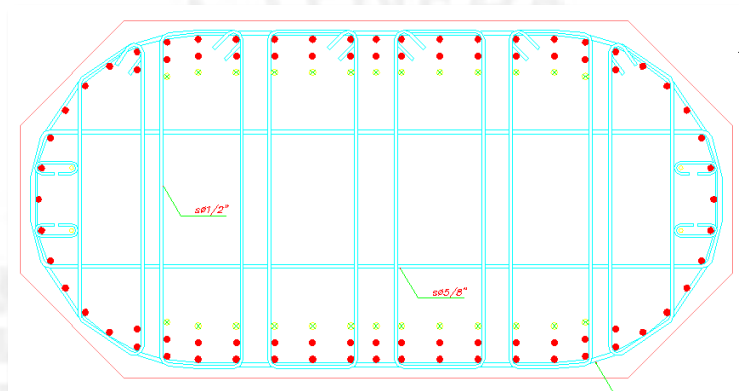


Figura 7.60 Pilares centrales con 82φ1" y 2 estribo 5/8" + 10 estribos 1/2".

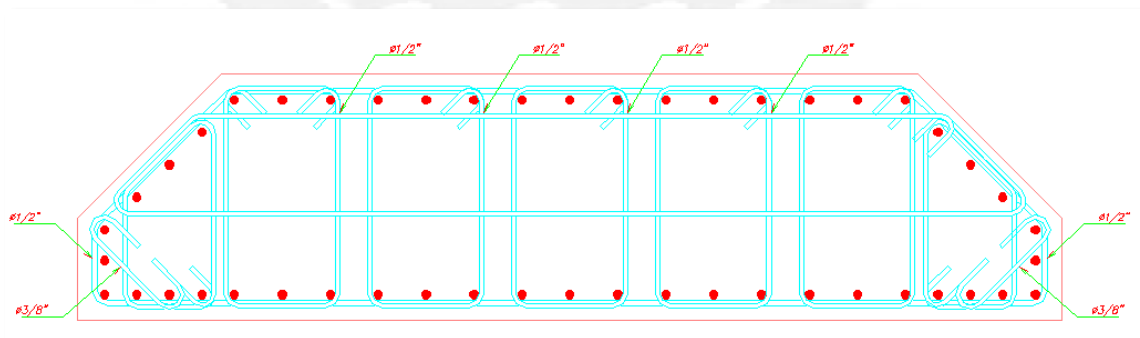


Figura 7.61 Pilares extremos con 48φ1" y 9 estribos 1/2" + 2 ganchos de 3/8".

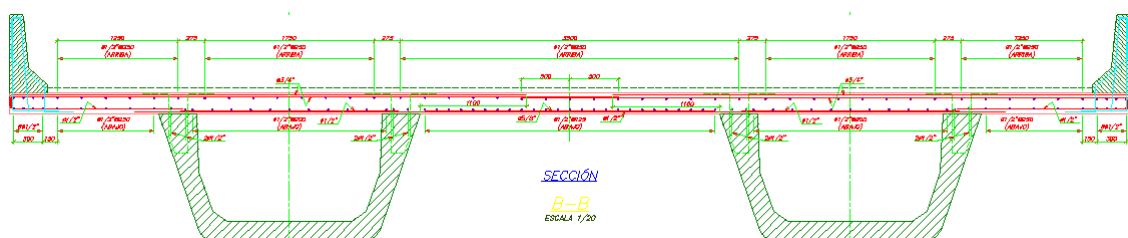


Figura 7.62 Vigas cajón y tablero del puente

Metrado de cargas

Se realizó en forma análoga al puente 1. En este caso el ancho efectivo del carril es 11.80m, con lo cual el número de vías es tres. Según AASHTO para tres vías se considerara un factor de 0.85, ver tabla 7.11.

Modelo

También se realizaron dos modelos uno con elementos frame (Fig. 7.63) y otro con MEF (Fig. 7.64).

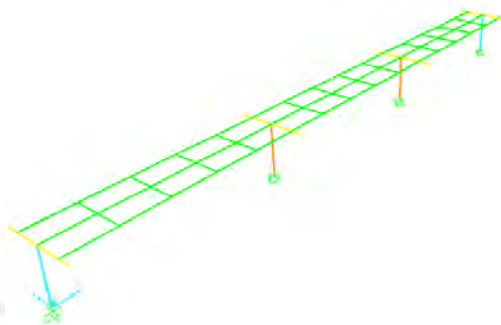


Figura 7.63 Modelo con elementos tipo frame.

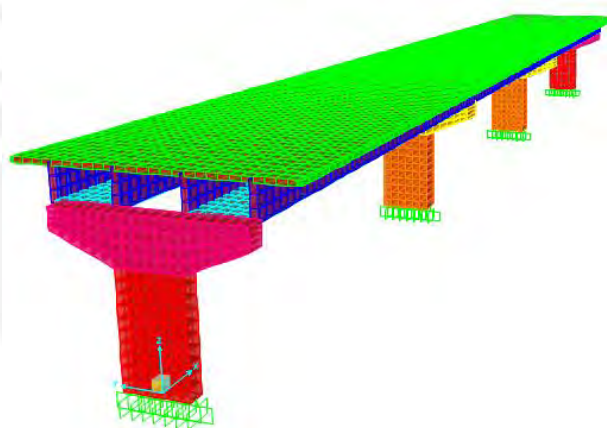


Figura 7.64 Modelo con MEF

Análisis modal

La información modal se muestra en las tablas 7.30 y 7.31.

Tabla 7.30 Modos de vibración con modelo lineal

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.311628	0.993489	4.715E-19
MODAL	Mode	2	0.290211	0	0.728594
MODAL	Mode	8	0.129551	9.58E-20	0.075781
MODAL	Mode	10	0.118974	1.057E-18	0.149128

Tabla 7.31 Modos de vibración con MEF

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.344475	0.961624	6.461E-20
MODAL	Mode	2	0.317375	4.931E-20	0.680211
MODAL	Mode	9	0.120957	1.042E-17	0.089563
MODAL	Mode	10	0.108978	3.475E-19	0.178453

Las figuras 7.65 a 7.70 muestran las deformaciones de los modos de mayor masa participante.

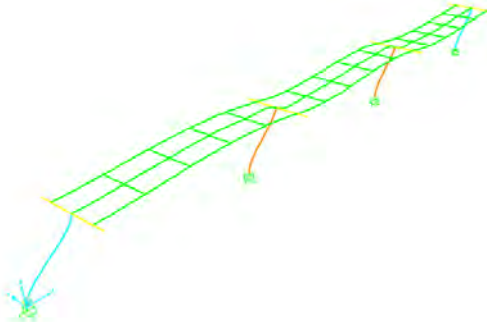


Figura 7.65 Modo 1 del modelo con elementos tipo frame.

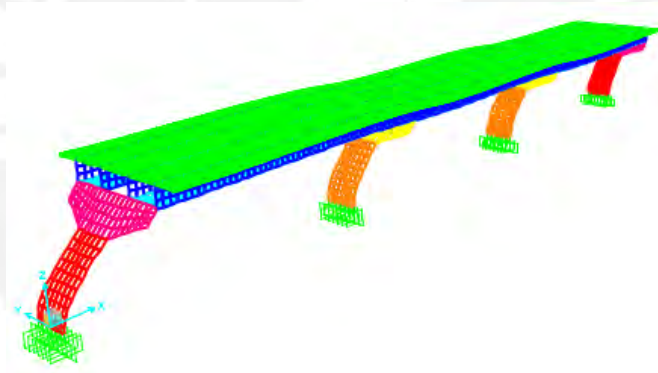


Figura 7.66 Modo 1 del modelo con MEF.

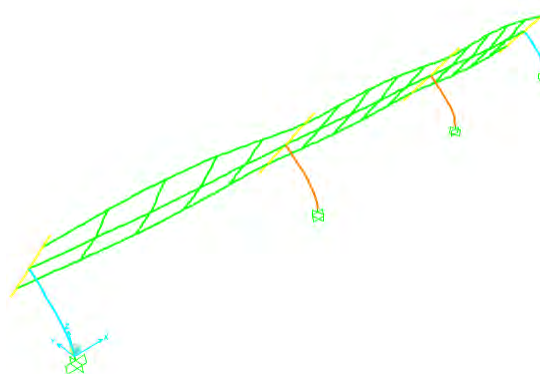


Figura 7.67 Modo 2 del modelo con elementos tipo frame.

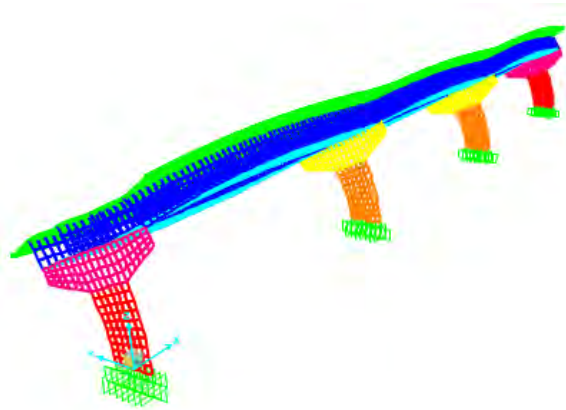


Figura 7.68 Modo 2 del modelo con MEF

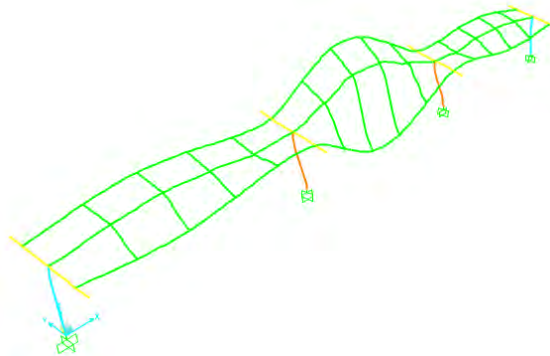


Figura 7.69 Modo 10 del modelo con elementos tipo frame

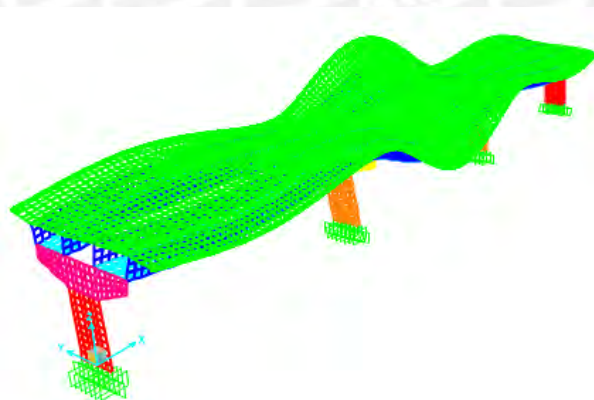


Figura 7.70 Modo 10 del modelo con MEF

Método aproximado

Se va seguir el mismo procedimiento descrito para el puente 1.

Dirección X

$$K = \begin{bmatrix} 110029.49 & 18241.88 & 138550.15 & 138550.15 & 18241.88 \\ 18241.88 & 1041271.13 & 485976.00 & 0 & 0 \\ 138550.15 & 485976.00 & 2470394.58 & 485976.00 & 0 \\ 138550.15 & 0 & 485976.00 & 2470394.58 & 485976.00 \\ 18241.88 & 0 & 0 & 485976.00 & 1041271.13 \end{bmatrix}$$

Después de condensar la matriz, se obtiene la matriz de rigidez lateral:

$K_{Lx} = 97000.0 \text{ ton/m}$

El periodo es 0.32 seg.

Dirección Y

$K_{Ly} = 139432.18 \text{ ton/m}$

El periodo es 0.27 seg.

Después de analizar la información modal de ambos modelos (frame y MEF), se concluye que la estructura es prácticamente de un grado de libertad tanto en la dirección X como en la dirección Y. Ambos modelos no presenta diferencias significativas como se ve en la tabla 7.32.

