



Universidad Politécnica de Cataluña

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

**Comparación entre el análisis determinista y probabilista del
riesgo sísmico de estructuras**

Tesina de Máster

Programa de Máster en Ingeniería del Terreno e Ingeniería Sísmica

Elaborado por:

Yeiry M. Rodríguez Ángeles

Directores:

Yeudy F. Vargas

Luis G. Pujades

Barcelona, 2013

Agradecimientos

Al más especial de todos, a ti mi Dios, porque me lo has dado todo en este mundo, gracias por hacer realidad este sueño, por todo el amor con el que me rodeas y porque me tienes en tus manos.

A mi querida madre, Agueda Ángeles, que me dio la vida y que siempre ha estado conmigo apoyándome y brindándome todo su amor. Gracias por todo tu esfuerzo, tu apoyo, por creer en mí y porque has sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a seguir adelante buscando siempre el mejor camino. Eres la mejor madre del mundo, te quiero mucho.

Un agradecimiento muy especial merece la comprensión, paciencia y el ánimo recibido de mi amado novio Mahdi Dehghan, gracias por todo tu amor y apoyo incondicional.

Mi más profundo y sincero agradecimiento a todas aquellas personas que con su ayuda han colaborado en la realización del presente trabajo, en especial a Yeudy Vargas, director de esta investigación, por la orientación, el seguimiento y la supervisión continúa de la misma, pero sobre todo por la motivación y el apoyo recibido a lo largo de este proyecto, también agradezco al Dr. Luis Pujades por su colaboración en el suministro de los datos necesarios para la realización de esta tesina.

A mis hermanas Yimarly, Elizabeth y Karina, gracias por apoyarme siempre, son las mejores hermanas que se puede tener. A mis compañeros de Máster por su amistad y por hacer más amenos mis días en Barcelona.

A todos ellos, muchas gracias.

Resumen

En la evaluación del riesgo sísmico de estructuras intervienen dos variables, la acción sísmica y la capacidad de la estructura. Ambas variables son aleatorias. No obstante, en la práctica cotidiana, no se incluye adecuadamente las incertidumbres asociadas a estas variables cuando se evalúa el riesgo sísmico. En este trabajo se presenta una comparación entre las estimaciones deterministas y probabilistas del cálculo de riesgo sísmico usando como herramienta el análisis dinámico no lineal. Como objeto de estudio se presenta el modelo estructural de un edificio ubicado en la localidad de Lorca que sufrió daños tras el terremoto del pasado mayo de 2011. El primer paso consiste en estimar el riesgo sísmico de este edificio a partir de un cálculo determinista considerando valores medios y característicos de las variables implicadas en el cálculo. En el segundo caso se hace una evaluación del riesgo sísmico probabilista. Al ser la acción sísmica una variable conocida sólo se analizarán las incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas de los materiales y a la carga viva que actúa sobre la edificación. Para considerar el efecto de estas incertidumbres se ha usado el método de simulación aleatoria de Monte Carlo. Finalmente, se procede a comparar los resultados obtenidos con los dos enfoques. Las variables a comparar son el daño sísmico a partir de la expresión de Park y Ang, los desplazamientos máximos, los cortantes máximos en la base entre otras. Cabe destacar que las estimaciones de daño obtenidas son compatibles con los daños observados en una inspección posterior al sismo. Esto indica una buena correspondencia entre el modelo empleado y la estructura real. No obstante, se muestra que el enfoque determinista puede no ser el más adecuado para estimar el riesgo sísmico debido a la no linealidad de la respuesta.

Abstract

In seismic risk assessment of structures are involved two main variables, the seismic action and the capacity of the structure. Both are random variables. However, daily practice, not properly includes the uncertainties associated with these variables when assessing the seismic risk. This work presents a comparison between deterministic and probabilistic estimates of seismic risk calculation by using nonlinear dynamic analysis. As a case of study, the structural model of a building located in the town of Lorca affected after the last earthquake occurred on May 2011, is presented. The first step is to estimate the seismic risk of this building from a deterministic calculation considering average and characteristic values of the variables involved in the calculation. In the next step the seismic risk is assessed by using a probabilistic approach. As the seismic action is known, in this work, only the uncertainties related to the mechanical properties of the materials and the live load acting on the building are considered. To consider the effect of these uncertainties we have used Monte Carlo simulation. Finally, we proceed to compare the results obtained with the two approaches. The variables compared are the damage obtained from the seismic expression of Park and Ang, the maximum roof displacement and the maximum shear on the basis, among others. Notably damage estimates obtained are consistent with the damage observed in post-quake inspection. This consistency between observed and calculated damage indicates a good match between the model used and the actual structure. However, it is also shown that the deterministic approach may not be the most suitable for estimating seismic risk, mainly due to non-linearity of response of the building.

Objetivos

En este estudio se busca determinar la respuesta sísmica de un edificio real que sufrió daños tras el terremoto de Lorca del 11 de mayo del 2011 mediante el cálculo dinámico no lineal. Para lo cual se usa un modelo matemático del sistema estructural y por medio del programa para cálculo de estructuras RUAUMOKO (Carr 2000) se han hecho estimas del riesgo sísmico asociado.

Debido a la importancia que tiene la consideración de las incertidumbres asociadas al riesgo sísmico se consideran dos enfoques, uno determinista y otro probabilista. La finalidad es comparar ambos resultados y poder describir adecuadamente la confiabilidad de la respuesta no lineal de la estructura.

Los resultados más acertados del análisis computacional se comparan con la información de la descripción y valoración de las deficiencias estructurales detectadas tras una inspección girada al edificio después de ocurrido el citado sismo. La comparación se hace usando el índice de daño de Park y Ang obtenido después de efectuar una serie de análisis dinámicos no lineales considerando incertidumbres. Calcular el daño mediante este enfoque puede dar luz en la toma de decisiones sobre las necesidades de reparación y refuerzo, o simplemente la demolición cuando existen riesgos evidentes a vidas humanas y/o construcciones cercanas.

Metodología

A continuación se describe brevemente los pasos a seguir para llevar a cabo los objetivos propuestos anteriormente. Se busca que los resultados obtenidos arrojen luz sobre el comportamiento de la tipología estructural descrita y que puedan ser empleados para mejorar su comportamiento ante futuros eventos sísmicos.

1. Modelar la estructura en el programa RUAUMOKO 3D.
2. Descripción de la acción sísmica de entrada. En el presente estudio la excitación se define por medio de las componentes horizontales del acelerograma del terremoto ocurrido en Lorca en mayo de 2011.
3. Realizar el análisis dinámico no lineal determinista para obtener los valores medios deterministas y los valores característicos deterministas.
4. Generar 1000 muestras del modelo con parámetros intercambiados empleando un análisis estocástico mediante la simulación aleatoria por el método de Monte Carlo utilizando el software MATLAB.
5. Realizar el análisis dinámico no lineal probabilista con las 1000 muestras generadas para obtener los valores de la mediana y los valores característicos de la respuesta.
6. Graficar los resultados de los análisis deterministas y probabilistas, incluido el índice de daño de Park y Ang, el periodo, los desplazamientos máximos, los cortantes máximos y la energía disipada en los ciclos de histéresis.
7. Analizar y comparar resultados.

Tabla de Contenido

1	Introducción	1
2	Acción sísmica	3
2.1	Terremoto de Lorca	3
2.2	Intensidad de Arias	6
2.3	Duración efectiva de un sismo	7
3	Análisis dinámico no lineal	11
3.1	Ecuaciones de equilibrio dinámico	12
3.2	Matriz de Masa	12
3.2.1	Matriz de masa concentrada	12
3.2.2	Matriz de masa consistente	13
3.2.3	Matriz de masa en RUAUMOKO	14
3.3	Matriz de Amortiguamiento	15
3.4	Matriz de Rigidez	17
3.5	Método de Newmark	19
3.6	Índice de daño de Park & Ang	22
3.7	Descripción del modelo estructural empleado	23
3.7.1	Descripción constructiva	25
3.7.2	Descripción de las deficiencias/defectos/daños observados	26
3.7.3	Detalle del estado actual, Daños en Estructura	26
3.7.4	Análisis del sistema estructural	27
3.8	Programa para cálculo del modelo estructural	29
3.8.1	Modelo en RUAUMOKO de la estructura objeto de estudio “La Viña”	30
3.9	Cálculo determinista del riesgo sísmico	36
4	Cálculo probabilista	43
4.1	El método de Monte Carlo	43
4.2	Caso de estudio, edificio La Viña	44
4.3	Comparación determinista y probabilista	48
4.4	Matriz de Correlación	61
4.4.1	Coficiente de correlación cruzada	61
4.4.2	Coficiente de correlación lineal o de Pearson	62

4.4.3	Coeficiente de correlación de Spearman	63
4.5	Resultados Matriz de Correlación.....	63
4.6	P – valor	66
5	Análisis de resultados y conclusiones	69
6	Referencias	71
7	Anexos.....	73
7.1	Propiedades de los materiales en KN-m	73
7.2	Secciones de columnas KN – m	74
7.3	Secciones de vigas KN – m	77
7.4	Planos Arquitectónicos (vista en planta) de La Viña.....	79
7.5	Planos Arquitectónicos (alzados) de La Viña.....	80
7.6	Planos estructurales (vista en planta) de La Viña	81
7.7	Cuadro detalles de pilares de La Viña	82
7.8	Reportaje fotográfico de daños en La Viña	83

Lista de Figuras

Figura 2-1. Localización terremoto de Lorca.	4
Figura 2-2. Cartografía de la traza de la Falla de Alhama de Murcia.	5
Figura 2-3. Registros de aceleración de las componentes N-S y E-W del sismo de Lorca	6
Figura 2-4. Espectros de respuesta para las componentes N-S y b) E-W del sismo de Lorca variando el amortiguamiento	6
Figura 2-5 Registros de aceleración del sismo de Lorca recortados	9
Figura 3-1. Edificio de cortante.....	13
Figura 3-2. Elemento de viga y su matriz de masa.....	14
Figura 3-3. Modelos de Amortiguamiento de Rayleigh o proporcional.	17
Figura 3-4. Edificio de cortante con amortiguamiento viscoso.....	17
Figura 3-5. Reglas de Histéresis elasto-plástico y bi-linear.	18
Figura 3-6. Reglas de Histéresis Ramberg-Osgood.....	19
Figura 3-7. Modelo de Aceleración media constante de Newmark.	20
Figura 3-8. Edificio de viviendas y locales, La Viña.	24
Figura 3-9. Localización de La Viña.	25
Figura 3-10. Accesos de La Viña.	25
Figura 3-11. Vista superior cata en jácena.	27
Figura 3-12. Vista inferior cata en jácena.....	28
Figura 3-13. Detalle Armadura jácena.	28
Figura 3-14. Nudo viga – pilar 1.	29
Figura 3-15 Modelo constitutivo de Takeda modificado	30
Figura 3-16 Diagrama de interacción de los momentos flectores en las direcciones principales para una viga.....	31
Figura 3-17 Diagrama de interacción propuesto por Mirza et al para el hormigón armado considerando la interacción de los momentos en los ejes principales con la carga axial	32
Figura 3-18. Modelo estructural del edificio La Viña.....	34
Figura 3-19. Giberson One-Component Member.....	34
Figura 3-20 Sección transversal del forjado reticular del edificio.....	35

Figura 3-21. Historia del desplazamiento en el techo, dirección x . Determinista medio y determinista característico.....	39
Figura 3-22. Historia del desplazamiento en el techo, dirección y . Determinista medio y determinista característico.....	40
Figura 3-23. Historia del cortante en la base, dirección x . Determinista medio y determinista característico.....	40
Figura 3-24. Historia del cortante en la base, dirección y . Determinista medio y determinista característico.....	41
Figura 4-1. Simulación estocástica de problemas de ingeniería por el método de Monte Carlo.....	44
Figura 4-2. Representación esquemática de las relaciones que constituyen el modelo.	44
Figura 4-3. Resistencia compresión hormigón a) Histograma; b) Función acumulativa de probabilidad. Límite de fluencia del acero c) Histograma; d) Función acumulativa de probabilidad.	46
Figura 4-4. Peso total de la estructura.	47
Figura 4-5. Historias de desplazamiento en la dirección x	49
Figura 4-6. Historias de desplazamiento en la dirección y	49
Figura 4-7. Historias de cortante en la dirección x	50
Figura 4-8. Historias de cortante en la dirección y	50
Figura 4-9. Periodo.	52
Figura 4-10. Desplazamiento máximo en X	53
Figura 4-11. Desplazamiento máximo en Y	54
Figura 4-12. Desplazamiento máximo total en el techo.	55
Figura 4-13. Cortante máximo en X	56
Figura 4-14. Cortante máximo en Y	57
Figura 4-15. Cortante máximo en la base.	58
Figura 4-16. Energía disipada.....	59
Figura 4-17. Índice de daño.	60
Figura 4-18. Coeficientes de correlación.....	61
Figura 7.1-1. Propiedades de los materiales de las columnas	73
Figura 7.1-2. Propiedades del concreto de las jácenas	73
Figura 7.1-3. Propiedades de la pletina de acero de las jácenas	73

Lista de Tablas

Tabla 3-1 Comportamiento del índice de daño de Park & Ang	23
Tabla 3-2 Valores de sobrecargas estimadas en la región de Murcia (Roldán 2002)	36
Tabla 3-3 Momentos principales de las variables aleatorias de entrada.....	37
Tabla 3-4 Valores para las variables de entrada, caso determinista	37
Tabla 3-5 Resultados Cálculos Deterministas	38
Tabla 4-1. Resultados Cálculos Probabilistas	51
Tabla 4-2 Matriz de correlación	64
Tabla 4-3 Escala coeficientes de correlación	64
Tabla 4-4. p-valores de las variables aleatorias	66

1 Introducción

Los terremotos son fenómenos naturales impredecibles e inevitables, capaces de ocasionar enormes pérdidas materiales y vidas humanas, por esta razón, deben ser tomados en cuenta a la hora de planificar una estructura. El comportamiento de una estructura durante un terremoto depende de las características de la acción sísmica, de la calidad de la misma, la cual depende de la tipología estructural, del procedimiento de proyección, del detalle de los elementos estructurales y no estructurales y del control de calidad durante su construcción (Petrini et al., 2004). Una estructura puede tener una respuesta inelástica como consecuencia de las grandes deformaciones que se pueden presentar durante sismos de gran intensidad. Estas deformaciones inelásticas someten a la estructura a altas demandas de ductilidad, como forma de disipar energía, las cuales están asociadas a un cierto nivel de daño. Por tanto, en el caso de sismos, los daños estructurales son consecuencia de la máxima respuesta de la estructura y, además, al daño acumulado a través de los ciclos no lineales. Este parámetro de daño está relacionado con la duración de los terremotos debido a que una mayor duración implica más ciclos de carga y descarga. Por tanto, se ha decidido usar como herramienta de análisis estructural el cálculo dinámico no lineal para después poder calcular el índice de daño de Park y Ang (1985). Este índice considera ambos efectos.

Por otra parte, es importante tener en cuenta el efecto de las incertidumbres de las variables implicadas en el cálculo del riesgo sísmico sobre la confiabilidad de las estimaciones, ya sea del daño o de la respuesta estructural. Por esta razón, el presente estudio pretende analizar desde dos enfoques, uno determinista y otro probabilista, una estructura ubicada en la localidad de Lorca que ha sufrido daños tras el terremoto ocurrido el 11 de mayo del 2011. En el enfoque determinista se considera el valor medio y el valor característico de la resistencia de los materiales y del peso de la estructura. Es decir, que la confiabilidad asociada a las variables de entrada será 50% y 95%, respectivamente. Cabe destacar que la confiabilidad del 95% es un valor frecuentemente usado en los códigos de diseño de estructuras para calcular los coeficientes de amplificación de cargas y reducción de la resistencia de los materiales. No obstante, como se demostrará posteriormente en este trabajo, debido a la no linealidad del

comportamiento estructural, difícilmente la respuesta obtenida con este enfoque tiene la misma confiabilidad que la de las variables de entrada. Para poder comprobar esto, se requiere el enfoque probabilista en el cual se tiene en cuenta las incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas de los materiales y al peso total de la estructura por medio de un análisis estocástico en el que se generan muestras numéricas de variables aleatorias empleando el método de simulación de Monte Carlo. Este enfoque probabilista permite encontrar las funciones de densidad de probabilidad de la respuesta como variables no paramétricas y, por tanto, conocer la confiabilidad real de la respuesta. Esto permite evaluar el nivel de confianza de la respuesta obtenida con el enfoque determinista. Haciendo un tratamiento estadístico a los datos obtenidos con el enfoque probabilista, se puede encontrar una manera de mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras de ductilidad limitada las cuales, aunque su uso lo prohíben algunos códigos de diseño, en España aún se permite su uso. Finalmente, cabe destacar que la respuesta obtenida con el modelo estructural empleado en este trabajo muestra una adecuada correspondencia con la descripción cualitativa del daño observado durante una inspección que se realizó a la estructura tras el referido sismo.

2 Acción sísmica

Las acciones sísmicas son movimientos oscilatorios de la corteza terrestre que resultan de la liberación súbita de energía que se encuentra acumulada en la litosfera de la Tierra y que se propaga en forma de ondas en todas direcciones. Esta tesis está orientada a estudiar los efectos que ocasionan los sismos sobre las estructuras. En particular interesa reconocer que la acción sísmica, es transmitida a las estructuras a través del suelo, provocando a su paso una respuesta dinámica que depende de las características elásticas de la estructura en cuestión. El análisis de estructuras sometidas a la acción sísmica demanda que dicha excitación debe ser definida de manera apropiada para representar adecuadamente las sollicitaciones y, con esto, obtener resultados confiables. Dependiendo del método de análisis empleado, es usual que se establezca la acción sísmica a través de acelerogramas o espectros de respuesta. En este trabajo la acción sísmica se representa a partir de un acelerograma. Los acelerogramas representan la historia en el tiempo de las aceleraciones registradas debido a los movimientos que se presentan en el suelo. Cuando ocurre un sismo, se obtiene una señal transitoria la cual es producto de unos movimientos del suelo que pueden afectar considerablemente las obras civiles. Las características dinámicas que definen el potencial destructivo de los sismos son básicamente tres: los valores picos, la duración del movimiento y su contenido espectral (Orosco y Alfaro 2007). El mes de mayo de 2011 en la ciudad de Lorca ocurrió un sismo el cual afectó considerablemente la ciudad. El registro de este terremoto se usa como demanda sísmica en el presente trabajo.

2.1 Terremoto de Lorca

El municipio de Lorca (Murcia) sufrió el 11 de mayo de 2011 las consecuencias de un terremoto intensidad VII en la escala EMS-98, asociadas a una magnitud 5.1 Mw, grados según la escala de Richter, que fue precedido de un movimiento sísmico de 4.5 Mw (Ver Figura 2-1). Se trata del suceso más grave de este tipo acaecido en los últimos años en España. El epicentro se ha localizado en la sierra de Tercia, en el término municipal de Lorca a una profundidad de 2 km. Datos tomados del “Informe Geológico Preliminar del Terremoto de Lorca del 11 de Mayo del año 2011, 5.1 Mw” emitido por

el Instituto Geológico y Minero de España. El sismo ha provocado numerosos daños personales y materiales en un radio de entre 5 y 10 kilómetros al noreste del casco urbano, cerca de la autovía de Murcia, y se ha sentido con fuerza en varias poblaciones de la región. Lamentablemente murieron 9 personas, la mayoría bajo parapetos y cornisas caídas, y alrededor de 300 heridos. También muchos edificios han resultado dañados en mayor o menor medida incluyendo edificios del patrimonio arquitectónico. Según el informe de la inspección y de los trabajos de campos realizados por el personal del Instituto Geológico de Cataluña y de la Universidad Politécnica de Cataluña, titulado Monografía Técnica No. 3 del IGC, dice que a la fecha 21 de mayo, los arquitectos del ayuntamiento de Lorca habían realizado al menos una visita de inspección a un total de 7839 edificios que representa un porcentaje muy elevado del total del núcleo urbano. Unos 300 edificios (4%) se han clasificado con daños estructurales graves y 465 (6%) con daños estructurales moderados.

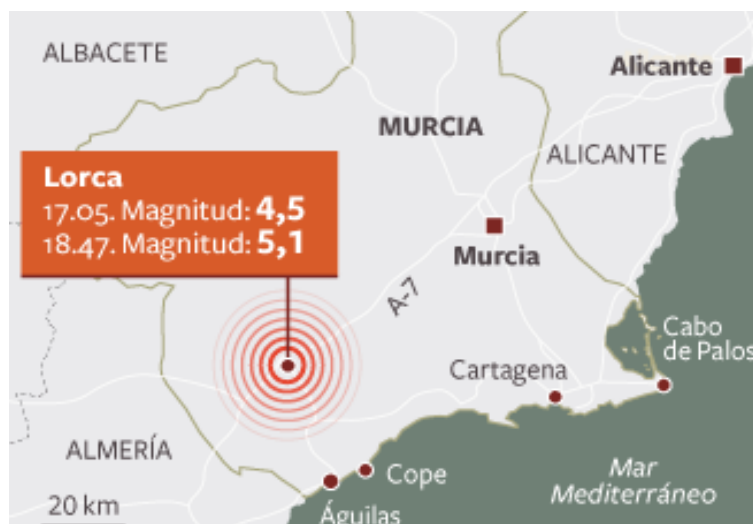


Figura 2-1. Epicentro del terremoto que afectó a la ciudad de Lorca

El terremoto ha tenido lugar a lo largo de la falla de Alhama de Murcia (ver Figura2-2), esta falla fue descrita por primera vez por Bousquet et al. (1979) y ha sido objeto de numerosos trabajos de carácter estructural y paleosísmico en los que se evidencia su carácter activo y su alto potencial sismogénico. Se trata de una falla de desgarre, es decir que su movimiento principal es horizontal, con una componente vertical inversa, se extiende a lo largo del borde Noroeste de la depresión del Guadalentín, desde las proximidades de Alcantarilla hasta los alrededores de Góñar en Almería, alcanzando una longitud total de al menos 85 kms.

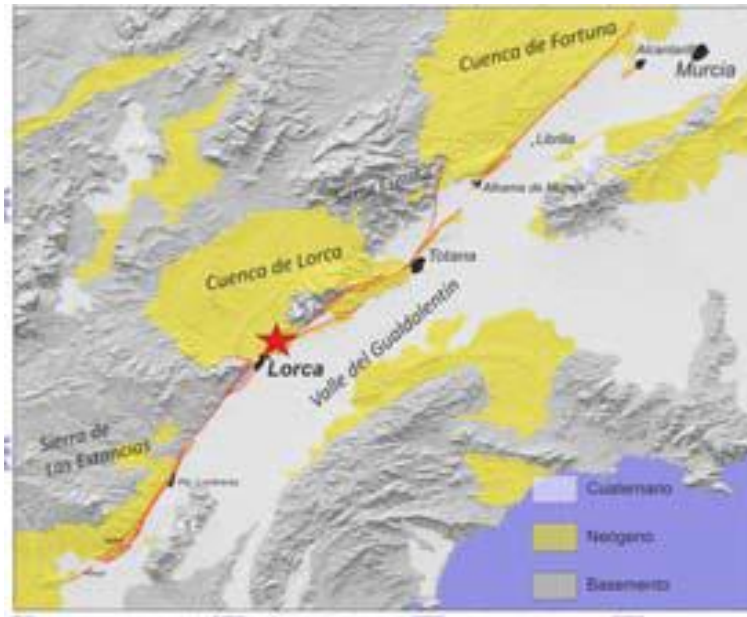


Figura2-2. Cartografía de la traza de la Falla de Alhama de Murcia. La estrella indica la posición del epicentro del terremoto de magnitud Mw 5.1.

Lorca es una ciudad que cuenta con un total de unos 60000 habitantes. Algunas de las personas que sintieron el sismo lo describen como muy fuerte y corto, comparándolo con una explosión. Para muchos fue difícil estar de pie, especialmente dentro de los edificios. Otros refieren haber visto ondular el suelo. A pesar de la magnitud moderada del sismo los valores máximos de PGA registrados en Lorca, en los dos primeros terremotos (270 y 358 cm/s^2 respectivamente), son los más grandes, jamás antes registrados (instrumentalmente), en la península Ibérica, según consta en las bases de datos del IGN. Estos altos valores de aceleración pico son, principalmente, consecuencia de la proximidad del terremoto, cuyo epicentro se sitúa a unos 3 km y de la somera profundidad del foco. La corta distancia, la poca profundidad de la ruptura sísmica entre otros efectos de fuentes tuvieron una gran importancia en la intensidad del movimiento registrado. En la Figura 2-3 se muestran los acelerogramas de componentes horizontales del terremoto de Lorca y en la Figura 2-4 los respectivos espectros de respuesta.

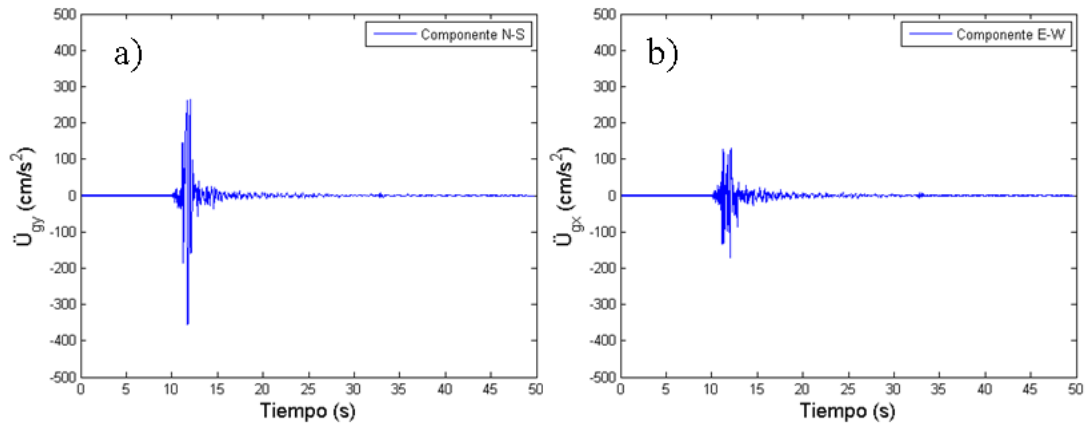


Figura 2-3. Registros de aceleración de las componentes N-S y E-W del sismo de Lorca

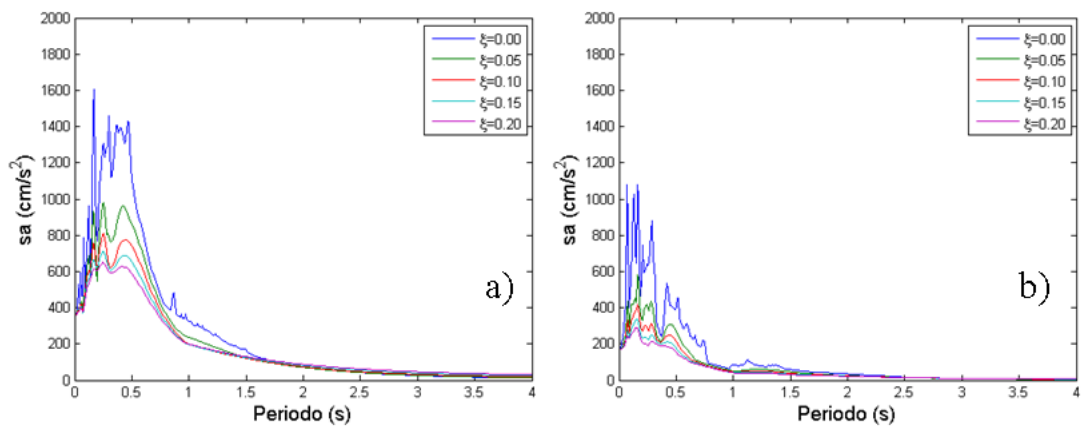


Figura 2-4. Espectros de respuesta para las componentes N-S y E-W del sismo de Lorca variando el amortiguamiento

Puede verse claramente en la Figura 2-3 que los registros disponibles tienen una duración de aproximadamente 50 segundos. No obstante, debido al elevado número de cálculos que se quieren llevar a cabo posteriormente, conviene minimizar la duración del registro.

