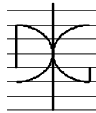



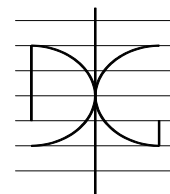
Trabajo de Investigación CST/MIH

EVALUACIÓN PRESTACIONAL Y DE DETALLE DEL PROYECTO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE HORMIGÓN ARMADO

Por:
Edgar Pujante Saura

Septiembre 2015

Autor / Author: Edgar Pujante Saura		Fecha / Date: Septiembre 2015	
Título / Title Evaluación prestacional y de detalle del proyecto de estructuras aporticadas de hormigón armado			
Directores del trabajo / Supervisores: Antonio Hospitaler Pérez		Código / Code: CST/MIH	Nº páginas / Pages: 254
Departamento / Departament: INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL			
Universidad / University: UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA		 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	
Palabras clave / Keywords: Ingeniería sísmica, proyectar por capacidad, proyectar por desempeño, hormigón armado, detalles dúctiles, EC-8, EHE-08, NCSE-02, método del espectro de capacidad-demanda y método N2			
Código Unesco: 330505 330532 330506			



PROYECTO FINAL DE MASTER DE INGENIERÍA DEL HORMIGÓN: INGENIERÍA SÍSMICA

Título:

**EVALUACIÓN PRESTACIONAL Y DE DETALLE DEL
PROYECTO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE
HORMIGÓN ARMADO**



2013/2015

EDGAR PUJANTE SAURA

PREFACIO

Este trabajo final de master, que tiene por título “Evaluación prestacional y de detalle del proyecto de estructuras aporticadas de hormigón armado”, ha sido elaborado por Edgar Pujante Saura y forma parte de los requisitos para la obtención del título de Master en Ingeniería del hormigón del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

Los trabajos han sido dirigidos por el Catedrático de Universidad D. Antonio Hospitaler Pérez, del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

AGRADECIMIENTOS

Esta tesina ha sido posible gracias a la dedicación prestada por su director, el catedrático Antonio Hospitaler Pérez, quien sin su ayuda y dedicación no hubiera sido posible realizar el proyecto, los conocimientos y el tiempo prestados.

Agradezco también la ayuda recibida por parte de la “Universidad Politécnica de Valencia” a todo ese grupo personas que trabajan en la biblioteca, impartiendo clases o gestionando servicios administrativos.

También agradecer el apoyo recibido por el profesor Héctor Saura, que gracias a sus indicaciones todo ha sido más fácil, una persona muy trabajadora. Y a Julio Garzón por su trabajo, me ha servido de guía para la parte final de mi proyecto.

Es un placer y un honor haber compartido clases con unos excelentísimos compañeros, Víctor, Marta, Cesar, Luis Manuel, Alfredo, Eduardo, Vicent, entre muchos otros, que por falta de espacio no puedo seguir nombrando.

También agradecer a los amigos de toda la vida por entender que uno ocupado y no puede dedicarles todo el tiempo que desea, esos son: Kevin, Daniel, Alfonso y Félix.

A esa gente que ha pasado por mi vida, para lo bueno y para lo malo, porque de todo se aprende y nunca he parado de aprender.

Acabar estos agradecimientos a mi familia, los cuales son un ejemplo a seguir, mi padre Francisco José Pujante Frutos, mi madre Rafaela Fuensanta Saura Ataz, mi hermano Nelson Rafael Pujante Saura y mi hermana María Tamara Pujante Saura. A todos ellos les dedico mi presente trabajo, porque sin su ayuda y sacrificio no estaría donde estoy hoy y siempre me acuerdo de ellos cada vez que doy un paso adelante.

Y un gran gracias a todos.

Edgar Pujante Saura

Septiembre 2015

RESUMEN

EDGAR PUJANTE SAURA. Con fecha el 01/06/2015, presenta: Evaluación prestacional y de detalle del proyecto de estructuras aporticadas de hormigón armado. Tesina de master. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 253 Páginas. edgarpujantesaura@gmail.com

En esta tesina de master ha desarrollado el complejo diseño y evaluación de una estructura de hormigón armado sometida a las acciones sísmicas. Se han estudiado todas las formas posibles de proyectar en función de la ductilidad especificada y así conocer el rango más adecuado para utilizar una determinada ductilidad. Las normas que han sido utilizadas son las que tienen interés en España, NCSE-02, EHE-08 y EC-8, analizando similitudes y discrepancias entre ellas, incluida la evolución de la normativa.

La proyección de estructuras dentro de los campos de arquitectura e ingeniería es a través de programas informáticos y en este campo se ha verificado el uso de programas como es CYPECAD, en el diseño de estas. Se ha concluido que el programa realiza de manera adecuada todas las comprobaciones aunque hay un porcentaje bajo de comprobaciones que no realiza o no están verificadas adecuadamente. Se establece que aunque existe un porcentaje pequeño de errores, el programa garantiza una estructura que aguanta las solitudes del sismo.

La evaluación de estructuras para construcciones en las normas españolas es escasa o ninguna, en este ámbito me he fijado en normas europeas y americanas, como son EC-8, ATC-40, FEMA 273 y FEMA 376, que dan reglas y métodos para evaluar una estructura, los métodos utilizados son CSM y N2. En la aplicación del primer método con el programa SAP2000 se ha verificado el “posible” daño de la construcción ante el evento sísmico de diseño, dando valores de seguridad para la vida.

En este trabajo se ha pretendido conocer y aplicar de manera correcta todos los conocimientos de la ingeniería sísmica y poder afrontar nuevos retos de la construcción garantizando la seguridad de la personas.

Palabras Clave: Ingeniería sísmica, proyectar por capacidad, proyectar por desempeño, hormigón armado, detalles dúctiles, EC-8, EHE-08, NCSE-02, método del espectro de capacidad-demanda y método N2

ABSTRACT

EDGAR PUJANTE SAURA. On the 01/06/2015, submit: Performance based assessment and detailed project reinforced concrete framed structures. Master's thesis. School of Civil Engineering, Channels and Ports. 253 Pages. edgarpujantesaura@gmail.com

In this master thesis has developed the complex design and evaluation of a reinforced concrete structure subjected to seismic actions. All possible ways of projecting depending on the specified ductility have been studied and thus know the proper range to use a certain ductility. The rules that have been used are those with interest in Spain, they are NCSE-02, EHE-08 and EC-8, analyzing similarities and discrepancies between them, including regulatory developments.

The projection of structures within the fields of architecture and engineering is through informational programs and in this field has been verified computer programs such as CYPECAD, the design of these. It was concluded that the program performs adequately all the checks but there is a low percentage being of checks not done or not being properly performed. It is stable although a small percentage of errors, the program ensures a structure that holds requests earthquake.

The evaluation of structures for constructions in Spanish rules is not enough, so I have taken into account European and American standards such as EC-8, ATC-40, FEMA FEMA 273 and 376, which give rules and methods for evaluating a structure, the methods used are CSM and N2. In applying the first method with the SAP2000 it has been verified "possible" damage to the seismic construction design event, giving security values for life.

This work wants to apply all the knowledge of earthquake engineering and to face new challenges of ensuring building security people.

Keywords: Earthquake engineering, project by capacity, projected by performance, reinforced concrete, ductile details, EC-8, EHE-08, NCSE-02, capacity spectrum method and N2-demand method

ÍNDICE

PREFACIO	1
AGRADECIMIENTOS	1
RESUMEN	3
ABSTRACT	5
ÍNDICE.....	7
SÍMBOLOS	13
RELACIÓN DE FIGURAS.....	15
RELACIÓN DE IMAGENES	17
RELACIÓN DE TABLAS	19
RELACIÓN DE GRAFICAS	23
INTRODUCCIÓN.....	25
1. Objetivos de este trabajo final de master	25
1.1. Objetivo 1: Proyectar por capacidad con CYPECAD 2014	25
1.2. Objetivo 2: Evaluación del programa CYPECAD 2014.....	26
1.3. Objetivo 3: Evaluación prestacional con SAP2000 v16	26
PARTE 1:	27
PROYECTAR POR CAPACIDAD EN INGENIERÍA SÍSMICA	29
2. Principios de dimensionamiento en ingeniería sísmica	29
2.1. Rango de ductilidades en estructura de hormigón	29
3. Proyectar por capacidad.....	33
3.1. Proyecto por capacidad para vigas.....	33
3.2. Proyecto por capacidad para soportes.....	34
3.3. Dimensionamiento por Capacidad según NCSE-02	35
3.4. Dimensionamiento por Capacidad en Soportes	35
3.5. Dimensionamiento por Capacidad en Vigas.....	36
3.6. Programa CYPECAD	37
DETALLE CONSTRUTIVO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	39
4. Detallado constructivo en soportes resistentes a sismo	39
4.1. Armadura específica para sismo en Soportes según EC-8.....	41
4.2. Armadura específica para sismo en Soportes según Anejo 10 de EHE-08	42
4.3. Armadura específica para sismo en Soportes según NCSE-02	43
4.4. Armadura con carácter general en Soportes según EC-2.....	44
4.5. Armadura con carácter general en Soportes según EHE-08	45
4.6. Armados de soportes según clase de ductilidad.....	46
4.7. Tabla de trazabilidad en soportes de las diferentes normas	55
5. Detallado constructivo en vigas resistentes a sismo	57

5.1.	Armadura específica para sismo en Vigas según EC-8.....	59
5.2.	Armadura específica para sismo en Vigas según Anejo 10 de EHE-08.....	60
5.3.	Armadura específica para sismo en Vigas según NCSE-02.....	61
5.4.	Armadura con carácter general en Vigas según EC-2.....	62
5.5.	Armadura con carácter general en Vigas según EHE-08.....	63
5.6.	Armados de vigas según clase de ductilidad.....	64
5.7.	Tabla de trazabilidad en vigas de las diferentes norma.....	71
6.	Detallado constructivo de elementos secundarios.....	73
6.1.	Programa CYPECAD.....	73
7.	Detallado constructivo de elementos de cimentación.....	75
7.1.	Reglas específicas de diseño según EC-8.....	75
7.2.	Reglas específicas de diseño según NCSE-02 y Anejo 10 de la EHE-08.....	75
7.3.	Vigas de atado y vigas de cimentación.....	76
7.4.	Conexiones de elementos verticales con vigas de cimentación.....	78
7.5.	Programa CYPECAD.....	79
8.	Detallado constructivo de forjados (diafragmas horizontales).....	81
8.1.	Requisitos de diafragmas horizontales según EC-8.....	81
8.2.	Requisitos de diafragmas horizontales según Anejo 10 de EHE-08.....	81
8.3.	Requisitos de diafragmas horizontales según NCSE-02.....	82
8.4.	Programa CYPECAD.....	82
DETALLE CONSTRUCTIVO EN ENCUENTROS DE ELEMENTOS.....		85
9.	Detallado constructivo de nudos resistentes a sismo.....	85
9.1.	Requisitos en nudos según EC-8.....	86
9.2.	Requisitos en nudos según Anejo 10 de EHE-08.....	88
9.3.	Requisitos en nudos según NCSE-02.....	88
9.4.	Programa CYPECAD.....	90
DETALLE CONSTRUCTIVO DE ANCLAJES Y EMPALMES.....		91
10.	Detallado de anclajes en armaduras pasivas resistentes a sismo.....	91
10.1.	Posición de las barras.....	91
10.2.	Tensión última de adherencia.....	93
10.3.	Longitud básica de anclaje.....	94
10.4.	Longitud neta de anclaje.....	94
10.5.	Detalle de anclaje en cercos y armaduras de cortante.....	96
10.6.	Criterio para anclajes según EC-8.....	96
10.7.	Criterio para anclajes según Anejo 10 de EHE-08.....	100
10.8.	Criterio para anclajes según NCSE-02.....	100
10.9.	Programa CYPECAD y conclusión parcial.....	102

11.	Detallado de empalmes en armaduras pasivas resistentes a sismo	103
11.1.	Empalme por solapo	103
11.2.	Criterio para empalmes según EC-8	105
11.3.	Criterio para empalmes según Anejo 10 de EHE-08	106
11.4.	Criterio para empalmes según NCSE-02	106
11.5.	Programa CYPECAD y conclusión parcial	107
COMPROBACIÓN AL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO		109
12.	Resistencia a cortante en una estructura resistente a sismo	109
12.1.	Resistencia a cortante según EC-8	110
12.2.	Resistencia a cortante según Anejo 10 de la EHE-08	110
12.3.	Resistencia a cortante según NCSE-02	111
12.4.	Programa CYPECAD	111
13.	Resistencia a axil en una estructura resistente a sismo	113
13.1.	Rango de resistencia axil reducido según EC-8	113
13.2.	Rango de resistencia axil reducido según Anejo 10 de la EHE-08	114
13.3.	Rango de resistencia axil reducido según NCSE-02	114
13.4.	Programa CYPECAD	114
14.	Condiciones de ductilidad global y local para estructura resistente a sismo	117
14.1.	Programa CYPECAD	118
PARTE 2:		119
PROYECTAR POR DESEMPEÑO EN INGENIERÍA SISMICA		121
15.	Origen de la idea de proyectar por desempeño	121
16.	Los diferentes análisis sísmicos	123
17.	Proyectar una estructura por desempeño sísmico	125
17.1.	Introducción	125
17.2.	El nivel de desempeño	126
17.3.	Desempeño esperado	130
17.4.	Lugar y Movimiento de tierras	133
17.5.	Evaluación del comportamiento sísmico	134
MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO		137
18.	Método del espectro capacidad-demanda	137
18.1.	Fundamentos del método	137
18.2.	Espectro de Capacidad	137
18.3.	Espectro de Demanda	139
18.4.	Estimación de la respuesta sísmica máxima	144
19.	Método N2	147
19.1.	Fundamentos del método	147

19.2.	Espectro de Capacidad	148
19.3.	Espectro de Demanda.....	148
19.4.	Estimación de la respuesta sísmica.....	148
PARTE 3:.....		153
CONSTRUCCIÓN DE UN PROYECTO EN INGENIERÍA SÍSMICA		155
20.	Pórtico de hormigón armado con la norma EC-8.....	155
20.1.	Objetivo.....	155
20.2.	Datos del pórtico	155
20.3.	Proyectar el pórtico	158
20.4.	Introducción de datos para Evaluación del pórtico	161
20.5.	Análisis del pórtico.....	174
20.6.	Evaluación del pórtico.....	181
21.	Estructura de hormigón armado con la norma NCSE-02.....	189
21.1.	Objetivo	189
21.2.	Datos de la estructura	189
21.3.	Proyectar la estructura	191
21.4.	Introducción de datos para Evaluación de la estructura	193
21.5.	Análisis de la estructura	200
21.6.	Evaluación de la estructura.....	204
BIBLIOGRAFÍA.....		211
ANEXOS.....		215
ANEXO 1: ESTUDIO Y ANÁLISIS DE PARAMETROS CONSTRUCTIVOS EN DIFERENTES NORMATIVAS		217
22.	Estudio y análisis de cálculo de cuantía mecánica volumétrica	217
22.1.	Cuantía mínima volumétrica de 0,08.....	217
22.2.	Cuantía mínima volumétrica de 0,12.....	218
22.3.	Cuantía mínima volumétrica en función de la ductilidad elegida	219
22.4.	Análisis de cuantías mínimas volumétricas.....	223
23.	Estudio y análisis de la armadura a disponer en zonas críticas	224
23.1.	Estudio de la armadura a disponer en zonas críticas según EC-8.....	224
23.2.	Análisis de resultados según EC-8	228
23.3.	Estudio de la armadura a disponer en zonas críticas según Anejo 10 de la EHE-08.....	228
23.4.	Análisis de resultados según Anejo 10 de la EHE-08	232
23.5.	Análisis comparativo entre las normas EC-8 y Anejo 10 de la EHE-08.....	232
24.	Estudio y análisis de limitaciones de armado en zonas críticas	235
24.1.	Proceso de armado de la secciones según los parámetros anteriores.	236
24.2.	Análisis de resultados para norma EC-8	237

ANEXO 2: Niveles de desempeño según VISION 2000	243
ANEXO 3: Clasificación de tipos de terreno.....	245
ANEXO 4: Mapas de Peligrosidad sísmica.....	247
NOTAS A PIE DE PÁGINA.....	253

SÍMBOLOS

b	anchura de la sección transversal de una viga.
b_c	anchura de la sección transversal de un pilar.
b_0	anchura confinada en un pilar (hasta el eje de los cercos).
b_w	anchura confinada de la sección transversal de una viga.
d	canto útil.
d_{bL}	diámetro de una armadura longitudinal.
d_{bw}	diámetro de una armadura transversal (cercos).
f_{cd}	valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón.
f_{yd}	valor de cálculo del límite elástico del acero.
h	canto de la sección transversal de una viga
h_c	canto bruto de la sección transversal de un pilar.
h_0	canto confinado en un pilar (hasta el eje de los cercos).
h_w	canto confinada de la sección transversal de una viga.
l_{cl}	longitud libre de una viga o de un pilar
l_{cr}	longitud de la zona crítica.
s	separación de armaduras trasversales.
z	brazo mecánico interno.
α_u	es el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, de manera que se alcance primero la resistencia a flexión en cualquier elemento de la estructura, mientras que el resto de las acciones de cálculo permanecen constantes.
α_1	es el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, de manera que se formen rótulas plásticas en un número de secciones suficiente para el desarrollo de la inestabilidad global de la estructura, mientras que el resto de acciones de cálculo permanecen constantes. El coeficiente α_u se puede obtener mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales, <i>pushover</i>).
α_0	es la relación de aspecto predominante de los muros del sistema estructural.
$M_{Rb,i}$	es el valor de cálculo de la resistencia a flexión de la viga en su extremo i , en el sentido de momento flector sísmico bajo el sentido considerado de la acción sísmica.
$M_{Rc,i}$	es el valor de cálculo del momento resistente del pilar en su extremo i , en el sentido de momento flector sísmico bajo el sentido considerado de la acción sísmica.

- $\sum M_{Rc}$ y $\sum M_{Rb}$ representan la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares y la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la junta, respectivamente. El valor de $\sum M_{Rc}$ debe corresponder a la o las fuerzas axiales del pilar en la situación sísmica de cálculo, para el sentido considerado de la acción sísmica.
- γ_{Rd} es el coeficiente que considera la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero y al confinamiento del hormigón de la zona de compresión de la sección.
- T_R es el tiempo de retorno, en años.
- T_L es el tiempo de exposición, en años
- P_R es la probabilidad de excedencia.

RELACIÓN DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama tensión-deformación para el hormigón confinado, para ductilidades en EC-8.....	29
Figura 2.2 – Ejemplos de organizaciones estructurales con $q = 4$ (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	31
Figura 2.3 – Ejemplos de organizaciones estructurales con $q = 3$ (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	32
Figura 2.4 – Ejemplos de organizaciones estructurales con $q = 2$ (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	32
Figura 3.1 – Valores de dimensionamiento por capacidad de los esfuerzos cortante en vigas (AEN/CTN 140, 2011).....	33
Figura 3.2 – Valores de dimensionar por capacidad de los esfuerzos cortante en pilares (AEN/CTN 140, 2011).....	34
Figura 4.1 – Detalle de armado en pilares según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	39
Figura 4.2 – Detalle de armado en pilares según EC-8 (Elghazouli, 2009).....	40
Figura 5.1 – Armadura transversal en zonas críticas de vigas según Anejo 10 de EHE-08 y EC-8 (AEN/CTN 140, 2011).....	57
Figura 5.2 – Zonas de aplicación de normas para la armadura transversal según EC-8 (Elghazouli, 2009)...	58
Figura 7.1 – Dispositivos de elementos de atado según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	76
Figura 7.2 – Pilar corto de unión entre la cara superior de una zapata con el plano de las vigas de atado.....	77
Figura 7.3 – Detalle de como orientar las patillas de los elementos verticales	78
Figura 7.4 – Arranque de armaduras en soporte según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	79
Figura 8.1 – Requisitos de forjado para $ac \geq 0,16g$ según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	82
Figura 9.1 – Nudo de hormigón armado (Bernal, 2006)	85
Figura 9.2 – Deformada en estructuras a cargar gravitatorias y sismo (Bernal, 2006).....	86
Figura 9.3 – Detalle de armado en nudos según EC-8, DCH	87
Figura 9.4 – Detalle de armado en nudos según Anejo 10 de la EHE-08 (Comisión Permanente del Hormigón, 2011).....	88
Figura 9.5 – Modelos de bielas y tirantes en nudos según la NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	89
Figura 9.6 – Detalles de armado en nudos según la NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	90
Figura 10.1 – Métodos de anclaje diferentes de la barra recta (AEN/CTN 140, 2010).....	91
Figura 10.2 – Descripción de las condiciones de adherencia según EC-2 (AEN/CTN 140, 2010).....	92
Figura 10.3 – Ensayo de adherencia por flexión (Juan Carlos Arroyo Portero, 2009).....	93
Figura 10.4 – Valores de cd para vigas y losas (AEN/CTN 140, 2010)	94
Figura 10.5 – Valores de K para vigas y losas (AEN/CTN 140, 2010).....	94
Figura 10.6 – Detalle de anclaje de cercos (AEN/CTN 140, 2010)	96
Figura 10.7 – Detalle de como meter la armadura longitudinal dentro de los cercos.....	97
Figura 10.8 – Medidas adicionales para anclajes en juntas entre viga y pilar exteriores (AEN/CTN 140, 2011).....	100
Figura 10.9 – Detalle	100
Figura 10.10 – Armaduras superiores en nudo extremo con soporte de hormigón (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)	101

Figura 10.11 – Disposición de armaduras en nudo extremo (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	102
Figura 10.12 – Armaduras de continuidad en nudo interior (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	102
Figura 11.1 – Solapes adyacentes (AEN/CTN 140, 2010).....	103
Figura 11.2 – Porcentaje de arras solapadas en una sección de solape (AEN/CTN 140, 2010)	104
Figura 11.3 – Definición de la separación “a” entre barras (Comisión Permanente del Hormigón, 2011)....	105
Figura 11.4 – Separación de empalmes en soportes según EC-08	105
Figura 11.5 – Zonas de empalmes en vigas según Anejo 10 de la EHE-08	106
Figura 11.6 – Detalle de donde solapara según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009).....	107
Figura 12.1 – Resistencia a cortante del hormigón en función de la ductilidad (μ) del elemento estructural.	111
Figura 13.1 – Cansancio del hormigón bajo carga mantenida (Juan Carlos Arroyo Portero, 2009).....	113
Figura 14.1 – Comportamientos según Anejo 10 de la EHE-08 (Comisión Permanente del Hormigón, 2011)	117
Figura 16.1 – Tipologías de análisis sísmico (Garzón, 2014)	124
Figura 16.1 – Metodología para la ingeniería basada en prestaciones (SEAOC, 1999)	125
Figura 16.2 – Niveles de desempeño ante un evento sísmico (SEAOC, 1995).....	127
Figura 16.3 – Niveles recomendados de desempeño esperados (SEAOC, 1999)	131
Figura 17.1 – Espectro de capacidad (Melone Salvador, 2012).....	138
Figura 17.2 – Forma del espectro de respuesta elástica según EC-8 (AEN/CTN 140, 2011).....	140
Figura 17.3 – Forma del espectro de respuesta elástica según FEMA 273 (FEMA, 1997)	143
Figura 17.4 – Espectro de demanda (Melone Salvador, 2012)	144
Figura 17.5 – Espectro de Capacidad-Demanda (Melone Salvador, 2012)	145
Figura 18.1 – Determinación de la relación ideal fuerza/ desplazamiento elasto-plástica perfecta (AEN/CTN 140, 2011).....	149
Figura 18.2 – Determinación de respuesta para el sistema equivalente de un grado de libertad (AEN/CTN 140, 2011).....	150
Figura 19.1 – Como determinar el punto de cedencia.....	180
Figura 21.1 – Sección Tipo	217
Figura 23.1 – Secciones analizadas en estudio y análisis de limitaciones de armado en zonas criticas	235
Figura 23.2 – Código de cercos.....	236
Figura 23.1 – Valor de la PGA, con periodo de retorno de 475 años (SISMIMUR, 2006)	247
Figura 23.2 – Aceleraciones espectrales para 5 Hz y 1 Hz, con periodo de retorno de 475 años (SISMIMUR, 2006).....	247
Figura 23.3 – Valor de la PGA, con periodo de retorno de 975 años (SISMIMUR, 2006)	248
Figura 23.4 – Aceleraciones espectrales para 5 Hz y 1 Hz, con periodo de retorno de 975 años (SISMIMUR, 2006).....	248
Figura 23.5 – Espectro de respuesta de aceleraciones para San Francisco, terreno tipo D (USGS, 2015)	249
Figura 23.6 – Aceleración espectral para 5 Hz, con periodo de retorno de 2475 años (Kalkan, Wills, & Branum, Seismic Hazard Mapping of California Considering Site Effects, 2015).....	250
Figura 23.7 – Aceleración espectral para 1 Hz, con periodo de retorno de 2475 años (Kalkan, Wills, & Branum, Seismic Hazard Mapping of California Considering Site Effects, 2015).....	251

RELACIÓN DE IMAGENES

Imagen 6.1 – Ejemplo de modelo de cálculo en el programa CYPECAD	74
Imagen 15.1 – Epicentros de terremotos en la península ibérica 1048-2013 (Instituto Geográfico Nacional, 2014).....	121
Imagen 19.1 – Datos generales	155
Imagen 19.2 – Carga de Viento en el pórtico	156
Imagen 19.3 – Acción sísmica.....	156
Imagen 19.4 – Espectro de cálculo	157
Imagen 19.5 – Efectos de segundo orden	157
Imagen 19.6 – Estructura 3D	157
Imagen 19.7 – Carga muerta en las plantas 1 hasta la 10	158
Imagen 19.8 – Sobrecarga de uso las plantas 1 hasta la 9	158
Imagen 19.9 – Sobrecarga de uso en la planta 10.....	158
Imagen 19.10 – Cargas en la planta 5.....	158
Imagen 19.11 – Ajuste de armadura de viga en planta 1	159
Imagen 19.12 – Resistencia a cortante desde el forjado 1 hasta el forjado 9	159
Imagen 19.13 – Resistencia a cortante en forjado 10	159
Imagen 19.14 – Ajuste de armados de pilares 2, 3 y 4.....	160
Imagen 19.15 – Esfuerzos en pilar 3 para sismo Imagen 19.16 – Esfuerzos en pilar 3 para viento.....	160
Imagen 19.17 – Desplazamiento en el eje X por plantas para sismo.....	161
Imagen 19.18 – Deriva por plantas del pórtico.....	161
Imagen 19.19 – Deriva total del pórtico	161
Imagen 19.20 – Nuevo modelo en SAP2000.....	162
Imagen 19.21 – Introducción de datos iniciales	162
Imagen 19.22 – Materiales a utilizar	163
Imagen 19.23 – Definición de los materiales C25/30 y Rebar	163
Imagen 19.24 – Factores de reducción de la rigidez a flexión en vigas y pilares.....	164
Imagen 19.25 – Introducción de viga V_F1,2,3	164
Imagen 19.26 – Introducción de pilar P_30x30_12fi16_c/8	165
Imagen 19.27 – Armado del pilar P_30x30_12fi16_c/8.....	166
Imagen 19.28 – Colocación de secciones dentro del modelo	166
Imagen 19.29 – Detalle de secciones colocadas en modelo	167
Imagen 19.30 – Modelo en 3D	167
Imagen 19.31 – Comportamiento de diagrama rígido	168
Imagen 19.32 – Definición de cargas	168
Imagen 19.33 – Modelo de cargas asociados a pushover uniforme y pushover modo 1.....	169
Imagen 19.34 – Pseudo-espectro de respuesta aplicado al pórtico.....	169
Imagen 19.35 – Parámetros para el análisis CSM según la ATC-40.....	170
Imagen 19.36 – Masa del sistema.....	170
Imagen 19.37 – Asignación de rotulas plásticas en vigas.....	171
Imagen 19.38 – Propiedades de rotulas plásticas en vigas	172
Imagen 19.39 – Imagen previa de rotulas plásticas en vigas.....	172
Imagen 19.40 – Propiedades de rotulas plásticas en pilares	173
Imagen 19.41 – Imagen previa de rotulas plásticas.....	174
Imagen 19.42 – Casos de carga analizados.....	174
Imagen 19.43 – Análisis Modal.....	175
Imagen 19.44 – Análisis de cargas gravitatorias	175
Imagen 19.45 – Análisis Pushover Modo 1.....	176
Imagen 19.46 – Configuración de Pushover Modo 1 (Parte 1)	176
Imagen 19.47 – Configuración de Pushover Modo 1 (Parte 2).....	177

Imagen 19.48 – Análisis Pushover Modo Uniforme	177
Imagen 19.49 – Grafica Desplazamiento – Cortante basal	178
Imagen 19.50 – Zonas plastificadas en pórtico para el step 3	182
Imagen 19.51 – Zonas plastificadas en pórtico para el step 7	184
Imagen 19.52 – Zonas plastificadas en pórtico para el step 12	185
Imagen 19.53 – Punto de desempeño según CSM para el pórtico	186
Imagen 20.1 – Datos generales.....	189
Imagen 20.2 – Carga de Viento.....	190
Imagen 20.3 – Acción sísmica	190
Imagen 20.4 – Modelos de cálculo para la acción del sismo	191
Imagen 20.5 – Deformada de sismos de modos 1 y 2	192
Imagen 20.6 – Desplazamiento por plantas para sismo	192
Imagen 20.7 – Deriva por plantas de la estructura	192
Imagen 20.8 – Deriva total de la estructura.....	193
Imagen 20.9 – Definición de los materiales C25/30 y Rebar	193
Imagen 20.10 – Factores de reducción de la rigidez a flexión de pilares y vigas	194
Imagen 20.11 – Introducción de viga V_F1_45_P2_cen	194
Imagen 20.12 – Colocación de secciones dentro del modelo y modelo en 3D	196
Imagen 20.13 – Modelo de cargar asociados a pushover uniforme y pushover modo 1	196
Imagen 20.14 – Pseudo-espectro de respuesta aplicado a la estructura	197
Imagen 20.15 – Parámetros para el análisis CSM según la ATC-40	197
Imagen 20.16 – Propiedades de rotulas plásticas en pilares.....	199
Imagen 20.17 – Imagen previa de rotulas plásticas.....	199
Imagen 20.18 – Casos de carga analizados	200
Imagen 20.19 – Análisis Pushover_X Modo 1.....	200
Imagen 20.20 – Grafica Desplazamiento – Cortante basal	201
Imagen 20.21 – Modelo bilineal de espectro de respuesta según FEMA 356 para pushover X modo 1	203
Imagen 20.22 – Modelo bilineal de espectro de respuesta según FEMA 356 para pushover Y modo 1	204
Imagen 20.23 – Punto de desempeño según CSM para la estructura en el eje X.....	209
Imagen 20.24 – Punto de desempeño según CSM para la estructura en el eje Y.....	209

RELACIÓN DE TABLAS

Tabla 1.1: Código de colores para la comprobación del programa CYPECAD.....	26
Tabla 2.1 - Valores del coeficiente de comportamiento q_0 para sistemas regulares en altura (AEN/CTN 140, 2011).....	30
Tabla 3.1: Coeficientes de reserva de resistencia en dimensionamiento por capacidad en soportes.....	35
Tabla 3.2: Trazabilidad de información del dimensionado por capacidad en soportes.....	35
Tabla 3.3: Coeficientes de reserva de resistencia en dimensionamiento por capacidad en vigas.....	36
Tabla 3.4: Trazabilidad de información del dimensionado por capacidad en vigas.....	36
Tabla 3.5: Comprobaciones que realiza CYPECAD en dimensionamiento por capacidad.....	37
Tabla 4.1: Armadura específica para sismo en Soportes según EC-8.....	41
Tabla 4.2: Armadura específica para sismo en Soportes según Anejo 10 de EHE-08.....	42
Tabla 4.3: Armadura específica para sismo en Soportes según NCSE-02.....	43
Tabla 4.4: Armadura con carácter general en Soportes según EC-2.....	44
Tabla 4.5: Armadura con carácter general en Soportes según EHE-08.....	45
Tabla 4.6: Clases de armados en soportes según ductilidad.....	46
Tabla 4.7: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo entre $0,12g$ y $0,16g$	47
Tabla 4.8: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo entre $0,12g$ y $0,16g$	48
Tabla 4.9: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$	49
Tabla 4.10: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo entre $0,12g$ y $0,16g$	50
Tabla 4.11: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$	51
Tabla 4.12: Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o $4,5$) con una aceleración de cálculo entre $0,12g$ y $0,16g$	52
Tabla 4.13: Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o $4,5$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$	53
Tabla 4.14: Trazabilidad de información del detallado constructivo de los soportes.....	55
Tabla 4.15: Trazabilidad de información del detallado constructivo de los soportes.....	56
Tabla 5.1: Armadura específica para sismo en Vigas según EC-8.....	59
Tabla 5.2: Armadura específica para sismo en Vigas según Anejo 10 de EHE-08.....	60
Tabla 5.3: Armadura específica para sismo en Vigas según NCSE-02.....	61
Tabla 5.4: Armadura con carácter general en Vigas según EC-2.....	62
Tabla 5.5: Armadura con carácter general en Vigas según EHE-08.....	63
Tabla 5.6: Clases de armados en vigas según ductilidad.....	64
Tabla 5.7: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $< 0,16g$	65
Tabla 5.8: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$	66
Tabla 5.9: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $< 0,16g$	67
Tabla 5.10: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$	68
Tabla 5.11: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 4$ o $4,5$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$	69
Tabla 5.12: Trazabilidad de información del detallado constructivo de vigas.....	71
Tabla 5.13: Trazabilidad de información del detallado constructivo de vigas.....	72
Tabla 6.1: Comprobaciones que realiza CYPECAD en elementos secundarios.....	73
Tabla 7.1: Parámetros mínimos de elementos de cimentación según Anejo 10 de la EHE-08.....	77
Tabla 7.2: Parámetros mínimos de elementos de cimentación.....	77
Tabla 7.3: Comprobaciones que realiza CYPECAD en detalles de cimentación.....	79
Tabla 8.1: Comprobaciones que realiza CYPECAD en diagramas horizontales.....	82
Tabla 9.1: Requisitos en nudos según EC-8.....	86
Tabla 9.2: Trazabilidad de información del detallado constructivo en nudos EC-8.....	87
Tabla 9.3: Requisitos en nudos según Anejo 10 de la EHE-08.....	88
Tabla 9.4: Requisitos en nudos según NCSE-02.....	89
Tabla 9.5: Comprobaciones que realiza CYPECAD en nudos.....	90
Tabla 10.1: Valores de los coeficientes α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 (AEN/CTN 140, 2010).....	95