Tabla 7.32 (a) Comparación entre modelo lineal y MEF, (b) Comparación entre modelo lineal y aproximado-Tabla a

elementos frame			MEF		diferencia a	diferencia
dirección	periodo	masa participante	periodo	masa participante	periodo	masa participante
Tx	0.311628	0.993489	0.344475	0.961624	9.51%	3.20%
Ty	0.290211	0.728594	0.317375	0.680211	8.54%	6.64%

Tabla b

dirección	frame periodo	aproximado periodo	diferencia
Tx	0.311628	0.32	2.16%
Ty	0.290211	0.27	7.48%

7.4.1 Análisis dinámico incremental

Las figuras 7.71 y 7.72 muestran las curvas IDA con el percentil 50 en línea discontinua. Las figuras 7.73 y 7.74 se observa el resumen de curvas IDA.

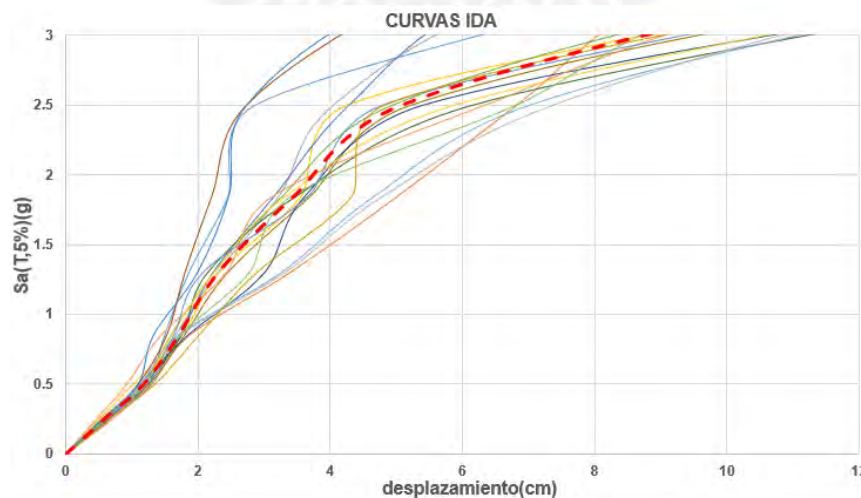


Figura 7.71 Curvas IDA para la dirección X.

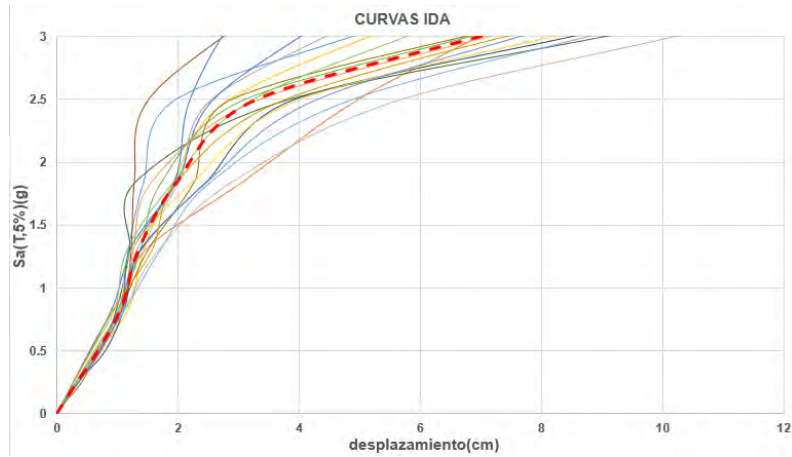


Figura 7.72 Curvas IDA para la dirección Y.

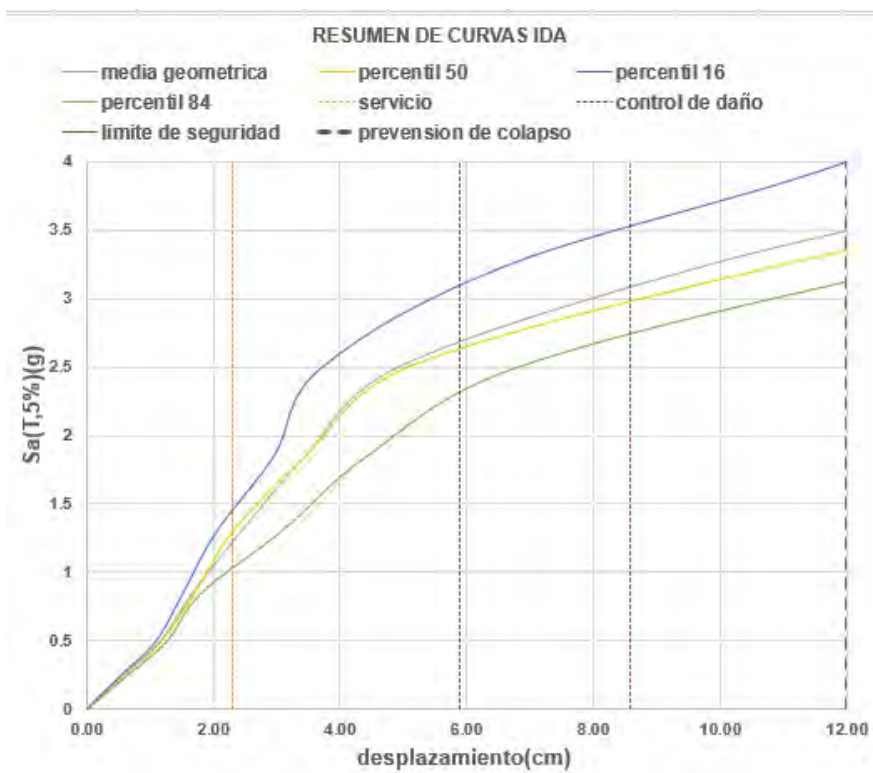


Figura 7.73 Percentiles para la dirección X.

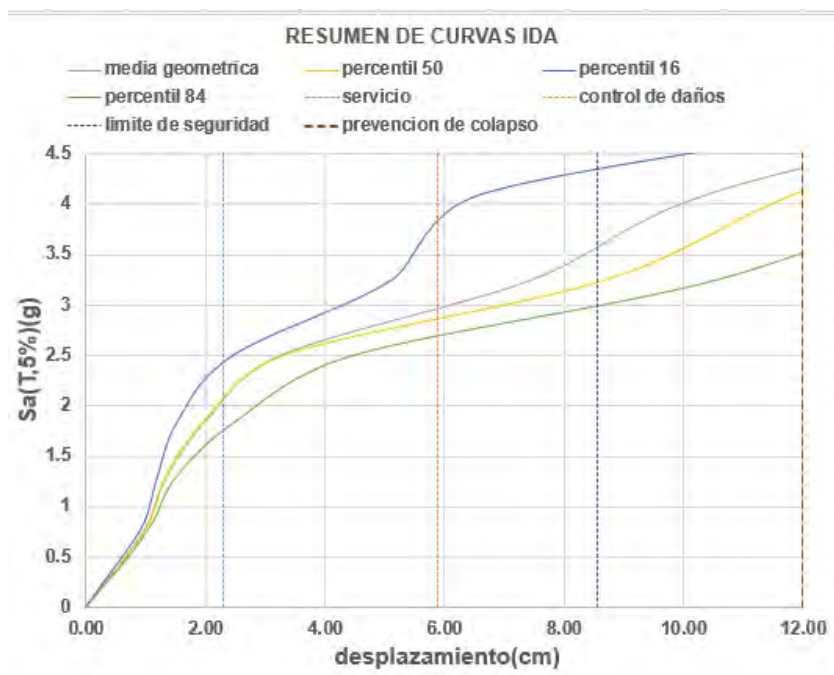


Figura 7.74 Percentiles para la dirección Y.

Análisis a nivel de peligro-estadística descriptiva

Las tablas 7.33 y 7.34 muestran como los coeficientes de variación son similares en ambas direcciones.

Tabla 7.33 Resumen estadístico para la dirección X.

	Sa(g)	media aritmética (cm)	percentil 16 (cm)	percentil 84 (cm)	desviación estándar (cm)	Coefficiente de variación (CV) (%)
frecuente	0.43	1.38	1.28	1.50	0.13	10.16
ocasional	0.53	1.61	1.48	1.73	0.15	10.14
raro	1.01	2.94	2.46	3.63	0.68	27.64
muy raro	1.21	3.53	2.95	4.42	0.78	26.44
extraordinario	1.55	4.74	3.49	6.39	1.35	38.68

Tabla 7.34 Resumen estadístico para la dirección Y.

	Sa(g)	media aritmética (cm)	percentil 16 (cm)	percentil 84 (cm)	desviación estándar (cm)	Coefficiente de variación (CV) (%)
frecuente	0.44	0.89	0.84	0.93	0.07	8.33
ocasional	0.54	1.03	0.96	1.09	0.07	7.29
raro	1.03	1.58	1.33	1.86	0.27	20.30
muy raro	1.23	2.07	1.54	2.51	0.51	33.12
extraordinario	1.57	3.09	2.34	4.08	0.97	41.45

Histogramas

La figura 7.75 y 7.76 muestra como los histogramas tienden a una distribución lognormal cuando el nivel de peligro aumenta.

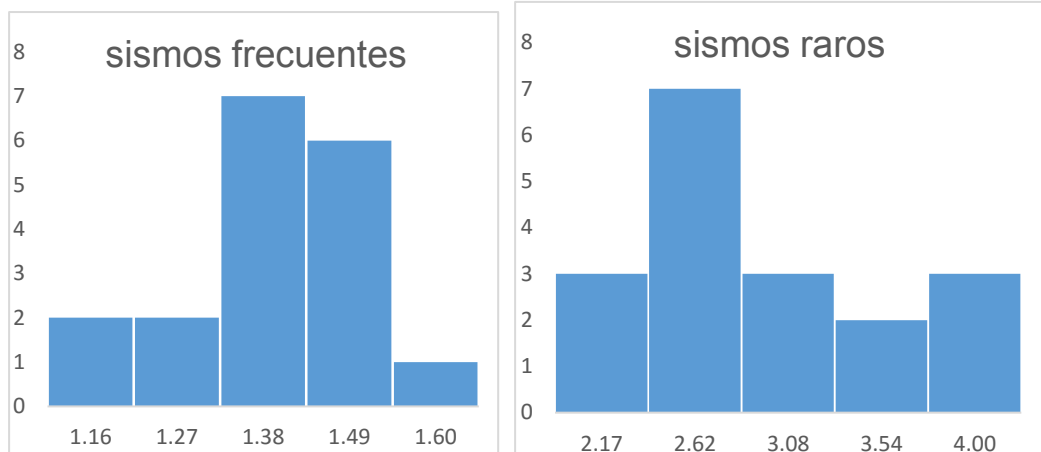


Figura 7.75 Histogramas de frecuencias para la dirección X.

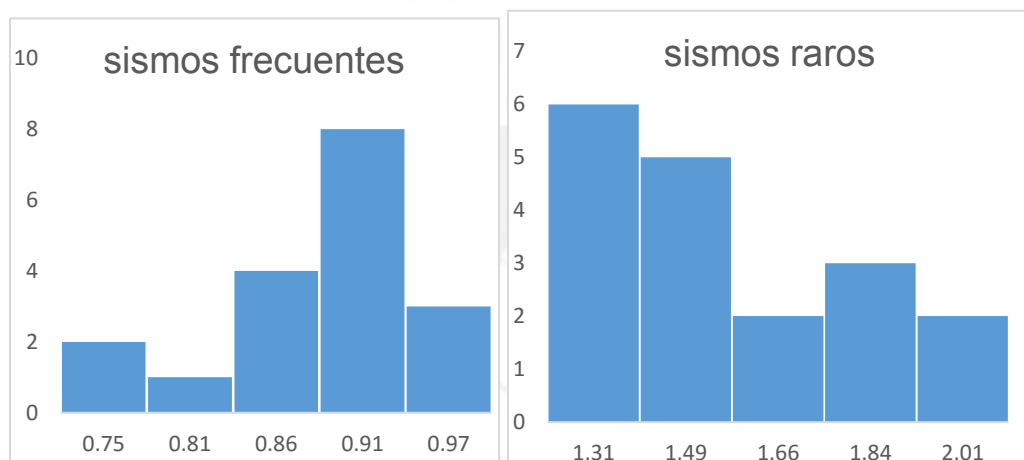


Figura 7.76 Histogramas de frecuencias para la dirección Y.