2.2 Intensidad de Arias

La intensidad de Arias se propuso en 1970 por el investigador chileno Arturo Arias, y es definida como la energía por unidad de peso disipada por un conjunto de osciladores de un grado de libertad, cuyas frecuencias están comprendidas en el rango de $(0, +\infty)$, para un sismo y amortiguamiento dado. La intensidad de Arias es uno de los parámetros

importantes para determinar la severidad de un terremoto; está fundamentada en la capacidad de daño de un sismo y es independiente de si existen o no edificios en la zona, sin importar el tipo o la calidad de ellos (Bozzo y Barbat 1999). A partir de este parámetro ha sido posible definir umbrales referentes al desempeño y al daño estructural, al potencial de licuefacción y a la estabilidad de taludes, entre otros (Travasarou, et al. 2003). Su expresión matemática asume como modelo estructural el oscilador de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso y se muestra en la Ecuación 2-1.

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} \ddot{u}_g^2(\tau) d\tau \quad \text{Ecuación 2-1}$$

Donde τ es una variable temporal, \ddot{u}_g es la aceleración del suelo durante el movimiento sísmico y t_0 es la duración total del movimiento, cuya definición queda supeditada a la duración de la fase fuerte, a la total del registro o al criterio del investigador.

2.3 Duración efectiva de un sismo

La duración de los movimientos sísmicos es una importante característica de los registros que se debe considerar en el análisis de la respuesta de edificios y suelos tanto lineal como no lineal, ya que es determinante en la cantidad de energía que se suministra a la estructura. Se sabe la importancia de este parámetro para estudios de licuefacción, deformaciones permanentes de suelos, estudios probabilistas de la respuesta sísmica estructural y en los algoritmos de generación de acelerogramas artificiales (Trifunac y Novikova 1994). No obstante, un registro de aceleraciones de un sismo puede ser acortado sin necesidad de afectar considerablemente la respuesta de un sistema sometido al registro completo. Reducir la duración de un registro es muy importante de cara a efectuar análisis dinámicos no lineales de estructuras ya que el tiempo de cálculo se puede reducir considerablemente con un adecuado tratamiento. Diversas metodologías se han propuesto para establecer este concepto. De tal manera que las primeras definieron la duración de la fase intensa como el tiempo comprendido entre la primera y última vez en que el registro alcanza un valor umbral de amplitud; normalmente se toma para este umbral el valor de 0.05 g (Bolt 1989). Kawashima y

Aizawa (1989) introdujeron el concepto de duración normalizada, la cual definieron como el tiempo transcurrido entre la primera y última vez en que la historia de aceleraciones alcanza el valor de μ veces la aceleración pico; seguidamente, Mohraz y Peng (1989) agregan al concepto parámetros estructurales (frecuencia y amortiguamiento), usando un filtro pasa-baja para calcular la duración efectiva. Diferentes publicaciones, de Trifunac junto con otros autores, definen la duración efectiva de un sismo haciendo hincapié en la relación con la energía que dicha excitación confiere a la estructura (Trifunac y Brady 1975; Westermo y Trifunac 1979; Novikova y Trifunac 1993a). Cabe mencionar el estudio de la duración hecha por Trifunac y Brady que usa el concepto de duración efectiva definida para las integrales de la aceleración, velocidad o desplazamiento al cuadrado, lo cual hace referencia a la intensidad de Arias. En cada caso, la duración se define como el intervalo de tiempo en el que el 5% y el 95% de la integral total es obtenida. Investigaciones más actuales de Trifunac y Westermo y de Novikova y Trifunac (1993b, 1993c), analizan cómo interviene el contenido espectral en la duración efectiva del sismo, mediante el filtrado de las señales en 12 bandas, comprendidas entre las frecuencias 0.075 y 21Hz, analizando el problema de la duración efectiva en cada banda, con base en el concepto básico de Trifunac. El propósito del análisis es esclarecer la influencia que la magnitud, distancia epicentral (con especial énfasis en el paso de las ondas por los distintos medios) y las condiciones locales topográficas y geológicas, ejercen sobre el concepto de duración de la parte intensa del registro, mediante la formulación de modelos basados en técnicas de regresión multilineal. La duración efectiva puede ser estimada como:

$$t_d = \tau_f + \tau_p + \tau_s \quad \text{Ecuación 2-2}$$

donde τ_f representa la duración del proceso en la fuente, τ_p es la contribución a la duración del paso de las ondas en su viaje al sitio en consideración y τ_s representa el probable aumento de esta duración debido a las condiciones locales de la topografía y del suelo.

En el caso del sismo de Lorca se ha encontrado que la duración efectiva, siguiendo el criterio del 5% y 95% es 0.935 segundos. No obstante este valor resulta inadecuado

para llevar a cabo los análisis dinámicos que se pretenden pues la respuesta varía considerablemente. No obstante, cambiando los intervalos del 5% y 95% por 0.1% y 99.9% las diferencias son imperceptibles. Los tiempos asociados a estos nuevos intervalos, referidos al registro completo, son 10.005 y 27 segundos, respectivamente, Resultando una duración efectiva de 16.95 segundos. En la Figura 2-5 se muestra la señal recortada para estos nuevos intervalos.

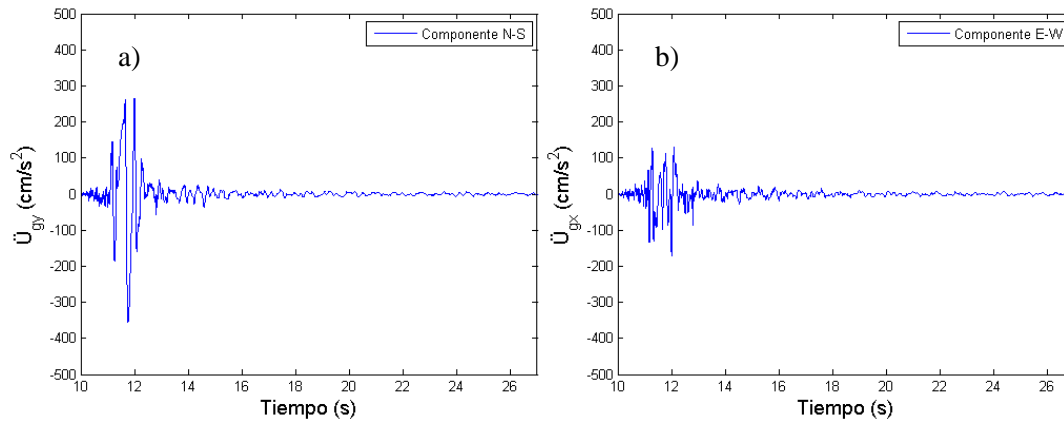


Figura 2-5 Registros de aceleración del sismo de Lorca recortados

3 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico tiene por objetivo evaluar la respuesta temporal de una estructura ante acciones variables en el tiempo. Los resultados más significativos de la respuesta son los desplazamientos máximos entre plantas, que advierten sobre el nivel de daño estructural producido. Los análisis dinámicos consideran la excitación de los movimientos del terreno sobre las estructuras de una manera más real que en los procedimientos que se utilizan espectros de respuesta, considerándolo todo podemos decir que los análisis dinámicos nos suministran resultados más adecuados. Por lo general los movimientos sísmicos a tener en cuenta se eligen a partir de la información disponible sobre la sismicidad del lugar donde se encuentre el caso de estudio, pudiendo ser registros de terremotos históricos o bien acelerogramas generados artificialmente. En vista de la incertidumbre existente acerca de las características de los movimientos esperados, es necesario considerar varios acelerogramas y, posteriormente, determinar algún percentil de la respuesta según la confiabilidad deseada. Sin embargo, debido al propósito de esta tesina, se maneja la acción sísmica de manera determinista considerando como tal el terremoto ocurrido en Lorca. Como se ha dicho previamente, este terremoto fue el responsable de los presentes daños en el edificio objeto de estudio. En los casos de zonas con sismicidad media o elevada los edificios se suelen proyectar aceptando que experimenten un nivel determinado de daño. Por esta razón los análisis dinámicos deben ser no lineales, es decir, deben ser capaces de reproducir el comportamiento de la estructura cuando ésta ha sido dañada y, por tanto, presenta reducciones apreciables de rigidez y de resistencia. Aunque el análisis dinámico no lineal es cada vez más utilizado en el proyecto sismorresistente de estructuras importantes, este procedimiento raramente es empleado en el proyecto de estructuras comunes; ello se debe al alto coste computacional que implica y al esfuerzo requerido para interpretar correctamente la gran cantidad de información generada (Domínguez, D. 2012). No obstante, para calcular el riesgo sísmico de una estructura existente resulta ser la manera más precisa, aunque no económica en términos computacionales, de predecir el daño.

3.1 Ecuaciones de equilibrio dinámico

La ecuación que rige la respuesta dinámica no lineal de un sistema sometido a aceleraciones del suelo vienen dada por:

$$M.\ddot{u} + C.\dot{u} + K.u = F \quad \text{Ecuación 3-1}$$

Donde \ddot{u} es la aceleración relativa, \dot{u} es la velocidad relativa, u es el desplazamiento relativo. F el vector de cargas externas y en el caso sísmico puede ser reemplazado por $-M.\ddot{u}_g$ donde \ddot{u}_g es la aceleración del suelo. M , C , K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente. Estas matrices se describen con detalle a continuación.

3.2 Matriz de Masa

La segunda Ley de Newton relaciona el movimiento de la masa con la fuerza inercial. La masa de una estructura está distribuida en todos los elementos que la componen, aunque puede ser idealizada como una masa concentrada en los nudos de la estructura discretizada. La masa de una estructura puede ser modelada en masa concentrada equivalente o una matriz consistentemente distribuida (Clough y Penzien 1975).

3.2.1 Matriz de masa concentrada

La masa concentrada se utiliza en el análisis dinámico de cuerpos rígidos. Cuando el elemento es muy rígido se desprecia la deformación interna y las propiedades inerciales son referenciadas al centro de masa. Las llamadas matrices de masas concentradas son matrices diagonales y son sumamente ventajosas debido a la simplicidad de las operaciones matriciales donde las mismas intervienen. Este es el modelo de masa más sencillo y comúnmente utilizado para el cálculo de estructuras simplificadas.

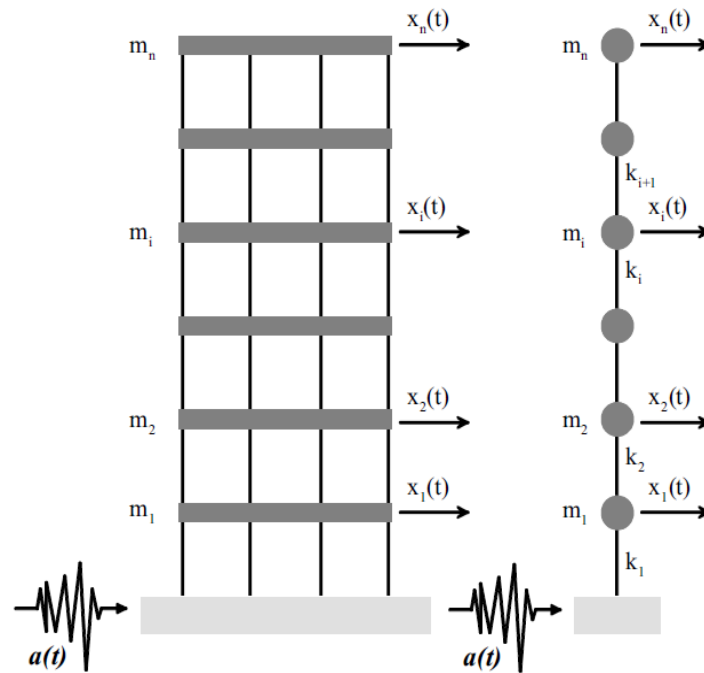


Figura 3-1. Edificio de cortante. La masa se concentra a nivel de los forjados, que se consideran infinitamente rígidos en su plano.

La matriz de masa concentrada, para un elemento uniforme de un pórtico espacial, es simplemente una matriz diagonal, en la cual los coeficientes correspondientes a desplazamientos lineales y de torsión son iguales a la mitad del total de la inercia del segmento de viga, mientras que los coeficientes correspondientes a las rotaciones de flexión se suponen iguales a cero (Paz, 1992).

3.2.2 Matriz de masa consistente

Las denominadas matrices de masa consistentes permiten la representación de una distribución de masas; resultan de un análisis variacional y tienen en general valores no nulos en la diagonal principal y fuera de la misma. En el modelo de masa consistente se conforma la matriz de masa global del sistema a partir de la definición de la masa de una viga de tres grados de libertad por nodo, donde la matriz de masa global del sistema es ensamblada a partir de la contribución de las secciones de viga de cada piso, como se muestra en la Figura 3-2. Se puede decir que utilizar la matriz de masa consistente para el cálculo de estructuras no es práctico en la mayoría de casos.

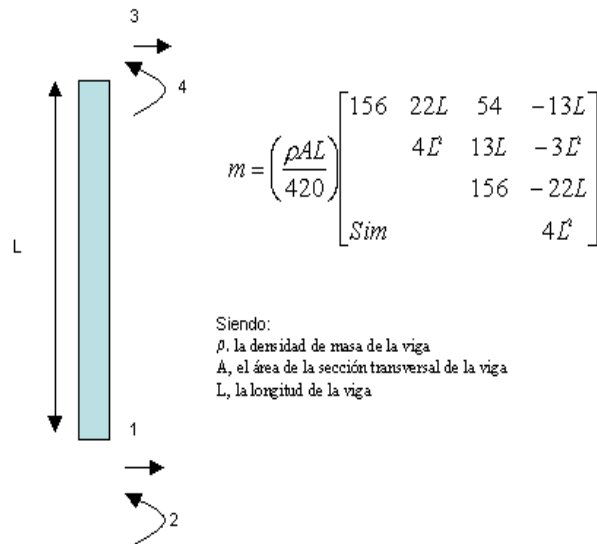


Figura 3-2. Elemento de viga y su matriz de masa.

3.2.3 Matriz de masa en RUAUMOKO

En el programa RUAUMOKO la masa de la estructura se introduce en forma de pesos y son convertidos internamente por el programa en unidades de masa dividiendo los pesos por la aceleración de la gravedad. Las contribuciones de los elementos estructurales a la matriz de masa pueden tomar una de tres formas, que se rige por la variable IPCONM en la primera línea de parámetros de los datos de entrada y que se explican a continuación:

1. IPCONM = 0; Matriz de masa concentrada.

En este método de representación de masa concentrada se considera que la contribución de la masa se hace a los términos de la diagonal de la matriz asociados con los tres grados de libertad traslacionales en cada extremo de los miembros sin contribución a los grados de libertad rotacionales.

2. IPCONM = 1; Matriz de masa diagonal.

La representación de la matriz de masa diagonal es la misma que la de masa concentrada explicada en el caso anterior, excepto que la contribución a los grados de libertad rotacionales es igual a los términos de la diagonal de la matriz de masa consistente de los miembros en cuestión para elementos vigas, viga-columna y muros (Cook, 1981).

3. IPCONM = 2; Matriz de masa consistente.

Esta es la tercera opción, consiste en la representación de masa consistente usando la cinemáticamente equivalente matriz de masa (Clough 1993) donde las fuerzas de inercia están asociadas con todos los grados de libertad. Esto resultará en una matriz de masa con el mismo ancho de banda de la matriz de rigidez. El modelo de masa consistente, como se explicó anteriormente, requiere un mayor esfuerzo computacional en la multiplicación de las aceleraciones nodales para obtener las fuerzas inerciales en cada paso de tiempo en el análisis. También limita todas las frecuencias naturales y, por consiguiente, da una ligera tendencia a aumentar las frecuencias de la estructura.

3.3 Matriz de Amortiguamiento

El amortiguamiento es el proceso causante de que un movimiento vibratorio disminuya su amplitud con el tiempo. Las fuerzas de amortiguamiento están producidas en las estructuras por diversas causas, entre las que pueden citarse las siguientes (Timoshenko y Young 1948; Barbat y Canet 1994):

- Rozamiento entre superficies de deslizamiento, las cuales pueden estar secas o lubricadas; la fuerza de amortiguamiento, de acuerdo con la hipótesis de Coulomb, es proporcional a la fuerza normal a la superficie de contacto. La mencionada fuerza normal se considera constante e independiente de los deslizamientos y velocidades.
- Amortiguamiento debido a la fricción interna del propio material de la estructura, debido principalmente a su imperfecta elasticidad. En este caso, el amortiguamiento es proporcional a la fuerza de recuperación y se le denomina amortiguamiento estructural.
- Amortiguamiento debido a las vibraciones de la estructura situada en un medio exterior (en general gases o líquidos).

A menudo se usa en el cálculo dinámico de estructuras un amortiguamiento viscoso, basado en el modelo de Kelvin-Voight y que es proporcional a la velocidad. Las razones más importantes de su utilización son, por una parte, su simplicidad (Timoshenko y Young 1948; Timoshenko et al. 1974; Paz 1992) y, por otra, la suposición que se hace

de que caracteriza el amortiguamiento global de toda la estructura. Se le denomina amortiguamiento viscoso equivalente y se supone que produce la misma disipación de energía que el amortiguamiento real de la estructura (Timoshenko et al. 1974).

$$F_a = c.\dot{u} \quad \text{Ecuación 3-2}$$

Donde la constante c de amortiguamiento equivalente es tal que origina la misma disipación de energía que la producida por el amortiguamiento real de la estructura. Cuando los mecanismos de amortiguación están distribuidos en toda la estructura, como es el caso de edificios de varios pisos con similares características estructurales a lo largo de su altura, es apropiada la adopción de un modelo de amortiguamiento viscoso. La matriz de amortiguamiento puede obtenerse a partir de los coeficientes modales de amortiguamiento estimados de resultados experimentales para estructuras de similares características, aplicando el procedimiento indicado por Clough y Penzien (Clough y Penzien 1975). Por tanto, el amortiguamiento resulta proporcional a la masa y a la rigidez:

$$C = \alpha M + \beta K \quad \text{Ecuación 3-3}$$

donde los coeficientes α y β se obtienen suponiendo el amortiguamiento en dos frecuencias distintas, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_n = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha}{\omega_n} + \beta \omega_n \right] \quad \text{Ecuación 3-4}$$

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\omega_i\lambda_j - \omega_j\lambda_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad \text{Ecuación 3-5}$$

$$\beta = \frac{2(\omega_i\lambda_i - \omega_j\lambda_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad \text{Ecuación 3-6}$$

Esta forma de expresar el amortiguamiento se conoce como amortiguamiento de Rayleigh o proporcional. En este procedimiento, en general se suponen conocidos los amortiguamientos de las dos primeras frecuencias de vibración de la estructura.

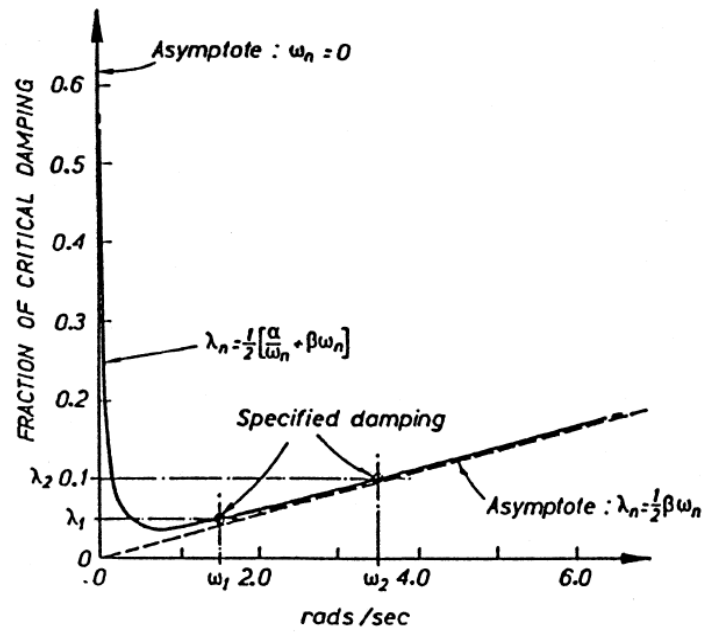


Figura 3-3. Modelos de Amortiguamiento de Rayleigh o proporcional.

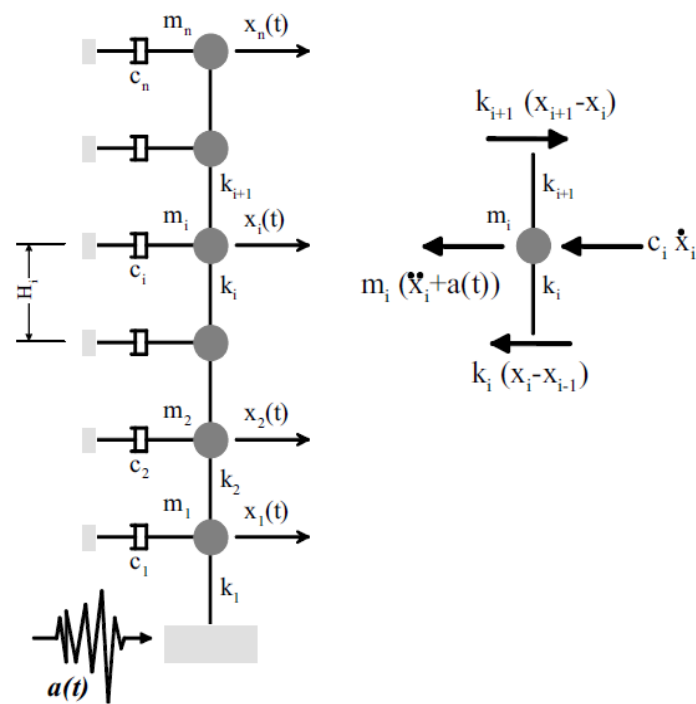


Figura 3-4. Edificio de cortante con amortiguamiento viscoso. Equilibrio de fuerzas

3.4 Matriz de Rigidez

La Rigidez se define como la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de la carga. La matriz de rigidez está constituida por los coeficientes de

rigidez k_{ij} , asociados a la fuerza que hay que aplicar en un grado de libertad i para producir un desplazamiento unidad en el grado de libertad j . Es una matriz en la cual están ordenadas las rigideces individuales de cada grado de libertad en la diagonal, y combinaciones de rigidez entre dos grados de libertad fuera de la diagonal. Esta matriz es simétrica con respecto a la diagonal, $K_{ij} = K_{ji}, \forall i \forall j$. La matriz de rigidez depende de la resistencia, la geometría y del número de grados de libertad de los elementos estructurales. Su evolución cuando se aplica una carga depende de la Ley de Histéresis usada. El programa RUAUMOKO tiene incorporadas diferentes leyes de histéresis para representar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Se destacan los modelos elasto-plástico, reglas bi-lineales (ver Figura 3-5) el computacionalmente más costoso modelo de Ramberg-Osgood (ver Figura 3-6, Sharpe 1974) e incluso reglas como las desarrolladas por Wayne Stewart (Stewart 1987) que requiere más de treinta parámetros para realizar un seguimiento de la rigidez actual. También cuenta con el modelo de Takeda modificado que tiene en cuenta la degradación de la rigidez, el modelo Kivell Pinching, el bilineal con degradación, entre otros. En este trabajo se ha usado el modelo de Takeda como modelo constitutivo de los elementos estructurales.

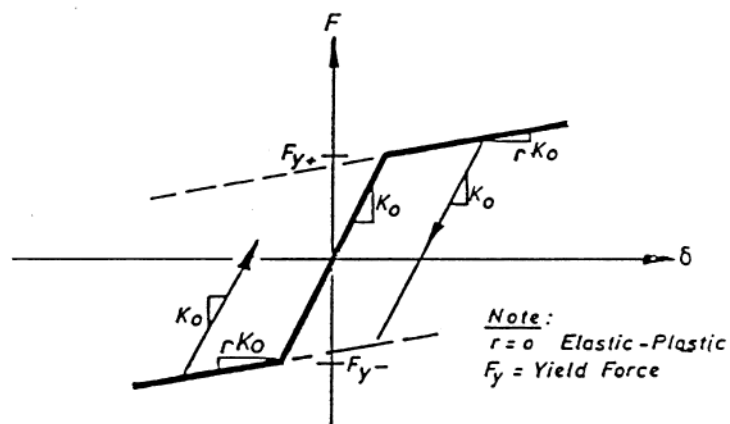


Figura 3-5. Reglas de Histéresis elasto-plástico y bi-lineal

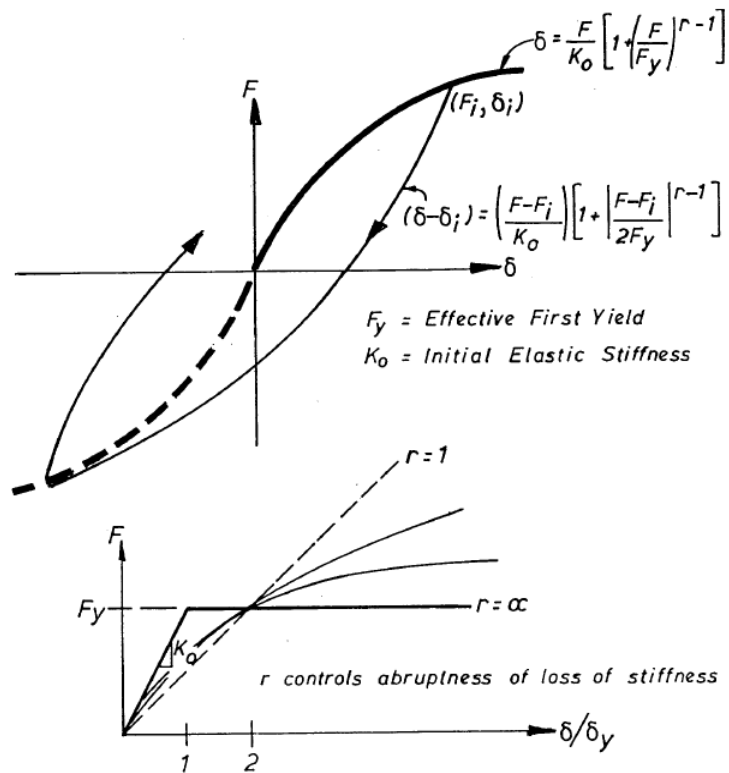


Figura 3-6. Reglas de Histéresis Ramberg-Osgood.