Tabla 10.2: Longitudes de anclaje en prolongación recta para situación de sismo en pilares según EC-8.....	97
Tabla 10.3 - Tabla con el diámetro máximo a disponer en las armaduras longitudinales en vigas, $f_{ck} = 25$ MPa	98
Tabla 10.4 - Tabla con el diámetro máximo a disponer en las armaduras longitudinales en vigas, $f_{ck} = 30$ MPa	99
Tabla 11.1: Valores del coeficiente α_6 (AEN/CTN 140, 2010)	104
Tabla 11.2: Valores del coeficiente α_6 (Comisión Permanente del Hormigón, 2011)	105
Tabla 11.3: Diámetro mínimo de la barra transversal y separación máxima en la zona de solapo	106
Tabla 12.1: Valores del coeficiente κ	111
Tabla 12.2: Comprobaciones que realiza CYPECAD en resistencia a cortante.....	111
Tabla 13.1: Rango de resistencias a axil según EC-8.....	114
Tabla 13.2: Rango de resistencias a axil según Anejo 10 de la EHE-08.....	114
Tabla 13.3: Comprobaciones que realiza CYPECAD en resistencia axil	114
Tabla 14.1: Valores del coeficiente de ductilidad local	118
Tabla 14.2: Comprobaciones que realiza CYPECAD en condiciones de ductilidad global y local.....	118
Tabla 16.1: Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995)	128
Tabla 16.2: Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996).....	130
Tabla 16.3: Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995).....	132
Tabla 16.4: Nivel de desempeño básico según el nivel de amenaza sísmica (SEAOC, 1995)	132
Tabla 16.5: Nivel de desempeño esencial según el nivel de amenaza sísmica (SEAOC, 1995).....	132
Tabla 16.6: Nivel de desempeño crítico según el nivel de amenaza sísmica (SEAOC, 1995)	132
Tabla 16.7: Nivel de desempeño para edificación ordinarias dependiendo del uso (ATC-40, 1996).....	133
Tabla 17.1: Rigidez para el análisis pushover (ATC-40, 1996)	139
Tabla 17.2: Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1 (AEN/CTN 140, 2011)	140
Tabla 17.3: Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 2 (AEN/CTN 140, 2011)	141
Tabla 17.4: Valores de coeficiente F_a (ASCE/SEI 7-10, 2010).....	142
Tabla 17.5: Valores de coeficiente F_v (ASCE/SEI 7-10, 2010)	142
Tabla 17.6: Valores de los coeficientes B_S y B_1 para tener en cuenta el valor de la amortiguación (FEMA, 1997).....	144
Tabla 19.1: Cuantía de armadura a flexión de vigas en pórtico	165
Tabla 19.2: Resistencia a cortante de pilares en zonas próximas al nudo	173
Tabla 19.3: Cálculos auxiliares para obtener el factor de participación modal y fracción de la masa total...	179
Tabla 19.4: Transformación de datos	179
Tabla 19.5: Estados de daño.....	181
Tabla 19.6: Análisis del drift del estado no daño al leve, step 3	182
Tabla 19.7: Análisis del drift del estado leve al moderado, step 6.....	183
Tabla 19.8: Análisis del drift del estado moderado al severo, step 7	183
Tabla 19.9: Análisis del drift del estado severo al colapso, step 12	184
Tabla 20.1: Cuantía de armadura a flexión de vigas en estructura.....	195
Tabla 20.2: Resistencia a cortante de pilares en zonas próximas al nudo	198
Tabla 20.3: Resistencia a cortante de vigas en zonas próximas al nudo	198
Tabla 20.4: Transformación de datos	202
Tabla 20.5: Estados de daño de la estructura en el eje X	204
Tabla 20.6: Análisis del drift de la estructura en el eje X	205
Tabla 20.7: Zonas plastificadas en la estructura en el eje X.....	205
Tabla 20.8: Estados de daño de la estructura en el eje X	206
Tabla 20.9: Análisis del drift de la estructura en el eje Y	207
Tabla 20.10: Zonas plastificadas en la estructura en el eje Y.....	207

Tabla 21.1: Armados para cumplir la cuantía volumétrica mínima de 0,08.....	217
Tabla 21.2: Armados para cumplir la cuantía volumétrica mínima de 0,08.....	218
Tabla 21.3: Armados para cumplir la cuantía volumétrica mínima de 0,12.....	218
Tabla 21.4: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 25x25 cm con 4 barras longitudinales y un cerco exterior	219
Tabla 21.5: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas.....	220
Tabla 21.6: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 30x30 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas.....	220
Tabla 21.7: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 30x30 cm con 8 barras longitudinales y dos cercos exterior e interior.....	221
Tabla 21.8: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 30x30 cm con 12 barras longitudinales y un cerco exterior con cuatro horquillas.....	221
Tabla 21.9: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 35x35 cm con 8 barras longitudinales y dos cercos exterior e interior.....	222
Tabla 21.10: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 35x35 cm con 12 barras longitudinales y un cerco exterior con cuatro horquillas.....	222
Tabla 22.1: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas, según EC-8.....	225
Tabla 22.2: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 30x30 cm con 8 barras longitudinales y dos cercos exterior e interior, según EC-8	226
Tabla 22.3: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 35x35 cm con 12 barras longitudinales y un cerco exterior con cuatro horquillas, según EC-8	227
Tabla 22.4: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas, según Anejo 10 de la EHE-08.....	229
Tabla 22.5: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 30x30 cm con 8 barras longitudinales y dos cercos exterior e interior, según Anejo 10 de la EHE-08	230
Tabla 22.6: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 35x35 cm con 12 barras longitudinales y un cerco exterior con cuatro horquillas, según Anejo 10 de la EHE-08	231
Tabla 22.7: Diferencia de separación máxima de armadura transversal en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas	233
Tabla 23.1: Ejemplo de tabla dentro del archivo Excel.....	237
Tabla 23.2: Porcentaje de parámetro limitante para cada axil reducido y ductilidad, para todo rango de parámetros	239
Tabla 23.3: Porcentaje de parámetro limitante para cada axil reducido y ductilidad, para hormigón $f_{ck} = 25$ MPa.....	240
Tabla 23.4: Porcentaje de parámetro limitante para cada axil reducido y ductilidad, para hormigón $f_{ck} = 50$ MPa.....	241
Tabla 23.1: Descripción general de daños por los niveles y sistemas de rendimiento	243
Tabla 23.2: Niveles de rendimiento y daños en las estructuras - Elementos Vertical	243
Tabla 23.3: Niveles de rendimiento y daños en las estructuras - Elementos Horizontales.....	244
Tabla 23.1: Tipos de terreno.....	245

RELACIÓN DE GRAFICAS

Grafica 9.1 – Porcentaje de armadura a disponer en un nudo para ductilidad alta.....	87
Grafica 19.1 – Espectro de capacidad del pórtico	180
Grafica 19.2 – Espectro de capacidad del pórtico con umbrales de daños	185
Grafica 19.3 – Comparación de Pushover modo 1 y uniforme.....	186
Grafica 20.1 – Espectro de capacidad de la estructura en eje X.....	202
Grafica 20.2 – Espectro de capacidad de la estructura en eje Y	203
Grafica 20.3 – Espectro de capacidad con umbrales de daños de la estructura en el eje X.....	206
Grafica 20.4 – Espectro de capacidad con umbrales de daños de la estructura en el eje X.....	208
Grafica 20.5 – Comparación de Pushover modo 1 y uniforme en eje X	208
Grafica 20.6 – Comparación de Pushover modo 1 y uniforme en eje Y	208
Grafica 22.1 – Separación máxima de armadura transversal para una sección 25x25 según EC-8	228
Grafica 22.2 – Separación máxima de armadura transversal para una sección 25x25 según EC-8	232
Grafica 22.3 – Diferencia de separación de armadura transversal para una sección 25x25	234
Grafica 23.1 – Estudio de limitación dentro del archivo Excel	237
Grafica 23.2 – Criterio limitante en $\mu = 2,0$ según EC-8.....	237
Grafica 23.3 – Criterio limitante en $\mu = 3,0$ según EC-8.....	238
Grafica 23.4 – Criterio limitante en $\mu = 4,0$ según EC-8.....	238
Grafica 23.5 – Criterio limitante en $\mu = 4,5$ según EC-8.....	238
Grafica 23.6 – Criterio limitante en general según EC-8	239
Grafica 23.7 – Criterio limitante en ductilidad 2 ($f_{ck} = 25$ a 50) en función del porcentaje de axil reducido, según EC-8	240
Grafica 23.8 – Criterio limitante en ductilidad 2 ($f_{ck} = 25$) en función del porcentaje de axil reducido, según EC-8.....	241
Grafica 23.9 – Criterio limitante en ductilidad 2 ($f_{ck} = 50$) en función del porcentaje de axil reducido, según EC-8.....	242
Grafica 23.1 – Comparación de Pushover modo 1 y uniforme.....	249

INTRODUCCIÓN

1. Objetivos de este trabajo final de master

En este trabajo final de master se pretende analizar la respuesta de una estructura a la sollicitación del sismo, proyectando la estructura por capacidad (nivel de ductilidad), dotándola así de un detallado de armado especial que garantice el comportamiento inelástico de esta. Para luego analizar la respuesta de la estructura con la clase de ductilidad aplicada y por tanto conocer el nivel de desempeño (Proyectar por Prestaciones).

Este proyecto final de master se divide en varios bloques:

- PROYECTAR POR CAPACIDAD EN INGENIERÍA SÍSMICA

Proyectar por capacidad es la manera de armar una estructura de hormigón que permite conseguir un comportamiento en el rango inelástico que nos proporcionara una rotura dúctil en la secciones. La manera de rotura que se busca principalmente es por flexión evitando así la rotura por cortante que es muy frágil.

El detallado especial se aplica tanto en elementos como en encuentros de estos, por ejemplo soportes, vigas, muros, cimentaciones, nudos, etc. Además de un detallado correcto de anclajes y solapes. También hay aspectos del cálculo, en las comprobaciones, para el estado límite último que deben tenerse en cuenta.

- PROYECTAR POR DESEMPEÑO EN INGENIERÍA SISMICA

Cuando se tiene proyectada la estructura, a partir de un proyecto por capacidad se necesita conocer las prestaciones de la estructura, de manera que podamos garantizar para un determinado movimiento sísmico el desempeño de esta. Esto es muy importante ya que en aquellos tipo de edificios que tienen que estar operativos después de un desastre no pueden estar inoperativos, y la manera de comprobarlo es conocer el desempeño de la estructura.

- CONSTRUCCIÓN DE UN PROYECTO EN INGENIERÍA SÍSMICA

Después de conocer cómo se realiza todo, se ha puesto en práctica los conocimientos para lo que sería una estructura de 2 dimensiones, un pórtico, y luego se ha ido más adelante y se analizado una estructura 3 dimensiones, una estructura típica en España con vigas planas.

- ANEXOS

Durante el transcurso de este trabajo final de master, se ha realizado investigaciones para ver qué aspectos de cada norma influyen más o tablas de armado o información de mapas de peligrosidad sísmica.

Hasta aquí llega el alcance de esta tesina, además se han fijado otros objetivos más específicos que se van explicar ahora.

1.1. Objetivo 1: Proyectar por capacidad con CYPECAD 2014

Un objetivo es adquirir los conocimientos para usar el programa CYPECAD de manera correcta, conocer cómo funciona internamente y así controlar el proceso que realiza. Principalmente me he fijado en conocer qué tipo de acción sísmica aplica (diferentes normas), criterios de armado, esfuerzos de cada hipótesis, deformada aproximada, comprobaciones que realiza, entre otros.

Este programa es muy utilizado en la zona de España y es muy importante, que las comprobaciones que realiza se ajusten de manera correcta a la norma.

1.2. Objetivo 2: Evaluación del programa CYPECAD 2014

Se va analizar el programa CYPECAD 2014 en el campo de la ingeniería sísmica y determinar las comprobaciones que realiza para cada norma. Se ha establecido un código de colores para indicar como se realizan las comprobaciones:

Tabla 1.1: Código de colores para la comprobación del programa CYPECAD

Color:	Significado:
	Se ha realizado la comprobación del parámetro de manera que aparece reflejado por escrito.
	Se considera que ha realizado la comprobación del parámetro de manera, pero no aparece por escrito.
	La comprobación la realiza el mismo proyectista eligiendo aplicar el parámetro.
	No ha realizado la comprobación del parámetro.
	Este parámetro es una recomendación y por tanto no es necesario una comprobación.
-	La norma no indica que se realice esta comprobación.

En cada punto de este proyecto final de master se va un apartado para analizar las comprobaciones que realiza el programa, verificando que proyecta por capacidad en función de la ductilidad elegida.

1.3. Objetivo 3: Evaluación prestacional con SAP2000 v16

Un objetivo es conocer la herramienta de cálculo por elemento finitos, como es el programa SAP2000 que proporciona internamente métodos de evaluación prestacional. Este programa lleva implementado el método CSM de la norma ATC-40, FEMA 273 y FEMA 376. Esta herramienta es muy utilizada para el cálculo de estructuras y de bastante reconocimiento mundial, la empresa dueña del programa es CSIamerica con origen en la universidad de California, Berkeley.

PARTE 1:

**PROYECTAR POR
CAPACIDAD EN
INGENIERÍA SÍSMICA**

PROYECTAR POR CAPACIDAD EN INGENIERÍA SÍSMICA

2. Principios de dimensionamiento en ingeniería sísmica

El proyecto de una estructura sismorresistentes de hormigón debe proporcionar una adecuada capacidad de disipación de energía sin reducir de la resistencia global frente a cargas verticales y horizontales. En la situación sísmica se proporciona una resistencia adecuada de todos los elementos estructurales y la demanda de deformación en las zonas críticas serán proporcionales a la ductilidad global supuesta en los cálculos.

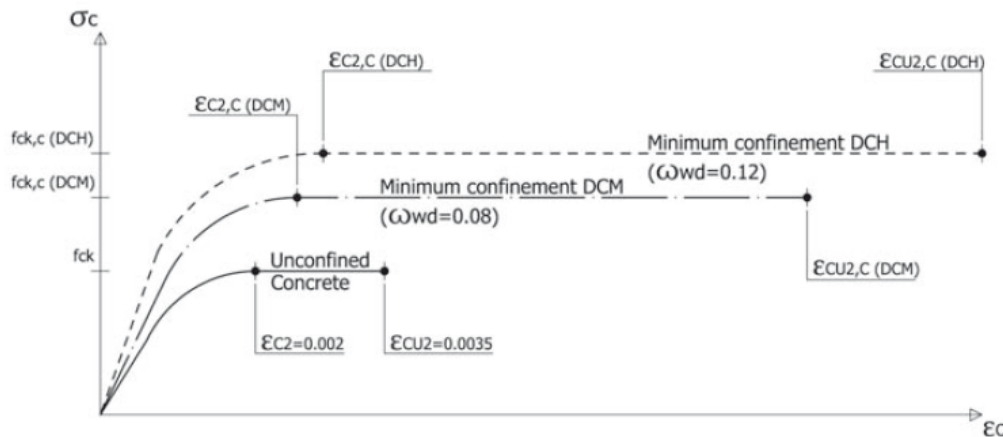


Figura 2.1 – Diagrama tensión-deformación para el hormigón confinado, para ductilidades en EC-8

Los edificios sismorresistentes de hormigón se dimensiona para que presenten una capacidad de disipación de energía y un comportamiento dúctil global. Se asegura un comportamiento dúctil si la demanda de ductilidad se extiende sobre un gran número de elementos y en todos los niveles de la estructura. Para ello, los modos de rotura dúctiles (por ejemplo, flexión) deben preceder a los frágiles (por ejemplo, cortante) con una fiabilidad suficiente. En función de comportamiento de la estructura, se clasifica en tres las clases de ductilidad:

- Clase de Ductilidad Baja
- Clase de Ductilidad Media
- Clase de Ductilidad Alta

A cada clase le corresponde un diseño, dimensionado y detallado de acuerdo con disposiciones de sismorresistencia específicas, permitiendo a la estructura desarrollar mecanismos estables asociados a una disipación histerética de energía bajo cargas alternativas repetidas, sin sufrir roturas frágiles.

Para proporcionar la cantidad de ductilidad adecuada a cada clase, se deben satisfacer las disposiciones específicas para todo elemento estructural correspondiente, en función de las distintas ductilidades se usan diferentes valores del coeficiente de comportamiento.

2.1. Rango de ductilidades en estructura de hormigón

En el diseño por capacidad, se define el coeficiente de comportamiento que depende del sistema estructural elegido en la construcción. Este sistema se delimita las tres clases de ductilidad: bajo, medio o alto. A partir de la clase de ductilidad se va a requerir una serie de materiales a utilizar y unos detalles constructivos específicos. Los criterios para utilizar el coeficiente de comportamiento varían entre las diferentes formas.

2.1.1. Coeficiente de comportamiento según EC-8

El coeficiente de comportamiento en la norma EC-8 se obtiene en función de la Tabla 2.1. En esta se establecen 3 clases de ductilidad: Ductility Class Low (DCL), Ductility Class Medium (DCM) y Ductility Class High (DCH), el rango de valores es el siguiente:

- Clase de Ductilidad Baja: desde 1,0 hasta 1,5. Este rango se puede ampliar hasta 2,0 en el caso de que el valor del axil reducido en la situación sísmica de cálculo es menor de 0,2.
- Clase de Ductilidad Media: desde 1,5 hasta 3,0.
- Clase de Ductilidad Alta: desde 3,0 hasta 4,5.

Tabla 2.1 - Valores del coeficiente de comportamiento q_0 para sistemas regulares en altura (AEN/CTN 140, 2011)

TIPO ESTRUCTURAL	DCM	DCH
Sistema de pórticos, dual, de muros acoplados	3,0 α_w/α_1	4,5 α_w/α_1
Sistema de muros desacoplados	3,0	4,0 α_w/α_1
Sistema núcleo	2,0	3,0
Sistemas de péndulo invertido	1,5	2,0

Los valores de la tabla se pueden modificar, aumentar su valor, en función de parámetros siguientes. Cuando son edificios no regulares en altura, el valor q_0 se reducirá un 20%.

Cuando el coeficiente multiplicador α_u/α_1 no se ha evaluado mediante un cálculo explícito, se pueden usar los siguientes valores aproximados para los edificios regulares en planta:

- a) Sistemas de pórticos o sistemas duales equivalentes a pórtico.
 - En edificios de una planta: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$.
 - En edificios de varias plantas, pórticos de un vano: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.
 - En edificios de varias plantas, pórticos de varios vanos o estructuras duales equivalentes a pórtico: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.
- b) Sistemas de muros o sistemas duales equivalentes a muro.
 - En edificios de sistemas de muros con sólo dos muros desacoplados por dirección horizontal: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$.
 - En edificios de con otros sistemas de muros desacoplados: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$.
 - En edificios de con sistemas duales equivalentes a muro, o sistemas de muros acoplados: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.

Los valores de α_u/α_1 pueden ser mayores siempre que se confirme a través de un análisis global estático no lineal (pushover). En cualquier caso el valor máximo de α_u/α_1 que se puede usar es 1,5.

El valor máximo coeficiente de comportamiento para considerar la capacidad de disipación de energía, se obtiene para cada dirección de cálculo como:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (2.1)$$

El coeficiente k_w refleja el modo de fractura predominante en sistemas estructurales con muros. En sistemas de pórticos y sistemas duales equivalentes a pórtico $k_w = 1,00$ y en sistemas de muros, sistemas equivalentes a muro y sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo) se calcula como:

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \begin{matrix} \leq 1,0 \\ \geq 0,5 \end{matrix} \quad (2.2)$$

2.1.2. Coeficiente de comportamiento según NCSE-02 y el Anejo 10 de la EHE-08

El coeficiente de comportamiento de las normas NCSE-02 y el Anejo 10 de la EHE-08 se obtiene en función del sistema estructural elegido. En esta se establecen 3 clases de ductilidad: Clase de Ductilidad Baja, Clase de Ductilidad Media y Clase de Ductilidad Alta, para estructuras de hormigón los requisitos para tener un determinado coeficiente de comportamiento son los siguientes:

Para un coeficiente de comportamiento $q = 4$ (Clase de Ductilidad Alta) debe cumplirse las siguientes condiciones:

- La resistencia a las acciones horizontales debe obtenerse mediante pórticos planos o espaciales de nudos dúctiles rígidos o mediante sistemas de rigidización dúctiles especialmente diseñados para disipar energía mediante flexiones o cortantes cíclicos en tramos cortos.
- Si existen núcleos de rigidización, su colaboración a la resistencia de las acciones horizontales debe ser menos del 50% de la fuerza sísmica horizontal.
- Las vigas de hormigón armado tienen que ser de canto.
- El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéneamente por toda la estructura.
- Para considerar que la estructura tiene un coeficiente de comportamiento de clase de ductilidad alta debe cumplir la no inversión de momentos en la situación sísmica.



Figura 2.2 – Ejemplos de organizaciones estructurales con $q = 4$ (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

Para un coeficiente de comportamiento $q = 3$ (Clase de Ductilidad Media) debe cumplirse las siguientes condiciones:

- La resistencia a las acciones horizontales se consigue principalmente mediante pantallas no acopladas de hormigón armado.
- Las vigas de hormigón armado tienen que ser de canto.
- El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con media capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéneamente por toda la estructura.

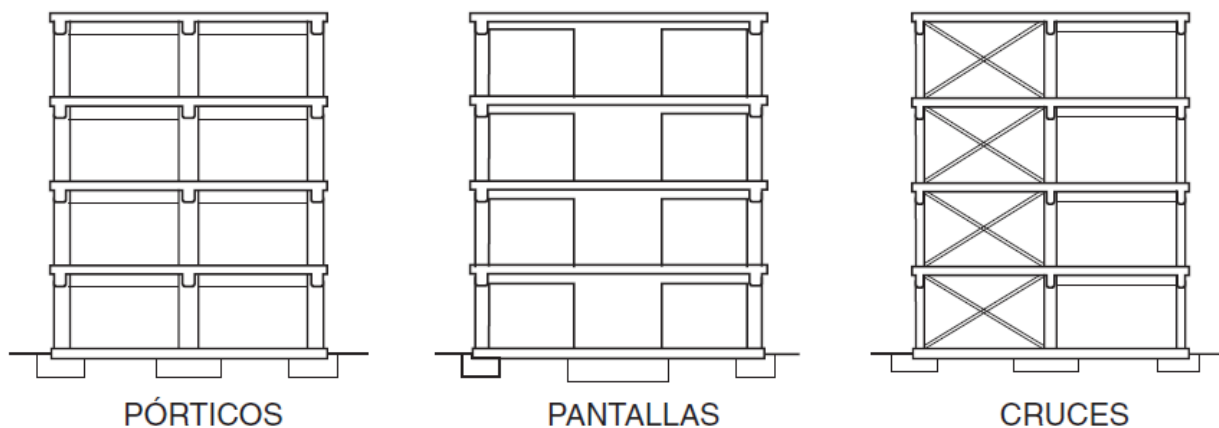


Figura 2.3 – Ejemplos de organizaciones estructurales con $q = 3$ (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

Se adoptara un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$ (ductilidad baja), si la estructura posee los soportes de hormigón con núcleos, muros o pantallas verticales, pero no satisface los requisitos anteriores en cuanto a tipo y detalles estructurales. Se encuadran en este grupo:

- Las estructuras de tipo péndulo invertido o asimilables.
- Las de losas planas, forjados reticulares o forjados unidireccionales con vigas planas.



Figura 2.4 – Ejemplos de organizaciones estructurales con $q = 2$ (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

3. Proyectar por capacidad

En la ingeniería sísmica la forma de proyectar las estructuras se basa en un dimensionamiento por capacidad de resistencia, la norma EC-8 la define de la manera siguiente:

Método de cálculo en el que los elementos del sistema estructural se eligen, dimensionan y detallan adecuadamente para asegurar la disipación de energía ante grandes deformaciones, mientras que todos los demás elementos estructurales se dotan de resistencia suficiente de forma que puedan mantenerse los medios de disipación de energía escogidos. (AEN/CTN 140, 2011)

El proyecto de capacidad se basa en dimensionar, diseñar y detallar el armado de manera adecuada para las sollicitaciones sísmicas. En la parte del dimensionamiento, se debe dotar de una reserva de resistencia a los modos de rotura que pueden ocasionar daños a la vida humana, como son las roturas frágiles. Entre los efectos a evitar están:

- Rotura por compresión en secciones de hormigón sin plastificación de armaduras de tracción.
- Rotura por cortante o torsión primaria
- Rotura de uniones entre elementos o nudos en pórticos de nudos rígidos.
- Plastificación de la cimentaciones o cualquier elemento que deba permanecer en rango elásticos
- Fallos por pandeo
- Concentración de roturas plásticas en un mismo piso de una estructura en altura.
- Etcétera.

El esfuerzo a cortante es una de las roturas frágiles y por tanto debe aplicar un criterio de sobrerresistencia para prevenir su aparición. Las diferentes normas, aplican diferentes coeficientes de resistencia en función de la clase de ductilidad y del elemento de la estructura. Se debe distinguir la manera de plantear el problema según el tipo de elemento.

3.1. Proyecto por capacidad para vigas

En vigas sismorresistentes primarias, los esfuerzos cortantes de cálculo se determinan en función de la situación de equilibrio del elemento bajo:

- a) Carga transversal actuando sobre ella en la situación sísmica de cálculo.
- b) Momentos en el extremo $M_{i,d}$ (con $i = 1,2$ indicando los extremos del elemento), asociados a la formación de rótulas plásticas para las direcciones positiva y negativa de la carga sísmica.

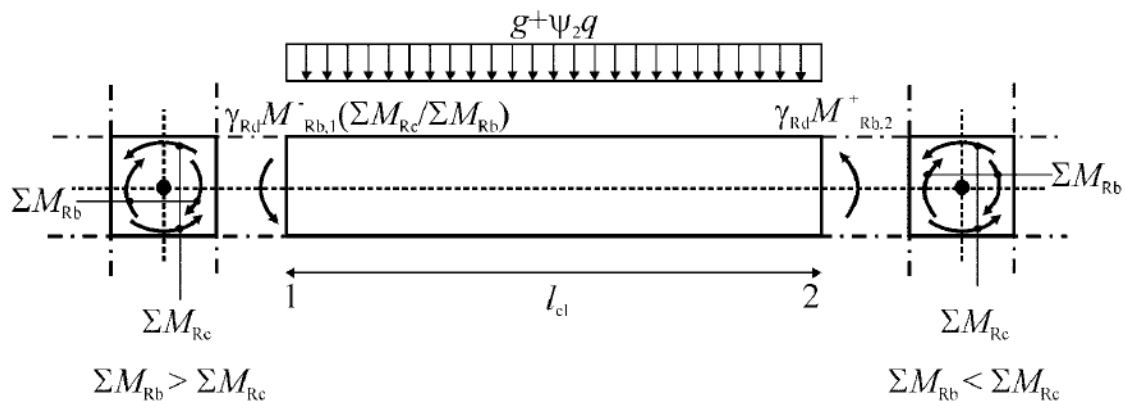


Figura 3.1 – Valores de dimensionamiento por capacidad de los esfuerzos cortante en vigas (AEN/CTN 140, 2011)

Las rótulas plásticas se forman en los extremos, bien de la viga, o bien (si se forman allí primero) en los elementos verticales conectados a la viga, ver Figura 3.1. La manera de aplicarlo es la siguiente.

- a) En la sección extrema i , se calcula los valores del esfuerzo cortante, el máximo $V_{Ed,max,i}$ y el mínimo $V_{Ed,min,i}$ correspondientes al valor máximo positivo y al valor máximo negativo de los momentos en el extremo $M_{i,d}$ que se pueden desarrollar en los extremos 1 y 2 de la viga.
- b) Los momentos en el extremo $M_{i,d}$ se calculan como:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left\{ 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right\} \quad (3.1)$$

- c) En el extremo de una viga donde ésta es soportada por otra viga, en vez de confluir en un elemento vertical, el momento en el extremo $M_{i,d}$ puede tomarse como igual al momento actuante en la sección extrema de la viga en la situación sísmica de cálculo.

Este método de dimensionamiento se puede simplificar con las siguientes fórmulas para el caso de vigas.

$$V_{d1} = \frac{qL}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}^{1-} + M_{Rd}^{2+}}{L} \quad (3.2)$$

$$V_{d2} = \frac{qL}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}^{1+} + M_{Rd}^{2-}}{L} \quad (3.3)$$

3.2. Proyecto por capacidad para soportes

En pilares sismorresistentes primarios, el valor de los esfuerzos cortantes se determina en función de la situación de equilibrio del pilar bajo los momentos, en el extremo $M_{i,d}$ (con $i = 1,2$ indicando los extremos del pilar), correspondientes a la formación de rótulas plásticas para las direcciones positiva y negativa de la carga sísmica. Las rótulas plásticas se forman en los extremos del pilar o (si se forman allí primero) en las vigas, ver Figura 3.2.

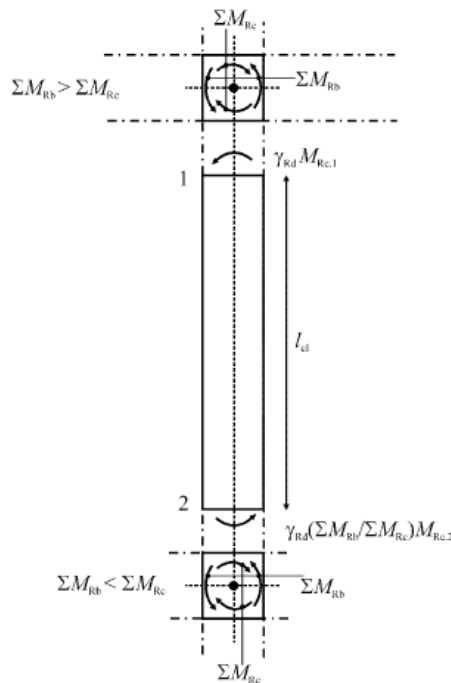


Figura 3.2 – Valores de dimensionar por capacidad de los esfuerzos cortante en pilares (AEN/CTN 140, 2011)

Los momentos en el extremo $M_{i,d}$ se calculan como:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{RC,i} \min \left\{ 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right\} \quad (3.4)$$

3.3. Dimensionamiento por Capacidad según NCSE-02

Para la norma sismorresistente NCSE-02 el dimensionamiento por capacidad es un poco diferente a método anterior, porque el coeficiente de mayoración se aplica a los momentos de dimensionamiento y no a los resistentes de la sección (como en el apartado anterior), quedando así la fórmula de manera simplificada:

$$V_{d1} = \gamma_{Rd} \left(\frac{qL}{2} + \frac{M_{Ed}^{1-} + M_{Ed}^{2+}}{L} \right) \quad (3.5)$$

$$V_{d2} = \gamma_{Rd} \left(\frac{qL}{2} + \frac{M_{Ed}^{1+} + M_{Ed}^{2-}}{L} \right) \quad (3.6)$$

Las normas Anejo 10 y EC-8 tratan de manera correcta el dimensionamiento por capacidad y por tanto en la norma NCSE-02 se aplica un “dimensionamiento por capacidad” un poco diferente, pero en su conjunto los métodos anteriores quieren dotar de un resistencia superior, en las zonas de rotulas plásticas para el esfuerzo cortante.

3.4. Dimensionamiento por Capacidad en Soportes

En la siguiente tabla se ven los diferentes valores que toma el coeficiente de reserva de resistencia según las diferentes normas para el caso de soportes.

Tabla 3.1: Coeficientes de reserva de resistencia en dimensionamiento por capacidad en soportes

Clase de ductilidad:	Valor de μ :	NCSE-02	Anejo 10 de EHE-08	EC-8
Baja	$\mu = 1,5$	*	*	-
Baja	$\mu = 2,0$	-	1,20	1,10
Media	$\mu = 3,0$	1,25	1,35	1,10
Alta	$\mu = 4,0$	1,25	1,35	1,30
Alta	$\mu = 4,5$	**	**	1,30

Notas:
 * No se contemplan ductilidades tan bajas para estructuras de hormigón armado, estableciendo como mínimo un valor de ductilidad de dos.
 ** La norma no permite utilizar este coeficiente, la ductilidad mayor en la norma se establece en cuatro.

Estos valores se han obtenido de las diferentes normas en los apartados que se especifican en la siguiente tabla.

Tabla 3.2: Trazabilidad de información del dimensionado por capacidad en soportes

Clase de ductilidad:	Valor de μ :	NCSE-02	Anejo 10 de EHE-08	EC-8
Baja	$\mu = 1,5$	-	-	-
Baja	$\mu = 2,0$	-	Art. 5.1.3	5.4.2.3 (2)
Media	$\mu = 3,0$	Art. 4.5.3.1	Art. 5.1.3	5.4.2.3 (2)
Alta	$\mu = 4,0$	Art. 4.5.3.1	Art. 5.1.3	5.5.2.2 (3)
Alta	$\mu = 4,5$	-	-	5.5.2.2 (3)

3.5. Dimensionamiento por Capacidad en Vigas

En la siguiente tabla se ven los diferentes valores que toma el coeficiente de reserva de resistencia según las diferentes normas para el caso de vigas.

Tabla 3.3: Coeficientes de reserva de resistencia en dimensionamiento por capacidad en vigas

Clase de ductilidad:	Valor de μ :	NCSE-02	Anejo 10 de EHE-08	EC-8
Baja	$\mu = 1,5$	*	*	-
Baja	$\mu = 2,0$	-	1,35	1,00
Media	$\mu = 3,0$	1,25	1,35	1,00
Alta	$\mu = 4,0$	1,25	1,35	1,20
Alta	$\mu = 4,5$	**	**	1,20

Notas:
 * No se contemplan ductilidades tan bajas para estructuras de hormigón armado, estableciendo como mínimo un valor de ductilidad de dos.
 ** La norma no permite utilizar este coeficiente, la ductilidad mayor en la norma se establece en cuatro.

Estos valores se han obtenido de las diferentes normas en los apartados que se especifican en la siguiente tabla.

Tabla 3.4: Trazabilidad de información del dimensionado por capacidad en vigas

Clase de ductilidad:	Valor de μ :	NCSE-02	Anejo 10 de EHE-08	EC-8
Baja	$\mu = 1,5$	-	-	-
Baja	$\mu = 2,0$	-	Art. 5.1.1	5.4.2.2 (2)
Media	$\mu = 3,0$	Art. 4.5.2.1	Art. 5.1.1	5.4.2.2 (2)
Alta	$\mu = 4,0$	Art. 4.5.2.1	Art. 5.1.1	5.5.2.1 (3)
Alta	$\mu = 4,5$	-	-	5.5.2.1 (3)

Se observa tres tipos de mentalidad en la construcción a partir de los coeficientes.

- NCSE-02: El criterio se aplica en ductilidades media y alta, donde se necesita una sobrerresistencia de un 25% al valor de cálculo en las acciones sísmicas.
- Anejo 10 de EHE-08: El criterio se aplica en todas las ductilidades, donde se necesita una sobrerresistencia de un 35% sobre el valor de resistencia de la secciones, con la excepción de un 20% en soportes en ductilidad baja.
- EC-8: Se observa el criterio soporte fuerte y viga débil, con un margen del 10% de diferencia. Además en función de un aumento de la ductilidad también aumenta el coeficiente de sobrerresistencia, en un 20%. En ductilidad con un coeficiente de comportamiento menor de 1,5 no se aplica.

3.6. Programa CYPECAD

El programa realiza las siguientes comprobaciones, según el código de color de la Tabla 1.1, por tanto:

Tabla 3.5: Comprobaciones que realiza CYPECAD en dimensionamiento por capacidad

Clase de ductilidad:		Valor de μ :	NCSE-02	Anejo 10 de EHE-08	EC-8
Soportes	Baja	$\mu = 1,5$	-	-	-
	Baja	$\mu = 2,0$	-	1,20	1,10
	Media	$\mu = 3,0$	1,25	1,35	1,10
	Alta	$\mu = 4,0$	1,25	1,35	1,30
	Muy Alta	$\mu = 4,5$			1,30
Vigas	Baja	$\mu = 1,5$	-	-	-
	Baja	$\mu = 2,0$	-	1,35	1,00
	Media	$\mu = 3,0$	1,25	1,35	1,00
	Alta	$\mu = 4,0$	1,25	1,35	1,20
	Muy Alta	$\mu = 4,5$	-	-	1,20

3.6.1. Conclusión parcial

La aplicación del concepto de proyectar por capacidad en el programa informático la realiza para evitar la rotura por cortante. En la norma NCSE-02 no realiza correctamente la comprobación por lo que el proyecto a construir está mal realizado, estando del lado de la inseguridad, es un cambio que debería ser subsanado en versiones posteriores del programa. La aplicación del Anejo 10 de la EHE-08 se realiza correctamente y para la norma EC-8 también, exceptuando cuando la ductilidad es baja en viga, que no comprueba que el valor sea mayor o igual a la unidad.

DETALLE CONSTRUCTIVO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4. Detallado constructivo en soportes resistentes a sismo

En este apartado se va a redactar una serie de tablas donde se detallan las principales características del armado de un pilar de hormigón armado. Esta tabla esta subdivida en 4 partes: Materiales, Restricciones geométricas, Detalles constructivos fuera de zonas críticas y Detalles constructivos en zonas críticas.

El detallado especial de la armadura en los elementos estructurales requiere aplicar una serie de requisitos y de disposiciones que aseguren un comportamiento de ductilidad para las diferentes sollicitaciones de la acción sísmica, en base a la experiencia disponible y el comportamiento real de estructuras sometidas a sismo.