Frecuencias relativas acumuladas

Las figuras 7.77 y 7.78 muestran las frecuencias relativas acumuladas (ojivas) y los niveles de desempeño aceptados.

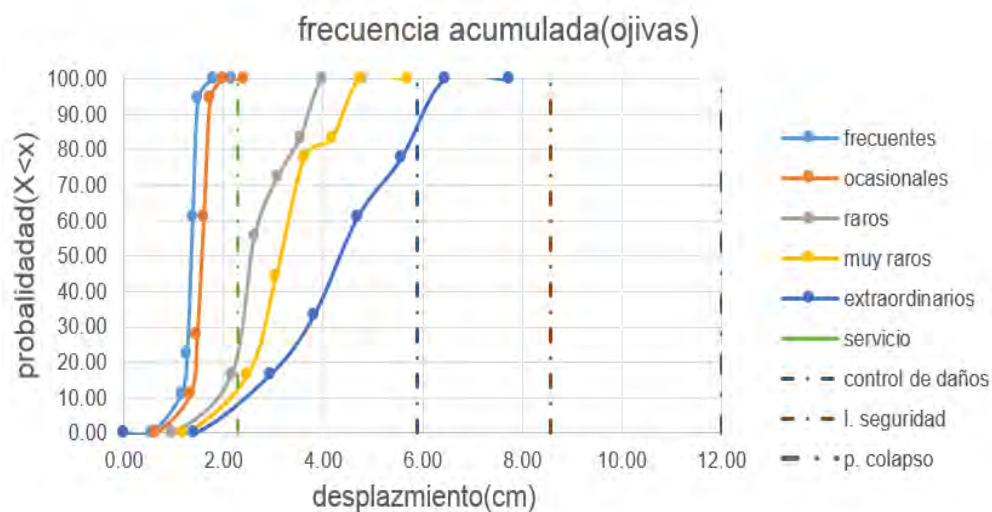


Figura 7.77 Frecuencias relativas acumuladas para la dirección X.

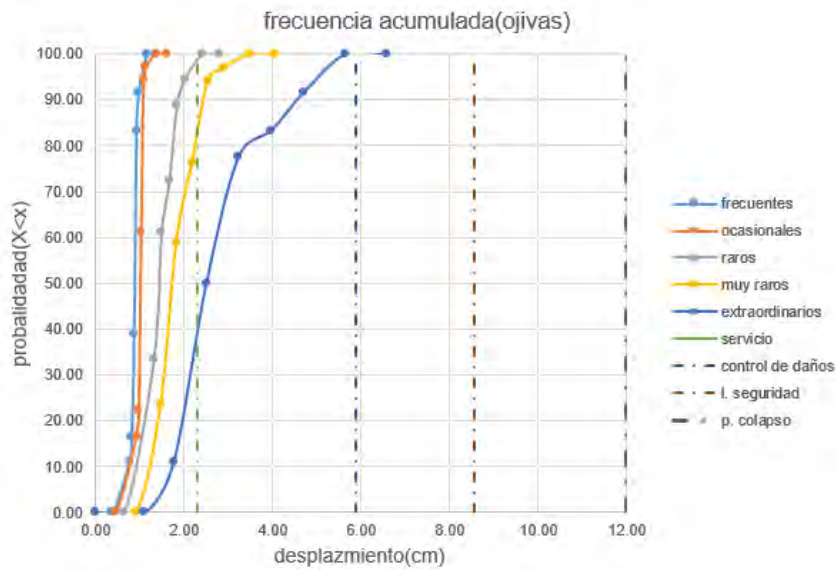


Figura 7.78 Frecuencias relativas acumuladas para la dirección Y.

7.4.2 Curvas de fragilidad usando redes neuronales artificiales y simulación de Montecarlo.

Las figuras 7.79 y 7.80 muestran los resultados de la regresión para la dirección E. El coeficiente de correlación (R) para la prueba manual es 0.977.

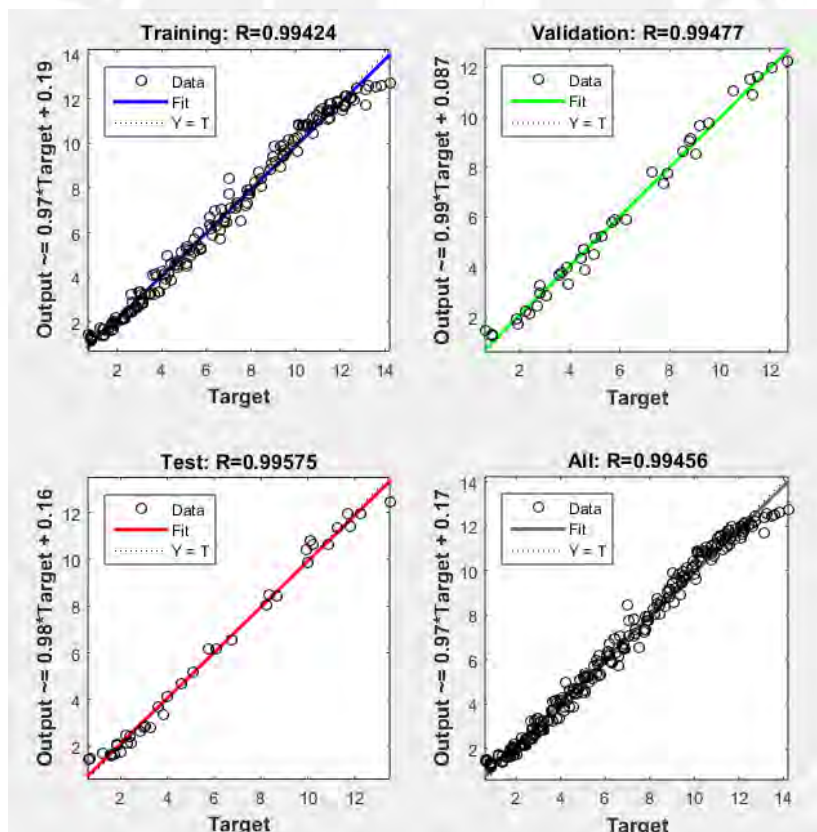


Figura 7.79 Regresión con 4 neuronas-dirección X.

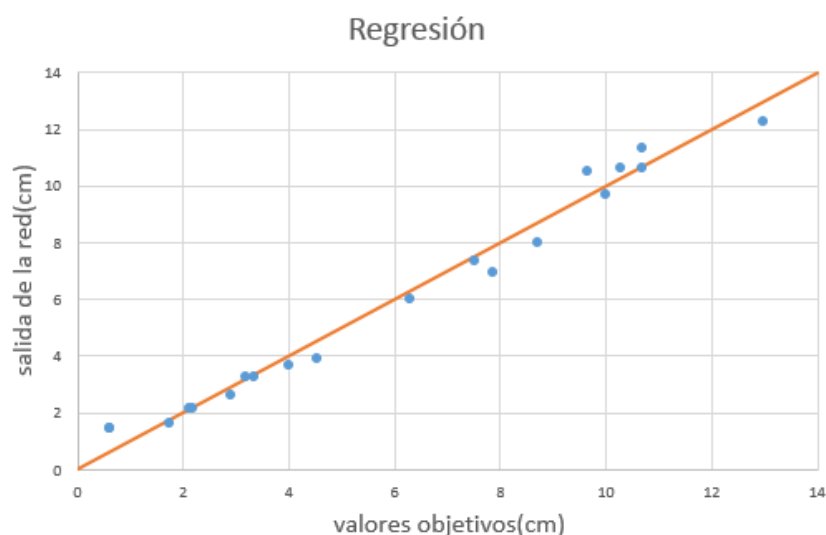


Figura 7.80 Prueba de la regresión

Se realizaron 8 análisis probabilísticos. En la tabla 7.35 y 7.36 se muestran los datos de las variables para el análisis 1 y 8 respectivamente.

Tabla 7.35 Variables aleatorias del análisis probabilístico 1-dirección X.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	1400	1148	1652
Periodo(seg)	Normal	0.29	0.203	0.377
Sa(g)	Lognormal	0.43	0.215	0.86

Tabla 7.36 Variables aleatorias del análisis probabilístico 8-dirección X.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	1400	1148	1652
Periodo(seg)	Normal	0.29	0.203	0.377
Sa(g)	Lognormal	2.00	0.1	4.00

La tabla 7.37 muestra el resumen estadísticos para los 8 análisis probabilísticos.

Tabla 7.37 Resumen estadístico para cada nivel de peligro-dirección X.

Análisis probabilístico	Sa(g) T=0.30seg	media	media geométrica	desviación estándar
Análisis 1	0.43	1.35	1.34	0.18
Análisis 2	0.53	1.50	1.49	0.24
Análisis 3	1.01	2.66	2.55	0.84
Análisis 4	1.21	3.28	3.11	1.17
Análisis 5	1.55	4.58	4.58	4.57
Análisis 6	1.65	4.94	4.94	4.94
Análisis 7	1.75	5.51	5.50	5.50
Análisis 8	2.00	6.35	6.35	6.34

Las figuras 7.81 y 7.82 muestran las funciones de distribución acumulada y las curvas de fragilidad respectivamente.

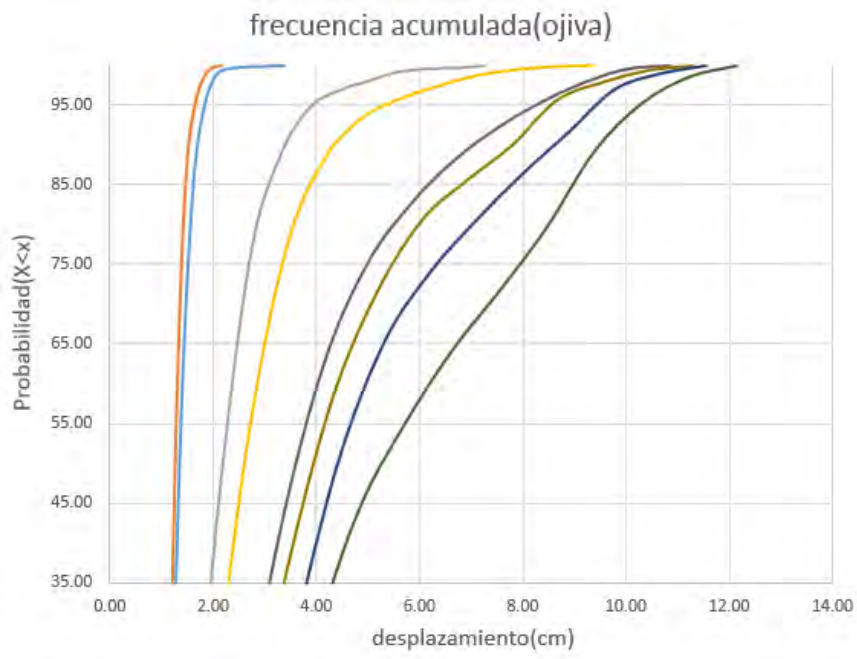


Figura 7.81 Frecuencias acumuladas-dirección X.