Si al calcular la matriz de amortiguamiento se sigue el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh, se necesita conocer la matriz de rigidez. En RUAUMOKO es posible calcular la matriz de amortiguamiento a partir de la matriz de rigidez tangente o actual o a partir de la matriz de rigidez secante. Para la determinación de la matriz de rigidez del modelo estructural completo es posible utilizar el método de rigidez directo, esto se logra después de determinar la matriz de rigidez de todos los elementos con respecto a las coordenadas globales. Este proceso puede ser escrito formalmente como:

$$[K] = \Sigma [K]_b + [K]_c + [K]_G + [K]_f \quad \text{Ecuación 3-7}$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez de la estructura completa; $[K]_b$ la matriz de rigidez de los elementos vigas; $[K]_c$ la matriz de rigidez de los elementos columnas; $[K]_G$ la matriz de rigidez de los elementos losas; y $[K]_f$ la matriz de rigidez de la fundación.

3.5 Método de Newmark

En 1959 Newmark desarrolló varios métodos de integración de un paso, para la

solución de problemas dinámicos estructurales (Newmark, 1959). Los dos métodos más conocidos son la aceleración media y la aceleración lineal. El método de aceleración media de Newmark es de uso frecuente en los programas de ordenador. El método consiste en integrar paso a paso la ecuación de movimiento. La aceleración se supone que es constante durante el paso de tiempo, es decir, el tiempo “t” y el tiempo “t + Δ t”.

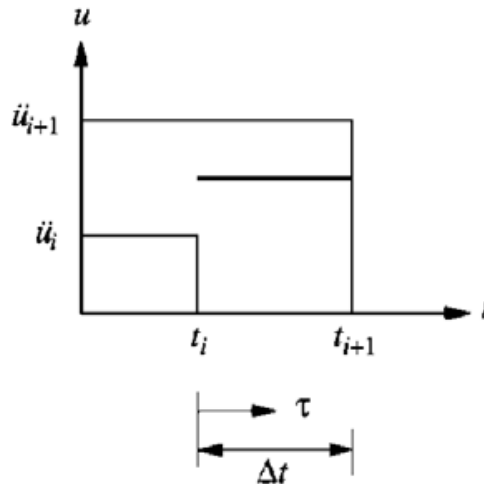


Figura 3-7. Modelo de Aceleración media constante de Newmark.

Por tanto se obtiene la siguiente ecuación para la aceleración en un paso de tiempo Δt :

$$\ddot{u} = \frac{\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)}{2} \quad \text{Ecuación 3-8}$$

Integrando con respecto al tiempo durante el paso de tiempo Δt se obtiene la velocidad y el desplazamiento. Reordenando y dejando que el incremento en el desplazamiento sea la variable, los incrementos de la aceleración y de velocidad vienen dados por:

$$\Delta \ddot{u} = \ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}(t) = \frac{4\Delta u}{(\Delta t)^2} - \frac{4\dot{u}(t)}{\Delta t} - 2\ddot{u}(t) \quad \text{Ecuación 3-9}$$

$$\Delta \dot{u} = \dot{u}(t + \Delta t) - \dot{u}(t) = \frac{2\Delta u}{\Delta t} - 2\dot{u}(t) \quad \text{Ecuación 3-10}$$

Sustituyendo la velocidad y la aceleración en la ecuación del movimiento en el tiempo t + Δ t se obtiene:

$$m[\ddot{u}(t) + \Delta\ddot{u}] + c[\dot{u}(t) + \Delta\dot{u}] + k[u(t) + \Delta u] = p(t + \Delta t) \quad \text{Ecuación 3-11}$$

Por tanto los términos de rigidez pueden ser reescritos como:

$$k(t + \Delta t)[u(t) + \Delta u] = k(t)[u(t)] + k_t [\Delta u] = F_{Elastic}(t) + k_t [\Delta u] \quad \text{Ecuación 3-12}$$

donde $k(t)$ es la matriz de rigidez secante en el tiempo t , las fuerzas elásticas son el equivalente nodal de la fuerzas del miembro en el tiempo t y k_t es la matriz de rigidez tangente actuante. El término de amortiguación también se puede reescribir de manera similar al término rigidez:

$$c(t + \Delta t)[\dot{u}(t) + \Delta\dot{u}] = c(t)[\dot{u}(t)] + c_t [\Delta\dot{u}] = F_{Damping}(t) + c_t [\Delta\dot{u}] \quad \text{Ecuación 3-13}$$

donde las fuerzas de amortiguación son en el tiempo t y la matriz c_t es la matriz de amortiguamiento tangente actuante. Sustituyendo las dos ecuaciones anteriores (Ecuación 3-12 y Ecuación 3-13) en la ecuación del movimiento se obtiene:

$$m[\Delta\ddot{u}] + c_t [\Delta\dot{u}] + k_t [\Delta u] = p(t + \Delta t) - m[\ddot{u}(t)] - F_{Damping}(t) - F_{Elastic}(t) \quad \text{Ecuación 3-14}$$

Insertando la Ecuación 3-9 y Ecuación 3-10 en la Ecuación 3-14 se obtiene:

$$\left[\frac{4}{(\Delta t)^2} m + \frac{2}{\Delta t} c_t + k_t \right] [\Delta u] = p(t + \Delta t) + m \left[\ddot{u}(t) + \frac{4}{\Delta t} \dot{u}(t) \right] + 2c_t [\dot{u}(t)] - F_{Damping}(t) - F_{Elastic}(t) \quad \text{Ecuación 3-15}$$

Si la matriz de amortiguamiento es constante (no cambia con el tiempo), la Ecuación 3-15 puede ser simplificada:

$$\left[\frac{4}{(\Delta t)^2} m + \frac{2}{\Delta t} c_t + k_t \right] [\Delta u] = p(t + \Delta t) + m \left[\ddot{u}(t) + \frac{4}{\Delta t} \dot{u}(t) \right] + F_{Damping}(t) - F_{Elastic}(t) \quad \text{Ecuación 3-16}$$

De la Ecuación 3-16 el desplazamiento incremental se puede calcular, por lo tanto, los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración, junto con las fuerzas de miembro pueden ser actualizados. Cuando la matriz de amortiguamiento y la matriz de rigidez se actualizan, todo el proceso se puede repetir para hallar el desplazamiento incremental.

El método de Newmark de aceleración media constante es incondicionalmente estable. Sin embargo, el paso de tiempo debe ser pequeño (0.01-0.02 segundos) para reducir al mínimo los errores numéricos.

3.6 Índice de daño de Park & Ang

El índice de daño de Park y Ang es uno de los más conocidos y utilizados. Este modelo combina linealmente el daño debido a la máxima incursión inelástica y el daño debido a la historia de deformaciones (Park y Ang 1985). La ecuación que describe este índice vienen dada por:

$$DI = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta E_h}{F_y \mu_u \delta_y} \quad \text{Ecuación 3-17}$$

donde μ_m es la ductilidad máxima; μ_u es la ductilidad cedencia; E_h es la energía histórica disipada; β es un parámetro del índice de daño asociado a la capacidad de disipación de energía del elemento estructural; δ_y es desplazamiento de fluencia (curvatura); F_y es la carga de fluencia. El índice de daño de Park y Ang ha sido ampliamente estudiado y sometido a muchas pruebas experimentales, por lo que existe bastante información respecto a su comportamiento. Con base en datos experimentales se ha determinado que, para elementos esbeltos, el parámetro β es función de la armadura de confinamiento (ρ_w), del cociente luz de corte-altura útil (l/d), de la cuantía de armadura longitudinal (ρ_l) y del esfuerzo axial normalizado (n_0) y es independiente de la historia de carga. La expresión propuesta por Park y Ang para β en función de estos parámetros es:

$$\beta = 0.7^{\rho_w} (-0.447 + 0.073 l/d + 0.24 n_0 + 0.314 \rho_l) \quad \text{Ecuación 3-18}$$

Basados en datos empíricos, los autores afirman que esta ecuación se comporta bien para los siguientes intervalos de parámetros:

$$0.2 < \rho_w < 2.0$$

$$1.0 < l/d < 6.6$$

$$0 \leq n_0 < 0.52$$

$$0.04 < \rho_t < 0.45$$

$$2.3\text{ksi} < f'_c < 6.0\text{ksi}$$

Los resultados experimentales también indican que el parámetro β varía entre -0.3 y 1.2, adoptando por lo general un valor cercano a 0.15. Sin embargo, cabe destacar que el índice de daño no puede adoptar un valor negativo, pues por definición sus valores quedan acotados entre 0 y 1. Si $\beta = 0$, el colapso del elemento se produce debido a excesiva deformación. Si $\beta = 0.6\sim 0.8$, el colapso se produce debido a disipación de energía (daño acumulado). En la Tabla 3-1 se presentan valores que adopta este índice de daño para diferentes grados de daño. Obtenido el índice de daño de Park y Ang es necesario interpretar el valor obtenido. Un índice de daño de 1, asumiendo que se especificaron las ductilidades últimas apropiadas, implica falla y un valor de 0.4 es el límite de daño reparable (Carr 1993). Es decir que a partir de un índice de daño de 0.4 la estructura sufre tal daño que es más económico construir de nuevo que reparar y si es igual o superior a 1 indica que la estructura ha colapsado.

Tabla 3-1 Cuantificación del índice de daño de Park & Ang

DI	Daño Observado
0-0.1	Sin daño-pequeñas grietas localizadas
0.1-0.25	Daño menor – bajo agrietamiento
0.25-0.4	Daño moderado – agrietamiento severo
0.4-1.0	Daño severo – aplastamiento del hormigón, armaduras expuestas
1.0 y más	Colapso

3.7 Descripción del modelo estructural empleado

La Viña es el edificio de viviendas y locales en estudio, es una estructura que ha sufrido daños tras el terremoto de Lorca del 11/05/2011. Está ubicado en Ctra. Granada (calle

Curtidores) y Plaza del Trabajo (Av. De la Vendimia), de la localidad de Lorca (Murcia).El edificio se encuentra en la esquina de una manzana consolidada, presentando planta de forma regular dando a dos calles con dos accesos. Al portal de viviendas de La Viña se accede por Plaza del Trabajo y al de La Viña N°1 por calle Curtidores, como se indica en la Figura 3-9 y Figura 3-10. El edificio se distribuye en 5 plantas de altura sobre rasante. El uso de la planta baja es comercial y el resto del edificio es de uso residencial. La estructura tiene una antigüedad aproximada de 41 años y una superficie construida total de 2.408 m2 según consta en la licencia del proyecto original. El edificio cuenta con dos núcleos de comunicación vertical formado por escaleras, dando acceso a las viviendas de las plantas superiores que, en total, suman 16 viviendas.



Figura 3-8. Edificio de viviendas y locales, La Viña.



Figura 3-9. Localización del edificio objeto de estudio La Viña.



Figura 3-10. Accesos del edificio La Viña.

3.7.1 Descripción constructiva

La estructura del edificio es de hormigón armado en base a pórticos con forjados planos tipo unidireccionales de viguetas y bovedilla de hormigón. El cerramiento exterior es de ladrillo hueco cerámico, con terminación en ladrillo cara vista y enlucido de mortero. En las Zonas comunes: las divisiones interiores están realizadas con ladrillo hueco, los solados de zonas comunes en baldosa de terrazo con rodapié del mismo material al igual

que las escaleras que presentan barandilla de hierro. Los revestimientos de paramentos verticales en interiores son de yeso. El interior de las viviendas está formado por tabiquería de ladrillo cerámico hueco, con revestimiento de yeso. Los solados son de baldosas de terrazo. Los revestimientos de las zonas húmedas son cerámicos esmaltados. La carpintería interior es de madera y la exterior de aluminio. Según las características constructivas de la edificación (estructura sin nivel de diseño sismorresistente, DSR), la vulnerabilidad de la estructura es de Clase C, según la escala EMS-98. Los grados de daño de la EMS-98 se escalan del 1 (menor) al 5 (mayor), representando un aumento lineal en la fuerza de la vibración.

3.7.2 Descripción de las deficiencias/defectos/daños observados

El día 20 de Febrero de 2012, acompañado del representante de la Comunidad de Propietarios del Edificio La Viña, Sergio Ratzlaff, Arquitecto, colegiado número 1,752 del colegio Oficial de Arquitectos de Murcia ha practicado una inspección ocular de la edificación. A partir de la referida inspección, así como del análisis y estudio del conjunto de información obtenida en planos aportados, se constató la existencia de una serie de daños y deficiencias por causa del terremoto en elementos estructurales y no estructurales en dicho edificio. En referencia a la información obtenida en dicha inspección se realizan una serie de ensayos y catas con el fin de determinar el estado actual de la estructura. El edificio presenta daños del tipo Grado 4, Daños Graves en la EMS-98 (daños estructurales graves y daños no-estructurales muy graves).

3.7.3 Detalle del estado actual, Daños en Estructura

La estructura presenta daños importantes con un alto porcentaje de pilares de planta baja, disminuyendo en plantas superiores. Es de destacar los daños en pilares estructurales en plantas superiores resultado de la transmisión del movimiento ocasionado por el seísmo, no pudiendo ser absorbido por los elementos estructurales de la zona baja. Este hecho denota el grado de vulnerabilidad de la estructura.

3.7.4 Análisis del sistema estructural

En función de los daños observados se realizó un análisis detallado del sistema estructural del edificio. Los forjados detallados en los planos de estructura originales describen jácenas del tipo tradicional con un despiece de armadura y refuerzos con características de Hormigón 350kg/cm² y Acero con tensión admisible 4200 kg/cm². Estos elementos no responden a lo antes detallado ya que se realizó un cata de verificación y en lugar de las jácenas de hormigón armado, se ejecutó un sistema de viga mixta (hormigón y perfilería metálica), el elemento está formado por una pletina de ancho variable según la situación; en forjado techo de planta baja es de 15 cm y de 20 cm en plantas superiores; y con un espesor de 8mm, correspondiendo a la armadura longitudinal inferior. Un angular de L30x30x4mm soldado perpendicular a la pletina antes detallada, con un largo de 17cm y a una distancia entre los mismos, inter eje de 35cm rematando y uniendo estos angulares una varilla de acero de Ø17 correspondiendo a la armadura superior. Sobre la pletina de esta jácena se apoyan las viguetas de hormigón prefabricado, conformando el forjado con las bovedillas de hormigón. Se detalla jácena en la Figura 3-11 y Figura 3-12 y en el esquema de la Figura 3-13.



Figura 3-11. Vista superior cata en jácena.



Figura 3-12. Vista inferior cata en jácena.

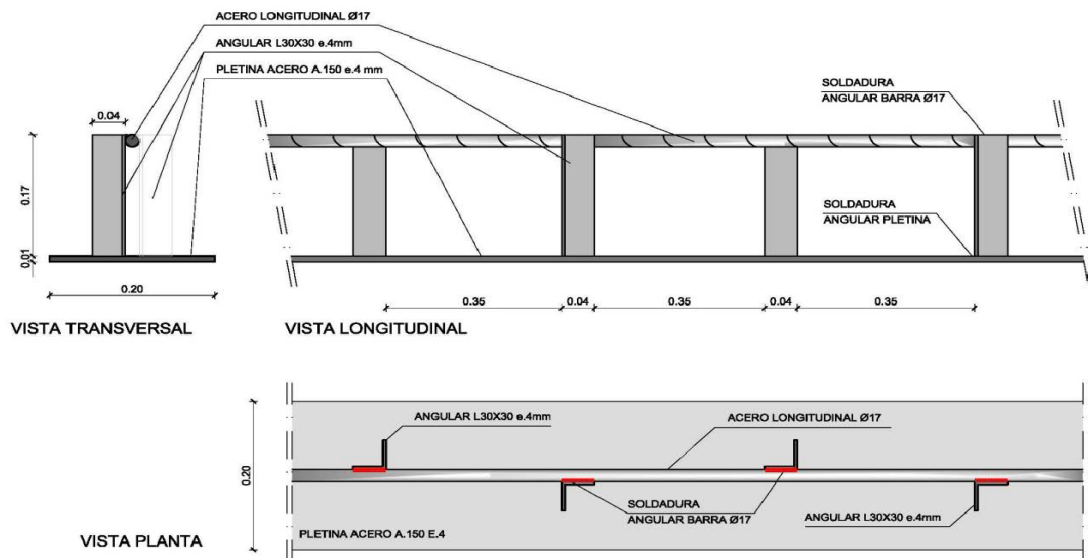


Figura 3-13. Detalle Armadura jácena.

Los pilares de la estructura han sido seriamente dañados, presentando daños en cabeza con fisuras a 45°, oblicuas y en base con fisuras mayoritariamente verticales marcando armadura longitudinal. Se determina el fallo en nudo estructural, con pérdida de empotramiento del mismo. Del análisis de planos originales, según detalle en cuadro de pilares del proyecto original, la armadura longitudinal se compone de cuatro barras de acero según pilar sin indicación de estribado (ver anexo 7.7). En los ensayos realizados (estudio pachométrico) se observa la disposición de estribos en el pilar, no encontrándose concentración de estos en los extremos del pilar y no existiendo estribado en cabeza. Se determina la carencia de armadura en nudo de empotramiento, y con el agravante del seccionamiento del hormigón del pilar, producido por la pletina de las jácenas que apoyan en estos.



Figura 3-14. Nudo viga – pilar 1.

Para determinar las características técnicas de la estructura se solicitó la realización de una serie de ensayos, in situ y laboratorio, de los que se concluye entre otros lo siguiente:

1. Para determinar la calidad del hormigón se realizó el estudio de velocidad de propagación de ultrasonidos realizado en los pilares de la planta baja obteniéndose los siguientes resultados:

Muy deficiente: 11 puntos (4.6 %)

Deficiente: 64 (26.6 %)

Aceptable: 103 puntos (42.7%)

Buena: 63 puntos (26.1 %)

2. Con respecto a los valores de resistencia a compresión obtenidos en las probetas testigo, los valores oscilan entre 16.6 N/mm² y 18.8 N/mm².

3.8 Programa para cálculo del modelo estructural

Para el modelo estructural se utilizó un programa llamado RUAUMOKO. El programa ha sido desarrollado en la Universidad de Canterbury, bajo la supervisión del Dr. Carr Athol. Este programa está específicamente diseñado para analizar estructuras, tanto elásticas como inelásticas, que están sometidas a acciones estáticas y dinámicas. El

programa RUAUMOKO está capacitado para analizar estructuras generales bidimensionales y tridimensionales considerando la interacción con el suelo, desplazamientos de tierra o excitaciones de fuerzas variables en el tiempo. El programa también puede ser utilizado para análisis estáticos o pushover de las estructuras.

3.8.1 Modelo en RUAUMOKO de la estructura objeto de estudio “La Viña”

Debido a que el análisis estructural tiene su base en el cálculo dinámico no lineal para obtener el modelo estructural se siguieron las siguientes consideraciones. Las contribuciones de los miembros a la matriz de masa en este análisis se hacen considerando la matriz de masa diagonal que, como se explicó anteriormente, en este método de representación se considera que la contribución se hace a los términos de la diagonal de la matriz asociados a los grados de libertad traslacionales y rotacionales en cada extremo de los miembros (en el RUAUMOKO, IPCONM = 1; representa la matriz de masa diagonal). El siguiente paso es elegir el modelo de amortiguamiento, para este caso se ha utilizado el modelo de Rayleigh (ver apartado 3.3). En RUAUMOKO, ICTYPE = 1 representa la variación lineal del amortiguamiento con las frecuencias naturales elásticas. Para calcular los coeficientes α y β se ha supuesto un amortiguamiento igual al 5% para los modos de vibración 1 y 5 de acuerdo a las recomendaciones dadas por el programa. El siguiente paso consiste en definir el modelo constitutivo de los materiales. En este trabajo se ha usado el modelo de Takeda modificado (Otani 1974) el cual se ilustra en la Figura 3-15.

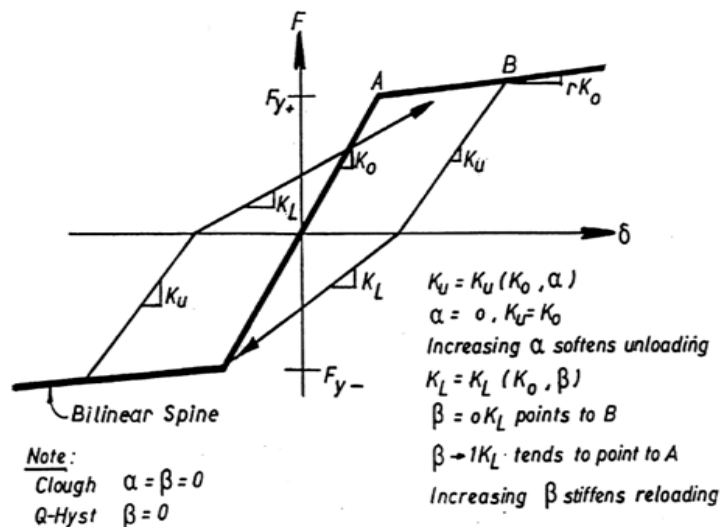


Figura 3-15 Modelo constitutivo de Takeda modificado

Otro factor importante dentro del cálculo dinámico en 3D es la definición de las superficies de fluencia, es decir, la combinación de tensiones que hace que el elemento estructural deje de comportarse elásticamente. En el caso de vigas hay que considerar la interacción entre los momentos flectores. Para lo cual se define una superficie de interacción entre los momentos de fluencia alrededor de los ejes principales de la sección principal, en este caso y y z, mediante la Ecuación 3-19.

$$\left(\frac{M_y^*}{MY_y}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z^*}{MY_z}\right)^\alpha = 1 \quad \text{Ecuación 3-19}$$

En donde M_y^* y M_z^* son los momentos en los ejes principales de la sección, MY_y y MY_z son los momentos de fluencia de la sección transversal en el eje y y z, respectivamente. La variable α define la forma de la superficie, si $\alpha=2$ la superficie es elíptica, si $\alpha=0$ la superficie es rectangular. Un valor habitual para α es 2. En la Figura 3-16 se muestra la superficie de interacción descrita.

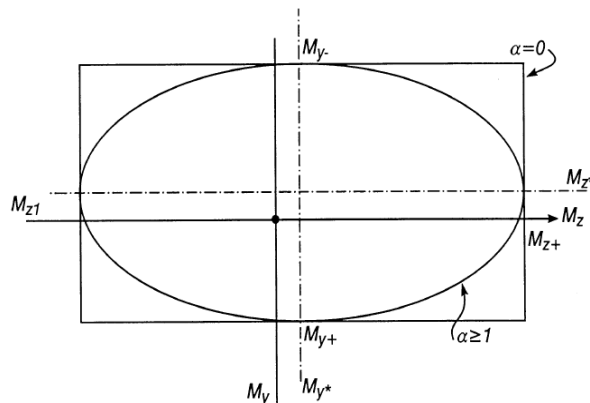


Figura 3-16. Diagrama de interacción de los momentos flectores en las direcciones principales para una viga

En el caso de columnas hay que considerar la interacción de los momentos flectores en ambas direcciones de la sección transversal y, además, de la carga axial. La superficie de interacción de Mirza et al (1989), se define mediante la Ecuación 3-20.

$$\left(\frac{P - Pb}{Py - Pb}\right)^\beta \left(\frac{My}{Mb_y}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz}{Mb_z}\right)^\alpha = 1 \quad \text{Ecuación 3-20}$$

En donde P es la fuerza normal actuante sobre la columna, P_b es el punto de cuantía balanceada y P_y es el límite elástico de la carga axial. Cabe destacar que P_y vale P_c cuando $P > P_b$ y P_y vale P_t cuando $P < P_b$. P_c y P_t son los límites de fluencia a compresión y a tracción, respectivamente. M_b_y y M_b_z son los momentos para la cuantía balanceada, respectivamente. Los valores para α y β recomendados por Hsu (1988) para columnas rectangulares son 1.5 y 1, respectivamente. Otros autores proponen diferentes valores para α y β (Bresler 1960; Furlong et. al 2004) de acuerdo a los valores encontrados en sus investigaciones. En este trabajo se ha considerado adecuado usar el valor de 2 para ambas variables.

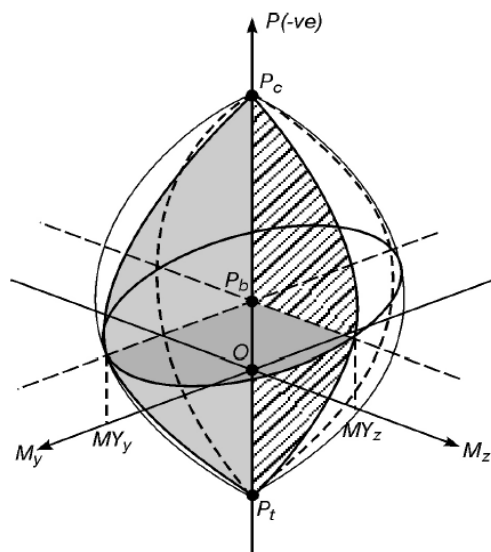


Figura 3-17 Diagrama de interacción propuesto por Mirza et al para el hormigón armado considerando la interacción de los momentos en los ejes principales con la carga axial

Por otra parte, el método de integración que se usa en el análisis dinámico es el de aceleración media constante de Newmark explicado en el apartado 3.5 (en RUAUMOKO, IPANAL=2 describe este tipo de análisis con los parámetros $\gamma = 0.5$ and $\beta = 0.25$). Como acción sísmica se usan las componentes del terremoto de Lorca que se mostraron en la Figura 2-3. En este estudio sólo se han considerado las componentes horizontales de aceleración del terremoto; la componente vertical, no se considera porque los efectos en la respuesta sísmica del edificio en estudio suponen que no son relevantes (en RUAUMOKO, IPVERT = 2; representa dos componentes de excitación del terremoto). Los siguientes parámetros igualmente han sido establecidos en el RUAUMOKO para el análisis:

INLCEO = 0; asume un análisis con desplazamientos pequeños (caso normal). Los análisis de desplazamientos pequeños son apropiados para la mayoría de los análisis dinámicos. En este caso las rigideces de los miembros no se ven afectadas por la deformación de la estructura y las coordenadas nodales permanecen sin cambios durante el análisis.

