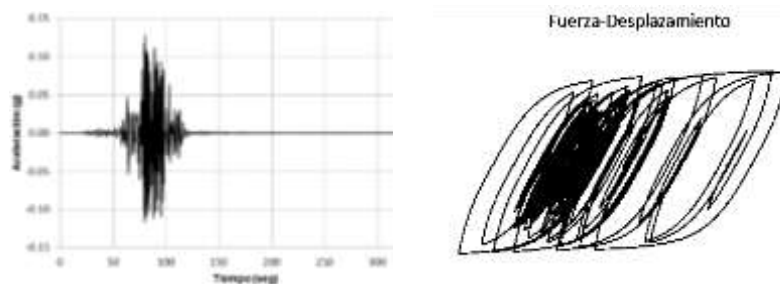


Trabajo Final de Grado

“Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital”

Segunda Parte



Alumnos: Gabriel F. Yañez Yazlle, Guadalupe A. Cayo, Rubén Peralta.

Profesora Guía: Dra. Ing. Lía Orosco

Facultad de Ingeniería
Universidad Católica de Salta



Año: 2021



Agradecimientos

A nuestra familia, por cuidarnos y guiarnos en este camino.

A nuestros amigos y compañeros que encontramos en la universidad, y que quedarán marcados para siempre en nuestras vidas.

A nuestra profesora Guía Dra. Lía Orozco por el tiempo dedicado.

A Rubén, que nos guio en este proyecto y en el transcurso del cursado.

A toda las personas que nos han marcado y nos han enseñado a creer y crecer como buenas personas, como buenos futuros profesionales...



Índice

Agradecimientos	2
Resumen.....	9
Abstract	11
Capítulo 1.....	13
INTRODUCCIÓN.....	13
Objetivos	14
1.1.1-Objetivo General	14
1.1.2-Objetivos Específicos	14
1.2-Metodología	15
1.3 Estructura del informe	15
Capítulo 2.....	17
HORMIGÓN ARMADO:.....	17
COMPORTAMIENTO PLÁSTICO-NO LINEAL	17
2.1. Propiedades del hormigón armado	18
2.2. Comportamiento no lineal del hormigón armado	19
2.3. Modos de falla a flexión en secciones de hormigón armado	21
2.4. Diagrama Momento-Curvatura.....	23
2.5. Tipos de fallas por flexión	25
2.6. Resistencia y ductilidad seccionales.....	26
2.7. Hormigón No confinado	30
2.7.1. Modelo de Hognestad.....	32
2.8. Hormigón confinado	33
2.8.1. Modelo de Mander	34
2.9. Comportamiento de falla de estructuras de hormigón armado bajo cargas últimas.....	38
2.10. Carga última, redistribución de momentos y capacidad de reserva en estructuras estáticamente indeterminadas.	41
2.11. Rótula Plástica. Rotación plástica y efectos estructurales.....	42
2.12. Capacidad de rotación plástica de una sección de hormigón armado.....	46
2.13. Consideraciones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II	47
2.13.1. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (Conas Críticas) para el diseño de vigas.....	47
2.13.2. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas para el diseño de columnas.....	49
Capítulo 3.....	52
ANÁLISIS NO LINEAL	52



DE LA ESTRUCTURA TIPO	52
3.1. Análisis no lineal estático y dinámico.....	53
3.1.1. Análisis estático no lineal-Pushover.....	53
3.1.2. Análisis por integración directa.....	61
3.2. Consideraciones en la modelación.....	71
3.2.2. Rótulas Plásticas.....	77
3.2.3. Consideraciones de Amortiguamiento.....	78
3.3 Aplicación a un edificio tipo situado en Salta.....	83
3.3.1. Pushover.....	83
3.3.2. Análisis no lineal paso a paso.....	100
Capítulo 4.....	117
MODELO SIMPLIFICADO:.....	117
Oscilador Simple.....	117
4.1 Parámetros de daño estructural para hormigón armado (Orosco,2004).....	118
4.1.1. Índice de Banon y Veneziano.....	118
4.1.2. Índice de Zarah y Hall.....	119
4.1.3. Parámetro de Park y Ang.....	120
4.2. Definición del oscilador.....	121
4.3. Análisis de los resultados.....	126
Capítulo 5.....	133
CONCLUSIONES.....	133
Referencia Bibliográfica.....	138
Anexo I.....	144



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1-. Curvas tensión-deformación no lineal de hormigón y acero para el diseño 20

Figura 2. 2-. Viga sometida a dos cargas incrementales..... 22

Figura 2. 3-. Análisis de esfuerzo-deformación de la sección central..... 22

Figura 2. 4-. Diagrama Momento-Curvatura 23

Figura 2. 5-. Tensiones del acero, del hormigón, de adherencia, y curvaturas 24

Figura 2. 6-. Diagramas Momento-Curvatura mostrando diferentes fallas por flexión 26

Figura 2. 7-. Dominios de deformación, según Código de hormigón español EHE-08. 26

Figura 2. 8-. Diagrama tensión - deformación del hormigón confinado y no confinado. 28

Figura 2. 9-. Modelo elasto-plástico perfecto del acero sometido a tracción 29

Figura 2. 10-. Modelo de curva tensión-deformación considerando el endurecimiento por deformación. 30

Figura 2. 11-. Curvas tensión-deformación a compresión en cilindros estándar 31

Figura 2. 12-. Curva tensión-deformación del hormigón a compresión 33

Figura 2. 13-. Comparación de las curvas esfuerzo-deformación para un hormigón no confinado y uno confinado 35

Figura 2. 14-. Núcleo efectivo de hormigón confinado para una sección rectangular. 37

Figura 2. 15-. Factor de confinamiento, "λ" para elementos cuadrados y rectangulares 37

Figura 2.16 -. Viga bi-empotrada bajo carga distribuida 39

Figura 2.17 -. Diagrama momento-curvatura simplificado 39

Figura 2.18 -. Evolución de los momentos de apoyo y de tramo bajo carga creciente 40

Figura 2.19 -. Equilibrio de momentos en mitad de la luz. 40

Figura 2.20 -. Rótula plástica sobre el apoyo central de una viga continua 42

Figura 2.21 -. Rotación plástica en una sección crítica de una viga continua 45

Figura 2.22 -. Efecto estructural de una rotación plástica en una viga continua 45

Figura 2.23-. Capacidad de rotación plástica de una rótula en función de x/d 46

Figura 2.24.a-. Influencia del tipo de acero según los códigos ACI y EC2. 47

Figura 2.24.b-. Rotación plástica en rótulas en función de la ductilidad del acero 47

Figura 2.25 -. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas 48

Figura 2.26 -. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas 48

Figura 2.27 -. Diagrama de momento para determinar la longitud de la rótula plástica 49

Figura 2.28 -. Determinación de la longitud (l_p) de la zona de formación potencial de rótulas 50

Figura 3.1-. Curva de capacidad-corte basal frente al desplazamiento de terraza 54

Figura 3.2-. Estimación del punto de desempeño 55

Figura 3.3-. Grafica del punto de desempeño obtenido por el método N2- EC8 55



Figura 3.4 - Grafica bilineal de la curva de capacidad usando el método de coeficiente de desplazamiento	56
Figura 3.5- Corte basal vs desplazamiento de un modelo de n gdl	60
<i>Figure 3.6- Curva pushover para un sistema n gdl (izq) y su homóloga para 1 gdl</i>	<i>61</i>
Figura 3.7- Error en el período y en la amplitud en función de $\Delta t/T$	64
Figura 3.8- Variación de la aceleración con el tiempo.	65
Figura 3.9- Esquema de iteración de un problema dinámico no lineal	69
Figura 3.10- Diagrama de tensión-deformación del acero ADN 420.	72
Figura 3.11- Diagrama de tensión-deformación del Hormigón.	72
<i>Figura 3.12- Valores de grados de deformación tomadas por defecto del programa</i>	<i>73</i>
Figura 3.13- Modelo Cinemático multilinear para deformación uniaxial.	74
<i>Figura 3.14- Modelo cinemático multilinear para deformación unaxial</i>	<i>75</i>
Figura 3.15- Modelo de Takeda para deformación uniaxial	76
Figura 3.16- Modelo Físico de amortiguamiento Rayleigh.	79
Figura 3.17 - Variación del amortiguamiento con la frecuencia natural.	81
<i>Figura 3.18- Valores de a_s, C_a y C_v para las distintas zonas sísmicas y tipos</i>	<i>84</i>
Figura 3.19- Valor del Período T3 (tabla 3.2 del reglamento).	85
<i>Figura 3.20- Espectro de Diseño</i>	<i>87</i>
Figura 3.21- Espectro de Diseño cargado en el programa ETABS	87
Figura 3.22- Tabla de valores del Espectro de Diseño.	87
<i>Figura 3.23- Fuerzas aplicadas en los nodos del pórtico X-Z.....</i>	<i>90</i>
Figura 3.24- Fuerzas aplicadas en los nodos del pórtico Y-Z.....	90
<i>Figura 3.25- Fuerzas aplicadas en los nodos del pórtico en estudio X-Z</i>	<i>91</i>
Figura 3.26- Curva Pushover-Corte vs Desplazamiento-ETABS.....	91
Figura 3.27- Curva Pushover-FEMA 440-ETABS	92
Figura 3.28- Curva Pushover NTC 2008-ETABS	92
Figura 3.29- Curva Pushover-ASCE 41-ETABS	92
Figura 3.30- Curva Pushover Estructura Completa Dirección Y-ETABS.....	93
Figura 3.31- Curva Pushover Estructura Completa Dirección X-ETABS.....	93
Figura 3.32- Curva Pushover-FEMA 440 Dirección Y.....	93
Figura 3.33- Curva Pushover-FEMA 440 Dirección X-ETABS	93
Figura 3.34- Curva Pushover-NTC 2008 Dirección Y	94
Figura 3.35- Curva Pushover-NTC 2008 Dirección X	94
Figura 3.36- Curva Pushover - EC 8 Dirección Y	94
Figura 3.37- Curva Pushover - EC 8 Dirección X	94
Figura 3.38- Curva Pushover-ASCE 41 Dirección Y	94



Figura 3.39-. Curva Pushover-ASCE 41 Dirección X.....	94
Figura 3.40-. Panorama de Rotulación-Resultado del análisis Pushover-ETABS	96
Figura 3.41-. Valores de la respuesta de la rótula más desfavorable-Tabla ETABS	96
Figura 3.42-. Performance de la estructura.	96
Figura 3.43-. Pórtico de la Estructura Completa	97
Figura 3.44-. Pórtico analizado en forma independiente	97
Figura 3.45-. Curva Pushover-Estructura Rotada, Dirección Y	98
Figura 3.46-. Curva Pushover-Estructura Rotada, Dirección X.....	98
Figura 3.48-. FEMA-Estructura Rotada Dirección X.....	98
Figura 3.49-. NTC Estructura Rotada Dirección X.....	98
Figura 3.50-. NTC Estructura Rotada Dirección X.....	98
Figura 3.51-. Ec 8 Estructura Rotada Dirección Y	99
Figura 3.52-. Ec 8 Estructura Rotada Dirección X.....	99
Figura 3.53 -. Panorama de rotulación en estructura rotada a 45° del eje x.	99
Figura 4. 1- Resultados del análisis modal realizado en ETABS.....	125
Figura 4. 4- Diagrama Fuerza-Desplazamiento ICZ1_1310.	131
Figura 4. 3- Panorama de rotulación ICZ2_1310.....	131
Figura 4. 2- Panorama de rotulación ICZ1_8310.....	131
Figura 4. 5- Diagrama Fuerza-Desplazamiento ICZ1_8310.	132



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1-. Parametros para amortiguamiento en estructura completa.	81
Tabla 3. 2-. Parámetros para amortiguamiento en pórtico en Y.	82
Tabla 3. 3-. Parámetros para amortiguamiento en pórtico en X 82	82
Tabla 3. 4-. Parámetros según el sitio y la influencia del suelo 85	85
Tabla 3.5-. Parámetros para la obtención del espectro de diseño 86	86
Tabla 3. 6-. Fuerzas a aplicar en los nudos de la estructura completa. 88	88
Tabla 3. 7-. Fuerzas a aplicar en los nudos del pórtico longitudinal seleccionado 89	89
Tabla 3. 8-. Tabla comparativa de puntos de desempeño Estructura-Pórtico 95	95
Tabla 3. 9-. Tabla comparativa análisis pushover 100	100
Tabla 3.10 -. Comparación análisis lineal- análisis no lineal en estructura completa..... 104	104
Tabla 3.11-. Comparación análisis no lineal estructura completa- pórtico en X- pórtico en Y. 105	105
Tabla 3.12-. Esfuerzos minimos y máximos en la estructura por la acción de cada evento considerado..... 106	106
Tabla 3.14-. Desplazamientos relativos máximos producidos por registros obtenidos de la base de datos del PEER..... 106	106
Tabla 3.13-. Desplazamientos relativos máximos producidos por registros artificiales compatibles con la norma INPRES CIRSOC..... 106	106
Tabla 3.15-. Desplazamientos relativos máximos producidos por registros artificiales compatibles con espectros estimados en base a relaciones de atenuación NGA. 107	107
Tabla 3. 16-. Panorama de rotulación producido por los registros artificiales compatibles con espectros estimados en base a relaciones de atenuación NGA 107	107
Tabla 3.17-. Panorama de rotulación producido por producidos por registros artificiales compatibles con la norma Inpres Cirsoc. 110	110
Tabla 3.18-. Panorama de rotulación producido por registros obtenidos de la base de datos del PEER..... 112	112
Tabla 3.19-. Demandas máximas sobre la estructura y los registros que las producen 114	114
Tabla 4. 1- Determinación de la masa de la estructura 121	121
Tabla 4. 2- Masa por nivel de la estructura..... 125	125
Tabla 4. 3- Resultados del análisis del oscilador en términos de desplazamiento 126	126
Tabla 4. 4- Resultados del análisis del oscilador en términos de parámetros de daño. 127	127
Tablas 4. 5- Demandas máximas en el oscilador y los registros que las producen..... 128	128
Tabla 4. 6- Eventos más significativos según los resultados obtenidos en cada análisis..... 130	130
Tabla Anexo 1-Diagramas de fuerza-desplazamiento INPRES CIRSOC 145	145
Tabla Anexo 2-Diagramas de fuerza-desplazamiento PEER..... 147	147
Tabla Anexo 3-Diagramas de fuerza-desplazamiento ESPECTROS ÚLTIMOS 148	148



Resumen

Este informe reporta las actividades realizadas y conclusiones arribadas en la segunda parte de un trabajo global. El objetivo general es evaluar los requerimientos de la Norma INPRES-CIRSOC 103 (IC103) en cuanto al número y tipo de acelerogramas a utilizar en el análisis estructural dinámico lineal y si bien no es reconocido en la citada norma, también se analizó el caso de análisis no lineal, con aplicación al caso de un edificio típico ubicado en la Ciudad de Salta.

Previamente, en la primera parte del trabajo, se seleccionaron registros reales y se generaron otros artificiales, y se determinaron sus medidas de intensidad. También se realizó una experimentación numérica aplicando los registros al análisis dinámico lineal de una estructura de hormigón armado, y se analizaron sus parámetros de respuesta en términos de desplazamientos, distorsiones de piso y esfuerzos internos.

En esta segunda parte, el estudio se centró en la respuesta no lineal de la estructura, considerando los mismos registros de la primera parte. Se estudió el caso de la estructura completa, y el caso de pórticos de la misma según sus dos direcciones principales. Se estudiaron los parámetros de respuesta y se compararon con los obtenidos en el análisis lineal. Se concluyó que los registros artificiales compatibles con la norma INPRES CIRSOC generaron las máximas respuestas, coincidiendo con los resultados del análisis lineal.

Por último, se analizó la posibilidad de aplicar un modelo simplificado para la selección de acelerogramas para el estudio del comportamiento global de la estructura. Este análisis simplificado permite considerar una mayor cantidad de eventos, seleccionar aquellos que generen mayores parámetros de respuesta, para finalmente realizar la experimentación numérica de la estructura completa, la cual demanda un tiempo de análisis considerablemente mayor. Nuevamente se observó que las máximas respuestas fueron generadas por los registros artificiales compatibles con la norma INPRES CIRSOC, mientras los registros artificiales compatibles con espectros estimados en base a relaciones de atenuación NGA fueron los menos significativos. Se pudo concluir que la utilización de un modelo simplificado es eficiente para la selección de



acelerogramas. En cuanto al número de acelerogramas, para el análisis lineal, el mínimo de tres parece suficiente, pero no así en el caso no lineal, en el cual, adoptar por ejemplo las recomendaciones de la norma ASCE/SEI 7-16 parece ser lo más apropiado (un mínimo de 11 historias en el tiempo).



Abstract

This paper reports the developed activities and achieved conclusions in the second part of a global research. The general objective was to evaluate the requirements of the INPRES-CIRSOC 103 (IC103) code considering the number and type of accelerograms to be used in the linear dynamic structural analysis and notwithstanding it is not recognized in the aforementioned code, the case of non-linear analysis was also analyzed, with application to the case of a typical building located in the city of Salta.

Previously, in the first part of the research, real records were selected and other artificial ones were generated, and their intensity parameters were determined. Numerical experimentation was also carried out applying the records to the linear dynamic analysis of a reinforced concrete structure. Finally its response parameters were analyzed in terms of displacements, floor distortions and internal forces.

In this second part, the study focused on the non-linear response of the structure, considering the same records taken into account in the first part. Primarily the complete structure was analyzed, and the case of its frames according to its two main directions was analysed subsequently. The response parameters were studied and compared with those obtained in the linear analysis. The results showed that the artificial records compatible with the INPRES CIRSOC code generated the maximum responses, coinciding with the results of the linear analysis.

Finally, the possibility of applying a simplified model for the selection of accelerograms to study the global behavior of the structure was analyzed. This analysis allows to consider a greater number of events, to select those that generate more damage, and finally to carry out the numerical experimentation of the complete structure, which requires a considerably longer time of analysis. Once again, it was observed that the maximum responses were generated by the artificial records compatible with the INPRES CIRSOC code, while the artificial records compatible with spectra estimated based on NGA attenuation ratios were the least significant. In conclusion, the use of a simplified model is efficient for the



selection of accelerograms. Regarding the number of accelerograms, for linear analysis, the minimum of three seems sufficient, but not in the non-linear case, in which, adopting the recommendations of the ASCE/SEI 7-16 code seems to be the most appropriate (a minimum of 11 records).



Capítulo 1

INTRODUCCIÓN



1.1- Objetivos

1.1.1-Objetivo General

Evaluar los requerimientos de la Norma INPRES-CIRSOC 103 (IC103) en cuanto al número y tipo de acelerogramas a utilizar en el análisis estructural dinámico (lineal y no lineal) con aplicación al caso de un edificio típico ubicado en la Ciudad de Salta.

1.1.2-Objetivos Específicos

A - Analizar registros obtenidos durante eventos sísmicos originados en las fuentes sismogénicas que afectan a la Ciudad de Salta, en cuanto a sus características dinámicas y potencial de daño, tanto de las señales originales como las que resultan de su ajuste a espectros de respuesta.

B – Analizar la respuesta lineal de la estructura de un edificio típico ubicado en la Ciudad de Salta, sometido al conjunto de acelerogramas en relación a las medidas de intensidad de las señales.

C – Analizar la respuesta no lineal de la estructura de un edificio típico ubicado en la Ciudad de Salta, sometido al conjunto de acelerogramas, en relación a las medidas de intensidad de las señales.

D – Analizar la posibilidad de aplicar modelos simplificados para la selección de acelerogramas para el análisis del comportamiento global de la estructura.

Los dos primeros objetivos ya se desarrollan en la primera parte del trabajo, mientras que este informe se centra en el desarrollo de las actividades para cumplimentar los dos objetivos restantes.

Los dos primeros objetivos fueron tratados en una primera parte mientras que este informe se centra en el desarrollo de las actividades realizadas para cumplimentar los dos objetivos específicos restantes.



1.2-Metodología

Para alcanzar los objetivos propuestos en esta segunda parte se realizaron las siguientes actividades:

A – Modelado de la estructura tipo planteada en la primera parte del trabajo con el software ETABS 2016, incluyendo la no linealidad del material.

B – Análisis de la estructura bajo la acción de acelerogramas seleccionados, mediante análisis dinámico no lineal.

C – Determinación de parámetros de respuesta en términos de esfuerzos y desplazamientos. Análisis de la relación respuesta- acelerograma. Comparación respuesta lineal- no lineal.

D - Definición de un oscilador simple representativo de la estructura. Relación de sus parámetros de respuesta con los del análisis no lineal de la estructura.

1.3 Estructura del informe

Este informe se compone de cinco capítulos. En el primero se enuncian los objetivos generales y específicos que se pretenden alcanzar, y la metodología que se aplicó para lograrlo.

En el segundo capítulo se describen características del comportamiento no lineal del hormigón armado, consideradas de interés para el desarrollo de este trabajo. Se incluyen en este capítulo los modos de falla, resistencia y ductilidad seccionales, confinamiento del hormigón y comportamiento no lineal del acero. Se describe también el comportamiento plástico de secciones de hormigón armado. Finalmente se trata el comportamiento de estructuras de hormigón armado bajo cargas últimas, la redistribución de momentos y las rótulas plásticas.

En el tercer capítulo se describen los métodos de análisis no lineal considerados, y los resultados de su aplicación en la estructura tipo definida en la primera parte del trabajo. Estos métodos son el análisis estático no lineal (Pushover) y el



análisis paso a paso por integración directa. Se incluyen también las consideraciones de amortiguamiento e histéresis.

En el cuarto capítulo se describe el análisis de los acelerogramas aplicados a un oscilador de un grado de libertad, y se realiza una comparación con la respuesta obtenida en la estructura. Se discute la eficiencia de aplicar un modelo simplificado para la selección de acelerogramas para el análisis del comportamiento global de la estructura.

En el quinto capítulo se resumen las conclusiones a las que se arribaron luego de concluir esta segunda parte del trabajo. Finalmente, se lista la bibliografía consultada y se adjuntan los anexos.



Capítulo 2

HORMIGÓN ARMADO: COMPORTAMIENTO PLÁSTICO- NO LINEAL



2.1. Propiedades del hormigón armado

El hormigón es un material que se obtiene mediante una mezcla de cemento, arena, grava u otro agregado, en cantidades adecuadamente definidas, y agua; que después endurece en encofrados con la forma y dimensiones deseadas. Su resistencia a la compresión es alta, lo que lo hace apropiado para elementos sometidos principalmente a compresión, tales como columnas o arcos. Sin embargo, es un material relativamente frágil, con una baja resistencia a la tracción. Esto impide su utilización económica en elementos estructurales sometidos a tracción.

Para contrarrestar esta limitación, en la segunda mitad del siglo XIX se consideró factible utilizar acero para reforzar el hormigón debido a su alta resistencia a la tracción. El refuerzo, conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar adherencia, se coloca en los encofrados antes de vaciar el hormigón. Una vez las barras estén completamente rodeadas por la masa de hormigón endurecido, comienzan a formar parte integral del elemento. La combinación resultante de los dos materiales, conocida como hormigón armado, combina muchas de las ventajas de cada uno: el costo relativamente bajo, la buena resistencia al clima y al fuego, la buena resistencia a la compresión y la excelente capacidad de moldeo del concreto con la alta resistencia a la tracción y la aún mayor ductilidad y tenacidad del acero. Es precisamente esta combinación la que permite el casi ilimitado rango de usos y posibilidades del concreto reforzado en la construcción de edificios, puentes, presas, tanques, depósitos y muchas otras estructuras (Nilson, 1999).

Para los procesos de análisis y diseño de estas secciones, es necesario conocer los factores que describen sus propiedades mecánicas, y por lo tanto su comportamiento. Estas propiedades se pueden observar en la curva esfuerzo-deformación ($\sigma - \epsilon$) de los materiales, donde se evidencian, entre otros, módulo de elasticidad, deformaciones máximas, últimas, y esfuerzos máximos.



2.2. Comportamiento no lineal del hormigón armado

Tradicionalmente, el diseño de estructuras de hormigón armado asume comportamiento elástico-lineal de sus materiales. Este comportamiento ideal, junto a otras consideraciones asociadas a la relación desplazamiento-deformación y al equilibrio en la forma no deformada, impulsó el desarrollo del análisis elástico lineal. La proporcionalidad entre causa y efecto, y la validez del principio de superposición brindan al análisis elástico lineal grandes ventajas, partiendo del hecho que se pueden calcular fuerzas para una sección bruta asumiendo cargas independientes y la superposición de efectos, sin necesidad de conocer la cantidad de refuerzos utilizados en la estructura.

Sin embargo, el comportamiento estático-lineal está muy alejado del comportamiento observado en estructuras de hormigón armado debido a fenómenos como el agrietamiento del hormigón bajo cargas de tracción, su respuesta tensión-deformación no lineal bajo compresión y la plastificación del acero de refuerzo.

El enfoque actual considera la seguridad estructural basándose en la teoría de los estados límite, divididos en estados límite últimos y estados límite de servicio.

El método del estado límite último consiste en verificar si la resistencia de la estructura R_u , debidamente reducida, es capaz de resistir las cargas de diseño S_d , adecuadamente mayoradas. En otras palabras, consiste en verificar la relación $R_u \geq S_d$. Esto garantiza un margen de seguridad bajo circunstancias de uso normal, conocidas como estados límite de servicio, en el que las estructuras responden a cargas no afectadas por factores, ni con reducción en su resistencia.

Para el cálculo de R_u se tiene en cuenta, en manera idealizada, la respuesta de los materiales en condiciones límite últimas; por ejemplo, se ignora la resistencia a tracción del hormigón, se utilizan modelos de tensión-deformación tipo rectángulo o parábola-rectángulo para hormigón, mientras que se aplican modelos elasto-plásticos para acero, etc.

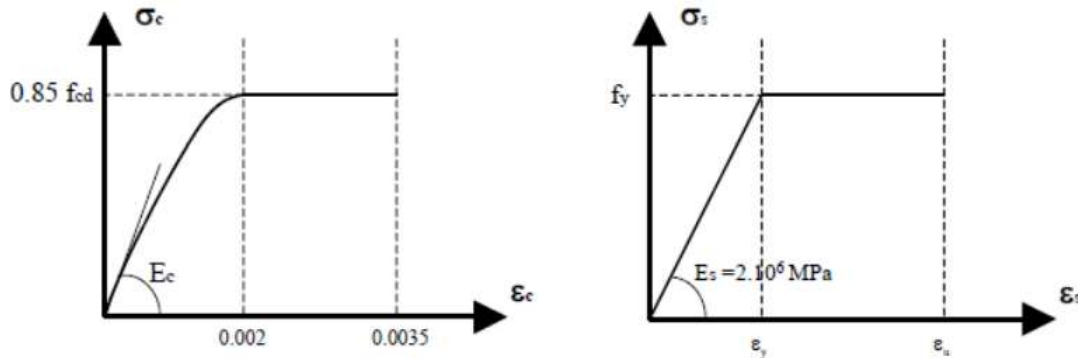


Figura 2. 1-. Curvas tensión-deformación no lineal de hormigón y acero para el diseño. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

Por otro lado, la tensión S_d se encuentra utilizando métodos elásticos, incluso aunque en estados límite últimos las estructuras pueden alcanzar grados muy altos de deterioro y en estructuras estáticamente indeterminadas la redistribución de fuerzas puede diferir ampliamente de las predicciones elásticas lineales. Por lo tanto, bajo este enfoque, el diseño es claramente inconsistente.

Existen también razones económicas a considerar, derivadas de la observación experimental de mayor resistencia en estructuras de hormigón armado estáticamente indeterminadas con respecto a las predicciones elásticas lineales. En efecto, cuando el refuerzo a flexión del tramo que soporta la mayor carga en una estructura de este tipo se vuelve plástico, su rigidez disminuye enormemente y se convierte en lo que se conoce como rótula plástica. A partir de este momento, la distribución de la fuerza bajo cargas crecientes difiere completamente de las predicciones del modelo elástico; incapaz de absorber más momento flector, el área cedida transfiere la carga a secciones adyacentes menos cargadas. Así, se pueden formar más rótulas plásticas y, eventualmente, se puede producir un mecanismo de colapso si existe suficiente ductilidad, como predice la teoría de la plasticidad. La carga última real y la capacidad de disipación de energía pueden ser mucho mayores que las predichas con el análisis elástico lineal, por lo que existe un interés económico y técnico en determinar las fuerzas internas con cierto grado de precisión y en diseñar estructuras con mayor ductilidad.

No obstante, el diseño de estructuras de hormigón armado bajo condiciones de plasticidad solo es apropiado cuando las secciones críticas tienen una capacidad de rotación ilimitada y ninguna de las rótulas plásticas formadas alcanza la



capacidad de rotación límite hasta que se produce el colapso estructural. Estas condiciones no se cumplen en situaciones reales, ya que dicha capacidad de rotación está limitada por la fragilidad del hormigón.

El análisis no lineal presenta una serie de inconvenientes, destacándose la necesidad de conocer, a priori, el diseño del refuerzo para cada sección de la estructura y realizar iteraciones, ya que la causa no es proporcional al efecto. El proceso suele comenzar computando las fuerzas involucradas con el análisis elástico lineal y desde este punto de partida obteniendo una nueva distribución de rigidez que, dependiendo del estado de los materiales (fisuración, compresión, fluencia, etc.), a su vez altera las fuerzas y así sucesivamente hasta encontrar una distribución constante de la fuerza y la rigidez.

El análisis lineal con redistribución limitada surgió para evitar un procedimiento tedioso y sujeto a una alta probabilidad de error en el diseño estructural cotidiano. Dicho análisis consiste en obtener fuerzas a partir del análisis elástico lineal y posteriormente modificarlas reduciendo los momentos en las secciones sometidas a mayores esfuerzos, a expensas de incrementarlos en otras áreas de la estructura sometidas a cargas más ligeras, para mantener siempre un equilibrio con las fuerzas externas. La intención es obtener fuerzas similares a las que realmente estaría sometida la estructura en los estados límite últimos, sin necesidad de realizar análisis no lineales ni conocer a priori la relación de refuerzo. Este método debe utilizarse con precaución, ya que la estructura debe ser lo suficientemente dúctil, es decir, la redistribución de momentos considerada debe ser compatible con la capacidad de rotación plástica de las secciones críticas que, como se mencionó anteriormente, es siempre limitada.

2.3. Modos de falla a flexión en secciones de hormigón armado

La viga de hormigón armado de la Figura 2.2 está sujeta a dos cargas puntuales que aumentan hasta alcanzar la falla del elemento. Dado que se trata de una estructura estáticamente determinada, las fuerzas se pueden calcular directamente según las condiciones de equilibrio entre cargas, reacciones, y geometría de la pieza.

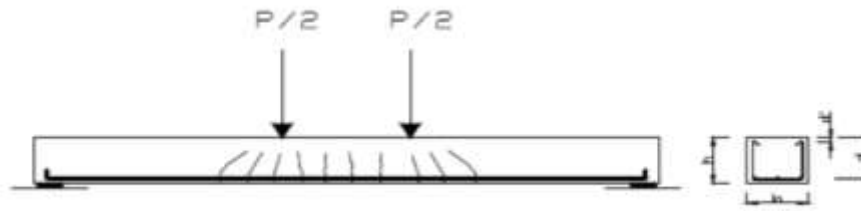


Figura 2. 2-. Viga sometida a dos cargas incrementales. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

El análisis de esfuerzo-deformación de la sección central evidencia tres estados claramente diferenciados a medida que se acerca a la falla,

- Fase elástica: antes de la fisuración. Las tensiones y deformaciones se producen según el comportamiento elástico lineal y el eje neutro pasa por el centroide de la sección homogeneizada de hormigón y acero.
- Fase fisurada: comienza cuando la fibra tesa del hormigón alcanza la resistencia máxima a tracción. El agrietamiento comienza a extenderse y las tensiones de tracción que ya no recibe el hormigón son absorbidas por el acero, donde los niveles de tensión aumentan abruptamente. El eje neutro debe elevarse para mantener el equilibrio entre fuerzas y momentos, aumentando aún más la tensión sobre el hormigón.
- Fase pre-rotura: Pueden ocurrir tres casos:
 - El acero alcanza la deformación plástica,
 - La deformación del hormigón alcanza su deformación máxima, o
 - Ambos ocurren a la vez.

El eje neutro sigue subiendo, y en particular si las barras ceden, como el brazo de palanca de las fuerzas internas, que no puede cambiar, debe aumentarse para compensar cualquier aumento de momento.

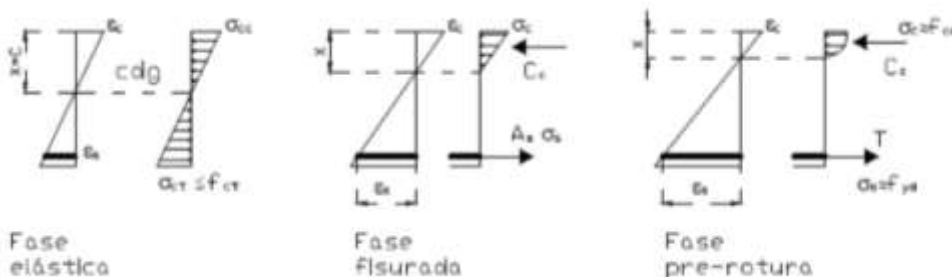


Figura 2. 3-. Análisis de esfuerzo-deformación de la sección central. Reglamento CIRSOC 201



2.4. Diagrama Momento-Curvatura

La curvatura de la sección puede determinarse experimentalmente como:

$$\chi = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (2.1)$$

$|\varepsilon_c|$ es el valor absoluto de la deformación unitaria media sobre el hormigón en la fibra que recibe la mayor compresión.

$|\varepsilon_s|$ es el valor absoluto de la deformación unitaria media sobre la armadura de tracción.

d es la altura útil de la sección.

Si el momento tomado por la sección y su curvatura se grafican en un sistema de ejes coordenados, el resultado es lo que se conoce como un diagrama momento-curvatura, como el de la Figura 2.4, cuya pendiente en cada punto da la rigidez de la sección.

Las tres fases descritas anteriormente se pueden distinguir claramente en el diagrama:

- En la primera la pendiente es la rigidez elástica, EI .
- En la segunda, el brusco aumento de la curvatura como resultado tanto de la propagación dinámica de la fisura como de la fuerte caída de la rigidez, que se divide por un factor que puede oscilar entre dos y cuatro según la relación del acero y la geometría de la sección.
- En la tercera, la rigidez puede ser pequeña, en cuyo caso hay un aumento sustancial de la curvatura y un pequeño aumento del momento.

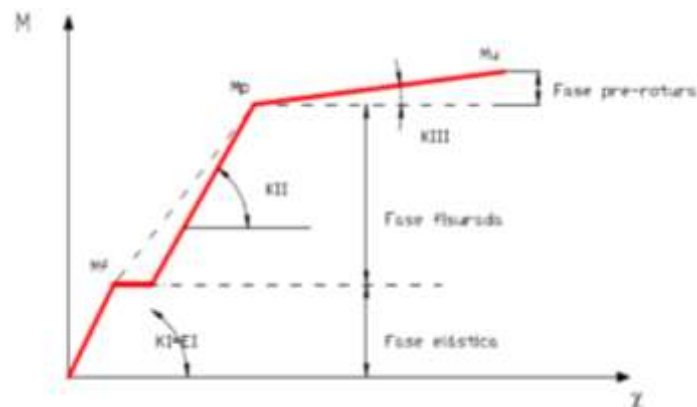


Figura 2. 4-. Diagrama Momento-Curvatura. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

El comportamiento anterior, sin embargo, corresponde a una sección ubicada precisamente donde el miembro se agrietó. Pero entre grietas hay áreas donde el hormigón sometido a tracción se encuentra en fase elástica y que contribuyen a la rigidez general como resultado de la adherencia con el acero, que transmite gradualmente sus tensiones de tracción al hormigón desde el borde de la grieta, como se muestra en la Figura 2.5.

En consecuencia, para un nivel de momento dado, se pueden utilizar valores de tensión y deformación de refuerzo medios, que producen curvaturas más pequeñas que las identificadas en la propia grieta. Este fenómeno, conocido como *tension stiffening*, se refleja en el diagrama momento-curvatura de la Figura 2.5 como la diferencia de rigidez entre las líneas discontinuas y continuas en la fase de agrietamiento.

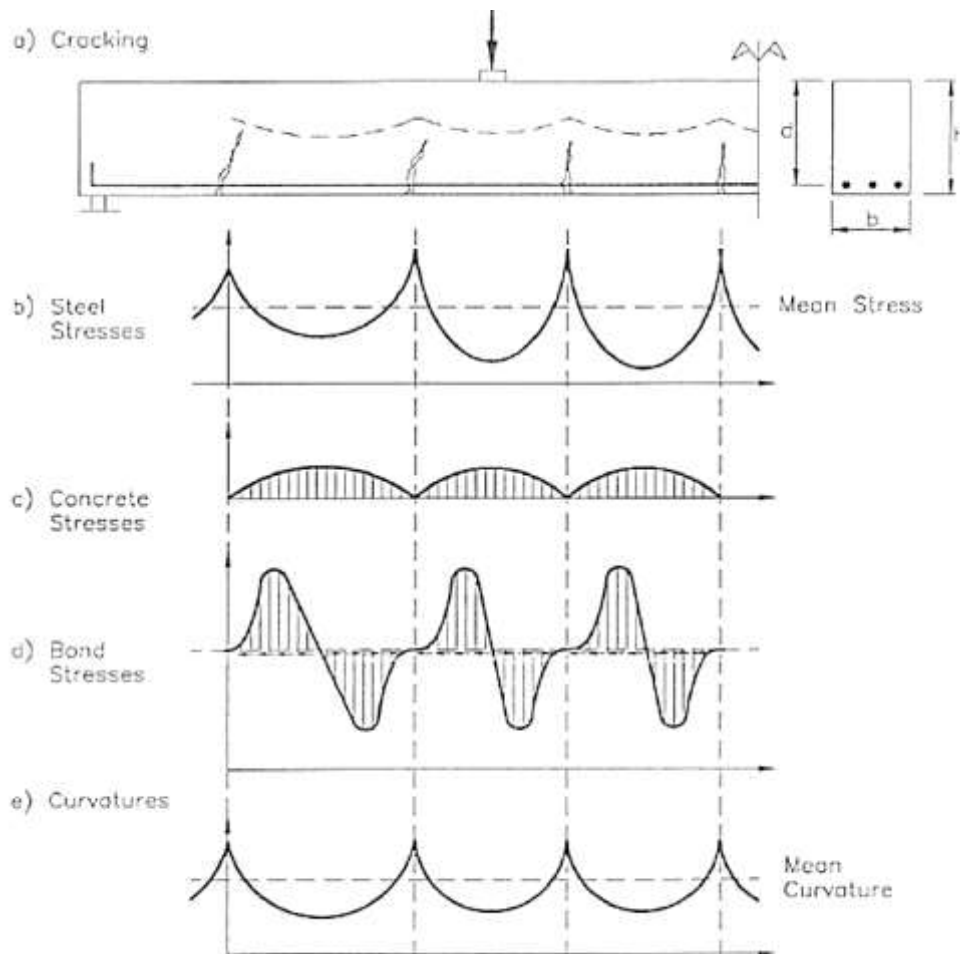


Figura 2. 5-. Tensiones del acero, del hormigón, de adherencia, y curvaturas. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).