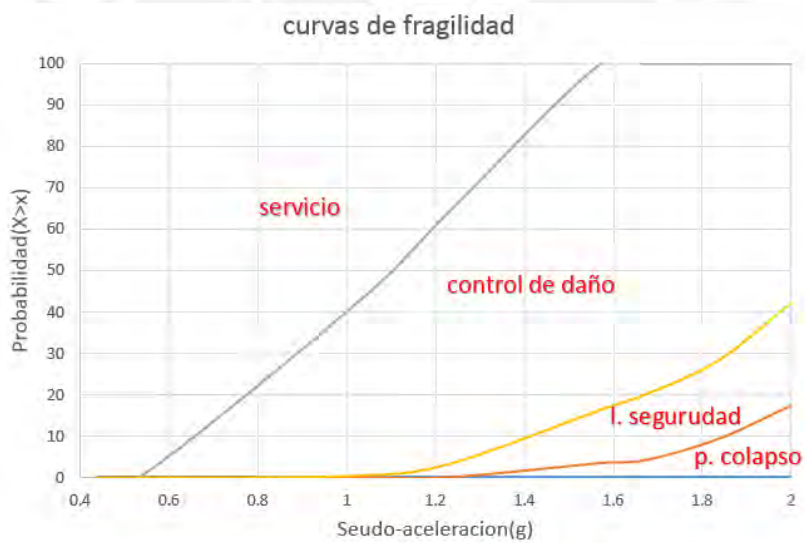


Figura 7.82 Curvas de fragilidad-dirección X.

Las figuras 7.83 y 7.84 muestran los resultados de la regresión en la dirección Y. El coeficiente de correlación(R) para la prueba manual es 0.996.

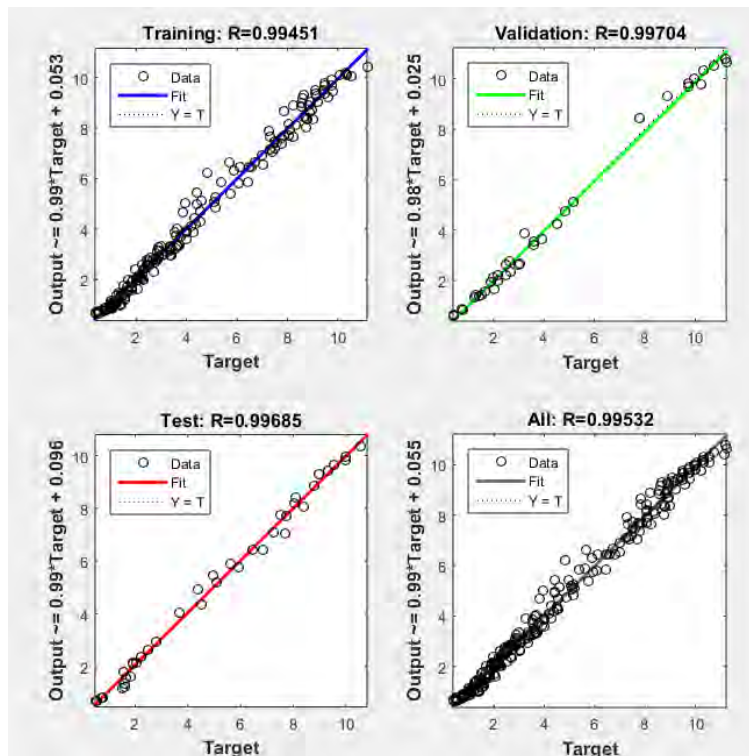


Figura 7.83 Regresión con 4 neuronas -dirección Y.

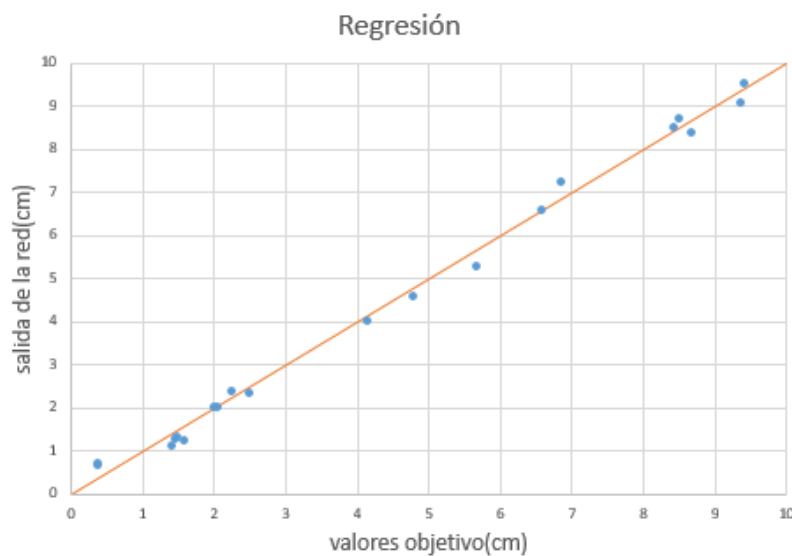


Figura 7.84 Prueba de la regresión-dirección Y.

En las tablas 7.38 y 7.39 se muestran los datos de las variables para el análisis 1 y 8 respectivamente.

Tabla 7.38 Variables aleatorias del análisis probabilístico 1-dirección Y.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	2290	1878	2702
Periodo(seg)	Normal	0.29	0.203	0.377
Sa(g)	Lognormal	0.44	0.22	0.88

Tabla 7.39 Variables aleatorias del análisis probabilístico 8-dirección Y.

	distribución	Media	Valor mínimo	Valor máximo
Resistencia(ton*m)	Normal	2290	1878	2702
Periodo(seg)	Normal	0.29	0.203	0.377
Sa(g)	Lognormal	2	1	4

La tabla 7.40 muestra el resumen estadístico para los 8 análisis probabilísticos.

Tabla 7.40 Resumen estadístico para cada nivel de peligro-dirección Y.

Análisis probabilístico	Sa(g) T=0.30seg	media	media geométrica	desviación estándar
Análisis 1	0.44	0.75	0.74	0.14
Análisis 2	0.54	0.89	0.87	0.20
Análisis 3	1.03	1.69	1.62	0.55
Análisis 4	1.23	2.10	1.97	0.91
Análisis 5	1.57	2.86	2.86	2.86
Análisis 6	1.70	3.26	3.26	3.26
Análisis 7	1.80	3.78	3.78	3.78
Análisis 8	2.00	4.34	4.34	4.33

Las figuras 7.85 y 7.86 muestran las funciones de distribución acumulada y las curvas de fragilidad.

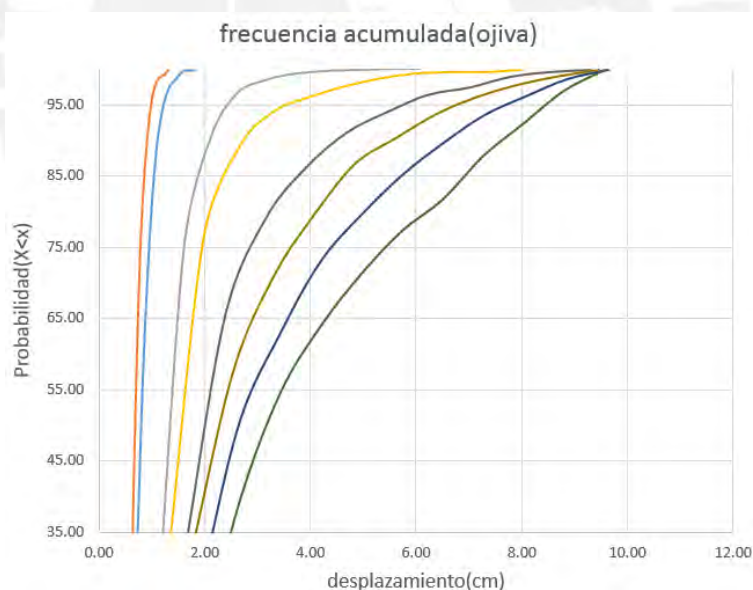


Figura 7.85 Frecuencias acumuladas-dirección Y.

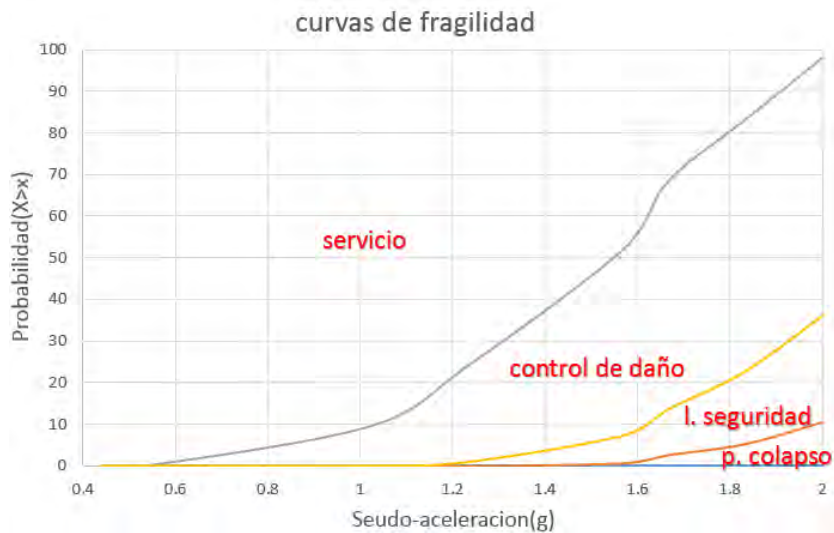


Figura 7.86 Curvas de fragilidad-dirección Y.

7.5 Estadística inferencial

Con el conjunto de datos obtenidos en el análisis dinámico incremental también es posible inferir parámetros poblacionales.

7.5.1 Media poblacional

Las tablas 7.41 a 7.44 muestran los cálculos parciales para el cálculo de la media poblacional.

Tabla 7.41 Media poblacional para el puente 1-dirección X

MEDIA POBLACIONAL					
	frecuente	ocasional	raro	muy raro	extraordinario
Media	3.40	4.00	5.85	6.71	8.73
Desviación estándar	0.24	0.26	0.40	0.72	1.39
Numero de datos (n)	18	18	18	18	18
Nivel de significancia	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Parámetro t-student	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
Límite-inferior	3.28	3.87	5.66	6.35	8.03
Límite-superior	3.53	4.13	6.05	7.07	9.42

Tabla 7.42 Media poblacional para el puente 1-dirección Y

MEDIA POBLACIONAL					
	frecuente	ocasional	raro	muy raro	extraordinario
Media	5.43	6.41	11.05	13.39	16.16
Desviación estándar	0.28	0.31	1.66	3.02	4.64
Numero de datos (n)	18	18	18	18	18
Nivel de significancia	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Parámetro t-student	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11

Límite-inferior	5.29	6.25	10.22	11.88	13.85
Límite-superior	5.57	6.57	11.87	14.89	18.47

Tabla 7.43 Media poblacional para el puente 2-dirección X

MEDIA POBLACIONAL					
	frecuente	ocasional	raro	muy raro	extraordinario
Media	1.38	1.61	2.94	3.53	4.74
Desviación estándar	0.13	0.15	0.68	0.78	1.35
Numero de datos (n)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Nivel de significancia	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Parámetro t-student	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
Límite-inferior	1.32	1.53	2.60	3.14	4.06
Límite-superior	1.45	1.68	3.28	3.92	5.41

Tabla 7.44 Media poblacional para el puente 2-dirección Y

MEDIA POBLACIONAL					
	frecuente	ocasional	raro	muy raro	extraordinario
Media	0.89	1.03	1.58	2.07	3.09
Desviación estándar	0.07	0.07	0.27	0.51	0.97
Numero de datos (n)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Nivel de significancia	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Parámetro t-student	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
Límite-inferior	0.85	1.00	1.45	1.81	2.61
Límite-superior	0.92	1.07	1.71	2.32	3.58

Para el puente 1 en la dirección X los intervalos para la media poblacional son [3.28-3.53] cm y [6.35-7.07] cm con un nivel de confianza del 95%, para sismos frecuentes y muy raros respectivamente.