Se hace referencia a las zonas críticas a los lugares donde se van a producir las rotulas plásticas, en el caso de los soportes nos referimos a las zonas que están solapándose las armadura, al nacimiento del pilar y final del este.

Las normas de detalle de armadura específica en caso de pilares resistentes a sismo son EC-8, Anejo de la EHE-08 y NCSE-02.

Paras las norma EC-8 (en el apartado 5.4.3.2.2 (5)P) y Anejo 10 de la EHE-08 (en el artículo 6.3) se indica que en el caso de pilares cortos (menor de 3 veces la mayor dimensión de la sección transversal) se considerará toda la altura de pilar como zona critica. La norma NCSE-02 no indica nada al respecto de pilares cortos. Como criterio de buena construcción debe seguir el criterio de las dos normas anteriores.

El detalle de solapamiento en las normas más recientes (son Anejo 10 de la EHE-08 y EC-8) indica que los empalmes de las armaduras se alejaran de las zonas próximas a los extremos o de las zonas donde se prevea la formación de rotulas plásticas, ver la Figura 4.2. En la construcción española no se respecta este principio y se suele empalmar las armaduras en el principio del soporte, ver la Figura 4.1. En este proyecto final de master se va a utilizar los criterios más adecuados, en su aplicación constructiva de los elementos soporte.

El detallado de los soportes tiene que ser complementando por las normas de hormigón armado no sísmicas, son la EHE-08 para la NCSE-02 y el Anejo 10 de EHE-08 y la EC-2 para el EC-8.

Las tablas son las siguientes:

- Armadura específica para sismo en Soportes según EC-8
- Armadura específica para sismo en Soportes según Anejo 10 de la EHE-8
- Armadura específica para sismo en Soportes según NCSE-02
- Armadura con carácter general en Soportes según EC-2
- Armadura con carácter general en Soportes según EHE-08

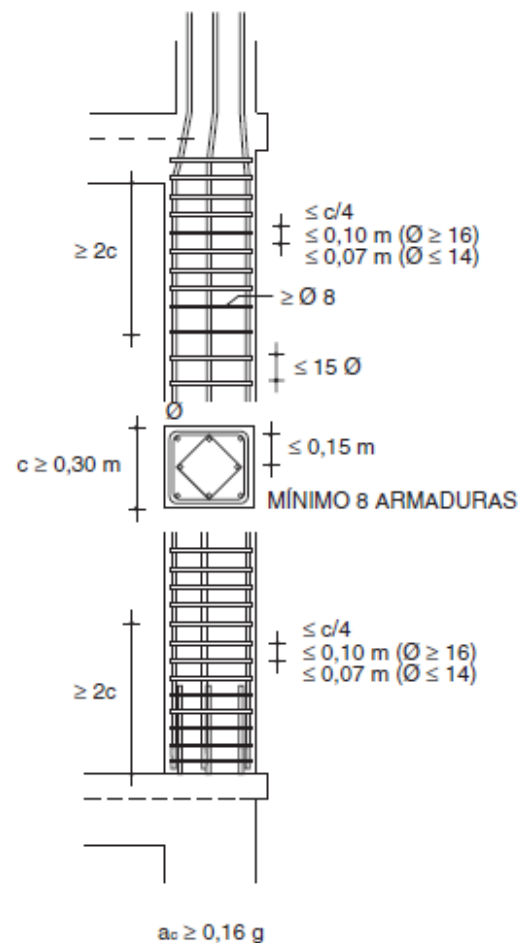


Figura 4.1 – Detalle de armado en pilares según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

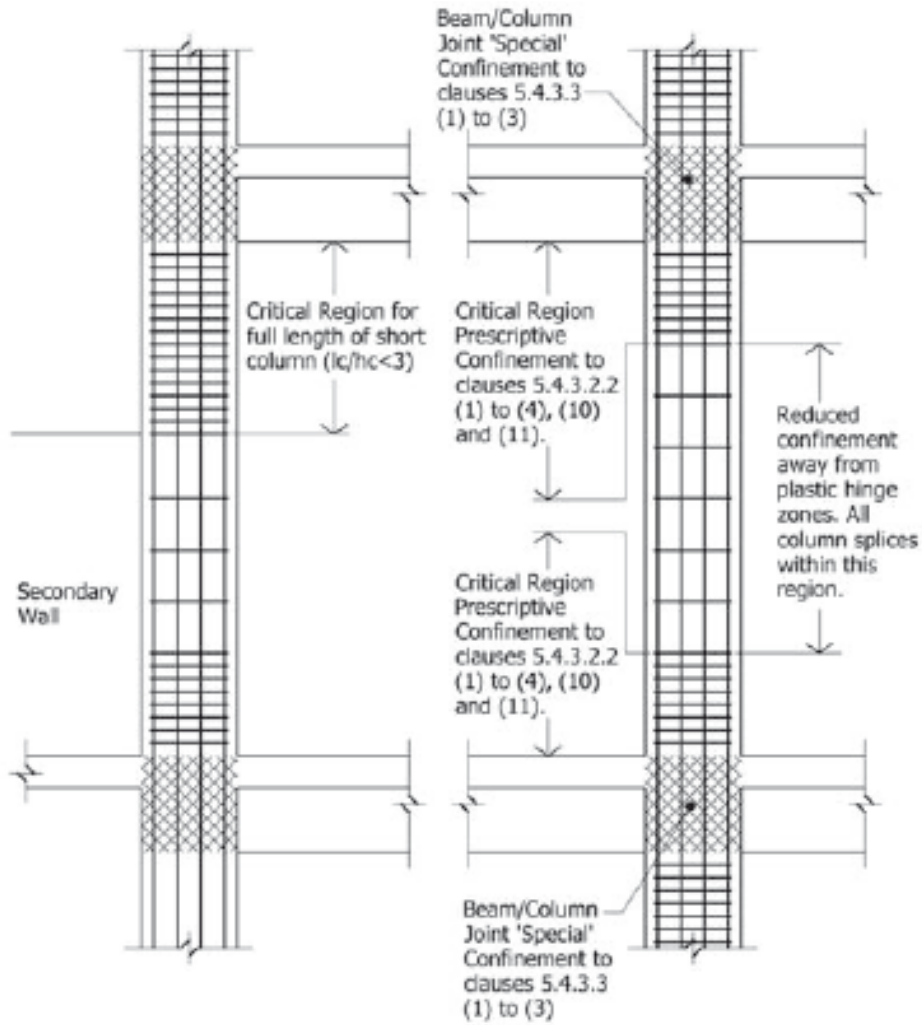


Figura 4.2 – Detalle de armado en pilares según EC-8 (Elghazouli, 2009)

El detallado del armado en pilares es importante para garantizar que en función del coeficiente de comportamiento aplicado la ductilidad aumente, ver Figura 2.1.

4.1. Armadura específica para sismo en Soportes según EC-8

Tabla 4.1: Armadura específica para sismo en Soportes según EC-8

Parámetros:	Clase Ductilidad Baja $\mu = 1,5$	Clase Ductilidad Media $\mu = 3$	Clase Ductilidad Alta $\mu = 4,5$
1. Materiales			
Resistencia mínima del hormigón	*	C16/20	C20/25
Tipo de acero	B o C	B o C	C
2. Restricciones geométricas			
Dimensión mínima de la sección	*	0,25 m	0,25 m
Relación entre canto y ancho	*	**	**
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas			
Número mínimo de armaduras por cara	*	3	3
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	*	**	**
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	*	**	**
Diámetro mínimo de armadura transversal	*	**	**
Separación máxima de armaduras longitudinales	*	0,20 m	0,15 m
Separación máxima de armaduras transversales	*	**	**
Cuantía mínima de armadura longitudinal	*	1%	1%
Cuantía máxima de armadura longitudinal	*	4%	4%
4. Detalles constructivos en zonas críticas			
Longitud mínima de la zona crítica	*	$\text{Max}\{b_c; h_c; 1/6 l_{cl}; 0,45 \text{ m}\}$	$\text{Max}\{1,5 \cdot b_c; 1,5 \cdot h_c; 1/6 l_{cl}; 0,6 \text{ m}\}$ ***
Diámetro mínimo de armadura transversal	*	6 mm	$\text{Min}\{6 \text{ mm}; 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}\}$
Separación máxima de armaduras transversales	*	$\text{Min}\{h_c/2; 0,175 \text{ m}; 8d_{bL}\}$	$\text{Min}\{h_c/3; 0,125 \text{ m}; 6d_{bL}\}$
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	*	$\text{Max}\{0,08; \frac{1}{\alpha} \left(30\mu_{\phi} v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right)\}$	$\text{Max}\{0,08; \frac{1}{\alpha} \left(30\mu_{\phi} v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right)\}$ ****
Notas:			
* El dimensionado para una ductilidad baja se debe utilizar el Eurocódigo 2.			
** El parámetro tomara el valor de que indica el Eurocódigo 2.			
*** En las dos primeras plantas del edificio se debe aumentar en un 50% la longitud de la zona crítica.			

**** Este valor en las zonas de bases de pilares no será menor de 0,12.

4.2. Armadura específica para sismo en Soportes según Anejo 10 de EHE-08

Tabla 4.2: Armadura específica para sismo en Soportes según Anejo 10 de EHE-08

Parámetros:	Clase Ductilidad Baja $\mu = 2$	Clase Ductilidad Media $\mu = 3$	Clase Ductilidad Alta $\mu = 4$
1. Materiales			
Resistencia mínima del hormigón	-	-	-
Tipo de acero	SD	SD	SD
2. Restricciones geométricas			
Dimensión mínima de la sección	-	0,25 m	0,30 m
Relación entre canto y ancho	$\leq 2,5$	$\leq 2,5$	$\leq 2,5$
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas			
Número mínimo de armaduras por cara	3	3	3
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	6	6	6
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	6 mm	Max {6 mm; $\frac{1}{4} d_{bL}$ }	Max {8 mm; $\frac{1}{4} d_{bL}$ }
Separación máxima de armaduras longitudinales	-	0,20 m	0,15 m
Separación máxima de armaduras transversales	Min { $15d_{bL}$; 0,15 m}	Min { $15d_{bL}$; 0,15 m}	Min { $15d_{bL}$; 0,15 m}
Cuantía mínima de armadura longitudinal	1%	1%	1%
Cuantía máxima de armadura longitudinal	6%	4%	4%
4. Detalles constructivos en zonas críticas			
Longitud mínima de la zona crítica	Max { b_c ; h_c ; $1/6 l_{cl}$; 0,45 m}	Max { b_c ; h_c ; $1/6 l_{cl}$; 0,45 m}	Max { b_c ; h_c ; $1/6 l_{cl}$; 0,45 m}
Diámetro mínimo de armadura transversal	6 mm	Max {6 mm; $\frac{1}{4} d_{bL}$ }	Max {8 mm; $\frac{1}{4} d_{bL}$ }
Separación máxima de armaduras transversales	-	Min { $h_c/3$; 0,15 m; $8d_{bL,min}$ }	Min { $h_c/4$; 0,10 m; $6d_{bL,min}$ }
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	0,08	Max {0,08; $\frac{1}{\alpha} \left(\frac{v_{df} y_d}{1333} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right)$ **}	Max {0,08; $\frac{1}{\alpha} \left(\frac{v_{df} y_d}{950} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right)$ **}
Notas: * El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma. ** Respetando la figura que indica que las armaduras longitudinales centrales estén unidas por un cerco.			

4.3. Armadura específica para sismo en Soportes según NCSE-02

Tabla 4.3: Armadura específica para sismo en Soportes según NCSE-02

Parámetros:	Aceleración [0,00g – 0,12g)	Aceleración [0,12g – 0,16g)	Aceleración ≥ 0,16g
1. Materiales			
Resistencia mínima del hormigón	-	-	-
Tipo de acero	-	-	-
2. Restricciones geométricas			
Dimensión mínima de la sección	-	0,25 m	0,30 m
Relación entre canto y ancho	-	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas			
Número mínimo de armaduras por cara	-	3	3
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	6	6
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-
Separación máxima de armaduras longitudinales	-	0,20 m	0,15 m
Separación máxima de armaduras transversales	-	$15 d_{bL}^{**}$	$15 d_{bL}^{**}$
Cuantía mínima de armadura longitudinal	-	-	1%
Cuantía máxima de armadura longitudinal	-	-	6%
4. Detalles constructivos en zonas críticas			
Longitud mínima de la zona crítica	-	$\text{Max}\{2b_c; 2h_c\}$	$\text{Max}\{2b_c; 2h_c\}$
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	8 mm
Separación máxima de armaduras transversales	-	$\text{Min}\{h_c/3; 0,10 \text{ m para } \varnothing 12 \text{ y } \varnothing 14; 0,15 \text{ m para } \geq \varnothing 16\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 0,07 \text{ m para } \varnothing 12 \text{ y } \varnothing 14; 0,10 \text{ m para } \geq \varnothing 16\}$
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	-	-	***
Notas:			
* El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.			
** Esto valores aparece en la figura de la norma, pero están escritos.			
*** No aparece un valor para considerar este parámetro, pero sí que existe una figura que indica la colocación de un armado transversal, que una las armaduras longitudinales centrales con un cerco.			

4.4. Armadura con carácter general en Soportes según EC-2

Tabla 4.4: Armadura con carácter general en Soportes según EC-2

Parámetros:	Capítulo 9	Anexo nacional
1. Materiales		
Resistencia mínima del hormigón	C12/15	C25/30
Tipo de acero	A, B o C	-
2. Restricciones geométricas		
Dimensión mínima de la sección	-	-
Relación entre canto y ancho	≤ 4	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas		
Número mínimo de armaduras por cara	2 **	-
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	4	-
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	8 mm	12 mm
Diámetro mínimo de armadura transversal	$\text{Min}\{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} d_{bL,max}\}$	-
Separación máxima de armaduras longitudinales	0,15 m	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{20d_{bL,min}; b_c; h_c; 0,40 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{15d_{bL,min}; 0,30 \text{ m}\}$
Cuantía mínima de armadura longitudinal	$\text{Max}\{0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 \cdot b_c \cdot h_c \}$	$\text{Max}\{0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,004 \frac{A_c}{f_{yd}} \}$
Cuantía máxima de armadura longitudinal	4%	$0,50 \frac{f_{cd}A_c}{f_{yd}}$
4. Detalles constructivos en zonas críticas		
Longitud mínima de la zona crítica	$\text{Max}\{b_c; h_c \}$	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	El 60% de la separación fuera de zona crítica	-
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	-	-
Notas:		
* El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.		
** Si se colocan diámetros mayores de 14 milímetros se dispondrán 3 barras por cara.		

4.5. Armadura con carácter general en Soportes según EHE-08

Tabla 4.5: Armadura con carácter general en Soportes según EHE-08

Parámetros:	Articulado	Comentarios
1. Materiales		
Resistencia mínima del hormigón	HA-25	-
Tipo de acero	S, SD	-
2. Restricciones geométricas		
Dimensión mínima de la sección	0,25 m	-
Relación entre canto y ancho	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas		
Número mínimo de armaduras por cara	2	-
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	6	-
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	12 mm	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	$\frac{1}{4} d_{bL,max}$	-
Separación máxima de armaduras longitudinales	0,30 m	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{15d_{bL,min}; b_c; h_c; 0,30 \text{ m}\}$	-
Cuantía mínima de armadura longitudinal	$\text{Max}\left\{0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,004 A_c; 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right\}$	En la norma española se definen tres mínimos: Cuantía por compresión, Cuantía geometría y Cuantía mecánica
Cuantía máxima de armadura longitudinal	$0,50 \frac{f_{cd} A_c}{f_{yd}}$	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas		
Longitud mínima de la zona crítica	-	No se establece zonas en críticas en una estructura de hormigón armado, a menos que se establezcan solicitaciones sísmicas.
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	
Separación máxima de armaduras transversales	-	
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	-	
Notas:		
* El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.		

4.6. Armados de soportes según clase de ductilidad

Las tablas anteriores muestran las disposiciones de armaduras mínimas de las normas de hormigón armado y las armaduras específicas aplicadas a sismo. En función de la clases de ductilidad y la aceleración de cálculo, se distinguen 9 posibles casos, ver Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Clases de armados en soportes según ductilidad

Ductilidad: Aceleración:	$\mu = 1,5$ o 2	$\mu = 3$	$\mu = 4$ o $4,5$
Entre $0,0g$ y $0,12g$	X		
Entre $0,12g$ y $0,16g$	X	X	X
$\geq 0,16g$	X	X	X

De los posibles casos se van a realizar 7 tablas en función del nivel de ductilidad y la aceleración de cálculo para ver los diferentes armados que se pueden dar en la aplicación de cada norma. Las tablas son las siguientes:

- Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo entre $0,0g$ y $0,12g$
- Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo entre $0,12g$ y $0,16g$
- Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$
- Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo entre $0,12g$ y $0,16g$
- Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$
- Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o $4,5$) con una aceleración de cálculo entre $0,12g$ y $0,16g$
- Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o $4,5$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

4.6.1. Programa CYPECAD

En estas tablas se va analizar el programa CYPECAD 2014, se verificara que el programa realiza las comprobaciones oportunas según cada norma. La manera de hacerlo es con la utilización de un código de colores según la Tabla 1.1.

4.6.2. Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo entre $0,0g$ y $0,12g$ Tabla 4.7: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo entre $0,12g$ y $0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	-	-	-	C25/30	HA-25
Tipo de acero	B o C	SD	-	A, B o C	S, SD
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de la sección	-	-	-	-	0,25 m
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 2,5$	-	≤ 4	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Número mínimo de armaduras por cara	-	3	-	2	2
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	6	-	4	6
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-	12 mm	12 mm
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	-	$\text{Max}\{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} d_{bL,max}\}$	$\frac{1}{4} d_{bL,max}$
Separación máxima de armaduras longitudinales	-	-	-	-	0,30 m
Separación máxima de armaduras transversales	-	$\text{Min}\{15d_{bL,min}; 0,15 \text{ m}\}$	-	$\text{Min}\{15d_{bL,min}; 0,30 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{15d_{bL,min}; b_c; h_c; 0,30 \text{ m}\}$
Cuantía mínima de armadura longitudinal	-	1%	-	$\text{Max}\{0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,004 \frac{A_c}{f_{yd}}\}$	$\text{Max}\{0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,004 A_c; 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\}$
Cuantía máxima de armadura longitudinal	-	6%	-	$0,50 \frac{f_{cd} A_c}{f_{yd}}$	$0,50 \frac{f_{cd} A_c}{f_{yd}}$
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	-	$\text{Max}\{b_c; h_c; 1/6 l_{cl}; 0,45 \text{ m}\}$	-	$\text{Max}\{b_c; h_c\}$	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	-	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	-	El 60% de la separación fuera de zona crítica	-
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	-	0,08	-	-	-

4.6.3. Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo entre 0,12g y 0,16gTabla 4.8: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo entre 0,12g y 0,16g

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del horm.	-	-	-	C25/30	HA-25
Tipo de acero	B o C	SD	-	A, B o C	S, SD
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de la sección	-	-	0,25 m	-	0,25 m
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 2,5$	-	≤ 4	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Número mínimo de armaduras por cara	-	3	3	2	2
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	6	6	4	6
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-	12 mm	12 mm
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	-	Max {6 mm; $\frac{1}{4} d_{bL,max}$ }	$\frac{1}{4} d_{bL,max}$
Separación máxima de armaduras long.	-	-	0,20 m	-	0,30 m
Separación máxima de armaduras transv.	-	Min {15 $d_{bL,min}$; 0,15 m}	15 d_{bL}	Min {15 $d_{bL,min}$; 0,30 m}	Min {15 $d_{bL,min}$; b_c ; h_c ; 0,30 m}
Cuantía mínima de armadura longitudinal	-	1%	-	Max {0,10 $\frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$; 0,004 $\frac{A_c}{f_{yd}}$ }	Max {0,10 $\frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$; 0,004 A_c ; 0,04 $A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ }
Cuantía máxima de armadura longitudinal	-	6%	-	0,50 $\frac{f_{cd} A_c}{f_{yd}}$	0,50 $\frac{f_{cd} A_c}{f_{yd}}$
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	-	Max { b_c ; h_c ; $\frac{1}{6} l_{ct}$; 0,45 m}	Max {2 b_c ; 2 h_c }	Max { b_c ; h_c }	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	6 mm	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	Min { $h_c/3$; 0,10 m para $\varnothing 12$ y $\varnothing 14$; 0,15 m para $\geq \varnothing 16$ }	El 60% de la separación fuera de zona crítica	-
Cuantía mínima de volumétrica de la arm transversal	-	0,08	-	-	-

4.6.4. Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$ Tabla 4.9: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del horm.	-	-	-	C25/30	HA-25
Tipo de acero	B o C	SD	-	A, B o C	S, SD
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de la sección	-	-	0,30 m	-	0,25 m
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 2,5$	-	≤ 4	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Número mínimo de armaduras por cara	-	3	3	2	2
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	6	6	4	6
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-	12 mm	12 mm
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	-	Max {6 mm; $\frac{1}{4} d_{bL,max}$ }	$\frac{1}{4} d_{bL,max}$
Separación máxima de armaduras long.	-	-	0,15 m	-	0,30 m
Separación máxima de armaduras transv.	-	Min {15 $d_{bL,min}$; 0,15 m}	15 d_{bL}	Min {15 $d_{bL,min}$; 0,30 m}	Min {15 $d_{bL,min}$; b_c ; h_c ; 0,30 m}
Cuantía mínima de armadura longitudinal	-	1%	1%	Max {0,10 $\frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$; 0,004 $\frac{A_c}{f_{yd}}$ }	Max {0,10 $\frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$; 0,004 A_c ; 0,04 $A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ }
Cuantía máxima de armadura longitudinal	-	6%	6%	0,50 $\frac{f_{cd} A_c}{f_{yd}}$	0,50 $\frac{f_{cd} A_c}{f_{yd}}$
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	-	Max { b_c ; h_c ; $\frac{1}{6} l_{ci}$; 0,45 m}	Max {2 b_c ; 2 h_c }	Max { b_c ; h_c }	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	8 mm	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	Min { $h_c/4$; 0,07 m para $\varnothing 12$ y $\varnothing 14$; 0,10 m para $\geq \varnothing 16$ }	El 60% de la separación fuera de zona crítica	-
Cuantía mínima de volumétrica de la arm transversal	-	0,08	Detalle de cerco interior de la sección	-	-

4.6.5. Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo entre 0,12g y 0,16g

En esta tabla se ha obviado la información referente a las normas generales de hormigón.

Tabla 4.10: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo entre 0,12g y 0,16g

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	C16/20	-	-		
Tipo de acero	B o C	SD	-		
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de la sección	0,25 m	0,25 m	0,25 m	-	
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 2,5$	-		-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Número mínimo de armaduras por cara	3	3	3		
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	6	6		
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-		
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	$\text{Max}\{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} d_{bL,max}\}$	-		
Separación máxima de armaduras longitudinales	0,20 m	0,20 m	0,20 m	-	
Separación máxima de armaduras transversales	-	$\text{Min}\{15d_{bL,min}; 0,15 \text{ m}\}$	$15 d_{bL}$		
Cuantía mínima de armadura longitudinal	1%	1%	-		
Cuantía máxima de armadura longitudinal	4%	4%	-		
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	$\text{Max}\{b_c; h_c; 1/6 l_{cl}; 0,45 \text{ m}\}$	$\text{Max}\{b_c; h_c; 1/6 l_{cl}; 0,45 \text{ m}\}$	$\text{Max}\{2b_c; 2h_c\}$		-
Diámetro mínimo de armadura transversal	6 mm	$\text{Max}\{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} d_{bL,max}\}$	6 mm	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{h_c/2; 0,175 \text{ m}; 8d_{bL}\}$	$\text{Min}\{h_c/3; 0,15 \text{ m}; 8d_{bL,min}\}$	$\text{Min}\{h_c/3; 0,10 \text{ m para } \varnothing 12 \text{ y } \varnothing 14; 0,15 \text{ m para } \geq \varnothing 16\}$		-
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	$\text{Max}\{0,08; \frac{1}{\alpha} (30\mu_\varnothing v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035)\}$	$\text{Max}\{0,08; \frac{1}{\alpha} (\frac{v_d f_{yd}}{1333} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035)\}$	-	-	-

4.6.6. Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

En esta tabla se ha obviado la información referente a las normas generales de hormigón.

Tabla 4.11: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	C16/20	-	-		
Tipo de acero	B o C	SD	-		
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de la sección	0,25 m	0,25 m	0,30 m	-	
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 2,5$	-		-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Número mínimo de armaduras por cara	3	3	3		
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	6	6		
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-		
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	$\text{Max}\{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} d_{bL,max}\}$	-		
Separación máxima de armaduras longitudinales	0,20 m	0,20 m	0,15 m	-	
Separación máxima de armaduras transversales	-	$\text{Min}\{15d_{bL,min}; 0,15 \text{ m}\}$	$15 d_{bL}$		
Cuantía mínima de armadura longitudinal	1%	1%	1%		
Cuantía máxima de armadura longitudinal	4%	4%	6%		
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	$\text{Max}\{b_c; h_c; 1/6 l_{cl}; 0,45 \text{ m}\}$	$\text{Max}\{b_c; h_c; 1/6 l_{cl}; 0,45 \text{ m}\}$	$\text{Max}\{2b_c; 2h_c\}$		-
Diámetro mínimo de armadura transversal	6 mm	$\text{Max}\{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} d_{bL,max}\}$	8 mm	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{h_c/2; 0,175 \text{ m}; 8d_{bL}\}$	$\text{Min}\{h_c/3; 0,15 \text{ m}; 8d_{bL,min}\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 0,07 \text{ m para } \varnothing 12 \text{ y } \varnothing 14; 0,10 \text{ m para } \geq \varnothing 16\}$		-
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	$\text{Max}\{0,08; \frac{1}{\alpha} (30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035)\}$	$\text{Max}\{0,08; \frac{1}{\alpha} (\frac{v_d f_{yd}}{1333} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035)\}$	Detalle de cerco interior de la sección	-	-

4.6.7. Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o 4,5) con una aceleración de cálculo entre 0,12g y 0,16g

En esta tabla se ha obviado la información referente a las normas generales de hormigón.

Tabla 4.12: Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o 4,5) con una aceleración de cálculo entre 0,12g y 0,16g

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	C20/25	-	-		
Tipo de acero	C	SD	-		
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de la sección	0,25 m	0,30 m	0,25 m	-	
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 2,5$	-		-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Número mínimo de armaduras por cara	3	3	3		
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	6	6		
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-		
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	Max {6 mm; $\frac{1}{4} d_{bL,max}$ }	-		
Separación máxima de armaduras longitudinales	0,15 m	0,15 m	0,20 m	-	
Separación máxima de armaduras transversales	-	Min {15 $d_{bL,min}$; 0,15 m}	15 d_{bL}		
Cuantía mínima de armadura longitudinal	1%	1%	1%		
Cuantía máxima de armadura longitudinal	4%	4%	6%		
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	Max {1,5 · b_c ; 1,5 · h_c ; $\frac{1}{6} l_{cl}$; 0,6 m}	Max { b_c ; h_c ; $\frac{1}{6} l_{cl}$; 0,45 m}	Max {2 b_c ; 2 h_c }		-
Diámetro mínimo de armadura transversal	Min {6 mm; $0,4 \cdot \frac{d_{bL,max}}{\sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}}$ }	Max {8 mm; $\frac{1}{4} d_{bL,max}$ }	6 mm	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	Min { $h_c/3$; 0,125 m; $6d_{bL}$ }	Min { $h_c/4$; 0,10 m; $6d_{bL,min}$ }	Min { $h_c/3$; 0,10 m para $\varnothing 12$ y $\varnothing 14$; 0,15 m para $\geq \varnothing 16$ }		-
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	Max {0,08; $\frac{1}{\alpha} (30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035)$ }	Max {0,08; $\frac{1}{\alpha} (\frac{v_d f_{yd}}{950} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035)$ }	-	-	-

4.6.8. Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o 4,5) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

En esta tabla se ha obviado la información referente a las normas generales de hormigón.

Tabla 4.13: Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o 4,5) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	C20/25	-	-		
Tipo de acero	C	SD	-		
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de la sección	0,25 m	0,30 m	0,30 m	-	
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 2,5$	-		-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Número mínimo de armaduras por cara	3	3	3		
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	6	6		
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-		
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	Max {6 mm; $\frac{1}{4} d_{bL,max}$ }	-		
Separación máxima de armaduras longitudinales	0,15 m	0,15 m	0,15 m	-	
Separación máxima de armaduras transversales	-	Min { $15d_{bL,min}$; 0,15 m}	$15 d_{bL}$		
Cuantía mínima de armadura longitudinal	1%	1%	1%		
Cuantía máxima de armadura longitudinal	4%	4%	6%		
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	Max { $1,5 \cdot b_c$; $1,5 \cdot h_c$; $\frac{1}{6} l_{cl}$; 0,6 m}	Max { b_c ; h_c ; $\frac{1}{6} l_{cl}$; 0,45 m}	Max { $2b_c$; $2h_c$ }		-
Diámetro mínimo de armadura transversal	Min {6 mm; $0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}$ }	Max {8 mm; $\frac{1}{4} d_{bL,max}$ }	8 mm	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	Min { $h_c/3$; 0,125 m; $6d_{bL}$ }	Min { $h_c/4$; 0,10 m; $6d_{bL,min}$ }	Min { $h_c/4$; 0,07 m para $\varnothing 12$ y $\varnothing 14$; 0,10 m para $\geq \varnothing 16$ }		-
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	Max {0,08; $\frac{1}{\alpha} \left(30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right)$ }	Max {0,08; $\frac{1}{\alpha} \left(\frac{v_d f_{yd}}{950} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right)$ }	Detalle de cerco interior de la sección	-	-

4.6.9. Conclusión parcial

Como conclusión parcial de la aplicación del programa informático, podemos decir que gran parte de las restricciones aplicadas se realizan de manera correcta en los apartados: materiales, restricciones geométricas, detalles constructivos fuera de zonas críticas y detalles constructivos en zonas críticas de cada tabla. Hay una serie de comprobaciones que no realiza el programa que en algunos casos simplemente se verificaran de manera correcta con solo hacer la comprobación, por otro lado, en el caso de sismos con pilares muy cargados esta restricciones no se cumplirían y por tanto estaremos fuera de la seguridad del proyecto.

Podemos ver como más detalle en el anexo 1 y dentro de este los capítulos: 22 Estudio y análisis de cálculo de cuantía mecánica volumétrica, 23 Estudio y análisis de la armadura a disponer en zonas críticas y 24 Estudio y análisis de limitaciones de armado en zonas críticas. Donde se puede ver la influencia de las diferentes restricciones de armadura en zonas críticas:

- Diámetro mínimo de armadura transversal
- Separación máxima de armaduras transversales
- Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal

Se comprueba que cuanto más cargado están los pilares ante un evento sísmico, la cuantía volumétrica necesaria aumenta y esta no es comprobada por el programa informático.

4.7. Tabla de trazabilidad en soportes de las diferentes normas

Los apartados de donde se ha extraído la información sobre el detallado de soportes en zona sísmica aparecen en las siguientes tablas, de esta manera se puede comprobar y verificar que la información proporcionada es correcta.

Tabla 4.14: Trazabilidad de información del detallado constructivo de los soportes

Parámetros:	NCSE-02			EC-2		EHE-08
	Aceleración [0,00g – 0,12g)	Aceleración [0,12g – 0,16g)	Aceleración $\geq 0,16g$	Capítulo 9	Anexo Nacional	Articulado
1. Materiales						
Resistencia mínima del hormigón	-	-	-	Tabla E.1N	Tabla AN/13	Art. 31.4
Tipo de acero	-	-	-	Anexo C	-	Art. 33
2. Restricciones geométricas						
Dimensión mínima de la sección	-	4.5.3.1	4.5.3.1	-	-	Art. 54
Relación entre canto y ancho	-	-	-	9.5.1 (1)	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas						
Número mínimo de armaduras por cara	-	4.5.3.1	4.5.3.1	9.5.2 (4)	-	Art. 54
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	4.5.3.1	4.5.3.1	9.5.2 (4)	-	Art. 54
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-	9.5.2 (1)	9.5.2 (1)	Art. 54
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-	9.5.3 (1)	-	Art. 42.3.1
Separación máxima de armaduras longitudinales	-	4.5.3.1	4.5.3.1	-	-	Art. 42.3.1
Separación máxima de armaduras transversales	-	Figura 4.16	Figura 4.16	9.5.3 (3)	9.5.3 (3)	Art. 42.3.1
Cuantía mínima de armadura longitudinal	-	-	4.5.3.1	9.5.2 (2)	9.5.2 (2)	Art. 42.3.2 + Art. 42.3.3 + Art. 42.3.5
Cuantía máxima de armadura longitudinal	-	-	4.5.3.1	9.5.2 (3)	9.5.2 (3)	Art. 42.3.3
4. Detalles constructivos en zonas críticas						
Longitud mínima de la zona crítica	-	4.5.3.1	4.5.3.1	9.5.3 (4)	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	4.5.3.1	4.5.3.1	-	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	4.5.3.1	4.5.3.1	9.5.3 (4)	-	-
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	-	-	Figura 4.16	-	-	-
Notas:						
* El símbolo (-) indica que no existe restricción por parte de la norma.						

Tabla 4.15: Trazabilidad de información del detallado constructivo de los soportes

Parámetros:	EC-8			Anejo 10		
	Clase Ductilidad Baja $\mu = 1,5$	Clase Ductilidad Media $\mu = 3$	Clase Ductilidad Alta $\mu = 4,5$	Clase Ductilidad Baja $\mu = 2$	Clase Ductilidad Media $\mu = 3$	Clase Ductilidad Alta $\mu = 4$
1. Materiales						
Resistencia mínima del hormigón	-	5.4.1.1 (1)P	5.5.1.1 (1)P	-		
Tipo de acero	5.3.2 (1)P	5.4.1.1 (3)P	5.5.1.1 (3)P	Art. 3	Art. 3	Art. 3
2. Restricciones geométricas						
Dimensión mínima de la sección	-	5.4.1.2.2 (2)	5.5.1.2.2 (2)	-	Art. 6.3.2	Art. 6.3.3
Relación entre canto y ancho	-	-		Art. 6.3	Art. 6.3	Art. 6.3
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas						
Número mínimo de armaduras por cara	-	5.4.3.2.2 (2)P	5.5.3.2.2 (2)P	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1
Número mínimo de armaduras en pilares circulares	-	-	-	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1
Diámetro mínimo de armadura longitudinal	-	-	-	-	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-	Art. 6.3.1	Art. 6.3.2	Art. 6.3.3
Separación máxima de armaduras longitudinales	-	5.4.3.2.2 (11)P	5.5.3.2.2 (12)	-	Art. 6.3.2	Art. 6.3.2
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	-	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1
Cuantía mínima de armadura longitudinal	-	5.4.3.2.2 (1)P	5.5.3.2.2 (1)P	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1
Cuantía máxima de armadura longitudinal	-	5.4.3.2.2 (1)P	5.5.3.2.2 (1)P	Art. 6.3.1	Art. 6.3.2	Art. 6.3.3
4. Detalles constructivos en zonas críticas						
Longitud mínima de la zona crítica	-	5.4.3.2.2 (4)P	5.5.3.2.2 (4)P	Art. 6.3	Art. 6.3	Art. 6.3
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	5.4.3.2.2 (10)P	5.5.3.2.2 (11)P y (12)	Art. 6.3.1	Art. 6.3.2	Art. 6.3.3
Separación máxima de armaduras transversales	-	5.4.3.2.2 (11)P	5.5.3.2.2 (12)	-	Art. 6.3.2	Art. 6.3.3
Cuantía mínima de volumétrica de la armadura transversal	-	5.4.3.2.2 (8) y (9)	5.5.3.2.2 (9) y (10)	Art. 6.3.1	Art. 6.3.1 + Art. 6.3.2	Art. 6.3.1 + Art. 6.3.2
Notas:						
* El símbolo (-) indica que no existe restricción por parte de la norma.						

5. Detallado constructivo en vigas resistentes a sismo

Al igual que para el caso de soportes en este apartado de vigas se va a redactar una serie de tablas donde se detallan las principales características del armado de una viga de hormigón armado. Esta tabla esta subdivida en 4 partes: Materiales, Restricciones geométricas, Detalles constructivos fuera de zonas críticas y Detalles constructivos en zonas críticas.