2.5. Tipos de fallas por flexión

Existen tres posibles tipos de fallas en una sección sujeta a flexión, como se observa en los diagramas de momento-curvatura respectivos de la Figura 2.6:

1. Falla frágil debido a refuerzo de tracción insuficiente. Esto tiene lugar cuando el hormigón se agrieta y la fuerza de tracción liberada es mayor que la resistencia requerida del refuerzo de tracción utilizado. Este problema se resuelve utilizando la relación mínima de refuerzo a tracción establecida en los códigos normativos.
2. Falla dúctil. Ocurre si el acero plastifica antes de que el hormigón alcance la deformación límite ε_{cu} , es decir, el acero alcanza la deformación correspondiente al límite elástico, $\varepsilon_y = \frac{F_{yd}}{E_s}$. En este caso, la curvatura aumenta sustancialmente después de que el acero plastificó, provocando una deformación sustancial y muchas grietas anchas, signos importantes de debilidad estructural. Sin embargo, el aumento en el momento es pequeño, ya que el aumento máximo del esfuerzo en el refuerzo a tracción es $\Delta\sigma_s = F_{sd} - F_{yd}$, donde F_{sd} y F_{yd} son el esfuerzo de tracción permisible de diseño y el límite elástico de diseño del acero, respectivamente.
3. Rotura frágil por excesos de compresión en el hormigón. Esto ocurre cuando el hormigón alcanza su máxima deformación antes de que el acero plastifique. En estas circunstancias, el punto de fluencia en el diagrama $M - \chi$ no es tan distinguido como en el caso anterior, ya que, si bien corresponde a la fluencia tanto de la fibra de hormigón que recibe mayor compresión como de la armadura de compresión, la sección sigue teniendo suficiente capacidad para resistir incrementos de momento hasta que el hormigón alcance el estado límite. La curvatura última es menor que en la rotura dúctil, y en este caso la rotura se produce de forma abrupta, con pocas fisuras y ligeras deformaciones, es decir, con poca “advertencia”.

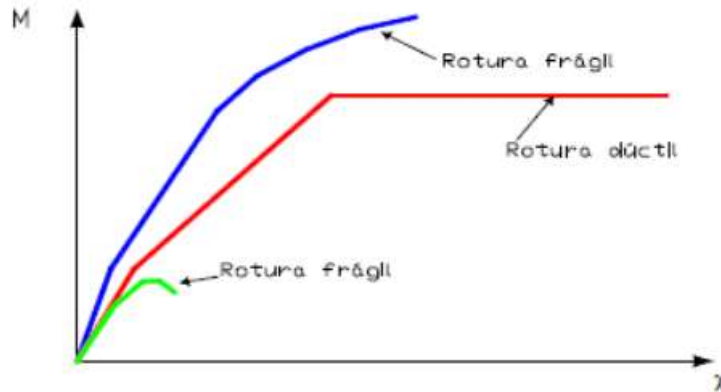


Figura 2. 6-. Diagramas Momento-Curvatura mostrando diferentes fallas por flexión. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

Otra situación posible es la fractura crítica, que se produce cuando la deformación de la fibra más comprimida del hormigón alcanza el estado límite al mismo tiempo que la deformación de la armadura de tracción alcanza el límite elástico. En otras palabras, la fractura crítica ocurre a lo largo del plano que delimita los dominios de deformación 3 y 4.

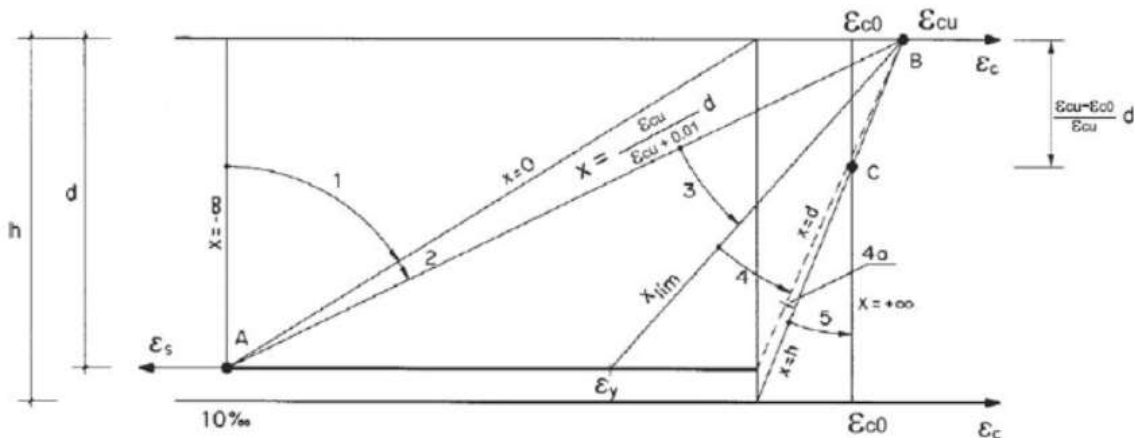


Figura 2. 7-. Dominios de deformación, según Código de hormigón español EHE-08.

2.6. Resistencia y ductilidad seccionales

En una sección sometida a flexión simple, la resistencia se mide por el momento máximo que puede tomar, que depende en gran medida de la relación entre la armadura, la geometría de la sección y las resistencias del acero y el hormigón, aunque este factor final apenas tiene efecto sobre el momento último en falla dúctil.



En una sección sometida a esfuerzos combinados de flexión y compresión, el momento final depende además de la fuerza axial; ambas fuerzas crecen en falla dúctil hasta que se alcanza la fractura crítica; posteriormente, el momento flector disminuye a medida que aumenta la fuerza axial. La ubicación geométrica de los pares flexión-compresión que inducen el estado límite en la sección se conoce como diagrama de interacción.

La ductilidad de la sección está relacionada con la capacidad de deformación de la armadura de tracción más allá del punto en el que comienza la fluencia, siempre que no suponga una disminución de la resistencia. Puede medirse de varias formas; el más común es mediante el cociente resultante de dividir la curvatura última, que coincide con el momento máximo que puede tomar la sección, por la curvatura plástica, que se alcanza cuando la armadura de tracción se vuelve plástica.

La ductilidad de la sección es una medida de su capacidad de rotación plástica a lo largo de una longitud determinada de la línea central de la pieza en cuestión. Es, por tanto, una característica esencial que debe estar presente en las secciones de hormigón armado si se quiere aprovechar la capacidad de reserva de estructuras estáticamente indeterminadas, se redistribuyen las fuerzas internas debidas a la acción del fuego o se quiebra por impacto. Deben evitarse acciones cíclicas de alta intensidad u otros eventos accidentales.

La ductilidad de la sección puede ser incrementada de distintas maneras:

- *Reduciendo la compresión en el hormigón.*
- *Aumentando la resistencia del hormigón y su capacidad de deformación última.*
- *Proporcionando barras de refuerzo de acero de ductilidad especial.*

1. *Reduciendo la compresión en el hormigón:* Esto se puede lograr:

1.1 *Aumentando la altura efectiva de la pieza,* ya que, para soportar un determinado momento de diseño, cuanto mayor es el brazo de palanca menor es la fuerza de compresión ejercida sobre el hormigón. Esto conduce a secciones con una relación de refuerzo de tracción baja (relación subcrítica).

1.2 *Agregando refuerzo de compresión*, para absorber así parte de la compresión en el hormigón.

1.3 *Incrementar el ancho del bloque comprimido en la pieza*, para poder reducir drásticamente la profundidad del bloque de compresión y lograr curvaturas muy elevadas (Vigas T).

2. *Aumentando la resistencia del hormigón y su capacidad de deformación última*. Se puede aumentar su resistencia y su capacidad de deformación última confinando transversalmente la pieza, es decir, restringiendo la deformación mediante el efecto de Poisson para generar un estado de compresión triaxial (Figura 2.8).

3. *Proporcionando barras de refuerzo de acero de ductilidad especial*.

Cuando la relación de refuerzo es baja, la curvatura última de la sección y, por lo tanto la ductilidad, dependen de la deformación máxima del acero.

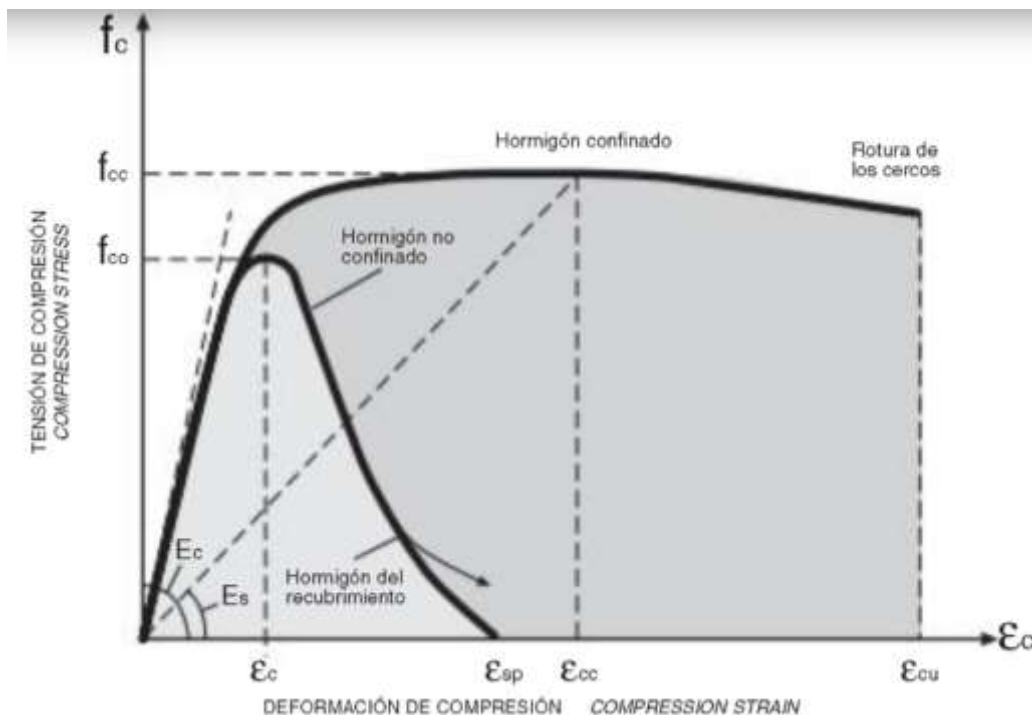


Figura 2. 8-. Diagrama tensión - deformación del hormigón confinado y no confinado. (Doñate Megías, et al. 2011).

Por esta razón, el uso de acero de ductilidad especial, que tiene una deformación última mucho más alta que el acero de ductilidad media y



baja, proporcionará un aumento en la curvatura y ductilidad de la sección últimas, así como un estrechamiento del rango de relaciones mecánicas del refuerzo, o la profundidad del bloque comprimido.

Resulta de utilidad analizar con mayor detalle el acero de refuerzo en estructuras de hormigón.

El acero de refuerzo es un material que posee gran resistencia a la tracción, por lo cual se emplea para resistir las mismas en elementos estructurales de hormigón armado. Además, como se mencionó anteriormente, cuando los esfuerzos de compresión son elevados, el refuerzo longitudinal puede trabajar en conjunto con el hormigón para resistirlos, teniendo en cuenta siempre las consideraciones contra el pandeo.

Comúnmente se utiliza el modelo elasto-plástico perfecto como aproximación de la curva tensión- deformación del acero. Este modelo considera un primer tramo con comportamiento elástico, proporcional entre tensiones y deformaciones antes de la fluencia, y al alcanzar la misma, el material no es capaz de tomar esfuerzos mayores, pero si aumentar su deformación.

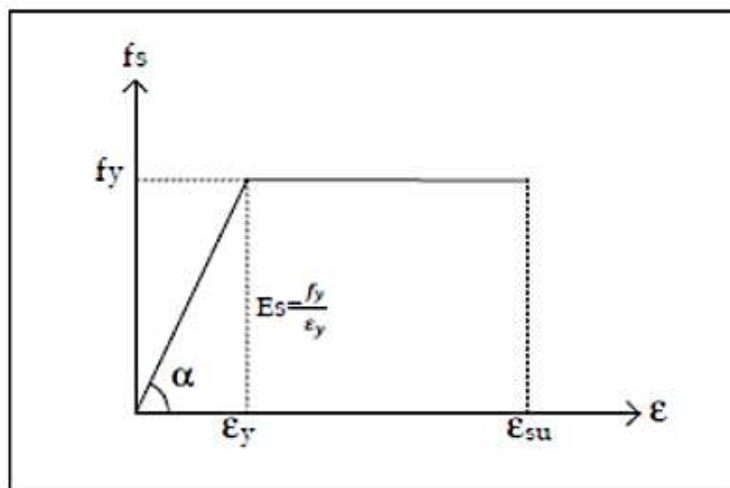


Figura 2. 9-. Modelo elasto-plástico perfecto del acero sometido a tracción. (Propiedades de los materiales en secciones de concreto reforzado, Facultad de ingeniería, UNAM).

La simplificación de este modelo desprecia el endurecimiento por deformación del acero, ignorando la capacidad de tomar esfuerzos

mayores al de fluencia f_y . Existen otros modelos que sí consideran este fenómeno, introduciendo una rama de endurecimiento por deformación. Esta rama inicia al final de la zona de fluencia, y evidencia la capacidad del material de absorber carga nuevamente, debido al endurecimiento que sufre el acero de refuerzo. Los distintos modelos se diferencian según el modo de definir esta rama. Teniendo en cuenta lo anterior, la curva tensión-deformación a tensión del acero de refuerzo estará conformada por tres ramas:

- Rama elástica lineal.
- Rama post fluencia.
- Rama de endurecimiento por deformación.

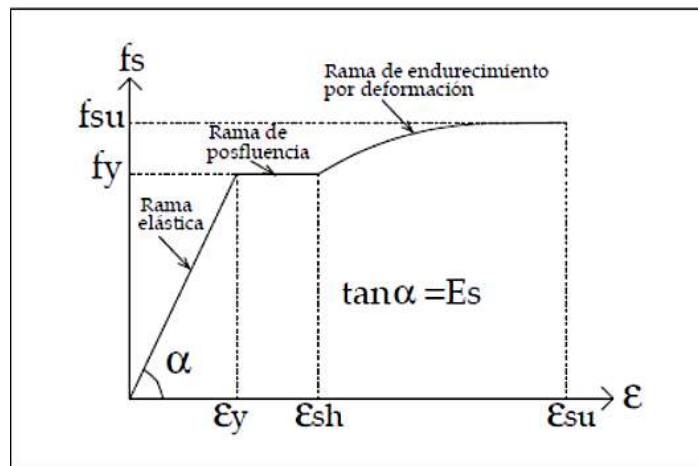


Figura 2. 10-. Modelo de curva tensión-deformación considerando el endurecimiento por deformación. (Propiedades de los materiales en secciones de concreto reforzado, Facultad de ingeniería, UNAM).

Al igual que en el hormigón, las propiedades mecánicas de interés de una probeta de acero se pueden conocer por medio de su curva esfuerzo-deformación. A partir del análisis de los ensayos asociados, se desarrollaron distintos modelos analíticos, siendo algunos de los más aceptados en la actualidad el modelo de Park y Paulay (1975), el modelo de Mander et al. (1984) y el modelo de Ahmad y Shah (1985).

2.7. Hormigón No confinado

El hormigón simple o no confinado es un material que se comporta de forma adecuada a la compresión, pero es débil en tracción, lo que limita su aplicabilidad



como material estructural. Para resistir tracciones se emplea acero de refuerzo, colocándolo en las zonas donde se prevé que se desarrollarán las mismas. Además, el acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tracción del hormigón.

Es importante conocer su curva tensión-deformación, la cual se obtiene de forma experimental mediante la medición de deformaciones unitarias en cilindros de hormigón sometidos a compresión uniaxial con una velocidad de carga moderada. La curva tensión -deformación posee su rama inicial relativamente lineal aproximadamente hasta la mitad de la resistencia máxima a compresión. Después de esta primera rama, la curva tiende a hacerse horizontal hasta alcanzar su resistencia máxima. En las curvas tensión -deformación del hormigón de alta resistencia, se observa que su forma tiende a ser puntiaguda cerca de la resistencia máxima, mientras que las curvas de hormigón de baja resistencia tienen mesetas planas y amplias después de superar la zona elástica lineal.

Se observa en la Figura 2.11 que la pendiente de la última rama de la curva es negativa. Esto se debe a que, luego de superar la deformación última máxima, $\varepsilon_{c\ max}$, el hormigón no es capaz de tomar esfuerzos adicionales y por lo tanto la resistencia decrece. La curva termina donde se alcanza la deformación unitaria de aplastamiento del hormigón, $\varepsilon_{c\ ult}$. Se ha observado que la deformación unitaria asociada a la resistencia máxima $\varepsilon_{c\ max}$ es aproximadamente igual a 0,002.

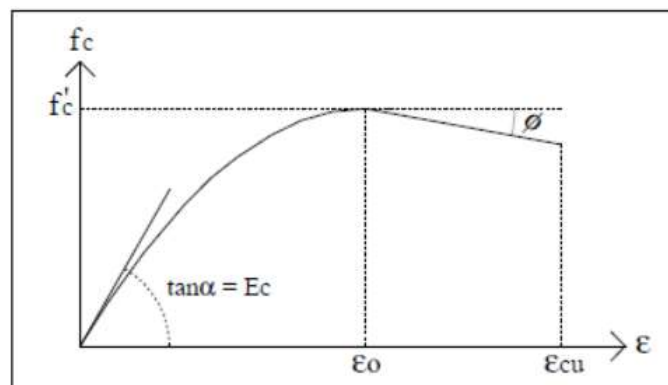


Figura 2. 11-. Curvas tensión-deformación a compresión en cilindros estándar (Paulay y Priestley, 1992).



2.7.1. Modelo de Hognestad.

A partir de la observación de estas características generales se han desarrollado modelos para la construcción de la curva tensión-deformación del hormigón.

Uno de los modelos más conocidos y aceptados es el propuesto por Hognestad, (1951). Es aplicable tanto para secciones circulares como para secciones rectangulares o cuadradas. La primera rama consiste en una parábola de segundo grado hasta alcanzar su resistencia máxima; después la curva desciende y esta rama se representa por medio de una recta con pendiente “ \emptyset ”. Comúnmente la deformación unitaria última o de aplastamiento del hormigón, ε_{cu} , tiene como valor más aceptado 0,0038. En este modelo, las expresiones que definen las dos ramas de la curva y la pendiente de la segunda rama son las siguientes:

-Para la primera rama:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_0}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (2.2)$$

-Para la segunda rama:

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (2.3)$$

-Para la pendiente de la segunda rama:

$$\emptyset \approx \frac{3f'_c}{20(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0)} \quad (2.4)$$

Donde:

E_c : Modulo de elasticidad del hormigón

f'_c : Resistencia máxima a compresion de una probeta de hormigón, ensayada en laboratorio.

ε_0 : Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima del hormigón, f'_c .

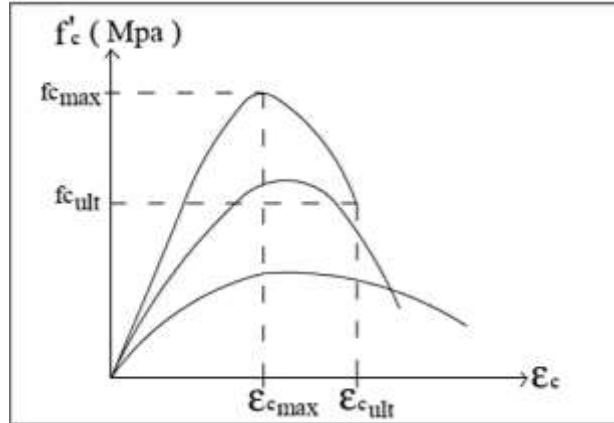


Figura 2. 12-. Curva tensión-deformación del hormigón a compresión (Hognestad, 1951).

2.8. Hormigón confinado

El uso del refuerzo no está limitado a tomar la tensión de la zona traccionada, también se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al hormigón, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

El confinamiento del hormigón lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección. Aunque en la práctica es difícil encontrar hormigón no confinado, se considera así si no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para las estribos de acero.

Estudios experimentales realizados por Chan (1955), Blume et al. (1961), Roy y Sozen (1964), Soliman y Yu (1967), Sargin et al. (1971), Kent y Park (1971) y Mander et al. (1988), indican que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y sus deformaciones se incrementan, haciendo del hormigón un material más dúctil.

El grado de confinamiento depende de la cantidad acero transversal, ya que incrementa la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del hormigón.

El efecto del confinamiento inicia cuando los niveles de compresión en el hormigón se aproximan a su resistencia máxima, en este momento las deformaciones transversales de la sección se incrementan debido al



agrietamiento interno progresivo, por lo cual el hormigón se apoya contra el refuerzo transversal, el cual induce a su vez una fuerza de confinamiento sobre el hormigón, aumentando así su resistencia a compresión y disminuyendo las deformaciones transversales.

El refuerzo transversal en hélices confina más eficientemente el núcleo de hormigón que los estribos rectangulares o cuadrados. Esto se debe a la presión continua de confinamiento que proveen las hélices. Para que el confinamiento de un elemento con estribos circulares, rectangulares o cuadrados sea eficiente, se requiere que la separación del acero de refuerzo transversal sea mínima.

De igual forma que en el hormigón no confinado, las propiedades mecánicas de un elemento de hormigón confinado bajo cargas de compresión se pueden conocer a partir de su curva esfuerzo-deformación. Dichas curvas también presentan características generales a partir de las cuales es posible generar modelos analíticos para describirlas.

Dentro de los modelos más conocidos y aceptados se encuentra el modelo de Kent y Park (1971), aplicable únicamente a secciones rectangulares o cuadradas, y el modelo de Park Modificado (Park et al. 1982), que a diferencia del anterior, sí considera el incremento en la resistencia a compresión debido al confinamiento. El presente trabajo se basó en el modelo propuesto por Mander et al. (1988), también aplicable para secciones circulares, rectangulares o cuadradas.

2.8.1. Modelo de Mander

Este modelo está definido por una curva continua, y considera el efecto del confinamiento tanto en el incremento de la capacidad de deformación del hormigón, ϵ_c , como en el incremento en su resistencia a compresión.

Se considera que la deformación unitaria última o de falla ϵ_{cu} del hormigón se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de hormigón, por lo que las deformaciones transversales de dicho núcleo tenderán a ser muy grandes.

En la Figura 2.13 se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un hormigón no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander et al. (1988).

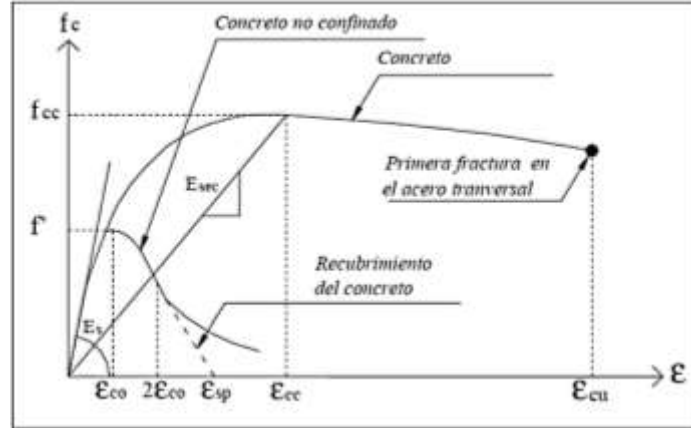


Figura 2. 14-. Comparación de las curvas esfuerzo-deformación para un hormigón no confinado y uno confinado. (Mander et al. 1988).

La curva esfuerzo-deformación propuesta por Mander et al. (1988), se define mediante las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{x^r f_{cc}}{r-1+x^r} \quad (2.5)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2.8)$$

f_{cc} : Resistencia máxima del hormigón confinado.

f'_c : Resistencia máxima del hormigón no confinado.

ε_c : Deformación unitaria del hormigón.

ε_{cu} : Deformación unitaria última.

ε_{c0} : Deformación asociada a la resistencia máxima del hormigón f'_c .

ε_{sp} : Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del hormigón.



ε_{cc} : Deformación unitaria del hormigón simple, asociada al esfuerzo máximo confinante.

E_c : Modulo de elasticidad del hormigón no confinado.

E_{sec} : Modulo secante del hormigón confinado asociado al esfuerzo máximo confinante.

La resistencia máxima a compresión f_{cc} está en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo (f_{le}) y del tipo de estribo con el que fue confinado el elemento.

Para secciones rectangulares o cuadradas la resistencia máxima a compresión (f_{cc}), se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_{cc} = \lambda f'_c \quad (2.9)$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} k_e f_{yh} \quad (2.10)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s b_c} k_e f_{yh} \quad (2.11)$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c} \right) \quad (2.12)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6 b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.13)$$

donde:

f_{cc} : Resistencia máxima del hormigón confinado.

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón.

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

λ : Factor de esfuerzo confinado.

ρ_{cc} : Relación del área de acero longitudinal y el área de hormigón confinado.

A_e : Área confinada efectiva, se utiliza A_{sx} o A_{sy} dependiendo si la sección es paralela al eje "x" o al eje "y".

A_{sx} , A_{sy} : Área de refuerzo transversal paralela al eje “x” o “y”.

f_{lx} , f_{ly} : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x” o “y”.

s' , s : Separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente.

En la Figura 14-15 se muestra esquemáticamente el área de hormigón confinado y no confinado de una sección rectangular, Mander et al. (1988).

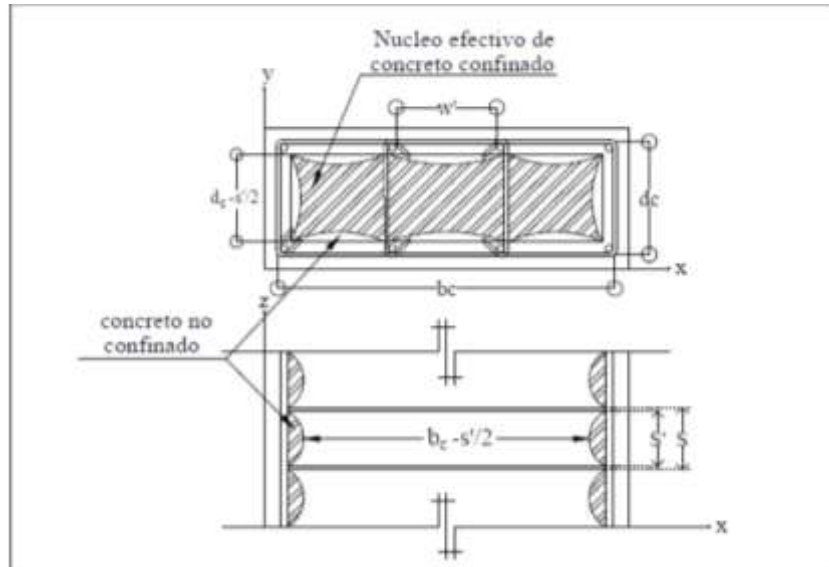


Figura 2. 15-. Núcleo efectivo de hormigón confinado para una sección rectangular. (Mander et al. 1988).

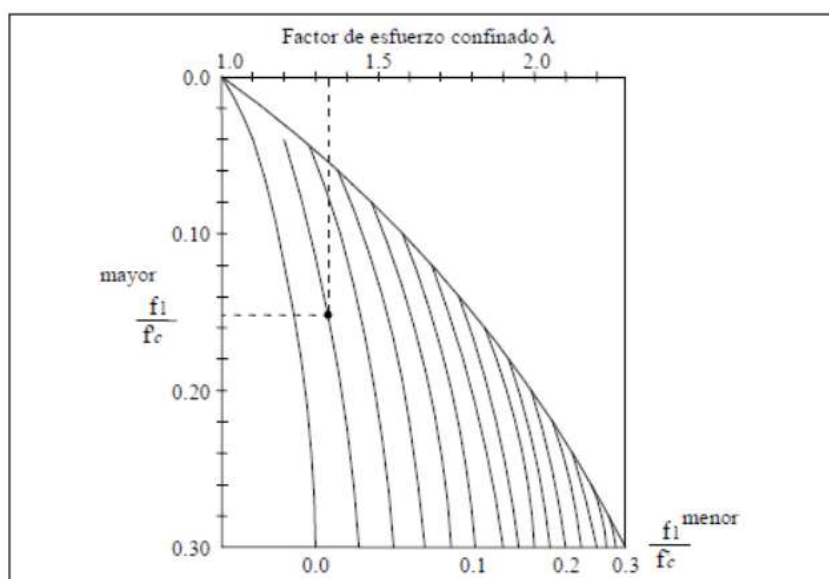


Figura 2. 16-. Factor de confinamiento, “λ” para elementos cuadrados y rectangulares. (Mander et al. 1988).



2.9. Comportamiento de falla de estructuras de hormigón armado bajo cargas últimas.

Para cualquier nivel de carga en estructuras estáticamente determinadas, las fuerzas en cada sección pueden obtenerse calculando el equilibrio entre cargas y reacciones en los apoyos, no siendo necesario tener en cuenta relaciones de compatibilidad. Los esfuerzos internos encontrados no dependen del estado del material (agrietamiento, plastificación, etc.), y son proporcionales a las cargas aplicadas, es decir, no hay redistribución de momentos.

En estructuras estáticamente indeterminadas, por el contrario, la distribución de momentos depende de la variación longitudinal de la rigidez, y ésta, a su vez, del estado tensión-deformación de los materiales. Las secciones más rígidas tienden a absorber mayores fuerzas internas que las menos rígidas. En otras palabras, cuando una sección se agrieta, su rigidez disminuye y por lo tanto toma momentos más pequeños bajo cargas crecientes de lo que habría tomado si no se hubiera agrietado. Lo mismo ocurre, pero en un modo mucho más intenso, cuando una sección plastifica, ya que su rigidez se vuelve prácticamente nula y no puede recibir ningún aumento adicional de fuerza. Por lo tanto, para mantener el equilibrio, las secciones más rígidas deben tomar momentos más grandes, en un fenómeno conocido como *redistribución de momentos*.

Para ilustrar este fenómeno, considere una viga bi-empotrada de longitud l , sometida a una carga uniformemente distribuida de un cierto valor p en KN/m, que crece monótonicamente hasta la falla de la viga; el refuerzo de la viga está diseñado para que el momento positivo máximo sea igual a los momentos negativos máximos que pueden ser absorbidos, como se observa en la figura 2.16. En la figura 2.16 se observa una forma simplificada del diagrama momento-curvatura de la sección transversal bajo el mayor momento.

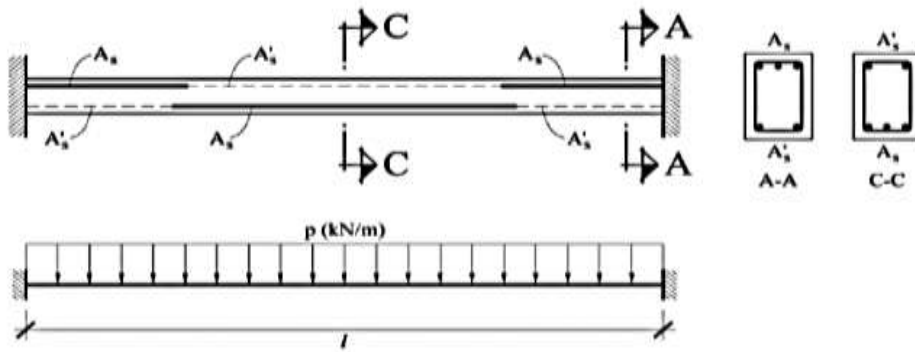


Figura 2.16 - Viga bi-empotrada bajo carga distribuida. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

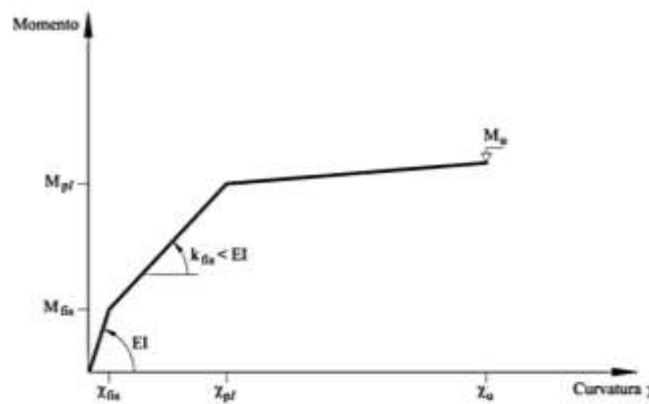


Figura 2.17 - Diagrama momento-curvatura simplificado. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

En la figura 2.18 se observa la evolución de los momentos en las secciones de los apoyos, M_A , y en la sección central $\frac{l}{2}$, M_C , en valor absoluto y en términos de carga p . Las líneas discontinuas indican la solución elástica lineal al problema, según la cual los momentos en las secciones de apoyo y central son $\frac{p l^2}{12}$ y $\frac{p l^2}{24}$, respectivamente. Además, independientemente del estado de los materiales y para cualquier nivel de sollicitación, las cargas, momentos y reacciones deben estar en equilibrio. En otras palabras, considerando una mitad de la viga y planteando el equilibrio, como se muestra en la figura 2.19, la suma de los momentos de tramo y los de apoyo siempre debe ser igual al momento estáticamente determinado, $\frac{p l^2}{8}$.

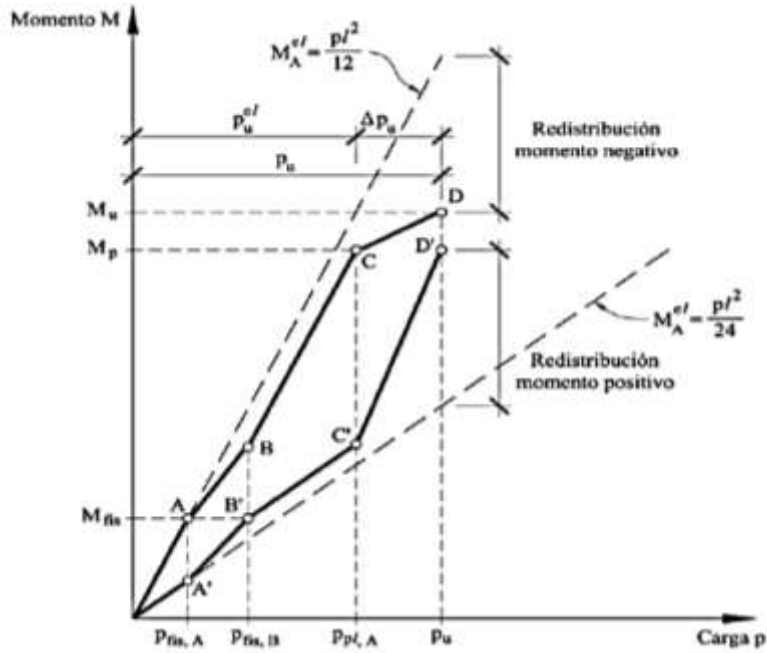


Figura 2.18 - Evolución de los momentos de apoyo y de tramo bajo carga creciente. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

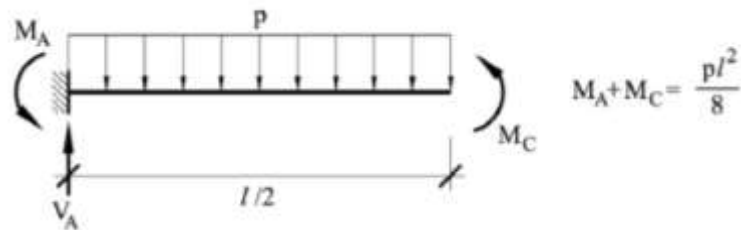


Figura 2.19 - Equilibrio de momentos en mitad de la luz. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

Lo que realmente ocurre es que inicialmente, bajo cargas bajas, la distribución de momentos coincide sustancialmente con la distribución prevista por el análisis elástico lineal (segmentos OA y OA'). Cuando la sección del apoyo, que es la que está sometida a mayores niveles de fuerza, alcanza el momento de fisuración (punto A), se vuelve menos rígida y a partir de ese instante la relación carga-momento adquiere una pendiente más plana mientras que la pendiente central se vuelve más pronunciada a medida que se toma mayores cargas para mantener el equilibrio (segmentos AB y A'B'). Esto continúa hasta que la sección del tramo también se agrieta (punto B'). Para adaptarse a mayores aumentos de carga, la distribución de momentos parece comportarse de nuevo como se predijo en el análisis elástico lineal (segmentos BC y B'C'). La sección del apoyo



se vuelve plástica en el punto C (desarrollo de la rótula), su rigidez cae en picado y apenas recibe momento flector, que es absorbido principalmente por la sección central (segmentos CD y C'D'). La sección sobre los apoyos alcanza el estado límite en el punto D, cuando toma su momento último y, por tanto, la estructura, que no puede resistir más cargas, se considera que ha alcanzado su capacidad de estado límite.

2.10. Carga última, redistribución de momentos y capacidad de reserva en estructuras estáticamente indeterminadas.

Como se observa en la figura 2.18, la carga última que se predice bajo el análisis elástico lineal se define como la intersección entre la línea que representa el momento elástico sobre el apoyo y la línea horizontal $M = M_u$. Este valor, aquí denominado P_u^{el} , es sustancialmente menor que el valor de la carga última, P_u , obtenido del análisis no lineal. La diferencia entre los dos valores, $\Delta P_u = P_u - P_u^{el}$ es lo que se conoce como la *capacidad de reserva plástica de la estructura*.

Además, cuando se alcanza el estado límite, los momentos en los apoyos y en el tramo intermedio son las ordenadas en los puntos D y D', respectivamente, mientras que los obtenidos por análisis elástico lineal son las ordenadas en los puntos E y E'. Se observa que M_E es perceptiblemente igual a M_D , mientras que M'_E es mucho menor que M'_D . Para cada sección, la diferencia entre el momento obtenido con el análisis elástico lineal y el momento en estado límite, ΔM , se conoce como *redistribución de momento* ($\Delta M_A = M_E - M_D$; $\Delta M_C = M'_E - M'_D$).

Todo lo anterior supone que la ductilidad es suficiente para permitir que las secciones de los apoyos, una vez plastificadas (desarrollo de rótulas plásticas), se deformen lo suficiente como para que la sección en medio del tramo, bajo mayores aumentos de carga, se plastifique también (tercera rótula plástica) antes para alcanzar el estado límite. En resumen, hay una redistribución total de momentos en la estructura como resultado del desarrollo de un mecanismo de colapso.



No obstante, la estructura puede alcanzar su estado límite antes de que la sección en mitad del tramo plastifique, lo que lleva a una redistribución solo parcial, incluso cuando la estructura es moderadamente dúctil.

Por el contrario, si las secciones de los apoyos no tienen capacidad de rotación alguna, porque, por ejemplo, están dimensionados con una relación de refuerzo crítica o con baja ductilidad, los segmentos CD y C'D ' serían muy cortos y la redistribución de momentos, que sería muy restringida, se debería casi en su totalidad al proceso de agrietamiento.

2.11. Rótula Plástica. Rotación plástica y efectos estructurales.

Rótula Plástica es un concepto teórico que idealiza el comportamiento de una sección de hormigón en la cual el acero de refuerzo alcanza el estado plástico y puede rotar bajo una carga incremental sin aumento de momento.

La rótula plástica usualmente tiene una longitud finita, l_p , ubicada en la sección que toma el mayor momento, como se muestra en la figura 2.20.

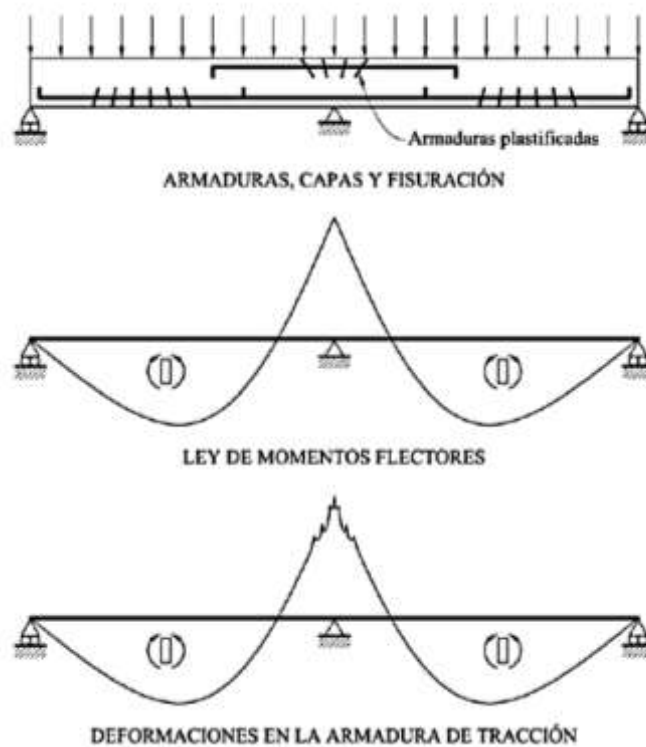


Figura 2.20 -. Rótula plástica sobre el apoyo central de una viga continua. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).