IPNF = 0; el análisis modal se lleva a cabo después del análisis estático (caso normal). El análisis estático se realiza antes del análisis modal de modo que los efectos de las fuerzas axiales que actúan en las columnas puedan ser tenidos en cuenta en el análisis modal. El análisis estático es el punto de partida para el análisis dinámico ya que esto asegura que todos los miembros tengan la distribución de fuerza correcta antes de comenzar el análisis de historia-tiempo.

IZERO = 0; Todas las salidas cero se omiten (caso normal).

ORTHO = 0; no se lleva a cabo la comprobación de la ortogonalidad de las formas modales. ORTHO es un indicador que permite al usuario mostrar el resultado de la ortogonalidad de las formas modales calculadas con respecto a la matriz de masa. Idealmente los términos diagonales de la matriz de ortogonalidad debe ser 1.0 y los términos fuera de la diagonal debe ser 0. Este controlador se utiliza normalmente sólo si, por alguna razón, hay una sospecha de que los modos computados no son ortogonales con respecto a las matrices de masa o de rigidez.

IMODE = 0; valor predeterminado es el algoritmo de Householder y QR. IMODE se utiliza para seleccionar el algoritmo de autovalores utilizado para calcular las frecuencias naturales y formas modales de vibración libre. El valor predeterminado es el algoritmo de Householder y QR que han sido usados desde mediados de 1960. Este ha sido siempre seguro.

Para modelar la estructura se utilizaron un total de 240 nodos y 460 elementos (en el RUAUMOKO, NNP = 240 y NMEM = 460 respectivamente). Los entrepisos y techos no se modelaron como elementos solo han sido añadidos como masa concentrada en los nodos respectivos. El modelo del Edificio en estudio, La Viña, con sus simplificaciones, se muestra en la Figura 3-18. En esta edificación hay 40 columnas por nivel con 7 tipos de secciones transversales y 52 vigas por nivel con 2 tipos de secciones, una para las vigas de la planta baja y otra para las plantas superiores. Razón por la cual se han

definido 9 tipos de secciones (en el RUAUMOKO, NTYPE = 9). Para definir las características de las superficies de fluencia se ha usado el programa de análisis y diseño estructural ETABS (ver anexo 7.2). En el cálculo estructural se ha tenido en cuenta la participación de los primeros 15 modos de vibración ya que es una estructura de cinco niveles y, por tanto, se ha considerado oportuno tomar tres modos por nivel correspondientes a 2 traslacionales y uno rotacional (en RUAUMOKO, NMODE = 15). Para modelar el comportamiento mecánico de las componentes estructurales del edificio se han usado elementos tipo 'frame'. Un elemento tipo 'frame' incluye los elementos viga y viga-columna.

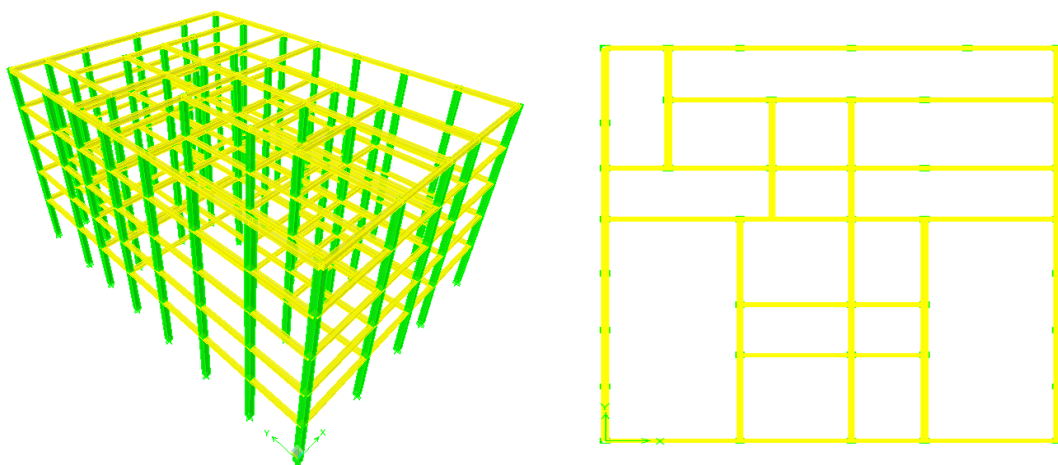


Figura 3-18. Modelo estructural del edificio La Viña

Un elemento viga-columna se diferencia de un elemento viga en que la fuerza axial en el elemento afecta los momentos de fluencia actuantes en cada extremo. Para representar el comportamiento de las vigas se usó el elemento Giberson de una componente. Este elemento se divide en una porción elástica central y dos resortes rotacionales en los extremos tal y como se muestra en la Figura 3-19. Para representar el comportamiento de todas las columnas se usó el miembro viga-columna de concreto reforzado (en el RUAUMOKO, ITYPE = 7). El comportamiento inelástico de los miembros vigas y viga-columna, en general, siguen el concepto de modelo de una componente de Giberson [Sharpe, 1974].

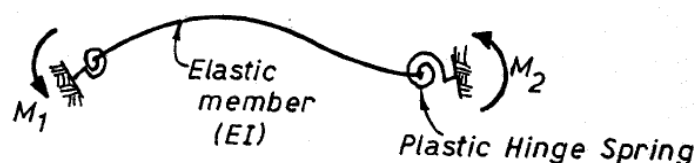


Figura 3-19. Elemento Giberson de una dirección

Para cuantificar el peso de la estructura se ha considerado el efecto de las cargas permanentes y sobrecargas. Las cargas permanentes son aquellas que actúan durante toda la vida de la estructura. Incluyen todos aquellos elementos de la estructura como vigas, pisos, techos, columnas, cubiertas y los elementos arquitectónicos como ventanas, acabados, divisiones permanentes. También se denominan cargas muertas. La principal carga muerta es el peso propio de la estructura. Sus valores se obtienen considerando el peso específico del material de la estructura y el volumen de la estructura. Es el tipo de carga más fácil de evaluar, su monto depende de las dimensiones de los miembros de la estructura. Para forjados planos unidireccionales de viguetas y bovedilla de hormigón con $h = 0.13 + 0.04m$ se tiene que el peso propio del sistema viguetas y bovedillas es igual a 2.30 kN/m^2 (Ver Figura 3-20)

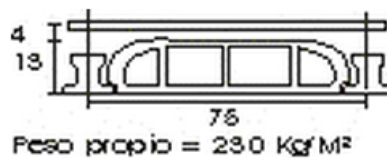


Figura 3-20 Sección transversal del forjado reticular del edificio

El peso de los elementos estructurales (Vigas y columnas) ya lo considera el programa internamente así que no es necesario considerarlo. El peso de los elementos no estructurales (Muros, ventanas, etc) se considera como una carga lineal sobre las vigas. Por otra parte, las sobrecargas pueden variar en magnitud y localización, y son causadas por los pesos de objetos colocados temporalmente sobre una estructura. Las edificaciones están sometidos a cargas vivas uniformes, que dependen del propósito para el cual el edificio está diseñado. Estas cargas están tabuladas en códigos locales, estatales o nacionales. En este caso de estudio es improbable que la carga viva prescrita se presente simultáneamente en la estructura entera en un momento dado. La evaluación de estructuras necesita de procedimientos distintos para situaciones de peritación y/o comprobación en estructuras ya construidas. Por otro lado, las exigencias de fiabilidad cuando se trata de estructuras con patologías exige una redefinición de las sobrecargas de cálculo, para lejos del concepto antiguo de actuar del lado de la seguridad pasar a la evaluación del lado de la realidad, según fases sucesivas de análisis que contemple como factor determinante el nivel de información disponible como elemento corrector de las incertidumbres iniciales. (Arrieta, 1998; Tanner, 1995; Tanner, 2000; Sobrino,

2000). Roldán 2002, mediante la inspección de 630 viviendas localizadas en el ámbito de la Región de Murcia, establece luego de analizados los resultados obtenidos los valores de sobrecargas de uso de las viviendas referidas a superficie útil y que se muestran en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2 Valores de sobrecargas estimadas en la región de Murcia (Roldán 2002)

Ref	Tipología	Sobrecargas de uso de las viviendas de la muestra referidas a superficie útil (Kg/m ²)				
		$SU^{máxima}_{Caract}$ Kg/m ²	$SU^{mínima}_{Caract}$ Kg/m ²	SU^{media}_{Caract} Kg/m ²	$S_{típica, Caract}$ Kg/m ²	SU^{Caract}_{Caract} Kg/m ²
A	Aislada	158,00	68,00	104,36	17,84	133,62
AD	Adosada	183,00	78,00	122,43	21,38	157,49
B	En bloque	190,00	87,00	139,06	16,30	165,80
Total todas las viviendas		190,00	68,00	130,39	21,54	165,71

Por tanto, las sobrecargas media y característica que se consideran en este trabajo son 1.39 kN/m² y 1.66 kN/m², respectivamente. Una vez definidas las características del modelo estructural se llevan a cabo los cálculos deterministas del riesgo sísmico

3.9 Cálculo determinista del riesgo sísmico

Una vez concluido el modelo estructural y definidas sus características principales, se procede a obtener los resultados deterministas. Por determinista entiéndase que solo se hace un cálculo estructural y que la confiabilidad del sistema se estima sobre las variables de entrada. En este trabajo las variables que se van a considerar como aleatorias, posteriormente en el cálculo probabilista, son la resistencia a compresión del hormigón, f_c , la resistencia a tracción del acero, f_y , y la sobrecarga que actúa sobre la estructura W_s . Se Asume que éstas son variables aleatorias y que siguen una distribución gaussiana. Los momentos principales de estas variables aleatorias se muestran en la Tabla 3-3

Tabla 3-3 Momentos principales de las variables aleatorias de entrada

Resultados Cálculos Deterministas		
	Media	Desviación estándar
W_s (kN/m ²)	1.39	0.16
f_y (kPa)	420000	42000
f_c (kPa)	24000	2400

Para calcular los valores característicos de estas variables aleatorias debe establecerse qué pasa con el daño esperado en la estructura si la variable crece o decrece. En el caso que el daño aumente cuando la variable crece debe buscarse el valor característico asociado a una confiabilidad del 95% y en el caso que el daño disminuya debe buscarse el valor característico asociado a una confiabilidad del 5%. Asumiendo que son variables aleatorias gaussianas estos valores característicos se calculan de acuerdo a la Ecuación 3-21.

$$x_{5\%} = \bar{x} - 1.65\sigma_x$$

$$x_{95\%} = \bar{x} + 1.65\sigma_x$$

Ecuación 3-21

donde $x_{5\%}$ y $x_{95\%}$ son los valores característicos asociados a una confiabilidad del 5% y 95% de la variable x ; \bar{x} es el valor esperado de la variable x ; y σ_x es la desviación estándar de la variable x . Como se ha dicho previamente, en el análisis del riesgo sísmico basado en cálculos deterministas que se lleva a cabo en este trabajo, se manejan dos enfoques para las variables de entrada, los valores medios y los valores característicos. Por tanto, se procede a llevar a cabo dos cálculos dinámicos no lineales siguiendo las consideraciones descritas anteriormente. Los valores de resistencia y sobrecarga usados en este caso se muestran en la Tabla 3-4

Tabla 3-4 Valores para las variables de entrada, caso determinista

Variables de entrada casos deterministas		
	Medios	Característicos
W_s (kN/m ²)	1.39	1.65
f_y (kPa)	420000	350700
f_c (kPa)	24000	20040

Cabe destacar que con el valor medio de la variable W_s , el peso total por planta es 1600 kN y con el valor característico es 1704 kN. Después de llevar a cabo los análisis

dinámicos se obtienen los resultados medios y característicos mostrados en la Tabla 3-5. Las variables de salida que se analizan en este trabajo son el periodo fundamental de la estructura, T ; los desplazamientos máximos en la historia del tiempo en x , y y totales δ_x , δ_y y δ_T , respectivamente; los cortantes en la base en x , y y totales V_x , V_y y V_T , respectivamente; el índice de daño de Park y Ang (ID_{PA}); y la energía disipada en los ciclos de histéresis (E_H). Cabe destacar que la variable que indica el riesgo sísmico de la estructura es el índice de daño de Park y Ang pues, como se ha visto en la Tabla 3-1, hay relaciones comprobadas entre el nivel de daño esperado en la estructura y este índice.

Tabla 3-5 Resultados Cálculos Deterministas

Resultados Cálculos Deterministas		
	Medio	Característico
T (s)	0.5144	0.6093
δ_x (m)	0.0379	0.0377
δ_y (m)	0.0368	0.0439
δ_T (m)	0.0528	0.0579
V_x (kN)	1207.6	1105.7
V_y (kN)	1436.9	1190.1
V_T (kN)	1877	1624.5
ID_{PA}	0.483	0.541
E_H (kN*m)	103	95.7

En la Figura 3-21 y Figura 3-22 se presentan la historia de los desplazamientos en x y y , respectivamente, obtenidos en el techo de la estructura para cada tipo de consideración estadística, es decir, media y característica. El intervalo de tiempo corresponde a la duración efectiva asumida del terremoto de Lorca que en este caso es de 16.9 segundos. Nótese que se ha tomado por cero el valor inicial al que fue acortada la acción sísmica usando el criterio de Arias descrito en el apartado 2.2. En general, los desplazamientos máximos tanto en x como en y , ocurren poco antes de 2 segundos coincidiendo con el tiempo en que la aceleración del registro de entrada es máxima (ver Figura 2-5); también se puede apreciar que el desplazamiento máximo en el techo, característico y medio, es muy similar. No obstante, como puede apreciarse en la Figura 3-21, los desplazamientos permanentes en la dirección x de la estructura varían significativamente. En las Figura 3-23 y Figura 3-24 se presenta la historia de los

cortantes obtenidos en la base de la estructura para cada tipo de consideración estadística, es decir, media y característica. Se puede apreciar que el cortante máximo en la componente y está asociado a los valores medios y tiene un valor igual a 1436.9 kN el cual ocurre alrededor de 2 segundos. Esto coincide con el tiempo en el que el desplazamiento en el techo también es máximo. En este caso la historia de cortantes varía considerablemente entre los resultados medios y característicos.

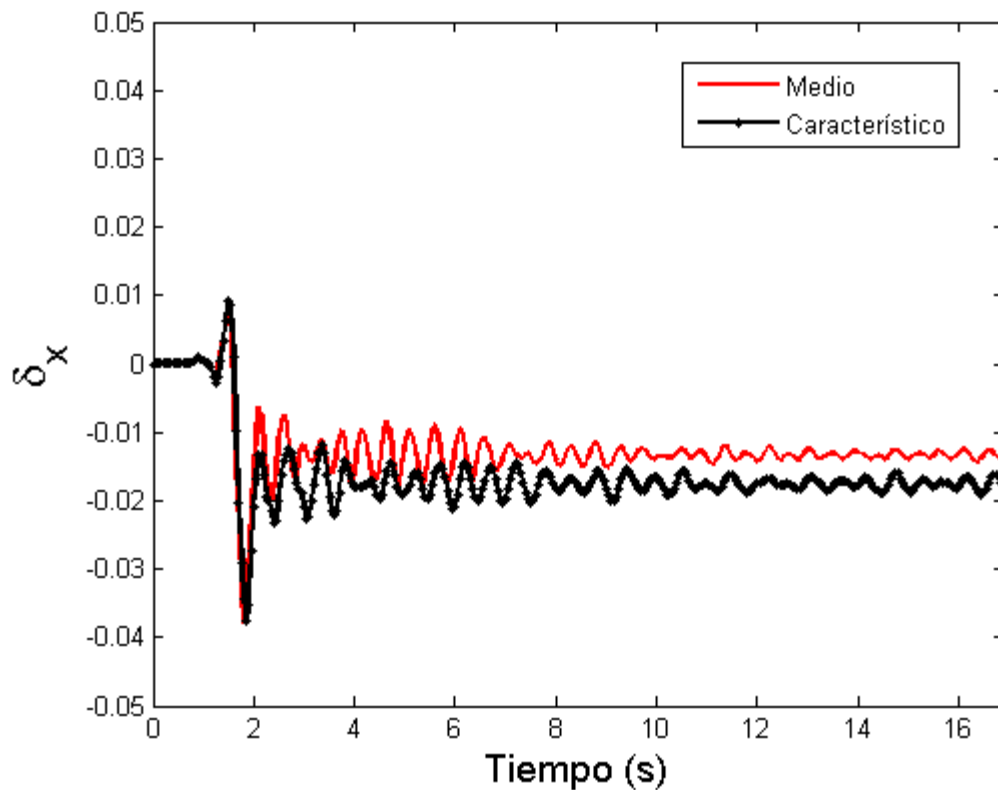


Figura 3-21. Historia del desplazamiento en el techo, dirección x . Determinista medio y determinista característico

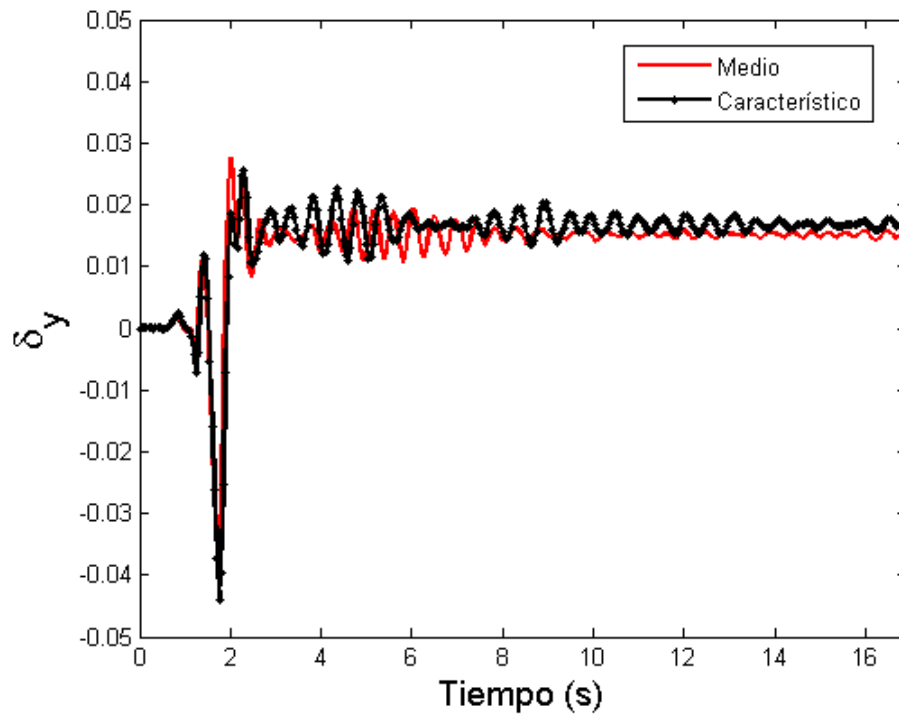


Figura 3-22. Historia del desplazamiento en el techo, dirección y. Determinista medio y determinista característico.

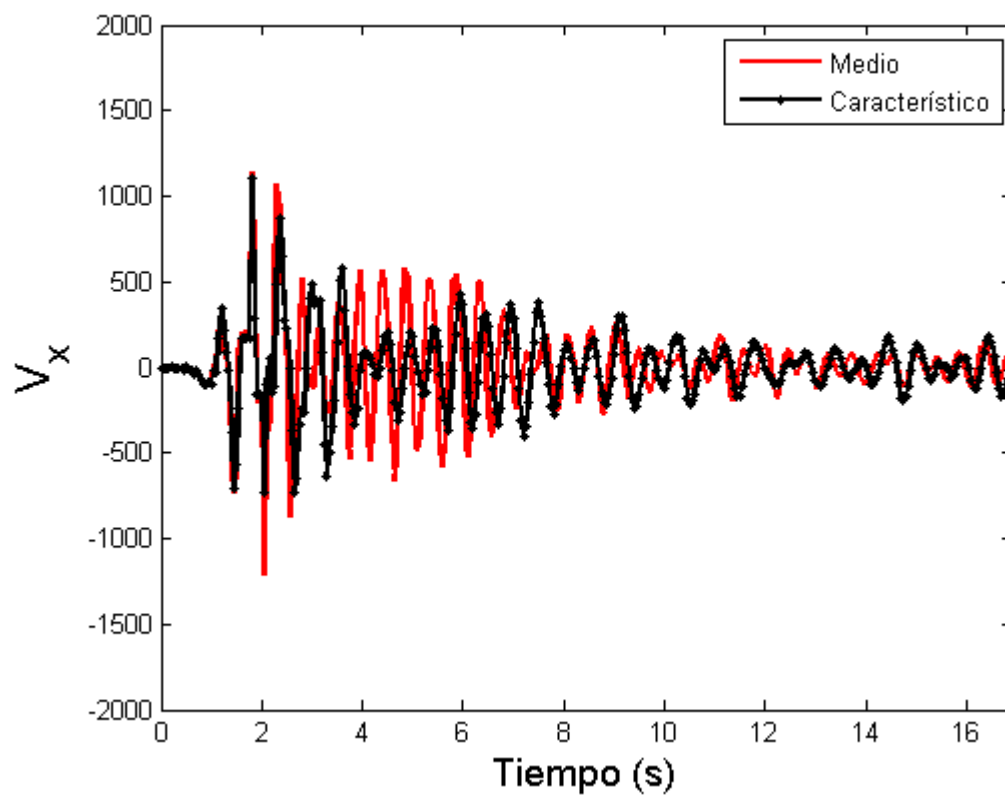


Figura 3-23. Historia del cortante en la base, dirección x. Determinista medio y determinista característico

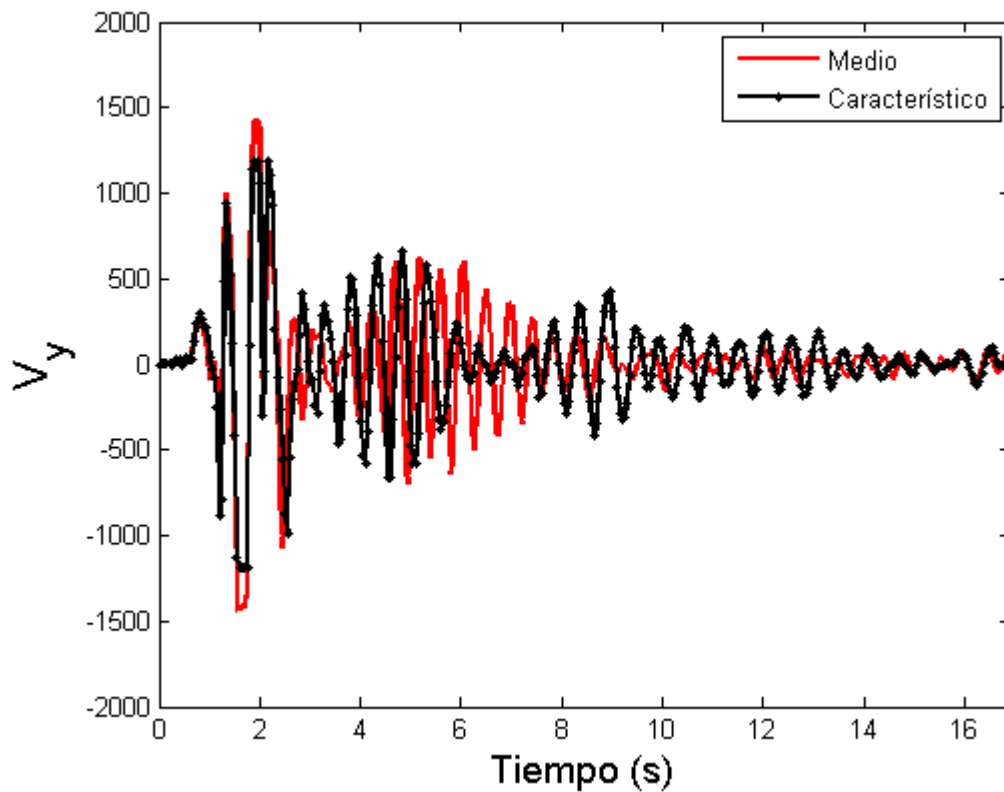


Figura 3-24. Historia del cortante en la base, dirección y. Determinista medio y determinista característico

Puede verse que el método determinista, usando el análisis dinámico no lineal, hasta aquí descrito, permite medir el riesgo sísmico de las estructuras así como los valores característicos y medios de la respuesta. No obstante, la hipótesis que se ha seguido consiste en establecer la confiabilidad del sistema a partir de las variables de entrada. Aun así, esto no es lo ideal ya que la respuesta del sistema es no lineal y, por tanto, conviene evaluar cual es la confiabilidad real de la respuesta. En el siguiente apartado se comparan los resultados de las estimaciones deterministas junto con los resultados de los cálculos probabilistas. Estos últimos se obtienen por medio del método de Monte Carlo.

4 Cálculo probabilista

4.1 El método de Monte Carlo

Bajo el nombre de “Método de Monte Carlo” o “Simulación de Monte Carlo” se agrupan una serie de procedimientos que analizan distribuciones de variables aleatorias usando simulación de números aleatorios. El método Monte Carlo es un método numérico que permite resolver problemas físicos y matemáticos mediante la simulación de variables aleatorias. Es un método no determinista o estadístico numérico, usado para aproximar expresiones matemáticas complejas y costosas de evaluar con exactitud. Se puede afirmar que el método de Monte Carlo emplea deliberadamente números al azar en el estudio de un "proceso estocástico". Por proceso estocástico se entiende una secuencia de estados cuya evaluación viene determinada por sucesos al azar.

La importancia actual del método Monte Carlo se basa en la existencia de problemas que tienen difícil solución por métodos exclusivamente analíticos o numéricos, pero que dependen de factores aleatorios o se pueden asociar a un modelo probabilista artificial (resolución de integrales de muchas variables, minimización de funciones, etc.). El método de Monte Carlo proporciona soluciones aproximadas a una gran variedad de problemas matemáticos posibilitando la realización de experimentos con muestreos de números pseudoaleatorios en una computadora. Gracias al avance en diseño de los ordenadores, cálculos que en otro tiempo hubieran sido inconcebibles, hoy en día se presentan como asequibles para la resolución de ciertos problemas. En estos métodos el

error es $\frac{1}{\sqrt{N}}$ donde N es el número de pruebas.