El detallado especial de la armadura en los elementos estructurales requiere aplicar una serie de requisitos y de disposiciones que aseguren un comportamiento de ductilidad para las diferentes solicitaciones de la acción sísmica, en base a la experiencia disponible y el comportamiento real de estructuras sometidas a sismo.

Se hace referencia a las zonas críticas a los lugares donde se van a producir las rotulas plásticas, en el caso de los vigas nos referimos a las zonas próximas al pilar, ver Figura 5.2, o en las proximidades de vigas en donde se apoyen elementos verticales.

Las normas de detalle de armadura específica en caso de vigas resistentes a sismo son EC-8, Anejo de la EHE-08 y NCSE-02

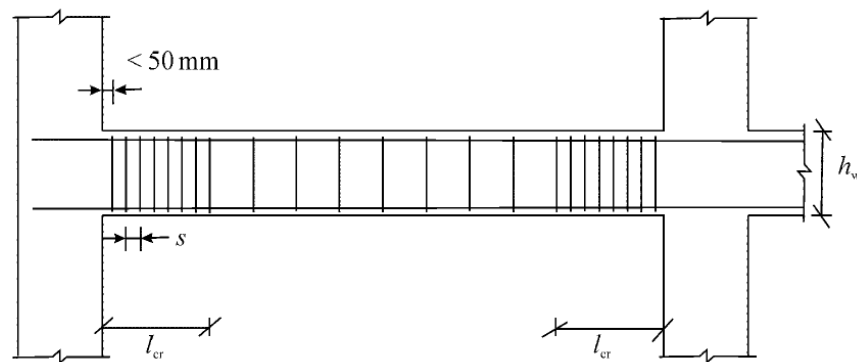


Figura 5.1 – Armadura transversal en zonas críticas de vigas según Anejo 10 de EHE-08 y EC-8 (AEN/CTN 140, 2011)

Paras las norma EC-8 (ver el apartado 5.4.3.2.2 (5)P) y Anejo 10 de la EHE-08 (ver el artículo 6.2) no se realiza vigas de menor longitud que 4 veces el canto útil de elemento. La norma NCSE-02 no indica nada al respecto de vigas cortas. Como criterio de buena construcción debe seguirse el criterio de las dos normas anteriores.

El detalle de solapamiento en las normas más recientes (son Anejo 10 de la EHE-08 y EC-8) indica que los empalmes de las armaduras se alejaran de las zonas próximas a los extremos o de las zonas donde se prevea la formación de rotulas plásticas, la distancia para solapar armaduras se alejara de las rotulas plásticas como, indica el son Anejo 10 de la EHE-08 (ver el artículo 6.2), dos veces el canto de la viga. En el caso de la construcción española no se respecta este concepto y se suele empalmar las armaduras en el encuentro de la viga con el soporte. En este proyecto final de master se recomienda a utilizar los criterios más adecuados.

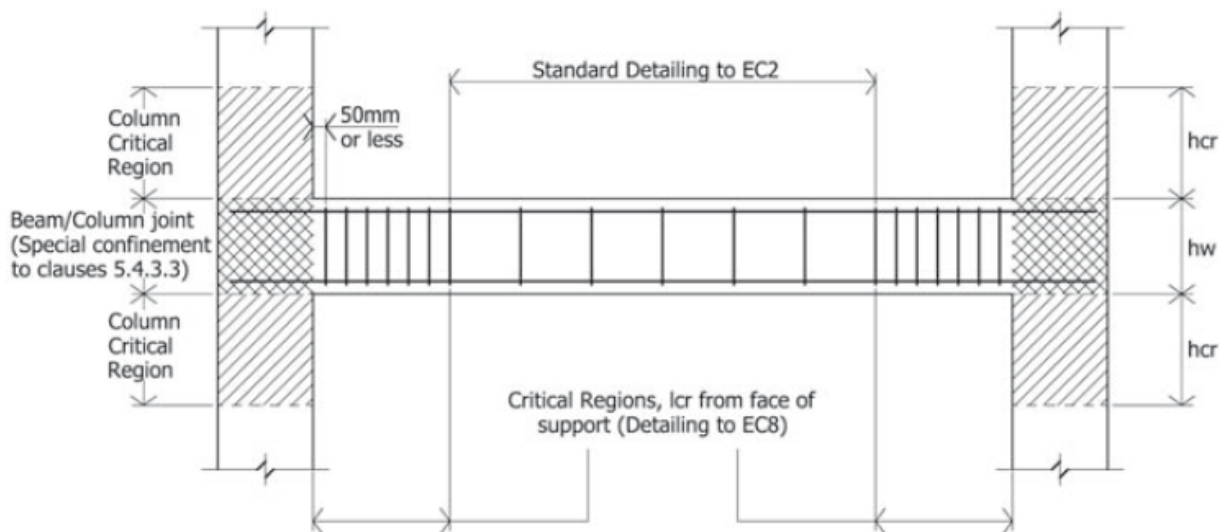


Figura 5.2 – Zonas de aplicación de normas para la armadura transversal según EC-8 (Elghazouli, 2009)

El detallado de los vigas tiene que ser complementando por las normas de hormigón armado no sísmicas, son la EHE-08 para la NCSE-02 y el Anejo 10 de EHE-08 y la EC-2 para el EC-8.

Las tablas son las siguientes:

- Armadura específica para sismo en Vigas según EC-8
- Armadura específica para sismo en Vigas según Anejo 10 de la EHE-8
- Armadura específica para sismo en Vigas según NCSE-02
- Armadura con carácter general en Vigas según EC-2
- Armadura con carácter general en Vigas según EHE-08

5.1. Armadura específica para sismo en Vigas según EC-8

Tabla 5.1: Armadura específica para sismo en Vigas según EC-8

Parámetros:	Clase Ductilidad Baja $\mu = 1,5$	Clase Ductilidad Media $\mu = 3$	Clase Ductilidad Alta $\mu = 4,5$
1. Materiales			
Resistencia mínima del hormigón	*	C16/20	C20/25
Tipo de acero	B o C	B o C	C
2. Restricciones geométricas			
Dimensión mínima de ancho	*	-	0,20 m
Dimensión máxima de ancho	*	$\text{Min}\{b_c + h_c; 2b_c\}$	$\text{Min}\{b_c + h_c; 2b_c\}$
Relación entre canto y ancho	*	-	$\leq 3,5$
Descuelgue mínimo bajo el forjado	*	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas			
Diámetro mínimo de armadura transversal	*	-	-
Armadura mínima en cara superior	*	-	Max $\{2\text{Ø}14; 25\%$ de la armadura de superior en apoyos}
Armadura mínima en cara inferior	*	-	2Ø14
Separación máxima de armaduras transversales	*	-	-
Cuantía mínima	*	$\rho_{min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	$\rho_{min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$
Cuantía máxima a tracción	*	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_0 \varepsilon_{sy,d} f_{yd}}$	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_0 \varepsilon_{sy,d} f_{yd}}$
Armadura de Piel	*	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas			
Longitud mínima de la zona crítica	*	h_c	$1,5 h_c$
Diámetro mínimo de armadura transversal	*	6 mm	6 mm
Armadura máxima en cara superior en los extremos	*	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	*	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	*	$\text{Min}\{h_c/4; 8d_{bL}; 24d_{bW}; 0,225 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 6d_{bL}; 24d_{bW}; 0,175 \text{ m}\}$
Cuantía mínima a compresión	*	50 % de la armadura de tracción	50 % de la armadura de tracción
Colocación del primer cerco	*	50 mm de la cara del soporte	50 mm de la cara del soporte
Notas: * El dimensionado para una ductilidad baja se debe utilizar el Eurocódigo 2.			

5.2. Armadura específica para sismo en Vigas según Anejo 10 de EHE-08

Tabla 5.2: Armadura específica para sismo en Vigas según Anejo 10 de EHE-08

Parámetros:	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Alta $\mu = 3$	Ductilidad Muy Alta $\mu = 4$
1. Materiales			
Resistencia mínima del hormigón	HA-25	HA-25	HA-25
Tipo de acero	SD	SD	SD
2. Restricciones geométricas			
Dimensión mínima de ancho	*	0,20 m	0,25 m
Dimensión máxima de ancho	*	-	-
Relación entre canto y ancho	$\leq 3,3$	$\leq 3,3$	$\leq 3,3$
Descuelgue mínimo bajo el forjado	*	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas			
Diámetro mínimo de armadura transversal	*	6 mm	6 mm
Armadura mínima en cara superior	*	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	Max {2Ø14; 33 % de la armadura de superior en apoyos}
Armadura mínima en cara inferior	*	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	Max {2Ø14; 33 % de la armadura de superior en apoyos}
Separación máxima de armaduras transversales	*	$h_c / 2$	$h_c / 2$
Cuantía mínima	*	-	-
Cuantía máxima a tracción	*	$\rho_{max} = \rho' + 72 \frac{f_{cd}}{f_{yd}^2}$	$\rho_{max} = \rho' + 50 \frac{f_{cd}}{f_{yd}^2}$
Armadura de Piel	*	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas			
Longitud mínima de la zona crítica	$2 h_c$	$2 h_c$	$2 h_c$
Diámetro mínimo de armadura transversal	*	6 mm	6 mm
Armadura máxima en cara superior en los extremos	*	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	*	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	*	Min { $h_c/4$; $8d_{bL}$; $24d_{bw}$; 0,20 m}	Min { $h_c/4$; $6d_{bL}$; $24d_{bw}$; 0,20 m}
Cuantía mínima a compresión	*	33 % de la armadura de tracción	50 % de la armadura de tracción
Colocación del primer cerco	*	50 mm de la cara del soporte	50 mm de la cara del soporte
Notas:			
* El dimensionado para una ductilidad baja se debe utilizar la norma EHE-08.			

5.3. Armadura específica para sismo en Vigas según NCSE-02

Tabla 5.3: Armadura específica para sismo en Vigas según NCSE-02

Parámetros:	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Alta $\mu = 3$	Ductilidad Muy Alta $\mu = 4$	$\geq 0,16 g$
1. Materiales				
Resistencia mínima del hormigón	*	-	-	-
Tipo de acero	*	-	-	-
2. Restricciones geométricas				
Dimensión mínima de ancho	*	0,20 m	0,25 m	-
Dimensión máxima de ancho	*	-	-	-
Relación entre canto y ancho	*	-	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	*	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas				
Diámetro mínimo de armadura transversal	*	-	-	-
Armadura mínima en cara superior	*	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos; 4 ‰}	Max {2Ø14; 33 % de la armadura de superior en apoyos; 4 ‰}	Max {2Ø16; 4‰}
Armadura mínima en cara inferior	*	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	Max {2Ø14; 33 % de la armadura de superior en apoyos}	Max {2Ø16; 4‰}
Separación máxima de armaduras transversales	*	$h_c / 2$	$h_c / 2$	-
Cuantía mínima	*	-	-	-
Cuantía máxima a tracción	*	-	-	-
Armadura de Piel	*	-	2Ø10 cada 0,25 m	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas				
Longitud mínima de la zona crítica	*	$2 h_c$	$2 h_c$	$2 h_c$
Diámetro mínimo de armadura transversal	*	6 mm	6 mm	-
Armadura máxima en cara superior en los extremos	*	$\frac{b \cdot h}{40}$	$\frac{b \cdot h}{40}$	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	*	33 % de la armadura superior	50 % de la armadura superior	-
Separación máxima de armaduras transversales	*	Min { $h_c/4$; $8d_{bL}$; 0,15 m}	Min { $h_c/4$; $6d_{bL}$; 0,15 m}	0,10 m
Cuantía mínima a compresión	*	-	-	-
Colocación del primer cerco	*	-	-	-
Notas: * El dimensionado para una ductilidad baja se debe utilizar la norma EHE-08.				

5.4. Armadura con carácter general en Vigas según EC-2

Tabla 5.4: Armadura con carácter general en Vigas según EC-2

Parámetros:	Capítulo 9	Anexo nacional
1. Materiales		
Resistencia mínima del hormigón	C12/15	-
Tipo de acero	A, B o C	-
2. Restricciones geométricas		
Dimensión mínima de ancho	-	-
Dimensión máxima de ancho	-	-
Relación entre canto y ancho	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas		
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-
Armadura mínima en cara superior	-	-
Armadura mínima en cara inferior	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{0,75d(1 + \cot \alpha); 0,60 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{d; 0,50 \text{ m}\}$
Cuantía mínima	$\text{Max}\left\{0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d ; 0,0013 \cdot b \cdot d\right\}$	$\frac{W f_{ctm,fl}}{z f_{yd}}$
Cuantía máxima a tracción	4%	4%
Armadura de Piel	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas		
Longitud mínima de la zona crítica	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-
Armadura máxima en cara superior en los extremos	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	-
Cuantía mínima a compresión	-	-
Colocación del primer cerco	-	-
Notas:		
* El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.		

5.5. Armadura con carácter general en Vigas según EHE-08

Tabla 5.5: Armadura con carácter general en Vigas según EHE-08

Parámetros:	Articulado	Comentarios
1. Materiales		
Resistencia mínima del hormigón	HA-25	-
Tipo de acero	S, SD	-
2. Restricciones geométricas		
Dimensión mínima de ancho	-	-
Dimensión máxima de ancho	-	-
Relación entre canto y ancho	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas		
Diámetro mínimo de armadura transversal	$\frac{1}{4} d_{bL,max}$	-
Armadura mínima en cara superior	-	-
Armadura mínima en cara inferior	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{15d_{bL,min}; b_c; h_c; 0,30 \text{ m}\}$	-
Cuantía mínima	En cara de compresión: $\text{Max}\{0,05 N_{Ed}; 0,008 A_c\}$ En cara de tracción: $\text{Max}\{0,0028 A_c; 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\}$	En la cara de compresión se debe resistir 5% del Axil y 30% de la armadura mínima de trabajo. En la cara de tracción son armadura mínima de trabajo y geométrica.
Cuantía máxima a tracción	-	-
Armadura de Piel	Se dispondrá armadura para evitar zonas sin armadura mayor de 0,30 metros.	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas		
Longitud mínima de la zona crítica	-	No se establece zonas en críticas en una estructura de hormigón armado, a menos que se establezcan solicitaciones sísmicas.
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	
Armadura máxima en cara superior en los extremos	-	
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	
Separación máxima de armaduras transversales	-	
Cuantía mínima a compresión	-	
Colocación del primer cerco	-	
Notas: * El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.		

5.6. Armados de vigas según clase de ductilidad

Las tablas anteriores muestran las disposiciones de armaduras mínimas de las normas de hormigón armado y las armaduras específicas aplicadas a sismo. En función de la clases de ductilidad y la aceleración de cálculo, se distinguen 6 posibles casos, ver Tabla 5.6.

Tabla 5.6: Clases de armados en vigas según ductilidad

Ductilidad: Aceleración:	$\mu = 1,5$ o 2	$\mu = 3$	$\mu = 4$ o $4,5$
$< 0,16g$	X	X	
$\geq 0,16g$	X	X	X

De los posibles casos se van a realizar 6 tablas en función del nivel de ductilidad y la aceleración de cálculo para ver los diferentes armados que se pueden dar en la aplicación de cada norma. Las tablas son las siguientes:

- Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $< 0,16g$
- Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$
- Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $< 0,16g$
- Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$
- Clase de Ductilidad Alta ($\mu = 4$ o $4,5$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

5.6.1. Programa CYPECAD

En estas tablas se va analizar el programa CYPECAD 2014, se verificara que el programa realiza las comprobaciones oportunas según cada norma. La manera de hacerlo es con la utilización de un código de colores según la Tabla 1.1.

5.6.2. Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $< 0,16g$ Tabla 5.7: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $< 0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	-	-	-	C25/30	HA-25
Tipo de acero	B o C	SD	-	A, B o C	S, SD
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de ancho	-	-	-	-	-
Dimensión máxima de ancho	-	-	-	-	-
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 3,3$	-	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	-	-	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-	-	$\frac{1}{4} d_{bL,max}$
Armadura mínima en cara superior	-	-	-	-	-
Armadura mínima en cara inferior	-	-	-	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	-	Min $\{0,75d(1 + \cot \alpha); 0,60 \text{ m}\}$	Min $\{15d_{bL,min}; b_c; h_c; 0,30 \text{ m}\}$
Cuantía mínima	-	-	-	$\frac{W}{z} \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}}$	En cara de compresión: Max $\{0,05 N_{Ed}; 0,008 A_c\}$ En cara de tracción: Max $\{0,0028 A_c; 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\}$
Cuantía máxima a tracción	-	-	-	4%	-
Armadura de Piel	-	-	-	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona critica	-	$2 h_c$	-	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-	-	-
Armadura máxima en cara superior en los extremos	-	-	-	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	-	-	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	-	-	-
Cuantía mínima a compresión	-	-	-	-	-
Colocación del primer cerco	-	-	-	-	-

5.6.3. Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$ Tabla 5.8: Clase de Ductilidad Baja ($\mu = 1,5$ o 2) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	-	-	-	C25/30	HA-25
Tipo de acero	B o C	SD	-	A, B o C	S, SD
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de ancho	-	-	-	-	-
Dimensión máxima de ancho	-	-	-	-	-
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 3,3$	-	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	-	-	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-	-	$\frac{1}{4} d_{bL,max}$
Armadura mínima en cara superior	-	-	Max $\{2\phi 16;$ $4\text{‰}\}$	-	-
Armadura mínima en cara inferior	-	-	Max $\{2\phi 16;$ $4\text{‰}\}$	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	-	Min $\{0,75d(1 +$ $\cot \alpha); 0,60 \text{ m}\}$	Min $\{15d_{bL,min}; b_c;$ $h_c;$ $0,30 \text{ m}\}$
Cuantía mínima	-	-	-	$\frac{W f_{ctm,fl}}{z f_{yd}}$	En cara de compresión: Max $\{0,05 N_{Ed}; 0,008 A_c\}$ En cara de tracción: Max $\{0,0028 A_c ;$ $0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\}$
Cuantía máxima a tracción	-	-	-	4%	-
Armadura de Piel	-	-	-	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	-	$2 h_c$	$2 h_c$	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-	-	-
Armadura máxima en cara superior en los extremos	-	-	-	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	-	-	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	0,10 m	-	-
Cuantía mínima a compresión	-	-	-	-	-
Colocación del primer cerco	-	-	-	-	-

5.6.4. Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $< 0,16g$

En esta tabla se ha obviado la información referente a las normas generales de hormigón.

Tabla 5.9: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $< 0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	C16/20	-	-		
Tipo de acero	B o C	SD	-		
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de ancho	-	0,20 m	0,20 m	-	-
Dimensión máxima de ancho	$\text{Min}\{b_c + h_c; 2b_c\}$	-	-	-	-
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 3,3$	-	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	-	-	
Armadura mínima en cara superior	-	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	-	-
Armadura mínima en cara inferior	-	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de sup. en apoyos; 4 ‰}	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	$h_c / 2$	$h_c / 2$		
Cuantía mínima	$\rho_{min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	-	-		
Cuantía máxima a tracción	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}}$	$\rho_{max} = \rho' + \frac{72 f_{cd}}{f_{yd}^2}$	-		
Armadura de Piel	-	-	-	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona critica	h_c	$2 h_c$	$2 h_c$	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	6 mm	6 mm	6 mm	-	-
Armadura máxima en cara superior en los extremos	-	-	$\frac{b \cdot h}{40}$	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	-	33 % de la armadura superior	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{h_c/4; 8d_{bL}; 24d_{bw}; 0,225 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 8d_{bL}; 24d_{bw}; 0,20 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 8d_{bL}; 0,15 \text{ m}\}$	-	-
Cuantía mínima a compresión	50 % de la armadura de tracción	33 % de la armadura de tracción	-	-	-
Colocación del primer cerco	50 mm de la cara del soporte	50 mm de la cara del soporte	-	-	-

5.6.5. Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

En esta tabla se ha obviado la información referente a las normas generales de hormigón.

Tabla 5.10: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 3$) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	C16/20	-	-		
Tipo de acero	B o C	SD	-		
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de ancho	-	0,20 m	0,20 m	-	-
Dimensión máxima de ancho	$\text{Min}\{b_c + h_c; 2b_c\}$	-	-	-	-
Relación entre canto y ancho	-	$\leq 3,3$	-	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	-	-	
Armadura mínima en cara superior	-	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	Max {2Ø16; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	-	-
Armadura mínima en cara inferior	-	Max {2Ø14; 25 % de la armadura de superior en apoyos}	Max {2Ø16; 25 % de la armadura de sup. en apoyos; 4 ‰}	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	$h_c / 2$	$h_c / 2$		
Cuantía mínima	$\rho_{min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	-	-		
Cuantía máxima a tracción	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 \cdot f_{cd}}{\mu_0 \varepsilon_{sy,d} \cdot f_{yd}}$	$\rho_{max} = \rho' + 72 \frac{f_{cd}}{f_{yd}^2}$	-		-
Armadura de Piel	-	-	-	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	h_c	$2 h_c$	$2 h_c$	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	6 mm	6 mm	6 mm	-	-
Armadura máxima en cara superior en los extremos	-	-	$\frac{b \cdot h}{40}$	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	-	33 % de la armadura superior	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{h_c/4; 8d_{bL}; 24d_{bw}; 0,225 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 8d_{bL}; 24d_{bw}; 0,20 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 6d_{bL}; 0,10 \text{ m}\}$	-	-
Cuantía mínima a compresión	50 % de la armadura de tracción	33 % de la armadura de tracción	-	-	-
Colocación del primer cerco	50 mm de la cara del soporte	50 mm de la cara del soporte	-	-	-

5.6.6. Clase de Ductilidad Media ($\mu = 4$ o 4,5) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

En esta tabla se ha obviado la información referente a las normas generales de hormigón.

Tabla 5.11: Clase de Ductilidad Media ($\mu = 4$ o 4,5) con una aceleración de cálculo $\geq 0,16g$

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02	EC-2	EHE-08
1. Materiales					
Resistencia mínima del hormigón	C20/25	-	-		
Tipo de acero	C	SD	-		
2. Restricciones geométricas					
Dimensión mínima de ancho	0,20 m	0,25 m	0,25 m	-	-
Dimensión máxima de ancho	$\text{Min}\{b_c + h_c; 2b_c\}$	-	-	-	-
Relación entre canto y ancho	$\leq 3,5$	$\leq 3,3$	-	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	Profundidad de cálculo de la cabeza de comprimida	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas					
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	6 mm	-	-	-
Armadura mínima en cara superior	$\text{Max}\{2\text{Ø}14; 25\% \text{ armadura de sup. en apoyos}\}$	$\text{Max}\{2\text{Ø}14; 33\% \text{ de la armadura de superior en apoyos}\}$	$\text{Max}\{2\text{Ø}16; 25\% \text{ de la armadura de superior en apoyos}\}$	-	-
Armadura mínima en cara inferior	2Ø14	$\text{Max}\{2\text{Ø}14; 33\% \text{ de la armadura de superior en apoyos}\}$	$\text{Max}\{2\text{Ø}16; 25\% \text{ de la armadura de sup. en apoyos}; 4\text{‰}\}$	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	$h_c / 2$	$h_c / 2$		
Cuantía mínima	$\rho_{min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	-	-		
Cuantía máxima a tracción	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}}$	$\rho_{max} = \rho' + 50 \frac{f_{cd}}{f_{yd}^2}$	-		
Armadura de Piel	-	-	2Ø10 cada 0,25 m	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas					
Longitud mínima de la zona crítica	$1,5 h_c$	$2 h_c$	$2 h_c$	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	6 mm	6 mm	6 mm	-	-
Armadura máxima en cara superior en los extremos	-	-	$\frac{b \cdot h}{40}$	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	-	33 % de la armadura superior	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	$\text{Min}\{h_c/4; 6d_{bL}; 24d_{bw}; 0,175 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 6d_{bL}; 24d_{bw}; 0,20 \text{ m}\}$	$\text{Min}\{h_c/4; 6d_{bL}; 0,10 \text{ m}\}$	-	-
Cuantía mínima a compresión	50 % de la armadura de tracción	50 % de la armadura de tracción	-	-	-
Colocación del primer cerco	50 mm de la cara del soporte	50 mm de la cara del soporte	-	-	-

5.6.7. Conclusión parcial

Como conclusión parcial de la aplicación del programa informático, podemos concluir que gran parte de las restricciones aplicadas se realizan de manera correcta en los apartados: materiales, restricciones geométricas, detalles constructivos fuera de zonas críticas y detalles constructivos en zonas críticas de cada tabla. Hay una serie de comprobaciones que no realiza el programa que en algunos casos simplemente se verificarán de manera correcta con solo hacer la comprobación, cabe destacar un problema grave en las comprobaciones de la norma europea con una ductilidad media, en la cual no parecen reflejados las comprobaciones oportunas. Esto supone un trabajo extra al proyectista para garantizar la seguridad del proyecto, no obstante puede ser un error informático el cual no muestre las comprobaciones y que en versiones posteriores se haya subsanado el error.

Para el apartado de vigas, el programa realiza gran parte de las comprobaciones, pero le queda mejorar un poco más para garantizar la correcta proyección de estructuras.

5.7. Tabla de trazabilidad en vigas de las diferentes norma

Los apartados de donde se ha extraído la información sobre el detallado de vigas en zona sísmica.

Tabla 5.12: Trazabilidad de información del detallado constructivo de vigas

Parámetros:	EC-8			Anejo 10		
	Clase Ductilidad Baja $\mu = 1,5$	Clase Ductilidad Media $\mu = 3$	Clase Ductilidad Alta $\mu = 4,5$	Clase Ductilidad Baja $\mu = 2$	Clase Ductilidad Media $\mu = 3$	Clase Ductilidad Alta $\mu = 4$
1. Materiales						
Resistencia mínima del hormigón	-	5.4.1.1 (1)P	5.5.1.1 (1)P	-		
Tipo de acero	5.3.2 (1)P	5.4.1.1 (3)P	5.5.1.1 (3)P	Art. 3	Art. 3	Art. 3
2. Restricciones geométricas						
Dimensión mínima de ancho	-	-	5.5.1.2.1 (1)P	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Dimensión máxima de ancho	-	5.4.1.2.1 (3)P	5.5.1.2.1 (5)P	-	-	-
Relación entre canto y ancho	-	-	5.5.1.2.1 (2)P	Art. 6.2	Art. 6.2	Art. 6.2
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	-	-	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas						
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Armadura mínima en cara superior	-	-	5.5.3.1.3 (5)P	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Armadura mínima en cara inferior	-	-	5.5.3.1.3 (5)P	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Separación máxima de armaduras transversales	-	-	-	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Cuantía mínima	-	5.4.3.1.2 (5)P	5.5.3.1.3 (5)P	-	-	-
Cuantía máxima a tracción	-	5.4.3.1.2 (4)	5.5.3.1.3 (4)	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Armadura de Piel	-	-	-	-	-	-
4. Detalles constructivos en zonas críticas						
Longitud mínima de la zona crítica	-	5.4.3.1.2 (1)P y (2)	5.5.3.1.3 (1)P y (2)	Art. 6.2	Art. 6.2	Art. 6.2
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	5.4.3.1.2 (6)P	5.5.3.1.3 (6)P	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Armadura mínima en cara superior en los extremos	-	-	-	-	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	-	-	-	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	5.4.3.1.2 (6)P	5.5.3.1.3 (6)P	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Cuantía mínima a compresión	-	5.4.3.1.2 (4)	5.5.3.1.3 (4)	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2
Colocación del primer cerco	-	5.4.3.1.2 (6)P	5.5.3.1.3 (6)P	-	Art. 6.2.1	Art. 6.2.2

Tabla 5.13: Trazabilidad de información del detallado constructivo de vigas

Parámetros:	NCSE-02				EC-2		EHE-08
	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Media $\mu = 3$	Ductilidad Alta $\mu = 4$	$a_c \geq 0,16g$	Capítulo 9	Anexo Nacional	Articulado
1. Materiales							
Resistencia mínima del hormigón	-	-	-	-	Tabla E.1N	Tabla AN/13	Art. 31.4
Tipo de acero	-	-	-	-	Anexo C	-	Art. 33
2. Restricciones geométricas							
Dimensión mínima de ancho	-	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-	-
Dimensión máxima de ancho	-	-	-	-	-	-	-
Relación entre canto y ancho	-	-	-	-	-	-	-
Descuelgue mínimo bajo el forjado	-	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-	-
3. Detalles constructivos fuera de zonas críticas							
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	-	-	-	-	-	Art. 42.3.1
Armadura mínima en cara superior	-	4.5.2.1	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-
Armadura mínima en cara inferior	-	4.5.2.1	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	4.5.2.1	4.5.2.1	-	9.2.2 (6)	9.2.2 (6)	Art. 42.3.1
Cuantía mínima	-	-	-	-	9.2.1.1 (6)	9.2.1.1 (6)	42.3.2 + 42.3.3 + 42.3.5
Cuantía máxima a tracción	-	-	-	-	9.2.1.1 (3)	9.2.1.1 (3)	-
Armadura de Piel	-	-	4.5.2.1	-	-	-	Art. 42.3.1
4. Detalles constructivos en zonas críticas							
Longitud mínima de la zona crítica	-	4.5.2.1	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-
Diámetro mínimo de armadura transversal	-	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-	-
Armadura mínima en cara superior en los extremos	-	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-	-
Armadura mínima en cara inferior en los extremos	-	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-	-
Separación máxima de armaduras transversales	-	4.5.2.1	4.5.2.1	4.5.2.1	-	-	-
Cuantía mínima a compresión	-	-	-	-	-	-	-
Colocación del primer cerco	-	-	-	-	-	-	-

6. Detallado constructivo de elementos secundarios

Se aplica a aquellos elementos designados como elementos sismorresistentes secundarios, sometidos a deformaciones significativas en la situación sísmica de cálculo (por ejemplo, los soportes que no cumple la ecuación (14.1)). Estos elementos se dimensionan y detallan para que mantengan su capacidad de soportar las cargas gravitatorias en la situación sísmica, cuando se someten a las deformaciones máximas.

El planteamiento de la norma EC-8 y Anejo 10 de la EHE-08 para dimensionamiento de estos elementos es resistir las deformaciones máximas conforme al desplazamiento y tener en cuenta los efectos P- Δ (efectos de segundo orden). Mediante un cálculo de la estructura en la situación sísmica, en la cual se desprecia la contribución de los elementos sismorresistentes secundarios a la rigidez lateral y los elementos sismorresistentes primarios se modelizan con su rigidez fisurada a flexión y a cortante¹. No obstante, la masa de los elementos sismorresistentes secundarios debe tenerse en cuenta.

Se puede considerar que los elementos sismorresistentes secundarios satisfacen los requisitos del párrafo anterior cuando los momentos flectores y los esfuerzos cortantes se calculan en función de:

- Las deformaciones máximas en la situación sísmica de cálculo.
- Su rigidez a flexión y a cortante fisurados, no superan los valores de cálculo de las resistencias a flexión y a cortante, M_{Rd} y V_{Rd} , respectivamente, determinadas conforme a la norma de construcción de hormigón armado (EC-2 y EHE-08).

En el caso de la norma NCSE-02 no se establece un criterio claro para los elementos secundarios, habla de elementos no estructurales.

Los elementos no estructurales, como muros de cerramiento, tabiquerías, etc., que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones en la estructura, se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural y se comprobarán para las acciones que se deriven del cálculo. Alternativamente, podrán adoptarse soluciones constructivas que garanticen la no participación resistente de estos elementos.

El principio de satisfacer los requisitos anteriores es permitir la fluencia a flexión de los elementos secundarios bajo el desplazamiento de diseño y proporcionar un confinamiento y una resistencia a cortante suficiente. Mediante las disposiciones a) y b), se considera que los soportes y vigas resisten los efectos combinados de las cargas gravitacionales mayoradas y el desplazamiento de diseño.

Los modelos usados para determinar los desplazamientos de diseño de los edificios, se eligen para producir resultados que abarquen de forma conservadora los valores esperados durante el sismo de diseño, y deben incluir, en la medida que sea adecuado, los efectos del agrietamiento del hormigón, flexibilidad de la cimentación y deformación de los diafragmas horizontales.

6.1. Programa CYPECAD

El programa realiza las siguientes comprobaciones, según el código de color de la Tabla 1.1, por tanto:

Tabla 6.1: Comprobaciones que realiza CYPECAD en elementos secundarios

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02
1. Elementos secundarios			
Detallado de elementos secundarios	No	No	No

6.1.1. Conclusión parcial

Con respecto a los elementos secundarios, el programa no realiza ninguna comprobación de manera automática, el detallado de los mismos debe ser tenido en cuenta por el ingeniero que realiza la estructura. El programa de manera manual, puede tener en cuenta elementos verticales como son paredes interiores o cerramientos, que aportan rigidez y también en el mismo modelo no tenerlos en cuenta, como puede pasar en plantas bajas, utilizados como locales comerciales.

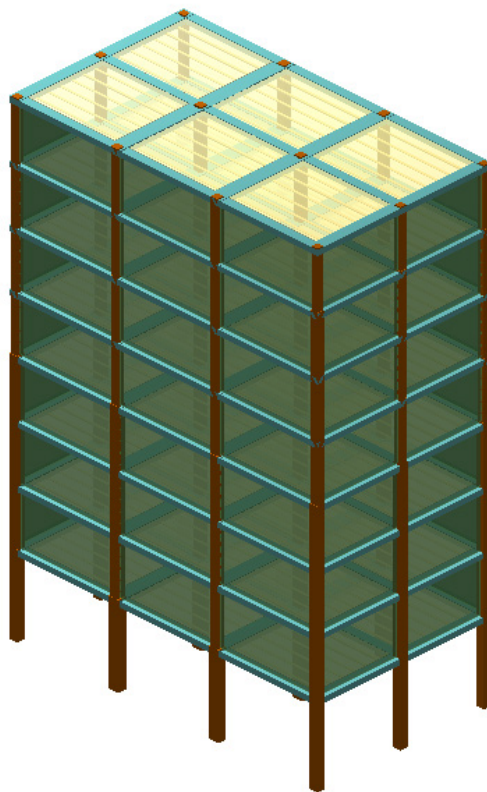


Imagen 6.1 – Ejemplo de modelo de cálculo en el programa CYPECAD

Este programa genera dos modelos sobre los que realiza las comprobaciones quedándose con el más desfavorable, el primero es una estructura desnuda, teniendo solo en cuenta soportes y vigas, el segundo modelo se ajustara con los elementos secundarios según el proyectista haya reflejado.

Este programa por ahora está limitado a dos modelos, según he leído por parte de la empresa, tienen la idea de implementar más modelos, llegando a mejorar el análisis sísmico de la estructura.

7. Detallado constructivo de elementos de cimentación

Los siguientes criterios de detallado constructivo se aplican al cálculo de los elementos de cimentación de hormigón tales como zapatas, vigas de atado, vigas de cimentación y losas de cimentación así como a las conexiones entre dichos elementos, o entre ellos y elementos verticales de hormigón. Se debe evitar la coexistencia de distintas soluciones de cimentación en una misma unidad estructura, como por ejemplo de zapatas con pilotes.

El dimensionamiento por capacidad por capacidad establece como criterio para la cimentación un coeficiente de comportamiento igual a la unidad ($q = 1$). Por lo que no es esperable disipación de energía en dichos elementos en la situación sísmica de cálculo. Estos elementos se pueden calcular siguiendo las reglas de la norma de construcción de hormigón armado (EC-2 y EHE-08).

En los casos en que los esfuerzos de diseño para elementos de cimentación se consideren estructuras disipativas ($q > 1$), el dimensionamiento de dichos elementos debe seguir las reglas aplicables a los elementos de la superestructura de la clase de ductilidad seleccionada, ver apartados 4, 5 y 8.

7.1. Reglas específicas de diseño según EC-8

Los elementos de cimentación seguirán las reglas indicadas del apartado 5.4 de la Norma EN 1998-5 (2011) para su dimensionamiento. Para vigas de atado y vigas de cimentación, es necesario que los esfuerzos cortantes de cálculo se obtengan en base a las consideraciones de dimensionamiento por capacidad aplicadas.