La figura 7.87 muestra como el intervalo es más disperso conforme el desplazamiento y nivel de confianza aumentan.

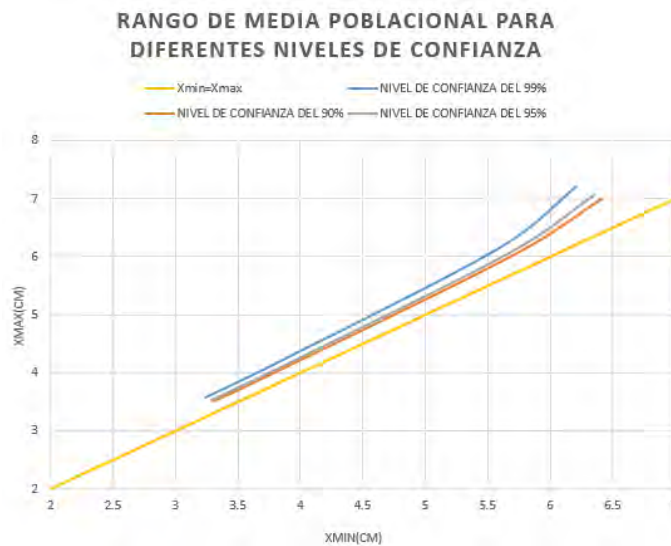


Figura 7.87 Variación de límites de media poblacional

7.5.2 Proporción poblacional

La tabla 7.45 muestra el percentil 84 para el puente 1 en la dirección X.

Tabla 7.45 Percentil 84 para distintos niveles de peligro

	Sa(g)	X<x
frecuente	0.39	3.61cm
ocasional	0.47	4.24cm
raro	0.91	6.15cm
muy raro	1.09	7.29cm
extraordinario	1.38	10.46cm

A nivel muestral se puede interpretar por ejemplo que para un sismo raro la probabilidad que el desplazamiento sea menor a 6.15cm es 84%.

La tabla 7.46 muestra los cálculos parciales para la proporción poblacional.

Tabla 7.46 Proporción poblacional para el puente 1-dirección X

Cálculos de la proporción poblacional		
Probabilidad de éxito	p	84
Probabilidad de fracaso	q	16
Tamaño de la muestra	n	18
Error admitido	Nivel de significancia	0.05
Parámetro de tabla normal	Z	1.96
	Limite-inferior	67.06
	Limite-superior	100

A nivel poblacional para un sismo raro la probabilidad que el desplazamiento sea menor a 6.15cm está en el rango de probabilidades de [67.06-100] % con un nivel de confianza del 95%.

Como el tamaño de la muestra (n) y el nivel de significancia son constantes el rango de variación es aproximadamente constante como se aprecia en la figura 7.88.

El rango va variar si el tamaño de la muestra aumenta.

Entonces para este caso se puede generalizar de la siguiente forma:

Si la probabilidad($X < x_i$) = 50% a nivel muestral.

Como población se interpreta que la probabilidad está en el intervalo [26.90-73.10] % con un nivel de confianza del 95%.

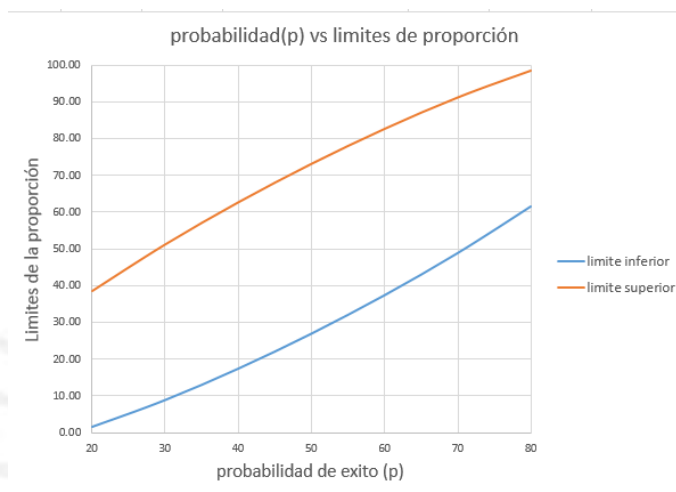


Figura 7.88 Límites de proporción poblacional

7.6 Análisis Push-over

Curvas de capacidad

Las figuras 7.89 a 7.92 muestran las curvas de capacidad para la dirección X e Y.

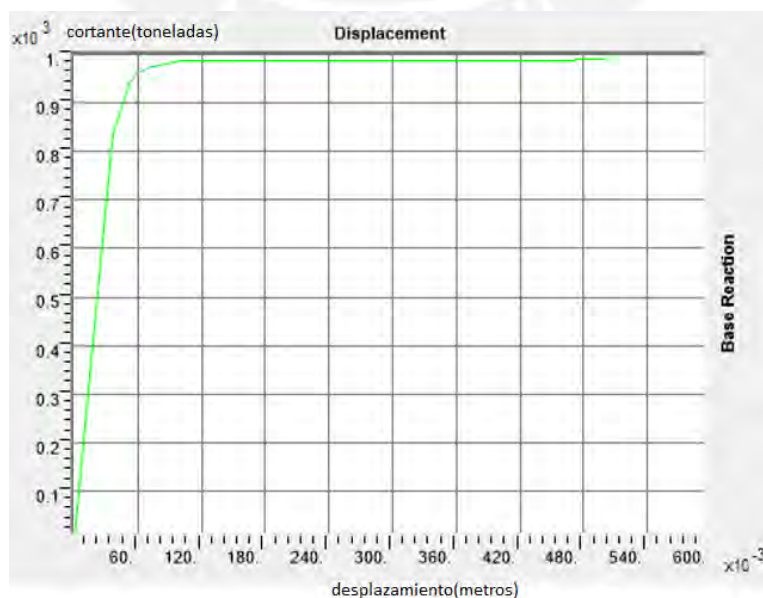


Figura 7.89 Curva de capacidad para el puente 1 en la dirección X.

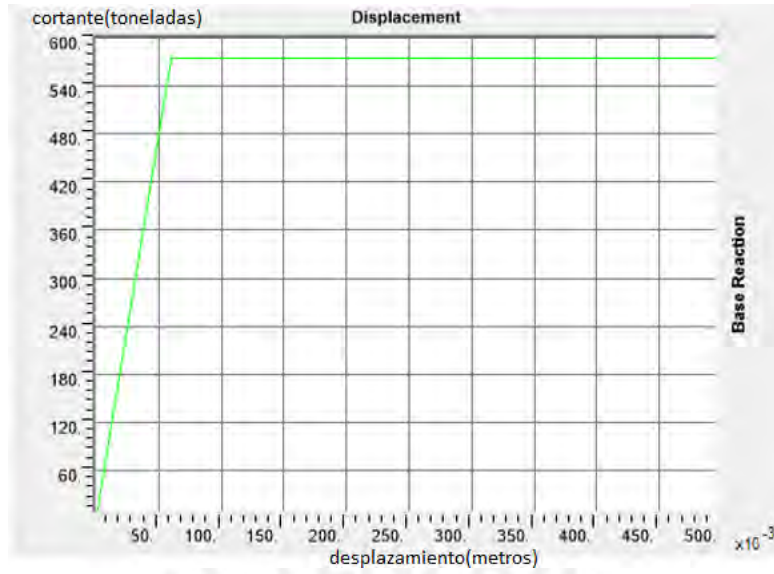


Figura 7.90 Curva de capacidad para el puente 1 en la dirección Y.

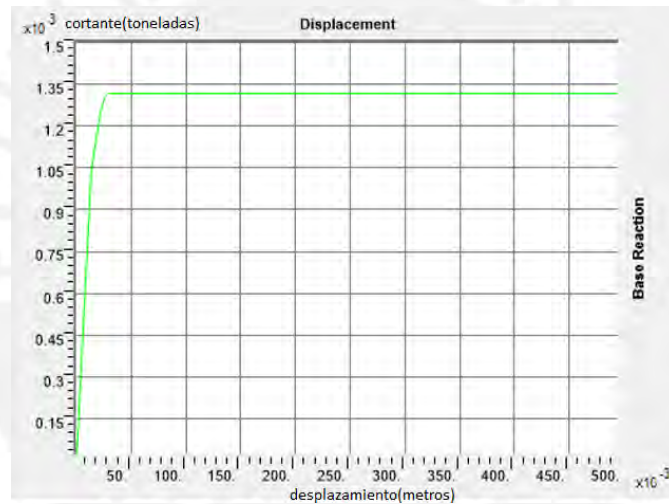


Figura 7.91 Curva de capacidad para el puente 2 en la dirección X

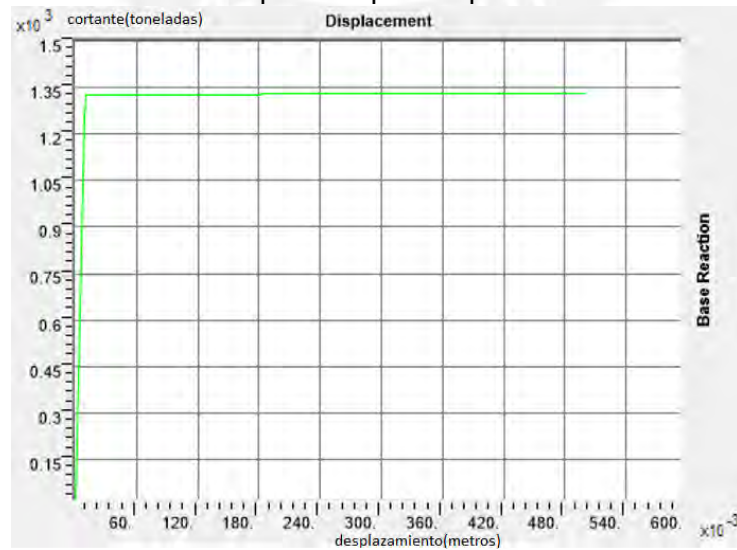


Figura 7.92 Curva de capacidad para el puente 2 en la dirección Y.

Determinación de los puntos de desempeño

Los documentos ATC-40 y el ATC-55(FEMA 440) recomiendan 3 procedimientos para la evaluación del desempeño. El procedimiento que se va usar va ser dibujar los espectros reducidos para distintas ductilidades y bosquejar “la curva con posibles puntos de desempeño”, ver la figura 7.93.

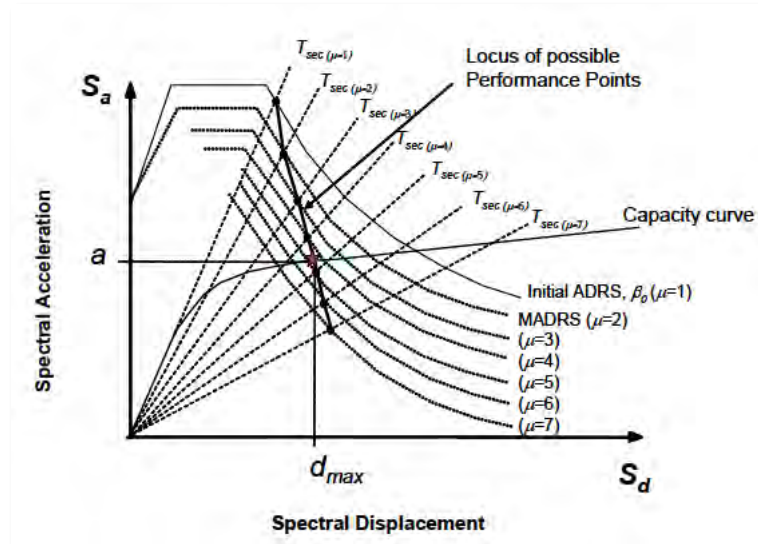


Figura 7.93 Curvas de posibles puntos de desempeño [11]

Las figuras 7.94 a 7.97 muestran los puntos de desempeño para la dirección X e Y. La tabla 7.36 muestra el resumen de los desplazamientos de desempeño para sismos raros.