La base es la generación de números aleatorios que sirven para calcular probabilidades. Conseguir un buen generador de estos números así como un conjunto estadístico adecuado sobre el que trabajar son las primeras dificultades a la hora de utilizar este método. La clave de la simulación Monte Carlo consiste en crear un modelo matemático del sistema que se quiere analizar, identificando aquellas variables (entradas del modelo) cuyo comportamiento aleatorio determina el comportamiento del sistema. Una vez identificados estas entradas o variables aleatorias, se lleva a cabo un experimento

consistente en generar con ayuda del ordenador muestras aleatorias (valores concretos) para dichas entradas, y analizar el comportamiento del sistema ante los valores generados (ver Figura 4-1 y Figura 4-2)

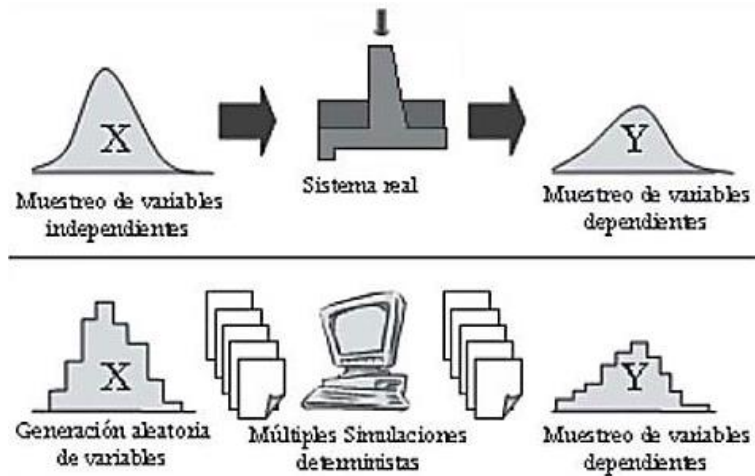


Figura 4-1. Simulación estocástica de problemas de ingeniería por el método de Monte Carlo.

Tras repetir N veces este experimento, se dispone de N observaciones sobre el comportamiento del sistema, lo cual es de utilidad para entender el funcionamiento del mismo; obviamente, el análisis será tanto más preciso cuanto mayor sea el número N de experimentos que se lleven a cabo.

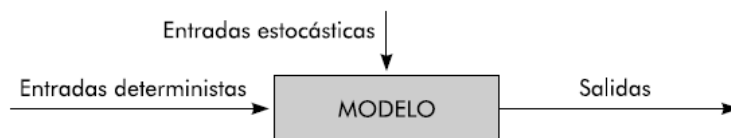


Figura 4-2. Representación esquemática de las relaciones que constituyen el modelo.

4.2 Caso de estudio, edificio La Viña

En el presente caso de estudio se ha empleado el método de Monte Carlo para obtener los resultados probabilistas del riesgo sísmico del edificio objeto de estudio, La Viña. En éste caso se han considerado las incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas de los materiales estructurales y al peso asociado a las cargas móviles o vivas. Se han generado 1000 muestras del modelo con parámetros intercambiados para estudiar cuales son los posibles resultados. La aplicación del método de Monte Carlo en este trabajo permite estimar la confiabilidad real de la respuesta del sistema. En este

hecho radica la diferencia fundamental con el análisis determinista en el que la confiabilidad se estima a partir de las variables de entrada. A pesar de ser el método determinista computacionalmente menos costoso, como se verá más abajo la confiabilidad asociada a la respuesta difiere considerablemente de la real. Para la generación de variables aleatorias se usa el programa MATLAB. Este programa interactúa fácilmente con RUAUMOKO pues permite generar las variables de entrada, reemplazarlas en el archivo de datos de entrada y, simultáneamente, ejecutar el modelo. Por otra parte, es bien conocido que la variabilidad espacial entre las características de los elementos estructurales influye en gran medida en los resultados (Franchin et al. 2010). Por lo tanto, se ha decidido considerar mediante la generación, para todas las columnas de un mismo nivel del edificio, de una muestra aleatoria de la resistencia a la compresión de hormigón, f_c , y, para cada columna del mismo nivel, de una muestra aleatoria del módulo de elasticidad del acero, E_s . Se utilizó el mismo criterio para generar muestras aleatorias de las características de los materiales de las vigas de un mismo nivel. Es importante observar que las muestras correspondientes a cada nivel son independientes. Esta consideración se basa en el hecho de que, por lo general, los elementos estructurales de la misma planta están hechos de la misma mezcla de hormigón. Las propiedades del refuerzo se pueden suponer como independientes de elemento a elemento. Es decir, para llevar a cabo una simulación, es necesario generar 10 muestras aleatorias para f_c y 460 para f_y . Cabe destacar que el objetivo de este trabajo es la evaluación del riesgo sísmico de un edificio individual; sin embargo, el estudio se podría extender a estructuras existentes en zonas urbanas, teniendo en cuenta, la variación de edificio a edificio de las características estructurales dentro de una tipología estructural. Una discusión más profunda sobre este tema se puede encontrar en Crowley et al. (2005). De acuerdo a los valores de los momentos principales dados en la Tabla 3-4 y siguiendo las hipótesis mencionadas para considerar la variabilidad espacial, se generan 1000 grupos de muestras aleatorias de la resistencia a compresión del hormigón y a tracción del acero, f_c y f_y , respectivamente. En la Figura 4-3 se muestra el histograma de la media de los grupos de muestras generadas. Por el teorema del límite central podría decirse que estos histogramas describen funciones de probabilidad gaussianas. No obstante, en este trabajo, se ha decidido calcular la función acumulativa de probabilidad, manejando las variables obtenidas como no paramétricas. El procedimiento consiste en dividir los valores del histograma entre el número total de

muestras y calcular la función acumulada. Siguiendo este criterio, cuando la función obtenida va de 0 a 1 y permite calcular cualquier nivel de confianza. En la Figura 4-3 se muestran las funciones cumulativas de probabilidad de las variables f_c y f_y asumiendo que estas son variables no paramétricas.

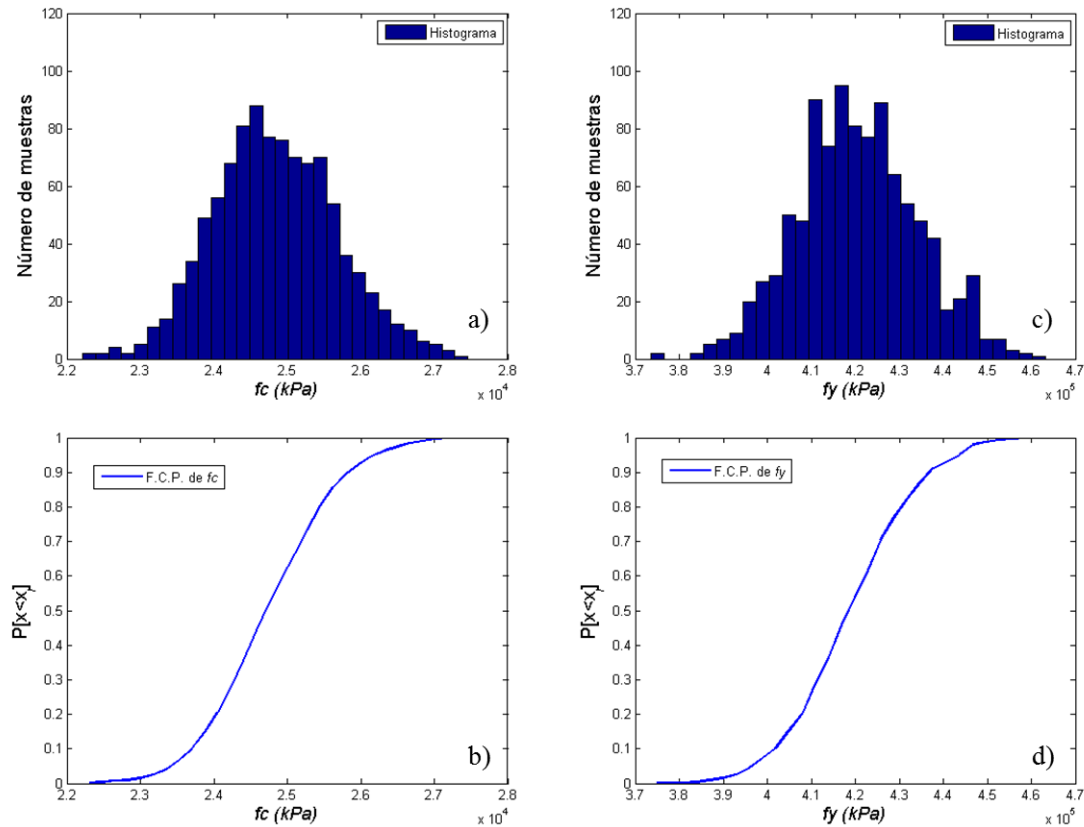


Figura 4-3. Resistencia compresión hormigón a) Histograma; b) Función cumulativa de probabilidad. Límite de fluencia del acero c) Histograma; d) Función cumulativa de probabilidad.

Las muestras aleatorias, asociadas a las cargas vivas que actúan sobre la estructura, han sido generadas considerando que éstas no son uniformes sobre cada planta. Es decir, por cada nodo asociado a una planta se ha generado una muestra aleatoria. Considerando que las cargas permanentes no se consideran aleatorias se tiene que el peso total para cada planta es una variable aleatoria cuya media es 4 kN/m^2 y la desviación estándar es 0.1576 kN/m^2 . Por tanto se han generado también 1000 grupos de 200 muestras aleatorias (una por cada nodo) para considerar el efecto de esta variable aleatoria en el cálculo del riesgo sísmico. El histograma de la variable aleatoria del peso total de la estructura se muestra en la Figura 4-4. Además, se muestra la función cumulativa de probabilidad asumiendo que la variable aleatoria es no paramétrica.

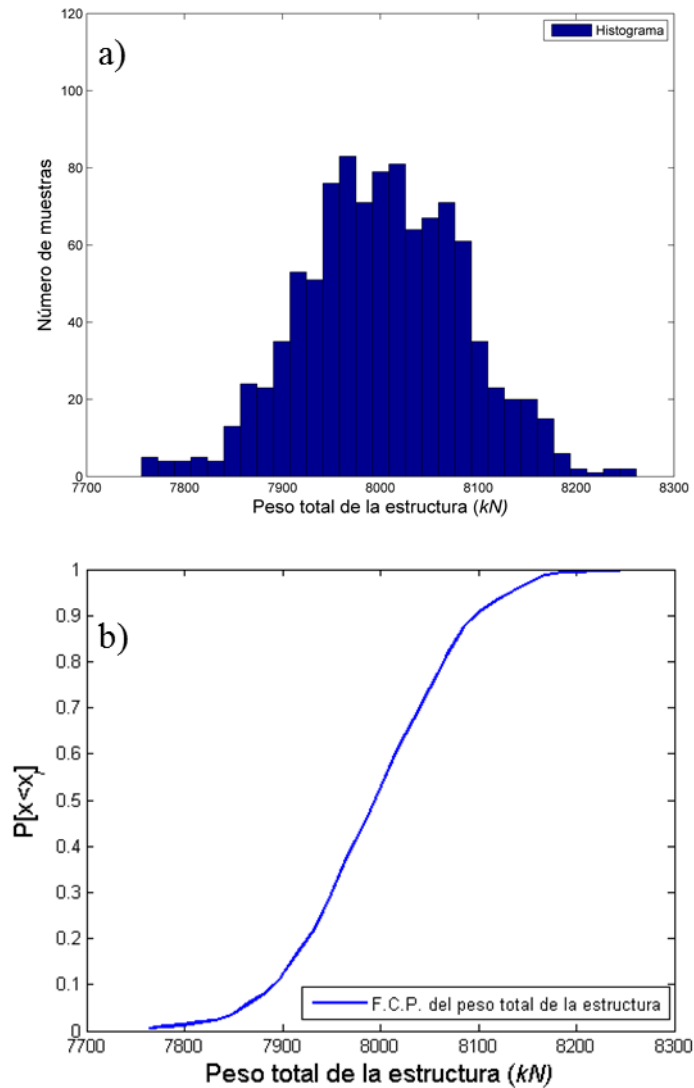


Figura 4-4. Peso total de la estructura.
a) Histograma; b) Función cumulativa de probabilidad.

Todas las consideraciones descritas tienen el propósito de modelar adecuadamente la realidad y conseguir, por tanto, resultados fiables. Es indispensable introducir en el modelo la naturaleza aleatoria de aquellas variables cuya consideración como deterministas implicaría errores sustanciales. Como resultados de la simulación se obtienen, ahora como variables aleatorias, el periodo fundamental de la estructura, T ; los desplazamientos máximos en la historia del tiempo en x , y y totales δ_x , δ_y y δ_T , respectivamente; los cortantes en la base en x , y y totales V_x , V_y y V_T , respectivamente; el índice de daño de Park y Ang (ID_{PA}); y la energía disipada en los ciclos de histéresis (E_H).

4.3 Comparación determinista y probabilista

Inicialmente se procede a analizar la respuesta temporal en términos de los desplazamientos en el techo y cortantes en la base. Dado el enfoque probabilista se obtienen variables estocásticas las cuales permiten evaluar la confiabilidad de la respuesta en cualquier paso de tiempo. En la Figura 4-5 y Figura 4-6 se presentan la curva de la historia en el tiempo de los desplazamientos obtenidos en el techo de la estructura para las mil muestras generadas y marcando en línea continua de color rojo la media y en línea discontinua la media \pm desviación estándar. El intervalo del tiempo cubierto corresponde a la duración recortada del terremoto utilizado que en este caso es de 16.9 segundos. Cabe destacar que los valores de desplazamiento máximo en ambos casos no presentan una gran incertidumbre. Sin embargo los desplazamientos permanentes presentan elevadas incertidumbres. Este hecho también se puede ver en el caso determinista donde la variación entre la respuesta máxima media y característica no fue excesiva pero si la de los desplazamientos permanentes. Por otra parte en las Figura 4-7 y Figura 4-8 se presentan la curva de la historia en el tiempo de los cortantes obtenidos en la base de la estructura para las mil muestras generadas marcando en línea continua de color rojo la media y en línea discontinua la media \pm desviación estándar. Se puede apreciar que el valor medio del cortante máximo es 1427.8kN en la componente y. Al igual que el cálculo determinista, este valor máximo sucede alrededor de 2 segundos, lo que coincide con el tiempo en el que el desplazamiento en el techo es máximo. Cabe destacar que la incertidumbre asociada al cortante en cualquier instante de tiempo no es elevada hasta tal punto que es difícil distinguir en las figuras los valores medios de los medios \pm la desviación estándar. La Tabla 4-1 contiene los resultados de los cálculos probabilistas considerando ahora dos enfoques, los valores de la mediana y los valores característicos, de los análisis dinámicos no lineales probabilistas realizados al edificio de La Viña.

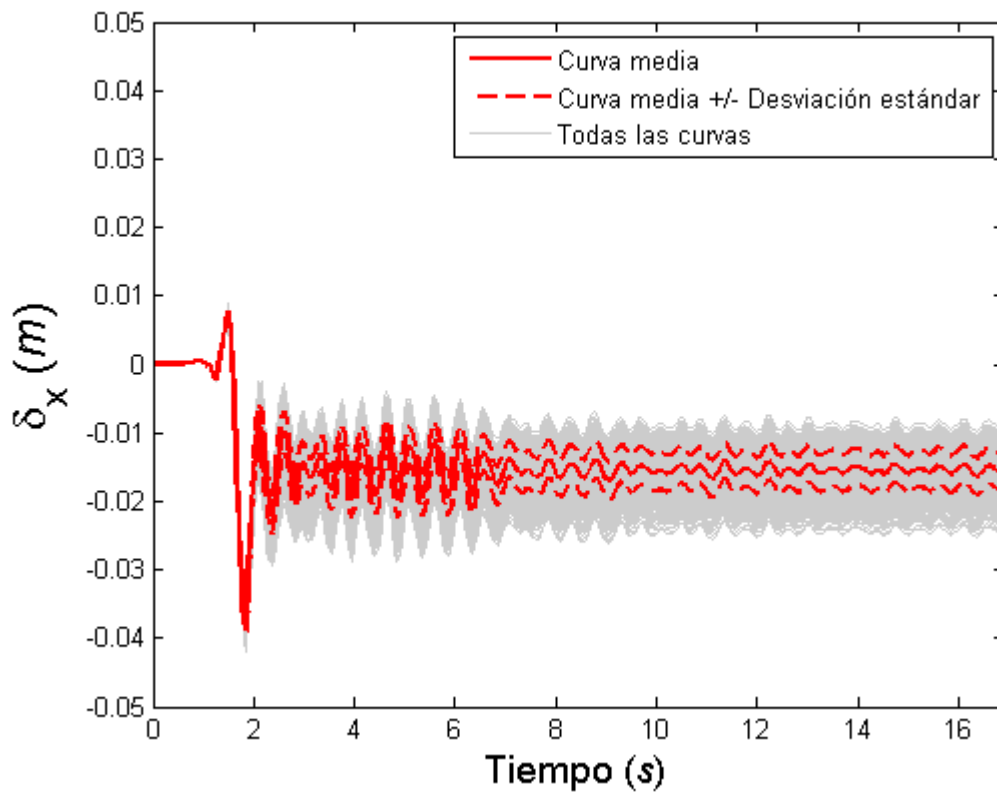


Figura 4-5. Historias de desplazamiento en la dirección x

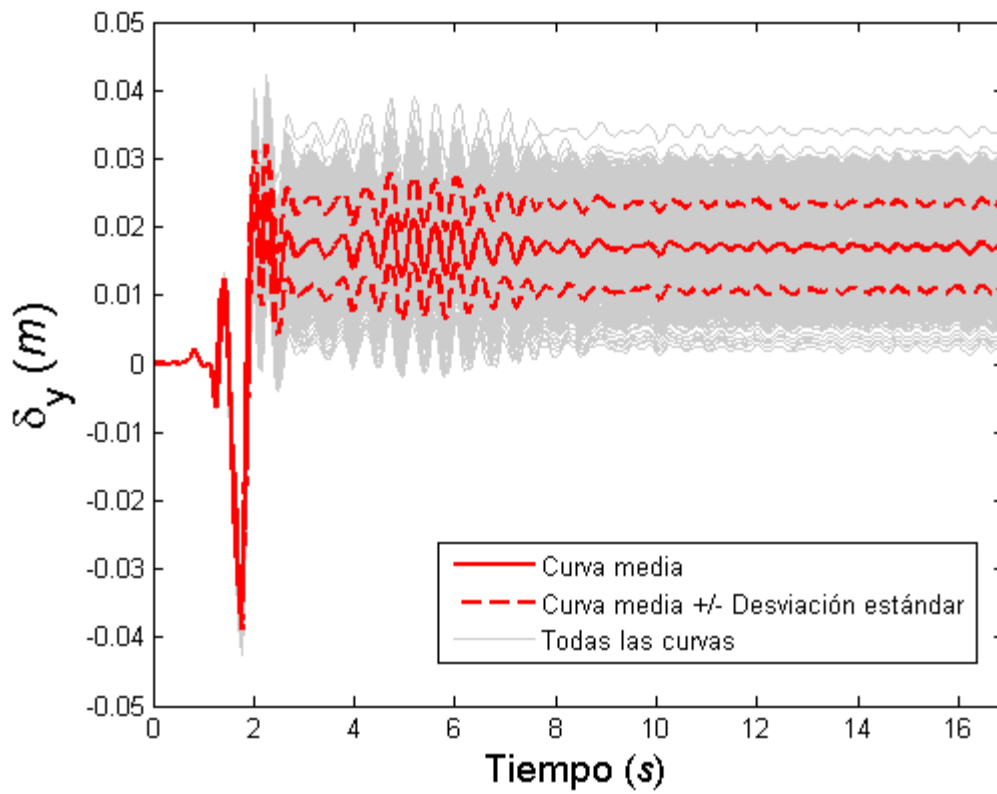


Figura 4-6. Historias de desplazamiento en la dirección y

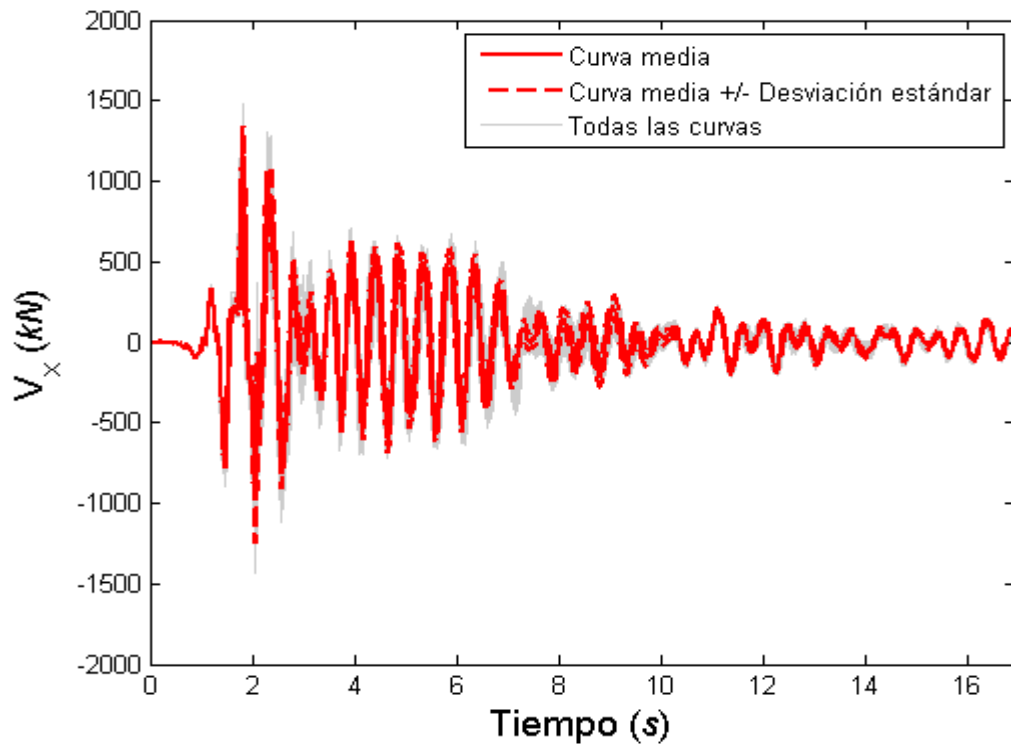


Figura 4-7. Historias de cortante en la dirección x

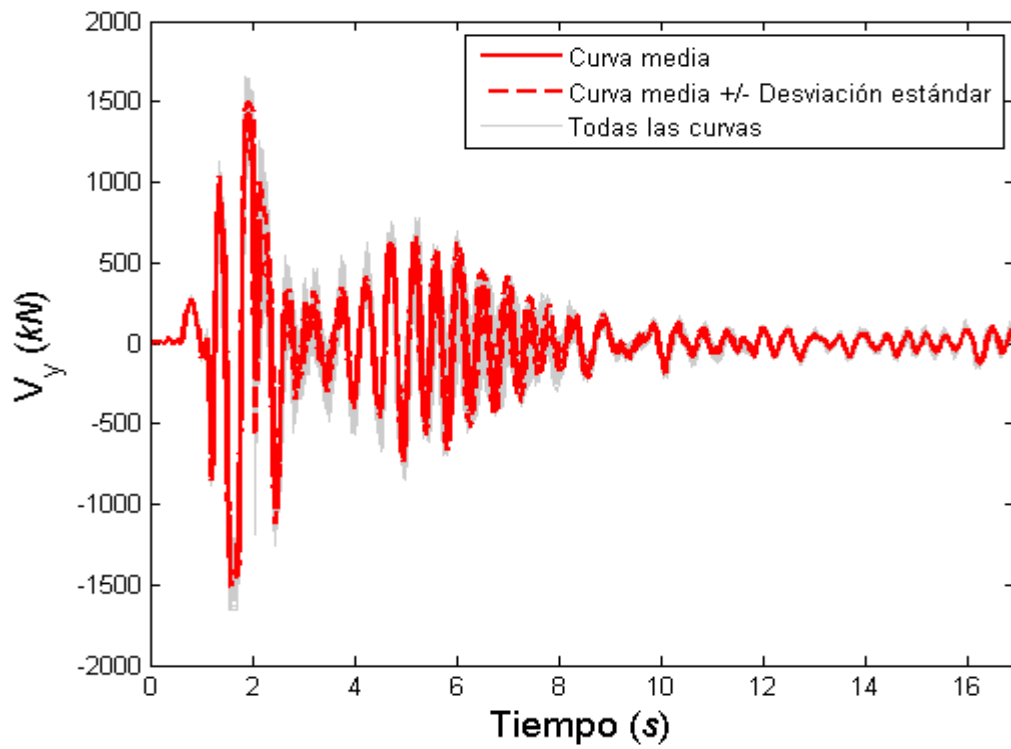


Figura 4-8. Historias de cortante en la dirección y

Resultados cálculos probabilistas		
	Mediana	Característico
T (s)	0.5141	0.5366
δ_x (m)	0.0376	0.0399
δ_y (m)	0.0372	0.0397
δ_T (m)	0.0529	0.0552
V_x (kN)	1191	858.88
V_y (kN)	1427.8	1309.5
V_T (kN)	1849.5	1668.5
ID _{PA}	0.523	0.6918
E_H (kN*m)	102.82	96.24

Tabla 4-1. Resultados Cálculos Probabilistas

A continuación se presentan los histogramas de las variables no paramétricas y la respectiva función cumulativa de probabilidad (FCP) de los resultados que se han obtenido a partir del análisis probabilista. Se procede a comparar las estimaciones deterministas y probabilistas. Se ha manejado la siguiente nomenclatura para diferenciar los casos. M.D. denota media determinista. M.P. denota la mediana probabilista. El valor característico determinista es C.D. y el valor característico probabilista es C.P.

En la Figura 4-9 se tienen los resultados del periodo, donde se muestra que el resultado medio determinista y la mediana probabilista son bastante similares, con un valor aproximado de 0.51 segundos, lo que representa un 50% de probabilidad de no ser excedido. Sin embargo el valor característico determinista está muy alejado, quedando incluso fuera de los intervalos de la distribución aleatoria probabilista, lo que empieza a dar luz sobre la desventaja de utilizar métodos deterministas. Nótese que el cálculo del periodo fundamental se obtiene a partir del análisis modal y, por tanto, es independiente de la respuesta no lineal. Lo que demuestra que aún en cálculos simplificados los métodos deterministas, cuando se desean obtener confiabilidades superiores, pueden ser deficientes.