La rótula plástica depende de los siguientes parámetros:

- *Forma de la curva de momento flector.* Las rótulas plásticas se extienden sobre una longitud mayor si la pendiente de la curva de momento tiende a aplanarse. Por esta razón, en presencia de cargas uniformemente distribuidas, las rótulas plásticas son generalmente más largas que las que se forman en respuesta a cargas puntuales, y aquellas sobre vanos son más largas que las sobre apoyos.
- *La presencia de fuerza cortante simultánea con el momento flector.* La fuerza cortante, que provoca agrietamiento inclinado, aumenta la tensión sobre la armadura principal a flexión a una cierta distancia del punto de máximo momento, aumentando así la fluencia en otras secciones tomando un momento menor que el momento flector plástico.
- *El diámetro del refuerzo a tracción.* La pérdida de adherencia causada por altos niveles de resistencia interna al corte tiene un efecto similar al caso anterior, extendiéndose desde la región plástica hasta los puntos adyacentes.

Se esperaría que el uso de barras con un diámetro menor aumente la adherencia acero-hormigón y, en consecuencia, el efecto tensión-rigidez, al tiempo que disminuye las longitudes tanto de la transferencia, causada por el aumento de la tensión en el refuerzo ubicado en las secciones agrietadas, como de la rótula plástica. Sin embargo, ocurre lo contrario si, por ejemplo, el recubrimiento comienza a agrietarse longitudinalmente cuando se alcanza un cierto intervalo de carga.

Las barras con diámetros más grandes requieren anclajes más largos y rótulas plásticas, que aumentan con el diámetro de la barra.

Se pueden utilizar diversos métodos empíricos para determinar l_p . Un método muy empleado es el propuesto por Paulay, T. Priestley, M.J.N. (1992):

$$l_p = 0,08 l + 0,022 \phi f_{yd} \quad (2.14)$$

l es la luz libre del elemento.

ϕ es el diámetro más pequeño del refuerzo a flexión longitudinal en la región plástica.



f_{yd} es la tensión de fluencia del acero de refuerzo.

El EC-2 recomienda una simplificación que consiste en tomar la longitud de la rótula como l_p como 1,2 la altura efectiva de la sección.

En la práctica, para las relaciones estándar utilizadas en vigas y apoyos, los rangos de longitud l_p son de 0,75 a 1,5 veces la altura efectiva del miembro.

Rotación Plástica es la rotación resultante de integrar la curvatura plástica, Δx_p , luego de la formación de la rótula plástica, entre las secciones que delimitan la misma, es decir:

$$\theta_{pl} = \int_0^{l_p} \Delta x_p (x) dx \quad (2.15)$$

El efecto estructural de una rótula plástica en una estructura estáticamente indeterminada es igual al efecto de la deformación impuesta: por un lado, el desplazamiento y la rotación y, por otro, la aparición de las fuerzas estáticamente indeterminadas necesarias para alcanzar la compatibilidad de deformaciones, que son distribuidos lineal y longitudinalmente entre los ejes de los apoyos. De hecho, en una viga continua de dos tramos iguales de luz l , sección constante y rigidez elástica EI (figura 2.21), cuando se introduce una rotación impuesta con de valor θ en un punto ubicado a cualquier distancia x del último apoyo, las rotaciones en los extremos de la viga, si no están restringidas, serían:

$$\theta_A = \theta \left(1 - \frac{x}{l}\right); \theta_B = \theta \frac{x}{l} \quad (2.16)$$

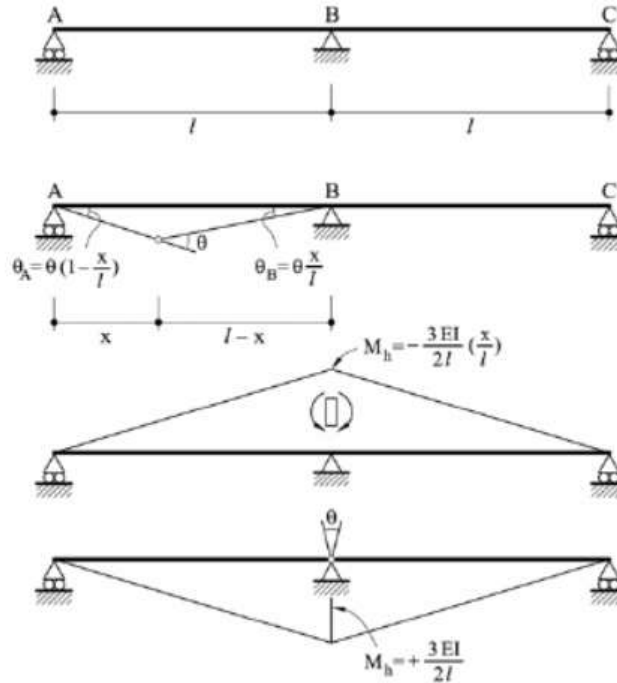


Figura 2.21 - Rotación plástica en una sección crítica de una viga continua. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

Por razones de compatibilidad, debe aparecer un momento estáticamente indeterminado ΔM (en este caso negativo), donde su valor, cuando las rotaciones sobre el soporte central son iguales, es:

$$\theta \frac{x}{l} - \frac{\Delta M l}{3 EI} = \frac{\Delta M l}{3 EI} \rightarrow \Delta M = -\frac{3EI}{2l} \frac{x}{l} \theta \quad (2.17)$$

De igual manera, si la rotación plástica es provocada por un momento negativo, el momento estáticamente indeterminado es positivo y si la rótula se forma en la sección sobre el apoyo central, su valor sería:

$$\Delta M = \frac{3EI}{2l} \frac{x}{l} \theta \quad (2.18)$$

La superposición de las curvas de momento elástico y de rótula plástica da lugar a la *curva de redistribución de momento*, que se muestra en la figura 2.22.



Figura 2.22 - Efecto estructural de una rotación plástica en una viga continua. (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

2.12. Capacidad de rotación plástica de una sección de hormigón armado.

La capacidad de rotación plástica de una sección de hormigón armado está estrechamente relacionada con la curvatura última, y esta, a su vez, está relacionada con la profundidad relativa del eje neutro y la ductilidad del acero.

Una serie de ensayos realizados en los años setenta, especialmente en Italia y Alemania, llevaron a proponer una curva que relaciona la capacidad de rotación plástica con la profundidad relativa del eje neutro, lo cual es muy similar, cualitativamente, a la expresión teóricamente deducida anteriormente para la curvatura última (figura 2.23).

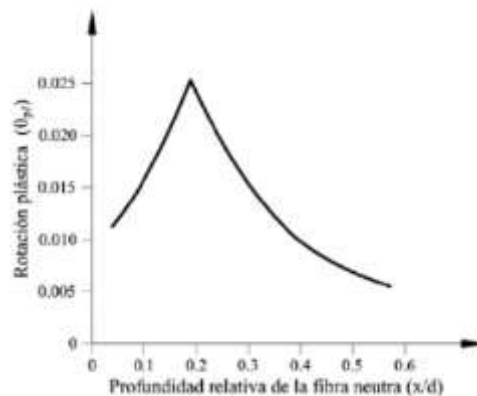


Figura 2.23-. Capacidad de rotación plástica de una rótula en función de x/d . (Nonlinear behavior of reinforced concrete structures, Antonio Mari, 2017).

No obstante, se ha demostrado que la capacidad de rotación plástica, al igual que las otras variables, es altamente dependiente de la ductilidad del acero, ya que la deformación máxima de dicho material impacta el valor pico de la curva, entre otros. Esto se refleja en algunos códigos, que utilizan diferentes curvas para diferentes grados de ductilidad de acero. A modo de ilustración, el Eurocódigo EC-2 da dos curvas, dependiendo de si se utiliza acero de alta ductilidad (curva C) o acero de ductilidad estándar (curva B): figura 2. 24.a. De manera similar, el CEB-FIP Model Code 1990 (CM-90) considera tres curvas diferentes para acero de ductilidad alta (S), estándar (A) y baja (B): figura 2.24.b.

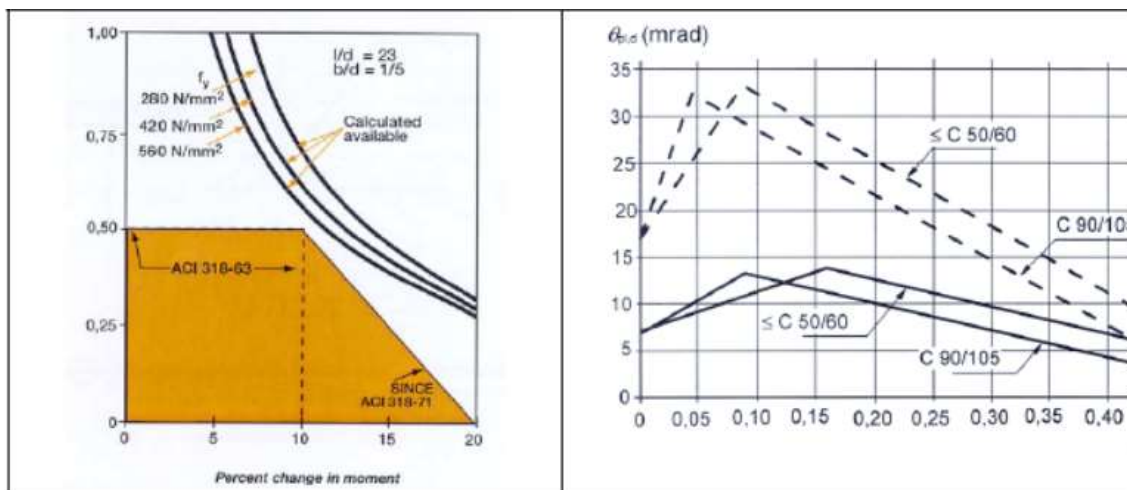


Figura 2.24.a-. Influencia del tipo de acero según los códigos ACI y EC2.

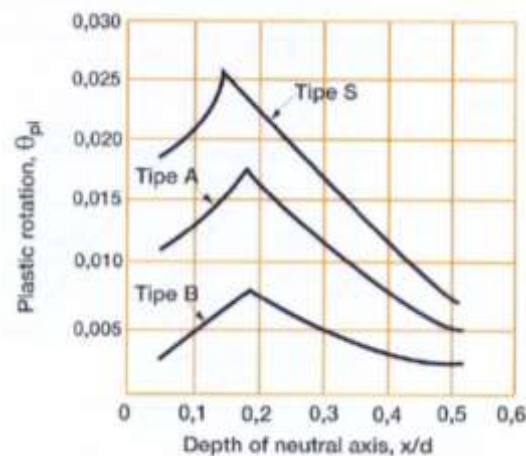


Figura 2.24.b-. Rotación plástica en rótulas en función de la ductilidad del acero.

2.13. Consideraciones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II

2.13.1. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (Conas Críticas) para el diseño de vigas.

La longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas deberá tomarse:

- a) Cuando la sección crítica se ubica en la cara de la columna, dos veces la altura de la viga ($2 h_b$), medida desde la sección crítica hacia el centro de la luz (figura 2.25).

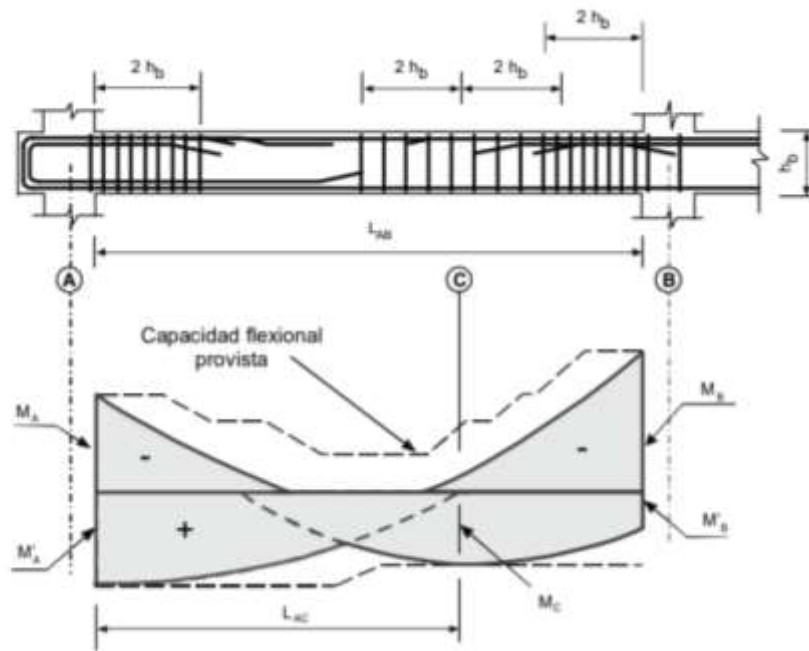


Figura 2.25 -. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se ubica en la cara de la columna y en el tramo de la viga.

- b) Cuando la sección crítica se ubica a una distancia no menor a la altura de la viga (h_b) ó 500 mm desde la cara de la columna, la mitad de la altura de la columna ($0,50 h_c$) ó 250 mm desde la sección crítica hacia el apoyo, y una vez y media la altura de la viga ($1,5 h_b$) desde la sección crítica hacia el centro de la luz de la viga (figura 2.26).

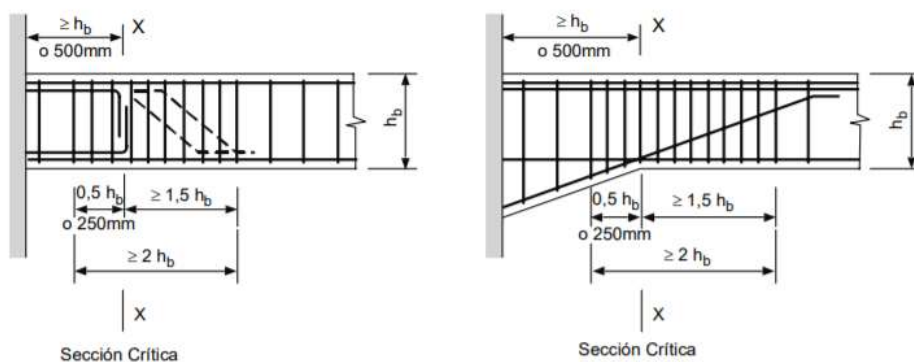


Figura 2.26 -. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se aleja de la cara de la columna.

- c) Cuando la sección crítica se ubica en el tramo de la viga, dos veces la altura de la viga ($2 h_b$), a ambos lados de la sección crítica, (figura 2.25)

2.13.2. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas para el diseño de columnas.

Para la determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas (l_p), se deberá tener en cuenta la amplificación dinámica y la sobrerresistencia en la sección transversal extrema. La amplificación dinámica modifica la posición del punto de inflexión y consecuentemente la magnitud de los momentos extremos. De acuerdo con lo anterior, se distinguen dos casos:

- a) Cuando la columna presente un punto de inflexión dentro del piso, el diagrama de momentos a considerar será el que resulta de tomar la capacidad flexional de la columna en la sección crítica extrema inferior y cero en el extremo opuesto, en correspondencia con el eje de la viga (figura 2.27.a).
- b) Cuando la columna no presente un punto de inflexión dentro del piso, el diagrama de momentos a considerar será el que resulta de tomar la capacidad flexional de la columna en la sección crítica extrema inferior y una distribución en altura con una pendiente igual al 80 % de la pendiente del diagrama original (figura 2.27.b).

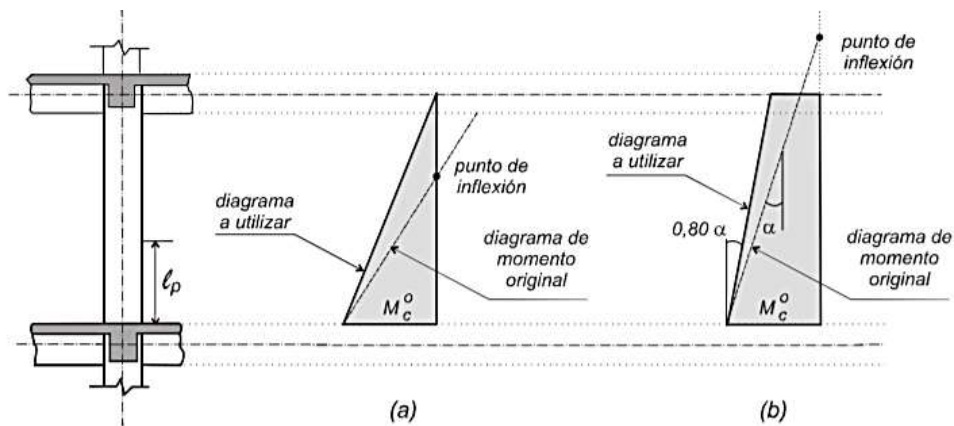
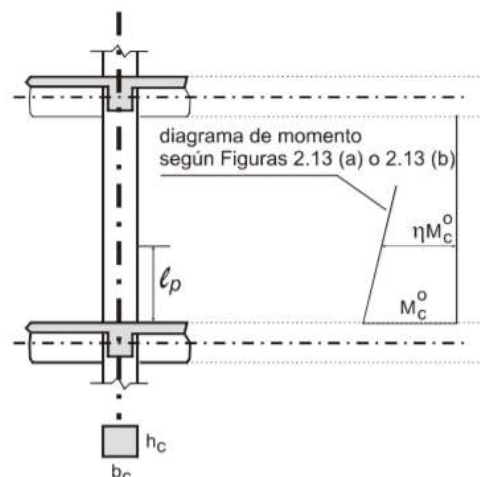


Figura 2.27 -. Diagrama de momento para determinar la longitud de la rótula plástica (l_p) en columnas.



La longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica en columnas (figura 2.28), medida desde la cara de la viga, se determinará de acuerdo con lo siguiente:

- I. Cuando $P_u \leq 0,25 \phi f'_c A_g$, el mayor valor entre la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera 0,80 del máximo momento de acuerdo con lo especificado en los artículos (a) o (b) mencionados anteriormente. En el caso de secciones circulares se comparará este último valor con el diámetro de la sección transversal.
- II. Cuando $0,25 \phi f'_c A_g < P_u < 0,50 \phi f'_c A_g$, el mayor valor entre 2 veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 0,70 del máximo momento de acuerdo con lo especificado en los artículos (a) o (b) mencionados anteriormente.
- III. En el caso de secciones circulares se comparará este último valor con 2 veces el diámetro de la sección transversal.
- IV. Cuando $0,50 \phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70 \phi f'_c A_g$, el mayor valor entre 3 veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 0,60 del máximo momento de acuerdo con lo especificado en los artículos (a) o (b) mencionados anteriormente.
- V. En el caso de secciones circulares se comparará este último valor con 3 veces el diámetro de la sección transversal.



La longitud de la zona de formación de rótula plástica (l_p) será el mayor valor entre:
 γb_c ; γh_c o ηM_c^o

con:

$$P_u \leq 0,25 \phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 1,0 \text{ y } \eta = 0,80$$

$$0,25 \phi f'_c A_g < P_u \leq 0,50 \phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 2,0 \text{ y } \eta = 0,70$$

$$0,50 \phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70 \phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 3,0 \text{ y } \eta = 0,60$$

Figura 2.28 -. Determinación de la longitud (l_p) de la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas.



$$\frac{|\delta D^{(n)}|}{|D_i + \Delta D_{i+1}^{(n)}|} \leq Tolerancia \quad (2.19)$$



Capítulo 3

ANÁLISIS NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA TIPO



Luego del análisis de los resultados obtenidos en la primera parte del trabajo, donde se analizó la respuesta lineal de la estructura, se propuso en esta segunda etapa incursionar en el comportamiento no lineal de la misma. Dentro de las distintas posibilidades de análisis no lineal, se optó por el método tiempo-historia por integración directa.

La experimentación numérica fue realizada en un principio con el software SAP2000 versión 20.2.0, pero al no contar con un ordenamiento de los parámetros de análisis se prosiguió el mismo con el software ETABS 2016 versión 16.2.1.

Se propuso realizar en primera instancia un análisis estático no lineal, que brinde una idea previa del comportamiento de la estructura y su panorama de rotulación, para luego incursionar en el análisis dinámico no lineal. A lo largo del trabajo se fueron modificando las condiciones de análisis, por un lado, con la intención de lograr resultados más representativos de la realidad, y por otro, por motivos asociados a la convergencia de la ecuación dinámica. Se describe el proceso de trabajo identificando por separado las condiciones con las que se partió en cada análisis, indicando resultados obtenidos y cualquier tipo de problema ocurrido durante el mismo. Así también, se comparan resultados entre distintas condiciones de análisis, detallando ventajas y desventajas del mismo.

3.1. Análisis no lineal estático y dinámico

3.1.1. Análisis estático no lineal-Pushover

Hasta ahora se han estudiado varias formas de enfrentarse a sistemas lineales y no lineales: los sistemas lineales con n grados de libertad presentan un sistema de ecuaciones desacoplado que puede ser resuelto mediante un análisis dinámico modal de manera relativamente sencilla para cada instante de tiempo; en cambio, en los sistemas no lineales las ecuaciones están acopladas y no es aplicable el teorema de superposición al existir términos no lineales, por lo tanto, hay que recurrir a métodos numéricos para su resolución.

Estos procedimientos no son prácticos desde el punto de vista del diseño, ya que se busca la respuesta máxima y no toda la historia de respuestas en el tiempo.



Debido a esto, es frecuente calcular a partir de espectros de diseño, ya que estos proporcionan la respuesta máxima aproximada tanto para sistemas lineales como no lineales. En este último caso, la no linealidad se contempla mediante la modificación del espectro de diseño elástico. En cambio, este método no proporciona información sobre los posibles mecanismos de fallo de la estructura (formación de rótulas).

El *análisis pushover*, o análisis de colapso, es una técnica de análisis estático no lineal basada en el diseño por desempeño, la cual, utilizando un patrón de cargas lateral que se incrementa, lleva a la estructura más allá del rango elástico y, posteriormente, al colapso o hasta una deformación máxima. De esta manera, se obtiene una gráfica de fuerza-desplazamiento conocida como *curva de capacidad estructural* o curva pushover.

El análisis estático no lineal requiere, además de la capacidad estructural, de la *demanda sísmica*; esta puede calcularse utilizando:

- 1- Método de Capacidad Estructural
- 2- Con la aproximación de igual desplazamiento-Método N2
- 3- Método del Coeficiente de Desplazamiento.

Una vez que se tiene la curva de capacidad y el espectro de demanda (diseño), graficados ambos en forma de aceleración-desplazamiento espectral, el punto de corte entre ambas determina el *punto de desempeño* de la estructura y con este dato, se puede analizar los potenciales mecanismos de falla.

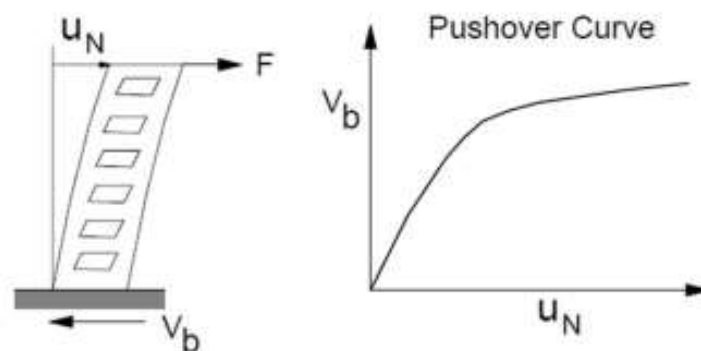


Figura 3.1-. Curva de capacidad-corte basal frente al desplazamiento de terraza. "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures", Chopra y Goel, 1999.



a) *Método del Espectro de Capacidad.*

Propuesto por primera vez por Freeman en 1975. El método consiste en comparar la curva de capacidad o pushover y el espectro de diseño, representados ambos en formato aceleración-desplazamiento espectral, para determinar el punto de desempeño de una estructura bajo la acción sísmica. El procedimiento es aceptado como herramienta de diseño en la normativa ATC-40. (A. Zabala, "Análisis estático no lineal-Pushover")

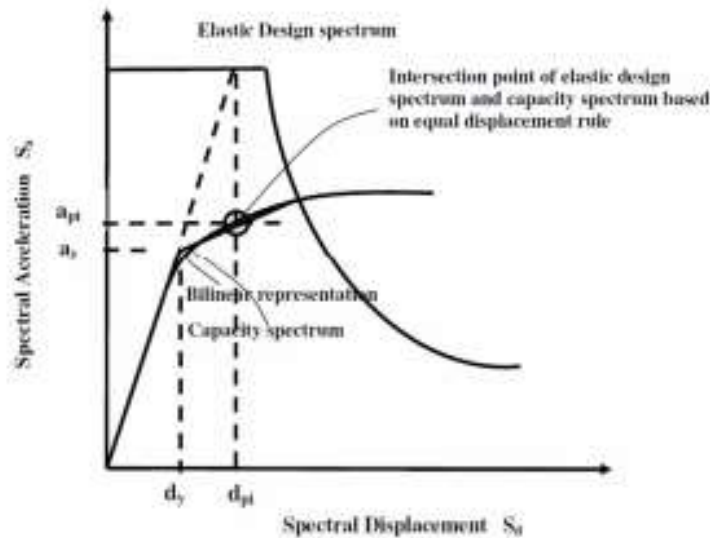


Figura 3.2.- Estimación del punto de desempeño. "Evaluación sísmica y modernización de construcciones de concreto", ATC-40, 1996.

b) *Método N2.*

Desarrollado por Fajfar y Fischinger en 1988 y actualizado en el 2000. Es el método implementado en el EC8. Conceptualmente, es una variación del Método de Capacidad Espectral que utiliza relaciones R- μ -T (rigidez, amortiguamiento y periodo) en lugar de espectros altamente amortiguados para obtener la demanda sísmica.

Con este método también es posible obtener el punto de desempeño de la estructura. (N. D. Lagaros y M. Fragiadakis, 2011.)

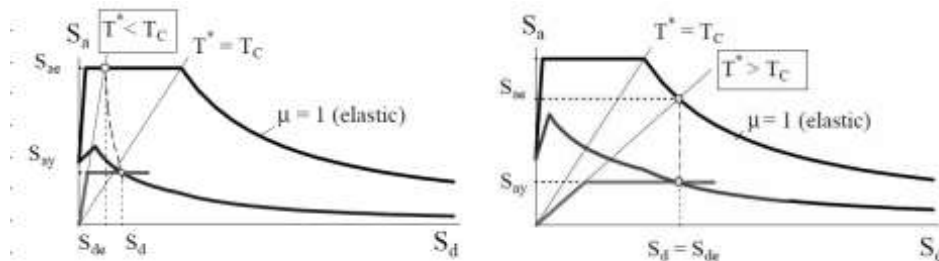


Figura 3.3.- Gráfica del punto de desempeño obtenido por el método N2- EC8, Eurocode 8, 2004.

c) *Método del Coeficiente de Desplazamiento.*

Es el método principal en el código 356 y desde el 2006 es parte de la norma americana ASCE-41, además desde el 2006 forma parte de la norma americana ASCE-41 para el análisis estático no lineal. Consiste en obtener el desplazamiento máximo esperado en una estructura bajo la acción sísmica, multiplicando la respuesta de un sistema equivalente de 1 gdl por varios coeficientes.

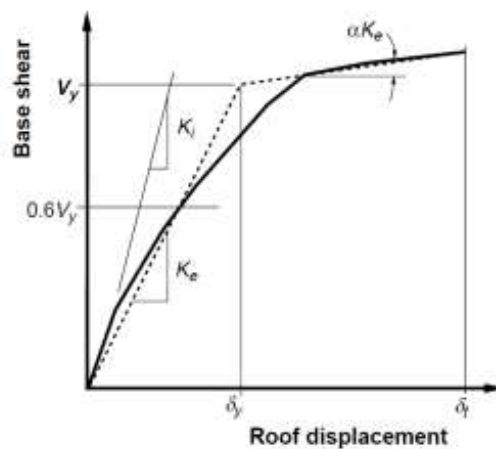


Figura 3.4 -. Grafica bilineal de la curva de capacidad usando el método de coeficiente de desplazamiento.

3.1.1.2. *Evolución del análisis.*

El análisis estático no lineal, o pushover, es una técnica de cálculo para el diseño sismorresistente muy extendida en Latinoamérica y Estados Unidos, y de reciente implantación en Europa, (EC8, 2004). Se trata de un método de cálculo que se encuentra a medio camino entre el análisis lineal estático y el análisis no lineal dinámico. El propósito del análisis pushover es llevar a la estructura al colapso mediante la aplicación de cargas laterales incrementales, y así obtener la curva de capacidad resistente de la estructura (desplazamiento lateral máximo frente cortante basal) frente a acciones sísmicas.

Los primeros trabajos de investigación referentes al análisis pushover en el campo de la ingeniería sísmica fueron escritos en la década de los 70; cuando Gulkan y Sozen (1971 y 1974), transformaban un problema de varios grados de libertad en sistemas simplificados con un solo grado de libertad. Para obtener la



respuesta máxima de modelos inelásticos se usaba un sistema elástico equivalente con un coeficiente de amortiguamiento equivalente, propuesto por primera vez por Jacobsen (1930), y una rigidez; ambos parámetros ficticios y a la vez función de la ductilidad.

En la misma década, Freeman (1975) introdujo el conocido Método de Capacidad Espectral (MCE) como método rápido de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, partiendo de los estudios de Blume (1961). En los años 80 el método se usó para comparar la capacidad estructural (curva pushover) con la demanda sísmica (espectro de diseño), estando esta última afectada por factores de reducción derivados de los estudios de Newmark-Hall (1982) a partir del coeficiente de amortiguamiento equivalente. El MCE fue incluido, por primera vez, en el código ATC-10 (1982), y tras algunas modificaciones, aparece en el código ATC-40 (1996).

Durante los años 80, varios autores obtuvieron procedimientos de análisis inelástico simplificados para modelos de varios grados de libertad: el Modelo Q de Saidi y Sozen (1981), y la primera versión del Método N2 (MN2) de Fajfar y Fischinger (1988).

El modelo de Saidi y Sozen era capaz de calcular la historia de desplazamientos, y el momento basal de sistemas de n grados de libertad a través de modelos simplificados de 1 grado de libertad bajo la hipótesis de un comportamiento dominado por el modo fundamental de vibración. Este trabajo sirvió a Fajfar y Fischinger para desarrollar el método N2, cuyo nombre se deriva de su propio procedimiento ya que consiste de 2 modelos matemáticos diferentes y tres pasos de análisis No lineal.

Fajfar (2000) actualizó el método formulándolo en un formato de aceleración-desplazamiento espectral y utilizando relaciones $R-\mu-T$ en lugar de los amortiguamientos equivalentes, para contemplar la respuesta inelástica. Esta versión es la que incluye el Eurocódigo 8 desde 2004.

Otro método de análisis estático pushover es el desarrollado por FEMA 273 (1997) conocido como Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD). Aquí



el desplazamiento objetivo, o desplazamiento máximo, es definido como función de la aceleración, el periodo fundamental de la estructura y una serie de factores.

En 2001, Chopra y Goel desarrollan un método basado en el análisis modal, el cual es capaz de incluir la influencia de varios modos de vibración. En realidad, el método consiste en obtener varias curvas de capacidad, tantas como modos se tengan en cuenta, para combinar después las respuestas máximas. Este método es conocido como Análisis Modal Pushover.

En los métodos anteriores, la curva de capacidad o pushover se obtiene aplicando patrones de carga incrementales que pueden tener formas aleatorias. En cambio, los más utilizados han sido: uniformes, formas modales, triangulares invertidos y adaptativos.

La escasa precisión del análisis pushover con patrón de carga monótonamente creciente (pushover convencional) para predecir el comportamiento estructural de algunas construcciones comparado con los resultados de un análisis no lineal dinámico, condujo a crear patrones de carga variables que se actualizan en cada iteración para tener en cuenta la formación de rótulas plásticas y la pérdida de rigidez en la estructura (pushover adaptativo). (Bracci, Kunnath y Reinhorn, 1997)

Por último, otro modo de enfocar el análisis pushover es desde un punto de vista energético como proponen Albanesi (2002) y Parducci (2006). A diferencia de los anteriores, estos métodos no utilizan un patrón de fuerza o desplazamiento incremental sino un patrón de velocidad con la forma del modo fundamental y que tiene en cuenta la energía cinética del sismo.

3.1.1.3. Pushover Avanzado.

Los métodos clásicos con patrones de cargas fijos no son capaces de producir suficiente precisión a la respuesta sísmica de estructuras irregulares. Como consecuencia de esto, investigadores han propuesto métodos donde los patrones de carga se adaptan en cada iteración, teniendo en cuenta la pérdida de rigidez y la plastificación (formación de rótulas plásticas).



3.1.1.4. Fundamento teórico

A pesar de la escasa base teórica del análisis estático no lineal, o pushover, esta técnica ha llegado a ser una herramienta importante para caracterizar el comportamiento de las estructuras frente a acciones sísmicas.

El análisis parte de la hipótesis de que la respuesta de una estructura puede ser representada por la respuesta de un sistema equivalente de 1 grado de libertad (gdl), es decir, que el comportamiento dinámico está controlado por el modo fundamental y que la forma modal permanece constante tanto en la zona elástica como inelástica. Aunque las premisas anteriores son incorrectas se ha demostrado que proporcionan buenos resultados para un amplio número de situaciones en las cuales el modo fundamental es predominante. (Krawinkler y Seneviratna, 1998)

De la ecuación de movimiento para un sistema de n grados de libertad, se tiene que:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + F = -M[J\dot{a}(t)] \quad (3.1)$$

Donde F representa el vector de fuerzas, $M\ddot{X}$ representa las fuerzas de inercia, $C\dot{X}$ las fuerzas de amortiguamiento o disipativas y $M[J\dot{a}(t)]$ las fuerzas externas.

Se asume que ϕ es un vector constante e independiente del tiempo, $X = \phi X_t$ donde X_t representa el desplazamiento de la planta superior. El vector ϕ puede tener cualquier forma aun que es común usar 1 modo fundamental.

Sustituyendo X en la ecuación de movimiento y multiplicando por ϕ^T , se obtiene:

$$\phi^T M \phi \ddot{X}_t + \phi^T C \phi \dot{X}_t + \phi^T F = -\phi^T M [J\dot{a}(t)] \quad (3.2)$$

Se define el desplazamiento del sistema equivalente de 1 gdl como:

$$X' = \frac{\phi^T M \phi}{\phi^T M J} X_t \quad (3.3)$$

Se sustituye X_t usando la expresión anterior, se llega a la ecuación diferencial del sistema equivalente de 1 gdl.

$$M' \ddot{X}' + C' \dot{X}' + F' = -M' a \quad (3.4)$$



Siendo M' , C' y F' las propiedades básicas de este sistema definidas como:

$$M' = \phi^T M J \tag{3.5}$$

$$F' = \phi^T F \tag{3.6}$$

$$C' = \frac{\phi^T C \phi (\phi^T M J)}{\phi^T M \phi} \tag{3.7}$$

Si el vector ϕ es conocido, el diagrama de fuerza (F')-desplazamiento(X') del sistema equivalente de 1 gdl se puede derivar a partir del diagrama de corte basal-desplazamiento ($V_o - X_t$) el cual es obtenido mediante un análisis no lineal estático (pushover) e incremental del modo de n gdl como se observa en la figura 3.5.

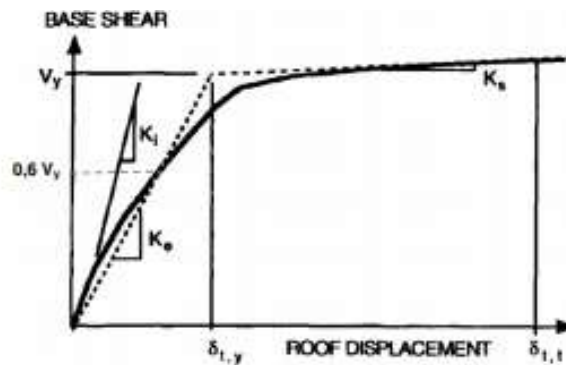


Figura 3.5-. Corte basal vs desplazamiento de un modelo de n gdl. Krawinkler y Seneviratna, 1998.

Por simplicidad, la curva corte basal-desplazamiento o curva pushover de la figura 3.5 es bilinealizada de tal manera que el área encerrada (energía) bajo ambas rectas sea la misma que la curva original y que se corten en $0.6V_y$. (Fajfar, 1999). Este nuevo sistema contiene una zona lineal con una rigidez asociada $K_e = V_y/\delta_{t,i}$ y, tras el límite de fluencia (dada por V_y , corte basal) existe una zona plástica con rigidez suavizada $K_s = \alpha K_e$. Si la pendiente de la curva tras el límite de fluencia, V_y , fuera negativa, se optaría por un modelo elastoplástico ideal ($\alpha = 0$).

Definido el sistema bilineal de n gdl, utilizando las ecuaciones X', F' es posible representar la curva pushover del sistema equivalente de 1 gdl como se muestra en la figura 3.6.

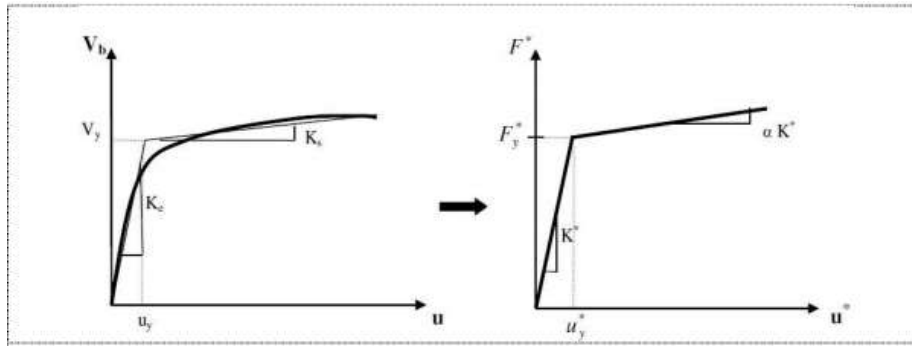


Figure 3.6-. Curva pushover para un sistema n gdl (izq) y su homóloga para 1 gdl (der), Krawinkler y Seneviratna, 1998.

El periodo del sistema equivalente está dado por:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M'}{K'}} \quad (3.8)$$

Donde la rigidez equivalente es $K' = F_y' / u_{y'}$, como se observa en la figura 3.6, donde la tensión de fluencia equivalente está dada por F_y' , y el desplazamiento equivalente por $u_{y'}$.

El desplazamiento de la planta superior X_t , está relacionado con el desplazamiento del sistema equivalente de 1 gdl mediante la ecuación X' . Usando los espectros de diseño calculados en base a sistemas simples de 1 gdl, se obtiene una aproximación del desplazamiento real de la estructura.

3.1.2. Análisis por integración directa

Los métodos de integración directa de las ecuaciones de equilibrio dinámico tienen como ventaja que pueden ser aplicados a problemas no lineales, pero requieren de un mayor esfuerzo de cálculo, fundamentalmente al compararlos con métodos basados en el análisis modal. Resultará entonces un dilema de exactitud-economía a resolver por parte del ingeniero.

Existen fundamentalmente dos grupos de esquemas de integración paso a paso: esquemas *implícitos* y esquemas *explícitos*. En el primer caso, el corrimiento D_{i+1} correspondiente al tiempo t_{i+1} se obtiene a partir de la ecuación diferencial planteada para el tiempo t_{i+1} . La respuesta de la estructura se obtendrá, por lo



tanto, como solución de un sistema de ecuaciones algebraicas. Por el contrario, en los métodos explícitos la solución en el tiempo t_{i+1} se obtiene a partir de la ecuación de equilibrio en el tiempo t_i , pudiendo evitarse por lo general el tener que resolver ningún sistema de ecuaciones. Esta gran ventaja de los métodos explícitos viene acompañada de un inconveniente también grande, el cual hace referencia al intervalo Δt de integración. Se plantea de esta forma el problema de la estabilidad, entendida en el sentido de que la solución progrese de forma acotada. En efecto, mientras que en los esquemas implícitos que se verán la solución no se ve artificialmente amplificada cualquiera que sea el incremento de tiempo Δt elegido para la integración (esquemas incondicionalmente estables). Por lo tanto, en los esquemas implícitos el intervalo de integración temporal puede ser superior (normalmente hasta un orden de magnitud) al intervalo requerido para los esquemas explícitos. Por otra parte, la programación de los métodos explícitos es más simple que en el caso de los implícitos.