Si los esfuerzos cálculo para elementos de cimentación se han obtenido usando un valor del coeficiente de comportamiento menor o igual que el límite superior de para un comportamiento poco disipativo ($q = 1,5$) el dimensionamiento de dichos elementos puede seguir las reglas de la norma de construcción de hormigón armado, EC-2.

En infraestructuras de tipo cajón de estructuras disipativas, formados por:

- a) Una losa de hormigón actuando como diafragma rígido a nivel de cubierta del sótano.
- b) Una losa de cimentación o un emparrillado de vigas de atado o vigas de cimentación a nivel de la cimentación.
- c) Muros de cimentación periféricos y/o interiores.

Y que se calculen con un coeficiente de comportamiento igual a 1 en la cimentación, es de esperar que los pilares y las vigas (incluidas aquellas de la cubierta del sótano) permanezcan elásticos bajo la situación sísmica de cálculo, y pueden calcularse conforme las reglas de la norma de construcción de hormigón armado, EC-2.

7.2. Reglas específicas de diseño según NCSE-02 y Anejo 10 de la EHE-08

En las normas NCSE-02 y Anejo 10 de la EHE-08 aparecen los siguientes criterios de como cimentar la estructura.

- La cimentación se dispondrá sobre un terreno de características geotécnicas homogéneas. En el caso de que el terreno de apoyo presente discontinuidades o cambios sustanciales en sus características, se fraccionará el conjunto de la construcción de manera que las partes situadas a uno y otro lado de la discontinuidad constituyan unidades independientes.
- Cuando el terreno de cimentación contenga en los primeros 20 m bajo la superficie del terreno, capas o lentejones de arenas sueltas situadas, total o parcialmente, bajo el nivel freático, se analizará la posibilidad de licuación.
- Si se es probable que el terreno licue bajo el terremoto de cálculo, se evitará las cimentaciones superficiales, a menos que se adopten medidas de mejora del terreno para prevenir la licuación.

Análogamente, en las cimentaciones profundas, las puntas de los pilotes deben llevarse hasta suficiente profundidad bajo las capas licuables, para que pueda desarrollarse la resistencia necesaria al hundimiento.

7.3. Vigas de atado y vigas de cimentación

Las vigas de atado y cimentación son elementos lineales de unión de cimentaciones superficiales y profundas, necesarias en las cimentaciones en zonas sísmica. Estas tienen un detallado en función de las normas sismorresistentes.

7.3.1. Vigas de atado y vigas de cimentación según NCSE-02

Los elementos de cimentación que transmitan al terreno cargas verticales significativas se debe enlazar con los elementos contiguos en dos direcciones mediante dispositivos de atado situados a nivel de las zapatas, de los encepados de pilotes o equivalentes, capaces de resistir un esfuerzo axial, tanto de tracción como de compresión, igual a la carga sísmica horizontal transmitida en cada apoyo (Figura 7.1). Los elementos de atado podrán ser los siguientes, en función de la aceleración sísmica de cálculo:

- Para una $a_c \geq 0,16g$ los elementos de atado serán vigas de hormigón armado.
- Para una $a_c < 0,16g$ se puede considerar que la solera de hormigón constituye el elemento de atado, siempre que se sitúe a nivel de las zapatas o apoyada en su cara superior. Además esta será continua alrededor del pilar en todas las direcciones, tenga un espesor no menor de 15 cm ni de 1/50 de la luz entre pilares y sea capaz de resistir los esfuerzos.

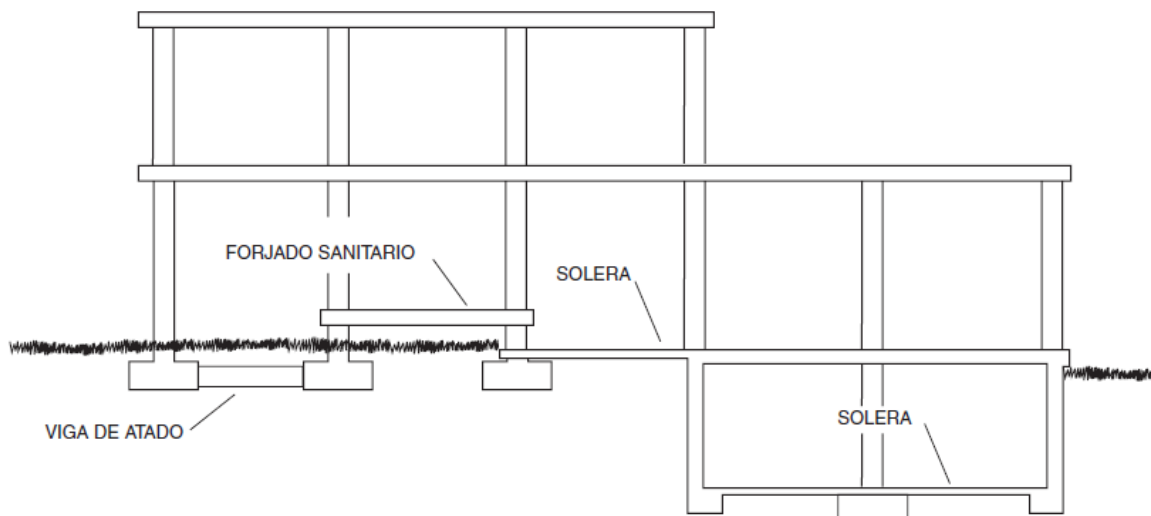


Figura 7.1 – Dispositivos de elementos de atado según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

7.3.2. Vigas de atado y vigas de cimentación según Anejo 10 de la EHE-08

Las vigas de cimentación y vigas de atado siguen los mismos criterios que la norma NCSE-02, más las siguientes condiciones de dimensiones mínimas.

Tabla 7.1: Parámetros mínimos de elementos de cimentación según Anejo 10 de la EHE-08

Parámetros:	Anejo 10 de EHE-08
1. Vigas de atado y vigas de cimentación	
Dimensión mínima de la base	0,25 m
Dimensión mínima de canto para estructuras de 3 pisos o menos	0,40 m
Dimensión mínima de canto para estructuras de 4 pisos o mas	0,50 m

7.3.3. Vigas de atado y vigas de cimentación según EC-8

La norma indica que se deben evitar los pilares cortos de unión entre la cara superior de una zapata o de un encepado y el plano de las vigas de atado o de las vigas de cimentación. Para ello, dicho plano debe estar por debajo de la cara superior de la zapata o el encepado.

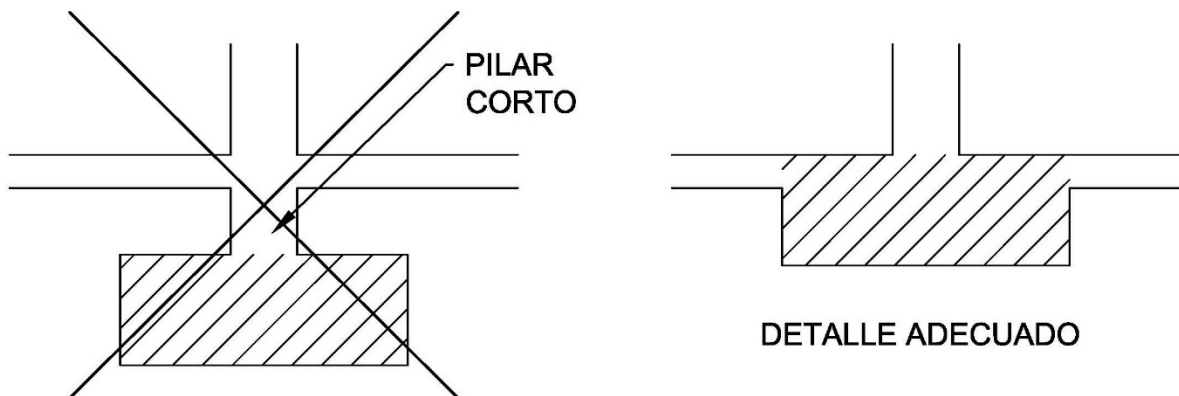


Figura 7.2 – Pilar corto de unión entre la cara superior de una zapata con el plano de las vigas de atado.

En la comprobación de vigas de atado o en zonas de enlace de las losas de cimentación se debe suponerse que los esfuerzos axiales, de acuerdo con los puntos (6) y (7) del apartado 5.4.1.2 de la Norma EN 1998-5 (2011), actúan conjuntamente con los esfuerzos acción para la situación sísmica de cálculo y teniendo en cuenta efectos de segundo orden, obtenidos según un coeficiente de comportamiento igual a 1.

Se cumplirá una serie de características mínimas en los elementos de cimentación como se muestran en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2: Parámetros mínimos de elementos de cimentación

Parámetros:	EC-8	Anexo nacional
1. Vigas de atado y vigas de cimentación		
Dimensión mínima de la base	0,25 m	0,40 m
Dimensión mínima de la altura	0,40 m **	0,40 m
Cuantía mínima de armadura	0,4% ***	0,4% ***
2. Losas de cimentación ****		
Espesor mínimo	0,20 m	0,20 m
Cuantía mínima de armadura	0,2% ***	0,2% ***
Notas:		
* El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.		
** Para edificios con cuatro o más alturas se estable un valor de 0,50 m.		
*** Cuantía en cara superior e inferior.		
**** Condiciones para tener en cuenta como conexión horizontal de zapatas aisladas o encepados.		

7.4. Conexiones de elementos verticales con vigas de cimentación

Las conexiones entre elementos de cimentación serán adecuadas a los esfuerzos solicitantes, en las normas NCSE-02 y EC-8 aparecen unos requisitos específicos.

7.4.1. Conexiones de elementos de cimentación según EC-8:

La junta entre una viga y un elemento vertical debe cumplir los requisitos los requisitos del apartado 9.1 Requisitos en nudos según EC-8, ver la página 86. Además se requieren unos requisitos en función de la ductilidad elegida:

- Clase de ductilidad Media (DCM): la conexión de elementos verticales se debe hacer como indica la Tabla 9.1 para estructura con ductilidad DCM.
- Clase de ductilidad alta (DCH), se distinguen dos casos:
 - o Los esfuerzos se han obtenido en base a las consideraciones de dimensionamiento por capacidad con una ductilidad igual a 1, por tanto el esfuerzo cortante horizontal en la junta de la unión se obtiene en función de los resultados del cálculo a seguir por la norma de construcción de hormigón armado, EC-2.
 - o Los esfuerzos no se han calculado conforme al método de dimensionamiento por capacidad, es decir con $q > 1$, por tanto el esfuerzo cortante horizontal en la zona de la junta se determina conforme a la Tabla 9.1 de la página 86.

Las patillas o los ganchos de anclaje situados en la parte inferior de la armadura longitudinal de los elementos verticales se orientan de modo que produzcan compresiones en el área de conexión, como se muestra en la figura siguiente.

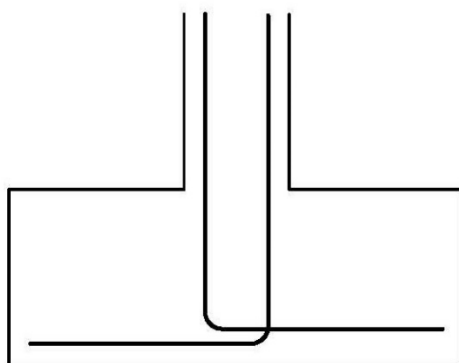


Figura 7.3 – Detalle de como orientar las patillas de los elementos verticales

7.4.2. Conexiones de elementos de cimentación según NCSE-02:

En la conexión de elementos, sobre la base de arranque de los soportes se dispone armaduras de espera para transferir correctamente las solicitaciones del soporte al elemento inferior (ejemplo una zapata). Debido al carácter alternativo de la acción sísmica, las tensiones de los bordes del soporte cambian cíclicamente, oscilando de la compresión máxima a una menor que ella. En el caso de que la acción sísmica provoque la aparición de tracciones es imprescindible confiar la tracción al solape entre las armaduras del soporte y las de espera. Si el elemento de arranque está comprimido y donde se introduce la armadura de espera de sección muy superior a la del pilar, la armadura puede rematarse en patilla. La parte solapada con el pilar se dispondrá necesariamente en prolongación recta. Para caso el elemento de arranque es un muro o viga, las armaduras de espera dispuestas dentro de ese elemento deben dotarse al menos de estribos transversales a las caras de dicho elemento (Figura 7.4).

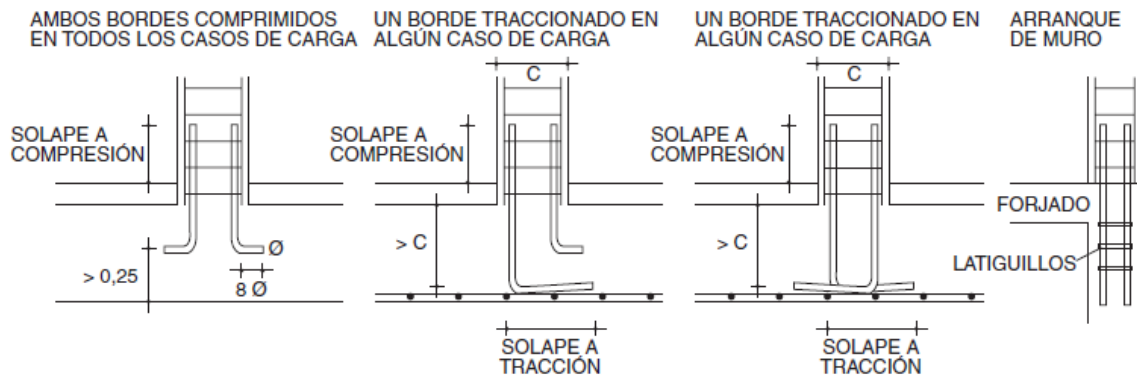


Figura 7.4 – Arranque de armaduras en soporte según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

7.5. Programa CYPECAD

El programa realiza las siguientes comprobaciones, según el código de color de la Tabla 1.1, por tanto:

Tabla 7.3: Comprobaciones que realiza CYPECAD en detalles de cimentación

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02
1. Vigas de atado y vigas de cimentación			
Dimensión mínima de la base	0,40 m	0,25 m	-
Dimensión mínima de la altura	0,40 m	0,40 m	-
Cuantía mínima de armadura	0,4%	-	-
2. Losas de cimentación			
Espesor mínimo	0,20 m	Max {0,15 m; L/50}	Max {0,15 m; L/50}
Cuantía mínima de armadura	0,2%	-	-

7.5.1. Conclusión parcial

Con respecto a este apartado el programa informático no realiza nada teniendo en cuenta la normativa de sismo de ningún país, según la tabla anterior. El programa lo que realiza es un dimensionamiento teniendo en cuenta los resultado del análisis de cargas gravitatorias y laterales (viento y sismo) y verifica que la tensiones sobre el terreno son menores que su capacidad portante.

El programa solo calcula en rango elástico, comportamiento poco disipativo, es el recomendado para un proyecto por capacidad, si se quisiera utiliza otra ductilidad en el dimensionamiento no se podría hacer con este programa. Este aspecto es poco relevante, ya que al ser un elemento constructivo que no se va a ver, se pretenderá que trabaje este en régimen elástico y no se produzcan fisuras, ya que su reparación es muy costosa en comparación con el ahorro que supone aplicar capacidad de ductilidad.

8. Detallado constructivo de forjados (diafragmas horizontales)

Los diafragmas y las triangulaciones diagonales dispuestas en planos horizontales deben poder transmitir, con una reserva de resistencia suficiente, los efectos de la acción sísmica a los sistemas resistentes de carga lateral a los que están unidos. Para las comprobaciones de resistencia, los efectos en el diafragma de la acción sísmica obtenidos en el análisis se multiplican por un coeficiente de reserva de resistencia, γ_d , mayor de 1,0. En el caso de modos frágiles de rotura, tal como para el esfuerzo cortante en diafragmas de hormigón, es 1,3, y para modos de rotura dúctiles es 1,1.

Los efectos de las acciones en diafragmas de hormigón armado pueden estimarse modelizando los diafragmas como vigas de gran ancho, como emparrillados planos o como modelos de bielas y tirantes, descansando en apoyos elásticos.

8.1. Requisitos de diafragmas horizontales según EC-8

Un forjado de losa maciza de hormigón armado sirve como diafragma si su espesor es igual o mayor de 70 mm y está armada en las dos direcciones horizontales con, al menos, la armadura mínima. En el caso de una capa de rodadura hormigonada in situ o un forjado o cubierta prefabricada se puede considerar como diafragma si:

- a) El espesor de la capa de compresión es igual o mayor de 70 mm.
- b) Se dimensiona para proporcionar la rigidez y la resistencia requeridas para diafragmas
- c) Está hormigonado sobre un substrato limpio y rugoso, o conectado a dicho substrato a través de conectores a cortante.

El proyecto sísmico debe incluir la comprobación del ELU de los diafragmas de hormigón armado en estructuras de clase de ductilidad alta (DCH) con las siguientes propiedades:

- Geometrías irregulares o formas divididas en planta, diafragmas con huecos y entrantes.
- Aberturas grandes e irregulares en el diafragma.
- Distribución irregular de masas y/o rigideces (como por ejemplo en el caso de entrantes o salientes).
- Sótanos con muros sólo en una parte de su perímetro o sólo en parte del área de la planta al nivel suelo.

En los casos de sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo) o de sistemas de muros estructurales de clase de ductilidad alta, se comprobará que existe transmisión de las fuerzas horizontales desde los diafragmas hacia los núcleos o hacia los muros. A este respecto, se aplican las siguientes disposiciones:

- a) El valor de cálculo de la tensión cortante en la interfaz entre el diafragma y un núcleo o muro se limita a $1,5f_{ctd}$, con objeto de controlar la fisuración.
- b) Se asegurará una resistencia adecuada frente a la rotura por esfuerzo cortante debido al deslizamiento, suponiendo que el ángulo de la biela es 45° . Además se colocará armaduras adicionales que contribuyan a la resistencia a cortante de la interfaz entre diafragmas y núcleos o muros. El anclaje de estas armaduras debe seguir las condiciones de los apartados 10.6 Criterio para anclajes según EC-8 y 11.2 Criterio para empalmes según EC-8, en las páginas 96 y 105 respectivamente.

8.2. Requisitos de diafragmas horizontales según Anejo 10 de EHE-08

Para esta norma los diafragmas pueden estar constituidos por forjado de losa maciza o capa de compresión en forjados unidireccionales o bidireccionales cuando el espesor es igual o mayor de 50 mm. Esta debe estar armada en las dos direcciones horizontales y se garantice una vinculación adecuada a los elementos perimetrales. En el caso de forjado compuesto de placas prefabricadas el espesor se aumenta hasta 70 mm.

En la modelización del diafragma para un modelo de bielas y tirantes, las bielas deben estar adecuadamente confinadas, siguiendo criterios de soporte o en su defecto limitando la tensión de las bielas a $0,15f_{cd}$ para la acción sísmica de cálculo.

8.3. Requisitos de diafragmas horizontales según NCSE-02

Los puntos en que un forjado unidireccional, bidireccional o losa, acomete perpendicularmente a un soporte extremo, debe tratarse como un nudo extremo de pórtico, siendo de aplicación las consideraciones de la Figura 8.1.

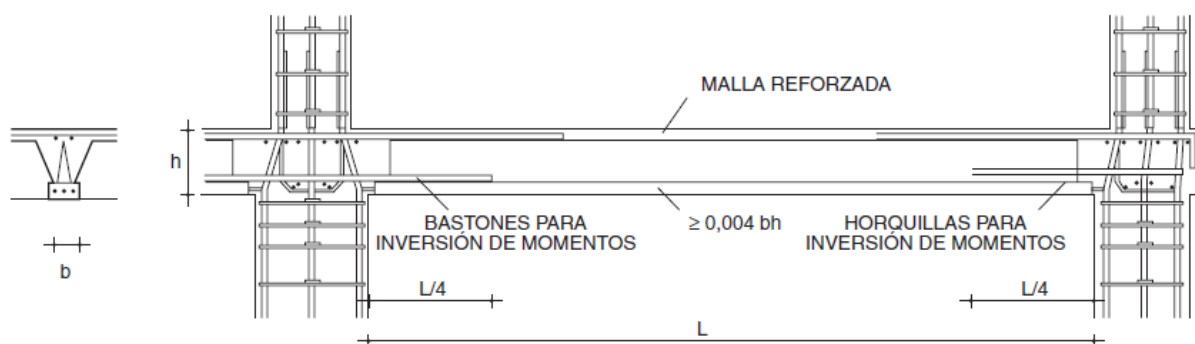


Figura 8.1 – Requisitos de forjado para $a_c \geq 0,16g$ según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

En particular, las armaduras superiores dispuestas para soportar el momento negativo debido a la acción sísmica en dirección perpendicular al borde de forjado, se deben disponer sobre nervios o sobre macizados. Los nudos interiores de soporte y losa, soporte y forjado reticular, o de soporte y paño de forjado unidireccional se consideran como nudos interiores de un pórtico, siendo de aplicación las consideraciones expuestas del apartado 5.3 Armadura específica para sismo en Vigas según NCSE-02, en la página 61.

Cuando existe la inversión de momentos en la dirección de viguetas prefabricadas, se dispondrán bastones para garantizar el enlace a tracción inferior de los nervios a las vigas en un ancho de al menos $L/4$ a cada lado del soporte, siendo L la luz del tramo. En los edificios con pantallas de rigidización, cuando la aceleración sísmica de cálculo sea igual o mayor de $0,16g$ y si la acción horizontal se canaliza a través del esfuerzo rasante en el plano de la capa superior del forjado, ésta tendrá como mínimo 50 mm si hay bovedillas y 60 mm si no las hay, incrementándose la armadura de reparto en un 50% respecto a lo establecido con carácter general.

8.4. Programa CYPECAD

El programa realiza las siguientes comprobaciones, según el código de color de la Tabla 1.1, por tanto:

Tabla 8.1: Comprobaciones que realiza CYPECAD en diagramas horizontales

Parámetros:	EC-8	Anejo 10	NCSE-02
1. Diafragmas de hormigón			
Espesor mínimo de capa de compresión	70 mm	50 mm	50 mm
Espesor mínimo de capa de compresión en prefabricados	70 mm	70 mm	60 mm
Colocación de bastones por inversión de momentos	-	-	Si
Longitud mínima de bastones	-	-	$L/4$
Tensión máxima de rasante entre diafragma y núcleo de hormigón	$1,5f_{ctd}$	-	-

8.4.1. Conclusión parcial

Este apartado es de gran importancia para todo tipo de estructuras de hormigón armado, y que se debe tener en cuenta de manera automática por el programa, este no lo realiza. Trata de garantizar que la respuesta de un forjado sea la adecuada en función de la ductilidad de proyecto. Cuanta más ductilidad se ha considerado en este tipo de elementos se requiere una comprobación más minuciosa, como por ejemplo un modelo de bielas y tirantes sobre los forjados. De esta manera se verifica que la transmisión de fuerzas en la correcta. También aparecerán en este modelo limitación de tensiones.

DETALLE CONSTRUCTIVO EN ENCUENTROS DE ELEMENTOS

9. Detallado constructivo de nudos resistentes a sismo

En una estructura de hormigón armado es importante el diseño de los nudos, se debe identificar como un elemento estructural más, en su diseño se debe garantizar la resistencia durante la acción sísmica. El dimensionado de los nudos está dirigido a asegurar el comportamiento estructural bajo todas las cargas y condiciones que puedan esperarse y dotar de importancia el correcto diseño de las armaduras en los nudos.

El apoyo de las vigas con los soportes conforma un nudo con cierto monolitismo en el hormigón armado que depende del tipo y la forma de las armaduras. El nudo produce continuidad, tanto con las vigas como con las columnas que llegan a él, y cualquier acción es distribuida con las intensidades diferente en lo restantes elementos.

Para conceptualizar aún más el nudo en las construcciones, es conveniente explicar los tres apoyos en estática: apoyo móvil, fijo y empotrado. Los dos primeros permiten la libre rotación de las vigas sobre la columnas, que el caso de una estructura de edificación construida in situ es prácticamente imposible generar articulaciones en las uniones de soportes con las vigas. El apoyo con empotramiento es el que genera todas las uniones de vigas con soportes en los edificios de construcción in situ.

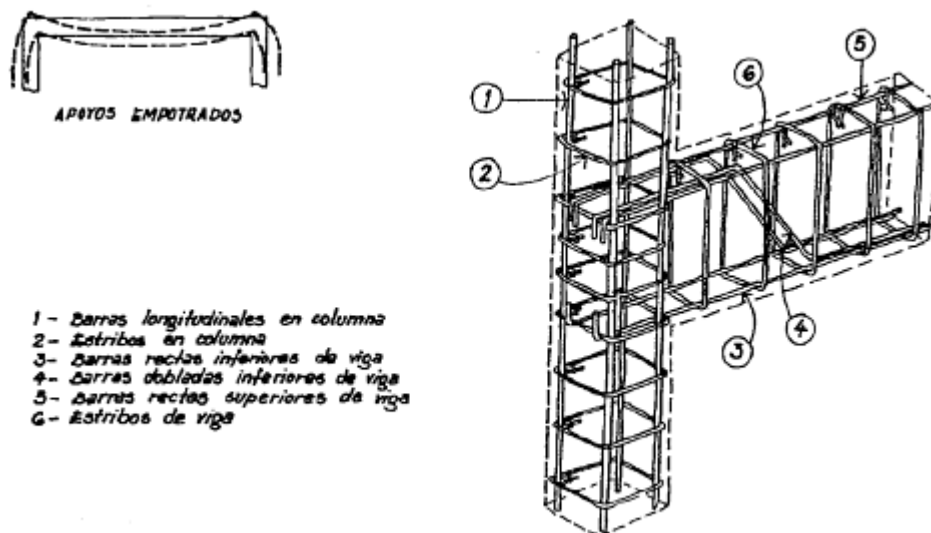


Figura 9.1 – Nudo de hormigón armado (Bernal, 2006)

Un nudo es definido como la porción de un soporte dentro de la profundidad de la viga, este es un empotramiento generado por los elementos que le llegan a él. Cada elemento tendrá un grado de empotramiento según la relación de rigideces y la distribución de las armaduras.

Un edificio se calcula para soportar cargas gravitatorias, las vigas se deforman y arrastran al nudo provocando momento en el apoyo. Este esfuerzo es mucho mayor si las cargas que actúan son aparte de las gravitatorias las laterales como son el viento o el sismo. En importante los nudos no se rompan bajo ninguna combinación de esfuerzos.

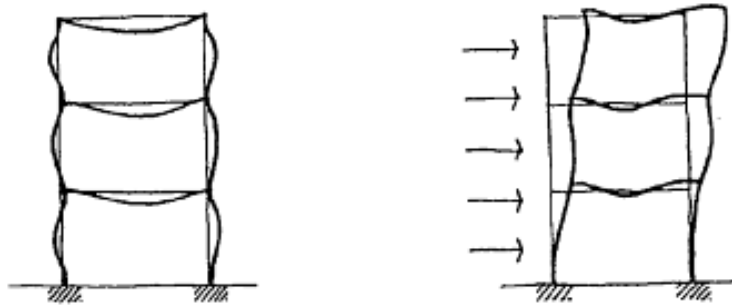


Figura 9.2 – Deformada en estructuras a cargas gravitatorias y sismo (Bernal, 2006)

Para evitar la rotura cada norma exige un requisito, en los cuales especifica las comprobaciones que hacer y la disposición de armadura a colocar para que se resista los esfuerzos del sismo y permitan un comportamiento inelástico en función de la ductilidad elegida.

9.1. Requisitos en nudos según EC-8

Los requisitos en nudos aparecen reflejados en la siguiente tabla en función de la ductilidad utilizada. En el caso de la ductilidad baja hace referencia a dimensionar los nudos según el EC-2. En esta se indica que se puede aplicar un modelo de bielas y tirantes para el ELU en regiones de discontinuidad, como es el caso de un nudo, esta discontinuidad se extiende hasta una distancia de un canto de la sección del elemento. Las resistencias de las bielas y tirantes se ajustan a lo que dice dicha norma, además de verificar en los nudos las tensiones de bielas y tirantes. No se considera armadura dentro de los nudos, ver Capítulo 9 del Eurocódigo 2.

Tabla 9.1: Requisitos en nudos según EC-8

Ductilidad	Ductilidad Baja $\mu = 1,5$	Ductilidad Alta $\mu = 3$	Ductilidad Muy Alta $\mu = 4,5$
Comprobación de la resistencia del nudo		-	Se comprobara que la biela comprimida no supera la resistencia del hormigón.
Armadura horizontal	*	Se debe colocar con un diámetro no menor que la colocada en las zonas críticas del soporte.	De manera simplificada se debe disponer una armadura: - Juntas interiores: $A_{sh} \geq 1,2(A_{s1} + A_{s2})(1 - 0,8v_d)$ - Juntas exteriores: $A_{sh} \geq 1,2A_{s2}(1 - 0,8v_d)$
Separación de la armadura horizontal		**	Los cercos obtenidos para colocar, se deben distribuir uniformemente en el nudo.
Armadura vertical		-	Se colocara una armadura con la siguiente separación según la siguiente formula: $A_{sh} \geq (2/3)A_{sh}(h_{jc}/h_{jw})$
Separación de la armadura vertical		-	
Notas: * Los requisitos para una ductilidad baja se debe utilizar el Eurocódigo 2. ** Ver requisitos en el apartado de nudos según Anejo 10 de la EHE-08. *** El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.			

En clase ductilidad media se dispondrá según la tabla una armadura horizontal en nudos, haciendo que la armadura a cortante pase por el nudo y le proporcione continuidad. En ductilidad alta ocurre lo mismo que la

ductilidad media más la incorporación de la armadura vertical de cortante proveniente de la viga, dotando de continuidad en ambos sentidos.

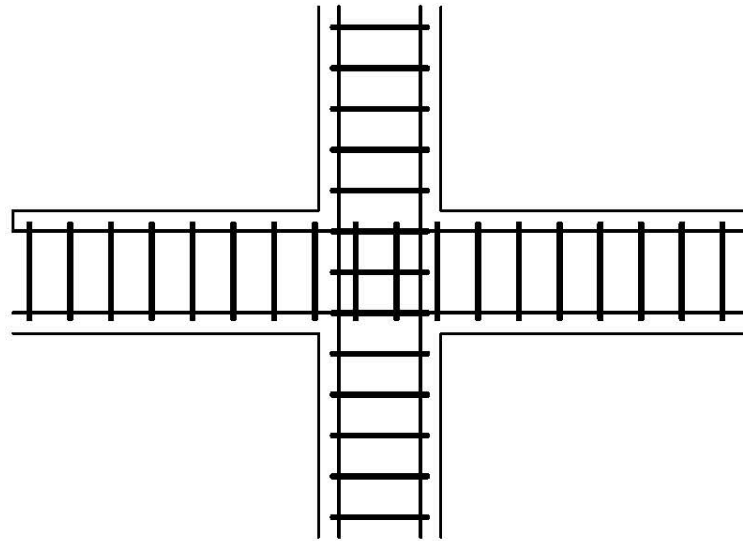
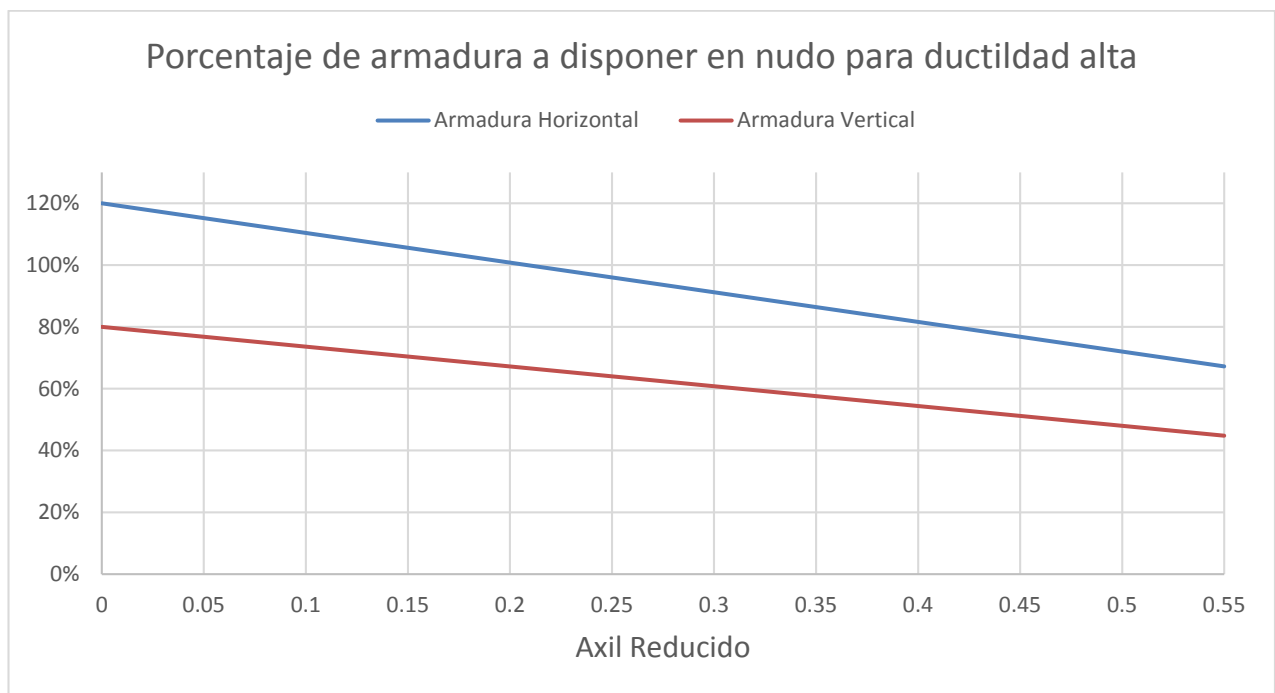


Figura 9.3 – Detalle de armado en nudos según EC-8, DCH

Se representa una gráfica donde se puede ver la cantidad de armadura que hay que disponer en función de la armadura que hay en el soporte. Si se quiere conocer el valor real hay que multiplicar el porcentaje por $A_{s1} + A_{s2}$ en el caso de juntas interiores y por A_{s1} en juntas exteriores.



Gráfica 9.1 – Porcentaje de armadura a disponer en un nudo para ductilidad alta

Los apartados de donde se ha extraído la información sobre el detallado de nudos de la norma EC-8 aparecen en la siguiente tabla.

Tabla 9.2: Trazabilidad de información del detallado constructivo en nudos EC-8

Ductilidad	Ductilidad Baja $\mu = 1,5$	Ductilidad Alta $\mu = 3$	Ductilidad Muy Alta $\mu = 4,5$
Comprobación de la resistencia del nudo	-	-	5.5.3.3 (1)P
Armadura horizontal		5.4.3.3 (1)	5.5.3.3 (4)
Separación de la armadura horizontal		5.4.3.3 (2)	5.5.3.3 (5)
Armadura vertical		-	5.5.3.3 (6)
Separación de la armadura vertical		-	

9.2. Requisitos en nudos según Anejo 10 de EHE-08

En esta norma, los requisitos del Anejo 10 se centran en la comprobación del nudo con un modelo de bielas y tirantes, ajustada a su norma de manera que se garantice para la situación de sismo la seguridad estructural. En correspondencia a la disposición de armaduras se ajusta que para cualquier nivel de ductilidad se debe pasar la armadura de cortante de las zonas críticas del soporte por el nudo, como se indica en la tabla siguiente.

Tabla 9.3: Requisitos en nudos según Anejo 10 de la EHE-08

Ductilidad	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Alta $\mu = 3$	Ductilidad Muy Alta $\mu = 4$
Comprobación de la resistencia del nudo	Se debe realizar un modelo de bielas y tirantes, con las indicaciones de los artículos 24° y 40° de la EHE-08		
Armadura horizontal	Se debe colocar armadura en el nudo con un diámetro no menor que la colocada en las zonas críticas del soporte.		
Separación de la armadura horizontal	La separación entre armadura debe ser la igual o más pequeña que la zonas críticas del soporte que unen. En el caso de que al nudo le ataquen cuatro vigas con una dimensión en base no menor de $\frac{3}{4}$ de cara del pilar, la distancia entre cercos se puede duplicar pero no más de 150 milímetros.		
Armadura vertical	-		
Separación de la armadura vertical	-		
Notas: * El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.			