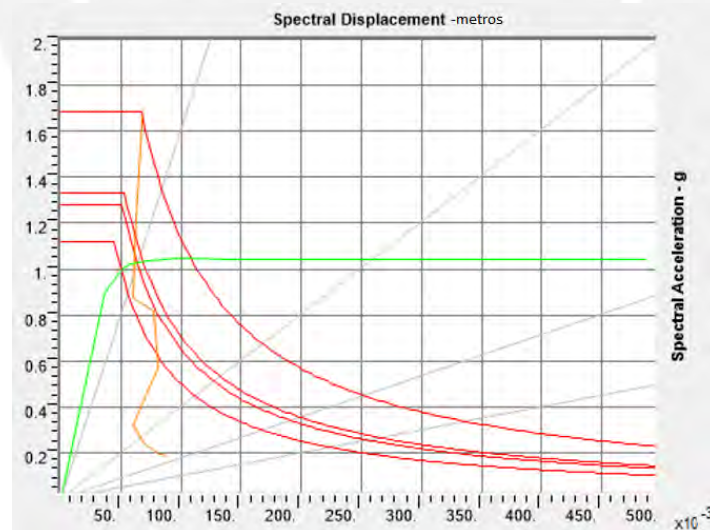


Figura 7.94 Punto de desempeño para el puente 1-dirección X

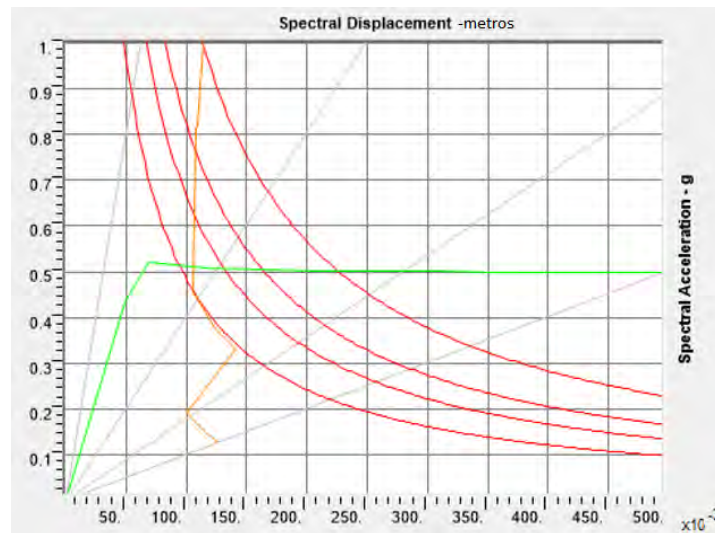


Figura 7.95 Punto de desempeño para el puente 1-dirección Y

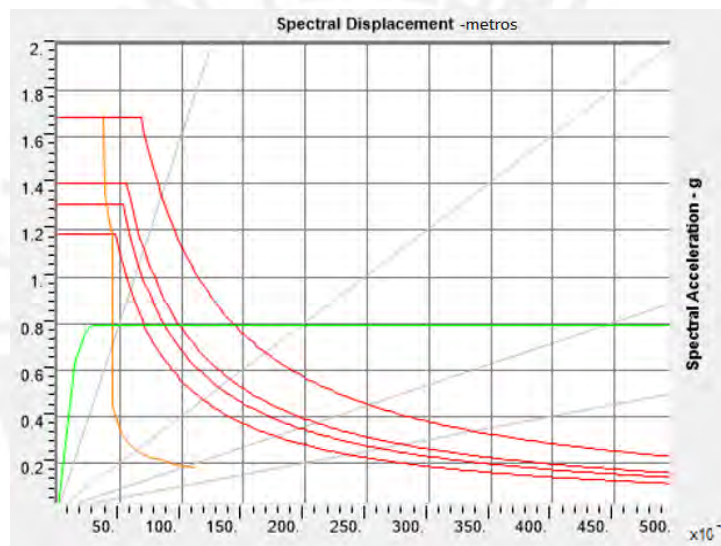


Figura 7.96 Punto de desempeño para el puente 2-dirección X

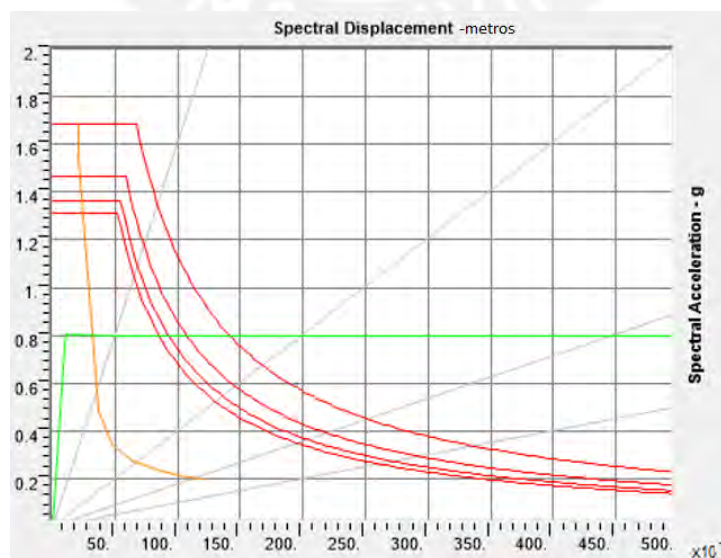


Figura 7.97 Punto de desempeño para el puente 2-dirección Y

Tabla 7.47 Desplazamientos de desempeño para sismos raros

	dirección X	dirección Y
Puente 1	6.20 cm	10.60 cm
Puente 2	4.40 cm	2.60 cm

7.7 Evaluación con análisis tiempo historia

Para la evaluación tiempo historia se va usar los 9 acelerogramas usados en el IDA, con las dos componentes perpendiculares. Según la metodología usada para obtener dichos acelerogramas, estos son representativos del peligro donde se ubica la estructura.

La figura 7.98 muestra una componente del terremoto de 1966 en Lima.

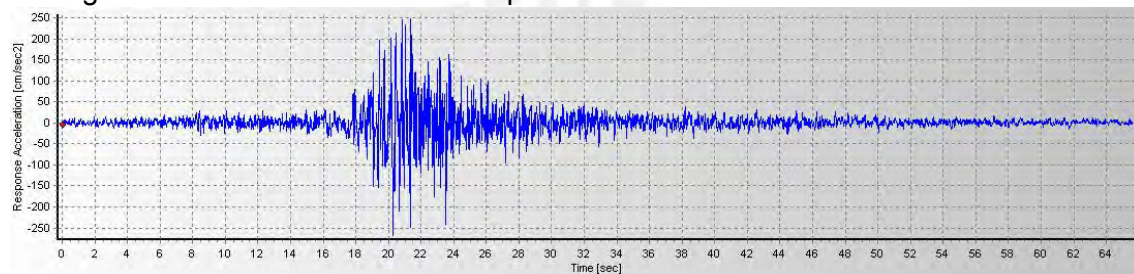


Figura 7.98 Acelerograma del sismo de 1966 en Lima de componente N08E con aceleración pico 268 cm/seg²

Proceso de escalamiento

Para el escalamiento se va seguir los lineamientos de la norma peruana E030; el cual especifica requisitos mínimos para el promedio de espectros y para un rango de periodos de $0.2T_f$ a $1.5T_f$, donde T_f es el periodo fundamental. Para escalar se usó el programa SEISMOMATCH.

La figura 7.99 muestra el proceso de escalamiento para cumplir con el espectro de sismo raro y la figura 7.100 muestra el acelerograma resultante. Notar que se escaló solo para el rango de periodos que pide la norma E030.

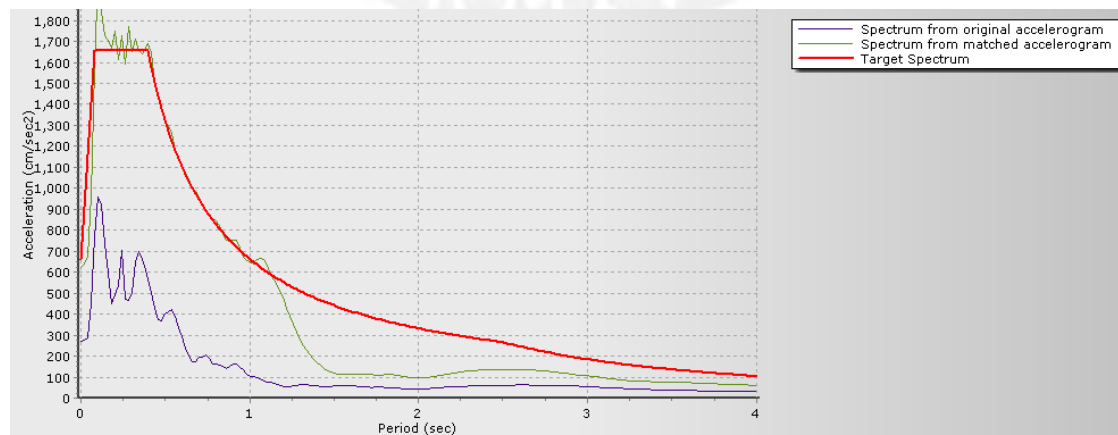


Figura 7.99 Escalamiento del sismo de 1966 de componente N08E para sismos raros

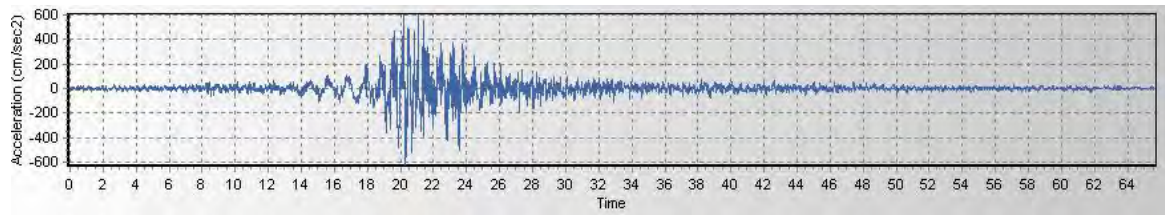


Figura 7.100 Acelerograma resultante del proceso de escalamiento

Las figuras 7.101 y 7.102 muestran las frecuencias relativas acumuladas. La tabla 7.48 muestra un resumen estadístico.

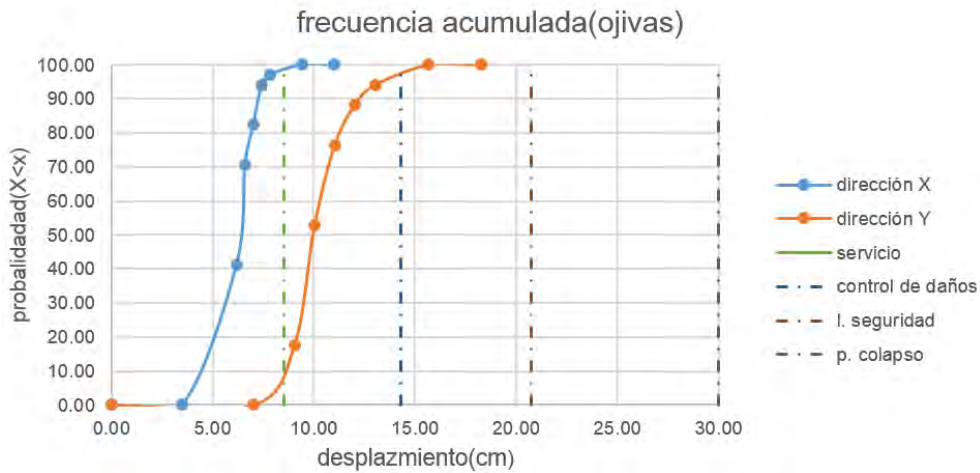


Figura 7.101 Frecuencias relativas acumuladas para el puente 1.