3.1.2.1. Conceptos básicos de los métodos paso a paso

Los métodos de integración directa tratan de hallar la historia de la respuesta dinámica en el tiempo, bien para sistemas lineales, bien para sistemas no lineales. Dicha respuesta no se obtiene como una función continua, sino únicamente en una serie de tiempos predeterminados t_i . La forma general de proceder en todos estos métodos consiste en expresar las velocidades y aceleraciones para un instante de tiempo determinado, en función únicamente del corrimiento correspondiente al tiempo en que se quiere hallar la solución y de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones ya conocidas correspondientes a tiempos anteriores. Estas ecuaciones en diferencias, justamente con la ecuación diferencial particularizada para $t = t_i$ o $t = t_{i+1}$, permiten obtener la solución, conocida la de los instantes de tiempo anteriores. Se llega, en consecuencia, para cada paso, a una ecuación recurrente del siguiente tipo:

$$Y_{i+1} = AY_i + Z_{i+\alpha} \quad (3.9)$$



Donde Y es la respuesta de la estructura y A es la matriz característica de cada esquema de integración. EL término $Z_{i+\alpha}$ hace referencia a las ordenadas del acelerograma incluidas en el análisis para el cálculo de la respuesta en t_{i+1} .

Por otra parte, se ha visto antes que los esquemas explícitos son condicionalmente estables. Seguidamente se trata con más detalle el problema de la estabilidad. Considérese el problema de vibraciones libres en condiciones iniciales. La ecuación recurrente anterior se escribe de la forma:

$$Y_{i+1} = AY_i \quad (3.10)$$

Aplicando esta ecuación sucesivamente a todos los tiempos anteriores, resulta:

$$Y_{i+1} = AY_i = A^2Y_{i-1} = \dots = A^iY_1 \quad (3.11)$$

Tomando normas de la ecuación anterior se tiene la desigualdad

$$|Y_{i+1}| \leq |A^i| |Y_1| \quad (3.12)$$

Donde las normas de Y son normas euclídeas y la norma de A es la norma espectral, la cual viene dada por el valor del módulo del mayor autovalor.

$$|Y_{i+1}| \leq [\rho(A)]^i |Y_1| \quad (3.13)$$

siendo $\rho(A)$ el radio espectral

$$\rho(A) = \max |\lambda_i| \quad (3.14)$$

Es evidente, por tanto, que la solución Y en cualquier instante de tiempo quedará acotada si el radio espectral correspondiente al algoritmo que se este usando es inferior o igual a la unidad. Por otra parte, $\rho(A)$ proporciona una indicación clara acerca del comportamiento de la solución numérica y del grado de amortiguamiento que ésta presente frente al conjunto de parámetros que caracterizan el esquema en diferencias, en particular el incremento de tiempo Δt usado en la integración.

Por otro lado, observe el ejemplo de la figura 3.7 correspondiente al método de Newmark. En dicho método, como se verá más adelante, intervienen dos parámetros, β y γ . En la citada figura puede verse que en la curva correspondiente a $\beta = 0,5$, $\gamma=0,6$ y a partir de un cierto valor de $\Delta t/T$ (en donde T



es el periodo propio), el valor de ρ baja de forma significativa por debajo de la unidad, es decir, que se produce amortiguamiento artificial. En otras palabras, fijado el incremento del tiempo Δt , la respuesta se amortigua artificialmente para todos los modos de vibración con un periodo inferior a uno determinado (dado por aquel valor de T a partir del cual ρ se aleja de forma sensible de la unidad). Este efecto de amortiguamiento es deseable, puesto que ocurre en los modos elevados que contienen errores numéricos inherentes a la propia discretización y en consecuencia minimiza su influencia sobre la respuesta total.

Por lo tanto, para cada algoritmo, mediante la elección de Δt , así como de los otros parámetros que intervienen en él, puede hacerse una estimación del número de los primeros modos de vibración que contribuyen a la respuesta total de la estructura.

Otro aspecto importante que debe estudiarse en un algoritmo es la elongación del periodo (figura 3.7), la cual hace referencia a los errores cometidos en el periodo propio de la respuesta. Para cada algoritmo se dará la relación $(T - \bar{T}) \times 100/T$, es decir, el error porcentual del periodo en función de $\Delta t/T$.

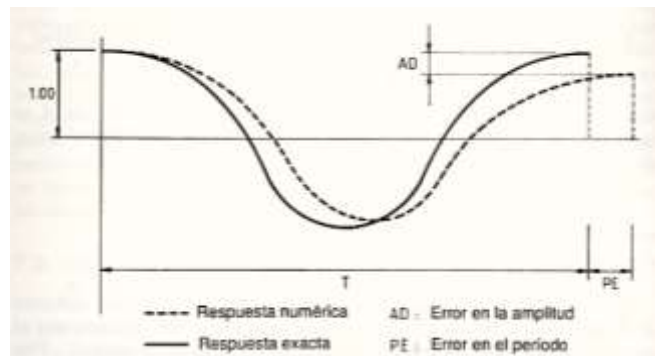


Figura 3.7-. Error en el periodo y en la amplitud en función de $\Delta t/T$.

Como regla empírica habitualmente adoptada, puede utilizarse un incremento de tiempo tal que $\Delta t/T_c = 0,1$, siendo T_c el periodo correspondiente al último modo que se desea contribuya significativamente a la respuesta total de la estructura analizada.



3.1.2.2. Método Newmark: Ecuaciones de diferencias finitas

Considérese la variación de la aceleración $\ddot{D}(t)$ entre los instantes de tiempo t_i y $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ (figura 3.8). Se realiza el cambio de variable $\tau = t - t_i$ de tal forma que para $t = t_i$ el valor de τ sea cero y para $t = t_{i+1}$, τ valga Δt .

Supóngase a continuación que el valor del vector aceleración de respuesta en un instante $\tau \leq \Delta t$ se expresa como:

$$\ddot{D}(\tau) = \ddot{D}_i + f(\tau)(\ddot{D}_{i+1} - \ddot{D}_i) \quad (3.15)$$

de tal manera que la función $f(\tau)$ sea cero para $\tau = 0$ y valga 1 para $\tau = \Delta t$. Como fácilmente se ve, la expresión (3.15) supone que la ley de variación de las aceleraciones en el intervalo $[t_i, t_{i+1}]$ es la misma para todos los grados de libertad.

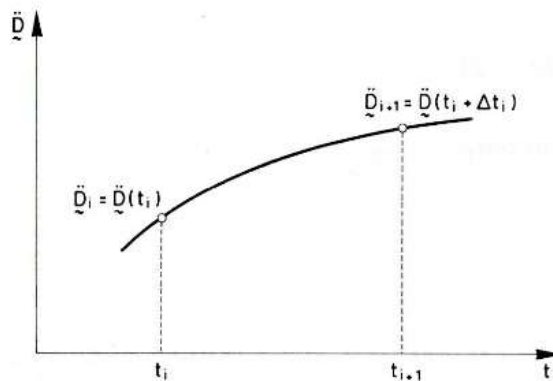


Figura 3.8.- Variación de la aceleración con el tiempo.

La velocidad $\dot{D}(\tau)$ puede expresarse integrando la aceleración dada por la ecuación (3.15). Se obtiene

$$\dot{D}(\tau) = \dot{D}_i + \int_0^\tau \ddot{D}(\tau) d\tau \quad (3.16)$$

$$= \dot{D}_i + \int_0^\tau \ddot{D}_i d\tau + \int_0^\tau (\ddot{D}_{i+1} - \ddot{D}_i) f(\tau) d\tau$$

$$\dot{D}(\tau) = \dot{D}_i + \ddot{D}_i \tau + (\ddot{D}_{i+1} - \ddot{D}_i) \int_0^\tau f(\tau) d\tau \quad (3.17)$$



Realizando la sustitución se obtiene

$$g(\tau) = \int_0^\tau f(\tau) d\tau \quad (3.18)$$

y también

$$\Delta t \gamma = \int_0^{\Delta t} f(\tau) d\tau \quad (3.29)$$

La expresión (3.16) queda

$$\dot{D}(\tau) = \dot{D}_i + \ddot{D}_i \tau + (\ddot{D}_{i+1} - \ddot{D}_i) g(\tau) \quad (3.20)$$

y para $\tau = \Delta t$ resulta de (3.19) y (3.20)

$$\dot{D}_{i+1} = \dot{D}_i + \ddot{D}_i \Delta t + (\ddot{D}_{i+1} - \ddot{D}_i) \Delta t \gamma \Delta t = \dot{D}_i + [(1 - \gamma) \ddot{D}_i + \gamma \ddot{D}_{i+1}] \Delta t \quad (3.21)$$

Para calcular los desplazamientos se integra (3.20), lo que proporciona la expresión

$$D(\tau) = D_i + \dot{D}_i \tau + \ddot{D}_i \frac{\tau^2}{2} + (\ddot{D}_{i+1} - \ddot{D}_i) \int_0^\tau g(\tau) d\tau \quad (3.22)$$

Particularizando para $\tau = \Delta t$ y llamando

$$\Delta t^2 \beta = \int_0^{\Delta t} g(\tau) d\tau \quad (3.23)$$

se obtiene la relación final

$$D_{i+1} = D_i + \dot{D}_i \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{D}_i + \beta \ddot{D}_{i+1} \right] \Delta t^2 \quad (3.24)$$

Las expresiones (3.21) y (3.24) constituyen las ecuaciones en diferencias de Newmark, las cuales, juntamente con la ecuación diferencial del movimiento permiten hallar los vectores de desplazamientos, velocidad y aceleración en t_{i+1} en función únicamente de estos valores en el tiempo t_i .

Nótese que el método de Newmark depende de los parámetros γ y β . Las condiciones que deben cumplir estos parámetros para que el algoritmo sea incondicionalmente estable se verán a continuación.



4.1.2.2.1 Análisis Lineal

Como se mencionó anteriormente, la ecuación que rige el movimiento de una estructura con varios grados de libertad en régimen elástico es

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = -M J \alpha(t) \quad (3.25)$$

donde M es la matriz de masa, C la de amortiguamiento y K la de rigidez. Esta ecuación para el tiempo $t = t_{i+1}$ toma la forma

$$M\ddot{D}_{i+1} + C\dot{D}_{i+1} + KD_{i+1} = -M J \alpha_{i+1} \quad (3.26)$$

De las ecuaciones de Newmark (3.22) y (3.25) se obtiene

$$\ddot{D}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} [D_{i+1} - D_i - \dot{D}_i\Delta t] - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{D}_i \quad (3.27)$$

$$\dot{D}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} (D_{i+1} - D_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{D}_i \quad (3.28)$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación de movimiento (3.27), esta puede expresarse de la siguiente manera:

$$\hat{K}D_{i+1} = P_{i+1} \quad (3.29)$$

donde

$$\hat{K} = K + \frac{1}{\beta\Delta t^2}M + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}C \quad (3.30)$$

$$P_{i+1} = -M J \alpha_{i+1} + M \left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}D_i + \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{D}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{D}_i \right] + C \left[\frac{\gamma}{\beta\Delta t}D_i + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\dot{D}_i + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t\ddot{D}_i \right] \quad (3.31)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (3.29) se obtienen los desplazamientos D_{i+1} y una vez calculado este valor, sustituyendo en (3.27) y (3.21), resultan las aceleraciones y las velocidades para el instante de tiempo t_{i+1} .

Es interesante observar que para el primer intervalo de tiempo $t = t_i = \Delta t$ en que se calcula la respuesta es preciso conocer los valores del desplazamiento, velocidad y aceleración en el instante cero, es decir, D_0 , \dot{D}_0 y \ddot{D}_0 , respectivamente. Habitualmente las condiciones iniciales corresponden a



velocidad y desplazamientos nulos. La aceleración \ddot{D}_0 deberá cumplir (3.25) y, por lo tanto:

$$M\ddot{D}_0 = -M J \alpha_0 \quad (3.32)$$

expresión que permite completar las condiciones iniciales.

3.1.2.2.2. Análisis No Lineal.

En el caso del análisis no lineal, la matriz K de la expresión (3.26) ya no es constante, por lo que se tendrá que recurrir a la formulación dada por la ecuación de movimiento. Como puede observarse, la resolución de esta ecuación presentara dificultades suplementarias al no poderse escribir el termino integral como el producto de una matriz K conocida y unos desplazamientos incógnita.

$$M\ddot{D}_{i+1} + C\dot{D}_{i+1} + \int_V b^T \Delta\sigma_{i+1} dV = Q_{i+1} \quad (3.33)$$

$$\ddot{D}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta D_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{D}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{D}_i \quad (3.34)$$

$$\dot{D}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta D_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{D}_i \quad (3.35)$$

siendo

$$Q_{i+1} = -M J \alpha_{i+1} - \int_V b^T \sigma_i dV \quad (3.36)$$

$$\Delta D_{i+1} = D_{i+1} - D_i \quad (3.37)$$

Para resolver el sistema (3.33) es preciso linealizarlo previamente, escribiendo:

$$\Delta\sigma_{i+1} = D_{ep} \Delta\varepsilon_{i+1} = D_{ep} b \Delta D_{i+1} \quad (3.38)$$

por lo que

$$\int_V b^T \Delta\sigma_{i+1} dV = K\Delta D_{i+1} \quad (3.39)$$



siendo

$$K = \int_V b^T D_{ep} b dV \quad (3.40)$$

Con estas notaciones la ecuación (3.33) queda

$$M\ddot{D}_{i+1} + C\dot{D}_{i+1} + K\Delta D_{i+1} = Q_{i+1} \quad (3.41)$$

Con ello se puede empezar ya la iteración (figura 3.9). En la primera etapa se sustituye (3.34) y (3.35) en (3.41), quedando

$$\hat{K}\Delta D_{i+1}^{(1)} = \hat{F}_{i+1}^{(1)} \quad (3.42)$$

donde se han introducido las notaciones

$$\hat{K} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} C + K \quad (3.43)$$

$$\hat{F}_{i+1}^{(1)} = Q_{i+1} + M \left[\frac{1}{\beta\Delta t} \dot{D}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{D}_i \right] - C \left[\left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{D}_i \right] \quad (3.44)$$

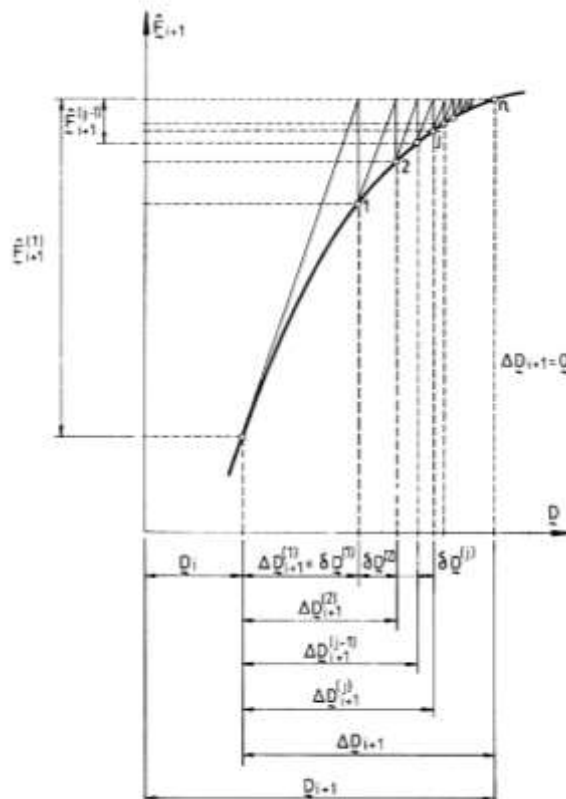


Figura 3.9-. Esquema de iteración de un problema dinámico no lineal



Se resuelve el sistema lineal (3.42), obteniéndose el valor $\Delta D_{i+1}^{(1)}$.

$$\Delta D_{i+1}^{(1)} = \widehat{K}^{-1} \widehat{F}_{i+1}^{(1)} \quad (3.45)$$

Las aceleraciones y velocidades se calculan mediante las expresiones:

$$\ddot{D}_{i+1}^{(1)} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta D_{i+1}^{(1)} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{D}_i \quad (3.46)$$

$$\dot{D}_{i+1}^{(1)} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta D_{i+1}^{(1)} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{D}_i \quad (3.47)$$

y los desplazamientos totales se obtienen mediante:

$$D_{i+1}^{(1)} = D_i + \Delta D_{i+1}^{(1)} \quad (3.48)$$

Sin embargo, al no ser éste en general el valor correcto, tendrán que realizarse sucesivas iteraciones. Para ello hay que hallar las *fuerzas residuales* correspondientes a esta primera etapa 1. Ello se consigue resolviendo la condición de plasticidad (gráficamente esto significa situarse en el punto 1 de la figura (3.9) calculando las tensiones $\Delta \sigma_{i+1}^{(1)}$.

Las tensiones totales después de esta primera etapa serán

$$\sigma_{i+1}^{(1)} = \sigma_i + \Delta \sigma_{i+1}^{(1)} \quad (3.49)$$

y las fuerzas residuales valdrán

$$Q_{i+1}^{(1)} = -M J \alpha_{i+1} - \int_V b^T \left(\sigma_i + \Delta \sigma_{i+1}^{(1)} \right) dV = -M J \alpha_{i+1} - \int_V b^T \sigma_{i+1}^{(1)} dV \quad (3.50)$$

En general, al resolver la etapa j se partirá de los resultados obtenidos en la etapa $j - 1$. Las expresiones (3.34) y (3.35) para esta etapa j se escribirán

$$\ddot{D}_{i+1}^{(j)} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta D_{i+1}^{(j)} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{D}_i = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \delta D^{(j)} + \ddot{D}_{i+1}^{(j-1)} \quad (3.51)$$

$$\dot{D}_{i+1}^{(j)} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta D_{i+1}^{(j)} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{D}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \delta D^{(j)} + \dot{D}_{i+1}^{(j-1)} \quad (3.52)$$

siendo

$$\delta D^{(j)} = \Delta D_{i+1}^{(j)} - \Delta D_{i+1}^{(j-1)} \quad (3.53)$$



Las ecuaciones del movimiento se escribirán para esta iteración en la forma

$$M\ddot{D}_{i+1}^{(j)} + C\dot{D}_{i+1}^{(j)} + K\delta D^{(j)} = Q_{i+1}^{(j-1)} \quad (3.54)$$

siendo

$$Q_{i+1}^{(j-1)} = -M J \alpha_{i+1} - \int_V b^T \sigma_{i+1}^{(j-1)} dV \quad (3.55)$$

en donde $\sigma_{i+1}^{(j-1)}$ es el vector que representa las tensiones debidas al desplazamiento $D_{i+1}^{(j-1)}$. Introduciendo (3.51) y (3.52) en (3.54), se obtiene

$$\hat{K}\delta D^{(j)} = \hat{F}_{i+1}^{(j)} \quad (3.56)$$

donde

$$\hat{F}_{i+1}^{(j)} = Q_{i+1}^{(j-1)} - \left[M\ddot{D}_{i+1}^{(j-1)} + C\dot{D}_{i+1}^{(j-1)} \right] \quad (3.57)$$

De la resolución del sistema lineal (3.56) y una vez resuelta la condición de plasticidad (punto j en la figura 3.9) se obtienen las tensiones $\Delta\sigma_{i+1}^{(j)}$, las aceleraciones y las velocidades, así como las fuerzas residuales $Q_{i+1}^{(j)}$

$$Q_{i+1}^{(j)} = Q_{i+1} - \int_V b^T (\Delta\sigma_{i+1}^{(j)}) dV \quad (3.58)$$

El proceso iterativo finaliza una vez alcanzada la tolerancia deseada.

3.2. Consideraciones en la modelación

Si bien en la primera parte de este trabajo de grado se describió el edificio a analizar, dado que en el análisis no lineal se involucran cuestiones más profundas sobre el comportamiento de los materiales, se considera oportuno ampliar dicha descripción añadiendo aquellos parámetros no tomadas en cuenta anteriormente, pero que resultan de interés para el análisis. Además, dado que en esta oportunidad se realizó la modelación con el programa ETABS® 2016 Versión 16.2.1, se describirá también cómo considera el programa aquellos aspectos tratados en el marco teórico.

Siguiendo los parámetros básicos de la primera parte del trabajo final, la estructura se encuentra sometida sólo a carga muerta, considerada en el



programa como “Dead” con factor 1, y los distintos acelerogramas ya estudiados y clasificados.

El material utilizado es hormigón H23, armado con barras de 16 y 12 mm de diámetro para armadura longitudinal tanto de vigas como columnas. Estribos de 6 y 8 mm de diámetro, en distintas separaciones, hacen de refuerzo transversal. Como acero de refuerzo se trabajó con un ADN 420 ($F_y = 420$ MPa). Se consideró el confinamiento del hormigón según el modelo de Mander.

Al cargar las propiedades del material, el programa ofrece los diagramas de tensión-deformación correspondientes, tanto para el acero como para el hormigón. Esto permite ver cómo grafica el programa, y compararlos con las gráficas teóricas ya demostradas.

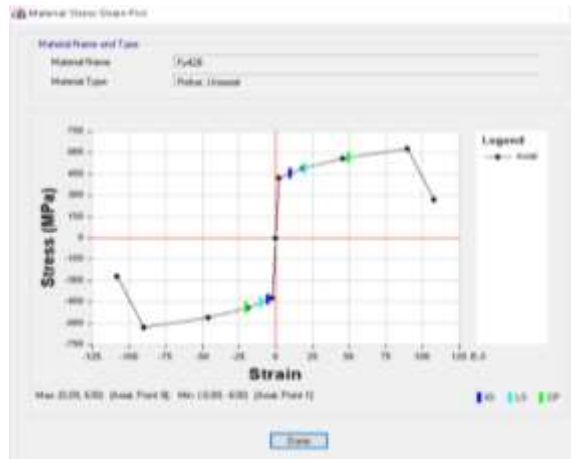


Figura 3.10-. Diagrama de tensión-deformación del acero ADN 420.

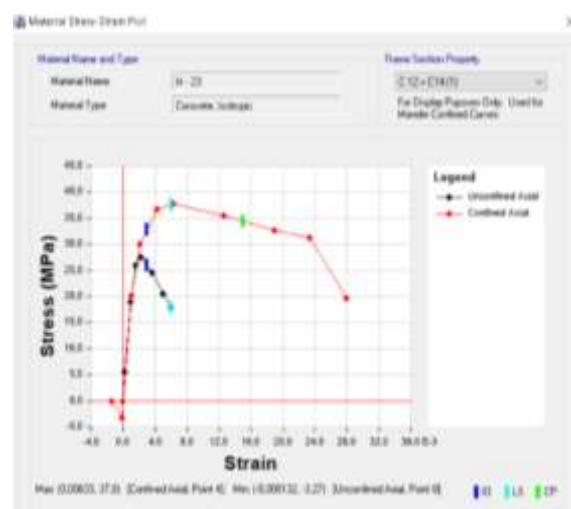


Figura 3.11-. Diagrama de tensión-deformación del Hormigón.



Estas graficas no solo ofrecen la curva de tensión-deformación, sino también los puntos definidos previamente, llamados grados de deformación. Estos puntos, marcados con las letras IO, LS y CP son valores que fueron introducidos por defecto del programa, basados principalmente en la deformación del elemento, pero si pueden cambiarse de acuerdo a las especificaciones deseadas por el ingeniero.

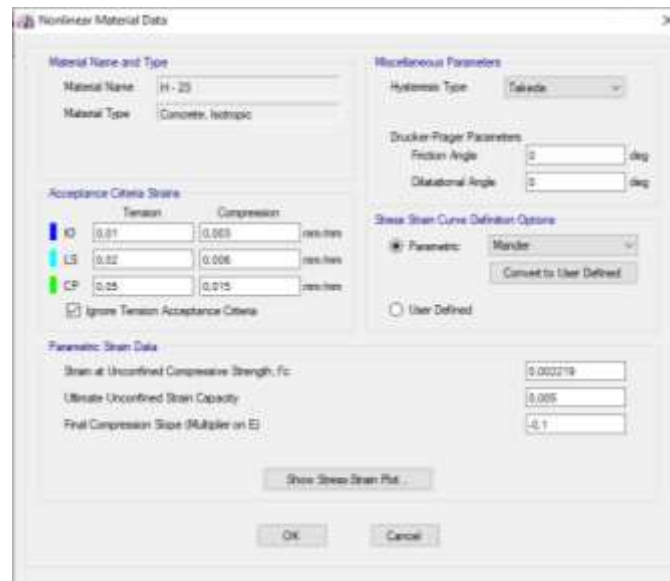


Figura 3.12-. Valores de grados de deformación tomadas por defecto del programa.

3.2.1. Histéresis

Para el análisis de la estructura, se trabaja con el modelo de Takeda. Este modelo se basa en el modelo *Multi-Linear Kinematic* (cinemático multilíneo), pero utiliza un bucle histerético degradante basado en el modelo Takeda, como se describe en Takeda, Sozen, y Nielsen (1970). La especificación de las propiedades es idéntica a la del modelo cinemático, solo que el comportamiento es diferente, por lo que se describe en primera instancia el modelo cinemático multilíneo, para luego explicar las diferencias con el modelo de Takeda.

- Modelo Cinemático Multilíneo.

El modelo cinemático multilíneo se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en los metales. Para cada grado de libertad de deformación, se puede especificar propiedades de plasticidad cinemática multilínea.

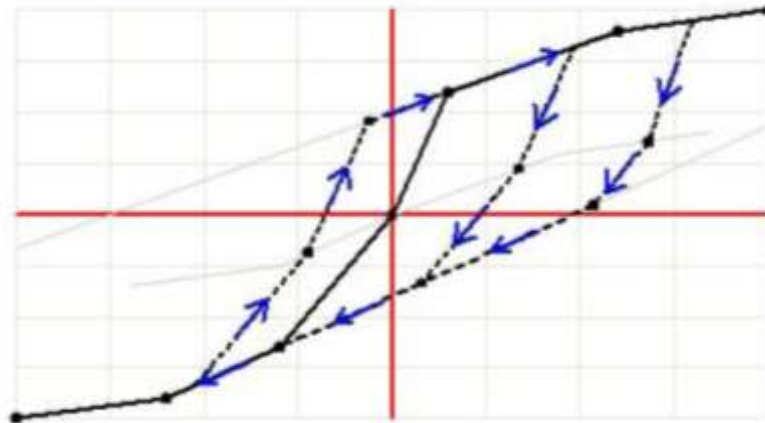


Figura 3.13-. Modelo Cinemático multilinear para deformación uniaxial.

Todas las deformaciones internas son independientes. La deformación en un grado de libertad no afecta el comportamiento de ningún otro. Si no especifica propiedades no lineales para un grado de libertad, ese grado es lineal y usa la rigidez efectiva, que puede ser cero.

La relación fuerza-deformación no lineal viene dada por una curva multilinear que se define mediante un conjunto de puntos. Esta puede adoptar casi cualquier forma, siempre que cumpla con las siguientes restricciones:

- Un punto debe ser el origen, (0,0).
- Se debe definir al menos un punto con deformación positiva y un punto con deformación negativa.
- Las deformaciones de los puntos especificados deben aumentar monótonamente, sin que dos valores sean iguales.
- Las fuerzas (momentos) en un punto deben tener el mismo signo que la deformación (pueden ser cero).
- La pendiente final en cada extremo de la curva no debe ser negativa.

La pendiente dada por los dos últimos puntos especificados en el eje de deformación positiva se extrapola a la deformación positiva infinita. De manera similar, la pendiente dada por los dos últimos puntos especificados en el eje de deformación negativo se extrapola a la deformación negativa infinita.

La curva dada define la relación fuerza-deformación bajo carga monotónica. La primera pendiente a cada lado del origen es elástica, y los segmentos restantes definen la deformación plástica. Si la deformación se invierte, siguen los dos

segmentos elásticos antes de comenzar la deformación plástica en la dirección contraria.

Según las reglas del endurecimiento cinemático, la deformación plástica en una dirección "tira" de la curva para la otra dirección junto con ella. Los pares de puntos coincidentes están vinculados.

Considere los puntos etiquetados del siguiente modo:

- El origen es el punto 0.
- Los puntos en el eje positivo están etiquetados como 1, 2, 3..., contando desde el origen.
- Los puntos en el eje negativo están etiquetados $-1, -2, -3...$, contando desde el origen.

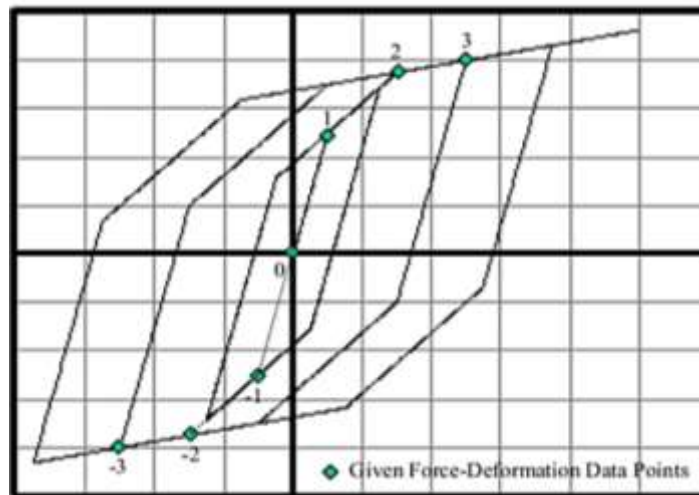


Figura 3.14-. Modelo cinemático multilínea para deformación uniaxial. Se muestra el comportamiento bajo cargas cíclicas de magnitud creciente.

Se observa en la figura 3.14 un ejemplo donde se definen tres puntos a cada lado del origen.

En este ejemplo, la carga es inicialmente elástica desde el punto 0 al punto 1. A medida que la carga continúa desde el punto 1 al punto 2, se produce una deformación plástica. Esto está representado por el movimiento del punto 1 a lo largo de la curva hasta el punto 2. El punto 1 tira del punto -1 para mover una cantidad idéntica en las direcciones de la fuerza y de la deformación. El punto 0 también se mueve junto con los puntos 1 y -1 para preservar las pendientes elásticas.

Cuando la carga se invierte, el elemento se descarga a lo largo de la línea elástica desplazada del punto 1 al punto -1 , luego al punto de protección -2 . El punto -2 no se ha movido todavía, y no se moverá hasta que la carga en la dirección negativa lo empuje, o hasta que la carga en la dirección positiva empuje al punto 2, que a su vez tira del punto -2 en una cantidad idéntica.

Cuando la carga se invierte nuevamente, el punto 1 se empuja al punto de protección 2, luego juntos se empujan al punto de protección 3, tirando de los puntos -1 y -2 con ellos. Este procedimiento continúa durante el resto del análisis. Las pendientes más allá de los puntos 3 y -3 se mantienen incluso cuando estos puntos se mueven.

Cuando se definan los puntos en la curva multilínea, se debe tener en cuenta que los pares simétricos de puntos estarán vinculados, incluso si la curva no es simétrica. Esto le da cierto control sobre la forma del bucle histerético.

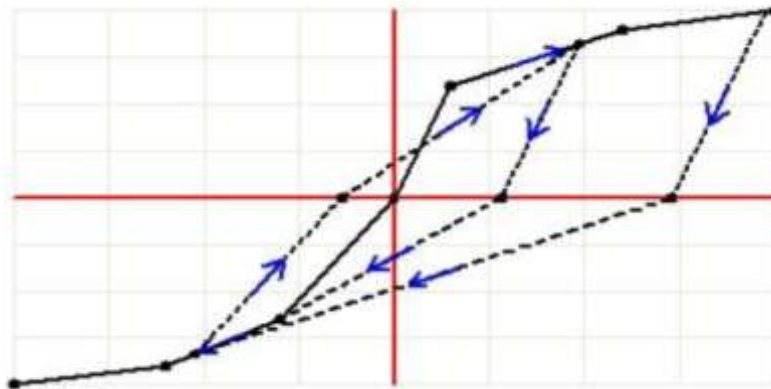


Figura 3.15-. Modelo de Takeda para deformación uniaxial

En el modelo de Takeda, a diferencia del anterior, cuando se cruza el eje horizontal al descargar, la curva sigue una trayectoria secante a la relación fuerza-deformación para la dirección de carga opuesta. Para más detalles sobre el modo en que trabaja el programa los modos de histéresis, se recomienda leer el manual de referencia asociado al programa.



3.2.2. Rótulas Plásticas

Para la asignación de las rótulas plásticas en el programa, cada una se modela como un punto discreto. Todas las deformaciones plásticas, ya sean de rotación o desplazamiento, se produce dentro de este punto discreto, lo que significa que se debe asumir una longitud para cada uno de ellos.

El programa permite trabajar con propiedades automáticas, o propiedades definidas por el usuario. En este trabajo se optó por las propiedades automáticas, basadas en tablas de la ASCE 41-13 (Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles). Para elementos de hormigón armado se utiliza la tabla 10-7 en caso de vigas, y tabla 10-8 para el caso de columnas.

Según el tipo de elemento seleccionado, se evidencia el siguiente input:

- *Degree of Freedom*: Opciones de grados de libertad. Se debe elegir el adecuado para cada tipo de rótula. Para las rótulas de viga se selecciona M3, correspondiente al momento alrededor del eje global 3. Para el caso de columnas se selecciona P-M2-M3, correspondiente al momento alrededor de los ejes globales 2 y 3, y una carga de compresión que el programa designa como P.
- *Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity*: Opciones de Capacidad de carga de la rótula controlada por deformación. El programa propone dos posibilidades, *Drops Load After Point E* y *Is Extrapolated After Point E*. Se opta por la primera opción, la cual considera que la capacidad de carga cae a cero en el punto E.
- *Transverse Reinforcing is Conforming* check box: Se marca esta casilla de verificación, la cual indica que el refuerzo transversal es de la viga es conformado.
- *Concrete Column Failure Condition*: Opciones de condición de falla de la columna de hormigón, basadas en las definiciones de ASCE Section 10.4.2.2.2. Se selecciona la opción *Flexure/Shear option*.
- *Reinforcing Ratio ($\rho - \rho' / \rho_{balanced}$)*: Opción de relación de refuerzo para vigas de hormigón.



La relación de refuerzo, $\frac{p-p'}{p_{balanceada}}$, es un parámetro especificado en tabla 10-7 de la ASCE. Puede ser determinado por el programa *From Current Design* (es decir, desde el diseño realizado), o puede ser el valor especificado en el cuadro de edición *User Value*. Se optó por la opción *From Current Design*.

- *Shear Reinforcing Ratio* $p=Av/(bw*s)$:

La relación de refuerzo de corte, $\frac{A_v}{b_w s}$, es un parámetro especificado en la tabla 10-8 de la ASCE. Puede determinarse por el programa con *From Current Design* (desde el diseño realizado), o puede ser el valor especificado en el cuadro de edición *User Value*. Se opta por la opción *From Current Design*.

- *P and V Values From options*: para columnas de hormigón:

El valor P se utiliza para calcular la relación $\frac{P}{A_g \sqrt{f'_c}}$, que es un parámetro

especificado en la tabla 10-8 de la ASCE. El valor P es también el valor de carga axial en el que se calculan los momentos de fluencia M2, M3 y M2-M3. El valor V es usado para calcular la relación $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$, que es un

parámetro especificado en la tabla 10-8 de la ASCE. Se pueden obtener P y V a partir de los resultados obtenidos del caso de carga seleccionado en la lista desplegable *Case / Combo*, o puede ser el valor de usuario especificado *User Value* en los cuadros de edición P, V2 y V3. Se trabaja con la opción *Case / Combo*, tomando como casos de carga aquellos definidos para el análisis Pushover, según la dirección asociada.

En cuanto a la distancia relativa, Se asignaron las rotulas en un porcentaje de longitud de los elementos que se aproximen a sus extremos (0.1 y 0.9).

3.2.3. Consideraciones de Amortiguamiento

Se sigue el criterio de Rayleigh para armar la matriz de amortiguamiento modal para estructuras con ξ (coeficientes de la matriz de amortiguamiento) calculados



experimentalmente. Este modelo considera que la masa y la rigidez son proporcionales al amortiguamiento del siguiente modo:

$$[C] = \{\alpha_0\} [m] \quad \text{y} \quad [C] = \{\alpha_1\} [k]$$

Unidades: α_0 : [1/S1] α_1 : [S]

[C]: Es diagonal por la ortogonalidad de los modos

A continuación, se representa el modelo físico que sigue el criterio de Rayleigh:

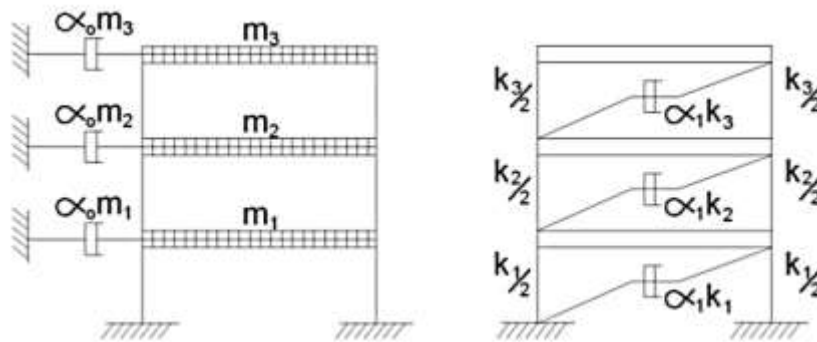


Figura 3.16-. Modelo Físico de amortiguamiento Rayleigh.

El amortiguamiento proporcional a la rigidez representa la energía disipada en la deformación, mientras que el amortiguamiento proporcional a la masa representa el aire, el cual es despreciable para la mayoría de estructuras pequeñas, aunque ninguno de los dos amortiguamientos es apropiado en aplicaciones prácticas.

Relacionando ξ para un sistema con amortiguamiento generalizado, proporcional a la masa α_0 , por el n-avo modo:

$$C_n = \alpha_0 m_n \tag{3.59}$$

Y el coeficiente de amortiguamiento modal:

$$C_n = 2m_n \xi_n \omega_n \tag{3.60}$$

$$\xi_n = \frac{C_n}{2m_n \omega_n} = \frac{\alpha_0 m_n}{2m_n \omega} = \frac{\alpha_0}{2} \frac{1}{\omega} \tag{3.61}$$

ξ es inversamente proporcional a la frecuencia natural para el modo i-ésimo.

$$\alpha_0 = 2\xi_i \omega_i \tag{3.62}$$



Para sistemas con amortiguamiento proporcional a la rigidez:

$$C_n = \alpha_1 k_n = \alpha_1 \omega^2 m_n \quad (3.63)$$

Pero $C_n = 2m_n \xi \omega$, reemplazando:

$$2m_n \xi \omega = \alpha_1 \omega^2 m_n \quad (3.64)$$

$\xi = \frac{\alpha_1}{2} \omega$; ξ aumenta linealmente con la frecuencia natural.

$\alpha_1 = \frac{\xi_j}{\omega_j}$ para el modo j-ésimo.

La variación del amortiguamiento con la frecuencia no es consistente con los datos experimentales, que indican el mismo amortiguamiento para diferentes modos de vibración.