La información recogida en la tabla se ha obtenido del artículo 6.4 de la EHE-08

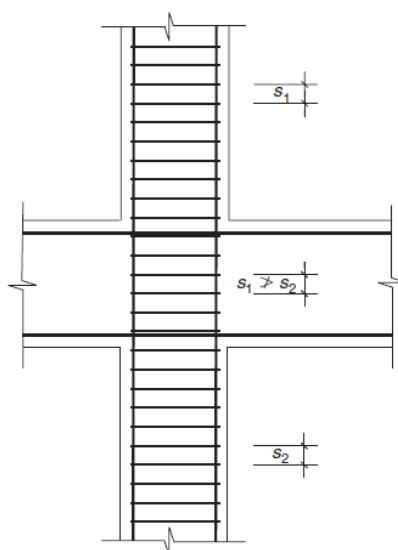


Figura 9.4 – Detalle de armado en nudos según Anejo 10 de la EHE-08 (Comisión Permanente del Hormigón, 2011)

9.3. Requisitos en nudos según NCSE-02

Para el caso de esta norma, no hace referencia ninguna disposición de armadura en los nudos, pero indica una comprobación del nudo con un modelo de bielas y tirantes.

Tabla 9.4: Requisitos en nudos según NCSE-02

Ductilidad	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Alta $\mu = 3$	Ductilidad Muy Alta $\mu = 4$
Comprobación de la resistencia del nudo	Se comprobara con un modelo de bielas y tirantes, que la biela de compresión del nudo resiste sin agotar.		
Armadura horizontal		-	
Separación de la armadura horizontal		-	
Armadura vertical		-	
Separación de la armadura vertical		-	
Notas: * El símbolo (-) indica que no se indica o no aparece dicho parámetro en la norma.			

La información recogida en la tabla se ha obtenido del artículo 4.5.3.4 de la NCSE-02.

Los únicos detalles que hacen referencia a la forma de la comprobación de la biela es el siguiente.

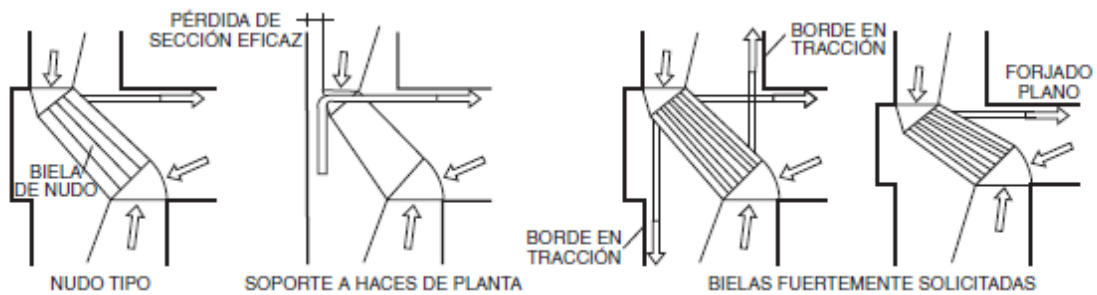


Figura 9.5 – Modelos de bielas y tirantes en nudos según la NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

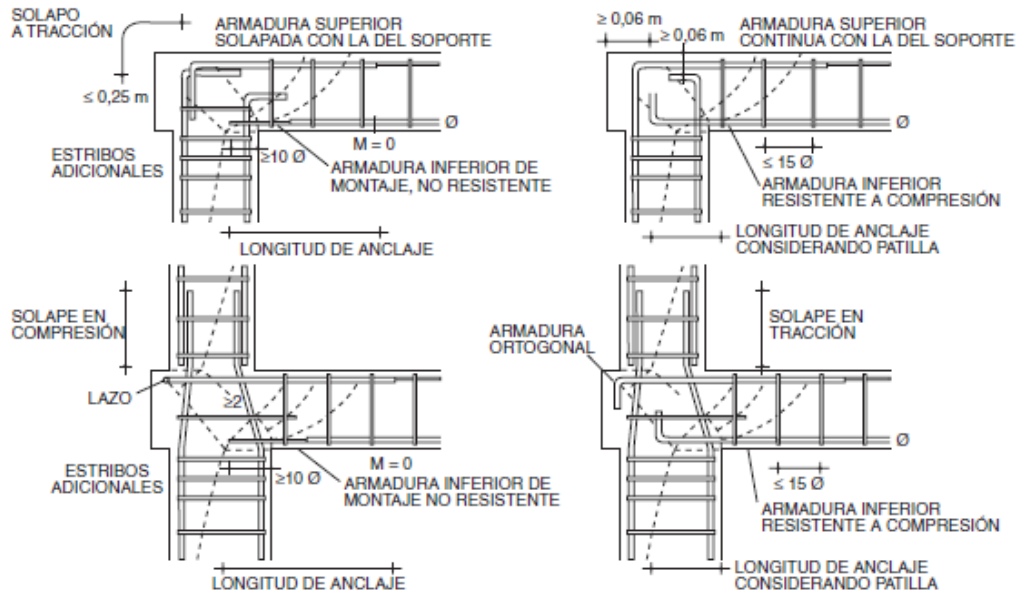


Figura 9.6 – Detalles de armado en nudos según la NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

9.4. Programa CYPECAD

El programa realiza las siguientes comprobaciones, según el código de color de la Tabla 1.1, por tanto:

Tabla 9.5: Comprobaciones que realiza CYPECAD en nudos

Parámetros:	EC-8			Anejo 10	NCSE-02
	DCL	DCM	DCH		
1. Nudos					
Comprobación de la resistencia del nudo			X	X	X
Armadura horizontal		X	X	X	
Separación de la armadura horizontal		X	X	X	
Armadura vertical			X		
Separación de la armadura vertical			X		

9.4.1. Conclusión parcial

Un aspecto fundamental de la unión de los diferentes elementos constructivos es el detalle de los nudos, ya que por estos pasan los esfuerzos y los transmiten de la supraestructura al suelo. Estos encuentros, requieren de un detallado especial en el caso de que actué una acción sísmica.

El programa CYPECAD no hace ninguna comprobación de resistencia con un modelo de bielas y tirantes, en cambio, de manera automática coloca una armadura dentro de los nudos en función de la capacidad de ductilidad elegida en el diseño. No aparece de manera escrita, lo que suscita un poco de miedo por parte de un proyectista al tratarse de un punto delicado.

Es recomendable por parte de autor de este proyecto revisar los datos que nos ofrece el programa para comprobar que esta todo correctamente, con ayuda de la tablas de este apartado.

DETALLE CONSTRUCTIVO DE ANCLAJES Y EMPALMES

10. Detallado de anclajes en armaduras pasivas resistentes a sismo

Los anclajes de las barras deben asegurar la transmisión esfuerzos al hormigón de forma segura, y se eviten las fisuras longitudinales y los desconchones. En general, se realiza mediante alguna de las disposiciones siguientes:

- Prolongación recta
- Gancho o patilla
- Armadura transversal soldada
- Dispositivos especiales

La longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto a la dirección de hormigonado, del esfuerzo de la armadura y de la forma del dispositivo del anclaje. Por ello su cálculo es complicado y, aun cuando el fallo de anclaje es un estado limite debería dar origen, en rigor, al cálculo semiprobabilista correspondiente, en la práctica se sustituye por el empleo de longitudes de anclaje dadas por formulas sencillas, contrastadas experimentalmente, que están del lado de la seguridad.

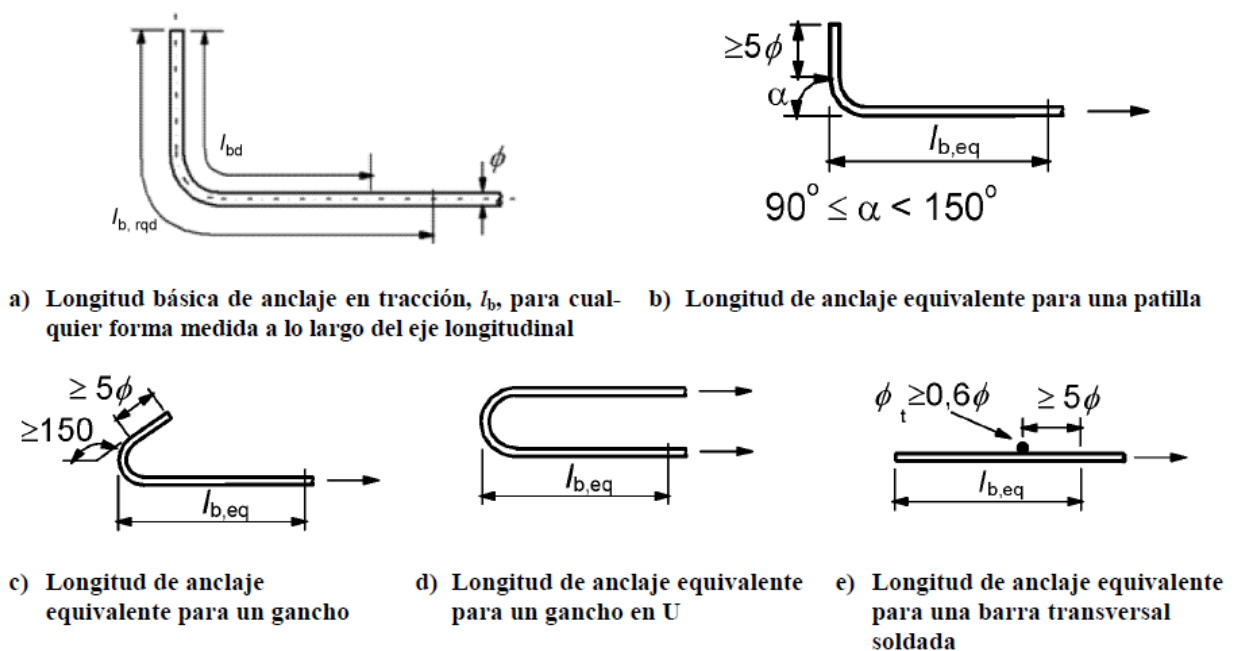


Figura 10.1 – Métodos de anclaje diferentes de la barra recta (AEN/CTN 140, 2010)

Es muy aconsejable, como norma general, disponer de anclajes en zonas en las que el hormigón este sometido a compresión y, en todo caso, deben evitarse las zonas de fuertes tracciones. Esto conduce, en vigas. A llevar las armaduras de momento negativo sobre los apoyos intermedios, hasta una distancia de estos del orden del quinta de la luz, y en apoyo extremos a bajar las armaduras a 90° , por la cara más alejada del soporte o muro.

10.1. Posición de las barras

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza respecto a la dirección del hormigonado. En efecto, las barra superiores están en peores condiciones de adherencia que las inferiores, debido a que el hormigón que las rodea es generalmente de calidad más baja, a causa de efecto de refluxión de aire y lechada hacia lo alto durante la compactación. Se distinguen las posiciones en función de cada norma:

10.1.1. Posición de las barras según EHE-08

Se distinguen dos clases de posiciones:

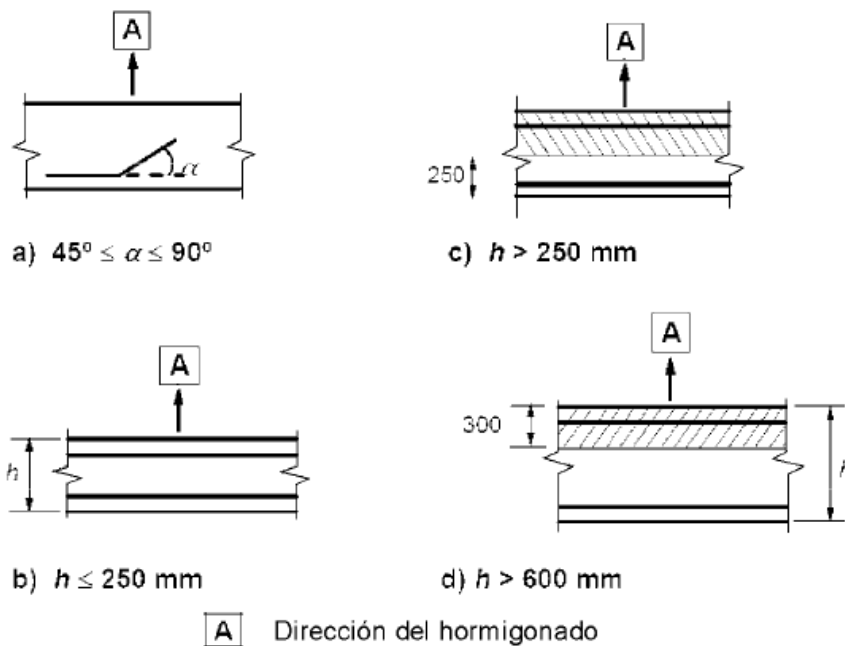
- Posición I, de buena adherencia: Barras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 90° y 45° ; y barras que, formando menor de 45° , están situadas en la mitad inferior de la pieza o a una distancia igual o mayor que 30 centímetros de la cara superior de una capa de hormigonado.
- Posición II, de adherencia deficiente: Barras no incluidas en el caso anterior.

10.1.2. Posición de las barras según EC-2

Para esta norma se incluye la variable del canto total de la pieza y se distinguen los tres casos:

- Posición I, de buena adherencia: Barras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 90° y 45° ; y barras que, formando menor de 45° , cumplan lo siguiente:
 - o Si $h \geq 25$ cm, todas son Posición I.
 - o Si $25 \geq h \geq 60$ cm, están en Posición I las barras colocadas en la mitad inferior de la pieza.
 - o Si $h > 60$ cm, están en Posición I las barras colocadas a una distancia igual o mayor que 30 cm de la cara superior de la pieza.
- Posición II, de adherencia deficiente: Barras no incluidas en el caso anterior.

Por tanto la única diferencia entre las dos normas es que en la piezas de pequeños espesor ($h \leq 25$ cm), el efecto de refluxión mencionado anteriormente es inapreciable.



a) y b) condiciones de adherencia "buenas" para todas las barras

**c) y d) zona no sombreada –condiciones de adherencia "buenas"
zona sombreada – condiciones de adherencia "deficientes"**

Figura 10.2 – Descripción de las condiciones de adherencia según EC-2 (AEN/CTN 140, 2010)

10.2. Tensión última de adherencia

La adherencia entre el acero de las barras corrugas y el hormigón ha originado muchos estudios teórico-experimentales, sin que hasta la fecha se haya resuelto definitivamente. En general, siempre que entra en juego la resistencia del hormigón a la tracción o cizallamiento resulta difícil cuantificar los fenómenos y reflejarlo con fórmulas precisas. En la actualidad existe un ensayo desarrollado por Baus, llamado “ensayo de adherencia por flexión”, en el que se obtiene las tensiones en la barra para los deslizamientos de 0,01, 0,1 y 1 milímetros para conocer la tensión media de adherencia. Luego también se obtiene la tensión última de adherencia como la tensión para un deslizamiento de 3 milímetros.

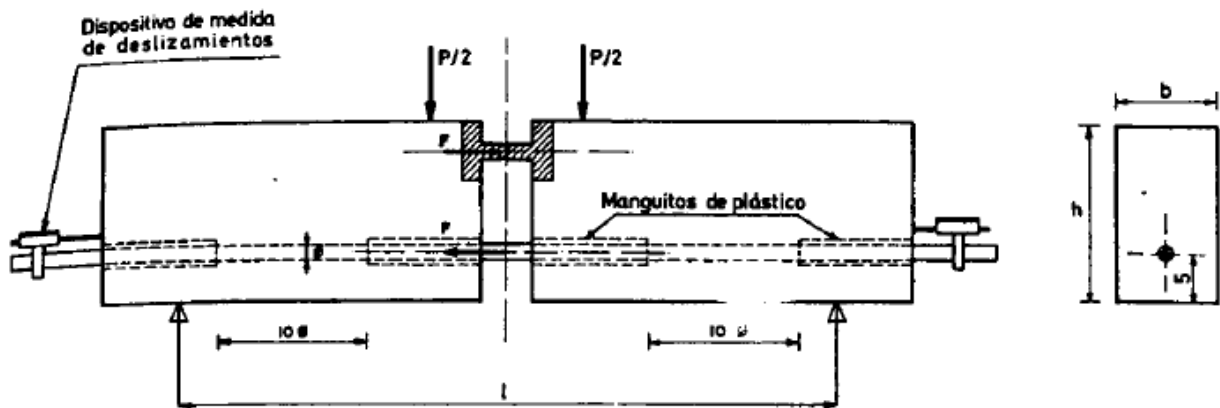


Figura 10.3 – Ensayo de adherencia por flexión (Juan Carlos Arroyo Portero, 2009)

El valor límite de la tensión por adherencia varía con la resistencia a compresión del hormigón, con las características adherentes de las barras y con la posición que ocupan en la pieza respecto a la posición del hormigonado. La tensión última de adherencia debe ser suficiente para prevenir los fallos por adherencia. En las normas EC-2 y EHE-08 se simplifican la obtención del valor de la tensión última de adherencia para barras corrugas con una fórmula, por tanto el valor de cálculo se obtiene como:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (10.1)$$

donde:

f_{ctd} es el valor de cálculo de la resistencia del hormigón a tracción. Debido al incremento de la fragilidad de los hormigones de alta resistencia, $f_{ctk,0,05}$ se debe limitar aquí al valor para C60/75, a menos que se pueda comprobar que la resistencia de adherencia media aumenta por encima de este límite.

η_1 es un coeficiente relacionado con la calidad de la condición de adherencia y la posición de la barra durante el vertido del hormigón (véase la figura 8.2):

$\eta_1 = 1,0$ cuando se obtienen "buenas" condiciones.

$\eta_1 = 0,7$ para todos los demás casos, y para barras en elementos estructurales construidos con encofrados deslizantes, a menos que pueda demostrarse que existen "buenas" condiciones de adherencia.

η_2 está relacionado con el diámetro de la barra:

$\eta_2 = 1,0$ para $\varnothing \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ para $\varnothing > 32$ mm

10.3. Longitud básica de anclaje

El cálculo de la longitud de anclaje necesaria debe tener en cuenta el tipo de acero y las propiedades de adherencia de las barras. La longitud básica de anclaje necesaria para anclar la fuerza $A_s \sigma_{sd}$ en una barra recta suponiendo la tensión de adherencia constante e igual a f_{bd} , se deduce de:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (10.2)$$

Donde σ_{sd} es la tensión de cálculo de la barra en la posición a partir de la cual se mide el anclaje.

En el caso de barras en patilla, la longitud básica de anclaje necesaria y la longitud neta de anclaje se deben medir a lo largo del eje de la barra (ver la Figura 10.1).

10.4. Longitud neta de anclaje

La longitud neta de anclaje se define como:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (10.3)$$

donde:

α_1 evalúa el efecto de la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado (ver la Figura 10.1).

α_2 evalúa el efecto del recubrimiento mínimo de la armadura (ver Figura 10.4).

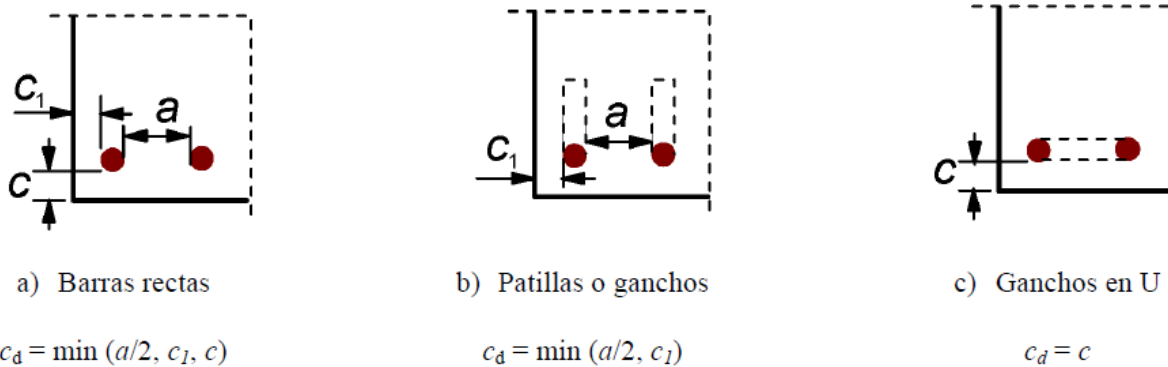


Figura 10.4 – Valores de c_d para vigas y losas (AEN/CTN 140, 2010)

α_3 evalúa el efecto de confinamiento debido a la armadura transversal.

α_4 evalúa la influencia de una o más barras transversales soldadas a lo largo de la longitud de neta del anclaje.

α_5 evalúa el efecto de la presión transversal al plano de hendimiento a lo largo de la longitud neta de anclaje.

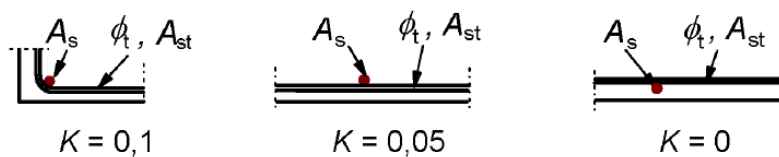


Figura 10.5 – Valores de K para vigas y losas (AEN/CTN 140, 2010)

Tabla 10.1: Valores de los coeficientes α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 (AEN/CTN 140, 2010)

Factor que influye	Tipo de anclaje	Barra de armadura	
		En tracción	En compresión
Forma de las barras	Prolongación recta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Distinto de prolongación recta [véanse las figuras 8.1 (b), (c) y (d)]	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3\phi$ en otro caso $\alpha_1 = 1,0$ (véase la figura 8.3 para valores de c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Recubrimiento del hormigón	Prolongación recta	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Distinto de prolongación recta [véanse las figuras 8.1 (b), (c) y (d)]	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (véase la figura 8.3 para valores de c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamiento debido a la armadura transversal no soldada a la armadura central	Todos los tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamiento debido a la armadura transversal soldada*	Todos los tipos, posiciones y tamaños especificados en la figura 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamiento debido a la presión transversal	Todos los tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-
<p>donde</p> <p>$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$;</p> <p>$\Sigma A_{st}$ área de la sección de armadura transversal a lo largo de la longitud neta de anclaje l_{bd};</p> <p>$\Sigma A_{st,min}$ área de la sección transversal de la armadura transversal mínima; = $0,25 A_s$ para vigas y 0 para losas;</p> <p>A_s área de la barra anclada de diámetro mayor;</p> <p>K los valores se indican en la figura 8.4;</p> <p>p presión transversal [MPa] en estado límite último a lo largo de l_{bd}.</p> <p>* Véase también el apartado 8.6: para apoyos directos se puede tomar l_{bd} menor que $l_{bd,min}$, siempre y cuando haya al menos un alambre transversal soldado dentro del apoyo. Dicho alambre se debería ubicar al menos a 15 mm desde la cara del apoyo.</p>			

La longitud mínima de anclaje se define según cada norma como:

- EHE-08

Para tracción: $l_{b,min} \geq \max\{\frac{1}{3} l_{b,rqd}; 10\phi; 150 \text{ mm}\}$

Para compresión: $l_{b,min} \geq \max\{\frac{2}{3} l_{b,rqd}; 10\phi; 150 \text{ mm}\}$

- EC-2

Para tracción: $l_{b,min} \geq \max\{0,3 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$

Para compresión: $l_{b,min} \geq \max\{0,6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$

Como alternativa simplificada al método de la ecuación (10.3), en las dos normas, se puede calcular una longitud de anclaje equivalente como:

- Para las formas b) y d) de la Figura 10.1:

$$l_{b,eq} = \alpha_1 l_{b,rqd} \quad (10.4)$$

- Para la forma e) de la Figura 10.1:

$$l_{b,eq} = \alpha_4 l_{b,rqd} \quad (10.5)$$

10.5. Detalle de anclaje en cercos y armaduras de cortante

El anclaje de los cercos y de la armadura de cortante se debe realizar mediante patillas y ganchos, o mediante armadura transversal soldada. Se debe disponer una barra dentro del gancho o patilla. El anclaje se realiza conforme con la Figura 10.6.

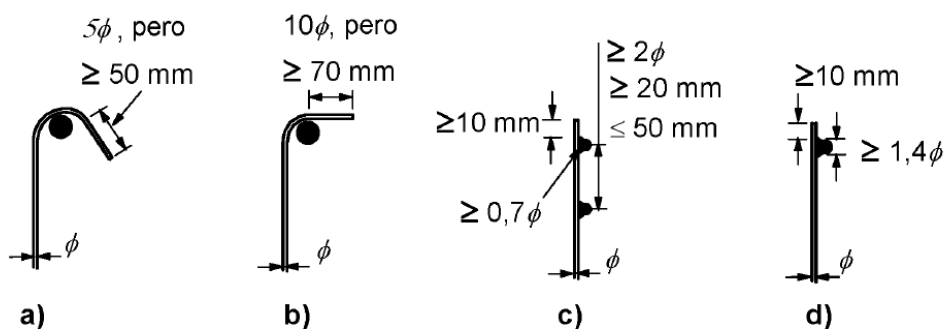


Figura 10.6 – Detalle de anclaje de cercos (AEN/CTN 140, 2010)

Dentro de cada norma sismorresistente aparece una serie de aspectos de tener en cuenta. Que se describen a continuación.

10.6. Criterio para anclajes según EC-8

Dentro de la norma EC-8 se distinguen dos según el elemento para el cual se va anclar las barras de acero, por tanto:

10.6.1. Pilares

La longitud de anclaje de las armaduras de pilares que contribuyen a la resistencia a flexión de los elementos de las zonas críticas, la relación entre el área de armadura requerida por el cálculo y la realmente colocada, se debe suponer igual a 1. Además en el caso de que en la situación sísmica de cálculo, el esfuerzo axial de dicho pilar se encuentre traccionado, la longitud de anclaje se debe aumentar en un 50%.

Tabla 10.2: Longitudes de anclaje en prolongación recta para situación de sismo en pilares según EC-8

Ø	fck	Tracción						Compresión					
		25	30	35	40	45	50	25	30	35	40	45	50
Posición 1	6	37	33	30	27	25	23	25	22	20	18	17	16
	8	49	43	39	36	33	31	33	29	26	24	22	21
	10	61	54	49	45	41	39	41	36	33	30	28	26
	12	73	65	59	54	50	46	49	43	39	36	33	31
	14	85	76	68	62	58	54	57	51	46	42	39	36
	16	97	86	78	71	66	62	65	58	52	48	44	41
	20	122	108	97	89	82	77	81	72	65	60	55	51
	25	152	135	121	111	103	96	101	90	81	74	69	64
Posición 2	6	52	46	42	38	36	33	35	31	28	26	24	22
	8	70	62	56	51	47	44	47	41	37	34	32	30
	10	87	77	70	64	59	55	58	52	47	43	39	37
	12	104	92	83	76	71	66	70	62	56	51	47	44
	14	122	108	97	89	82	77	81	72	65	60	55	51
	16	139	123	111	102	94	88	93	82	74	68	63	59
	20	173	154	139	127	117	109	116	103	93	85	78	73
	25	217	192	173	159	147	137	145	128	116	106	98	91

10.6.2. Vigas

La parte de la armadura longitudinal que se tiene que doblar de la viga se debe colocar siempre dentro de los cercos existentes de los pilares.

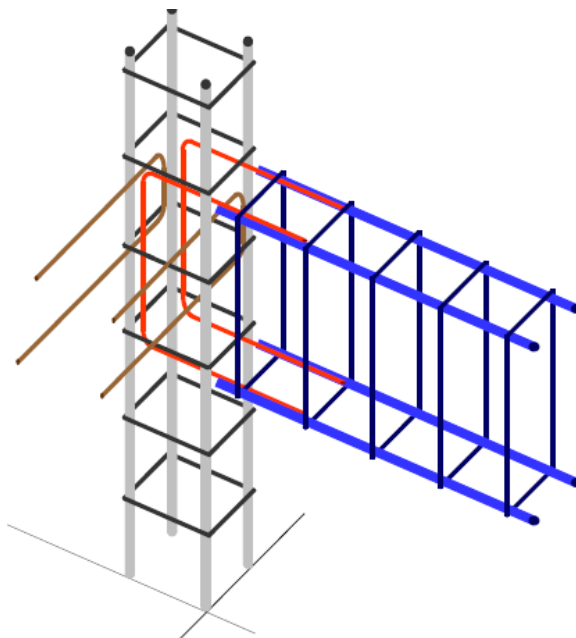


Figura 10.7 – Detalle de como meter la armadura longitudinal dentro de los cercos

Para prevenir la rotura por adherencia, el diámetro de las armaduras longitudinales de las vigas que atraviesen las juntas entre viga y pilar se debe limitar siguiendo las siguientes ecuaciones:

Para juntas interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (10.6)$$

Para juntas exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (10.7)$$

Tabla 10.3 - Tabla con el diámetro máximo a disponer en las armaduras longitudinales en vigas, $f_{ck} = 25$ MPa

Ductilidad: DCM							Ductilidad: DCH						
fck	25	MPa	k_D		2/3		fck	25	MPa	k_D		1	
fctm	2.56	MPa	γ_{Rd}		1		fctm	2.56	MPa	γ_{Rd}		1.2	
f _{yd}	435	MPa	ρ' / ρ_{max}		50%		f _{yd}	435	MPa	ρ' / ρ_{max}		50%	
Exterior	h_c (mm)						Exterior	h_c (mm)					
v_d	250	300	350	400	450	500	v_d	250	300	350	400	450	500
0%	10	12	14	16	16	20	0%	8	10	12	14	16	16
10%	10	14	16	16	20	20	10%	8	10	12	14	16	16
20%	12	14	16	20	20	25	20%	10	12	14	16	16	20
30%	12	16	16	20	20	25	30%	10	12	16	16	20	20
40%	14	16	20	20	25	25	40%	12	14	16	16	20	20
50%	14	16	20	20	25	25	50%	12	14	16	20	20	25
55%	14	16	20	25	25	25	55%	12	14	16	20	20	25
60%	16	16	20	25	25	32	60%	-	-	-	-	-	-
65%	16	20	20	25	25	32	65%	-	-	-	-	-	-
Interior	h_c (mm)						Interior	h_c (mm)					
v_d	250	300	350	400	450	500	v_d	250	300	350	400	450	500
0%	8	10	12	14	14	16	0%	6	8	8	10	12	12
10%	8	10	12	14	16	16	10%	6	8	10	10	12	14
20%	10	12	14	16	16	20	20%	6	8	10	12	12	14
30%	10	12	14	16	16	20	30%	8	8	10	12	14	16
40%	10	14	16	16	20	20	40%	8	10	12	14	14	16
50%	12	14	16	16	20	20	50%	8	10	12	14	16	16
55%	12	14	16	20	20	25	55%	8	10	12	14	16	16
60%	12	14	16	20	20	25	60%	-	-	-	-	-	-
65%	12	16	16	20	20	25	65%	-	-	-	-	-	-

donde:

h_c es la anchura del pilar en paralelo a las armaduras.

f_{ctm} es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón.

f_{yd} es el valor de cálculo del límite elástico del acero.

v_d es el valor de cálculo del esfuerzo axial reducido en el pilar, adoptando su valor mínimo para la situación sísmica de cálculo.

k_D es el coeficiente que refleja la clase de ductilidad, igual a 1 para la clase de ductilidad DCH y a 2/3 para la clase de ductilidad DCM.

ρ' es la relación de armaduras a compresión en las vigas que pasan a través de la junta.

ρ_{max} es la relación de armaduras a tracción máxima admisible.

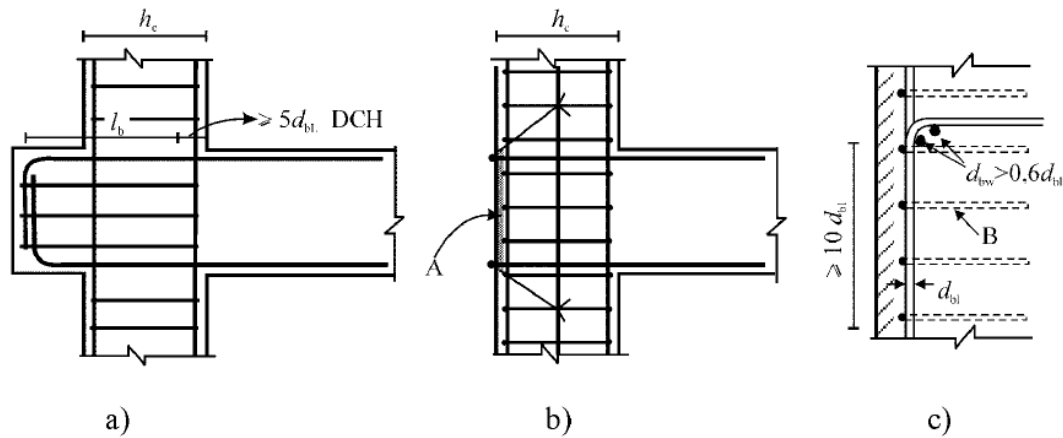
γ_{Rd} es el coeficiente de incertidumbre del modelo para los valores de cálculo de la resistencia, tomada como 1,2 o 1,0, respectivamente, para clases de ductilidad DCH y DCM (debido a la reserva de resistencia atribuible al endurecimiento por deformación del acero de las armaduras longitudinales de la viga).

Tabla 10.4 - Tabla con el diámetro máximo a disponer en las armaduras longitudinales en vigas, $f_{ck} = 30$ MPa

Ductilidad: DCM							Ductilidad: DCH						
fck	30	MPa		k_D	2/3		fck	30	MPa		k_D	1	
fctm	2.90	MPa		γ_{Rd}	1		fctm	2.90	MPa		γ_{Rd}	1.2	
fyd	435	MPa	ρ'/ρ_{max}	50%			fyd	435	MPa	ρ'/ρ_{max}	50%		
Exterior	h_c (mm)						Exterior	h_c (mm)					
v_d	250	300	350	400	450	500	v_d	250	300	350	400	450	500
0%	12	14	16	16	20	20	10	12	14	16	16	20	20
10%	12	16	16	20	20	25	10	12	14	16	20	20	20
20%	14	16	20	20	25	25	12	14	16	16	20	20	20
30%	14	16	20	20	25	25	12	14	16	20	20	20	25
40%	16	16	20	25	25	32	12	16	16	20	20	20	25
50%	16	20	20	25	25	32	14	16	20	20	25	25	25
55%	16	20	25	25	32	32	14	16	20	20	25	25	25
60%	16	20	25	25	32	32	60%	-	-	-	-	-	-
65%	16	20	25	25	32	32	65%	-	-	-	-	-	-
Interior	h_c (mm)						Interior	h_c (mm)					
v_d	250	300	350	400	450	500	v_d	250	300	350	400	450	500
0%	8	10	12	14	16	16	6	8	10	12	12	14	14
10%	10	12	14	16	16	20	8	8	10	12	14	14	16
20%	10	12	16	16	20	20	8	10	12	14	14	16	16
30%	12	14	16	16	20	20	8	10	12	14	16	16	16
40%	12	14	16	20	20	25	8	10	12	14	16	16	16
50%	12	16	16	20	25	25	10	12	14	16	16	16	20
55%	14	16	20	20	25	25	10	12	14	16	16	16	20
60%	14	16	20	20	25	25	60%	-	-	-	-	-	-
65%	14	16	20	20	25	25	65%	-	-	-	-	-	-

Si no se puede satisfacer el requisito dispuesto en el párrafo anterior en cuanto a las juntas entre viga y pilar exteriores, debido a que el canto del pilar en paralelo a las armaduras es demasiado pequeño, se pueden tomar las siguientes medidas adicionales, para asegurar el anclaje de la armadura longitudinal de las vigas:

- la viga o losa puede prolongarse horizontalmente en forma de salientes exteriores.
- se pueden usar armaduras transversales o placas de anclaje soldadas a los extremos de las armaduras.
- se pueden añadir patillas con una longitud mínima de $10 d_{bL}$ y armaduras transversales agrupadas junto al codo de las patillas.



Leyenda

- A Placa de anclaje
- B Cercos alrededor de las armaduras del pilar

Figura 10.8 – Medidas adicionales para anclajes en juntas entre viga y pilar exteriores (AEN/CTN 140, 2011)

Las armaduras de la sección de hormigón que atraviesen las juntas interiores, deben terminar en los elementos que confluyen en la junta, a una distancia no menor de una longitud crítica de la cara de la junta.