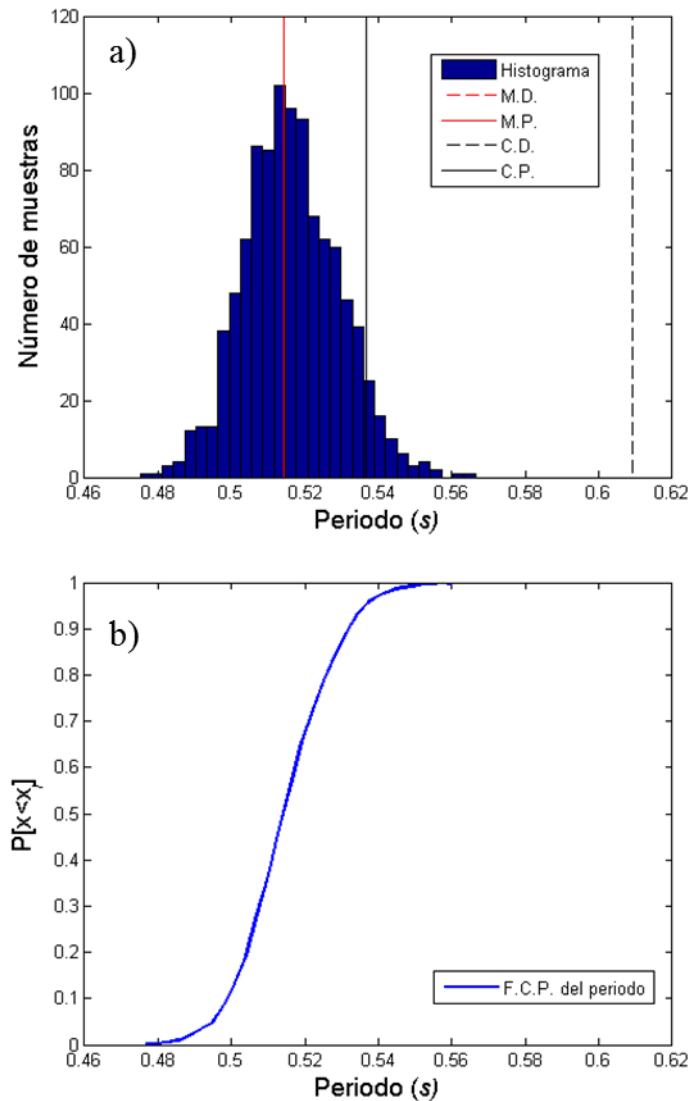


Figura 4-9. Periodo.
a) Histograma; b) Función cumulativa de probabilidad.

En la Figura 4-10 se tienen los resultados del desplazamiento máximo en x , donde se muestra que el resultado medio determinista y la mediana probabilista son muy similares, con un valor de aproximadamente 0.0378 metros, lo que representa un 50% de probabilidad de no ser excedido ante un evento sísmico como el del 11 de mayo del 2011 en Lorca. Por otra parte, el valor característico determinista del desplazamiento es menor que el valor medio determinista. Esto representa una incoherencia y una deficiencia del método determinista. El valor característico probabilista es igual a 0.0399 que es casi 10% mayor al obtenido con el método determinista. Lo que indica que los resultados no están por el lado de la seguridad.

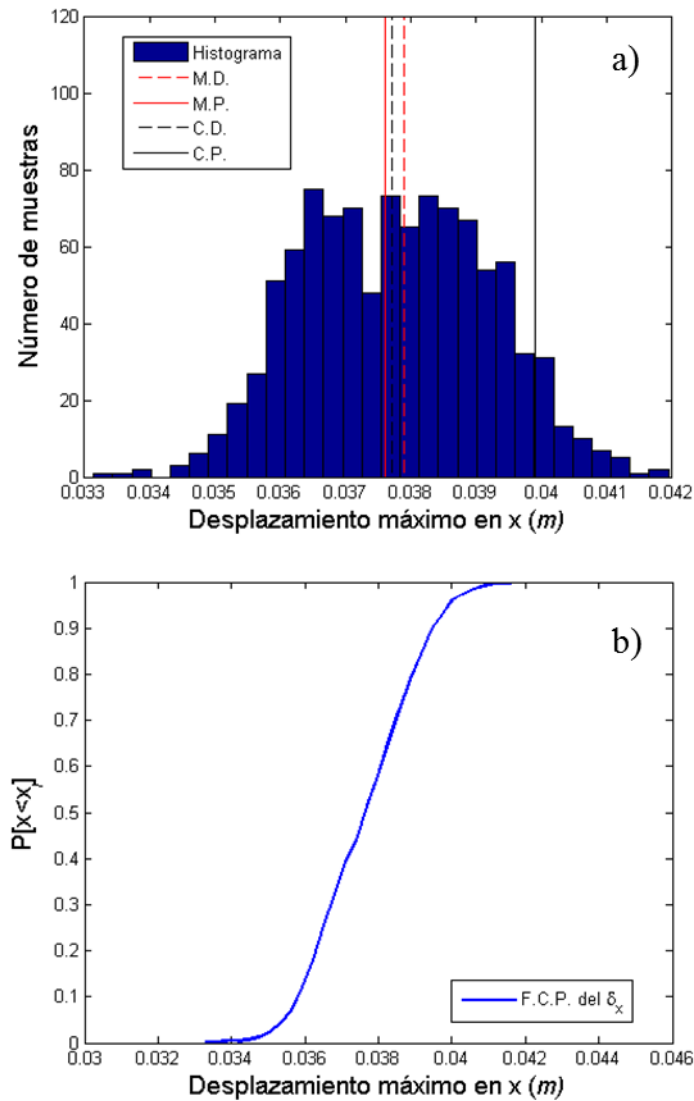


Figura 4-10. Desplazamiento máximo en X.
 a) Histograma; b) Función acumulativa de probabilidad.

En la Figura 4-11 se tienen los resultados del desplazamiento máximo en y . En ésta, se muestra que el resultado medio determinista y la mediana probabilista son similares, el valor aproximado es 0.037 metros. Sin embargo, de nuevo, el valor característico determinista está muy alejado, quedando incluso fuera de los valores de la distribución aleatoria probabilista. Aunque en este caso el valor característico obtenido con el método determinista está por el lado de la seguridad, el valor es ahora 10% mayor al obtenido con el método probabilista lo que representa una desventaja, de nuevo, para el cálculo determinista.

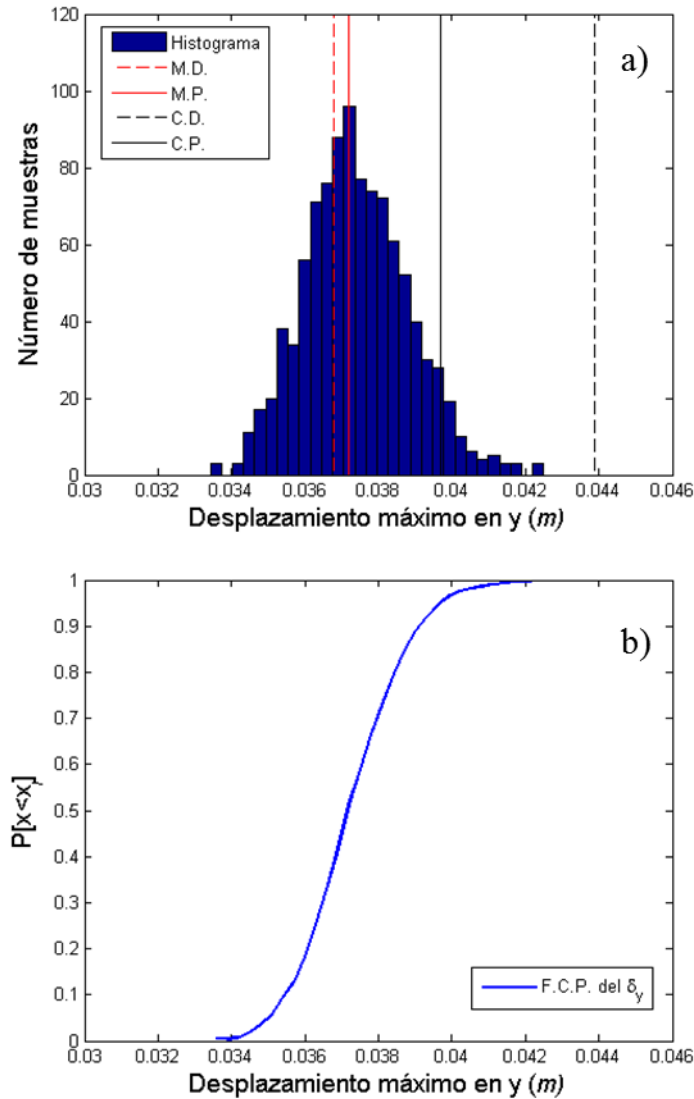


Figura 4-11. Desplazamiento máximo en Y.
a) Histograma; b) Función acumulativa de probabilidad.

En la Figura 4-12 se tienen los resultados del desplazamiento máximo total en el techo, obtenidos como la resultante de los desplazamientos ortogonales x y y . El resultado medio determinista y la mediana probabilista son similares con un valor aproximado igual a 0.0529 metros. Sin embargo, de nuevo, la estima del valor característico es deficiente. Sin embargo, cabe destacar que los valores totales de desplazamiento están por el lado de la seguridad. No obstante, en el caso de diseño e incluso de evaluación del riesgo sísmico puede llevar a sobre diseñar o a sobre valorar el daño esperado, respectivamente. Esto puede repercutir en un aumento innecesario en el costo de la edificación.

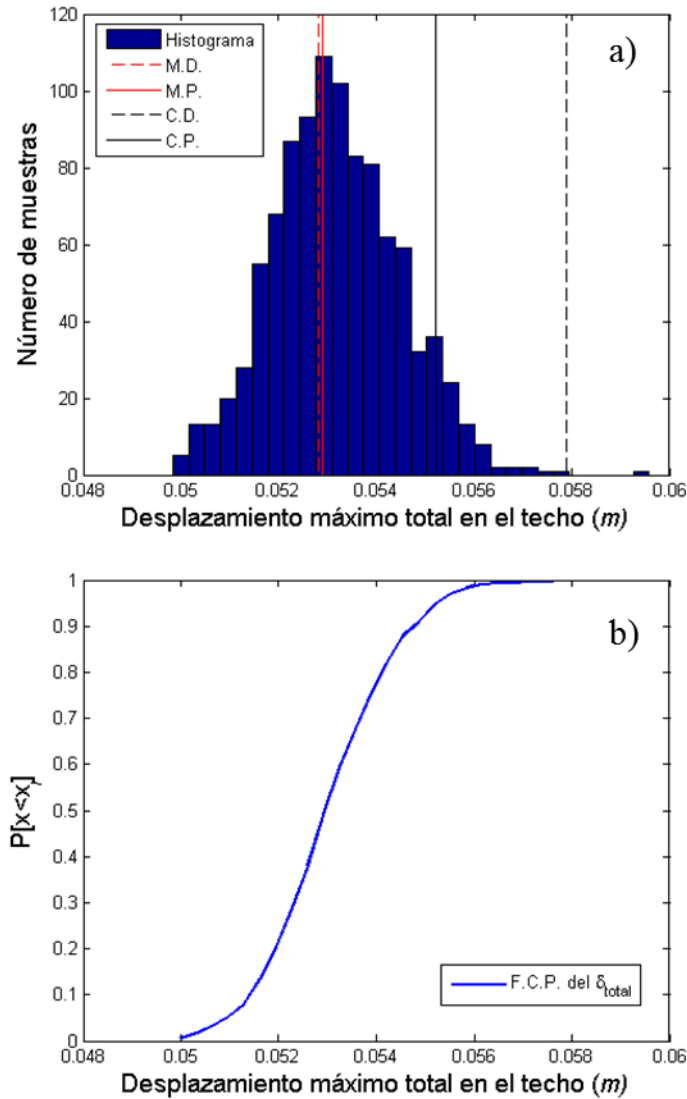


Figura 4-12. Desplazamiento máximo total en el techo.
a) Histograma; b) Función acumulativa de probabilidad.

En la Figura 4-13 se tienen los resultados del cortante máximo en la dirección x . Se muestra el resultado medio determinista y la mediana probabilista, con un valor de 1207.6 kN y 1191 kN respectivamente. Sin embargo el valor característico determinista es 1105.7 kN, este valor no es representativo porque como se puede apreciar en el histograma de distribución probabilista deja una porción considerable de muestras sin cubrir lo que representa una desventaja en el cálculo determinista. El valor característico probabilista es igual a 858.88 kN lo indica que solo se tiene un 5% de probabilidad de obtener un valor que sea menor o igual que el que se muestra en la Figura 4-13b de la función acumulativa de probabilidad de la misma Figura 4-13. Se destaca que en este caso el valor característico determinista es 28% más alto que el obtenido a partir del

cálculo probabilista.

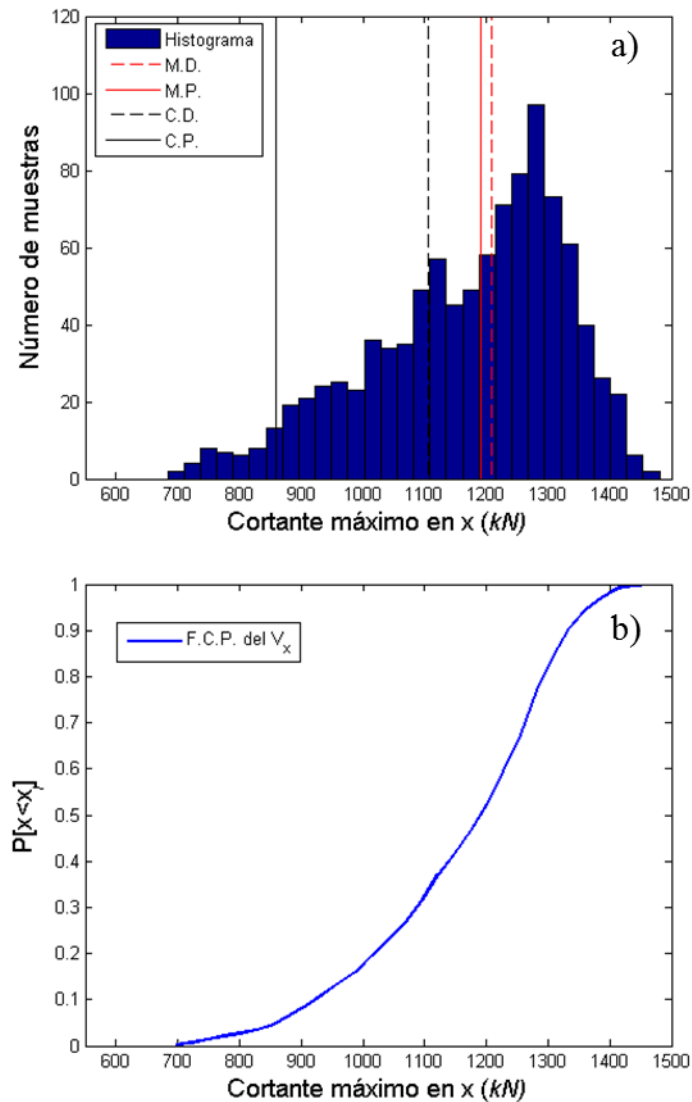


Figura 4-13. Cortante máximo en X.
a) Histograma; b) Función acumulativa de probabilidad.

En la Figura 4-14 se tienen los resultados del cortante máximo en y. En ésta se muestra el resultado medio determinista y la mediana probabilista, con un valor de 1436.9 kN y 1427.8 kN respectivamente, lo que representa un 50% de probabilidad de no ser excedido ante un evento sísmico como el del 11 de mayo del 2011 en Lorca. Sin embargo, el valor característico determinista da 1190.1 kN, este valor está lejos de ser representativo ya que ni siquiera respeta los límites del histograma. El valor característico probabilista es igual a 1309.5 kN.

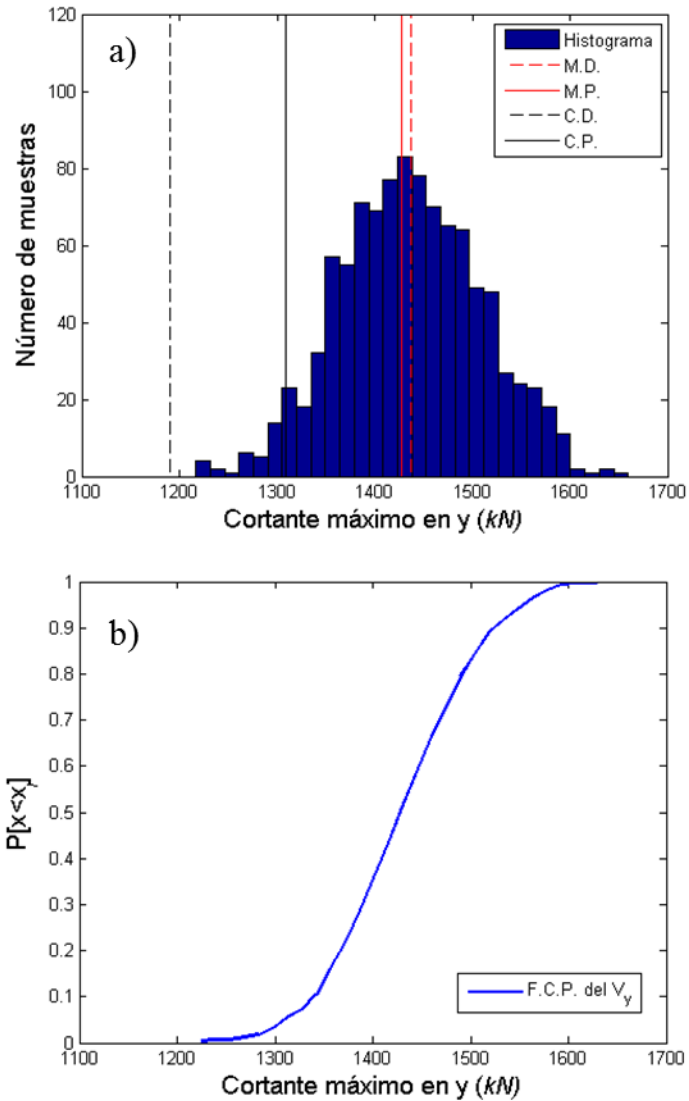


Figura 4-14. Cortante máximo en Y.
a) Histograma; b) Función acumulativa de probabilidad.

En la Figura 4-15 se muestran los resultados del cortante total máximo en la base con resultados deterministas y probabilistas. Puede verse que hay una relativa buena correspondencia entre los resultados deterministas y probabilistas tanto de la media como del valor característico.

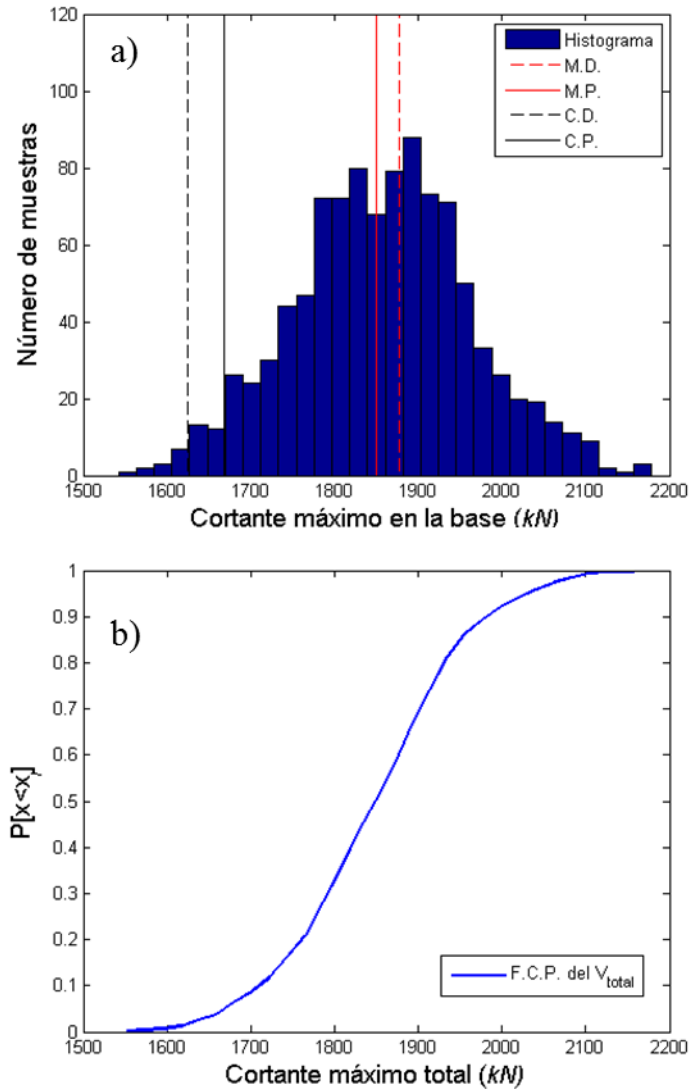


Figura 4-15. Cortante máximo en la base.
a) Histograma; b) Función cumulativa de probabilidad.

En la Figura 4-16 se muestra la energía disipada en los ciclos de histéresis donde se puede notar, de nuevo, que hay una buena correspondencia entre los resultados deterministas y probabilistas tanto de la media como del valor característico. Tal vez sea esta variable la que mejor ajusta cuando se usa el método determinista para aproximar el método probabilista.

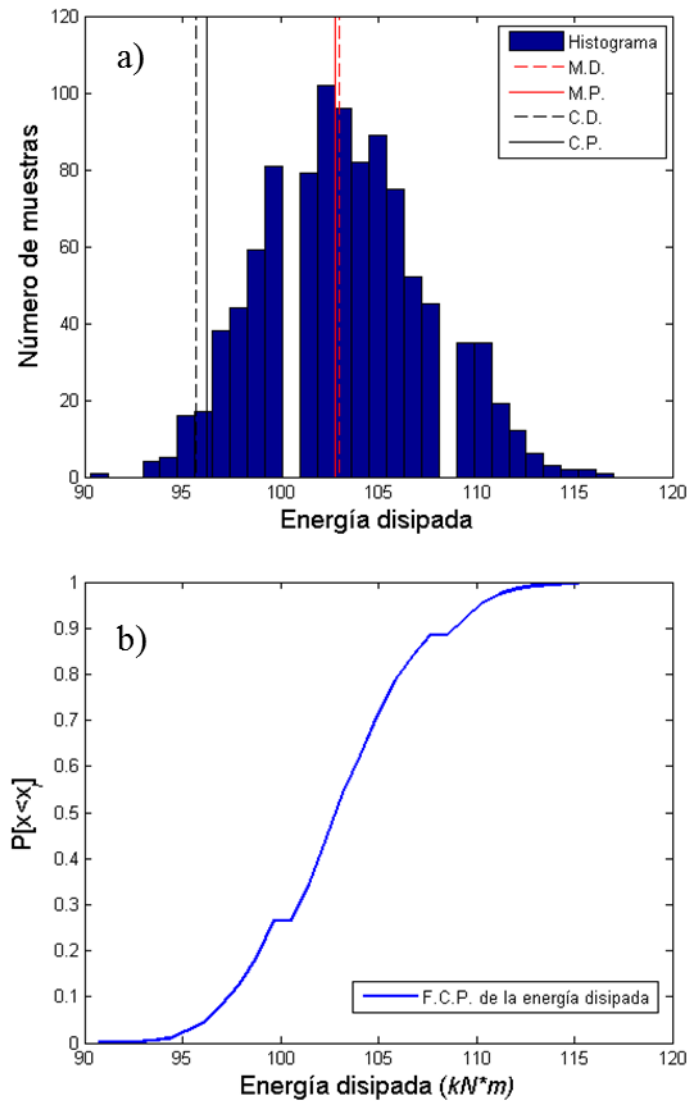


Figura 4-16. Energía disipada.

a) Histograma; b) Función cumulativa de probabilidad.

Finalmente, la Figura 4-17 muestra los resultados asociados al cálculo del índice de daño de Park y Ang. Éste es el resultado más significativo de este trabajo ya que, como se ha dicho previamente, éste índice está asociado directamente al riesgo sísmico (ver Tabla 3-1). Además, de acuerdo a la Ecuación 3-17 puede verse que el cálculo de éste índice depende de los desplazamientos máximos alcanzados por la estructura, de las fuerzas que actúan en los elementos, así como de la energía disipada en los ciclos de histéresis. En términos del valor asociado a la mediana puede verse que, como en la mayoría de variables descritas hasta aquí, hay una buena correspondencia entre ambos métodos, es decir, determinista y probabilista, lo cual era de esperarse. Pasando al caso de los valores característicos, como también era de esperarse, los resultados no son

similares. El problema es aún más crítico ya que las estimas basadas en cálculos deterministas no están por el lado de la seguridad. La estima del valor característico determinista tiene una probabilidad de ser excedida del 45%. Lejos del 5% deseado. Esto revela que estimar el riesgo sísmico con enfoques deterministas no es una buena alternativa. Cabe destacar que el daño esperado en la estructura ante el terremoto de Lorca es superior a 0.4. De acuerdo a los valores dados en la Tabla 3-1 es, en términos económicos, más viable volver a construir la estructura que repararla. Esta cuantificación del daño es bastante coherente con el daño observado en la estructura.

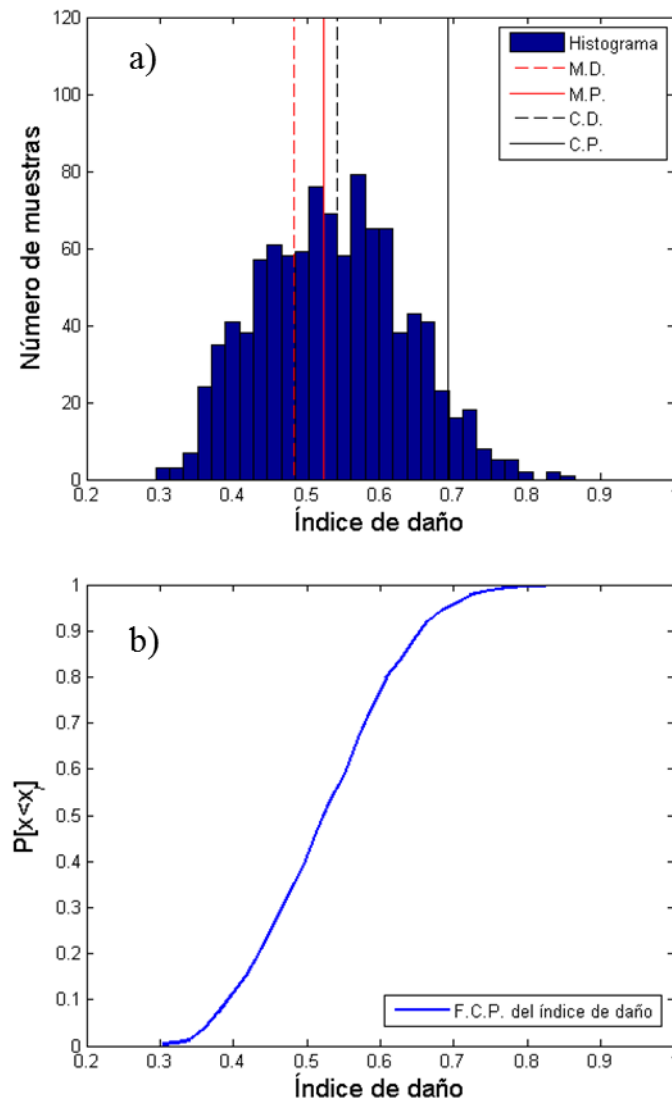


Figura 4-17. Índice de daño.
a) Histograma; b) Función cumulativa de probabilidad.