El amortiguamiento de Rayleigh es:

$$[C] = \alpha_0 [m] + \alpha_1 [k] \quad (3.65)$$

Para el n-avo modo de vibrar:

$$\xi = \frac{\alpha_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{\alpha_1}{2} \omega_n \quad (3.66)$$

α_0 y α_1 son determinados específicamente para el modo i y j, en forma matricial:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (3.67)$$

Despejando α_0 y α_1 , asumiendo que los dos modos (i y j) tienen el mismo amortiguamiento ξ , queda:

$$\alpha_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \alpha_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.68)$$

Para aplicar este procedimiento, el amortiguamiento en cada modo se escoge para asegurar valores razonables de ξ en todos los modos que contribuyen significativamente a la respuesta dinámica, como se observa en la siguiente figura la variación del amortiguamiento con la frecuencia natural:

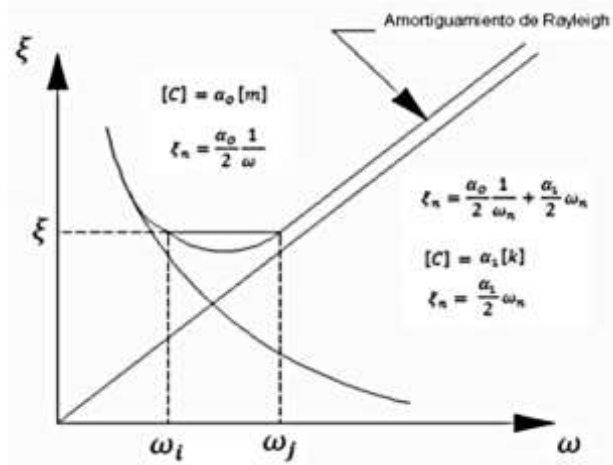


Figura 3.17 -. Variación del amortiguamiento con la frecuencia natural.

Se aplicó este criterio para el cálculo de los factores α_0 y α_1 para el análisis de la estructura completa y de los pórticos por separado, adoptando como factor de amortiguamiento $\xi = 0,05$, a partir de las frecuencias angulares del primer y segundo modo obtenidas de la estructura analizada en la primera parte del proyecto.

- Para estructura Completa:

$$\alpha_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} = 0,05 \times \frac{2 \times (11,362 \times 12,147)}{11,362 + 12,147} = 0,593 \text{ [1/s]}$$

$$\alpha_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} = 0,05 \times \frac{2}{11,362 + 12,147} = 0,0042 \text{ [s]}$$

Tabla 3. 1-. Parametros para amortiguamiento en estructura completa.

Modo	Periodo T(s)	Frec Ang ω (rad/s)
Modo 1	0,553	11,362
Modo 2	0,506	12,417



- Para pórtico en dirección Y:

$$\alpha_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} = 0,05 \times \frac{2 \times (5,0406 \times 17,1422)}{5,0406 + 17,1422} = 0,389 \text{ [1/s]}$$

$$\alpha_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} = 0,05 \times \frac{2}{5,0406 + 17,1422} = 0,0045 \text{ [s]}$$

Tabla 3. 2-. Parámetros para amortiguamiento en pórtico en Y.

Modo	Periodo T(s)	Frec Ang ω (rad/s)
Modo 1	1,247	5,0406
Modo 2	0,367	17,1422

- Pórtico en dirección X:

$$\alpha_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} = 0,05 \times \frac{2 \times (6,8819 \times 21,5177)}{6,8819 + 21,5177} = 0,5214 \text{ [1/s]}$$

$$\alpha_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} = 0,05 \times \frac{2}{6,8819 + 21,5177} = 0,0045 \text{ [s]}$$

Tabla 3. 3-. Parámetros para amortiguamiento en pórtico en X.

Modo	Periodo T(s)	Frec Ang ω (rad/s)
Modo 1	0,913	6,8819
Modo 2	0,292	21,5177

Estos valores se consideraron en un principio para el análisis, pero luego de probar varios intentos, se observa que el programa los utiliza, pero sin cambios significativos comparando con valores nulos. Por lo que se consideran estos valores iguales a 0 en los restantes análisis tanto de la estructura completa como de los pórticos.



3.3 Aplicación a un edificio tipo situado en Salta

Actualmente se siguen estudiando las estructuras y su respuesta ante sismos de ciertas magnitudes; esto es para evitar pérdidas humanas y económicas. Para ello es necesario reforzar investigaciones en este ámbito, para mejorar el comportamiento de una estructura existente o futura ante acciones sísmicas. Por esta razón se crearon diversos métodos para el estudio de riesgo sísmico, con técnicas y métodos de evaluación del daño esperado en edificios y estructuras.

Los edificios con pórticos planos o con columnas y forjados reticulares, que suelen modelarse también mediante pórticos con vigas equivalentes, constituyen una tipología constructiva frecuente para edificios residenciales. En la provincia de Salta, la mayoría de los edificios diseñados existentes son de esta tipología, común en edificios residenciales existentes.

El edificio en estudio consta de 5 niveles y 4 vanos. Debido a esta regularidad y simetría, también se realiza el análisis mediante un modelo bidimensional, es decir, mediante pórticos tanto longitudinal como transversal. Este análisis se realiza para obtener su capacidad y daño esperado tanto en la estructura completa, sus pórticos, y obtener respuestas de comparación entre ellos.

3.3.1. Pushover

3.3.1.1. *Determinación de las Fuerzas*

De acuerdo a las dimensiones de los distintos elementos, multiplicados por el peso específico del hormigón armado, obtenemos el peso de cada elemento en particular. Sumado todos los elementos que conforman un piso, se obtiene el peso general de la planta. Como consideramos sobrecargas de acuerdo al destino y en la cubierta, sumamos estos valores al peso en cada planta. Aplicamos la fórmula que se encuentra en el reglamento, y se procede a calcular las fuerzas que se aplicarán en el nodo de los pórticos y que simularán cargas laterales de un sismo.

Formula del reglamento CIRSOC 103 Sección 6.2.4.1

$$F_k = (W_k h_k V_o) / \sum_{i=1}^n W_i h_i \quad (3.69)$$



Donde F_k es la fuerza sísmica horizontal aplicada en el baricentro de la carga gravitatoria W_k ubicada en el nivel k .

El valor V_o es el esfuerzo de corte en la base, definido como:

$$V_o = C W \tag{3.70}$$

Donde C es el coeficiente sísmico de diseño, determinado por las expresiones de la sección 6.2.2 del reglamento CIRSOC 103. Para obtener este valor primero se debe analizar el espectro de diseño para acciones horizontales para estado limite ultimo (ELU).

Los espectros de diseño se establecen para cada zona sísmica en función de la clasificación del sitio, como ya se menciona. Las ordenadas S_a del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño E_h para una razón de amortiguamiento del 5% se definen por las expresiones que se encuentran en la sección 3.5 del reglamento CIRSOC 301.

$$S_a = C_a \left(1 + \frac{1.5T}{T_1} \right) \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$S_a = 2.5C_a \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2$$

$$S_a = C_v/T \quad \text{para } T_2 < T \leq T_3$$

$$S_a = C_v T_3/T^2 \quad \text{para } T > T_3 \tag{3.71}$$

C_v , C_a y a_s son parámetros característicos del espectro de diseño y se obtienen de la figura 3.4

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	0,37 N_a	0,51 N_v	0,29 N_a	0,39 N_v	0,18	0,25	0,09	0,13
2 (S_D)	0,40 N_a	0,59 N_v	0,32 N_a	0,47 N_v	0,22	0,32	0,12	0,18
3 (S_E)	0,36 N_a	0,90 N_v	0,35 N_a	0,74 N_v	0,30	0,50	0,19	0,26

Figura 3.18-. Valores de a_s , C_a y C_v para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales (Tabla 3.1 del reglamento).



En todos los casos:

$$Na = 1$$

$$Nv = 1.2$$

$$T2 = \frac{Cv}{2.5Ca}$$

$$T1 = 0.2T2$$

Zona sísmica	T ₃ (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

Figura 3.19-. Valor del Período T₃ (tabla 3.2 del reglamento).

T₃ se obtiene de tabla 3.5 según la zona sísmica.

La tabla está basada en el tipo espectral. Este se define en la tabla 2.2 del CIRSOC de acuerdo al sitio y la influencia del suelo. Se definió en la primera parte del trabajo un sitio tipo S_D, cohesivo consistente de baja plasticidad; gravas de baja densidad, es decir, con tipo espectral 2.

Considerando que la estructura se encuentra en Salta, ubicada en una zona sísmica 3, se obtienen los siguientes parámetros:

Tabla 3. 4-. Parámetros según el sitio y la influencia del suelo.

Parámetros	
Zona sísmica	3
as	0,25
Na	1
Nv	1,2
Ca=0,32xNa	0,32
Cv=0,47xNv	0,564
T2=Cv/2,5Ca	0,705
T1=0,2T2	0,141
T3	8



Con estos parámetros ya obtenidos se procede a calcular el coeficiente sísmico de diseño ya mencionado, a través de las expresiones de la sección 6.2.2 del reglamento CIRSOC 301.

$$C = \frac{2.5CaYr}{R} \quad \text{para } T \leq T2 \quad (3.72)$$

$$C = \frac{SaYr}{R} \quad \text{para } T \geq T2 \quad (3.73)$$

Debe verificar que:

$$C \geq \frac{0.8 as Nv}{R} \quad \text{para zonas sísmicas 3 y 4}$$

Como la estructura posee un periodo de $T=0.55$ segundos, se lo compara con el periodo del espectro $T2$. Se procede al cálculo:

$$C = \frac{2.5CaYr}{R} = \frac{2.5 \times 0.32 \times 1}{6} = 0.133$$

$$0.133 \geq \frac{0.8 as Nv}{R} = \frac{0.8 \times 0.25 \times 1.2}{6} = 0.04 \quad \text{Verifica}$$

Con Yr un factor de riesgo de acuerdo al destino de la estructura. Según la sección 2.4.3 el complejo de viviendas pertenece al grupo B con $Yr = 1$. R es un factor de reducción que, de acuerdo al material se define en la tabla 5.1 del reglamento, dando un valor de $R=6$

Determinados estos parámetros de acuerdo al reglamento, se procede en primera instancia a la obtención del espectro de diseño del edificio en estudio, con valores resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 3.5-. Parámetros para la obtención del espectro de diseño.

Ca	Cv	T1	T2	T3	Paso	T	Sd	Sa
0,32	0,564	0,141	0,705	8	0,004	1,27	2	2,72

Estos valores se los coloca en una tabla que, con ayuda del software Microsoft Excel, nos brinda la gráfica del espectro de diseño:



Calculando los valores de S_a , es decir, de la ordenada espectral para estado limite último, en función del periodo de la estructura, C_a y T_1 (definidas anteriormente), para cada valor del paso de tiempo, se obtiene la gráfica y la tabla del espectro de diseño en base a las especificaciones del Reglamento CIRSOC 103.

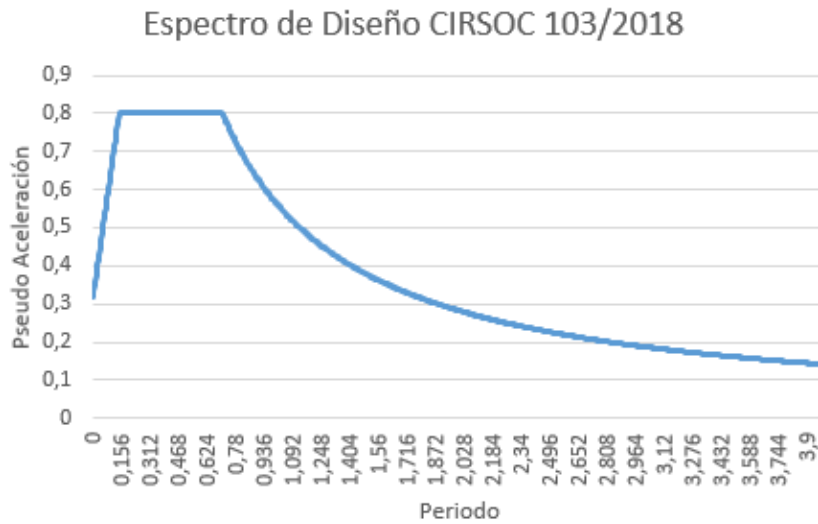


Figura 3.20-. Espectro de Diseño.

Se cargan estos valores tabulados en el programa para que, finalizado el análisis, se obtenga como resultado las distintas gráficas y tablas del análisis Pushover, es decir, curvas de capacidad o de respuesta espectral.

Amplitud	Adición	Formato	No. Apudo
0,156			
0,312			
0,468			
0,624			
0,78			
0,936			
1,092			
1,248			
1,404			
1,56			
1,716			
1,872			
2,028			
2,184			
2,34			
2,496			
2,652			
2,808			
2,964			
3,12			
3,276			
3,432			
3,588			
3,744			
3,9			

Figura 3.22-. Tabla de valores del Espectro de Diseño.



Figura 3.21-. Espectro de Diseño cargado en el programa ETABS



Con los parámetros previamente establecidos, también se procede finalmente a calcular el corte de base definido en (3.70), que nos permitirá completar el análisis pushover, ya que, con este valor se determinan fuerzas que, al ser cargadas al programa, nos ofrece las gráficas y tablas de desplazamiento vs corte basal de cada uno de los pisos de la estructura.

$$V_o = C W = 0.133 \times 471.6 \text{tn} = 62.7 \text{tn}$$

Con este valor se obtiene finalmente las fuerzas aplicadas en los nodos de cada piso en la estructura completa que se cargan en el programa, para realizar finalmente el análisis pushover.

Tabla 3. 6-. Fuerzas a aplicar en los nudos de la estructura completa.

Pesos (Tn)		Fuerzas (Tn)	Fuerzas (kN)
Piso 1	92,6125	4,05	39,69
Piso 2	92,6125	8,1	79,38
Piso 3	92,6125	12,15	119,07
Piso 4	91,125	15,94	156,212
Piso 5	102,641	22,45	220,01
Peso Total	471,6035		

Como se decide analizar un pórtico longitudinal de la estructura global, el procedimiento que se realiza es el mismo, obteniendo los valores que se detallan en la siguiente tabla.



Tabla 3. 7-. Fuerzas a aplicar en los nudos del pórtico longitudinal seleccionado.

Pesos (Tn)		Fuerzas (Tn)	Fuerzas (kN)
Piso 1	96,93	2,55	24,99
Piso 2	96,93	5,1	49,98
Piso 3	96,93	7,65	74,97
Piso 4	96,405	10,14	99,372
Piso 5	108,121	14,22	139,356
Peso Total	495,316		

Se observa que en el pórtico los pesos son mayores, debido a que se considera el peso de las losas, que, al momento de cargarlo, se lo realiza como masa distribuida en las vigas. Al ser mayor el peso, las fuerzas aplicadas en los nodos del pórtico también son mayores.

3.3.1.2. Aplicación de las Fuerzas

Obtenidas las fuerzas, se procede a cargarlas en el programa ETABS. Para ello, el programa requiere que las cargas laterales (fuerzas calculadas) se asignen sobre los nodos del primer pórtico ortogonal al eje analizado, es decir, las cargas definidas como Pushover en dirección Y se asignan a los nodos del primer pórtico en X, y viceversa. Este procedimiento sigue las pautas del análisis estático no lineal para edificios de concreto armado (Universidad Distrital de Bogotá)

En las figuras 3.23 y 3.24 se observa la asignación de las fuerzas en los nodos de los correspondientes pórticos, para el caso de la estructura competa. Estas cargas, como se observa, deben ser aplicadas en forma triangular invertida.

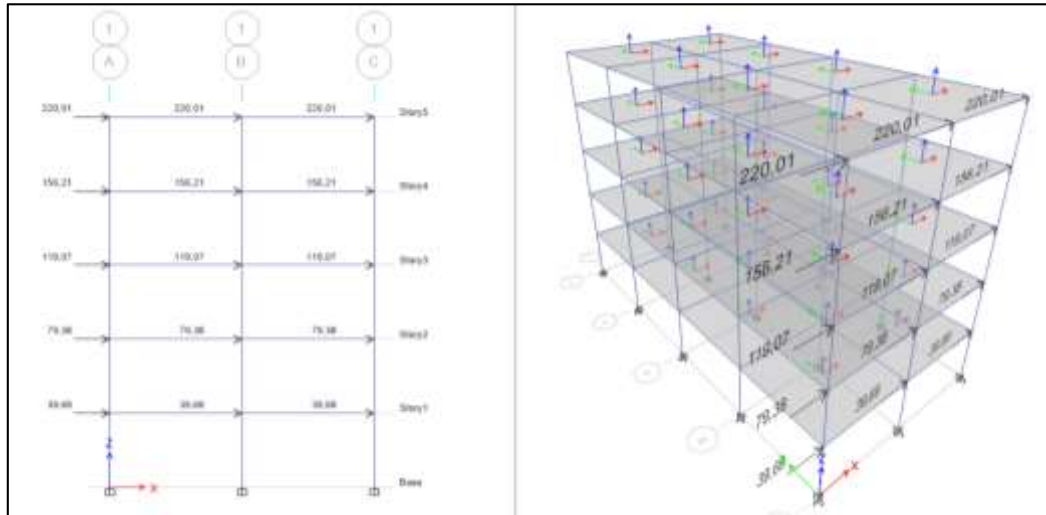


Figura 3.23-. Fuerzas aplicadas en los nodos del pórtico X-Z en la estructura completa en el programa ETABS.

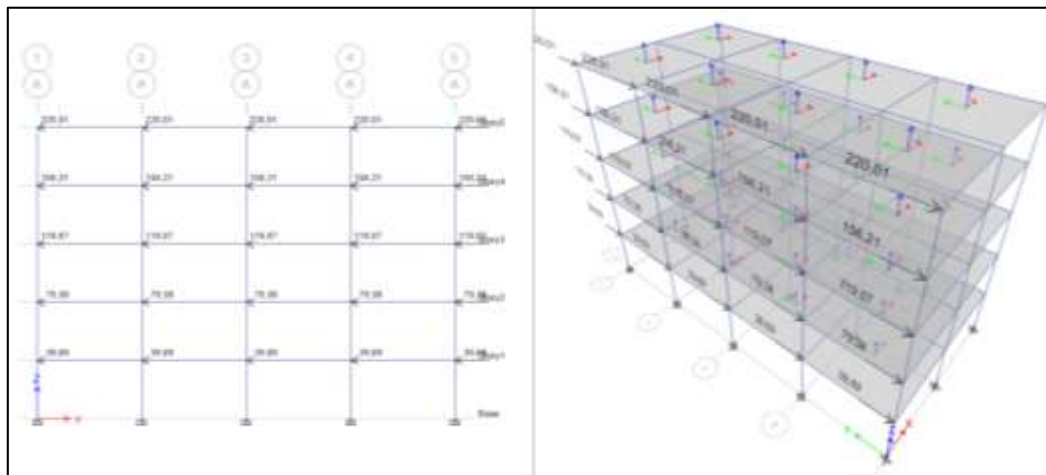


Figura 3.24-. Fuerzas aplicadas en los nodos del pórtico Y-Z en la estructura completa en el programa ETABS.

El mismo procedimiento se realiza en el pórtico de estudio, con sus respectivas fuerzas, considerando solo una dirección. Para ello se definieron las cargas previamente en el programa como Pushover X, y se encuentran aplicadas en el eje Y, también en forma triangular invertida.

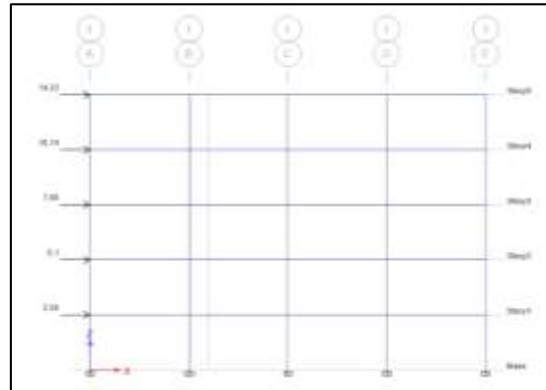


Figura 3.25-. Fuerzas aplicadas en los nodos del pórtico en estudio X-Z, en el programa ETABS.

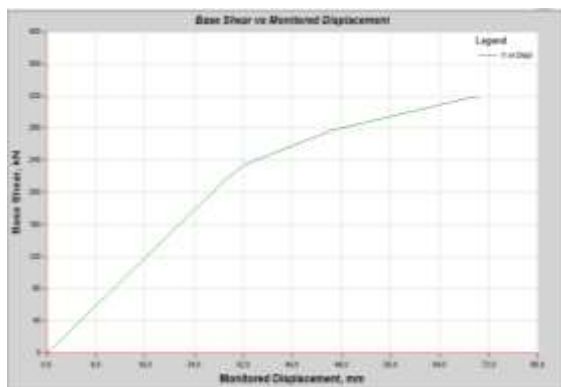
3.3.1.3. Resultados del Análisis Pushover

Del análisis realizado, se obtienen las tablas y las gráficas correspondientes, de acuerdo a los parámetros que ofrece el programa. Estos son:

- a- Corte Basal y Desplazamiento
- b- FEMA 440 (curva de capacidad: desplazamiento espectral-aceleración espectral)
- c- NTC 2008 Target Displacement: desplazamiento espectral-aceleración espectral
- d- EC 8 2004 Target Displacement:
- e- ASCE 41-13: Corte Basal-Desplazamientos

Se presentan los gráficos del análisis Pushover, del pórtico longitudinal estudiado.

Corte Basal-Desplazamiento



En la gráfica se observa que el desplazamiento máximo alcanzado por el pórtico estudiado, sometido a las fuerzas ya mencionadas, es de aproximadamente 70 mm, y el corte máximo de 320 kN.

Figura 3.26-. Curva Pushover-Corte vs Desplazamiento-ETABS



FEMA 440

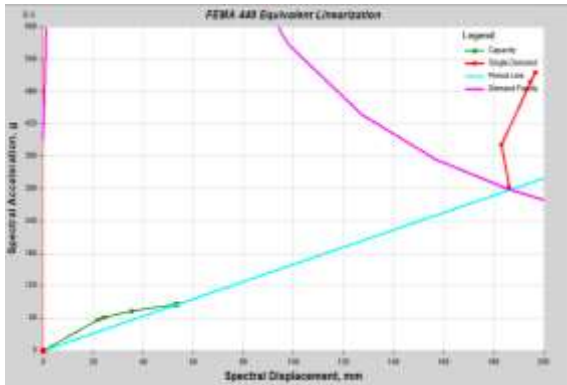


Figura 3.27-. Curva Pushover-FEMA 440-ETABS

Se observan las siguientes curvas: curva de capacidad, demanda, periodo y la demanda conjunta. En la intersección de la curva de capacidad de la estructura y curva de demanda para el amortiguamiento efectivo, se encuentra el punto de desempeño.

Esta característica es útil porque provee al ingeniero de una herramienta de visualización que brinda una comparación gráfica directa de la demanda y la capacidad.

NTC

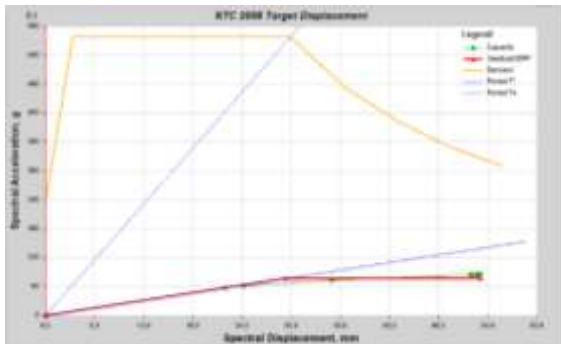


Figura 3.28-. Curva Pushover NTC 2008-ETABS

También se observa la demanda de la estructura, el periodo, la capacidad entre otros. Los desplazamientos laterales se obtuvieron a partir de la aplicación de las fuerzas de diseño obtenidas del espectro realizado de las NTC 2008, es decir, normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para en diseño estructural de edificaciones.

ASCE 41

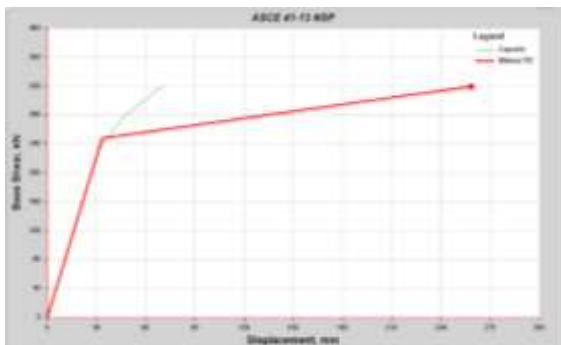


Figura 3.29-. Curva Pushover-ASCE 41-ETABS

Gráfica correspondiente al método de la ASCE, American Institute of Steel and Construction. Se observa en ella la curva de capacidad ubicado en coordenadas de desplazamiento y corte basal.



Los mismos tipos de gráficos se obtienen para el pushover analizado en la estructura completa. Las gráficas se presentan a continuación:

Corte vs Desplazamiento - Dirección X e Y

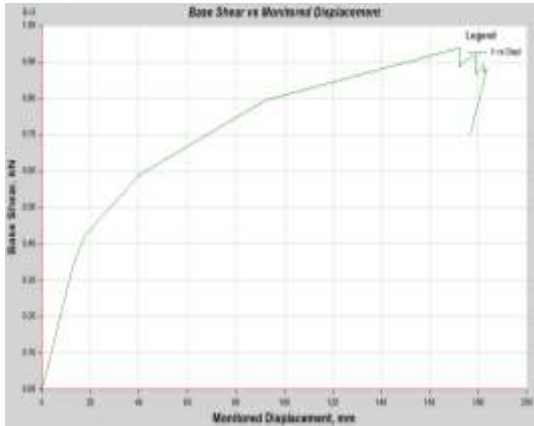


Figura 3.31-. Curva Pushover Estructura Completa Dirección X-ETABS

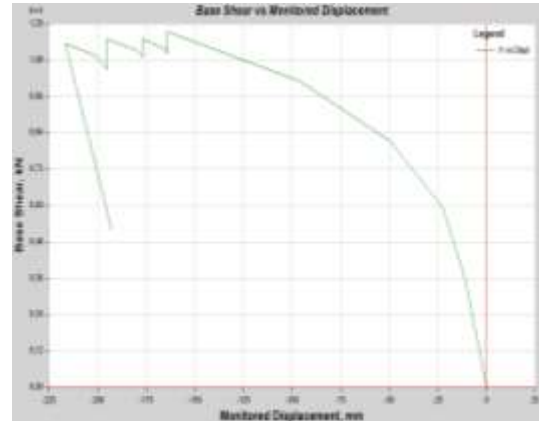


Figura 3.30-. Curva Pushover Estructura Completa Dirección Y-ETABS

Se observa que los desplazamientos de la estructura completa en ambas direcciones son muy similares, se encuentran en el mismo orden, a pesar de que en la dirección Y, las fuerzas presentadas en la imagen 3.24, se encuentran distribuidos en mayor número de nodos que en la dirección X, de la imagen 3.23, por lo que sugiere que la rigidez del mismo es proporcional en ambas direcciones. Lo mismo ocurre con el corte basal, donde su valor se encuentra entre los 1000 y 1200 kN,

FEMA 440 - Dirección X e Y

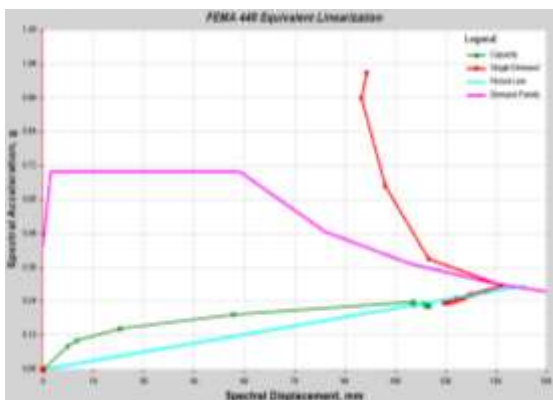


Figura 3.33-. Curva Pushover-FEMA 440 Dirección X-ETABS

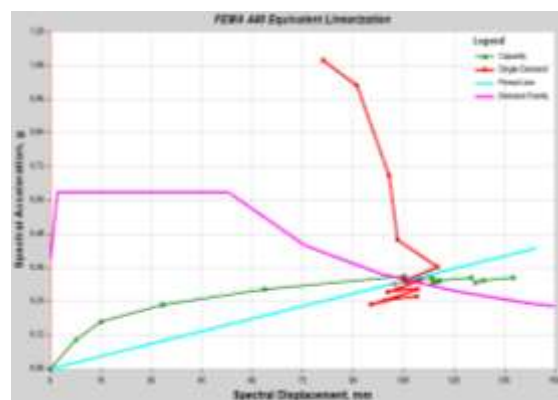


Figura 3.32-. Curva Pushover-FEMA 440 Dirección Y



NTC 2008 - Dirección X e Y

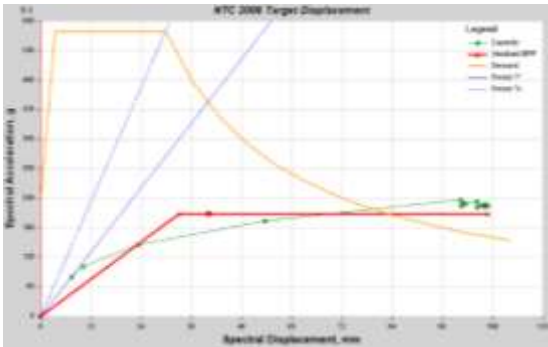


Figura 3.35-. Curva Pushover-NTC 2008 Dirección X

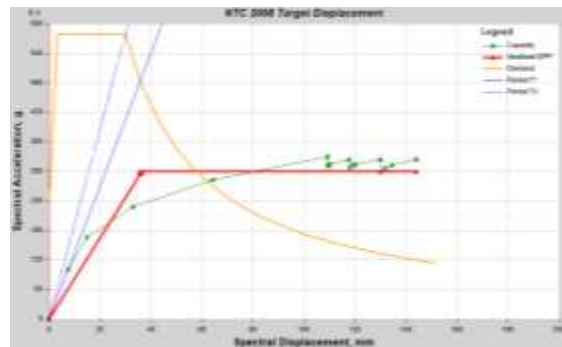


Figura 3.34-. Curva Pushover-NTC 2008 Dirección Y

EC 8 – Dirección X e Y

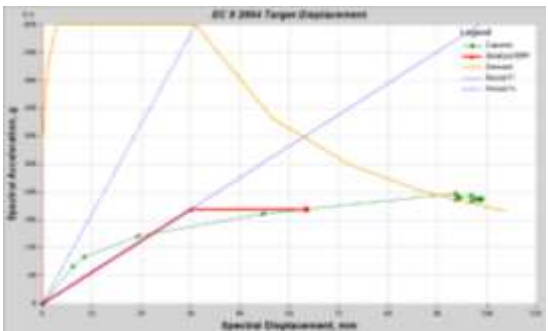


Figura 3.37-. Curva Pushover - EC 8 Dirección X

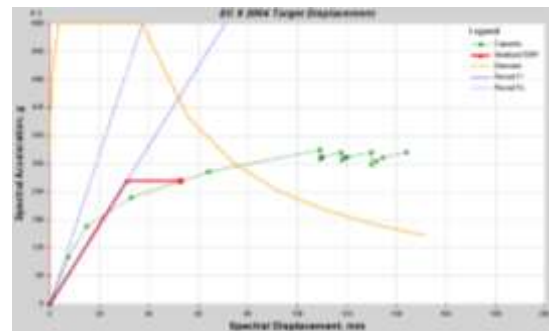


Figura 3.36-. Curva Pushover - EC 8 Dirección Y

ASCE 41 – Dirección X e Y

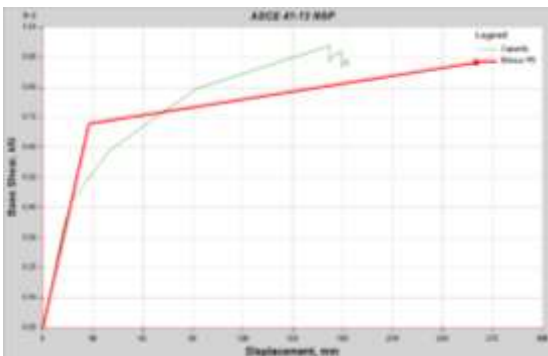


Figura 3.39-. Curva Pushover-ASCE 41 Dirección X

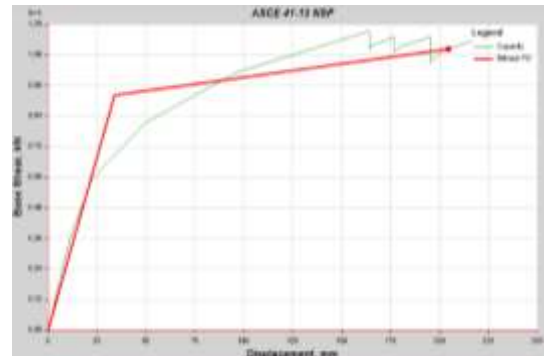


Figura 3.38-. Curva Pushover-ASCE 41 Dirección Y

Diferencias Estructura-Pórtico

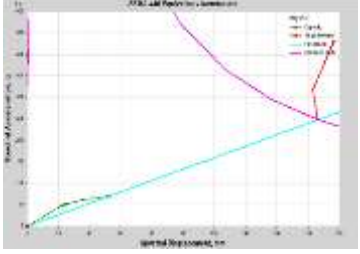
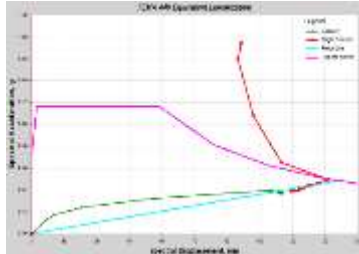
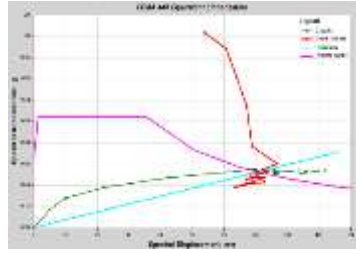
Se evidenciaron diferencias numéricas significativas entre la estructura completa y el pórtico longitudinal analizado. En el pórtico, el desplazamiento máximo alcanzado es de 70 mm y con un corte basal máximo de 320 kN. En la estructura completa, los desplazamientos pasan a ser el triple del valor mencionado en



ambas direcciones, alcanzando los 180 mm y 220 mm y con un corte basal de 1200 kN aproximadamente. Estas diferencias se basan principalmente en los valores de fuerzas aplicados, ya que ellas dependen de la masa de la estructura, es de esperarse que los valores del pórtico sean menores.

Se encuentran también diferencias entre las gráficas que proporciona el análisis, referidas al punto de desempeño. Una vez obtenida la curva de capacidad y el espectro de demanda, graficados ambos en forma de aceleración-desplazamiento espectral, el punto de corte entre ambas determina el punto de desempeño de la estructura. Se observan estas diferencias en la siguiente tabla, donde se encuentran las imágenes 3.27-3.32-3.33.

Tabla 3. 8-. Tabla comparativa de puntos de desempeño Estructura-Pórtico

Punto de Desempeño-Pórtico	Punto de Desempeño-Estructura-Dirección X	Punto de Desempeño-Estructura-Dirección Y
		

Panorama de rotulación

En este análisis se observa también el comportamiento de la estructura por medio de las rótulas previamente definidas. Éstas apenas alcanzan la fluencia, en el caso del pórtico, por lo que se colocan en color verde. Tomando una rótula se observan los valores de giro y momentos que se producen en el mismo. Este comportamiento es el que se compara con la estructura completa estudiada.



- Comportamiento de Pórtico Longitudinal

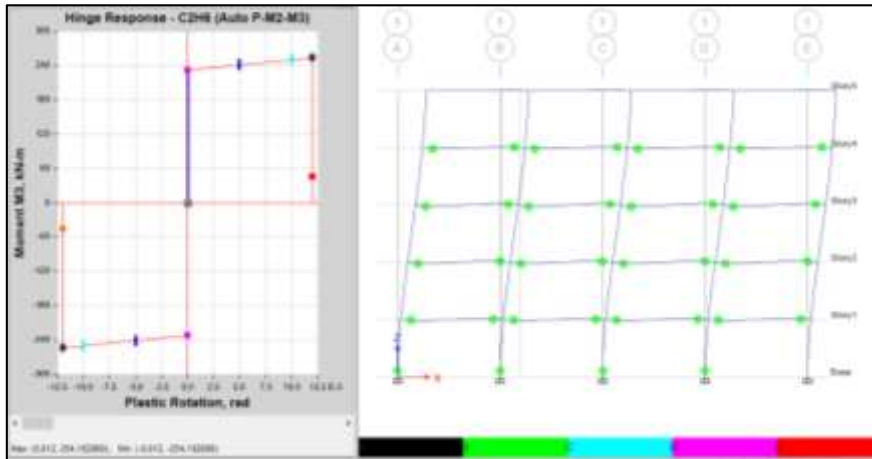


Figura 3.40-. Panorama de Rotulación-Resultado del análisis Pushover-ETABS

Hinge Response Values (Part 1 of 2)											Hinge Response Values (Part 2 of 2)			
Step	P kN	U1 mm	U1 Max mm	U1 Min mm	M2 kN	R2 rad	R2 Max rad	R2 Min rad	M3 kN	R3 rad	R3 Max rad	R3 Min rad	State	Status
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A to <=B	A to <= O
1	-2.8893	0	0	0	0	0	0	0	119.1022	0	0	0	A to <=B	A to <= O
2	-1.9491	0	0	0	0	0	0	0	130.2265	0	0	0	A to <=B	A to <= O
3	-1.2994	0	0	0	0	0	0	0	172.1117	0	0	0	A to <=B	A to <= O
4	-2.0531	0	0	0	-0.0013	2.47E-09	2.47E-09	0	231.0022	6.964E-09	6.964E-09	0	B to <=C	A to <= O
5	-2.0545	0	0	0	3.3097	-0.000008	2.47E-09	-0.000008	229.8644	0.000018	0.000018	0	B to <=C	A to <= O
6	-2.0803	0	0	0	-0.1027	1.351E-07	0.000001	-0.000008	231.0542	0.000043	0.000043	0	B to <=C	A to <= O
7	-2.0885	0	0	0	-0.5521	0.000001	0.000002	-0.000008	230.9417	0.000068	0.000068	0	B to <=C	A to <= O
8	-2.0997	0	0	0	0	-6.585E-08	0.000002	-0.000008	231.1658	0.000079	0.000079	0	B to <=C	A to <= O

Figura 3.41-. Valores de la respuesta de la rótula más desfavorable-Tabla ETABS

- Comportamiento de la Estructura Completa-Dirección Y

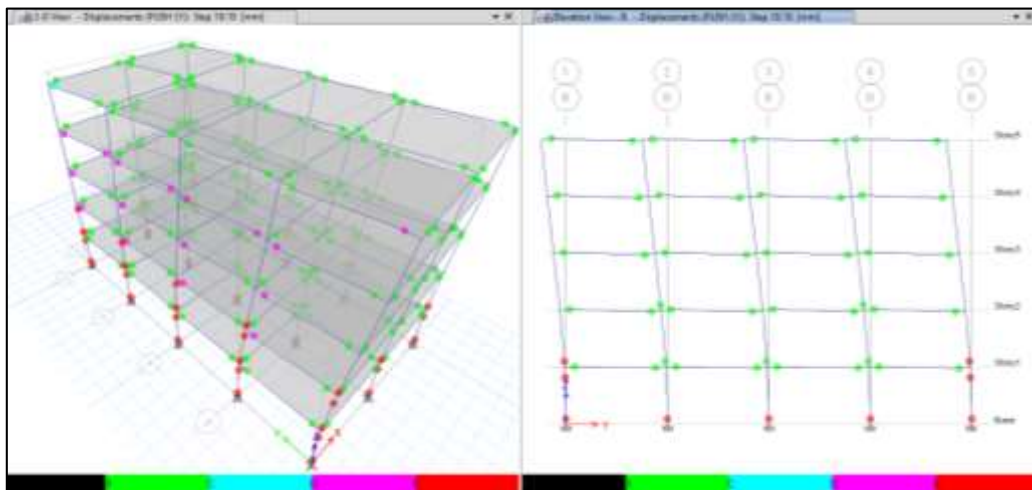


Figura 3.42-. Performance de la estructura.

En el caso del análisis pushover a la estructura completa señala plastificación en las columnas inferiores claramente identificadas, pero en el resto de vigas y columnas, no hubo una incursión plástica notoria. El análisis del pórtico aislado



no mostró este comportamiento, ya que dio como resultado una plastificación difusa leve y en ningún caso, una falla local específica.

En la tabla 3.8 se pudo apreciar que la curva de capacidad siempre quedó por debajo de la de demanda en el caso del pórtico, pero hubo intersección en el caso de la estructura completa.