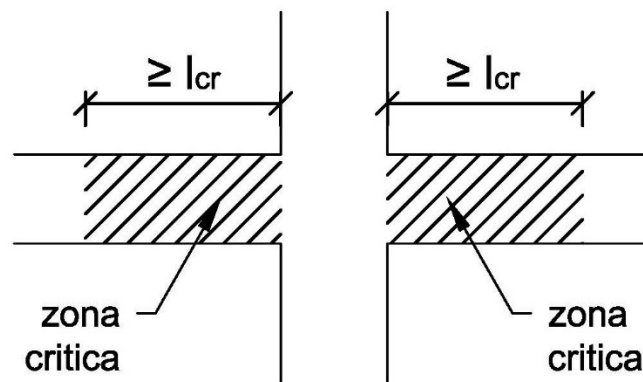


Figura 10.9 – Detalle

10.7. Criterio para anclajes según Anejo 10 de EHE-08

En único criterio que aplica esta norma es la consideración del aumento de las longitudes de anclaje, con un valor de $10\varnothing$ respecto a las definidas para cargas estáticas tal como se indica en el articulado de la norma para cargas cíclicas.

10.8. Criterio para anclajes según NCSE-02

En la norma NCSE-02 se describe varios criterios referentes al anclaje de armaduras. Se diferencia por condiciones particulares de la armadura superior e inferior.

- Condiciones particulares de la armadura superior

En soportes de hormigón, la armadura superior de los nudos extremos de vigas que sea necesaria por solicitud sísmica se debe disponer en su totalidad dentro del soporte (Figura 10.10a), contando su anclaje desde el comienzo del área pinzada por las bielas de soporte y nudo. El efecto favorable del pinzado entre

bielas podrá medirse como una pérdida de tracción por unidad de longitud igual a la tensión de compresión vertical garantizada en dicha zona multiplicada por el diámetro de la armadura. La solución del anclaje de la armadura superior por continuidad tras el soporte, en lazo alrededor de su fuste (Figura 10.10b), está limitada a una tracción total, entre ambas ramas del lazo, no superior a la compresión vertical garantizada de su interior.

En el caso de disponer vigas transversales de canto en el borde, la armadura superior podrá disponerse a los lados del soporte en una banda de amplitud no superior a medio canto de la viga, (Figura 10.10c), contando su anclaje a partir del punto en que se disponga armadura ortogonal o de la soldadura del elemento al que se engarza.

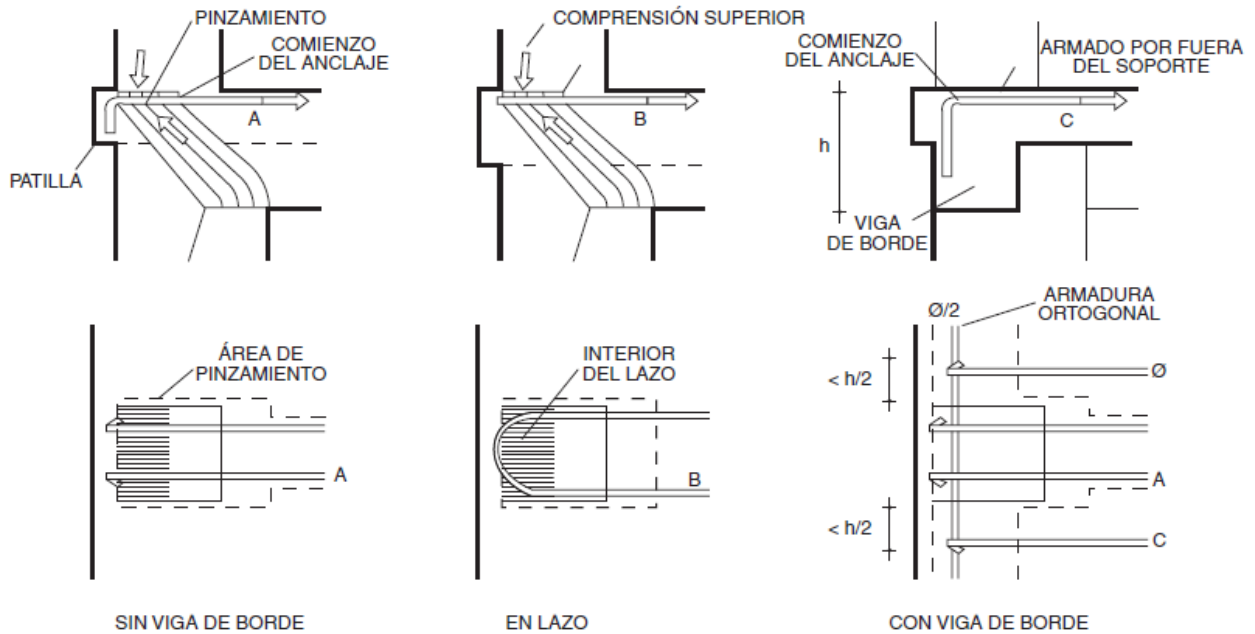


Figura 10.10 – Armaduras superiores en nudo extremo con soporte de hormigón (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

En los nudos extremos de la última planta, sin compresión superior, puede omitirse la comprobación de anclaje cuando la armadura es continua con la del soporte y posee una tracción similar. Si se disponen armaduras independientes para ambas piezas, la longitud de solapo será la de anclaje, con la reducción, en su caso, del efecto de patilla o armadura soldada transversal (Figura 10.11).

La armadura superior de continuidad en un nudo interior, que sea necesaria por sollicitación sísmica, puede disponerse en una banda de ancho igual al del soporte más medio canto de la viga a cada lado de él (Figura 10.12), siempre que, en una banda perpendicular del mismo ancho, exista armadura ortogonal que posea una sección de al menos una cuarta parte de la anterior. La armadura que pase dentro del soporte podrá contar con el efecto de pinzamiento de la compresión garantizada en los términos descritos anteriormente. La que pase por el exterior del soporte deberá dotarse de toda su longitud de anclaje teórica, en prolongación recta.

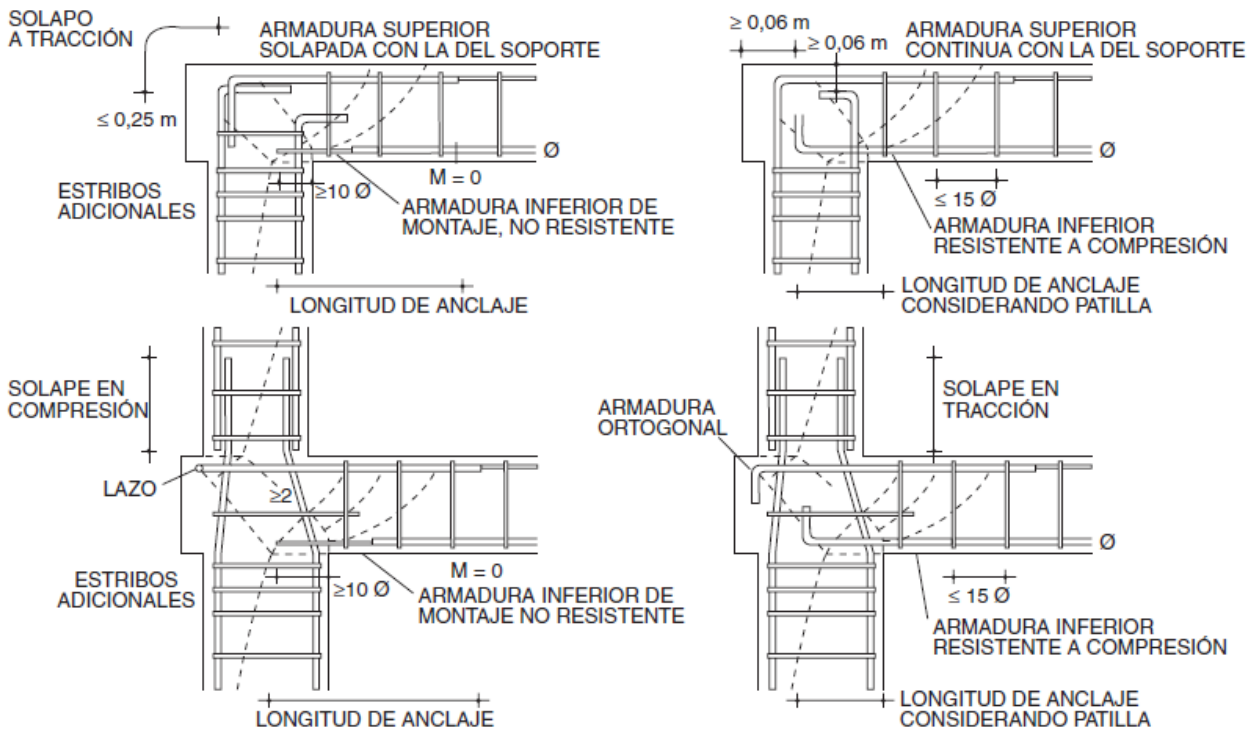


Figura 10.11 – Disposición de armaduras en nudo extremo (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

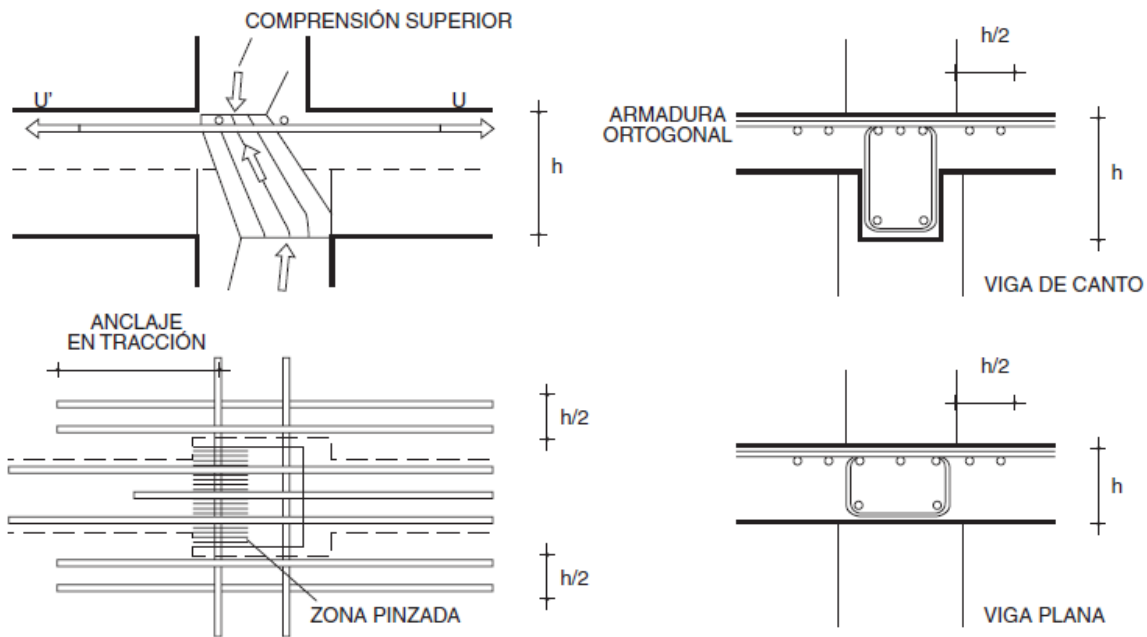


Figura 10.12 – Armaduras de continuidad en nudo interior (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

10.9. Programa CYPECAD y conclusión parcial

El programa calcula de manera interna las longitudes de anclaje y además permite de cambiarlas en función del criterio propuesto por el ingeniero. En cuanto a los detalles adecuados para sismo, el programa proporciona unos detalles tipo que se pueden ajuntar en el proyecto, pero será responsabilidad de este y de manera manual ir colocando estos según el tipo de estructura propuesta.

11. Detallado de empalmes en armaduras pasivas resistentes a sismo

Los empalmes de las barras pueden efectuarse mediante alguna de las disposiciones siguientes: por solapo, por soldadura o por manguito u otros dispositivos.

Siempre que sea posible, deben evitarse los empalmes de armaduras, de ser necesario conviene que queden alejados de las zonas en que las armaduras trabajen a su máxima carga. También conviene alejar entre si los empalmes de las distintas barras de una misma armadura, de modo que sus centros queden separados en la dirección de las barras, un mínimo de una longitud básica.

El detalle constructivo de los solapes entre barras debe ser tal que:

- Se asegure la transmisión de las fuerzas de una barra a la siguiente.
- Se impida el desconchado del hormigón en las cercanías de los empalmes.
- Se impida la aparición de grandes fisuras que afecten a las prestaciones de la estructura.

11.1. Empalme por solapo

Se realiza adosando dos barras que se empalme en la posición que mejor permita el hormigonado. Respetando las siguientes disposiciones del empalme por solape de barras debería ser conforme con la Figura 11.1:

- La distancia libre entre barras solapadas no debería ser mayor que 4ϕ o 50 mm, en caso contrario la longitud de solape deber aumentarse en una longitud igual a la distancia libre donde sea mayor que 4ϕ o 50 mm.
- La distancia longitudinal entre dos solapes contiguos no debería ser menor que 0,3 veces la longitud de solape en la norma EC-2, esta distancia aumenta hasta una vez la longitud de básica si se refiere a la EHE-08
- En el caso de solapes adyacentes, la distancia libre entre barras contiguas no debería ser menor que 2ϕ o 20 mm.

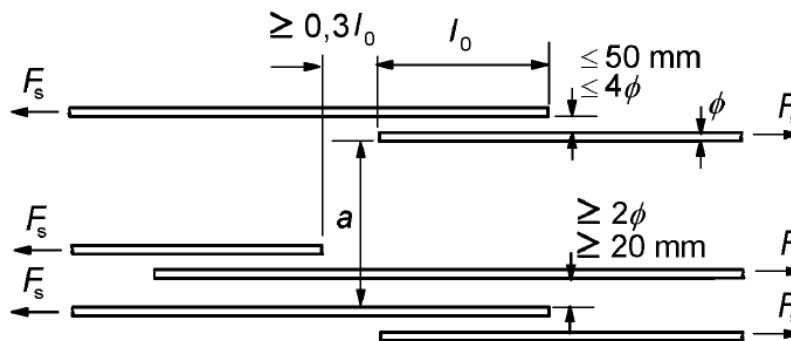


Figura 11.1 – Solapes adyacentes (AEN/CTN 140, 2010)

Entre las barras se desarrolla acciones tangenciales que deben ser absorbidas por la armadura transversal. Generalmente, la armadura transversal ya existente para esfuerzos cortante es suficiente para cumplir este papel.

Los solapes se deben alternar entre barras, y no situarlos en zonas de esfuerzos elevados (por ejemplo rótulas plásticas) y normalmente la disposición en todas las secciones debería ser simétrica. Si se cumplen las disposiciones de la Figura 11.1 el porcentaje admisible de barras solapadas a tracción puede ser del 100% donde todas las barras formen una sola capa. Si las barras se encuentran en varias capas, el porcentaje se debe

reducir al 50%. Todas las barras en compresión y la armadura secundaria (reparto) pueden montarse en una sección.

La longitud de solape de cálculo es:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (11.1)$$

donde:

$l_{0,min}$ es la longitud mínima de solapo. Se define como:

$$l_{0,min} = \max\{ 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi ; 200 \text{ mm} \} \quad (11.2)$$

Donde α_6 se calcula diferente según la normativa EC-2 y EHE-08.

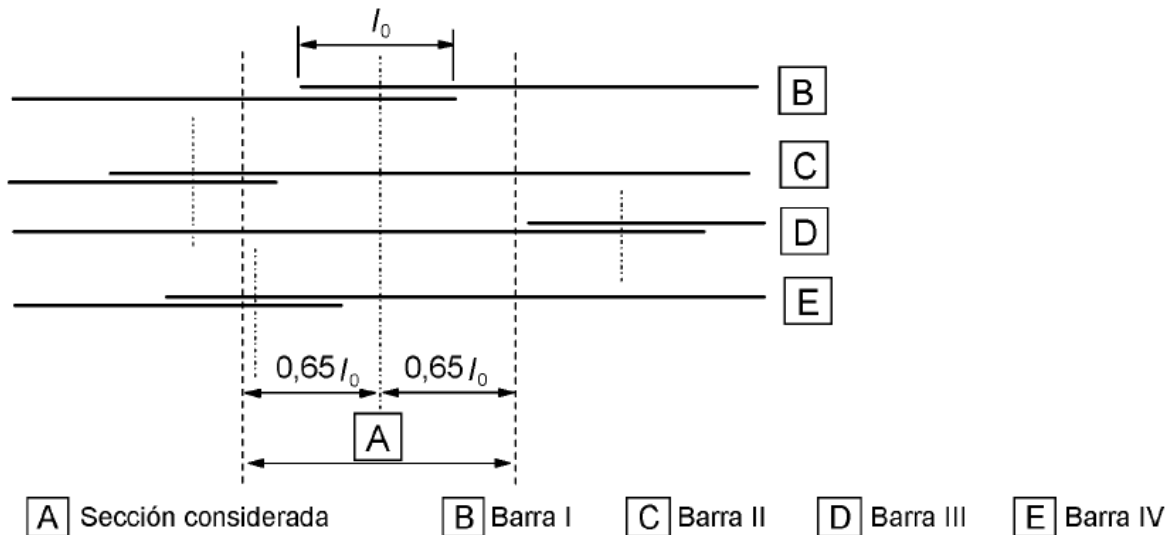
- EC-2

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ pero no mayor de 1,5 y no menor que 1,0, donde ρ_1 es el porcentaje de armadura en solape dentro de $0,65l_0$ desde el centro de la longitud de solape considerada.

Tabla 11.1: Valores del coeficiente α_6 (AEN/CTN 140, 2010)

Porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total	< 25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5

NOTA Los valores intermedios se pueden determinar por interpolación.



EJEMPLO Las barras II y III se encuentran fuera de la sección considerada: % = 50 y $\alpha_6 = 1,4$.

Figura 11.2 – Porcentaje de barras solapadas en una sección de solape (AEN/CTN 140, 2010)

- EHE-08

α_6 es coeficiente que en función del porcentaje de armadura solapada en una sección respecto a la sección total del acero de la misma sección, de la distancia transversal entre empalmes y del tipo de esfuerzo de la barra. Se obtiene de la tabla siguiente.

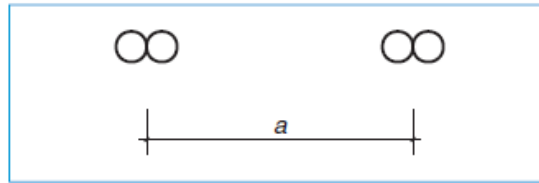


Figura 11.3 – Definición de la separación “a” entre barras (Comisión Permanente del Hormigón, 2011)

Tabla 11.2: Valores del coeficiente α_6 (Comisión Permanente del Hormigón, 2011)

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 69.5.2.2.a)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a Tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Cada norma sismorresistente aporta una serie de criterios de empalme por solapo, que garanticen la ductilidad de la estructura y que se cumpla la transmisión de esfuerzos.

11.2. Criterio para empalmes según EC-8

Los criterios que establece la norma indican lo siguiente:

- No se puede empalmar mediante soldadura dentro de las zonas críticas de los elementos estructurales.
- En el caso de utilizar conectores metálicos se puede empalmar en caso de pilares y muros, estos dispositivos deben haber superado pruebas, bajo condiciones compatibles con la clase de ductilidad seleccionada.

Se debe calcular la longitud de solapo de acuerdo con la norma EC-2 (ver apartado anterior) y además esta zona la armadura de cortante no debe superar la distancia de $h/4$ o 100 milímetros.

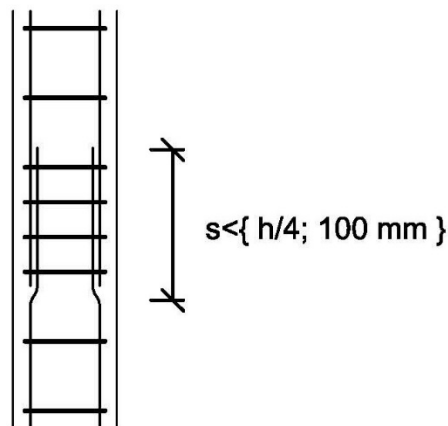


Figura 11.4 – Separación de empalmes en soportes según EC-08

El área requerida de la armadura transversal dentro de la zona de solapo de la armadura longitudinal de los pilares con empalme en la misma zona o de la armadura longitudinal de los elementos de contorno en muros, se puede calcular a través de la siguiente fórmula:

$$A_{st} = s \cdot \frac{d_{bL}}{50} \cdot \frac{f_{yld}}{f_{ywd}} \quad (11.3)$$

Donde:

A_{st} es el área de una rama de la armadura transversal.

d_{bL} es el diámetro del redondo objeto del empalme.

s es la separación de la armadura transversal.

f_{yld} es el valor de cálculo del límite elástico de las armaduras longitudinales.

f_{ywd} es el valor de cálculo del límite elástico de las armaduras transversales.

Tabla 11.3: Diámetro mínimo de la barra transversal y separación máxima en la zona de solapo

Lado del soporte (h)	100	150	200	250	300	350	400	>450
Separación máxima (s)	25	37.5	50	62.5	75	87.5	100	100
d_{bL}	6	6	6	6	6	6	6	6
	8	6	6	6	6	6	6	6
	10	6	6	6	6	6	6	6
	12	6	6	6	6	6	6	6
	14	6	6	6	6	6	6	6
	16	6	6	6	6	6	6	8
	20	6	6	6	6	8	8	8
	25	6	6	6	8	8	8	8

Nota: Las unidades de la tabla están en milímetros

11.3. Criterio para empalmes según Anejo 10 de EHE-08

En esta norma se indica que se debe colocar la zona de empalmes alejadas de las zonas próximas a los lugares donde se van a producir las rotulas plásticas, en una longitud de dos veces el canto de la vigas para el caso de vigas, pero no indica la distancia para el caso de soportes.

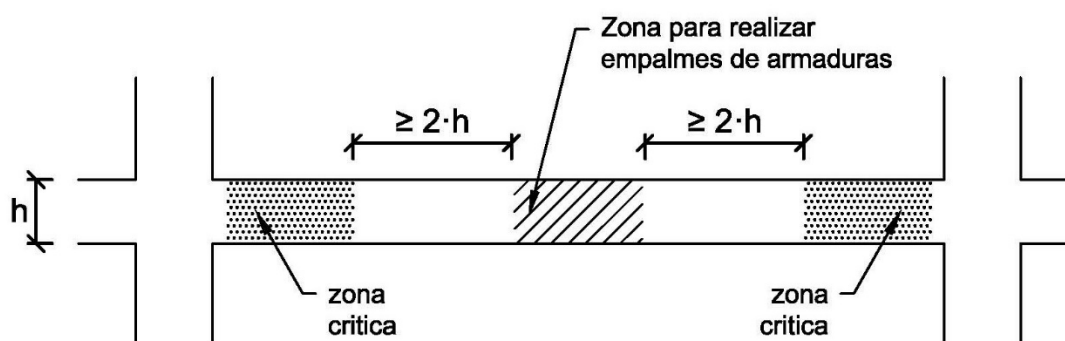


Figura 11.5 – Zonas de empalmes en vigas según Anejo 10 de la EHE-08

11.4. Criterio para empalmes según NCSE-02

Esta norma no indica el lugar por escrito donde se debe realizar los empalmes, pero deja croquis de detalles de donde se podrían colocar.

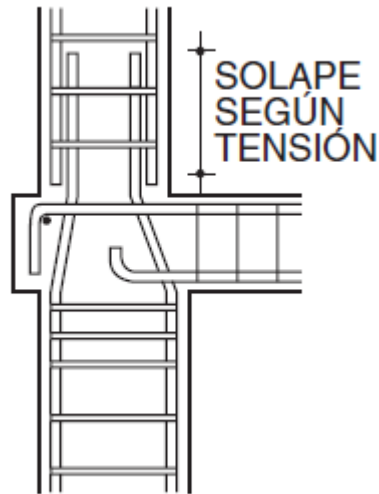


Figura 11.6 – Detalle de donde solapara según NCSE-02 (Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009)

La condición de esta norma es que la longitud de solape debe permitir la transferencia de esfuerzos.

11.5. Programa CYPECAD y conclusión parcial

El programa calcula de manera interna las longitudes de empalme y como en el caso de longitudes de anclaje permite de cambiarlas en función del criterio propuesto. En cuanto a los detalles adecuados para sismo, el programa proporciona unos detalles tipo que se pueden ajuntar en el proyecto, pero será responsabilidad del proyectista y de manera manual ir colocando estos según el tipo de estructura propuesta.

Cabe esperar que en futuras versiones de programa, los detalles en función de la estructura elegida y la ductilidad introducida, los detalles se incorporen a los proyectos de manera automática para mejorar la calidad de las estructuras. Un proyecto no está bien realizado sin los elementos que lo constituyen no realizan bien la transmisión de cargas.

COMPROBACIÓN AL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

12. Resistencia a cortante en una estructura resistente a sismo

Los esfuerzos tangenciales que aparecen en las secciones de hormigón son debidos al cortante o torsor. El efecto es inclinar las tensiones principales de tracción con respecto a la directriz de la pieza. Para el caso de cargas reducidas las tensiones de tracción no superan la resistencia a tracción del hormigón, siendo fácil calcular el estado tensional. Por el contrario si aumentan la cargas en exceso el hormigón se fisura y se produce un complejo reajuste de tensiones entre el hormigón y el acero.

En el cálculo de la resistencia a cortante se puede dividir a través de dos contribuciones el hormigón y el acero.

La contribución del acero se corresponde a la consideración de un mecanismo resistente condicionado por la disposición de las armaduras y asociado a una celosía. De esta manera un trozo de viga solicitado por un esfuerzo cortante resistirá con la disposición de armadura transversales que forman un ángulo con la directriz de la pieza y a partir del ángulo de la biela se genera un mecanismo resistente.

La contribución del hormigón se basa en varios efectos que han sido estudiados ensayando vigas hasta la rotura sin armadura transversal, por tanto, independientes del efecto celosía. Los más importantes son

- Resistencia a cortante de la cabeza comprimida. En las piezas a flexión existe una zona superior a la que no llegan las fisuras, y en esta zona (cabeza comprimida) aparecen tensiones tangenciales que contribuyen a resistir el cortante.
- Efecto arco. La cabeza comprimida se inclina en las proximidades del apoyo (zona de máximo cortante), por lo que la compresión longitudinal en dicha cabeza tiene una componente vertical que contribuye a resistir a cortante, transmitiéndolo al apoyo. Se forma así un arco atirantado.
- Efecto de engranamiento de áridos. Las bielas son capaces de resistir un cierto esfuerzo cortante debido a la deformación que se le exige a la fibras con alargamientos y acortamientos. Tanto para el alargamiento como para el acortamiento se opone el engranamiento de los áridos que cosen entre si las dos caras de la fisura, produciendo unas tensiones tangenciales.
- Efecto pasador. Las bielas están rigidizadas por la propia armadura longitudinal, que la atraviesa como el pasador de un cerrojo y la cose, oponiéndose a su deformación mediante fuerzas rasantes.

Por lo tanto se puede decir que los esfuerzos serán resistidos por una capacidad a cortante del hormigón y otra del acero.

$$V_{Rd} = V_{Rd,hormigon} + V_{Rd,acero} \quad (12.1)$$

La contribución a cortante por el hormigón viene basada en la siguiente formula:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,s} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (12.2)$$

La contribución a cortante por el acero viene basada en la siguiente formula:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \geq V_{Rd,s,max} \quad (12.3)$$

$$V_{Rd,s,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (12.4)$$

En las norma españolas se tiene en cuenta la contribución del hormigón en las piezas con armadura a cortante, mientras en la norma europea EC-8, no tiene en cuenta esta contribución y por tanto es el acero quien recoge

todos los esfuerzos. A partir de aquí se explica qué características tiene cada una a la hora de calcular el cortante:

12.1. Resistencia a cortante según EC-8

En la norma EC-8, que a su vez calcula la resistencia a cortante como indica la norma EC-2 la contribución del hormigón no se tiene en cuenta en piezas con armadura a cortante. Además en la norma se hace aplica unos requisitos en el cálculo según la clase de ductilidad aplicada.

- Clase de ductilidad baja (DCL). Se calcula la resistencia a cortante de una sección de hormigón según el Eurocódigo 2.
- Clase de ductilidad media (DCM). Se calcula la resistencia a cortante de una sección de hormigón según el Eurocódigo 2.
- Clase de ductilidad alta (DCH). Se calcula la resistencia a cortante de una sección de hormigón según el Eurocódigo 2. Con excepción de los elementos siguientes que deben cumplir una serie de requisitos.
 - Pilares:

En las zonas críticas de pilares sismorresistentes primarios, la inclinación θ de las bielas en un modelo de celosía debe ser 45° .

- Vigas:

La disposición de la armadura de cortante dentro de las zonas críticas de los extremos de una viga sismorresistente primaria, donde la viga se integra en el pilar, se diferencia los casos siguientes, dependiendo del valor algebraico de la relación entre los valores mínimo y máximo de los esfuerzos cortantes actuantes.

$$\zeta = \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \quad (12.5)$$

- a) Si $\zeta \geq -0,5$

La resistencia a cortante proporcionada por la armadura se calcula conforme a la norma Eurocódigo 2.

- b) Si $\zeta > -0,5$

Existe la probabilidad de una inversión casi completa de esfuerzos cortantes, por tanto:

- i) Si $|V_{Ed}|_{max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

Se aplica la regla a) de este punto.

- ii) Si $|V_{Ed}|_{max}$ supera el valor límite de la ecuación anterior.

Se dispone una armadura inclinada en dos direcciones, bien a $\pm 45^\circ$ respecto al eje de la viga, o bien a lo largo de las dos diagonales en altura de la viga, y la mitad del $|V_{Ed}|_{max}$ se resiste por cercos y la otra mitad por armadura inclinada.

12.2. Resistencia a cortante según Anejo 10 de la EHE-08

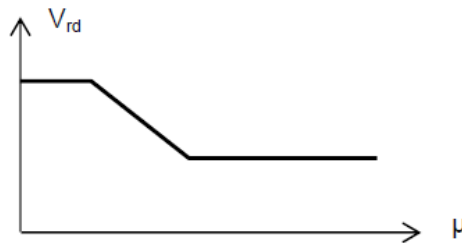
Los elementos lineales se proyectan con armadura a cortante para resistir en la aplicación del Anejo 10 de la EHE-08. Además la contribución del hormigón en la resistencia cortante se disminuirá en función del nivel de ductilidad. La contribución de la resistencia del hormigón a cortante aparece un coeficiente κ , que minora la resistencia, quedando la fórmula:

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15\kappa}{\gamma_c} \xi (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15\alpha_l \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d \quad (12.6)$$

Tabla 12.1: Valores del coeficiente κ

Ductilidad	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Alta $\mu = 3$	Ductilidad Muy Alta $\mu = 4$
Coefficiente κ toma el valor de:	0,80	0,5	0,20

La contribución va disminuyendo en función de una mayor ductilidad de la estructura, llegando a disminuir hasta un 20%. En la norma europea este parámetro no existe ya que el EC-2 no incluye la contribución del hormigón en la resistencia a cortante.

Figura 12.1 – Resistencia a cortante del hormigón en función de la ductilidad (μ) del elemento estructural.

12.3. Resistencia a cortante según NCSE-02

La norma NCSE-02 no establece ningún criterio para calcular la contribución de la resistencia en una sección de hormigón al esfuerzo de cortante. Queda vacío este criterio para esta norma. Por tanto se debe calcular el cortante de manera explicada en la norma EHE-08 sin la aplicación del anejo 10.

12.4. Programa CYPECAD

El programa realiza las siguientes comprobaciones, según el código de color de la Tabla 1.1, por tanto:

Tabla 12.2: Comprobaciones que realiza CYPECAD en resistencia a cortante

Norma	EC-8	Anejo 10 de la EHE-08		
	Ductilidad Alta $\mu = 4$	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Media $\mu = 3$	Ductilidad Alta $\mu = 4$
Criterio de cortante	*	$\kappa = 0,80$	$\kappa = 0,50$	$\kappa = 0,20$
Notas: * Ver el apartado resistencia a cortante según EC-8				

12.4.1. Conclusión parcial

Estas comprobaciones de cortante no las ejecuta correctamente el programa CYPECAD y debería ser tenida en cuenta en futuras versiones para subsanar el error. Por lo que el proyectista debe comprobar de manera adecuada, ya que el esfuerzo a cortante es muy relevante en sismo y se pretende evitar este tipo de rupturas.

Este problema informático, para las dos normativas, puede generar posibles muertes de vida humanas por una ruptura frágil si no tienen en cuenta, además penaliza en un análisis a posterior de la ductilidad global del edificio que condicionaría a un menor rango de seguridad.

13. Resistencia a axil en una estructura resistente a sismo

El esfuerzo axil son tensiones normales según la dirección directriz de la pieza. En el caso de compresión simple o tracción simple todas las fibras están igualmente solicitadas a lo largo de los distintos escalones de carga, hasta que se alcanza el agotamiento simultáneo de todas ellas.

También el tiempo que dura el proceso de carga es fundamental en compresión simple. Bajo carga rápida, la pieza rompe con tensiones aproximadamente iguales a las resultantes en el ensayo de probeta cilíndrica. Pero bajo carga mantenida, aparece el fenómeno de cansancio del hormigón, por el cual las piezas rompen bajo carga menores, que pueden llegar a ser del orden de 80% de las correspondientes a carga rápida.

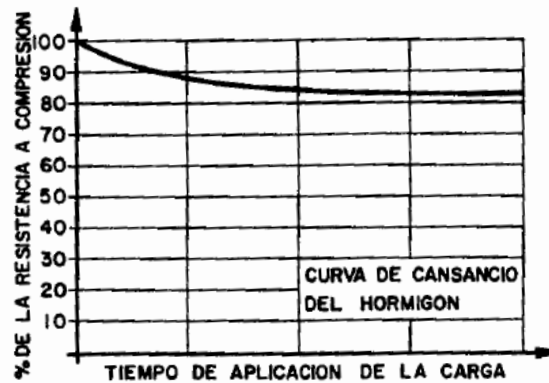


Figura 13.1 – Cansancio del hormigón bajo carga mantenida (Juan Carlos Arroyo Portero, 2009)

En la situación de sismo, las acciones de axil estarán dentro de un rango con respecto al axil reducido. Para limitar los esfuerzos que se lleva el hormigón, por debajo del fenómeno de cansancio y para evitar una rotura frágil del hormigón. Se calcula el axil reducido como:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (13.1)$$

Se establece un rango cada norma como muestran las siguientes tablas:

13.1. Rango de resistencia axil reducido según EC-8

La resistencia de una pieza sometida axil se recoge en la siguiente tabla, en el caso de ductilidad baja la norma indica dimensionar según EC-2, en el cual no parece ningún criterio para limitar el axil reducido de la secciones, solo limita la cantidad mínima y máxima de barras de acero a disponer:

$$\text{Max} \left\{ 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot b_c \cdot h_c \right\} \leq A_s \leq 4\% \quad (13.2)$$

Además la limitación mínima de axil reducido en soportes es una recomendación para saber que se trata de un pilar y está trabajando a compresión. En una situación de sismo se puede dar el caso de un pilar traccionado o está por debajo del 10% de compresión, eso no es ningún problema, solamente se debe tener en cuenta estos estados de carga adecuadamente en el cálculo. Para el caso de viga con la limitación de una axil reducido máximo del 10 % es una recomendación y puede darse en el caso de vigas con compresiones mayores en sismo.

Tabla 13.1: Rango de resistencias a axil según EC-8

Ductilidad	Ductilidad Baja $\mu = 1,5$	Ductilidad Media $\mu = 3$	Ductilidad Alta $\mu = 4,5$
1. Soportes			
Axil mínimo	*	10%	10%
Axil máximo	*	65%	55%
2. Vigas			
Axil máximo	*	10%	10%
Notas: * El dimensionado para una ductilidad baja se debe utilizar el Eurocódigo 2.			