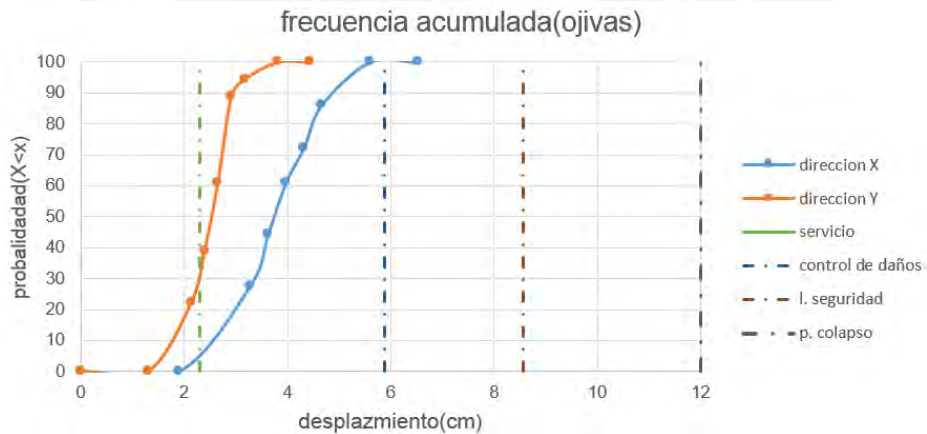


Figura 7.102 Frecuencias relativas acumuladas para el puente 2.

Tabla 7.48 Resumen estadístico

	dirección	media aritmética(cm)	percentil 16(cm)	percentil 84(cm)	desviación estándar(cm)	Coficiente de variación (%)
Puente 1	dirección X	6.68	6.09	7.37	0.63	9.43
	dirección Y	10.94	9.50	12.77	1.55	14.17
Puente 2	dirección X	3.91	3.14	4.56	0.60	15.35
	dirección Y	2.63	2.20	2.94	0.37	14.07

7.8 Pruebas de bondad de ajuste

Para inferir la distribución de una variable aleatoria se hacen pruebas de bondad de ajuste. Cuando las muestras no son grandes es recomendable la prueba chi-cuadrado y cuando las muestras son grandes una mejor aproximación es la prueba de Kolmogórov-Smirnov. Para ejemplificar el procedimiento se va a analizar los datos del puente 1 en la dirección Y. Para los 18 datos del análisis dinámico incremental se va a usar la prueba chi-cuadrado y para los 1000 datos obtenidos usando redes neuronales artificiales se va a usar la prueba de Kolmogórov-Smirnov.

7.8.1 Prueba chi-cuadrado

1) Prueba de normalidad

Ho (hipótesis nula) = la distribución es normal

Ho (hipótesis alternativa)=la distribución no sigue una distribución normal.

Se admite un nivel de significancia de 5%.

Justificación de cálculo para los sismos frecuentes

Dividiendo la campana de Gauss en 6 zonas (marca de clase 6), con la probabilidad de cada zona de $1/6(0.167)$. La tabla 7.49 muestra cómo se divide el espacio muestral.

Tabla 7.49 División del espacio muestral

acumulado	Z(normalizado)	media	desviación estándar	clase
0.17	-0.97	5.43	0.28	5.16
0.33	-0.43	5.43	0.28	5.31
0.50	0.00	5.43	0.28	5.43
0.67	0.43	5.43	0.28	5.55
0.83	0.97	5.43	0.28	5.71

Se elabora el cuadro de frecuencias (Tabla 7.50) donde Fo son las frecuencias según los datos obtenidos o calculados. Fe son las frecuencias según una distribución normal.

Tabla 7.50 Cálculos parciales de la Chi-cuadrado para sismos frecuentes.

	clase	Límite inferior	Límite superior	marca de clase	Frecuencia Calculada (Fo)	Frecuencia Ideal (Fe)	X2	
Xmin	4.92	1.00	4.92	5.16	5.04	3.00	2.00	1.64
Xmax	6.01	2.00	5.16	5.31	5.23	3.00	3.00	3.33
rango	1.08	3.00	5.31	5.43	5.37	2.00	4.00	4.15
		4.00	5.43	5.55	5.49	5.00	4.00	4.15
		5.00	5.55	5.71	5.63	2.00	3.00	3.33

		6.00	5.71	6.01	5.86	3.00	2.00	1.40
						18.00	18.00	4.82

Se compara la chi-cuadrado calculada con la chi-cuadrado crítica asumiendo un nivel de significancia y hallando los grados de libertad.

Grados de libertad= 6-2-1= 3

De las tablas, chi-cuadrado crítica es 7.81.

Como $X^2_{calculada} (4.82) < x^2_{critica} (7.81)$ entonces se cumple la hipótesis nula; es decir la distribución de la población sigue una distribución normal. La tabla 7.51 muestra que en niveles de peligro más elevado no se cumple la hipótesis nula.

Tabla 7.51 Prueba de normalidad

	frecuente		ocasional		raro		muy raro		extraordinario	
	X2 calculada	X2 crítico	X2 calculada	X2 crítico	X2 calculada	X2 crítico	X2 calculada	X2 crítico	X2 calculada	X2 crítico
clases-6	4.82	7.81	5.14	7.81	6.28	7.81	10.58	7.81	16.53	7.81
conclusión	Se acepta Ho		Se acepta Ho		Se acepta Ho		Se rechaza Ho		Se rechaza Ho	

2) Prueba de lognormalidad.

Ahora se asumen las siguientes hipótesis:

Ho (hipótesis nula) = la distribución es lognormal

Ho (hipótesis alternativa)=la distribución no sigue una distribución lognormal.

La tabla 7.52 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 7.52 Prueba de lognormalidad

	muy raro		extraordinario	
	X2 calculada	X2 crítico	X2 calculada	X2 crítico
clases-6	6.48	7.81	11.21	7.81
conclusión	Se acepta Ho		-	

Para sismos extraordinarios incluso con un nivel de significancia de 0.1% el valor calculado es mayor al crítico ($16.53 > 16.06$) para la prueba de normalidad. Para la prueba de lognormalidad con un nivel de significancia de 1% el valor calculado es menor al crítico ($11.21 < 11.34$).Entonces se infiere que la distribución tiende a ser lognormal y no normal.

7.8.2 Prueba de Kolmogórov-Smirnov

Para un nivel de significancia de 5% y un tamaño de muestra(n) de 1000 según la tabla de Kolmogórov-Smirnov se aplica la siguiente expresión:

$$Valor\ critico(VC) = \frac{1.36}{\sqrt{n}}$$

V.C=0.043

Se realizaron dos pruebas una de normalidad y otra de lognormalidad, las hipótesis son las mismas de la prueba Chi-cuadrado. La hipótesis nula se va cumplir cuando: Estimador < Valor crítico(V.C)

La tabla 7.53 muestra los cálculos para sismos frecuentes y la tabla 7.54 los resultados obtenidos con la prueba.

Tabla 7.53 Cálculos parciales de Kolmogórov-Smirnov

clase	Limite inferior	Limite superior	Marca De clase	frecuencia	frecuencia relativa	frecuencia relativa acumulada	frecuencia acumulada ideal	diferencia
1	6.10	6.38	6.24	24	24	0.024	0.052	0.028
2	6.38	6.66	6.52	103	127	0.127	0.135	0.008
3	6.66	6.94	6.80	183	310	0.310	0.283	0.027
4	6.94	7.23	7.08	226	536	0.536	0.481	0.055
5	7.23	7.51	7.37	180	716	0.716	0.685	0.031
6	7.51	7.79	7.65	125	841	0.841	0.843	0.002
7	7.79	8.07	7.93	72	913	0.913	0.938	0.025
8	8.07	8.35	8.21	56	969	0.969	0.980	0.011
9	8.35	8.63	8.49	21	990	0.990	0.995	0.005
10	8.63	8.92	8.78	7	997	0.997	0.999	0.002
11	8.92	9.20	9.06	4	1000	1.000	1.000	0.001
				1000			Estimador	0.055

Tabla 7.54 Estimadores de Kolmogórov-Smirnov

Sa(g)	prueba de normalidad	Prueba de lognormalidad
0.42	0.055	0.044
0.49	0.048	0.032
0.97	0.072	0.042
1.20	0.058	0.030
1.47	0.067	0.025
1.80	0.075	0.029
2.20	0.065	0.018
2.60	0.050	0.023
2.80	0.052	0.035
3.00	0.034	0.037

La figura 7.103 muestra como para niveles de peligro alto la prueba de lognormalidad se aleja del límite con significancia de 5%.

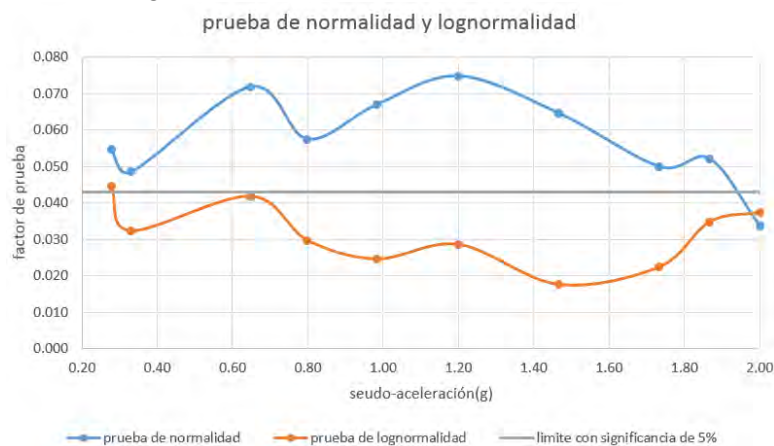


Figura 7.103 Resultados de prueba de Kolmogórov-Smirnov

Se puede observar que la prueba arroja un comportamiento lognormal incluso en niveles de peligro bajo. Esto puede deberse a que los resultados son producto de la simulación de tres variables aleatorias.

Ambas pruebas muestran una tendencia a la lognormalidad cuando el peligro aumenta. Se debe acotar que existen pruebas más potentes para investigar la función de distribución de probabilidad de una variable aleatoria.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

-Según los resultados del análisis dinámico incremental los dos puentes muestran que para sismos frecuentes y ocasionales la estructura se encuentra en la zona de servicio. Para sismos raros la estructura algunas veces ingresa a la zona de control de daños con cierta probabilidad pero en ningún caso para ese nivel de peligro ingresa a la zona de límite de seguridad. Para sismos muy raros las estructuras alcanzan solo la zona de límite de seguridad pero en ningún caso llegan a la zona de prevención de colapso. Remarcando que solo el puente 1 en la dirección Y alcanza la zona de límite de seguridad.

-Con respecto a la comparación de métodos para sismos raros el puente 1 en la dirección Y el análisis pushover arroja un desplazamiento de desempeño de 10.60cm, mientras el análisis tiempo historia, según la norma E030, arroja que ese desplazamiento tiene una probabilidad de ser excedido de 45%.El análisis con IDA da un porcentaje de excedencia de 49%.La evaluación usando redes neuronales da un porcentaje de excedencia de 34%.Los tres métodos probabilistas tienen resultados del mismo orden de magnitud. Se aprecia la ventaja de usar métodos que expresen la respuesta en términos probabilistas y no solo en parámetros determinísticos.

-El análisis dinámico incremental es un método que genera una base de datos bastante amplia. La generación de estadísticos sobre esa base de datos es muy variada y puede ser tanto desde un punto de vista muestral como poblacional. El hecho de tener mayor variedad en los estadísticos hace que la interpretación de resultados y la toma de decisiones sea más precisa.

-Es común realizar el tratamiento estadístico a nivel muestral con valores de centralización y dispersión. También se usan parámetros como los percentiles, cuartiles o deciles para dar la repuesta en forma probabilista.