La denotación de los colores de las rótulas establece que existen secciones por plastificar, tanto de la estructura completa como del pórtico analizado. Algunas de ellas sobrepasan el esfuerzo máximo, presentándose principalmente en columnas, lo que sugiere un mal diseño del mismo, debido a que se espera que fallen primero los elementos horizontales, es decir las vigas.

En el pórtico analizado en forma independiente de la figura 3.44 se observa que las rótulas no han alcanzado la fluencia del material, por lo que se encuentra estable. Por lo tanto, no se puede apreciar un mecanismo de rotulación general para estos casos, por lo que también se procede al análisis de los distintos registros en este pórtico en estudio.

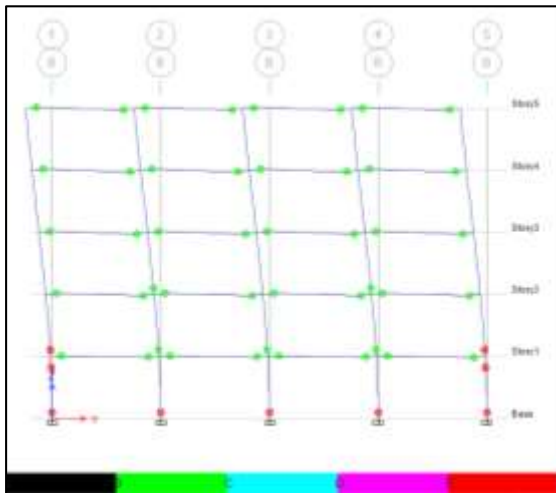


Figura 3.43-. Pórtico de la Estructura Completa

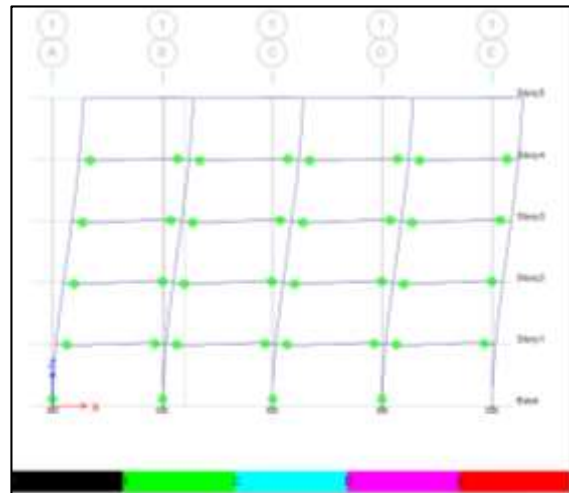


Figura 3.44-. Pórtico analizado en forma independiente

De lo anterior se concluye que, en este ejemplo, el análisis pushover del pórtico, parte simplificada de la estructura global, no presenta ventajas respecto al análisis de la estructura completa.

Se procedió a continuación con el análisis de la misma estructura de 5 pisos, pero rotada a un ángulo de 45°. Los pasos que se siguieron fueron los mismos, con diferencia que la dirección de las fuerzas aplicadas conservan los ejes



coordenados del programa, es decir, las fuerzas aplicadas en los nudos quedan a 45° de los ejes del edificio. Los resultados fueron los siguientes:

Corte Basal-Desplazamiento Dirección X e Y

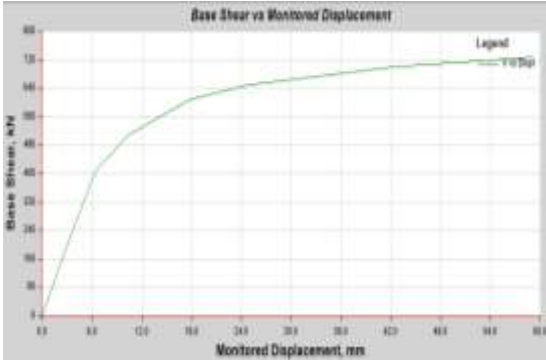


Figura 3.46-. Curva Pushover-Estructura Rotada, Dirección X

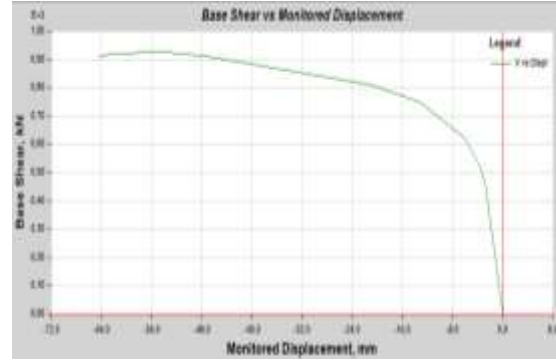


Figura 3.45-. Curva Pushover-Estructura Rotada, Dirección Y

FEMA 440-Dirección X e Y

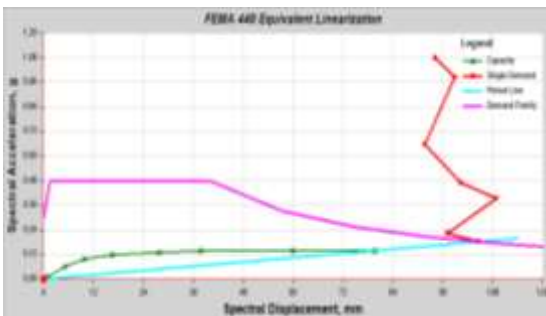


Figura 3.47-. FEMA-Estructura Rotada Dirección X

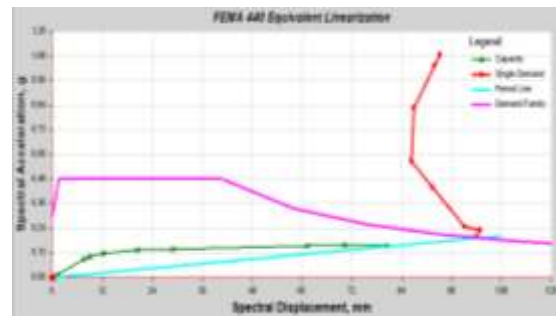


Figura 3.48-. FEMA-Estructura Rotada Dirección Y

NTC 2008-Dirección X e Y

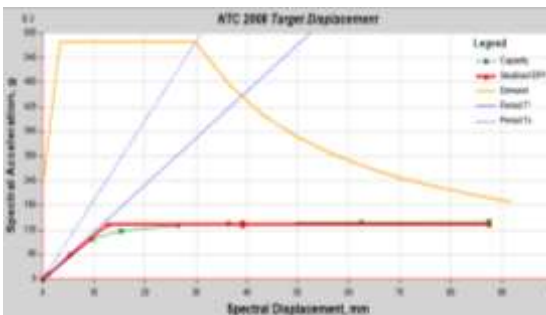


Figura 3.49-. NTC Estructura Rotada Dirección X

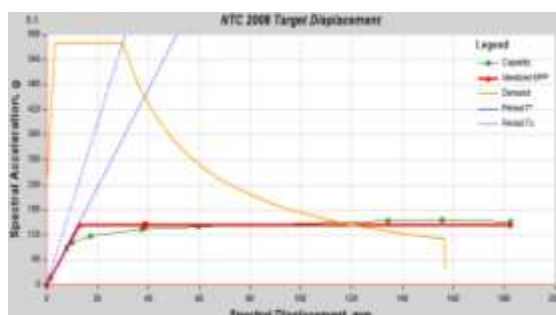


Figura 3.50-. NTC Estructura Rotada Dirección Y



EC 8-Dirección X e Y

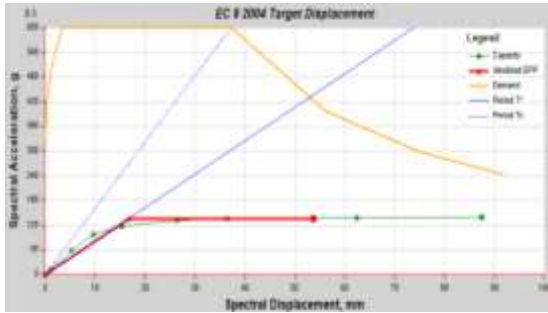


Figura 3.52-. Ec 8 Estructura Rotada Dirección X

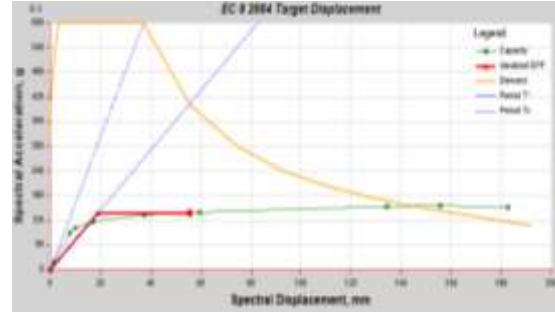


Figura 3.51-. Ec 8 Estructura Rotada Dirección Y

Destacando exclusivamente las primeras gráficas de corte basal y desplazamientos en la estructura rotada, se observa una variación en cuanto a valores con respecto a las estructuras analizadas previamente: los desplazamientos máximos alcanzan 60 mm con corte máximo de 900 kN. El valor del desplazamiento es similar al del pórtico longitudinal analizado previamente.

En cuanto al panorama de rotulación, como sugiere la figura 3.53, las secciones en que se alcanzó el valor de fluencia no difieren, pero si el grado de incursión no lineal, menor en este caso, por lo que, para este ejemplo, la disposición original lleva a mayores demandas que la misma rotada. De la estructura rotada, si analizamos el mismo pórtico estudiado en forma independiente, se observan similitudes: columnas de primer piso alcanzan la fluencia, con excepción de una, al igual que las vigas.

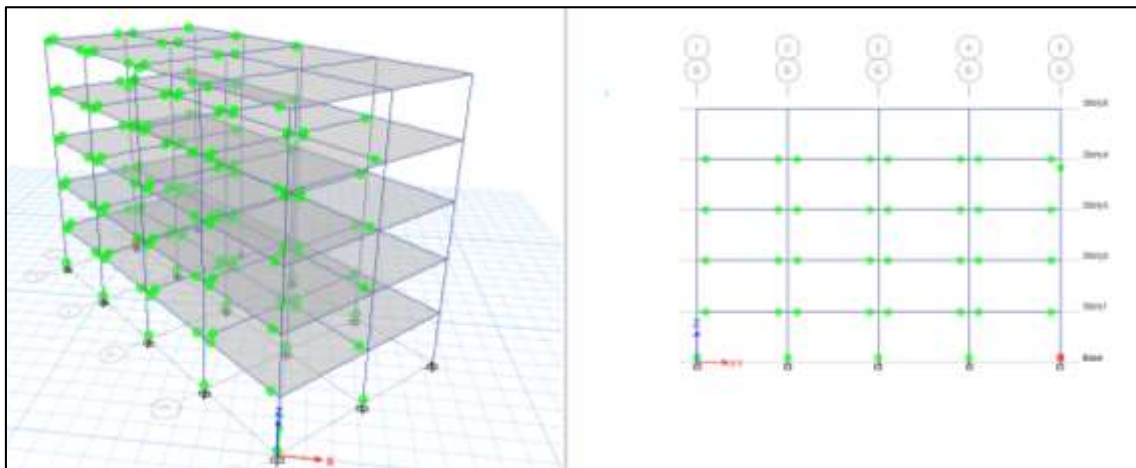
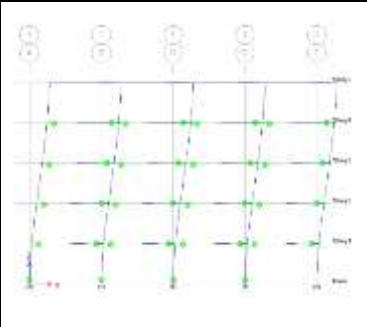
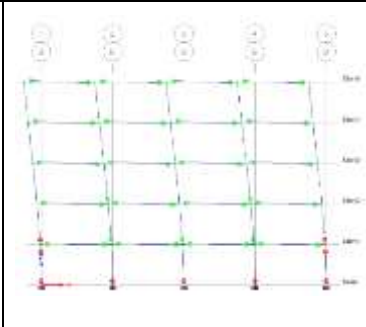
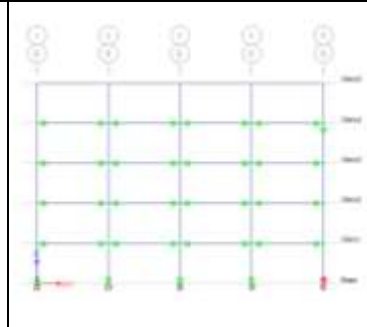


Figura 3.53 -. Panorama de rotulación en estructura rotada a 45° del eje x.



Tabla 3. 9-. Tabla comparativa análisis pushover.

Tabla Comparativa		
Pórtico Longitudinal	Pórtico Longitudinal de la Estructura Completa	Pórtico Longitudinal de la Estructura Rotada
		

3.3.2. Análisis no lineal paso a paso

El análisis no lineal tiempo-historia por integración directa es uno de los métodos más precisos que se pueden aplicar en la ingeniería de nuestros tiempos, pero implica también la resolución de procesos numéricos que requieren mucho tiempo de análisis, siendo este fundamental en todo proyecto.

Para la resolución de la ecuación de equilibrio dinámico por integración directa, el software ETABS 2016 permite la implementación de diversos métodos, ofreciendo resultados extremadamente sensibles al tamaño del paso de tiempo. Dentro de los métodos disponibles, se optó por el método “Hilber-Hughes-Taylor Alpha” (HHT), el cual, para $\text{Alpha}=0$, es equivalente al método Newmark con $\text{gamma}=0,5$ y $\text{beta}=0,25$. Usar $\text{Alpha}=0$ ofrece la más alta exactitud de los métodos disponibles, pero puede permitir vibraciones excesivas en los modos más altos.

Se consideraron condiciones iniciales nulas, es decir, sin daño previo en la estructura antes de la acción de cada acelerograma. Se tomaron en cuenta también consideraciones de amortiguamiento según el criterio de Amortiguamiento Rayleigh. En cuanto a las características no lineales consideradas en el análisis, se definió la no linealidad del material hormigón armado, y se definieron rotulas plásticas en vigas y columnas según el criterio



de FEMA-356 (FEMA,2000). No se consideró no linealidad geométrica, tampoco se tuvieron en cuenta aporte de la mampostería ni presencia de sobrecargas, salvo sobrecarga de cubierta mínima, lo que implica una condición de edificio deshabitado. Por último, no se consideró ninguna amplificación a la acción sísmica.

3.3.2.1. Análisis no lineal tiempo-historia por integración Directa: análisis de estructura completa

En vista al objetivo principal de este trabajo que es analizar tipo y número de acelerogramas a aplicar para el análisis dinámico de una estructura tipo para la Ciudad de Salta, en la primera parte de este trabajo se realizó el estudio del comportamiento lineal de la estructura, actuando los pares de registros (longitudinal y transversal) en la fundación según las dos direcciones principales identificadas según el programa. Dicha experimentación llevó a la conclusión de que en el análisis lineal no se observa variación significativa de los resultados cuando los pares de registros actúan simultáneamente o por separado, por lo que se realizó el análisis directamente considerando la acción simultánea de los registros.

En esta segunda parte del trabajo, se pretendió analizar la respuesta de la estructura según un comportamiento no lineal, comparando el mismo tanto con los pares de registro actuando simultáneamente como por separado. Además, ante la consideración de que muchas de las fallas en estructuras se producen porque la dirección del análisis no se corresponde con la de los eventos, se pretendió analizar también la estructura frente a la acción de los acelerogramas actuando a 45° de una de las direcciones principales de la fundación del edificio.

Se considera oportuno describir brevemente el proceso realizado por el software para la resolución iterativa de las ecuaciones de equilibrio dinámico, dado que en muchas oportunidades se presentaron problemas de convergencia, no pudiéndose arribar al resultado final. Las ecuaciones no



lineales se resuelven iterativamente en cada paso de tiempo, y estas iteraciones se llevan a cabo hasta que converge la solución. Esto puede requerir volver a formar y resolver las matrices de rigidez y amortiguamiento. Para cada paso, se prueba en primera instancia una iteración a rigidez constante (constant-stiffness iteration). Si no se logra la convergencia, se prueba a continuación una iteración por Newton-Raphson (tangent-stiffness). Si ambas fallan, el software reduce automáticamente el paso de tiempo y se repite el proceso nuevamente. Sin embargo, existe un límite mínimo para realizar esa reducción, y si el software intenta reducir el paso más allá del mínimo, el análisis se frena e indica que la convergencia ha fallado.

Se propuso analizar el comportamiento no lineal de la estructura bajo la acción de los mismos eventos tratados en la primera parte del trabajo. Sin embargo, por cuestiones asociadas a problemas numéricos en la resolución de las ecuaciones, debió limitarse en gran medida el análisis en estructura completa, tanto aquella orientada según los ejes principales como en la estructura rotada. Los resultados obtenidos al momento de finalización del análisis se debían a una falla numérica y no a una falla estructural, por lo que no se trataba de valores representativos del comportamiento de la estructura frente al sismo. Se debe destacar además el tiempo requerido para el análisis; debido al procedimiento del programa para el cálculo, las iteraciones en algunos casos eran valores extremadamente chicos, por lo que para completar el análisis se requerían de mínimo 120 horas para concretarlo.

Buscando entonces solucionar este inconveniente, se propuso limitar el análisis a aquellos registros que manifestaron en el análisis lineal de la estructura valores más elevados en términos de esfuerzo y desplazamiento. Así también, se seleccionaron registros que hayan evidenciado valores menores, buscando la posible aparición de fallas locales. Para optimizar la convergencia, se optó por utilizar el método HHT con $\alpha = -1/3$, lo que



implicó un tiempo de análisis mucho mayor, llegando a pasar las 24 horas para un único evento.

Se presentan en tabla 4.9 los resultados de esfuerzos máximos y mínimos obtenidos en el análisis de cuatro acelerogramas, actuando en la estructura según las direcciones de los ejes principales y a 45° de una de las direcciones principales de la fundación del edificio. Se realizó el análisis considerando la acción de los pares de registros actuando simultáneamente, dado que no se observaron grandes discrepancias en la comparación de resultados entre la acción simultánea y la acción individual. Se incluyen también los resultados de esfuerzos máximos y mínimos obtenidos en el análisis lineal de la estructura frente a los mismos eventos, a fin de comparar resultados.

Se observa una gran diferencia entre los valores obtenidos en el comportamiento lineal y no lineal, siendo ampliamente mayores los de la primera parte del proyecto en cuanto a esfuerzos y desplazamientos como se observa en la tabla 3.10. Esta diferencia era de esperarse, y se justifica en el hecho que en el análisis lineal de la estructura no hay degradación de la rigidez, sino que la misma es considerada en su totalidad durante todo el análisis. En cambio, en el comportamiento no lineal, la matriz de rigidez se actualiza punto a punto, considerando justamente la pérdida de rigidez.

En cuanto la relación entre los resultados de esfuerzos entre el edificio rotado y si rotar, se observaron valores más elevados en el segundo, en promedio entre 30% a 50% mayor. El análisis del edificio rotado supuso mayores problemas de convergencia, así como más tiempo de análisis. Los panoramas de rotulación en ambos casos resultaron similares.

UCASAL – Facultad de Ingeniería

Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital – SEGUNDA PARTE.



	Acelerograma	P (KN)		V2 (KN)		V3 (KN)		M2 (KN.cm)		M3 (KN.cm)			
		Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.		
REALES	2	PEERZ_4.4.10	A. Lineal	1358,560	-1358,580	561,071	-488,000	711,230	-663,751	140286,460	-13092,300	105668,020	-91915,430
			Rotado	205,907	-204,273	91,424	-89,319	187,474	-89,166	54599,620	-21488,960	20369,550	-22015,900
			Sin rotar	135,487	-110,605	110,892	-136,636	241,279	-124,311	61424,573	-30906,719	26463,660	-26655,310
IC103	2	ICZ2_27.2.10	A. Lineal	1064,966	-1064,966	544,378	-572,500	419,990	-398,811	82844,410	-78659,720	102501,800	-107807,810
			Rotado	183,950	-183,200	77,562	-77,006	74,821	-94,237	19293,190	-27572,180	19113,150	-17795,180
			Sin rotar	217,024	-226,143	121,469	-125,280	130,628	-156,654	30214,711	-44462,346	31772,579	-27868,705
ESPECTROS ULTIMOS	2	EUIZ_14.4.07	A. Lineal	916,401	-916,410	568,240	-566,500	403,640	-410,270	79614,260	-80922,800	106983,410	-106643,980
			Rotado	184,653	-183,986	80,912	-76,674	68,018	-82,737	15440,370	-21425,030	19371,590	-18548,190
			Sin rotar	208,855	-208,589	131,634	-120,078	113,069	-112,865	31995,750	-30814,914	33700,911	-32880,241
ESPECTROS ULTIMOS	2	EUIZ_27.2.10	A. Lineal	1358,560	-1358,580	561,071	-488,000	711,230	-663,751	1402,865	-130,923	1056,680	-919,154
			Rotado	97,060	-76,209	59,071	-68,864	68,151	-62,905	197,257	-176,447	12288,589	-11063,462
			Sin rotar	110,926	-110,930	98,196	-112,034	105,529	-104,570	308,920	-306,966	22547,870	-22925,860

Tabla 3.10 - Comparación análisis lineal- análisis no lineal en estructura completa.



3.3.2.2. Análisis no lineal tiempo-historia por integración Directa: análisis de pórticos longitudinal y transversal

Debido a los problemas de convergencia y el tiempo de computación requerido, se simplificó el análisis considerando dos pórticos de la estructura, el pórtico central en dirección longitudinal (en adelante “pórtico en Y”) y el pórtico central en dirección transversal (en adelante “pórtico en X”), haciendo previamente una comparación de resultados para comprobar en qué medida se corresponden los valores es esfuerzos máximos obtenidos con los de la estructura completa.

Tabla 3.11-. Comparación análisis no lineal estructura completa- pórtico en X- pórtico en Y.

Acelerograma			P (kN)		V2 (kN)		V3 (kN)		M2 (kN.cm)		M3 (kN.cm)		
			Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	
REALES	2	PEER22_4.4.10	E.C	135,487	-110,605	110,892	-136,636	241,279	-124,311	61424,573	-30906,719	26463,660	-26655,310
		Portico X	114,627	-114,651	154,598	-159,725	0,000	0,000	0,000	0,000	24367,900	-24484,489	
		Portico Y	111,408	-111,414	0,000	0,000	120,490	-112,754	16485,770	-28011,900	0,000	0,000	
IC200	2	IC22_27.2.10	E.C	217,024	-226,143	121,469	-125,280	130,628	-156,654	30214,711	-44462,346	31772,529	-27868,705
		Portico X	113,095	-113,031	151,276	-162,920	0,000	0,000	0,000	0,000	30905,620	-25159,440	
		Portico Y	116,903	-117,056	0,000	0,000	165,315	-168,354	35014,420	-36356,190	0,000	0,000	
IC200	5	IC25_14.4.07	E.C	208,855	-208,589	131,634	-120,078	113,069	-112,865	31995,750	-30814,914	33700,911	-32880,241
		Portico X	113,100	-113,114	151,635	-140,047	0,685	-0,667	178,280	-175,960	35267,290	-35199,470	
		Portico Y	114,744	-160,279	0,000	0,000	148,587	-97,076	35402,710	-29743,140	0,000	0,000	
ESPECTROS ULTRACORTOS	2	EU22_27.2.10	E.C	110,926	-110,930	98,196	-112,034	105,529	-104,570	30892,020	-30696,580	22547,870	-22925,860
		Portico X	112,488	-112,529	130,266	-144,627	0,000	0,000	0,000	0,000	23593,010	-23877,470	
		Portico Y	113,494	-113,508	0,000	0,000	90,125	-90,203	32877,310	-33878,330	0,000	0,000	

Se observa en tabla 3.11 la comparación de resultados de esfuerzos máximos y mínimos entre la estructura completa (E.C) y ambos pórticos considerados. Los valores no evidenciaron diferencias significativas en la mayoría de los casos, por lo que se concluyó que el analizar pórticos representa en manera adecuada la respuesta de la estructura completa en términos de esfuerzos.

De este modo se lograron analizar los 42 eventos propuestos mediante el análisis no lineal aplicados al pórtico longitudinal y al transversal, logrando considerar la totalidad de eventos tenidos en cuenta en el análisis lineal. Se tabulan a continuación los valores de esfuerzos máximos y mínimos, y valores de desplazamientos relativos máximos en la totalidad de eventos considerados.



Tabla 3.12.- Esfuerzos mínimos y máximos en la estructura por la acción de cada evento considerado.

Acelerograma			P(KN)		V2 (KN)		V3 (KN)		M2 (KN.cm)		M3 (KN.cm)			
			Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.		
REALES	1	PEER21TRA_2198	Portico X	83,299	-83,299	63,158	-60,662	0,000	0,000	0,000	0,000	13784,720	-13085,550	
		PEER21LON_2198	Portico Y	93,468	-93,468	0,000	0,000	51,128	-57,939	13994,910	-16213,150	0,000	0,000	
	2	PEER22TRA_441	Portico X	114,622	-114,651	154,538	-153,725	0,000	0,000	0,000	0,000	24367,900	-24484,480	
		PEER22LON_441	Portico Y	113,408	-113,414	0,000	0,000	120,490	-112,754	36485,770	-28011,900	0,000	0,000	
	3	PEER23TRA_212	Portico X	51,859	-51,859	39,031	-36,634	0,000	0,000	0,000	0,000	8471,140	-7923,430	
		PEER23LON_212	Portico Y	24,755	-24,755	0,000	0,000	14,607	-13,181	3955,080	-3574,700	0,000	0,000	
	4	PEER24TRA_136	Portico X	84,915	-84,914	64,705	-60,675	0,000	0,000	0,000	0,000	14650,660	-13565,980	
		PEER24LON_136	Portico Y	89,336	-89,344	0,000	0,000	54,577	-51,601	15005,190	-13677,620	0,000	0,000	
	5	PEER25TRA_927	Portico X	41,482	-41,482	29,802	-29,641	0,000	0,000	0,000	0,000	6425,970	-6451,450	
		PEER25LON_927	Portico Y	17,827	-17,827	0,000	0,000	10,511	-10,511	2879,010	-2867,560	0,000	0,000	
ESPECTROS ÚLTIMOS	1	EUZ1TRA_8310	Portico X	93,731	-93,731	85,652	-79,739	0,000	0,000	0,000	0,000	21521,520	-21595,540	
		EUZ1LON_8310	Portico Y	105,056	-105,062	0,000	0,000	71,623	-76,754	23053,990	-26039,290	0,000	0,000	
	2	EUZ2TRA_1310	Portico X	110,393	-110,380	153,608	-136,317	0,000	0,000	0,000	0,000	24156,210	-23822,000	
		EUZ2LON_1310	Portico Y	113,997	-113,906	0,000	0,000	121,746	-139,654	39752,080	-41569,040	0,000	0,000	
	3	EUZ3TRA_21207	Portico X	112,488	-112,529	130,266	-144,627	0,000	0,000	0,000	0,000	23593,010	-23877,470	
		EUZ3LON_21207	Portico Y	113,494	-113,508	0,000	0,000	90,125	-90,203	32877,310	-33878,330	0,000	0,000	
	4	EUZ4TRA_17608	Portico X	77,342	-77,342	64,596	-63,584	0,000	0,000	0,000	0,000	13826,310	-13003,970	
		EUZ4LON_17608	Portico Y	104,692	-104,705	0,000	0,000	66,661	-77,987	19726,830	-21024,950	0,000	0,000	
	5	EUZ5TRA_61109	Portico X	84,457	-84,457	58,740	-59,353	0,000	0,000	0,000	0,000	13154,330	-13339,530	
		EUZ5LON_61109	Portico Y	43,501	-43,501	0,000	0,000	22,205	-27,424	5735,360	-7435,360	0,000	0,000	
	CIRSOC	1	ICZ1TRA_8310	Portico X	176,526	-176,526	496,620	-322,690	0,000	0,000	0,000	0,000	66754,750	-67647,120
			ICZ1LON_8310	Portico Y	113,871	-114,250	0,000	0,000	103,571	-81,201	30092,030	-25621,150	0,000	0,000
		2	ICZ2TRA_1310	Portico X	112,200	-112,188	189,300	-176,708	0,000	0,000	0,000	0,000	53582,610	-52246,050
			ICZ2LON_1310	Portico Y	291,859	-297,617	0,000	0,000	23,363	-24,591	63637,400	-57409,280	0,000	0,000
		3	ICZ3TRA_21207	Portico X	113,095	-113,031	151,276	-162,920	0,000	0,000	0,000	0,000	30905,620	-25159,440
			ICZ3LON_21207	Portico Y	116,903	-117,056	0,000	0,000	165,315	-168,354	35014,420	-36356,190	0,000	0,000
		4	ICZ4TRA_17608	Portico X	111,867	-111,586	144,206	-115,652	0,000	0,000	0,000	0,000	24279,440	-21974,830
			ICZ4LON_17608	Portico Y	116,242	-116,239	0,000	0,000	123,285	-113,142	37181,920	-45122,360	0,000	0,000
5		ICZ5TRA_61109	Portico X	113,849	-114,457	162,027	-158,381	0,000	0,000	0,000	0,000	44378,140	-44503,590	
		ICZ5LON_61109	Portico Y	115,989	-115,929	0,000	0,000	167,709	-150,340	43514,380	-49725,040	0,000	0,000	
CIRSOC		4	ICZ4TRA_17608	Portico X	113,025	-112,850	93,914	-144,807	0,000	0,000	0,000	0,000	22326,480	-28492,260
			ICZ4LON_17608	Portico Y	116,970	-116,536	0,000	0,000	92,044	-143,065	26044,910	-39012,250	0,000	0,000
		5	ICZ5TRA_61109	Portico X	113,802	-113,802	157,545	-169,428	0,000	0,000	0,000	0,000	33185,150	-33205,410
			ICZ5LON_61109	Portico Y	116,350	-116,117	0,000	0,000	137,765	-114,032	43868,960	-42946,460	0,000	0,000
		1	ICZ5TRA_14407	Portico X	113,841	-113,878	139,867	-150,220	0,688	-0,702	168,160	-165,970	23860,420	-24467,480
			ICZ5LON_14407	Portico Y	114,744	-160,279	0,000	0,000	148,587	-97,076	35402,710	-29743,140	0,000	0,000

Tabla 3.13.- Desplazamientos relativos máximos producidos por registros artificiales compatibles con la norma INPRES CIRSOC.

Pisos	Desplazamientos relativos max (cm)															
	Zona 1		Zona 2				Zona 3				Zona 4		Zona 5			
	ICZ1_8310	ICZ2_1310	ICZ2_27210	ICZ3_21207	ICZ3_111105	ICZ4_17608	ICZ5_61109	ICZ5_14407	UX	UY	UX	UY	UX	UY	UX	UY
5	372,58	247,42	45,98	105,57	6,91	93,94	144,91	147,57	219,43	6,05	0,53	126,55	180,42	198,20	197,55	103,26
4	371,60	139,72	46,29	74,52	4,65	89,47	116,08	121,26	174,59	25,77	1,28	97,96	138,87	144,22	160,89	79,70
3	339,91	803,48	45,74	45,61	3,05	81,89	86,08	91,52	124,83	36,57	1,81	69,32	96,98	97,19	115,28	56,31
2	272,10	470,52	42,70	19,53	1,85	58,87	57,26	58,58	77,37	37,86	1,80	40,65	55,09	56,72	66,18	33,02
1	64,56	152,28	14,97	3,43	0,64	20,50	27,37	20,68	35,73	18,23	1,16	13,16	14,81	18,29	24,71	10,69
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 3.14.- Desplazamientos relativos máximos producidos por registros obtenidos de la base de datos del PEER.

Pisos	Desplazamientos relativos max (cm)									
	Zona 1		Zona 2		Zona 3		Zona 4		Zona 5	
	PEERZ1_21983	PEERZ2_4410	PEERZ3_21211	PEERZ4_13608	PEERZ5_9271	UX	UY	UX	UY	
5	0,16	0,26	0,22	0,74	0,09	0,02	0,14	0,17	0,34	0,39
4	0,30	0,38	0,44	0,53	0,17	0,04	0,27	0,19	0,27	0,60
3	0,41	0,43	0,73	0,34	0,21	0,04	0,38	0,13	0,12	0,69
2	0,44	0,42	0,85	0,04	0,23	0,04	0,42	0,21	0,15	0,66
1	0,25	0,22	0,49	0,32	0,15	0,02	0,25	0,18	0,28	0,34
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



Tabla 3.15-. Desplazamientos relativos máximos producidos por registros artificiales compatibles con espectros estimados en base a relaciones de atenuación NGA.

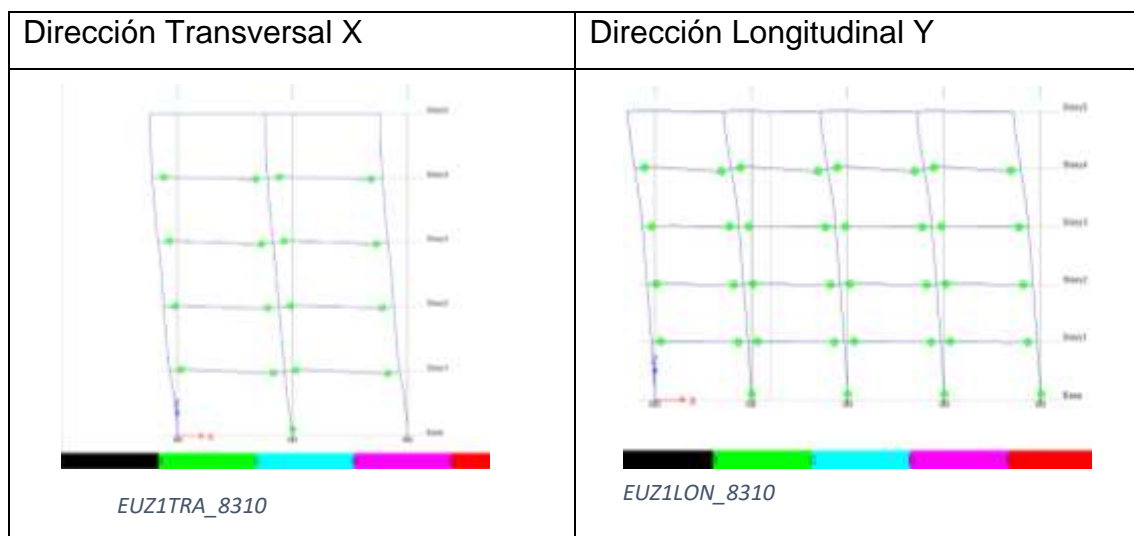
Pisos	Desplazamientos relativos max (cm)															
	Zona 1		Zona 2				Zona 3				Zona 4		Zona 5			
	EUZ1_8310		EUZ2_1310		EUZ2_27210		EUZ3_21207		EUZ3_111105		EUZ4_17608		EUZ5_61109		EUZ5_14407	
	UX	UY	UX	UY	UX	UY	UX	UY	UX	UY	UX	UY	UX	UY	UX	UY
5	0,19	0,20	0,88	0,37	0,66	0,51	0,13	0,02	0,15	0,02	1,04	0,24	0,16	0,04	0,13	0,85
4	0,48	0,20	1,82	0,58	1,52	0,78	0,25	0,04	0,27	0,03	0,25	0,38	0,29	0,12	0,25	1,10
3	0,78	0,12	2,33	0,69	2,11	0,92	0,33	0,04	0,37	0,03	0,28	0,44	0,39	0,21	0,34	1,01
2	0,84	0,11	2,11	0,70	2,15	0,98	0,36	0,04	0,39	0,03	0,26	0,39	0,41	0,23	0,37	0,76
1	0,46	0,10	0,98	0,27	1,34	0,90	0,22	0,02	0,23	0,02	0,15	0,19	0,24	0,12	0,23	0,31
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

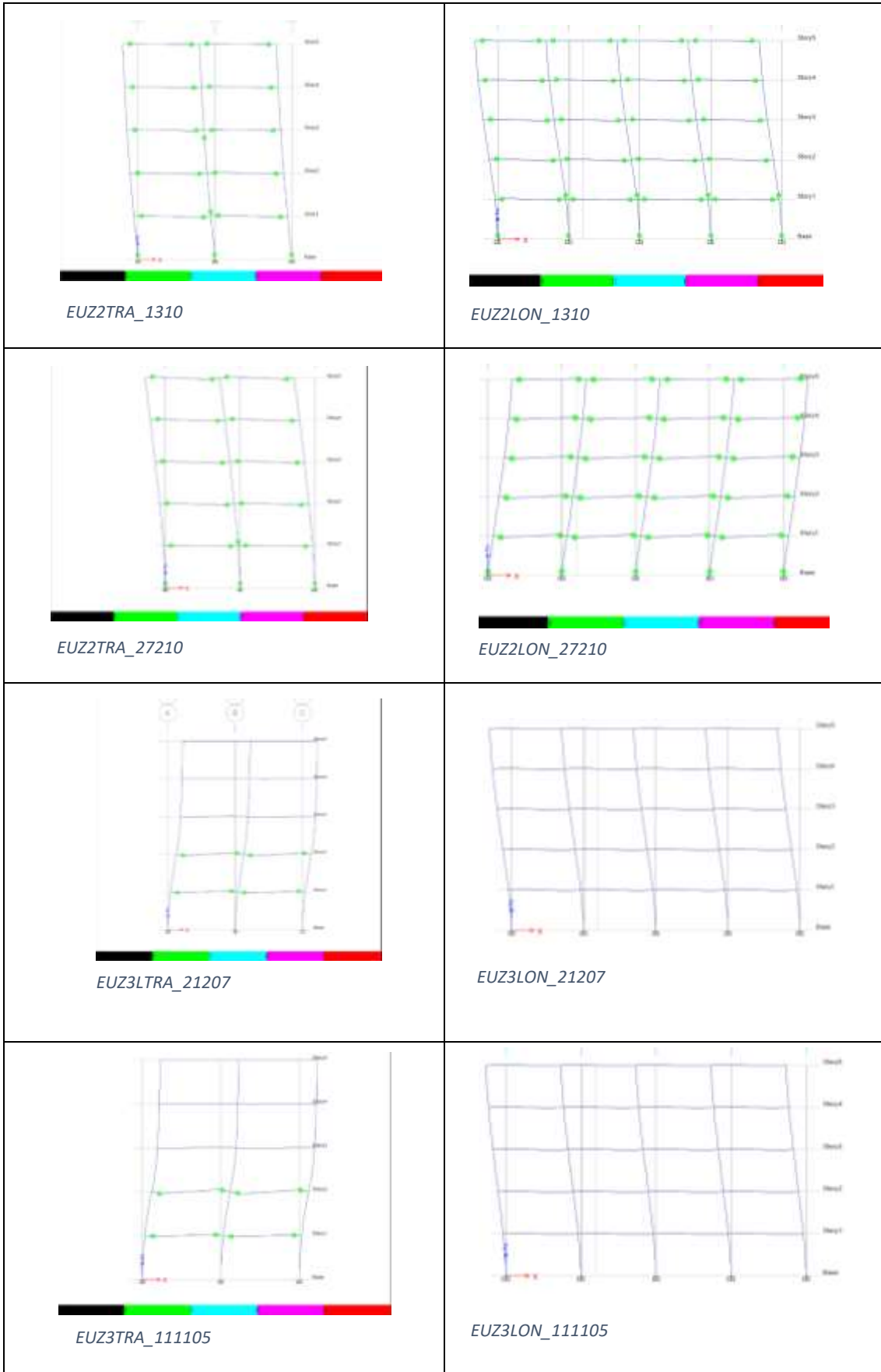
Se puede observar de los resultados obtenidos que en general se mantiene un orden de magnitud homogéneo en los esfuerzos internos. Sin embargo, si bien se obtuvieron valores similares en la totalidad de eventos considerados, resultaron mayores aquellos producidos por registros artificiales compatibles con la norma INPRES CIRSOC.