4.4 Matriz de Correlación

Dada la cantidad de información disponible, gracias al uso del análisis probabilista, es posible evaluar el nivel de correlación que tienen las variables aleatorias consideradas. Este análisis permite, en fase de diseño, evaluar la sensibilidad de la respuesta ante las posibles variaciones de las variables de entrada. Para esto, se procede a calcular la matriz de correlación. Los coeficientes de esta matriz indican el nivel de correlación que existe entre dos variables. Si la correlación entre dos variables es positiva indica que cuando el valor de una aumenta la otra también lo hace. Cuando la correlación es negativa entre dos variables, indica que cuando el valor de una crece la otra decrece. En la Figura 4-18 se ilustra los casos de correlación mencionados.

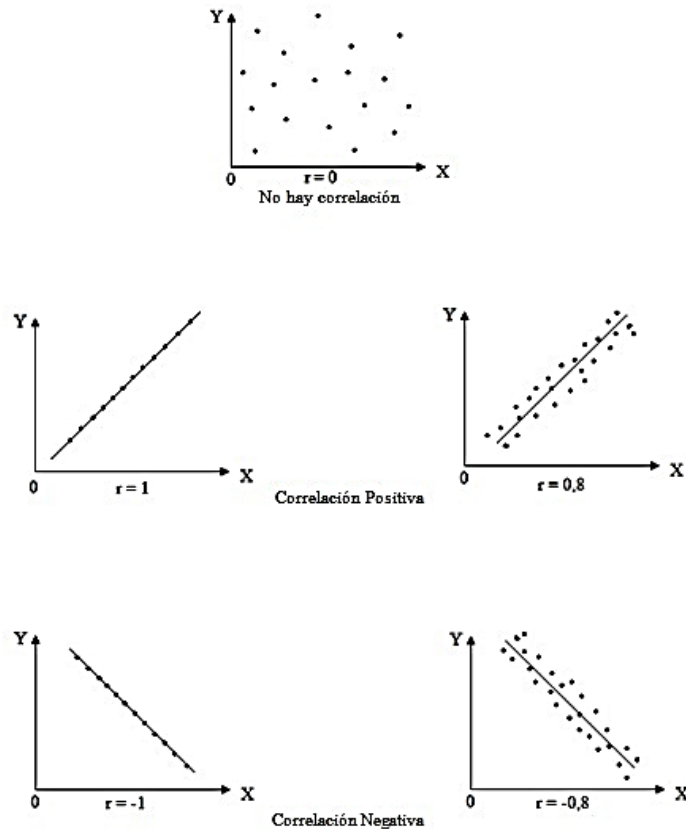


Figura 4-18. Esquema para representar el comportamiento del coeficiente de correlación

4.4.1 Coeficiente de correlación cruzada

En estadística, el término correlación cruzada a veces es usado para referirse a la

covarianza cov (X, Y) entre dos vectores aleatorios X y Y. La covarianza es una medida de dispersión conjunta de dos variables estadísticas. Por definición, mide el valor esperado del producto de las desviaciones con respecto a la media. El coeficiente de covarianza es la sumatoria de productos cruzados de las variables, dividido por N:

$$S_{xy} = \frac{\sum xy}{N} = \frac{\sum(X - M_x)(Y - M_y)}{N} \quad \text{Ecuación 4-1}$$

Una expresión equivalente es:

$$S_{xy} = \frac{\sum xy}{N} - M_x M_y \quad \text{Ecuación 4-2}$$

Características:

a) El coeficiente de Covarianza toma:

- El valor 0 si no hay covariación entre las variables.
- Un valor positivo si hay covariación directa. Será más grande cuanto mayor sea la intensidad de la covariación directa.
- Un valor negativo si hay covariación inversa. Será más pequeño cuanto mayor sea la intensidad de la covariación inversa.

b) El índice de Covarianza no tiene máximo ni tampoco mínimo.

c) El índice de Covarianza mide la covariación en la escala original de las variables y es sensible a la variabilidad, por tanto NO debe ser utilizada para hacer comparaciones cuando las escalas de las variables comparadas, o la variación, son diferentes.

4.4.2 Coeficiente de correlación lineal o de Pearson

El coeficiente de correlación de Pearson (1896), utilizado en este caso de estudio, es quizás, el mejor coeficiente y el más utilizado para estudiar el grado de relación lineal existente entre dos variables cuantitativas. Se suele representar por r y se obtiene tipificando el promedio de los productos de las puntuaciones diferenciales de cada caso (desviaciones de la media) de las dos variables correlacionadas.

$$r_{XY} = \frac{\sum x_i y_i}{n s_x s_y}$$

Ecuación 4-3

Donde S_x y S_y son las desviaciones típicas de las variables x y y respectivamente; n el número de casos; x_i y y_i se refieren a las puntuaciones diferenciales de cada par. El coeficiente de correlación de Pearson toma valores entre -1 y 1: un valor de 1 indica relación lineal perfecta positiva; un valor lineal de -1 indica relación lineal perfecta negativa; un valor de 0 indica relación lineal nula. El coeficiente r es una medida simétrica; la correlación entre x_i y y_i es la misma que entre y_i y x_i .

4.4.3 Coeficiente de correlación de Spearman

El coeficiente de correlación rho (ρ) de Spearman (1904) es el coeficiente de correlación de Pearson, pero aplicado después de transformar las puntuaciones originales en intervalos. Toma valores entre -1 y 1, y se interpreta exactamente igual que el coeficiente de correlación de Pearson. El coeficiente de Spearman puede utilizarse como alternativa al de Pearson cuando las variables estudiadas son ordinales y/o se incumple el supuesto de normalidad.

4.5 Resultados Matriz de Correlación

Del análisis probabilista se obtiene matriz de correlación que se muestra en la Tabla 4-2. Las variables han sido nombradas y listadas como se muestra a continuación:

X1, es el límite de fluencia del acero (Variable de entrada en el análisis)

X2, es la resistencia a compresión del hormigón (Variable de entrada en el análisis)

X3, es el peso total de la estructura (Variable de entrada en el análisis)

X4, es el periodo fundamental de vibración

X5, es el desplazamiento máximo en la dirección x

X6, es el desplazamiento máximo en la dirección y

X7, es el desplazamiento máximo total

X8, es el cortante máximo en la dirección x

X9, es el cortante máximo en la dirección x

X10, es el cortante máximo total

X11, es el índice de daño de Park y Ang

X12, es la energía disipada en los ciclo de histéresis

Tabla 4-2 Matriz de correlación

X_i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.00	-0.02	-0.03	0.03	0.07	-0.13	-0.04	0.21	0.62	0.54	-0.23	0.45
2	-0.02	1.00	-0.01	-0.67	-0.22	-0.41	-0.49	-0.05	0.04	-0.03	0.14	0.14
3	-0.03	-0.01	1.00	0.19	0.03	0.14	0.13	0.03	-0.01	0.02	-0.02	0.03
4	0.03	-0.67	0.19	1.00	0.43	0.53	0.74	-0.06	-0.02	-0.06	-0.13	-0.13
5	0.07	-0.22	0.03	0.43	1.00	-0.16	0.65	-0.39	0.44	-0.12	0.18	0.47
6	-0.13	-0.41	0.14	0.53	-0.16	1.00	0.65	0.02	-0.39	-0.19	0.13	-0.42
7	-0.04	-0.49	0.13	0.74	0.65	0.65	1.00	-0.29	0.03	-0.24	0.24	0.04
8	0.21	-0.05	0.03	-0.06	-0.39	0.02	-0.29	1.00	-0.12	0.83	-0.69	-0.37
9	0.62	0.04	-0.01	-0.02	0.44	-0.39	0.03	-0.12	1.00	0.44	-0.15	0.90
10	0.54	-0.03	0.02	-0.06	-0.12	-0.19	-0.24	0.83	0.44	1.00	-0.72	0.16
11	-0.23	0.14	-0.02	-0.13	0.18	0.13	0.24	-0.69	-0.15	-0.72	1.00	0.14
12	0.45	0.14	0.03	-0.13	0.47	-0.42	0.04	-0.37	0.90	0.16	0.14	1.00

Para interpretar los coeficientes de correlación se ha utilizado la escala que se muestra en la Tabla 4-3. Se han marcado con rojo los coeficientes en que la correlación es alta.

Tabla 4-3 Escala coeficientes de correlación

Valor	Significado
-1	Correlación negativa grande y perfecta
-0.9 a -0.99	Correlación negativa muy alta
-0.7 a -0.89	Correlación negativa alta
-0.4 a -0.69	Correlación negativa moderada

-0.2 a -0.39	Correlación negativa baja
-0.01 a -0.19	Correlación negativa muy baja
0	Correlación nula
0.01 a 0.19	Correlación positiva muy baja
0.2 a 0.39	Correlación positiva baja
0.4 a 0.69	Correlación positiva moderada
0.7 a 0.89	Correlación positiva alta
0.9 a 0.99	Correlación positiva muy alta
1	Correlación positiva grande y perfecta

La variable límite de fluencia del acero tiene una correlación positiva moderada con las variables asociadas al cortante máximo en la dirección y , cortante máximo total y la energía disipada en cada ciclo de histéresis. Esta relación indica que si aumenta la variable límite de fluencia del acero también lo hará la variable cortante máximo en y , la misma relación sucede con la variable cortante máximo total y con la energía disipada en cada ciclo de histéresis. La variable resistencia a compresión del hormigón tiene una correlación negativa moderada con el periodo, el desplazamiento máximo en y y el desplazamiento máximo total. Esta relación indica que cuando la variable resistencia a compresión del hormigón aumenta entonces el periodo, el desplazamiento máximo en y y el desplazamiento máximo total tienden a decrecer. El periodo tiene una correlación positiva alta con el desplazamiento máximo total. Esto indica que si aumenta el periodo fundamental también lo harán los desplazamientos máximos totales. El desplazamiento máximo en la dirección x tiene una correlación positiva moderada con el desplazamiento máximo total, el cortante máximo en la dirección y y la energía disipada en cada ciclo de histéresis. Esta relación muestra que en la medida en que se aumenta el desplazamiento máximo en x , como es de esperarse, crece el desplazamiento máximo total y así mismo sucede con el cortante máximo en y y la energía disipada en cada ciclo de histéresis. El desplazamiento máximo en y tiene una correlación positiva moderada con el desplazamiento máximo total, esto significa que ambas variables tienden a crecer conjuntamente; también el desplazamiento máximo en la dirección y tiene una correlación negativa moderada con la energía disipada en cada ciclo de histéresis lo que significa que mientras aumenta el desplazamiento máximo en y disminuye la energía disipada en los ciclos de histéresis. El cortante máximo en la dirección x tiene una correlación positiva alta con el cortante máximo total y una relación negativa moderada

con el índice de daño de Park y Ang, lo que significa que cuando aumenta el cortante máximo en x también aumenta el cortante máximo total y disminuye el índice de daño de Park y Ang. El cortante máximo en y tiene una correlación positiva moderada con el desplazamiento máximo total y una correlación positiva muy alta con la energía disipada en los ciclos de histéresis. El cortante máximo total tiene una relación negativa alta con el índice de daño de Park y Ang lo que indica que mientras aumenta el cortante máximo total así mismo va disminuyendo el índice de daño de Park y Ang. Todas estas conclusiones resultarían bastante útiles en la fase de proyección de las estructuras.

4.6 P – valor

El proceso de aceptación o rechazo de una hipótesis lleva implícito un riesgo que se cuantifica con el p-valor, que es la probabilidad de aceptar dicha hipótesis como cierta. El p-valor le permite decidir qué hipótesis aceptamos basándonos en el nivel de riesgo. El p-valor que indica que el coeficiente de correlación es estadísticamente significativo ha sido arbitrariamente seleccionado y por consenso se considera en 0.05. Una seguridad del 95% lleva implícito una $p < 0.05$ y una seguridad del 99% lleva implícita una $p < 0.01$. En el presente estudio se han obtenido los p-valores mostrados en la Tabla 4-4: puede verse claramente que los resultados que tienen correlación alta, de acuerdo a la matriz de correlación, son estadísticamente significativos con una probabilidad de más del 95% de ser ciertos.

Tabla 4-4.p-valores de las variables aleatorias

P-valor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.000	0.583	0.347	0.331	0.019	0.000	0.196	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.583	1.000	0.821	0.000	0.000	0.000	0.000	0.129	0.225	0.419	0.000	0.000
3	0.347	0.821	1.000	0.000	0.331	0.000	0.000	0.319	0.734	0.457	0.560	0.409
4	0.331	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.058	0.571	0.060	0.000	0.000
5	0.019	0.000	0.331	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.613	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.196	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.298	0.000	0.000	0.183

8	0.000	0.129	0.319	0.058	0.000	0.613	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.225	0.734	0.571	0.000	0.000	0.298	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.419	0.457	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.560	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
12	0.000	0.000	0.409	0.000	0.000	0.000	0.183	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

5 Análisis de resultados y conclusiones

En este trabajo se han comparado los resultados obtenidos cuando se evalúa el riesgo sísmico de una estructura siguiendo enfoques deterministas y probabilistas. Se han obtenido por resultados, además del periodo, las derivas máximas en el techo y los cortantes en la base, el programa también entrega la energía disipada en los ciclos de histéresis y el índice de daño de Park y Ang usando como acción sísmica las componentes horizontales del sismo del 11 de mayo del 2011 que afectó la localidad Lorca. Se muestran los resultados deterministas y probabilistas obtenidos en el análisis. En general, se puede decir que el cálculo probabilista es un método de referencia ya que considera todos los posibles comportamientos de la estructura. Por tanto, cabe destacar que es más objetivo el cálculo probabilista que el determinista aunque, en términos computacionales, es más costoso. Se puede apreciar en los histogramas y en las funciones cumulativas de probabilidad mostrados en el apartado 4.3, que los resultados de las medianas probabilistas y las medias deterministas son similares. Es decir, entre uno y otro existe una diferencia mínima que puede ser considerada como no significativa. Por tanto, para estimar los valores esperados de las variables de salida usar un enfoque determinista parece ser adecuado. No sucede lo mismo cuando se intentan estimar los valores característicos. Por ejemplo, el desplazamiento máximo total obtenido mediante el análisis probabilista es 5% menor que el obtenido mediante el análisis determinista. El periodo fundamental de vibración del edificio obtenido mediante el análisis probabilista es 12% menor que el determinista. También hay una notable diferencia con el cortante máximo total en la base. Igual pasa con el índice de daño ya que el valor característico obtenido mediante el análisis probabilista es 22% mayor que el calculado en el análisis determinista. Es crucial estimar esta variable adecuadamente. Una mala estima podría llevar a tomar decisiones inadecuadas a la hora de intervenir una estructura. Los resultados presentados en la Tabla 4-1 permiten concluir que la metodología propuesta en este caso de estudio, fundamentada en un estudio probabilista por medio de la simulación de Monte Carlo, estima adecuadamente el daño observado en la estructura objeto de estudio de este trabajo. Es importante destacar que estos resultados se logran con una simulación aleatoria en el que se han considerado 1000 muestras. Cabe destacar que el análisis dinámico no lineal evalúa de

manera muy acertada la respuesta de un determinado edificio afectado por un terremoto que se representa por medio de un acelerograma. Por tanto, este trabajo implica un alto coste computacional y un gran esfuerzo para interpretar correctamente la gran cantidad de información generada. La técnica aplicada puede considerarse como un mecanismo favorable y eficiente en el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes y, también, para la evaluación del comportamiento de estructuras existentes frente a sismos severos, con el objeto de determinar si el diseño es satisfactorio, si es necesario un refuerzo de la estructura o simplemente la demolición cuando existen riesgos evidentes a vidas humanas o construcciones cercanas. Así pues, la conclusión general de este trabajo es que el edificio analizado, La Viña, no estaba preparado para el terremoto ocurrido. El índice de daño de Park y Ang asociado a la mediana probabilista es alrededor de 0.5 lo que significa que la estructura sufre daños severos y que es más económico construir de nuevo que reparar. Este resultado se corrobora con la información de la descripción y valoración de las deficiencias estructurales detectadas tras la inspección girada al edificio después de ocurrido el citado sismo. Como se ha mostrado anteriormente, en los apartados 3.7.2 y 3.7.3, la estructura presenta daños importantes, daños del tipo grado 4 correspondientes a daños graves en la escala macrosísmica EMS-98 (ver anexo 7.8 Reportaje fotográfico de daños en La Viña). Finalmente, se concluye que es más fiable llevar a cabo un estudio probabilista siguiendo la metodología empleada en esta tesina que realizar un estudio determinista. Los resultados obtenidos de manera probabilista son más precisos que los resultados del cálculo determinista porque el probabilista considera las incertidumbres existentes. Este método puede ser extendido incluso al diseño de estructuras por construir.

6 Referencias

- Barbat A. y Canet M. 1994. Estructuras sometidas a acciones sísmicas: cálculo por ordenador. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Barbat A., Goula X., Macau A., Carreño L., Irizarry J., Valcarcel J., Figueras S., Lantada N., 2011. Monografía Técnica No. 3 del IGC. Informe de la inspección y de los trabajos de campos realizados por el personal del Instituto Geológico de Cataluña y de la Universidad Politécnica de Cataluña.
- Barbat, A., Orosco, L., Hurtado, J.E. y Galindo M., 1994, Definición de la acción sísmica, Monografías de Ingeniería Sísmica, Editor: Alex Barbat, Centro Internacional en Métodos Numéricos en Ingeniería, Monografía CIMNE IS-10, Barcelona, España.
- Bolt, B.A., 1989, The nature of earthquake ground motion, in F. Naeim (ed.), The seismic Design Handbook, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Bresler, B. (1960) Design Criteria for Reinforced Concrete Columns Under Axial Load and Biaxial Bending. *ACI Structural Journal*. 57(6):481-490
- Cabañas L., Carreño E., Izquierdo A., Martínez J., 2011. Informe del sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011. Instituto Geográfico Nacional.
- Carlos A. Prato and Fernando G. Flores, 2007. Acciones sísmicas para diseño Estructural.
- Carr, A.J. (2000) Ruaumoko-Inelastic Dynamic Analysis Program. Dept. of Civil Engineering. Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Clough, R. and Penzien, J. Dynamic of structures, McGraw-Hill, New York, 1975.
- Clough, R. W. y Penzien J. 1993. Dynamics of structures, second edition, McGraw-Hill, New York, 1993,723p.
- Cook, R. D. Remarks About Diagonal Mass Matrices. *Int. J. Numerical methods in Engineering*, Vol. 17, 1981, pp 1427 – 1449.
- Crowley H., Bommer J.J., Pinho R. and Bird J.F. (2005) The impact of epistemic uncertainty on an earthquake loss model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34(14):1635-1685
- Domínguez, D. 2012. Evaluación de la capacidad sismorresistente de edificios con vigas planas situados en zonas de España de sismicidad baja a moderada. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Estructuras y Arquitectura.
- Franchin P, Pinto P, Pathmanathan R. (2010) Confidence factor? *Journal of Earthquake Engineering*. 14(7): 989-1007
- Furlong R.W, Hsu C.T.T. and Mirza S.A. (2004) Analysis and design of concrete columns for biaxial bending- overview. *ACI Structural Journal*. 101(3):413–23
- INPRES-CIRSOC 103: Normas argentinas para construcciones sismorresistentes, Instituto Nacional de Prevención Sísmica - Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI, Buenos Aires, 1983.
- Kawashima, K. and Aizawa, K., 1989, Bracketed and normalized durations of earthquake ground acceleration, *Earthq. Eng. And Struc. Dyn.*, Vol 18, pp 1041—1051.
- Luis Miguel BozzoRotondo y Alex H. Barbat, 1999. Diseño sismorresistente de edificios.
- Mohraz, B. and Peng, M.M., 1989, Use of a low-pass filter in determining the duration of strong ground motions, ASME, Pressure Vessels and Piping Division, Publication PVP 182, New York, pp 197 – 200.
- Mirza SA. (1989) Parametric study of composite column strength variability. *Journal of Constructional Steel Research*. 14:121–37
- Newmark, N. M. A method of computation for structural dynamics. *Journal Engineering Mechanics Division*, 1959, vol. 85, pp. 67-94.

- Novikova, E.I. and Trifunac, M.D., 1993a, Duration of strong ground motion: physical basis and empirical equations, Dept.of Civil Engineering, Rep No 93--02, University Southern California, Los Angeles, California.
- Novikova, E.I. and Trifunac, M.D., 1993b, Modified Mercalli intensity and the geometry of the sedimentary basin as scaling parameters of the frequency dependent duration of strong ground motion, *Soil Dynam.Earthq.Engng*, Vol 12(4), pp 209-225.
- Novikova, E.I. and Trifunac, M.D., m1993c, Modified Mercalli intensity scaling frequency of the frequency dependent duration of strong ground motion, *Soil Dynam. Earthq. Engng*, Vol 12 (5), pp 309-322.
- Orosco y Alfaro Villegas, 2007. *Potencial Destructivo de Sismos*.
- Otani S. (1974) Inelastic analysis of RC frame structures *J. Struct. Div., ASCE*. 100(7), 1433–1449
- Park, Y.J. y Ang, A. 1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete.*J. StructuralEngineering* 2 F. ASCE 111(4), 722-757.
- Paz, M. *Dinámica Estructural*. Reverté, 1992.
- Peña Sánchez de Rivera, Daniel 2001. «Deducción de distribuciones: el método de Monte Carlo», en *Fundamentos de Estadística*. Madrid: Alianza Editorial.
- Petrini, L., Pinho, R. y Calvi, G., 2004. *Criterios de diseño sísmico de edificios*, IUSS Press, Pavia.
- Prato A. y Flores F., 2007. *Acciones Sísmicas para el Diseño Estructural*.
- Ratzlaff, S., 2011. Informe estructural de edificio de viviendas tras el terremoto de Lorca del 11/05/2011. “Edificio La Viña y Viña nº1”.
- Roldán Ruiz, J., 2002. Evaluación de sobrecargas de uso de vivienda en estructuras de edificación. Tesis Doctoral.
- Sharpe, R. D. 1974. *The Seismic response of Inelastic Structures*.Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Stewart, W. G. 1987. *The seismic design of Plywood Sheathed Shear Walls*.Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 395p.
- Timoshenko, S., D. H. Young, and W. Weaver, Jr., 1974, *Vibration Problems in Engineering*, 4th ed., Wiley, New York.
- Timoshenko S. y Young D. 1948.*Advanced dynamics*. McGraw-Hill Book Co.
- Travasarou, T., Bray, J. & Abrahamson, N., 2003: Empirical attenuation relationship for Arias Intensity. – *Earth. Eng. Struc.Dynam.* 32(7): 1133 – 1155.
- Trifunac, M.D. and Brady, A.G., 1975, A study on the duration of strong earthquake motion, *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol 65, pp 581 – 626.
- Trifunac, M.D. and Novikova, E.I., 1994, State of the art review on strong motion duration, *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Austria, Viena, pp 131 – 140.
- Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A., Hurtado, J., 2012. *Computational Methods in Stochastic Dynamics*, Chapter 17, *Incremental Dynamic Analysis and Pushover Analysis of Building*.A Probabilistic Comparison.
- Westermo, B.D. and Trifunac, M.D., 1979, Correlations of the frequency dependent duration of strong ground motion with the Modified Mercalli Intensity and the depth of sediments at the recording site, *Dept. of Civil Engng, Report No 78 -- 12*, Universidad of Southampton, Los Angeles, California.

7 Anexos

7.1 Propiedades de los materiales en KN-m

Material Property Data

Material Name HCOLLAVINA

Display Color: Color

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	2.401
Weight per unit Volume	23.57
Modulus of Elasticity	19965825.3
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	8319093.9

Design Property Data (Eurocode 2:2004):

Charact. Conc Cyl Strength, fck	17700.
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	413685.5
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	413685.5

Lightweight Concrete
Shear Strength Reduc. Factor

OK Cancel

Figura 7.1-1. Propiedades de los materiales de las columnas

Material Property Data

Material Name VIGASLAVINA

Display Color: Color

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	2.401
Weight per unit Volume	23.57
Modulus of Elasticity	28213732.6
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	11755721.9

Design Property Data (Eurocode 2:2004):

Charact. Conc Cyl Strength, fck	34323.3
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	413685.5
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	413685.5

Lightweight Concrete
Shear Strength Reduc. Factor

OK Cancel

Figura 7.1-2. Propiedades del concreto de las jácenas

Material Property Data

Material Name PLETINAGR50

Display Color: Color

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design Steel

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	7.8271
Weight per unit Volume	76.8195
Modulus of Elasticity	2.000E+08
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	76923077.