-Para el puente 1 en la dirección Y la media muestral en un sismo raro es 11.50cm y su desviación estándar es de 1.66cm.Usando la curva del percentil 84 para ese nivel de peligro se tiene un desplazamiento de 12.84cm lo cual se interpreta que la probabilidad que el desplazamiento sea menor a ese valor es de 84%.

-También es posible hacer inferencias a nivel poblacional para la media y proporción poblacional, usando la distribución T-student y normal respectivamente, para muestras pequeñas.

-El puente 1 en la dirección Y para un nivel de sismo raro la media poblacional está en el intervalo de [10.22-11.87] cm con un nivel de confianza de 95%.Cabe señalar que el rango de variación va ser mayor a medida que el nivel de peligro aumente porque la desviación estándar también aumenta, así para un nivel de sismos muy raro el rango de variación es de [11.88-14.89] cm para el mismo nivel de confianza.

-Para el puente 1 en la dirección Y la proporción poblacional varía en el rango de [67.06-100%] con un nivel de confianza de 95% cuando la probabilidad de éxito es 84% o cuando el percentil muestral es 84. Ese rango de variación puede ir disminuyendo a medida que el tamaño de la muestra crezca.

-Los histogramas para los desplazamientos muestran una tendencia al comportamiento normal o lognormal, pero una manera formal para inferir esas distribuciones desde el punto de vista estadístico, es hacer pruebas de bondad de ajuste (pruebas de hipótesis).

-La prueba chi-cuadrado muestra tendencias al comportamiento normal para peligros bajos y comportamiento lognormal cuando el peligro aumenta.

-La prueba Kolmogórov-Smirnov muestra una mayor tendencia a la distribución de lognormal cuando el nivel de peligro aumenta.

-Con el uso de redes neuronales artificiales se creó un “reemplazo” del análisis tiempo historia no lineal donde se pudo realizar una simulación de Montecarlo crudo o básico. Se realizaron 1000 simulaciones por nivel de peligro usando la red neuronal entrenada.

-Se “probó” el sistema de redes neuronales artificiales para las variables aleatorias pseudo-aceleración, resistencia y periodo. Las curvas de regresión y el coeficiente de correlación obtenidos en la “etapa de prueba” demostraron que el entrenamiento y la regresión son aceptables. **En consecuencia se demostró que las redes neuronales artificiales son una técnica de regresión estadística poderosa para predecir la respuesta de sistemas no lineales.**

-Cuando se usaron dos o tres neuronas no se obtenían buenas predicciones. Con el uso de cinco neuronas los resultados también mostraron menos precisión que con cuatro. En consecuencia se comprobó para este caso particular que solo es necesario el uso de una capa intermedia con cuatro neuronas para lograr una generalización aceptable.

-Una función de transferencia comúnmente usada para regresiones no lineales es la logaritmo-sigmoide. Se usó también la función tangente –sigmoide mostrando resultados muy similares a la otra función.

-Los resultados del entrenamiento fueron aceptables sin embargo si se hubiese querido optimizar más el proceso de entrenamiento una alternativa es obtener más resultados de análisis no lineales sobretodo en la zona donde no se obtuvo buenas regresiones y con esta base de datos adicional volver a entrenar la red.

-En este trabajo se propuso una metodología para generar curvas de fragilidad usando redes neuronales artificiales. Tener una red adecuadamente entrenada es una herramienta poderosa para generar curvas de distribución de manera práctica y así con ello las curvas de fragilidad.

-La simulación de Montecarlo es una técnica donde se toman en cuenta la distribución de probabilidad de las variables pero su costo computacional es elevado debido que para obtener respuestas con niveles de confianza altos se necesitan muchas simulaciones. Una solución es usar una técnica de muestreo estratificado para reducir

los análisis no lineales. Otra alternativa, como la usada en este trabajo, es sustituirla por un método de regresión para sistemas no lineales.

-Las redes neuronales artificiales son ampliamente usados en diversos campos de la ciencia como método de regresión. En este trabajo se usó como reemplazo de un modelo matemático dentro del campo de la ingeniería sísmoresistente. Los resultados de este trabajo fueron satisfactorios y se validó una vez más su uso dentro de esta rama de la ciencia.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ministerio de Fomento. (2000). Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras. Madrid- España.
- [2] De la Vega S. (2012). Proceso constructivo de puentes integrales cortos. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Autónoma de México. D.F- México.
- [3] Torrico L. (2005). Puentes integrales. FHECOR-ingenieros consultores. III Congreso ACHE Puentes y Estructuras de Edificación. Madrid- España.
- [4] Rocha A. (2008). Erosión en pilas y estribos de puentes puentes. IV Congreso Internacional de la Construcción-ICG. Lima- Perú.
- [5] Martines A. (2007). ¿Por qué fallan los puentes en el Perú? Boletín Técnico M.I.G- N° 20. Lima- Perú.
- [6] Priestley M., Seible F., Calvi G. (1996). Seismic Design and Retrofic of Bridges, Jhon Wiley & Sons Inc., New York – EEUU.
- [7] Rivera D. (2007). Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos. Centro Nacional de prevención del desastre. México. D.F- México.
- [8] Calvi G., Pinho R., Magenes G., Bommer J., Restrepo L., Crowley H. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 472, Vol. 43.
- [9] Landa L. (2006). Procedimiento para evaluar la capacidad sísmica de puentes. Tesis para optar el título de Maestro de Ingeniería. Universidad Michoacana de San Nicolas de Hidalgo. Morelia- México.
- [10] Toledo V. (2011). Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño – PBEE, Aplicada a Edificios de Concreto Armado. Comunidad para la Ingeniería Civil.
- [11] FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Sismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C- EEUU.

- [12] ATC 40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council. California- EEUU.
- [13] Park R., Paulay T. (1980). Estructuras de Concreto Reforzado, Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Cantebury Christchurch, Nueva Zelanda.
- [14] CALTRALNS. (2013). Seismic Design Criteria, Version 1.7. California. USA
- [15] Aviram A., Mackie K., Stojadinović B. (2008). Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures, PEER, University of California, Berkeley , California- EEUU.
- [16] Priestley, M. (2000). Performance Based Seismic Design, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland- New Zeland.
- [17] Shao G., Jiang L. (2013). Study of plastic hinge length in high-speed railway bridge piers, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Wellington- New Zeland.
- [18] Priestley, M. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The Mallet Milne Lecture, Rose School, Pavia- Italia.
- [19] Burgos M. (2007). Estudio de la metodología “diseño por capacidad” en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño, Tesis para optar el grado de maestro, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Perú.
- [20] Burgos N., Piqué del Pozo J. Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado, Lima- Perú.
- [21] Vielma J., Barbat A., Oller S. (2008). Umbrales de daño para estados límite de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al Aci-318/ibc-2006, Barcelona-España.
- [22] Calderone A., Lehman D., Moehle J. (2001). Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns Having Varying Aspect Ratios and Varying Lengths of Confinement, PEER, University of California, Berkeley ,California- EEUU.
- [23] AASHTO. (2010). Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Official. Washington. DC- EEUU.
- [24] Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2016). Manual de diseño de puentes. Lima- Perú.

- [25] Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID (2013). Estudio de micro zonificación sísmica y vulnerabilidad en la ciudad de Lima, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Perú
- [26] Tavera H. Fuentes sismogénicas y tipos de sismos en el Perú, Lima- Perú.
- [27] Alva J., Castillo J. (1993). Peligro Sísmico en el Perú. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones, Lima- Perú.
- [28] Alva J., Escalaya M. (2011). Actualización de los parámetros sismológicos en la evaluación del peligro sísmico en el Perú, Lima- Perú.
- [29] Bolaños A., Monroy O. (2004), Espectros de Peligro Sísmico Uniforme, Tesis para obtener el Grado de Magíster en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [30] Gamarra C., Aguilar Z. (2009). Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Peru.
- [31] Acevedo A. (2001). Criterios sismológicos para seleccionar acelerogramas reales de la red nacional de acelerógrafos de Colombia para su uso en análisis dinámicos, Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 17, p. 57-70. Julio 2012, Medellín- Colombia.
- [32] Acevedo A. (2003). Seismological criteria for selecting and scaling real accelerograms for use in engineering analysis and design, Rose School, Pavia- Italia.
- [33] Bommer J., Acevedo A. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis, Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press, London-UK.
- [34] Pardo A. (2014). Criterios de selección de acelerogramas reales para su uso en análisis dinámicos para la ciudad de Medellín, Tesis para optar el grado de maestro, Universidad Eafit, Medellín- Colombia.
- [35] Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID (2011). Generación de Acelerogramas Sintéticos para la Costa del Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Perú
- [36] Bonett R. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España.
- [37] Norma E.030, Diseño Sismorresistente (2016). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima– Perú.
- [38] Vamvatsikos D., Cornell C. (2002). Incremental Dynamic Analysis, Stanford University- EEUU.

- [39] Vamvatsikos D., Cornell C. (2002). Applied Incremental Dynamic Analysis, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London- UK.
- [40] Luco N., Cornell C. (2002). Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions, Stanford University-EEUU.
- [41] Bojórquez E., Iervolino I. (2010). A Spectral Shape-based Scalar Ground Motion Intensity Measure for Maximum and Cumulative Structural Demands, 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid- Macedonia.
- [42] Murray R., Spiegel P. (1977). Estadística: Teoría y problemas, Serie de compendios Schaum, Cali- Colombia.
- [43] Saez A. (1977). Apuntes de estadística para ingenieros, Departamento de Ingeniería e investigación operativa, Universidad de Jaen, Andalucía- España.
- [44] Moller O., Luchesi L., Foschi R., Rubinstein M. (2005). Redes neuronales aplicadas a dinámica de estructuras, Mecánica Computacional, Vol XXIV, Buenos Aires- Argentina.
- [45] Moller O., Quiroz L., Foschi R., Rubinstein M. (2005). Momento-curvatura de secciones de hormigón armado sismorresistentes utilizando redes neuronales, Mecánica Computacional, Vol XXV, Buenos Aires- Argentina.
- [46] Nuñez J., Baron J. (1999). Técnicas estadísticas avanzadas en el modelo de grandes sistemas computacionales, Instituto CEDIAC, Facultad de Ingeniería, Mendoza- Argentina.
- [47] Bowen A., Asencio H. Inteligencia artificial. Redes neuronales y aplicaciones, Universidad Carlos III de Madrid, Madrid-España.
- [48] Hagan M., Demuth H., Bale M., De Jesus O. Neural Network Design, 2nd Edition, eBook, Oklahoma State University, Oklahoma- EEUU.
- [49] Matich D. (2001). Redes Neuronales: Conceptos Básicos y Aplicaciones, Informática Aplicada a la Ingeniería de Procesos – Orientación I, Universidad Tecnológica Nacional, Rosario- Argentina.
- [50] Li Y., Zhang F., Wu B., Yang Q. (2004). Simulation of structural seismic responses based on neural networks, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver- Canada.
- [51] Solomos G., Pinto A., Dinova S. (2008). Review of the seismic hazard zonation in national building codes in the context of Eurocode 8, JCR Scientific and Technical Report, Italia.
- [52] Kostov M. (2000). Seismic Fragility Analysis, Regional Workshop on External Events PSA, Sofia- Bulgaria.

- [53] Ozkan K., Sinan A. (2015). Developments in Ground Motion Predictive Models and Accelerometric Data Archiving in the Broader European Region, Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Istanbul- Turkey.
- [54] Laurentiu D., Ozkan K., Sinan A. (2016). The 2014 Earthquake Model of the Middle East: ground motion model and uncertainties, Springer Science+Business Media, Istanbul- Turkey.
- [55] Bommer J., Abrahamson N. (2006). Why do modern probabilistic seismic-hazard analyses often lead to increased hazard estimates?, Bulletin of the Seismological Society of America, London- UK.
- [56] Gutiérrez H., De la Vara R. (2008). Análisis y diseño de experimentos, McGraw-Hill Interamericana, DF- México.