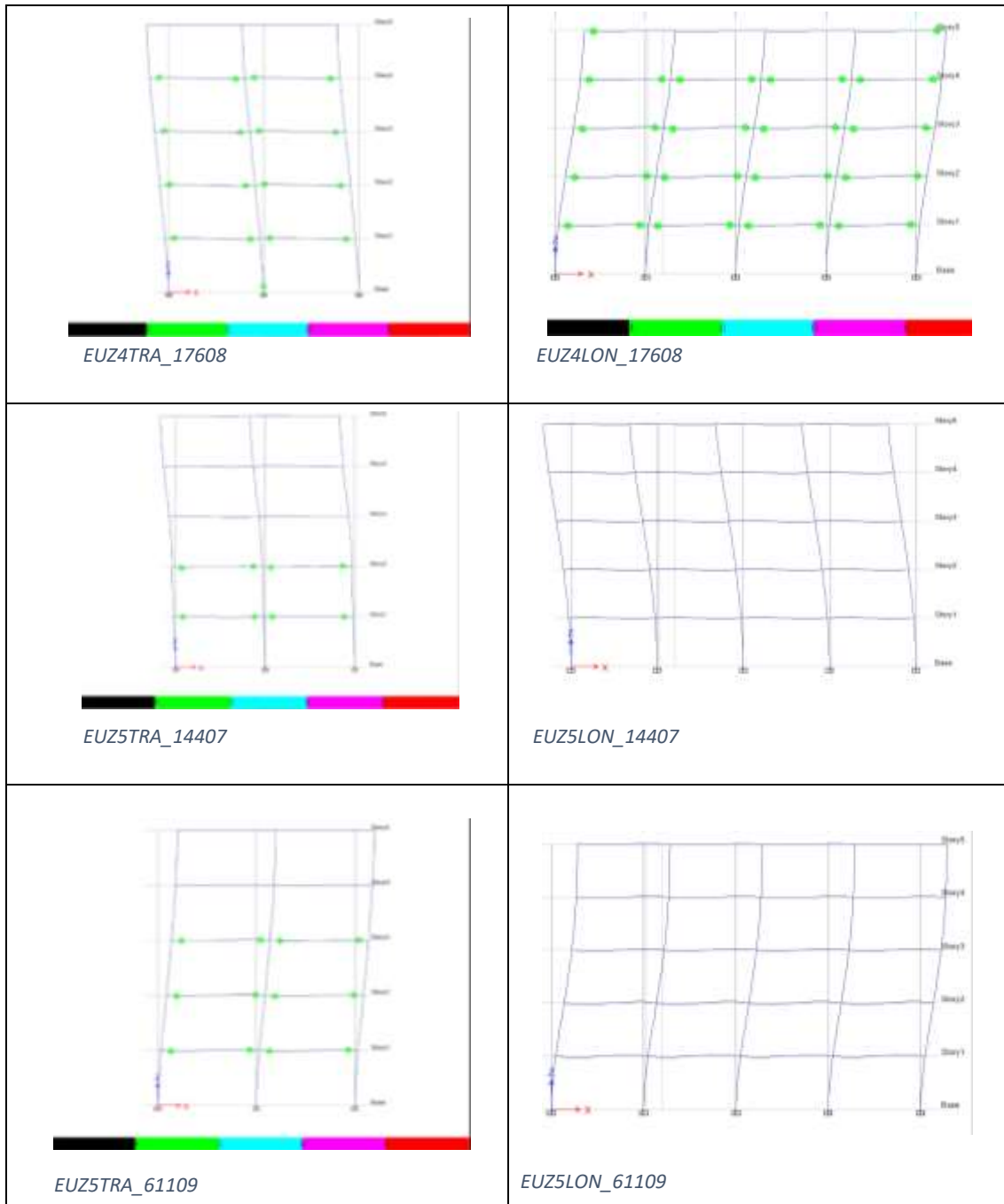
En cuanto a la magnitud de los desplazamientos, se trabajó con el valor absoluto, sin tener en cuenta el sentido. Se observó la misma tendencia que en caso de los esfuerzos internos, presentando en general valores próximos entre sí.

Se presenta en las siguientes tablas el panorama de rotulación producido al final de cada evento, tanto para la dirección longitudinal como transversal:

Tabla 3. 16-. Panorama de rotulación producido por los registros artificiales compatibles con espectros estimados en base a relaciones de atenuación NGA.







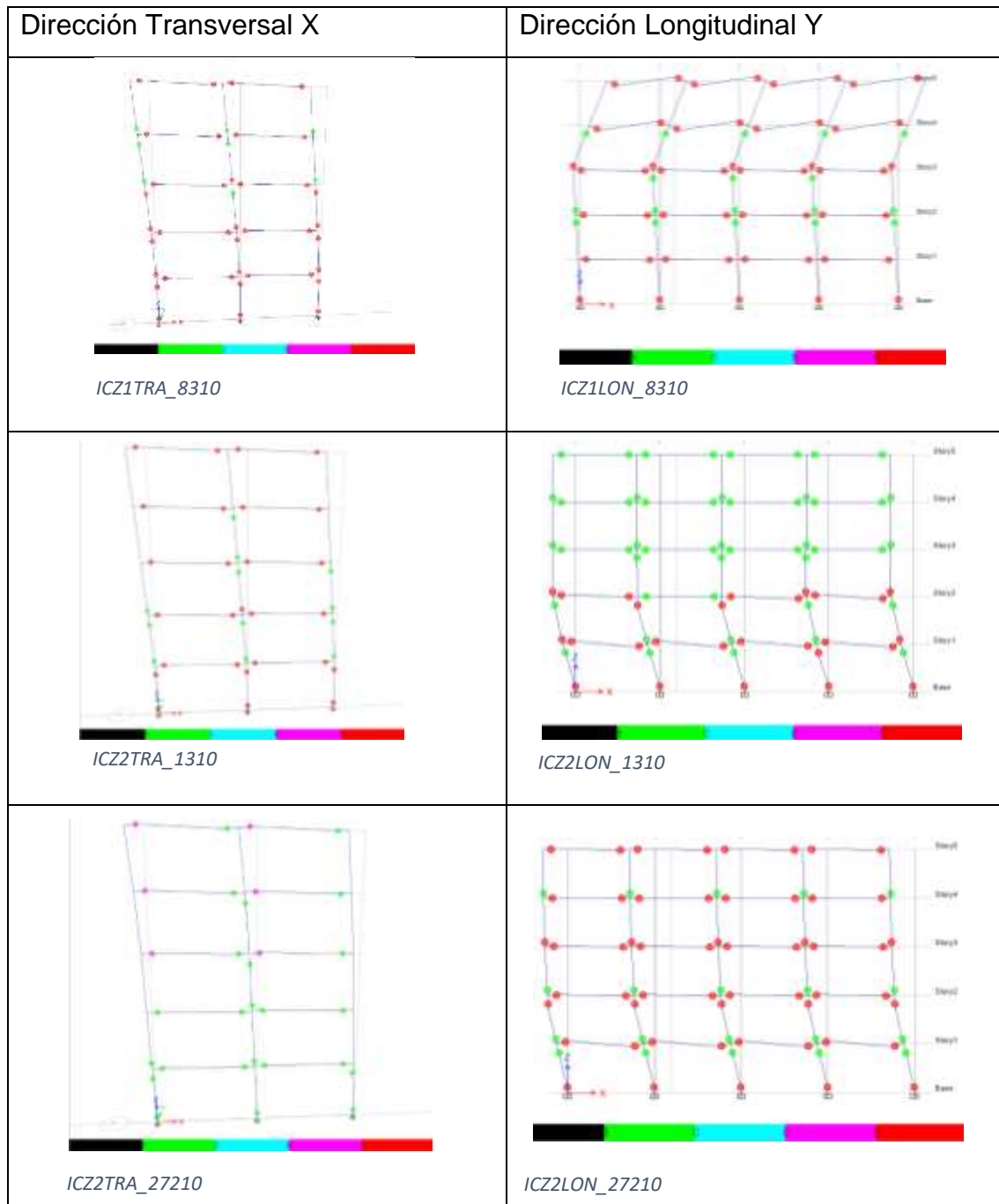
Se observa que las rótulas se presentaron principalmente en vigas de segunda, tercer y cuarta planta, formándose en este elemento antes que, en cualquier columna, siendo el comportamiento deseado. En ningún registro compatibilizado con el espectro último se llegó al colapso de la estructura, y tampoco se observaron fallas locales.

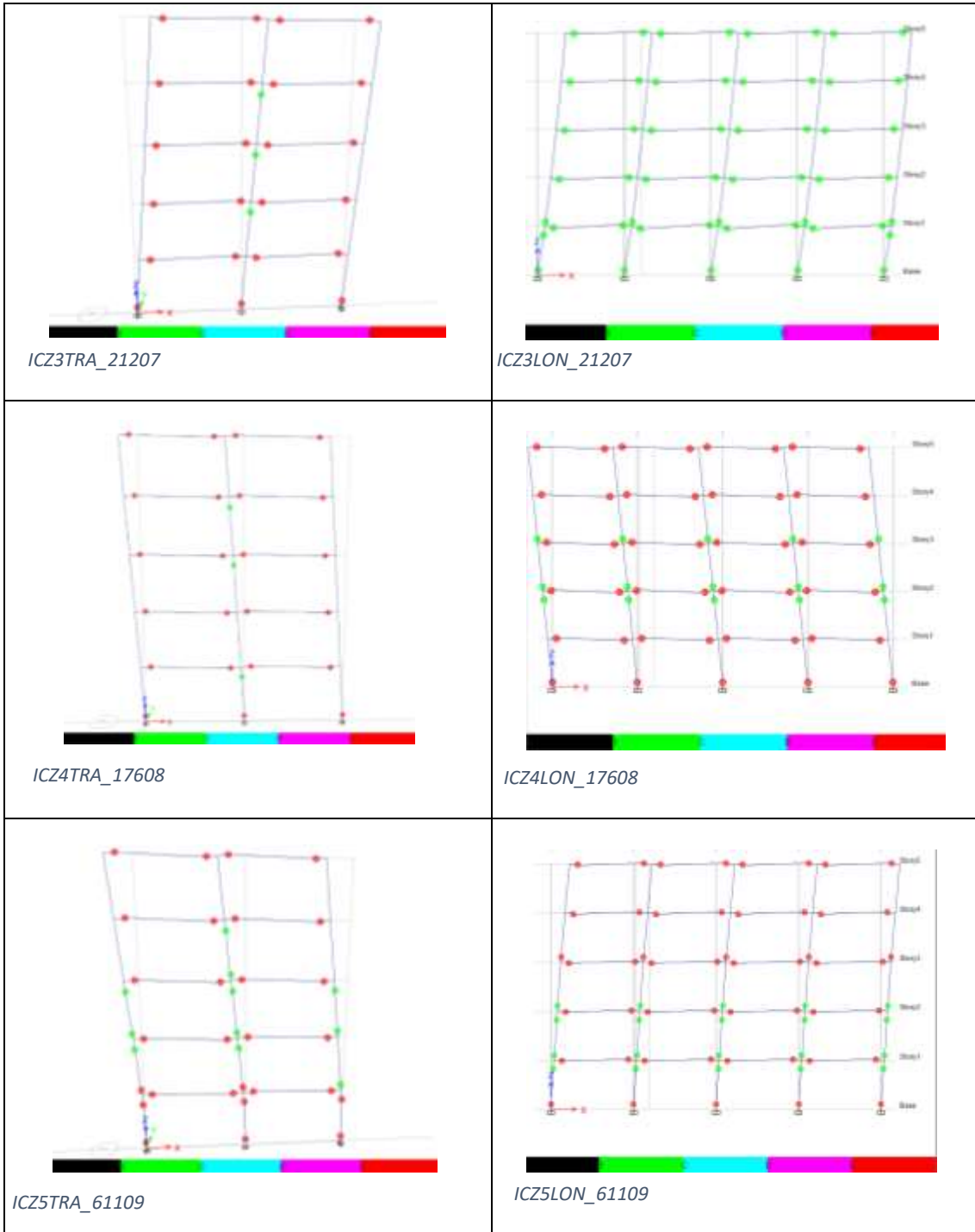
Considerando el criterio con el que ETABS define las rotulas por defecto, cuando los momentos son menores al de fluencia, se considera que el giro es nulo. Por

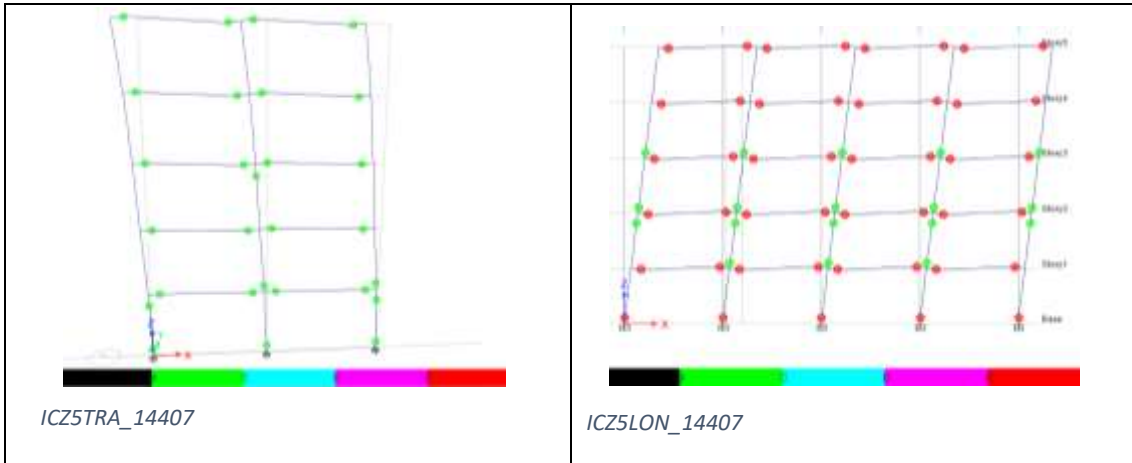


este motivo se observa que, en muchos de los eventos, no se aprecian rótulas formadas, es decir, el evento no produce efectos significativos en la estructura, por lo que los diagramas momentos-curvatura no evidencian giros.

Tabla 3.17-. Panorama de rotulación producido por producidos por registros artificiales compatibles con la norma Inpres Cirsoc.

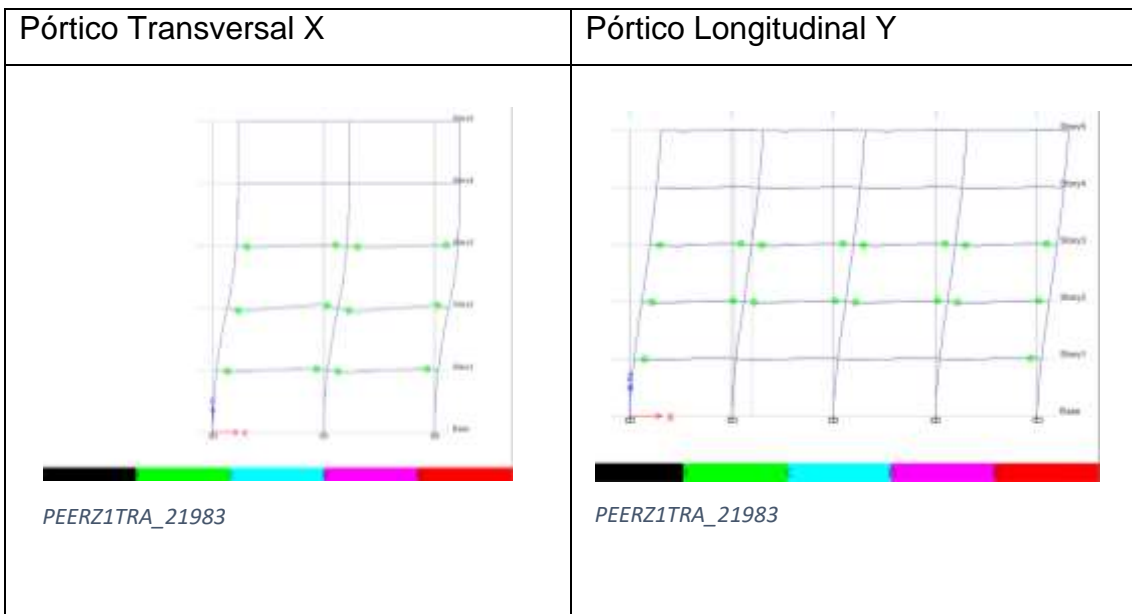


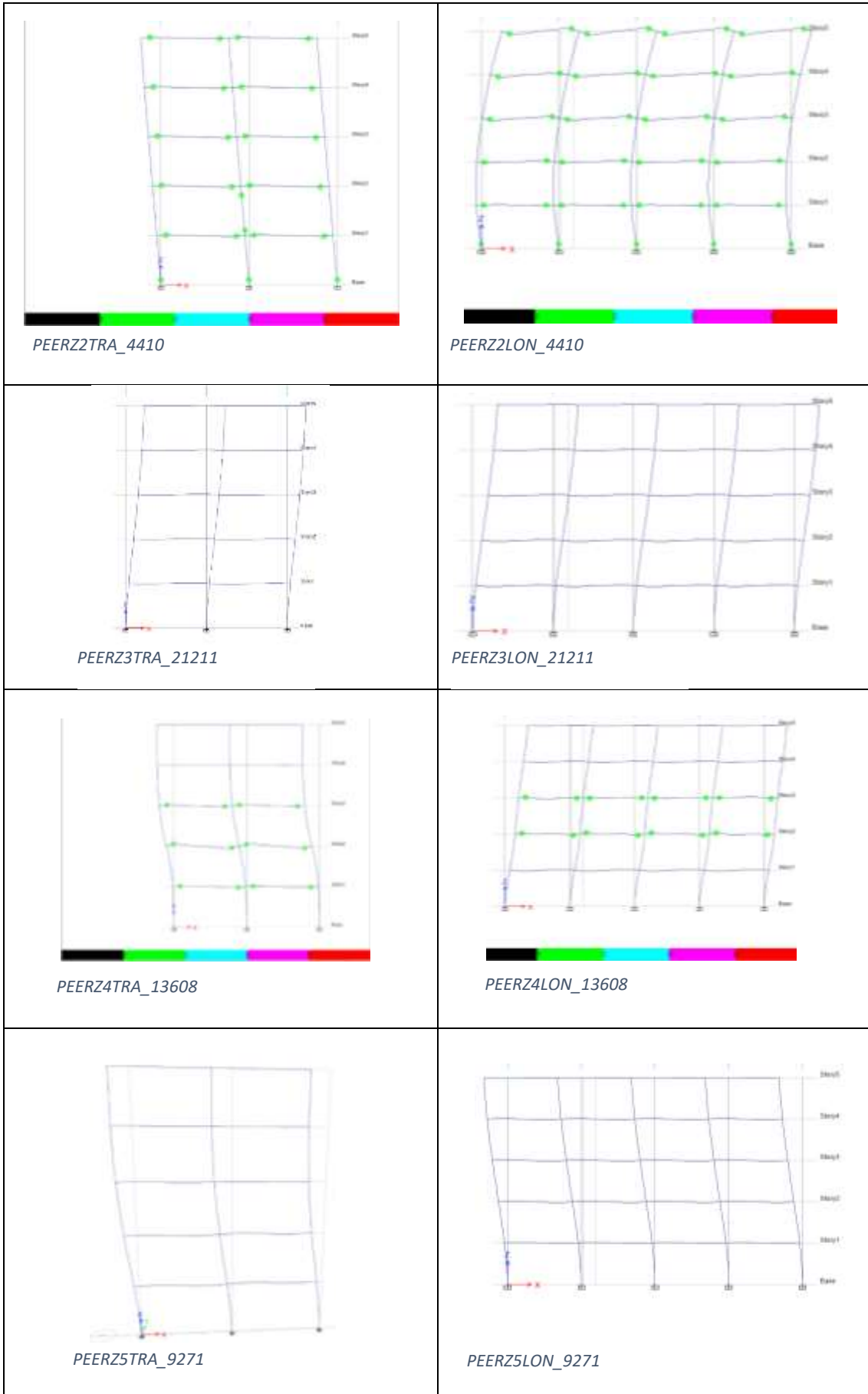




Como ya evidenciaron los resultados de esfuerzos máximos y de desplazamientos, los eventos producidos por registros artificiales compatibles con la norma INPRES CIRSOC fueron los que más comprometieron a la estructura. Se observa que ante estos eventos la estructura incurrió significativamente en su capacidad plástica, llegando a valores muy próximos a su capacidad última. Se observa en reiteradas que las columnas inferiores son las que se aproximan a la capacidad última al igual que la mayoría de las vigas en todos los pisos, destacándose este panorama principalmente en pórticos longitudinales. Se aprecia en distintas ocasiones la aparición de fallas locales.

Tabla 3.18-. Panorama de rotulación producido por registros obtenidos de la base de datos del PEER.







Se observa que los espectros reales denominados PEER, en general, incursionaron en menor medida en la capacidad plástica de la estructura, no desarrollando rotulación en algunos casos.

En general, para el caso de análisis no lineal, el panorama de rotulación varió según el registro aplicado, por lo que en el caso de análisis no lineal el número de tres grupos de registros es bastante exiguo, aun considerando registros cuyos espectros de respuesta se ajustan a los de diseño de la norma. Por ello, es recomendable adoptar valores mínimos más altos, como algunas normas lo requieren (ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures)

Se resume en tabla 3.19 el ordenamiento de los registros que producen las máximas respuestas de la estructura, en términos de esfuerzos y de desplazamientos, y se realiza la comparación con las máximas respuestas obtenidas en el análisis lineal.

Tabla 3.19-. Demandas máximas sobre la estructura y los registros que las producen.

DIRECCION X				
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	Desplazamiento Relativo (cm)	Registro	Desplazamiento Relativo (cm)	Registro
1	8,03	ICZ2_27.2.10	372,5786	ICZ1_8310
2	7,97	ICZ5_14.4.07	219,429	ICZ3_111105
3	7,87	PEERZ2_4.4.10	197,552	ICZ5_14407
4	7,84	ICZ5_6.11.09	180,4169	ICZ5_61109
5	7,76	ICZ3_2.12.07	144,9106	ICZ3_21207
DIRECCION Y				
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	Desplazamiento Relativo (cm)	Registro	Desplazamiento Relativo (cm)	Registro
1	11,48	PEERZ2_4.4.10	803,48	ICZ1_8310
2	6,76	ICZ2_27.2.10	198,20	ICZ5_61109
3	6,67	ICZ2_1.3.10	147,57	ICZ3_21207
4	6,63	ICZ5_14.4.07	126,55	ICZ4_17608
5	6,58	ICZ3_2.12.07	105,57	ICZ2_1310
M3 (KN.cm)				
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	M3 MAX	Registro	M3 MAX	Registro
1	140286,46	PEERZ2_4.4.10	66754,75	ICZ1TRA_8310
2	82844,41	ICZ2_27.2.10	53582,61	ICZ2TRA_1310
3	79614,26	ICZ5_14.4.07	44378,14	ICZ3TRA_111105
4	78927,36	EUZ2_27.2.10	33185,15	ICZ5TRA_61109
5	78887,31	ICZ3_2.12.07	30905,62	ICZ2TRA_27210
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	M3 MIN	Registro	M3 MIN	Registro
1	-140286,46	PEERZ2_4.4.10	-67647,12	ICZ1TRA_8310
2	-82844,41	ICZ2_27.2.10	-52246,05	ICZ2TRA_1310
3	-79614,26	ICZ5_14.4.07	-44503,59	ICZ3TRA_111105
4	-78927,36	EUZ2_27.2.10	-33205,41	ICZ5TRA_61109
5	-78887,31	ICZ3_2.12.07	-28492,26	ICZ4TRA_17608

UCASAL – Facultad de Ingeniería

Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital – SEGUNDA PARTE.



M2 (KN.cm)				
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	M2 MAX	Registro	M2 MAX	Registro
1	106983,41	ICZ5_14.4.07	69637,40	ICZ2LON_1310
2	105668,02	PEERZ2_4.4.10	43868,96	ICZ5LON_61109
3	105126,83	ICZ5_6.11.09	43514,38	ICZ3LON_111105
4	104241,36	ICZ3_2.12.07	39752,08	EUZ2LON_1310
5	102519,2	ICZ2_1.3.10	37181,92	ICZ3LON_21207
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	M2 MIN	Registro	M2 MIN	Registro
1	-107807,81	ICZ2_27.2.10	-57409,28	ICZ2LON_1310
2	-106643,98	ICZ5_14.4.07	-49725,04	ICZ3LON_111105
3	-101981,79	ICZ5_6.11.09	-45122,36	ICZ3LON_21207
4	-101521,48	ICZ4_17.4.08	-42946,46	ICZ5LON_61109
5	-101466,79	ICZ2_1.3.10	-41569,04	EUZ2LON_1310
V2 (KN)				
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	V2 MAX	Registro	V2 MAX	Registro
1	568,24	ICZ5_14.4.07	496,62	ICZ1TRA_8310
2	561,07	PEERZ2_21.2.11	189,30	ICZ2TRA_1310
3	558,45	ICZ5_6.11.09	162,03	ICZ3TRA_111105
4	553,45	ICZ3_2.12.07	157,55	ICZ5TRA_61109
5	544,37	ICZ2_27.2.10	154,60	PEERZ2TRA_4410
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	V2 MIN	Registro	V2 MIN	Registro
1	-572,53	ICZ2_27.2.10	-322,69	ICZ1TRA_8310
2	-566,51	ICZ5_14.4.07	-176,71	ICZ2TRA_1310
3	-541,67	ICZ5_6.11.09	-169,43	ICZ5TRA_61109
4	-539,25	ICZ3_11.11.05	-162,92	ICZ2TRA_27210
5	-538,74	ICZ2_1.3.10	-159,73	PEERZ2TRA_4410
V3 (KN)				
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	V3 MAX	Registro	V3 MAX	Registro
1	711,22	PEERZ2_4.4.10	167,71	ICZ3LON_111105
2	419,98	ICZ2_27.2.10	165,32	ICZ2LON_27210
3	403,64	ICZ5_14.4.07	148,59	ICZ5LON_14407
4	400,132	EUZ2_27.2.10	137,76	ICZ5LON_61109
5	399,91	ICZ3_2.12.07	123,28	ICZ3LON_21207
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	V3 MIN	Registro	V3 MIN	Registro
1	-663,75	PEERZ2_4.4.10	-168,35	ICZ2LON_27210
2	-413,75	ICZ2_1.3.10	-150,34	ICZ3LON_111105
3	-410,27	ICZ5_14.4.07	-143,07	ICZ4LON_17608
4	-408,58	ICZ3_8.3.10	-139,65	EUZ2LON_1310
5	-398,81	ICZ2_27.2.10	-114,03	ICZ5LON_61109
P (KN)				
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	P MAX	Registro	P MAX	Registro
1	1358,56	PEERZ2_4.4.10	291,86	ICZ2LON_1310
2	1064,96	ICZ2_27.2.10	176,53	ICZ1TRA_8310
3	931,57	ICZ5_6.11.09	116,97	ICZ4LON_17608
4	922,183	ICZ1_8.3.10	116,90	ICZ2LON_27210
5	916,401	ICZ5_14.4.07	116,35	ICZ5LON_61109
Posicion	Analisis Lineal		Analisis No Lineal	
	P MIN	Registro	P MIN	Registro
1	-1358,56	PEERZ2_4.4.10	-297,62	ICZ2LON_1310
2	-1064,96	ICZ2_27.2.10	-176,53	ICZ1TRA_8310
3	-931,57	ICZ5_6.11.09	-160,28	ICZ5LON_14407
4	-922,183	ICZ1_8.3.10	-118,54	ICZ4LON_17608
5	-916,401	ICZ5_14.4.07	-117,06	ICZ2LON_27210



Se desprende que los registros compatibles con la norma INPRES CIRSOC generaron las máximas respuestas, coincidiendo con los resultados obtenidos en el análisis lineal. En ambos casos los valores máximos de demanda fueron producidos por los siguientes registros: ICZ2_27.2.10, ICZ2_1.3.10, ICZ5_14.04.07.

En cuanto a desplazamientos, existen coincidencias sobre los registros que produjeron los mayores valores, que son ICZ2_27.2.10, ICZ1_8.3.10 y PEERZ2_4.4.10. Los valores máximos en cuanto a momento, corte y esfuerzo axial se producen con los registros ICZ2_27.2.10, ICZ2_1.3.10, ICZ5_6.11.09 y PEERZ2_4.4.10. En general, en el análisis no lineal se observó también que no se presentaron respuestas más elevadas producidas por el registro ICZ1_8.3.10, mientras que aquellas producidas por el registro PEERZ2_4.4.10 fueron menos significativas que en análisis lineal.



Capítulo 4

MODELO SIMPLIFICADO: Oscilador Simple



En el presente capítulo se enuncian los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal de un modelo simplificado de la estructura, bajo la acción de la totalidad de eventos considerados a lo largo del trabajo. El objetivo es evaluar la eficiencia de aplicar un modelo simplificado para la selección de acelerogramas para el análisis del comportamiento global de la estructura.

Para el modelo simplificado se optó por la definición de un oscilador simple de un grado de libertad. Se ha observado en el análisis modal de la estructura real que, debido a la significativa regularidad en su distribución, el primer modo de vibrar prevalece en la respuesta dinámica con una participación de más del 80% de la masa, motivo por el cual se definieron las características dinámicas del oscilador simple en base al primer modo de vibrar de la estructura completa. Como modelo constitutivo para el hormigón armado, se adoptó el modelo de Baber y Wen (1981). Se determinaron parámetros de daño estructural, y se clasificaron aquellos eventos que generaron mayor demanda. Finalmente se relacionan los parámetros de respuesta con los del análisis lineal y no lineal, obtenidos y desarrollados en capítulos anteriores.

El análisis se programó en lenguaje Fortran, y los datos de entrada necesarios para ejecutar el mismo son la masa y rigidez del oscilador, el acelerograma, su variación en el tiempo y la cantidad de puntos del mismo. Como datos de salida, ofrece los siguientes parámetros: desplazamiento de fluencia, desplazamientos máximos, mínimos y absolutos, cantidad de veces que sobrepasa el valor de fluencia, índice de ductilidad, índice de Zahrah y Hall, parámetro de Banon-Veneziano, parámetro de Mahin-Bertero, parámetro de Park-Ang, y, por último, fuerzas de fluencia máxima y mínima.

4.1 Parámetros de daño estructural para hormigón armado (Orosco,2004)

4.1.1. Índice de Banon y Veneziano

El parámetro propuesto por Banon y Veneziano es muy usado en el campo estructural. Se define como

$$IBV = \sqrt{d_1^2 + d_2^2} \quad (4.1)$$



donde $d_1 = \mu_s - 1$, siendo μ_s la ductilidad cinemática, que se define como

$$\mu_s = \frac{x_{max}}{x_y} \quad (4.2)$$

y el segundo componente del índice refleja conceptos energéticos, expresados como

$$d_2 = a \left(\frac{E_h}{E_e} \right)^b \quad (4.3)$$

donde se observa que la energía histerética (o inelástica) se normaliza con respecto a la elástica ($E_e = \frac{1}{2} F_y u_y$) y se la afecta por los parámetros a y b , que se determinan experimentalmente; para estructuras de hormigón armado, se recomienda adoptar valores de 1,1 y 0,38, respectivamente. Tienen en cuenta el deterioro del material por las deformaciones cíclicas.

Bosco et al. consideran ambos contribuyentes del índice de daño en forma separada, definiendo la ductilidad de desplazamiento cíclico como

$$\mu_c = \frac{x_{max} - x_{min}}{x_y} \quad (4.4)$$

y la energía disipada normalizada como $E_h / (F_y x_y)$. Mahin y Bertero definen la ductilidad en función de conceptos energéticos de modo similar.

$$\mu_e = \frac{E_h}{F_y x_y} + 1 \quad (4.5)$$

4.1.2. Índice de Zarah y Hall

Zarah y Hall propusieron un índice N que es igual a la relación entre la energía histerética disipada y el área bajo la curva monotónica resistencia-desplazamiento obtenidas al someter a un sistema de un grado de libertad a excitación sísmica.



$$N = \frac{E_H}{m \omega_0^2 u_y^2 (\mu - 1)} \quad (4.6)$$

donde m_0 es la frecuencia natural, u_y , el desplazamiento de fluencia y μ es el máximo factor de ductilidad obtenido por el oscilador simple considerado. Se observa que no se obtiene un valor único para N, ya que dependerá de las características del oscilador. Además, no es apropiado su uso para cuando el sistema presenta altos valores de ductilidad, en sismos de larga duración. *Rodríguez* modificó este factor (y extendió su uso para sistemas de varios grados de libertad) reemplazando el término en el denominador de la ecuación anterior, por la energía de deformación elástica guardada por el sistema mientras el último nivel se desplaza en una medida aceptable. Esta modificación no cambia el hecho de la fuerte dependencia del factor con la estructura, ya que esta energía depende también de las especiales propiedades del oscilador, como todos los parámetros de daño expuestos en este párrafo.

4.1.3. Parámetro de Park y Ang

Es uno de los más usados para estructuras de hormigón armado. Se define como:

$$IPA = \frac{1}{\mu_u} \left(\mu + \beta \frac{E_h}{F_y x_y} \right) \quad (4.7)$$

donde

μ_u : máxima ductilidad bajo carga monotónica.

F_y : resistencia del sistema.

x_y : deformación de la primera fluencia.

β : parámetro empírico que tiene en cuenta la degradación de la resistencia y está en función de las características de la sección transversal, como dimensiones, armadura longitudinal y transversal, separaciones entre armaduras, resistencia del hormigón, etc. A fines informativos se muestra la expresión que proponen *Park y Ang*.



$$\beta = \left(-0.447 + 0.73 \frac{L_s}{d} + 0.24 \eta_0 + 0.314 p_t \right) 0.7^{\rho_s} \quad (4.8)$$

η_0 es la fuerza normal axial normalizada, igual a

$$\eta_0 = \frac{N}{bd f'_c} \quad (4.9)$$

ρ_s es la relación en volumen de la armadura transversal (estribos), con respecto al área del núcleo de hormigón, por unidad de longitud

$$\rho_s = \frac{2A_v}{s_h h'}$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{bd} \quad (4.10)$$

$\frac{L_s}{d}$ es la sección crítica para los esfuerzos cortantes; f'_c es la resistencia a compresión del hormigón. Resultados experimentales arrojaron para este parámetro valores ubicados entre 0.03 y 1.2, con un valor medio de 0.15, que es el que se tomó en este trabajo.

4.2. Definición del oscilador

Como dato principal es necesario la masa de la estructura, se procede a realizar su cálculo:

Tabla 4. 8- Determinación de la masa de la estructura.

P/ Nivel 1 a 3						
Elemento	x(m)	y(m)	z(m)	Vol(m3)	P.E (tn/m3)	Peso (tn)
V - 101	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 102	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 103	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 104	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 105	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 106	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 107	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 108	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 109	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 110	4,55	0,2	0,5	0,455	2,4	1,092
V - 111	0,2	4,4	0,5	0,440	2,4	1,056
V - 112	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 113	0,2	4,4	0,5	0,440	2,4	1,056

UCASAL – Facultad de Ingeniería

Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital – SEGUNDA PARTE.



V - 114	0,2	4,4	0,5	0,440	2,4	1,056
V - 115	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 116	0,2	4,4	0,5	0,440	2,4	1,056
V - 117	0,2	4,4	0,5	0,440	2,4	1,056
V - 118	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 119	0,2	4,4	0,5	0,440	2,4	1,056
V - 120	0,2	4,4	0,5	0,440	2,4	1,056
V - 121	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 122	0,2	4,4	0,5	0,440	2,4	1,056
Losa 1	23		0,15	3,450	2,4	8,280
Losa 2	23		0,15	3,450	2,4	8,280
Losa 3	23		0,15	3,450	2,4	8,280
Losa 4	23		0,15	3,450	2,4	8,280
Losa 5	23		0,15	3,450	2,4	8,280
Losa 6	23		0,15	3,450	2,4	8,280
C - 101	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 102	0,6	0,3	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 103	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 104	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 105	0,6	0,3	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 106	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 107	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 108	0,6	0,3	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 109	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 110	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 111	0,6	0,3	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 112	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 113	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 114	0,6	0,3	2,8	0,504	2,4	1,2096
C - 115	0,3	0,6	2,8	0,504	2,4	1,2096
					Peso	91,704
					Masa	9,348

P/ Nivel 4						
Elemento	x(m)	y(m)	z(m)	Vol(m3)	P.E (tn/m3)	Peso (tn)
V - 401	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 402	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 403	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 404	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 405	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 406	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 407	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 408	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 409	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 410	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 411	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080

UCASAL – Facultad de Ingeniería

Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital – SEGUNDA PARTE.



V - 412	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 413	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 414	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 415	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 416	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 417	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 418	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 419	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 420	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 421	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 422	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
Losa 1	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 2	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 3	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 4	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 5	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 6	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
C - 401	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 402	0,5	0,3	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 403	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 404	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 405	0,5	0,3	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 406	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 407	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 408	0,5	0,3	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 409	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 410	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 411	0,5	0,3	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 412	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 413	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 414	0,5	0,3	2,8	0,42	2,4	1,008
C - 415	0,3	0,5	2,8	0,42	2,4	1,008

Peso 89,014

Masa 9,074

P/ Nivel 5						
Elemento	x(m)	y(m)	z(m)	Vol(m3)	P.E (tn/m3)	Peso (tn)
V - 401	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 402	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 403	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 404	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 405	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 406	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 407	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 408	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 409	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104

UCASAL – Facultad de Ingeniería

Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital – SEGUNDA PARTE.



V - 410	4,6	0,2	0,5	0,460	2,4	1,104
V - 411	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 412	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 413	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 414	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 415	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 416	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 417	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 418	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 419	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 420	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
V - 421	0,2	4,7	0,5	0,470	2,4	1,128
V - 422	0,2	4,5	0,5	0,450	2,4	1,080
Losa 1	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 2	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 3	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 4	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 5	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
Losa 6	23,01		0,15	3,452	2,4	8,284
C - 401	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 402	0,5	0,3	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 403	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 404	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 405	0,5	0,3	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 406	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 407	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 408	0,5	0,3	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 409	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 410	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 411	0,5	0,3	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 412	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 413	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 414	0,5	0,3	1,48	0,222	2,4	0,5328
C - 415	0,3	0,5	1,48	0,222	2,4	0,5328
Peso						81,886
Masa						8,347



Tabla 4. 9- Masa por nivel de la estructura.

Unidades	Tn.S2/m
Masa 1	9,348
Masa 2	9,348
Masa 3	9,348
Masa 4	9,074
Masa 5	8,347
	45,465 Tn s2/m
	446,011 KN s2/m

El valor de la masa es afectado por el porcentaje del modo máximo obtenido en el análisis modal en ETABs, esto es para obtener la masa efectiva de la estructura.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	0,981	0,8096	0	0
Modal	2	0,883	0	0,8009	0
Modal	3	0,815	0	0	0
Modal	4	0,312	0,1111	0	0
Modal	5	0,278	0	0,1136	0
Modal	6	0,26	0	0	0
Modal	7	0,168	0,0454	0	0
Modal	8	0,147	0	0,0478	0
Modal	9	0,139	0	0	0
Modal	10	0,112	0,0223	0	0
Modal	11	0,096	0	0,0244	0
Modal	12	0,092	0	0	0
Modal	13	0,083	0,0115	0	0
Modal	14	0,069	0	0,0132	0
Modal	15	0,067	0	0	0

Figura 4. 1- Resultados del análisis modal realizado en ETABs.

Como se observa en la figura 4.1, el modo 1 es el que tiene mayor valor, por lo que se procede a obtener la masa efectiva:

$$Masa\ m = 446,011 \frac{KN.S^2}{m}$$

$$Masa\ efectiva\ m_e = 446,011 \frac{KN.S^2}{m} * 0,8096 = 361,09 \frac{KN.S^2}{m}$$



A continuación, se determina el valor de rigidez. Para ello se utiliza la tradicional fórmula que vincula frecuencia, masa y rigidez. Como se menciona anteriormente, la frecuencia y el periodo son datos obtenidos anteriormente en el análisis modal.