Design Property Data:

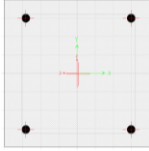
Minimum Yield Stress, Fy	344737.89
Minimum Tensile Strength, Fu	448159.27
Cost per Unit Weight	2822.5642

OK Cancel

Figura 7.1-3. Propiedades de la pletina de acero de las jácenas

7.2 Secciones de columnas KN – m

7.2.1 Sección 25 x 25 cm con 4 Ø 14



Sección 25 x 25 cm

4 Ø 14

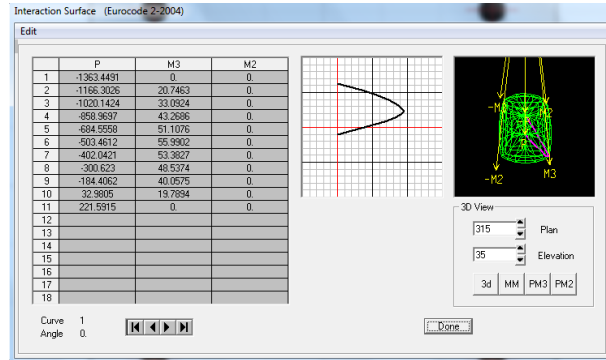
Properties

Base Material: HCOLLAVI

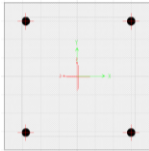
Axis Angle: 90

A	0.0777
J	5.539E-04
I33	4.047E-04
I22	4.047E-04
I23	0
AS2	0.0647
AS3	0.0647
S33(+face)	3.237E-03
S22(+face)	3.237E-03
Z33	3.906E-03
Z22	3.906E-03
r33	0.0722
r22	0.0722
Xcg	1.388E-17
Ycg	0
Xpna	0
Ypna	0

OK



7.2.2 Sección 25 x 25 cm con 4 Ø 16



Sección 25 x 25 cm

4 Ø 16

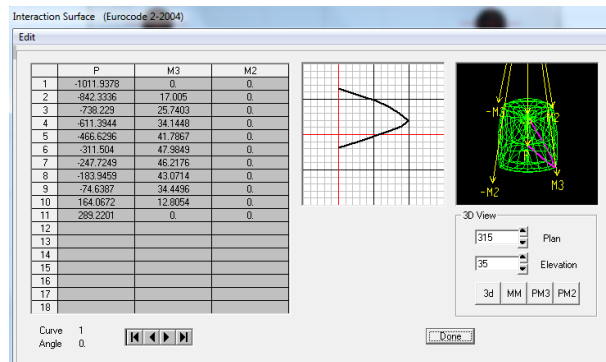
Properties

Base Material: HCOLLAVI

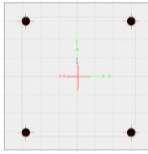
Axis Angle: 90

A	0.0625
J	5.539E-04
I33	3.259E-04
I22	3.259E-04
I23	0
AS2	0.0521
AS3	0.0521
S33(+face)	2.604E-03
S22(+face)	2.604E-03
Z33	3.906E-03
Z22	3.906E-03
r33	0.0722
r22	0.0722
Xcg	0
Ycg	0
Xpna	0
Ypna	0

OK



7.2.3 Sección 30 x 30 cm con 4 Ø 16



Sección 30 x 30 cm
4 Ø 16

Properties

Base Material: HCOLLAVI
Axis Angle: 90

A	0.09
J	1.149E-03
I33	6.750E-04
I22	6.750E-04
I23	0
AS2	0.075
AS3	0.075
S33(face)	4.500E-03
S33(back)	4.500E-03
S22(face)	4.500E-03
S22(back)	4.500E-03
Z33	6.750E-03
Z22	6.750E-03
r33	0.0866
r22	0.0866
Xcg	2.776E-17
Ycg	2.776E-17
Xpna	0
Ypna	0

OK

Interaction Surface (Eurocode 2:2004)

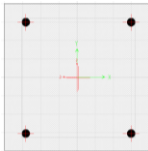
Edit

	P	M3	M2
1	-1341.7329	0	0
2	-1134.527	25.562	0
3	-891.6188	39.925	0
4	-828.8178	52.565	0
5	-646.2413	63.01	0
6	-458.1547	70.476	0
7	-365.575	67.485	0
8	-272.9554	62.0722	0
9	-145.261	50.3634	0
10	114.5135	27.7158	0
11	289.2201	0	0
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			

Curve 1
Angle 0

3D View: Plan 315, Elevation 35
3d MM PM3 PM2 Done

7.2.4 Sección 30 x 30 cm con 4 Ø 18



Sección 30 x 30 cm
4 Ø 18

Properties

Base Material: HCOLLAVI
Axis Angle: 90

A	0.1119
J	1.149E-03
I33	8.391E-04
I22	8.391E-04
I23	0
AS2	0.0932
AS3	0.0932
S33(face)	5.594E-03
S33(back)	5.594E-03
S22(face)	5.594E-03
S22(back)	5.594E-03
Z33	6.750E-03
Z22	6.750E-03
r33	0.0866
r22	0.0866
Xcg	2.776E-17
Ycg	2.776E-17
Xpna	0
Ypna	0

OK

Interaction Surface (Eurocode 2:2004)

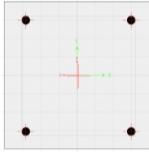
Edit

	P	M3	M2
1	-2009.6269	0	0
2	-1711.3246	37.3512	0
3	-1496.4059	53.1125	0
4	-1256.4899	77.4336	0
5	-994.4653	91.9904	0
6	-720.9269	101.5958	0
7	-575.5379	97.0326	0
8	-430.1489	88.6371	0
9	-262.973	72.8451	0
10	91.245	34.4437	0
11	366.9211	0	0
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			

Curve 1
Angle 0

3D View: Plan 315, Elevation 35
3d MM PM3 PM2 Done

7.2.5 Sección 35 x 35 cm con 4 Ø 18



Sección 35 x 35 cm
4 Ø 18

Properties

Base Material: HCOLLAVI

Axis Angle: 90

A	0.1521
J	2.118E-03
I33	1.569E-03
I22	1.532E-03
I23	0.
AS2	0.1267
AS3	0.1267
S33(+face)	8.917E-03
S33(-face)	8.917E-03
S22(+face)	8.811E-03
S22(-face)	8.811E-03
Z33	0.0108
Z22	0.0106
i33	0.1016
i22	0.1004
Xcg	0.
Ycg	2.776E-17
Xpna	0.
Ypna	0.

OK

Interaction Surface (Eurocode 2-2004)

Edit

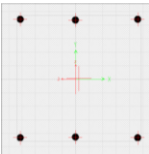
	P	M3	M2
1	-2803.7705	0	0
2	-2243.5781	54.6425	0
3	-1961.8908	88.7437	0
4	-1862.1944	115.9122	0
5	-1341.6256	136.5516	0
6	-1012.5774	148.9146	0
7	-808.8583	142.2947	0
8	-605.1392	129.1821	0
9	-401.4202	109.5766	0
10	-84.3753	64.6734	0
11	366.3211	0	0
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			

Curve 1
Angle 0.

3D View: 315 Plan, 35 Elevation, 3d MM PM3 PM2

Done

7.2.6 Sección 35 x 35 cm con 6 Ø 16



Sección 35 x 35 cm
6 Ø 16

Properties

Base Material: HCOLLAVI

Axis Angle: 90

A	0.1513
J	2.100E-03
I33	1.549E-03
I22	1.522E-03
I23	0.
AS2	0.1261
AS3	0.1261
S33(+face)	8.841E-03
S33(-face)	8.841E-03
S22(+face)	8.762E-03
S22(-face)	8.762E-03
Z33	0.0107
Z22	0.0106
i33	0.1012
i22	0.1003
Xcg	-5.551E-17
Ycg	-2.776E-17
Xpna	0.
Ypna	0.

OK

Interaction Surface (Eurocode 2-2004)

Edit

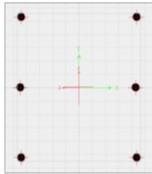
	P	M3	M2
1	-2657.376	0.1818	0.1218
2	-2277.6829	56.3208	0.0823
3	-1991.1217	91.1536	0.0724
4	-1680.4488	119.1985	0.0541
5	-1344.6481	141.0886	0.0285
6	-995.5988	155.2338	-2.069E-03
7	-795.0589	148.4277	-2.069E-03
8	-694.5191	135.3242	-2.069E-03
9	-382.9798	115.7872	-2.668E-03
10	6.631	62.8372	-0.0608
11	433.8302	-0.188	-0.1259
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			

Curve 1
Angle 0.

3D View: 315 Plan, 35 Elevation, 3d MM PM3 PM2

Done

7.2.7 Sección 35 x 40 cm con 6 Ø 18



Sección 35 x 40 cm

6 Ø 18

Properties

Base Material: HCOLLAVI

Axis Angle: 90

A	0.1746
J	2.770E-03
I33	2.328E-03
I22	1.794E-03
I23	0
AS2	0.1455
AS3	0.1455
S33(face)	0.0116
S33(back)	0.0116
S22(face)	0.0102
S22(back)	0.0102
Z33	0.014
Z22	0.0123
r33	0.1154
r22	0.1014
Xcg	0
Ycg	0
Xpna	0
Ypna	0

OK

Interaction Surface (Eurocode 2:2004)

Edit

	P	M3	M2
1	-3114.0994	0.1545	0.4614
2	-2717.2982	69.3133	0.4612
3	-2394.1522	112.9323	0.4407
4	-2032.1949	147.3289	0.3651
5	-1639.7946	172.9697	0.2906
6	-1226.0711	187.6921	0.1222
7	-910.7522	179.3636	-0.0793
8	-544.7663	162.3033	-0.4151
9	-284.1591	136.6477	-0.477
10	52.3091	85.6215	-0.477
11	550.3816	-0.1598	-0.477
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			

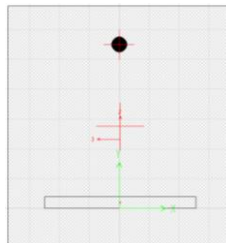
Curve: 1
Angle: 0

3D View: 315 Plan, 35 Elevation, 3d MM FM3 FM2

Done

7.3 Secciones de vigas KN – m

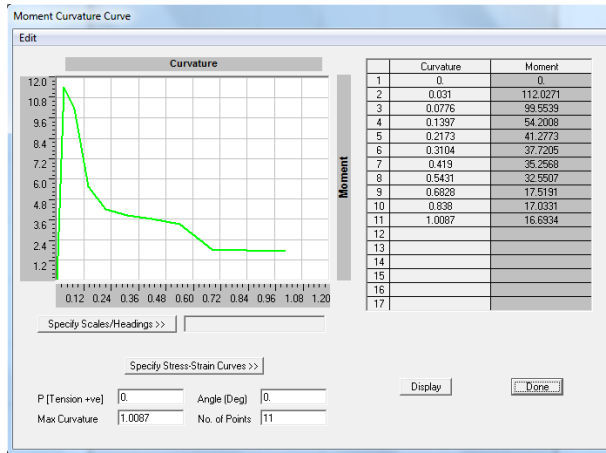
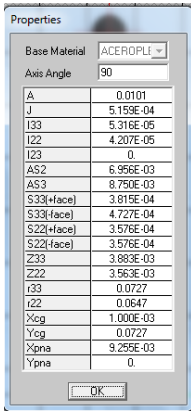
7.3.1 Sección 25 x 25 cm con acero superior 1 Ø 17 y Pletina inferior de 15 cm de ancho y 8 mm de espesor



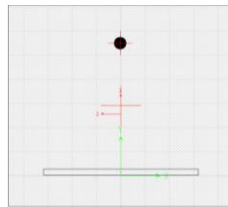
Sección 25 x 25 cm

1 Ø 17

Pletina 15 cm de ancho y 8 mm de espesor



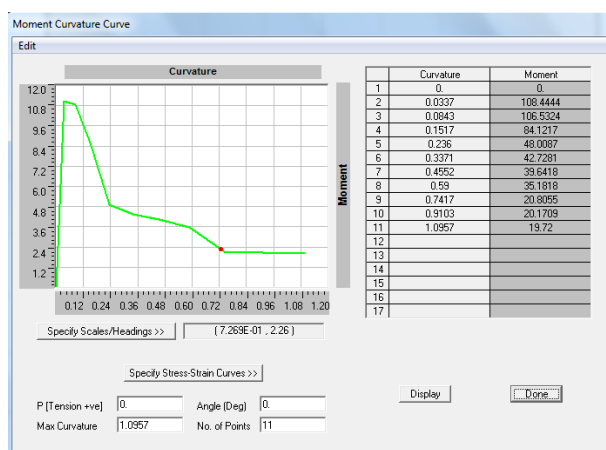
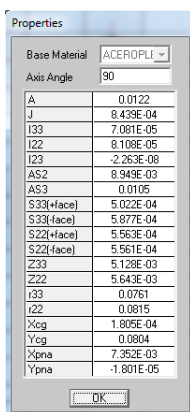
7.3.2 Sección 30 x 25 cm con acero superior de 1 Ø 17 y Pletina inferior de 20 cm de ancho y 8 mm de espesor



Sección 30 x 25 cm

1 Ø 17

Pletina 20 cm de ancho y 8 mm de espesor

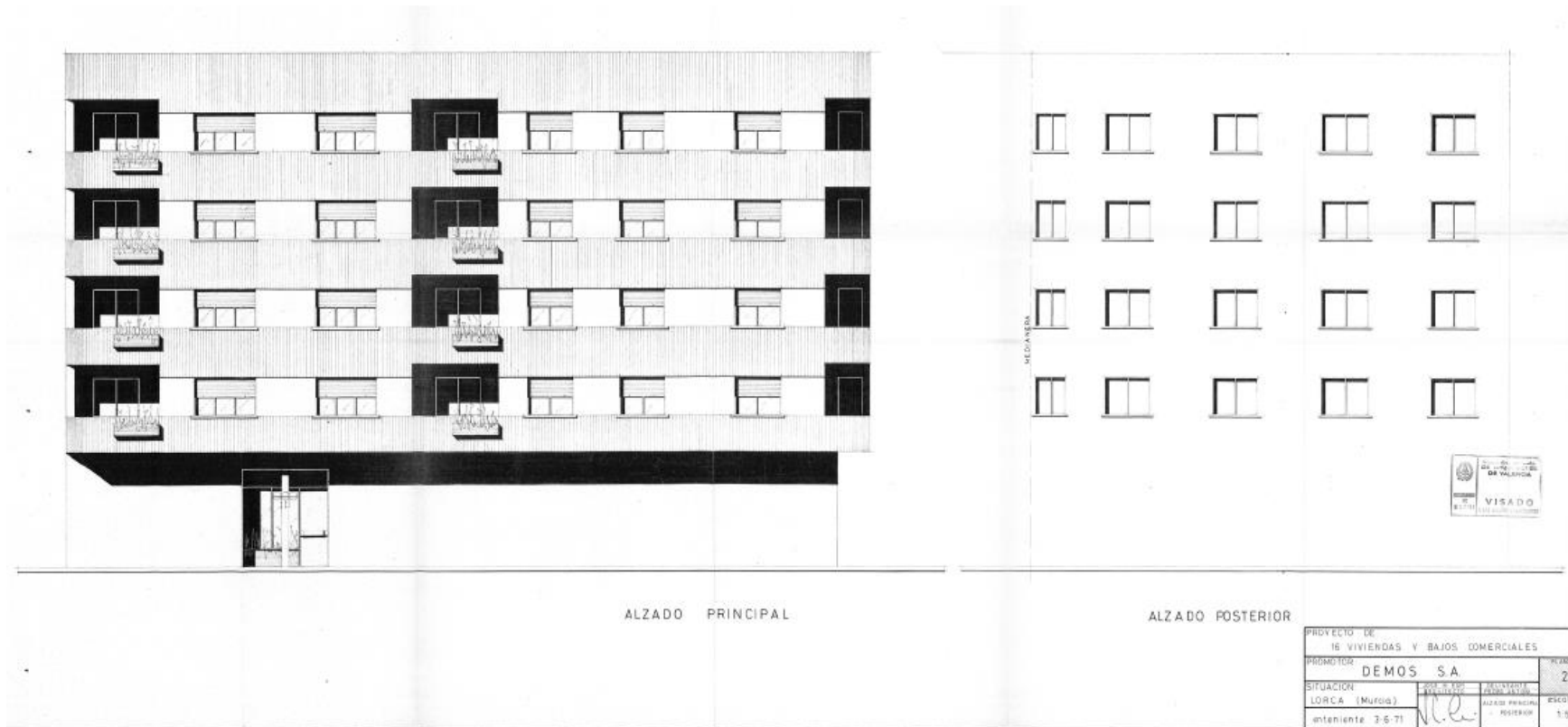


7.4 Planos Arquitectónicos (vista en planta) de La Viña.

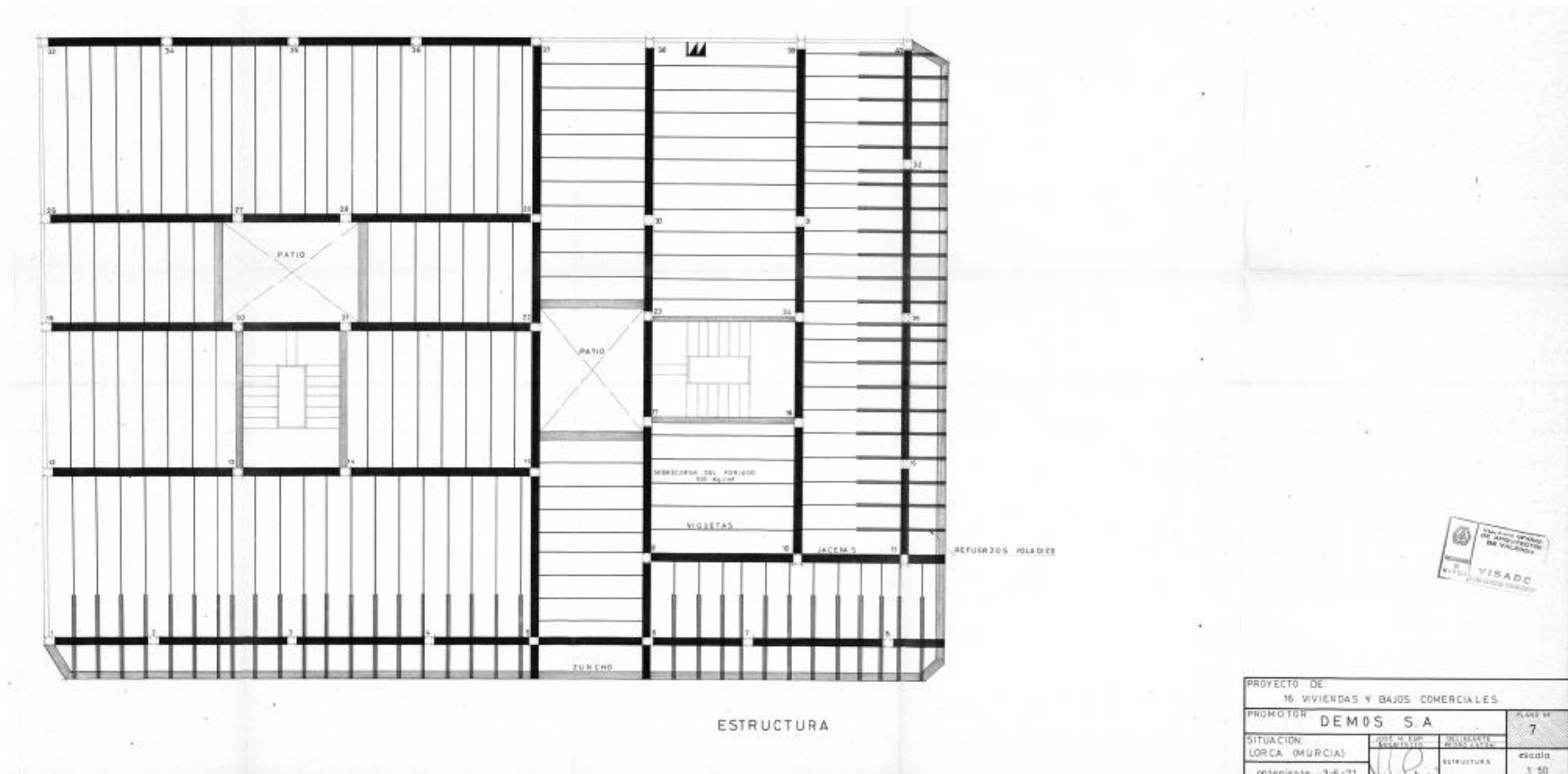


PROYECTO DE			
16 VIVIENDAS Y BAJOS COMERCIALES			
PROYECTOR:	DEMOS S.A.	PLANTA Nº 4	
SITUACIÓN:	LORCA (Murcia)	ESCALA:	ARQUITECTURA 1:50
(ordenamiento 31.6.73)		PLANTA GENERAL	

7.5 Planos Arquitectónicos (alzados) de La Viña



7.6 Planos estructurales (vista en planta) de La Viña



7.7 Cuadro detalles de pilares de La Viña

CUADRO DE PILARES

Nº Pil. Tar.	PLANTA 4ª			PLANTA 3ª			PLANTA 2ª			PLANTA 1ª			PLANTA BAJA			CIRCUNFERENCIA		
	Tm.	Sec.	Fe.	Tm.	Sec.	Fe.	Tm.	Sec.	Fe.	Tm.	Sec.	Fe.	Tm.	Sec.	Fe.	Tm.	Sec.	h _p
1	6'4	25x25	4 Ø14	12'8	25x25	4 Ø14	17'2	25x25	4 Ø16	25'6	25x25	4 Ø16	32'4	30x30	4 Ø18	2'2	1'3 x 1'8	1'00
2-4	8'8	C" "	" "	17'6	" "	" "	26'4	" "	" "	35'2	30x30	4 Ø16	44'4	30x30	4 Ø18	2'8	1'90x 0'7	1'00
3	10'0	25x25	4 Ø14	20'0	" "	" "	30'0	" "	" "	40'0	30x30	4 Ø18	50'4	30x36	4 Ø18	3'0	2'00x1'10	1'00
5	10'3	25x25	" "	20'5	" "	" "	30'7	" "	" "	41'8	30x30	" "	51'6	35x36	" "	3'3	2'00x1'10	1'00
6	6'0	25x25	" "	12'0	" "	" "	18'0	" "	" "	24'0	25x25	4 Ø14	30'4	30x30	4 Ø16	1'9	1'9 x0'70	1'00
7	6'6	25x25	" "	13'1	" "	" "	19'6	" "	" "	26'1	25x25	" "	33'0	30x30	" "	2'2	1'9 x0'80	1'00
8	8'5	25x25	" "	17'0	" "	" "	25'5	" "	" "	34'0	30x30	" "	42'9	30x30	4 Ø18	2'6	1'4 x1'4	1'00
9	6'7	25x25	" "	13'4	" "	" "	20'0	" "	" "	26'7	25x25	" "	33'8	30x30	4 Ø16	2'2	1'30x1'30	1'00
10 -	6'7	25x25	" "	13'4	" "	" "	20'0	" "	" "	26'7	" "	" "	33'8	" "	" "	2,2	1,3x1,3	1,00
11	6,0	" "	" "	12,0	" "	" "	18,0	" "	" "	24,0	" "	" "	30,4	" "	" "	1,9	1,9x0,7	1,00
12	9,8	" "	" "	19,6	" "	4 Ø16	29,4	" "	4 Ø16	39,2	30x30	4 Ø16	49,4	35x35	4 Ø18	3,7	2,0x1,10	1,00
13	11,9	" "	" "	23,8	" "	" "	35,7	30x30	" "	47,6	35x35	4 Ø18	59,8	" "	6 Ø18	3,5	1,6x1,6	1,00
14	11,9	" "	" "	23,8	" "	" "	35,7	" "	" "	47,6	" "	" "	59,8	" "	" "	3,5	1,6x1,6	1,00
15	13,6	" "	" "	27,2	" "	" "	40,7	" "	" "	54,3	" "	" "	68,2	35x40	" "	4,1	1,7x1,7	1,00
16	7,6	" "	" "	15,2	" "	" "	22,8	25x25	" "	30,4	30x30	4 Ø16	38,4	30x30	4 Ø18	1,9	1,9x0,7	1,00
17	9,7	" "	" "	19,3	" "	" "	29,0	" "	" "	38,6	" "	" "	48,7	35x35	" "	3,0	1,5x1,5	1,00
18	9,4	25x25	" "	18,8	25x25	" "	28,2	" "	" "	37,6	" "	" "	47,4	" "	" "	3,0	1,5x1,5	1,00
19	7,9	" "	" "	15,7	" "	" "	23,5	" "	" "	31,2	25x25	" "	39,5	30x30	" "	1,9	1,9x0,7	1,00
20-21	13,5	" "	" "	26,9	" "	" "	40,3	30x30	" "	53,8	35x35	4 Ø18	67,6	35,40	6 Ø18	4,1	1,7x1,7	1,00
22	11,1	" "	" "	22,1	" "	" "	33,2	" "	" "	44,2	30x30	" "	55,5	35x35	" "	3,5	1,6x1,6	1,00
23	7,5	" "	" "	14,9	" "	" "	22,3	25x25	" "	29,7	25x25	4 Ø16	37,5	30x30	4 Ø18	2,2	1,3x1,3	1,00
24	7,3	" "	" "	14,5	" "	" "	21,8	" "	" "	29,0	" "	" "	36,7	" "	" "	2,2	1,3x1,3	1,00
25	9,4	25x25	" "	18,9	25x25	" "	28,2	" "	" "	37,6	30x30	" "	47,4	35x35	" "	3,1	1,9x1,1	1,00
26	9,0	" "	" "	18,0	" "	" "	27,0	" "	" "	36,0	" "	" "	45,4	" "	" "	3,1	1,9x1,1	1,00
27	12,5	" "	" "	24,9	" "	" "	37,4	30x30	" "	49,8	35x35	4 Ø18	62,6	35x40	6 Ø18	4,1	1,7x1,7	1,00
28	12,5	" "	" "	24,9	" "	" "	37,4	" "	" "	49,8	" "	" "	62,6	" "	" "	4,1	1,7x1,7	1,00
29	12,5	c" "	" "	25,0	" "	" "	37,5	" "	" "	50,0	" "	" "	62,9	" "	" "	4,1	1,7x1,7	1,00
30	8,4	" "	" "	16,8	" "	" "	25,2	25x25	" "	33,6	30x30	4 Ø16	42,4	30x30	4 Ø18	2,6	1,4x1,4	1,00
31	8,2	" "	" "	16,4	" "	" "	24,6	" "	" "	32,8	" "	" "	41,4	" "	" "	2,6	1,4x1,4	1,00
32	8,4	25x25	" "	16,8	25x25	" "	25,2	" "	" "	33,6	" "	" "	42,4	" "	" "	2,8	1,9x1,0	1,00
33	4,5	" "	" "	8,9	" "	" "	13,3	" "	" "	17,8	25x25	" "	25,6	" "	4 Ø16	2,2	1,3x1,3	1,00
34	7,4	" "	" "	14,9	" "	" "	22,3	" "	" "	29,7	" "	" "	37,5	" "	4 Ø18	2,5	1,9x0,9	1,00
35	8,1	" "	" "	16,1	" "	" "	24,2	" "	" "	32,2	30x30	" "	40,6	" "	" "	2,8	1,9x1,0	1,00
36	7,5	" "	" "	14,9	" "	" "	22,3	" "	" "	29,6	25x25	" "	37,5	30x30	" "	2,5	1,9x0,9	1,00
37	8,7	" "	" "	17,3	" "	" "	26,0	" "	" "	34,6	30x30	" "	43,7	" "	" "	2,8	1,9x1,0	1,00
388	8,1	25x25	" "	16,1	25x25	" "	24,1	25x25	" "	32,1	" "	" "	40,5	" "	" "	2,8	1,9x1,0	1,00
392-9	7,9	" "	" "	15,6	" "	" "	23,5	" "	" "	31,3	" "	" "	39,5	" "	" "	2,5	1,9x0,9	1,00
40	7,5	" "	" "	15,0	" "	" "	22,5	" "	" "	30,0	25x25	" "	37,9	" "	" "	2,2	1,3x1,3	1,00


 COLEGIO C
 DE ARQUIT
 DE BAYALE
 1980
 1301
 1.00
 VISAC
 A LOS EFECTOS ESTAI

PROYECTO DE:		16 VIVIENDAS Y BAJOS COMERCIALES.	
PROMOTOR:		DEMOS S.A.	
SITUACION:		JOSE M. ESPI ARQUITECTO	DELINEANTE PEDRO ANTONI
LORCA (Murcia).		CUADRO DE PILARES	
conteniente 3-6-71		11 esca	

7.8 Reportaje fotográfico de daños en La Viña