Periodo modo 1 = 0,981

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{0,981} = 6,40$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m_e}} \left[\frac{rad}{seg} \right] \tag{4.11}$$

$$k = \omega^2 m_e = 6,40^2 \cdot 361,09 = 14812,8 \frac{KN}{m}$$

Del análisis Pushover realizado y desarrollado en capítulos anteriores se obtiene el valor de la fuerza de fluencia máximo.

$$F_y = 420 \text{ KN}$$

4.3. Análisis de los resultados

En el siguiente cuadro se detallan los resultados obtenidos del análisis en términos de desplazamientos y parámetros de daños con los eventos considerados. Se observa que para obtener resultados globales más específicos se analizan todos los eventos estudiados en la primera parte del trabajo final, esto se realiza para ver si se encuentra alguna anomalía, o si se conservan los acelerogramas con efectos más graves en la estructura.

Tabla 4. 10- Resultados del análisis del oscilador en términos de desplazamiento.

Acelerograma			DESP FLUENCIA	DESP MAXIMO	DESP MINIMO	DESP MAXIMO ABSOLUTO
ESPECTROS ÚLTIMOS	Zona	Evento				
	1	EUZ1LON_8310	0,000	0,014	-0,027	0,027
		EUZ1TRA8310	0,000	0,014	-0,019	0,019
	2	EUZ2LON1310	0,049	0,070	-0,037	0,070
		EUZ2TRA1310	0,041	0,046	-0,048	0,048
		EUZ2LON27210	0,075	0,083	-0,071	0,083
		EUZ2TRA27210	0,042	0,084	-0,106	0,106
	3	EUZ3LON21207	0,000	0,008	-0,008	0,008
		EUZ3TRA21207	0,000	0,008	-0,007	0,008
		EUZ3LON111105	0,000	0,008	-0,008	0,008
	4	EUZ3TRA111105	0,000	0,007	-0,008	0,008
EUZ4LON17608		0,000	0,017	-0,031	0,031	

UCASAL – Facultad de Ingeniería

Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital – SEGUNDA PARTE.



IC103	5	EUZ4TRA17608	0,000	0,035	-0,015	0,035
		EUZ5LON_61109	0,000	0,008	-0,008	0,008
		EUZ5TRA_61109	0,000	0,007	-0,008	0,008
		EUZ5LON_14407	0,000	0,008	-0,007	0,008
		EUZ5TRA_14407	0,000	0,007	-0,007	0,007
	1	ICZ1LON_8310	0,046	0,432	-0,708	0,708
		ICZ1TRA_8310	0,047	0,139	-0,267	0,267
	2	ICZ2LON_1310	0,048	0,134	-0,252	0,252
		ICZ2TRA_1310	0,051	0,187	-0,039	0,187
		ICZ2LON_27210	0,055	0,164	-0,062	0,164
	3	ICZ2TRA_27210	0,059	0,105	-0,099	0,105
		ICZ3LON_21207	0,048	0,040	-0,096	0,096
		ICZ3TRA_21207	0,059	0,133	-0,021	0,133
		ICZ3LON_111105	-0,047	0,050	-0,185	0,185
	4	ICZ3TRA_111105	-0,044	0,146	-0,067	0,146
		ICZ4LON_17608	-0,055	0,031	-0,152	0,152
		ICZ4TRA_17608	-0,062	-0,051	-0,102	0,102
	5	ICZ5LON_61109	0,040	0,076	-0,165	0,165
		ICZ5TRA_61109	-0,047	0,067	-0,183	0,183
		ICZ5LON_14407	0,049	0,090	-0,078	0,090
ICZ5TRA_14407		0,043	0,081	-0,097	0,097	
REALES	1	PEERZ1LON_21983	0,000	0,010	-0,010	0,010
		PEERZ1TRA_21983	0,000	0,014	-0,011	0,014
	2	PEERZ2LON_4410	-0,076	0,035	-0,116	0,116
		PEERZ2TRA_4410	0,074	0,074	-0,044	0,074
	3	PEERZ3LON_21211	0,000	0,004	-0,003	0,004
		PEERZ3TRA_21211	0,000	0,002	-0,002	0,002
	4	PEERZ4LON_13608	0,000	0,010	-0,010	0,010
		PEERZ4TRA_13608	0,000	0,008	-0,009	0,009
	5	PEERZ5LON_9271	0,000	0,003	-0,003	0,003
		PEERZ5TRA_9271	0,000	0,003	-0,003	0,003

Tabla 4. 11- Resultados del análisis del oscilador en términos de parámetros de daño.

Acelerograma		VECES QUE SE SOBREPASA LA FY	INDICE DE DUCTILIDAD	INDICE DE ZAHRAH Y HALL	DUCTILIDAD DE DESP. CICLICO (CDD)	PARAMETRO DE BANON-VENEZIANO	PARAMETRO DE MAHIN-BERTERO	PARAMETRO DE PARK-ANG	Fuerza de fluencia máxima	Fuerza de fluencia mínima
Zona	Evento									
ESPECTROS ÚLTIMOS	1	EUZ1LON_8310	no hay desplazamiento de fluencia						223,312	-326,207
		EUZ1TRA8310	no hay desplazamiento de fluencia						203,647	-232,569
	2	EUZ2LON1310	34,000	1,438	11,009	2,198	2,434	8,742	0,194	
		EUZ2TRA1310	7,000	1,182	54,770	2,309	2,960	14,466	0,337	
		EUZ2LON27210	35,000	1,108	34,127	2,060	2,545	10,074	0,227	
		EUZ2TRA27210	84,000	2,544	6,875	4,549	3,414	15,566	0,364	
	3	EUZ3LON21207	no hay desplazamiento de fluencia						119,546	-116,279
		EUZ3TRA21207	no hay desplazamiento de fluencia						121,621	-110,220
		EUZ3LON111105	no hay desplazamiento de fluencia						124,433	-116,771
		EUZ3TRA111105	no hay desplazamiento de fluencia						113,940	-118,024
	4	EUZ4LON17608	no hay desplazamiento de fluencia						341,807	-356,891
		EUZ4TRA17608	no hay desplazamiento de fluencia						387,142	-315,422
	5	EUZ5LON_61109	no hay desplazamiento de fluencia						110,151	-115,090
		EUZ5TRA_61109	no hay desplazamiento de fluencia						103,874	-108,932
		EUZ5LON_14407	no hay desplazamiento de fluencia						114,387	-105,251
		EUZ5TRA_14407	no hay desplazamiento de fluencia						106,140	-104,008

UCASAL – Facultad de Ingeniería

Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital – SEGUNDA PARTE.



IC103	1	ICZ1LON_8310	579,000	15,348	16,384	24,721	17,642	357,820	8,921		
		ICZ1TRA_8310	473,000	5,701	14,964	8,675	8,045	109,480	2,712		
	2	ICZ2LON_1310	199,000	5,210	7,137	7,976	6,373	48,862	1,197		
		ICZ2TRA_1310	100,000	3,674	4,355	4,432	4,327	20,501	0,488		
		ICZ2LON_27210	95,000	2,975	4,661	4,099	3,765	17,683	0,417		
		ICZ2TRA_27210	110,000	1,796	12,453	3,490	3,469	20,130	0,478		
	3	ICZ3LON_21207	56,000	2,014	8,117	2,843	3,084	13,973	0,324		
		ICZ3TRA_21207	33,000	2,269	3,221	2,630	2,723	8,869	0,197		
		ICZ3LON_111105	78,000	3,910	5,748	4,970	4,781	26,989	0,650		
	4	ICZ3TRA_111105	86,000	3,344	8,104	4,878	4,519	28,270	0,682		
		ICZ4LON_17608	56,000	2,749	2,992	3,303	3,128	10,546	0,239		
	5	ICZ4TRA_17608	28,000	1,632	4,738	2,447	2,283	7,150	0,154		
		ICZ5LON_61109	187,000	4,078	15,048	5,954	6,100	62,647	1,541		
		ICZ5TRA_61109	139,000	3,920	11,540	5,341	5,732	52,889	1,297		
ICZ5LON_14407		107,000	1,820	19,819	3,409	3,902	27,375	0,659			
		ICZ5TRA_14407	67,000	2,257	11,926	4,131	3,734	22,287	0,532		
REALES	1	PEERZ1LON_21983	no hay desplazamiento de fluencia						157,006	-145,053	
		PEERZ1TRA_21983	no hay desplazamiento de fluencia						199,323	-176,126	
	2	PEERZ2LON_4410	162,000	1,532	6,133	1,991	2,499	9,150	0,204		
		PEERZ2TRA_4410	55,000	1,004	725,440	1,590	2,208	7,259	0,156		
	3	PEERZ3LON_21211	no hay desplazamiento de fluencia						52,121	-47,970	
		PEERZ3TRA_21211	no hay desplazamiento de fluencia						31,416	-28,795	
	4	PEERZ4LON_13608	no hay desplazamiento de fluencia						144,881	-158,161	
		PEERZ4TRA_13608	no hay desplazamiento de fluencia						128,582	-134,537	
	5	PEERZ5LON_9271	no hay desplazamiento de fluencia						44,184	-47,056	
		PEERZ5TRA_9271	no hay desplazamiento de fluencia						45,421	-41,135	

Se resume en la siguiente tabla el ordenamiento de los registros que producen las máximas respuestas de la estructura, según los parámetros tenidos en cuenta en el análisis.

Tablas 4. 12- Demandas máximas en el oscilador y los registros que las producen.

Evento	DESP FLUENCIA
EUZ2LON27210	0,0747
PEERZ2TRA_4410	0,0742
ICZ2TRA_27210	0,0587
ICZ3TRA_21207	0,0585
ICZ2LON_27210	0,0550

Evento	DESP MAXIMO
ICZ1LON_8310	0,4322
ICZ2TRA_1310	0,1869
ICZ2LON_27210	0,1638
ICZ3TRA_111105	0,1458
ICZ1TRA_8310	0,1394

UCASAL – Facultad de Ingeniería

Análisis de los requerimientos de la norma IC103 en cuanto al número y características de los acelerogramas para su utilización en el análisis dinámico de estructuras con aplicación al caso de un edificio típico de mediana altura ubicado en Salta Capital – SEGUNDA PARTE.



Evento	DESP MAXIMO ABSOLUTO
ICZ1LON_8310	0,7077
ICZ1TRA_8310	0,2671
ICZ2LON_1310	0,2521
ICZ2TRA_1310	0,1869
ICZ3LON_111105	0,1846

Evento	DESP MINIMO
PEERZ3TRA_21211	-0,0019
PEERZ5TRA_9271	-0,0028
PEERZ5LON_9271	-0,0032
PEERZ3LON_21211	-0,0032
EUZ5TRA_14407	-0,0069

Evento	INDICE DE DUCTILIDAD
ICZ1LON_8310	15,3480
ICZ1TRA_8310	5,7005
ICZ2LON_1310	5,2100
ICZ5LON_61109	4,0779
ICZ5TRA_61109	3,9197

Evento	VECES QUE SE SOBREPASA LA FY
ICZ1LON_8310	579,0000
ICZ1TRA_8310	473,0000
ICZ2LON_1310	199,0000
ICZ5LON_61109	187,0000
PEERZ2LON_4410	162,0000

Evento	DUCTILIDAD DE DESP. CICLICO (CDD)
ICZ1LON_8310	24,7210
ICZ1TRA_8310	8,6749
ICZ2LON_1310	7,9759
ICZ5LON_61109	5,9536
ICZ5TRA_61109	5,3414

Evento	INDICE DE ZAHRAH Y HALL
PEERZ2TRA_4410	725,4400
EUZ2TRA1310	54,7700
EUZ2LON27210	34,1270
ICZ5LON_14407	19,8190
ICZ1LON_8310	16,3840

Evento	PARAMETRO DE MAHIN- BERTERO
ICZ1LON_8310	357,8200
ICZ1TRA_8310	109,4800
ICZ5LON_61109	62,6470
ICZ5TRA_61109	52,8890
ICZ2LON_1310	48,8620

Evento	PARAMETRO DE BANON- VENEZIANO
ICZ1LON_8310	17,6420
ICZ1TRA_8310	8,0447
ICZ2LON_1310	6,3726
ICZ5LON_61109	6,1004
ICZ5TRA_61109	5,7324



Evento	PARAMETRO DE PARK-ANG
ICZ1LON_8310	8,9206
ICZ1TRA_8310	2,7119
ICZ5LON_61109	1,5412
ICZ5TRA_61109	1,2972
ICZ2LON_1310	1,1965

Finalmente, se sintetiza en tabla 4.6 los eventos más significativos que dieron mayores parámetros de demanda en términos de desplazamiento y esfuerzos internos en el Análisis Lineal en la estructura completa y Análisis No Lineal en pórticos representativos, y en términos de desplazamientos y parámetros de daño considerados en el análisis no lineal en modelo de oscilador simple.

Tabla 4. 13- Eventos más significativos según los resultados obtenidos en cada análisis.

Oscilador	A. lineal	A. no lineal
ICZ1_8310	ICZ2_27210	ICZ5_61109
ICZ2_1310	ICZ5_14407	ICZ5_14407
ICZ5_61109	PEERZ2_4410	ICZ2_27210
PEERZ2_4410	ICZ3_21207	PEERZ2_4410
ICZ2_27210	ICZ5_61109	ICZ3_21207

Se desprende que, en los tres casos, los eventos que generaron las máximas respuestas corresponden a los registros compatibles con la norma INPRES CIRSOC. Se destacan en los tres casos los eventos asociados a zona 2 y 5, así como el registro PEERZ2_4.4.10. Por último, se observa que los acelerogramas compatibles con los llamados Espectros Últimos no presentan influencia significativa en los tres análisis realizados.

Al comparar los resultados obtenidos entre el análisis de pórticos representativos y del modelo de oscilador simple, ambos de tipo no lineal, se observa que tres de los cinco eventos más significativos coinciden. Llaman la atención los dos eventos restantes señalados en el análisis del oscilador, no denunciados por los resultados de los pórticos. Esto se puede explicar analizando el panorama de

rotulación producido en los pórticos bajo la acción de dichos eventos, resultado del análisis no lineal paso a paso desarrollado en el capítulo 3.

Se observa en las figuras 4.2 y 4.3 que se incursionó significativamente en la capacidad plástica de los elementos estructurales, donde el esquema de colores muestra rótulas en vigas y columnas con un agotamiento en su capacidad de rotación plástica de acuerdo con la relación fuerza-deformación propuesta por FEMA-356. Los diagramas fuerza- desplazamiento obtenidos del análisis del modelo de oscilador simple confirman dicho comportamiento (figuras 4.4 y 4.5).

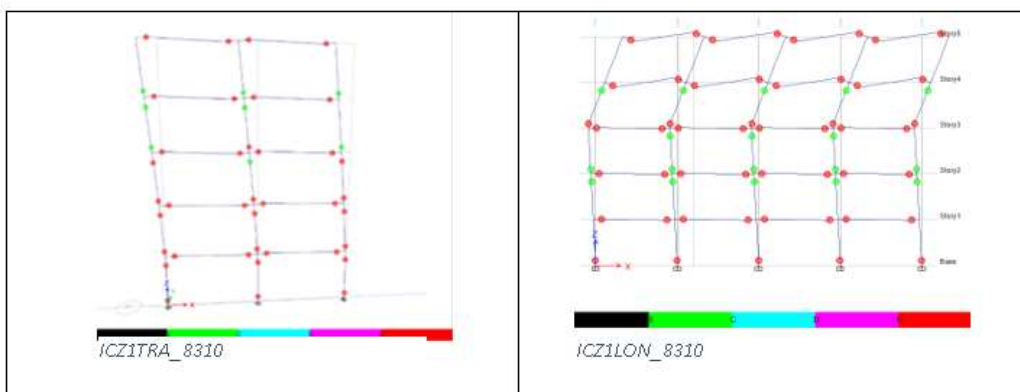


Figura 4. 4- Panorama de rotulación ICZ1_8310.

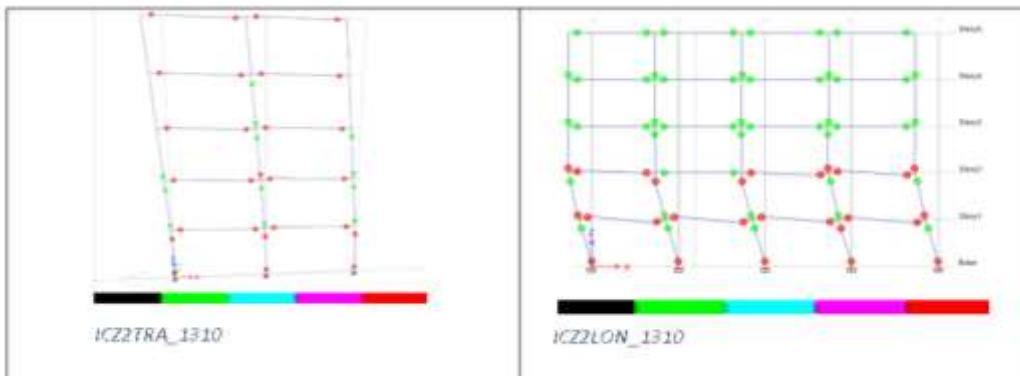


Figura 4. 3- Panorama de rotulación ICZ2_1310.

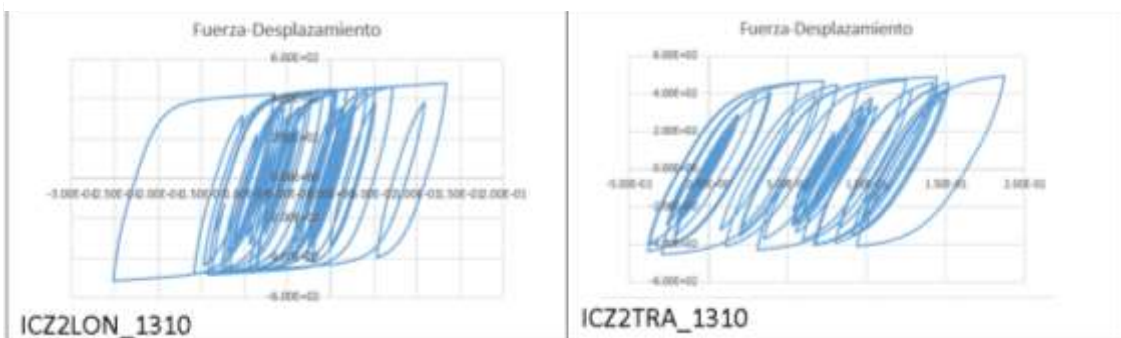


Figura 4. 2- Diagrama Fuerza-Desplazamiento ICZ1_1310.

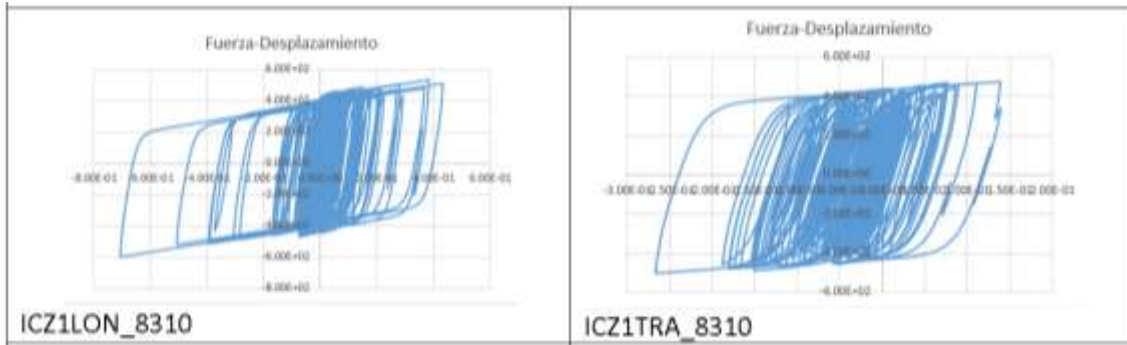


Figura 4. 5- Diagrama Fuerza-Desplazamiento ICZ1_8310.

De esta comparación se puede inferir que considerar los primeros cinco eventos más significativos puede resultar insuficiente. Como se observó en este caso, dos eventos no enunciados en los resultados del análisis no lineal paso a paso comprometen significativamente a la estructura, evidenciando debilidad estructural relevante en distintas zonas. Por lo tanto, es conveniente considerar un mayor número de eventos para el análisis no lineal, de modo que adoptar por ejemplo las recomendaciones de la norma ASCE/SEI 7-16 parece ser lo más apropiado (un mínimo de 11 historias en el tiempo).

Se puede concluir que la definición de este modelo simplificado representa cualitativamente el comportamiento de la estructura real. Su definición permite analizar una cantidad de eventos significativamente mayor de la que se puede en un software de elementos finitos por el tiempo que requiere. De esta forma, el uso del oscilador permite seleccionar rápidamente aquellos eventos que generen las máximas respuestas, y utilizar los mismos en el análisis por elementos finitos de la estructura completa.



Capítulo 5

CONCLUSIONES



En esta segunda parte del trabajo, se analizaron los requisitos a cumplir, en cuanto a tipo y número de acelerogramas, para asegurar la obtención de resultados límites y significativos de la estructura tipo bajo estudio, sometida a análisis dinámico no lineal; en la primera parte, se hizo lo propio en el caso de aplicar análisis dinámico lineal.

Se consideraron tanto los registros como la estructura utilizados en la primera parte de este estudio. Para el modelado de la estructura, en este caso, se consideró el diseño de las secciones, en cuanto a armaduras tanto longitudinales como transversales. El diseño de la estructura responde a lineamientos de la norma IC103.

El software utilizado fue ETABS, y se aplicaron todos los valores por defecto del mismo. Esto es así, ya que este trabajo pone énfasis en los registros a utilizarse y no en el análisis de la estructura como tal; por otro lado, las normas argentinas no prescriben nada para el caso del análisis dinámico no lineal por lo que mantener parámetros según normas ASCE 7-10, ASCE 41-13 y ACI 318-14 en este caso no es de suma importancia.

Se realizó primeramente un análisis estático no lineal (pushover), con el fin de hacer un estudio comparativo entre la respuesta de la estructura completa y la respuesta de pórticos (uno en cada dirección principal). Los resultados del mismo, muestran que la estructura no incursiona en la plastificación en forma notoria, tanto si se la considera completa como tomando los dos pórticos en ambas direcciones. Incluso, en el segundo caso es menor la plastificación que en el primero.

En cuanto al análisis dinámico no lineal fue aplicado tanto a la estructura completa como a los dos pórticos representativos en cada dirección. En el caso de la estructura completa, se pudo arribar a resultados sólo en el caso de 4 acelerogramas. Estos mismos acelerogramas fueron aplicados a los dos pórticos representativos y los resultados no evidenciaron diferencias significativas en la mayoría de los casos. Se concluyó que el analizar pórticos representa en manera



adecuada la respuesta de la estructura completa en términos de esfuerzos. Por ello, los dos pórticos fueron analizados por el método dinámico no lineal paso a paso considerando todos los acelerogramas tenidos en cuenta en el análisis lineal.

Se adoptaron como parámetros estructurales de demanda esfuerzos y desplazamientos relativos. Los resultados evidenciaron diferencias entre los valores de respuesta obtenidos en el análisis lineal y no lineal en estos términos, siendo ampliamente mayores los primeros. Esto se justifica en el hecho que en el análisis no lineal se tiene en cuenta la pérdida de rigidez, aproximándose más al comportamiento real de la estructura.

Sin embargo, se evidenció que los registros compatibilizados con el espectro de diseño de la norma IC103 generaron los mayores esfuerzos y desplazamientos relativos, coincidiendo con los resultados obtenidos en el análisis lineal. Siguiendo en orden de magnitud, se encuentran los registros definidos con la misma génesis y características macrosísmicas de las zonas sismogénicas de la base de datos de sismos intensos del PEER, y, por último, los menos relevantes fueron los registros compatibilizados con el Espectro Último, nuevamente coincidiendo con los resultados obtenidos en el análisis lineal.

Por otro lado, el panorama de rotulación en los pórticos representativos, manifestó en general una concordancia con el orden de magnitud de los parámetros estructurales de demanda mencionados anteriormente. Los eventos compatibilizados con el espectro de diseño de la norma generaron en los pórticos la formación de rótulas principalmente en vigas del segundo, tercer y cuarto nivel, superando levemente la fluencia. No se observó la presencia de mecanismos en ningún caso.

En cuanto al panorama de rotulación producido por registros obtenidos de la base de datos del PEER, en la mayoría de los casos no se alcanzó la fluencia, o fue superada levemente, evidenciando rótulas en vigas. Se destaca el evento asociado a la zona 2, donde se observó la formación de rótulas en la totalidad



de las vigas y la base de las columnas de planta baja. Si bien no se incursionó significativamente en la capacidad plástica, se evidenció en el pórtico transversal una debilidad significativa, pero no se logra la presencia de un mecanismo de piso blando. Este evento también se aprecia entre los más significativos en términos de esfuerzos y desplazamientos relativos.

Por otro lado, los eventos producidos por registros artificiales compatibles con la norma INPRES-CIRSOC fueron los que más comprometieron a la estructura, manifestando gran cantidad de zonas resistentes débiles en cada uno de los eventos. Se observó una incursión significativa en la capacidad plástica de la estructura, llegando a valores muy próximos a su capacidad última. Se pudo apreciar la presencia de mecanismos de nudo en el segundo, tercer y cuarto nivel, con agotamiento de la capacidad de rotación plástica de las rótulas en vigas y columnas. La totalidad de los eventos de este grupo se vieron relacionados con los máximos de cada ranking según esfuerzos y desplazamientos relativos.

En general, como el panorama de rotulación varió según el registro aplicado, se concluye que, en el caso de análisis no lineal, el número de tres registros es bastante exiguo, aun considerando registros cuyos espectros de respuesta se ajustan a los de diseño de la norma. Como la norma no especifica de cantidad de registros a aplicar para el análisis dinámico no lineal, es recomendable adoptar valores mínimos más altos, como lo expresa la norma americana ASCE 7-16.

La estructura bajo estudio es regular, por ello se hizo la experimentación numérica considerando dos pórticos centrales de la misma, una en cada dirección. A fin de simplificar aún más el trabajo de seleccionar los registros para el análisis dinámico no lineal, se investigó la eficiencia de aplicar un modelo de un grado de libertad, con las características dinámicas del primer modo, que en este caso predomina claramente sobre los restantes.

Se realizó análisis dinámico no lineal sobre el mismo, considerando para el material hormigón armado el modelo de Baber y Wen. Se determinaron



parámetros de daño estructural y se clasificaron aquellos eventos que generaron mayor demanda. Dichos parámetros de respuesta se compararon con los del análisis lineal y no lineal.

De este análisis se pudo concluir que el modelo simple representa cualitativamente el comportamiento de la estructura real, coincidiendo en estos términos en los eventos más significativos señalados en el análisis lineal y no lineal. De esta forma, para estructuras regulares y con predominio notorio del primer modo de vibrar, su uso permite considerar gran cantidad de eventos, seleccionar rápidamente aquellos que generen las máximas respuestas, y utilizar los mismos en el análisis por elementos finitos de la estructura real.



Referencia Bibliográfica

ACI Committee. (1992). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318-89). American Concrete Institute.

Ahmad, S. H., & Shah, S. P. (1985). Structural properties of high strength concrete and its implications for precast prestressed concrete. *PCI Journal*, 30(6), 92-119.

Albanesi, T., Nuti, C., & Vaniz, I. (2002). State of the art of the nonlinear static methods.

Araya, R., & Saragoni, G. (1985). Earthquake accelerogram destructiveness potential factor. In Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, 1985. 7 (Vol. 11, pp. 835-843).

ATC-10. (1982). An Investigation of the Correlation Between Earthquake Ground Motion and Building Performance. Applied Technology Council, Redwood City, California.

Baber, T.T. and Wen, Y.K. 1981. Random vibration of hysteretic degrading systems. Journal of engineering mechanic Division, ASCE, Vol 107, N° EM6, Proc. Paper 16712, pp 1069-1085.

Bernat, A. R. M. (1987). Dimensionamiento de secciones de hormigón armado orientado a garantizar un nivel de ductilidad. *Informes de la Construcción*, 39(389).

Blume, J. A., Newmark, N. M., & Corning, L. H. (1961). *Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions* (Vol. 4). Chicago: Portland Cement Association.



Chan, W. W. L. (1955). The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced concrete frameworks. *Magazine of Concrete research*, 7(21), 121-132.

Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2001). Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra. *Earthquake spectra*, 17(1), 47-64.

Cirsoc, R. (2005). 201, Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. *Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios*.

Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. *Brussels: European Committee for Standardization*.

Comisión Asesora ARCER (2000). Aceros con características especiales de ductilidad para hormigón armado. *Monografía ARCER nº1. Calidad Siderúrgica. Madrid*.

Comisión Asesora ARCER (2001). Sistemas de representación y medición de estructuras de hormigón armado. *Monografía ARCER nº2. Calidad Siderúrgica. Madrid*.

Computers & Structures, Inc. (2013). CSI Analysis Reference Manual. Berkeley, California, USA.

Council, A. T. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Report No. SSC 96-01: ATC-40, 1*.

Council, B. S. S., Rojahn, C., Shapiro, D., Moehle, J., & Hamburger, R. (1997). FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.



de la Instrucción, G. D. A. (2002). de Hormigón Estructural.

Edificación. *Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Fomento, Madrid.*

Doñate Megías, et al. (2011). Cálculo práctico de estructuras de hormigón armado con redistribución de esfuerzos. ARCER.

Eligehausen, R., & Langer, P. (1987). Rotation capacity of plastic hinges and allowable degree of moment redistribution. *Bulletin d'Information CEB 175, Lausanne.*

Eurocódigo EC-2 (prEN-1992-1-1). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación. Bruselas, 2002.

Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(9), 979-993.

Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake spectra*, 16(3), 573-592.

Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988, August). N2-A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. In *Proceedings of the ninth world conference in earthquake engineering (Vol. 5, pp. 111-116).*

Freeman, S. A. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard. In *Proc. 1st US Nat. Conf. on Earthquake Engrg., Bremerton, Washington, 1975 (pp. 113-122).*

Gulkan, P., & Sozen, M. A. (1974, December). Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions. In *Journal proceedings (Vol. 71, No. 12, pp. 604-610).*



Hognestad, E. (1951). *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station.

INPRES, R. A. I. C. (2005). 103 para Construcciones Sismorresistente, Parte II Construcciones de Hormigón Armado. *Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles*.

Jacobsen, L. S. (1930). Steady forced vibration as influenced by damping. *Trans. ASME-APM*, 52(15), 169-181.

Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.

Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering structures*, 20(4-6), 452-464.

Lagaros, N. D., & Fragiadakis, M. (2011). Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(1), 77-90.

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.

Marí Bernat, A. (1987). Ductilidad seccional y redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas de hormigón armado y pretensado. *Hormigón y Acero*, 38(163).



Mo, Y. L. (1986). Moment redistribution in reinforced concrete frames. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 9(2), 105-116.

Montoya, P. J., Meseguer, Á. G., & Cabré, F. M. (2000). *Hormigón armado*. Gustavo Gili.

Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). Earthquake spectra and design. *Engineering monographs on earthquake criteria*.

Nilson, H. (1999). Arthur. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, Santafé de Bogota, Colombia: Mc. GRAW-HILL INTERAMERICANA, Duodécima edición, SA, 1.

Norma, E. H. E. (1999). Instrucción de Hormigón Estructural. *Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento, Madrid*.

Orosco, L., 2004, Simulación de movimientos sísmicos intensos para zonas con pocos registros y su aplicación a la evaluación del comportamiento de estructuras. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería del Terreno y Cartográfica, Universidad Politécnica de Cataluña. España.

Parducci, A., Comodini, F., Lucarelli, M., Mezzi, M., & Tomassoli, E. (2006, September). Energy-based nonlinear static analysis. In *First European conference on earthquake engineering and seismology*.

Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.

Paulay, T. Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. USA: Ed. John Wiley and Sons, Inc.



Prestandard, F. E. M. A. (2000). commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). *Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7, 2.*

Roy, H. E. H., & Sozen, M. A. (1964). Ductility of Concrete, Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete.

Saiidi, M., & Sozen, M. A. (1979). *Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign..

Sargin, M. (1971). Stress-Strain relationships for concrete and analysis of structural concrete sections. *Study No. 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada.*

Siviero, E. (1974). Rotation capacity of monodimensional members in structural concrete. *CEB Bulletin d'information, 105, 206-222.*

Soliman, M. T. M., & Yu, C. W. (1967). The flexural stress-strain relationship of concrete confined by rectangular transverse reinforcement. *Magazine of Concrete Research, 19(61), 223-238.*

Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the structural division, 96(12), 2557-2573.*

Tichý, M., & Rákosník, J. (1977). *Plastic analysis of concrete frames*. Collet's.



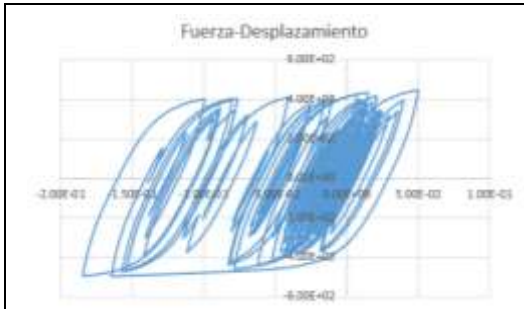
Anexo I



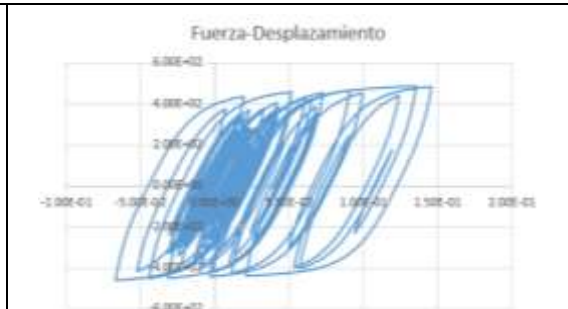
Se despliegan en el presente anexo los restantes diagramas de fuerza-desplazamiento obtenidos al analizar la estructura en el modelo simplificado de oscilador simple bajo la acción de los eventos considerados en el Capítulo 4.

Tabla Anexo 1-Diagramas de fuerza-desplazamiento INPRES CIRSOC.

Tabla A1.1. Diagramas fuerza-desplazamiento producidos por registros artificiales compatibles con la norma INPRES CIRSOC.	
<p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>ICZ1LON_8310</p>	<p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>ICZ1TRA_8310</p>
<p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>ICZ2LON_1310</p>	<p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>ICZ2TRA_1310</p>
<p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>ICZ2LON_27210</p>	<p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>ICZ2TRA_27210</p>
<p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>ICZ3LON_21207</p>	<p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>ICZ3TRA_21207</p>



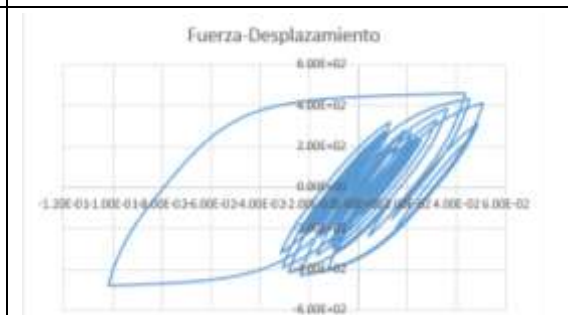
ICZ3LON_111105



ICZ3TRA_111105



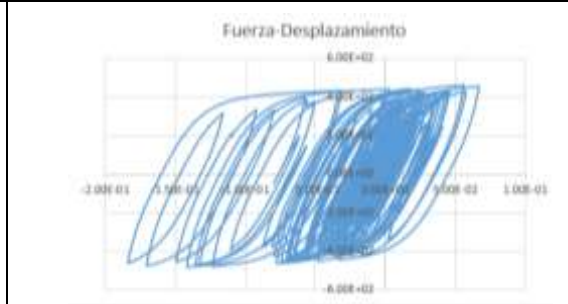
ICZ4LON_17608



ICZ4TRA_17608



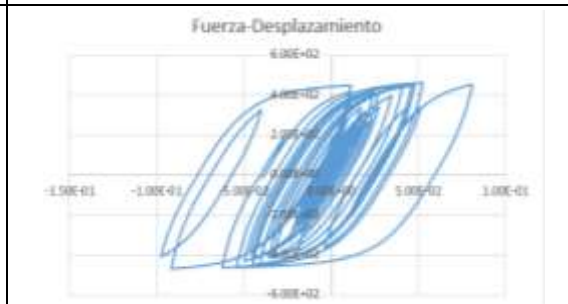
ICZ5LON_61109



ICZ5TRA_61109



ICZ5LON_14407

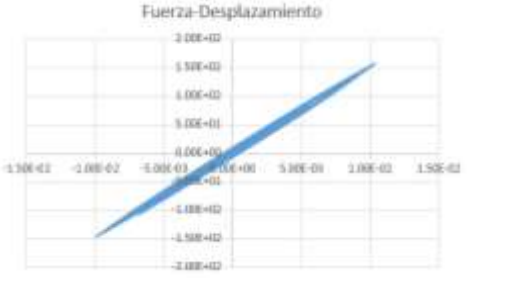

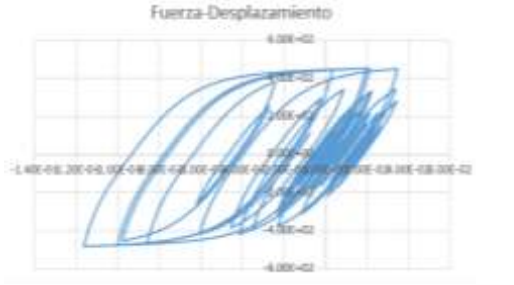




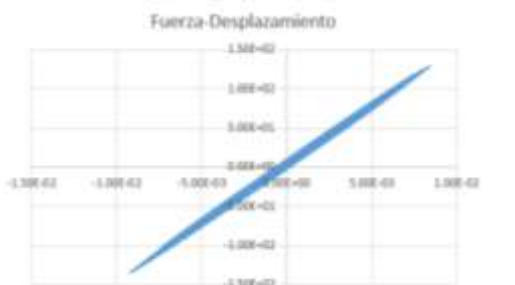


ICZ5TRA_14407



Tabla Anexo 2-Diagramas de fuerza-desplazamiento PEER

Tabla A1.2. Diagramas fuerza-desplazamiento producidos por registros obtenidos de la base de datos del PEER.

 <p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>PEERZ1LON_21983</p>	 <p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>PEERZ1TRA_21983</p>
 <p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>PEERZ2LON_4410</p>	 <p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>PEERZ2TRA_4410</p>
 <p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>PEERZ3LON_21211</p>	 <p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>PEERZ3TRA_21211</p>
 <p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>PEERZ4LON_13608</p>	 <p>Fuerza-Desplazamiento</p> <p>PEERZ4TRA_13608</p>

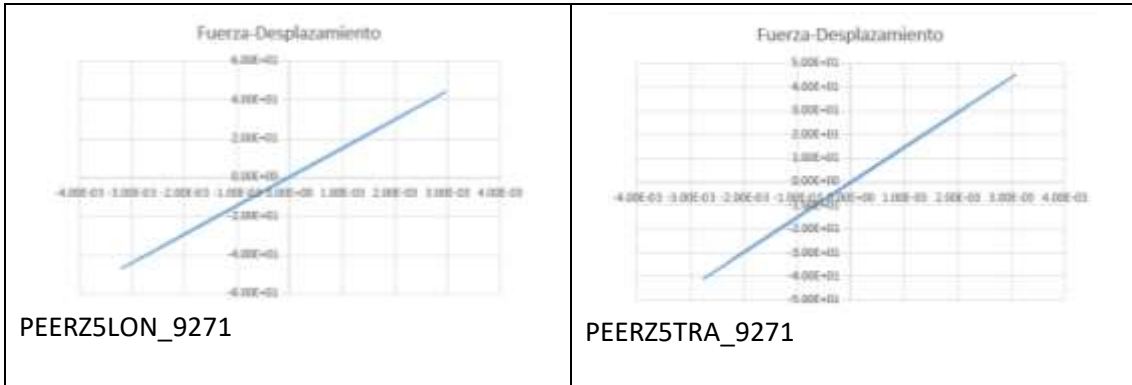


Tabla Anexo 3-Diagramas de fuerza-desplazamiento ESPECTROS ÚLTIMOS

Tabla A1.3. Diagramas fuerza-desplazamiento producidos por los registros artificiales compatibles con espectros estimados en base a relaciones de atenuación NGA.