Se comprueba que cuando la ductilidad aumenta (entre ductilidad media a alta) limitación máxima en axil reducido se disminuye en 10% para generar la colocación de armadura que tiene un comportamiento más dúctil que el hormigón.

13.2. Rango de resistencia axil reducido según Anejo 10 de la EHE-08

En esta norma sigue los principios de la norma EC-8 explicada anteriormente, ampliando el rango de limitación para ductilidad baja a un axil máximo reducido del 65%. Además con el cambio de ductilidad media a alta no reduce esta limitación como si hacia el Eurocódigo 8.

Tabla 13.2: Rango de resistencias a axil según Anejo 10 de la EHE-08

Ductilidad	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Media $\mu = 3$	Ductilidad Alta $\mu = 4$
1. Soportes			
Axil mínimo	10%	10%	10%
Axil máximo	65%	65%	65%
2. Vigas			
Axil máximo	10%	10%	10%

13.3. Rango de resistencia axil reducido según NCSE-02

Esta norma no aplica ninguna restricción en este sentido, por lo cual se entiende que se debe calcular el axil de manera explicada en la norma EHE-08 sin la aplicación del anejo 10. En la cual no parece ninguna limitación de axil reducido, pero si limita la cantidad mínima y máxima de barras de acero a disponer:

$$0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \leq A_s \leq \frac{A_c f_{cd}}{f_{yd}} \quad (13.3)$$

13.4. Programa CYPECAD

El programa realiza las siguientes comprobaciones, según el código de color de la Tabla 1.1, por tanto:

Tabla 13.3: Comprobaciones que realiza CYPECAD en resistencia axil

Norma	EC-8		Anejo 10 de la EHE-08		
	Ductilidad Media $\mu = 3$	Ductilidad Alta $\mu = 4$	Ductilidad Baja $\mu = 2$	Ductilidad Media $\mu = 3$	Ductilidad Alta $\mu = 4$
1. Soportes					
Axil mínimo	10%	10%	10%	10%	10%
Axil máximo	65%	55%	65%	65%	65%
2. Vigas					
Axil máximo	10%	10%	10%	10%	10%

13.4.1. **Conclusión parcial**

Las diferentes normas aplican una limitación de tensión máxima a esfuerzos axiales, tomando valores del 65%, esto limita a que un pilar “explote” con una ruptura frágil y por tanto ocasiona muertes. El programa informático no aplica correctamente esta limitación en la normativa del Eurocódigo y debe ser subsanado. En cambio para la norma española se aplica de manera adecuada para ductilidades media y alta, por error de interpretación entiendo no se aplica a ductilidades baja. En futuras versiones debe subsanarse estos errores.

14. Condiciones de ductilidad global y local para estructura resistente a sismo

Debe comprobarse que tanto los elementos estructurales como la estructura en su conjunto poseen la ductilidad adecuada, teniendo en cuenta el aprovechamiento de la ductilidad esperado, el cual depende del sistema estructural escogido y del coeficiente de comportamiento.

Se debe cumplir la siguiente condición en todas las juntas intersección de las vigas sísmicas primarias o secundarias con los pilares sísmicos primarios:

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{SR} \sum M_{Rb} \quad (14.1)$$

El propósito de la ecuación anterior es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que se consideren como parte del sistema de resistencia primario ante fuerzas sísmicas. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso de soportes débiles se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso. (Comité ACI 318, 2011)

Las resistencias nominales de vigas principales y soportes se calculan en las caras del nudo y dichas resistencias se comparan directamente usando la ecuación (14.1).

Cuando no se satisface la ecuación (14.1) en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de los soportes que resisten las reacciones provenientes de dicho nudo deben ser ignoradas al determinar la resistencia y la rigidez calculadas para la estructura. Estos soportes se deben diseñar como elementos resistentes secundarios, ver página 73.

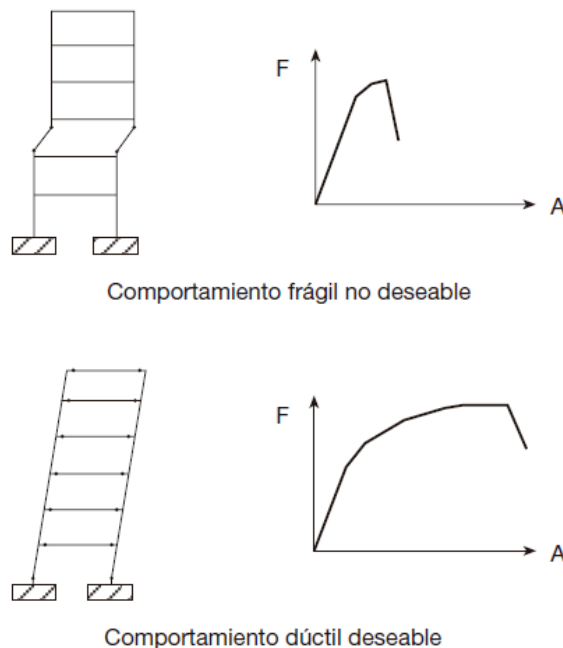


Figura 14.1 – Comportamientos según Anejo 10 de la EHE-08 (Comisión Permanente del Hormigón, 2011)

Las contribuciones negativas de no cumplir la condición de ductilidad de los soportes no se deben ignorar. Por ejemplo, el ignorar la rigidez no se debe emplear como justificación para reducir el cortante basal de diseño. Si la inclusión de aquellas columnas en el modelo analítico da como resultado un aumento en los efectos de torsión, el aumento debe considerarse tal como lo exige cada norma. Además, el soporte debe estar provisto con armadura transversal para aumentar su rigidez y para resistir las fuerzas axiales y de cortante.

Este coeficiente lo fija cada norma de manera independiente, garantizando que se formen las rotulas plásticas en las vigas ante que en los soportes.

Tabla 14.1: Valores del coeficiente de ductilidad local

Clase de ductilidad:	NCSE-02	Anejo 10 de EHE-08	EC-8	ACI-318
Cualquiera	1,00	1,35	1,30	1,20

La norma NCSE-02, no aplica ningún criterio, solamente quiere satisfacer la resistencia por secciones. Mientras que en Anejo 10, EC-8 e incluso ACI-318 se establece que se debe formar la rótula plástica en la viga antes que en el pilar, para evitar comportamiento frágil en la estructura.

14.1. Programa CYPECAD

El programa realiza las siguientes comprobaciones, según el código de color de la Tabla 1.1, por tanto:

Tabla 14.2: Comprobaciones que realiza CYPECAD en condiciones de ductilidad global y local

Clase de ductilidad:	NCSE-02	Anejo 10 de EHE-08	EC-8
Cualquiera	1,00	1,35	1,30

14.1.1. Conclusión parcial

Unos de los criterios más importantes este de aplica de manera adecuada para todos los casos, provocando que los resistencia de los pilares sea mayor que las de la vigas, y por tanto aparezca en esta primero las rotulas plásticas.

PARTE 2:

**PROYECTAR POR
DESEMPEÑO EN
INGENIERÍA SÍSMICA**

PROYECTAR POR DESEMPEÑO EN INGENIERÍA SISMICA

15. Origen de la idea de proyectar por desempeño

El origen de proyectar por desempeño nace en 1995, en el Comité Visión 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), con la idea de conocer el estado de las estructuras después de la aparición de un terremoto. Para poner identificar qué tipo de estructuras pueden dejar de estar en uso y cuales deben permanecer el funcionamiento para dar servicio a la sociedad después del siniestro. Comienza con la distinción de diferentes niveles de riesgo, que por aquel entonces ya se conocían y se utilizaba en otras filosofías de trabajo, el avance surge con la idea de los niveles de desempeño objetivos a cumplir, para cada nivel de riesgo. En un primer momento este comité solo se refería al estado de la estructura portante, también empieza definiendo tipos de análisis para utilizar. Con esta idea surgen diferentes normas que recogen esta filosofía como son la ATC-33 y la ATC-40, en esta última se hace una diferenciación de niveles de desempeño para los elementos estructurales y los que no lo son, mejorando el método. La agrupación de estos niveles genera unos objetivos en función del uso de esa estructura dentro de la sociedad. Definiendo unos requerimientos menores para viviendas de persona y mayores para edificaciones esenciales (por ejemplo hospitales y parques de bomberos). Esta idea también llega a Europa con la aparición de la norma EC-8 donde aparte de calcular un estado límite de no colapso de la estructura, existe un requerimiento de control de daños para otro tipo de eventos sísmicos más frecuentes. Es destacable la gran diferencia de esta idea entre los dos continentes, habiendo desarrollado y aplicado en América, sobre todo el estado de California, mientras en Europa vamos por detrás en este método, con la excepción de Italia que encabeza la aplicación de esta filosofía por parte de Europa.

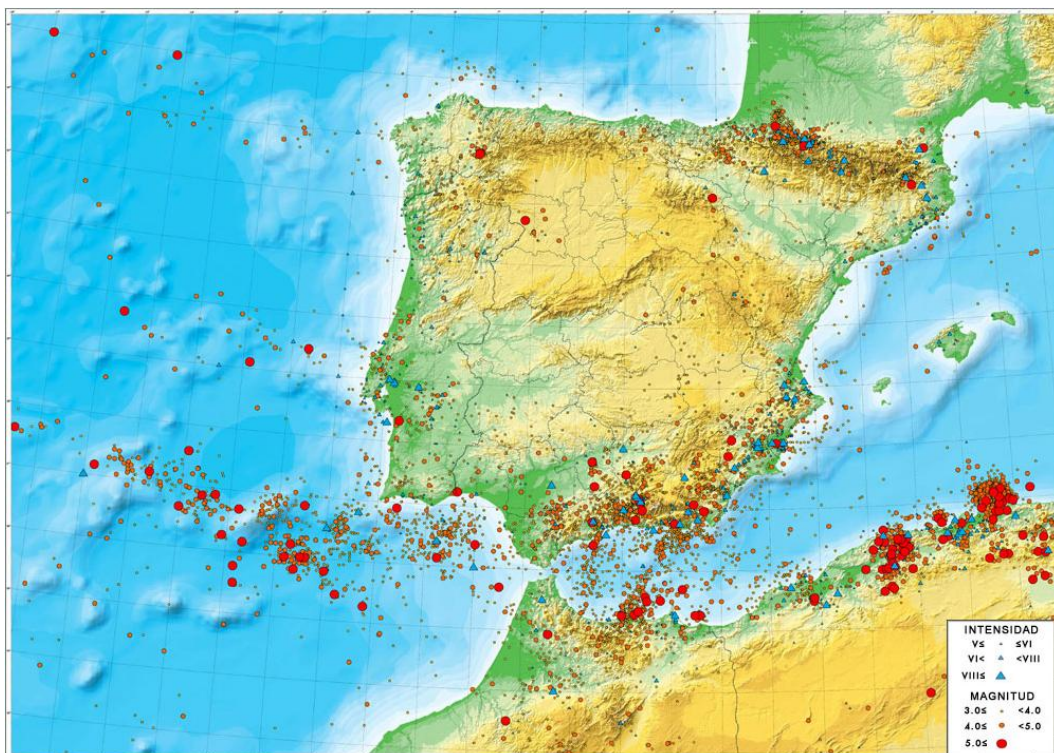


Imagen 15.1 – Epicentros de terremotos en la península ibérica 1048-2013 (Instituto Geográfico Nacional, 2014)

16. Los diferentes análisis sísmicos

El análisis sísmico es un tipo de análisis estructural que tiene como objetivo determinar los esfuerzos y los desplazamientos que actúan sobre los diferentes elementos estructurales ante la ocurrencia de una acción sísmica. El peso propio o las sobrecargas de uso, las acciones sísmicas son prácticamente instantáneas, con un tiempo de duración más o menos corto. Por tanto se puede considerar como acciones estáticas, la acción sísmica actúa a una velocidad significativamente alta en comparación con la capacidad del edificio para responder estructuralmente, lo que la convierte por definición en una acción dinámica, y por tanto exige el empleo de métodos basados en la dinámica estructural. La acción sísmica tiene una naturaleza cíclica, de forma que el edificio es sometido alternativamente a esfuerzos de tracción y compresión en todos sus elementos estructurales.

En el análisis sísmico, como en cualquier análisis estructural, intervienen tres elementos fundamentales: la excitación externa al sistema; la estructura o sistema; y la respuesta que este sistema experimenta ante la acción externa, es decir, los esfuerzos y deformaciones que aparecen. Así, en función de las diferentes hipótesis y simplificaciones que se adopten en cada uno de estos elementos, se tendrán diferentes tipologías de análisis sísmico: estático o dinámico, según la acción sísmica se considere equivalente a una acción externa estática, o bien se introduzca en forma de acelerograma o espectro de respuesta; y lineal o no lineal, según se consideren o no las no linealidades geométricas (como el efecto P-delta) y mecánicas (inelasticidad de los materiales) del sistema estructural. Teniendo en cuenta estas situaciones (estático vs. dinámico, lineal vs. no lineal) se configuran las cuatro metodologías existentes de análisis sísmico:

- **Análisis Estático Lineal:** el edificio se somete a un conjunto de cargas laterales que pretenden ser equivalentes a la acción sísmica actuando sobre el edificio en cuestión, y cuya magnitud se estima para que al ser aplicadas al edificio, éste alcance unos desplazamientos similares a los esperados con la ocurrencia del sismo. La estructura se modeliza en régimen elástico y se calcula con un análisis estático.
- **Análisis Dinámico Lineal:** la edificación se modeliza en régimen elástico, pero la respuesta estructural del edificio es dinámica. Los esfuerzos y deformaciones pueden obtenerse directamente a partir de la acción de uno o varios acelerogramas sísmicos reales o sintéticos llevando a cabo un análisis dinámico en el tiempo, o bien de forma indirecta, a través del Método del Espectro de Respuesta, en el que se emplea el espectro de respuesta sísmica de la región en que se localiza el edificio y un análisis modal que permite determinar los modos de vibración de la estructura.
- **Análisis Estático No Lineal:** el modelo estructural incorpora directamente el comportamiento inelástico del material, y se tienen en cuenta las no linealidades geométricas. El cálculo estructural se lleva a cabo de forma estática, empujando lateralmente el edificio poco a poco, lo que permite que algunos elementos estructurales plastifiquen y los esfuerzos se redistribuyan hacia otras partes de la estructura.
- **Análisis Dinámico No Lineal:** el edificio se modeliza con un comportamiento inelástico y se somete a la acción de una serie acelerogramas sísmicos reales o sintéticos llevando a cabo un análisis dinámico en el tiempo.

El primero de los métodos, el Análisis Estático Lineal, es el método más antiguo y el de mayor simplificación, por lo que presenta bastantes limitaciones para su aplicación, y de poder emplearse, suele quedar muy del lado de la seguridad, este método es el que utiliza en programa CYPECAD para el dimensionamiento de los elementos estructurales. El segundo de los métodos, el Análisis Dinámico Lineal, en concreto, el Método del Espectro de Respuesta, está ampliamente extendido por las normativas de casi todos los países, incluidas la NCSE-02 y el Eurocódigo 8, y es el método de diseño sísmico habitual. Sin embargo, el Método del Espectro de Respuesta sigue presentando algunas limitaciones, y no es capaz de simular con precisión el

comportamiento de un edificio cuando surge cualquier no linealidad, lo que sucede por ejemplo cuando se produce la fisuración del hormigón o la plastificación del acero.

El Análisis Dinámico No Lineal debería ser, a priori, el método a emplear en el diseño sísmico de un edificio ya que es el único que reproduce lo que, en mayor o menor medida, ocurre en la realidad cuando tiene lugar un sismo. Sin embargo, el Análisis Dinámico No Lineal tiene un coste computacional muy elevado, es tremendamente complejo y requiere una modelización bastante precisa de la estructura, lo que lo hace muy laborioso y por tanto poco práctico. Por el contrario, el Análisis Estático No Lineal, si bien no reproduce exactamente el fenómeno sísmico, permite una evaluación sísmica determinista relativamente simple y fiable, y mucho más realista que los análisis lineales. Es por ello que es método más adecuado para llevar a cabo la evaluación sísmica del comportamiento y el funcionamiento de un edificio. (Garzón, 2014). Este último método lo tiene implementado el programa SAP2000 el cual vamos utilizar en la tercera parte de esta tesina.

El siguiente esquema resume las diferentes tipologías de análisis sísmico existentes:

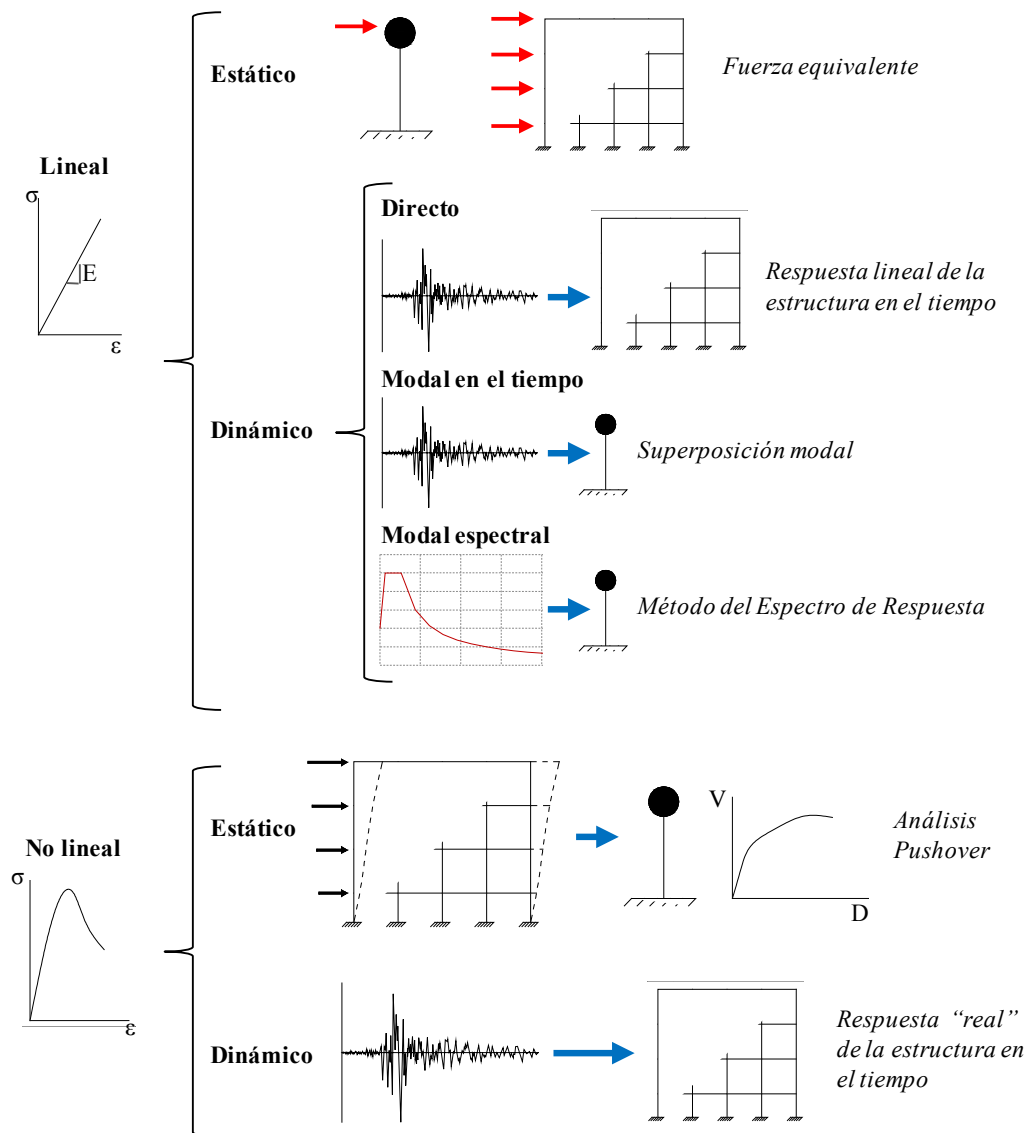


Figura 16.1 – Tipologías de análisis sísmico (Garzón, 2014)

17. Proyectar una estructura por desempeño sísmico

17.1. Introducción

El diseño basado en desempeño se define como una amplia gama de cuestiones de ingeniería sísmica que se abordarán en el diseño de estructuras para conocer el comportamiento sísmico y a su vez sea fiable, dentro de unos niveles de riesgo establecidos. La metodología a utilizar se ilustra en un diagrama de flujo en la Figura 16.1.

El marco para el desarrollo de procedimientos de ingeniería basados en desempeño debe verificar procedimientos que abordarán una amplia gama de objetivos de rendimiento, en un rango de riesgos de terremotos determinado, que tengan en cuenta:

- La seguridad de la vida
- El control de daños estructurales
- El control de daños no estructurales
- El mantenimiento de la estructura

Estos procedimientos basados en el desempeño utilizarán nuevos enfoques de diseño y análisis que aborden de manera más directa la respuesta inelástica de estructuras y proporcionar procedimientos alternativos para alcanzar mejor los objetivos de rendimiento sísmicos definidos.

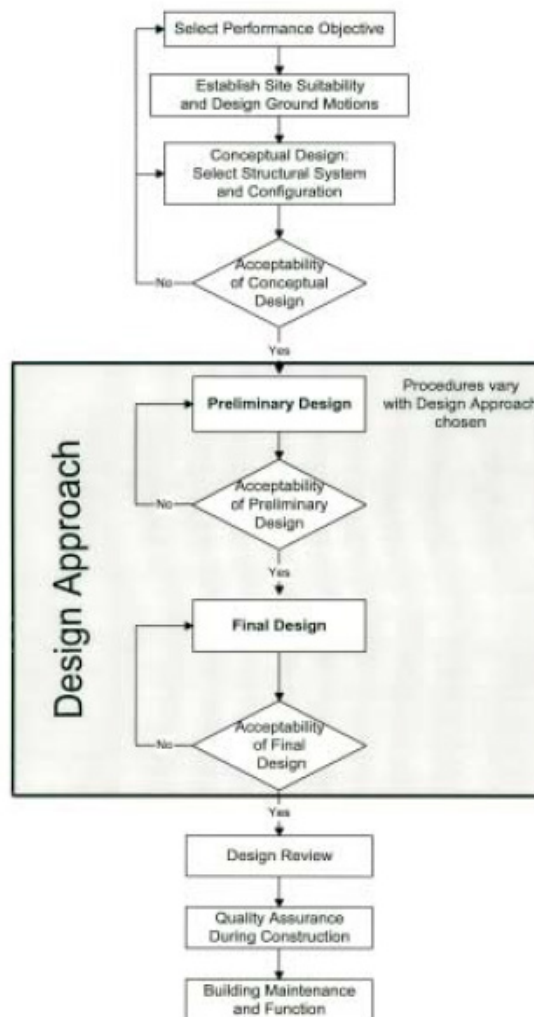


Figura 17.1 – Metodología para la ingeniería basada en prestaciones (SEAOC, 1999)

La metodología basada en prestaciones se aplicará a todo tipo de estructuras en regiones sísmicas. Se ha desarrollado principalmente para edificaciones, pero se puede aplicar a otras estructuras como son los puentes. El método se centra principalmente en las nuevas construcciones, pero también se aplica, con algunas limitaciones, a las estructuras existentes. Las normas para aplicaciones a los edificios existentes son la ATC-33 y ATC-40, el EC-8 también permite utilizarlo para edificios nuevos.

La ingeniería basada en desempeño comienza con la selección de los objetivos de desempeño y la identificación de riesgos sísmicos, continúa con diseños conceptuales, preliminar y final, la verificación del diseño y revisión del diseño, y concluye con la garantía de calidad durante la construcción y mantenimiento de edificio después de la construcción. Se persigue cada paso a un mayor o menor medida, dependiendo del rigor de diseño requerido para cumplir los objetivos de rendimiento seleccionados. Metodologías abreviadas se pueden utilizar para estructuras simples con los objetivos de rendimiento modestos (SEAOC, 1995).

El diseño y los pasos de verificación varían dependiendo del enfoque del diseño seleccionado y los objetivos de rendimiento. Los enfoques de diseño que se pueden utilizar son:

- Diseño Completo
- Desplazamiento
- Energía
- Fuerza método general
- Fuerza método simplificado
- Enfoques normativos

Procedimientos de análisis de verificación descritas el informe Visión 2000 son:

- Análisis general elástico
- Análisis elástico basado en componentes
- Análisis del espectro de capacidad
- Análisis estático no lineal (pushover)
- Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo
- Análisis de Drift

El diseño por capacidad se adopta como un principio fundamental para un diseño eficaz ante esfuerzos sísmicos. En esta filosofía de trabajo, el comportamiento inelástico de la estructura está controlado para producir roturas dúctiles en la estructura. Estos se detallan para dar cabida a la demanda de ductilidad impuesta por un terremoto, mientras que el resto de la estructura sigue en rango elástico.

El proceso de diseño sísmico implica múltiples fuentes de incertidumbre, incluyendo la amenaza sísmica, métodos de análisis y modelos, y la variabilidad de los materiales de construcción y mano de obra. La ingeniería basada en prestaciones debe identificar y cuantificar estas incertidumbres, por lo que la fiabilidad del diseño se puede estimar y reconocer (SEAOC, 1995).

17.2. El nivel de desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en prestaciones es la selección de objetivos de desempeño sísmico. Esta selección se hace por el cliente, en consulta con el profesional del diseño, basado en la consideración de las expectativas del cliente, la exposición de riesgo sísmico, análisis económico, y el riesgo aceptable. Los objetivos mínimos de desempeño según las normas irán desde seguridad para la vida en un terremoto raro hasta totalmente operacional en un terremoto muy raro.

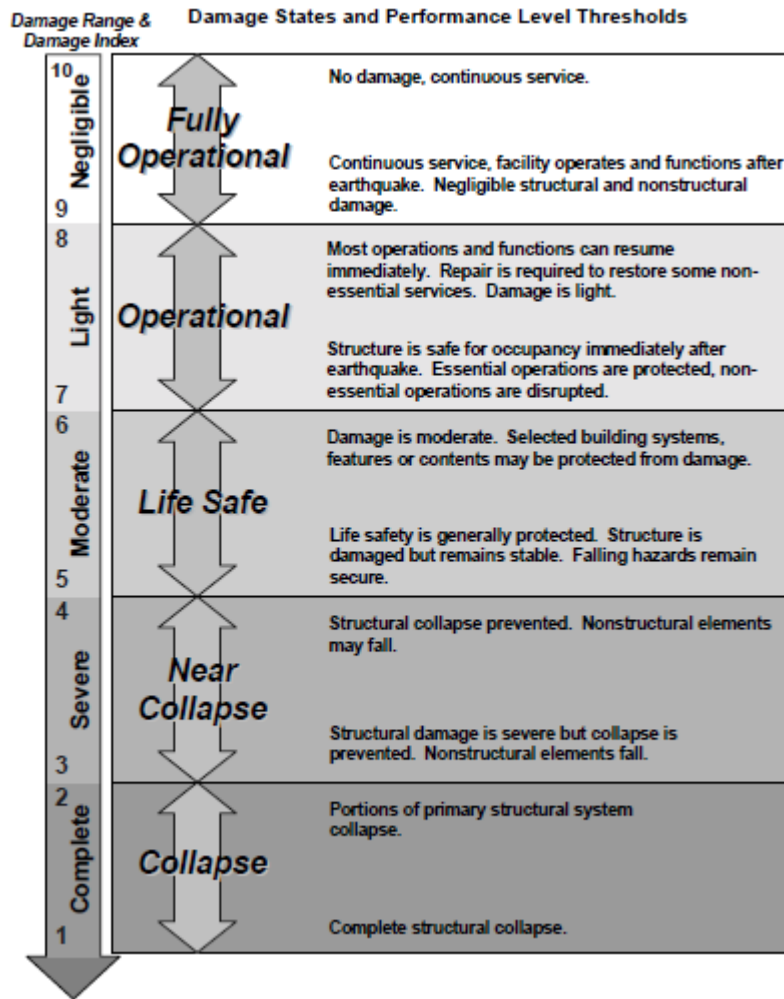


Figura 17.2 – Niveles de desempeño ante un evento sísmico (SEAOC, 1995)

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996). Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

17.2.1. Nivel de desempeño según VISION 2000

La Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

- A - Totalmente Operacional. Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- B – Operacional. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería

permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

- C – Seguridad para la vida. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.
- D – Previo al Colapso. Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible técnica o económicamente.

En el documento Visión 2000 se incluye una amplia descripción de los niveles permisibles o tolerables de daño asociados a los cuatro niveles de desempeño indicados, para los diferentes sistemas y sub-sistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). En la Tabla 16.1 resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daños.

Tabla 17.1: Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995)

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

En el ANEXO 2: Niveles de desempeño según VISION 2000 de la página 243 se puede ver concretamente las características para cada nivel de desempeño en elementos de hormigón.

17.2.2. Nivel de desempeño según ATC-40

La norma ATC-40 (1996) especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación.

- Nivel de desempeño para la estructura

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n, (“Structural Performance”, donde n es un número).

- SP-1. Inmediata ocupación; el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

- SP-2. Daño controlado; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.
- SP-3. Seguridad; pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.
- SP-4. Seguridad limitada; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.
- SP-5. Estabilidad estructural; corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.
- SP-6. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

- Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra).

- NP-A. Operacional; después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.
- NP-B. Inmediata ocupación; los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.
- NP-C. Seguridad; contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.
- NP-D. Amenaza; incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.
- NP-E. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

- Nivel de desempeño de la edificación

El nivel de desempeño se describe los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. La Tabla 16.2 muestra las combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente utilizadas; operacional (1-A), inmediata ocupación (1-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en este sentido no deben ser considerados en la evaluación.

Tabla 17.2: Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996)

Nivel de desempeño en la no estructura	Nivel de desempeño en la estructura					
	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

1-A. Operacional: se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

1-B. Inmediata ocupación; los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad vital; corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligrosos y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad estructural; para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componente no estructurales exige el desalojo de la edificación.

17.3. Desempeño esperado

El desempeño esperado de una edificación describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (ATC-40, 1996).

Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como por ejemplo, la intensidad macrosísmica, aceleraciones pico (PGA), los espectros de respuesta, etc., relacionados con el período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia. El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años (SEAOC, 1995). El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como:

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (17.1)$$

17.3.1. Desempeño esperado según VISION 2000

El desempeño esperado se define con cuatro niveles de amenaza sísmica, en la Tabla 16.3 se reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico.

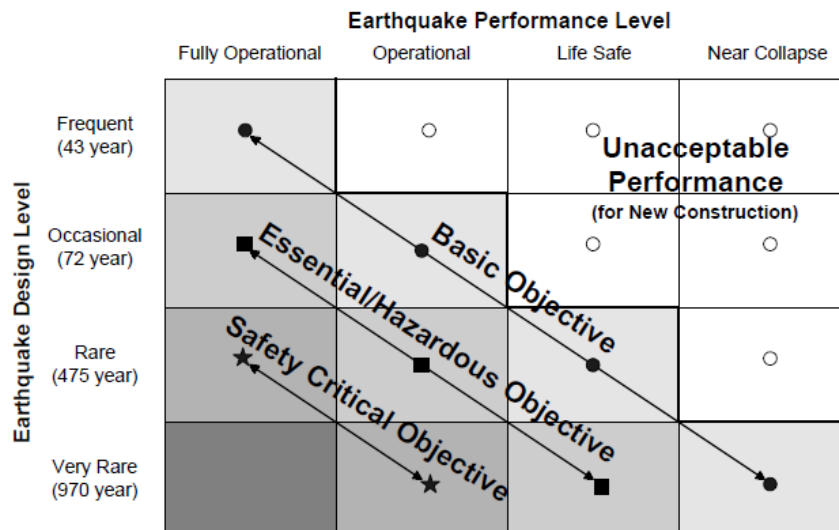


Figura 17.3 – Niveles recomendados de desempeño esperados (SEAOC, 1999)

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza, ver Figura 16.3, reproduce los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones, conforme a su clasificación de acuerdo al uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales/riesgosas e instalaciones básicas.

Tabla 17.3: Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995)

Nivel de movimiento sísmico	Período medio de retorno en años	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

- Nivel de desempeño básico

Tabla 17.4: Nivel de desempeño básico según el nivel de amenaza sísmica (SEAOC, 1995)

Basic Facilities	
Earthquake Design Level ¹	Minimum Performance Level
Frequent	Fully Operational
Occasional	Operational
Rare	Life-safe
Very Rare	Near Collapse

- Nivel de desempeño esencial

Tabla 17.5: Nivel de desempeño esencial según el nivel de amenaza sísmica (SEAOC, 1995)

Essential/Hazardous Facilities	
Earthquake Design Level ¹	Minimum Performance Level
Frequent	Fully Operational
Occasional	Fully Operational
Rare	Operational
Very Rare	Life-safe

- Nivel de desempeño crítico

Tabla 17.6: Nivel de desempeño crítico según el nivel de amenaza sísmica (SEAOC, 1995)

Safety Critical Facilities	
Earthquake Design Level ¹	Minimum Performance Level
Frequent	Fully Operational
Occasional	Fully Operational
Rare	Fully Operational
Very Rare	Operational

17.3.2. Desempeño esperado según ATC-40

El desempeño esperado según ATC-40 se definen tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos identificados como:

- Sismo de Servicio (SS); correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad

típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

- Sismo de Diseño (SD); correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.
- Sismo Máximo (SM); correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

El nivel de desempeño esperado de la edificación, se establece una vez identificados los límites de daños tolerables en una edificación y los niveles de movimientos del terreno debido a sismos. Para el ATC-40 (1996), la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas (de costos), de preservación. Existe una amplia variedad de combinaciones, atendiendo a las características particulares de uso, función e importancia de cada edificación.

Tabla 17.7: Nivel de desempeño para edificación ordinarias dependiendo del uso (ATC-40, 1996)

<i>Seismic Hazard</i>	<i>Source of Sample</i>			
	<i>New Buildings</i>	<i>Current Common Retrofit</i>	<i>Example: High Occupancy</i>	<i>Example: Minimum Downtime</i>
	<i>Combined Performance Level</i>			
SE				
DE	2C	3D	3C	1C
ME	5E		3D	

17.3.3. Desempeño esperado según EC-8

Las estructuras en las regiones sísmicas deben proyectarse y construirse de tal forma que se cumplan los siguientes requisitos, cada uno con un grado adecuado de fiabilidad.

- Requisito de no colapso; La estructura debe proyectarse y construirse para resistir la acción sísmica de cálculo sin que se produzca colapso local ni global, manteniendo su integridad estructural y una capacidad portante residual tras el terremoto. La acción sísmica de cálculo se expresa en términos de: La acción sísmica de referencia asociada a una probabilidad de 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años y el coeficiente de importancia para tener en cuenta la diferenciación de fiabilidad.
- Requisito de limitación de daño; La estructura debe proyectarse y construirse para resistir una acción sísmica que tenga una mayor probabilidad de ocurrencia que la acción sísmica de cálculo, sin que se produzcan daños ni limitaciones de uso asociadas, cuyos costes sean desproporcionadamente altos en comparación con el coste de la propia estructura. La acción sísmica a considerar tiene una probabilidad de ser superada del 10% en 10 años con un periodo de retorno aproximado de 95 años.

17.4. Lugar y Movimiento de tierras

Previo al decidir el diseño estructural se debe conocer el riesgo sísmico de lugar que tiene en cuenta el nivel de desempeño propuestos para el proyecto

Antes de que comience el diseño estructural, deben llevarse a cabo una adecuación del sitio y análisis de riesgo sísmico que tiene en cuenta los objetivos de rendimiento propuestos para el proyecto. La obra de construcción debe ser analizada para determinar su idoneidad para el objetivo de rentabilidad seleccionado, teniendo en cuenta los peligros de sitios que puedan existir. Criterios de diseño de movimiento de tierra se deben establecer y caracterizados en una forma adecuada para los métodos de análisis y diseño estructural previsto.

El Análisis de idoneidad del lugar incluye la consideración de la sismicidad lugar, tipo de suelo y peligros potenciales. El análisis incluirá la determinación del perfil del suelo y la topografía, la identificación de las fuentes sísmicas y la identificación posible de licuefacción del suelo, la exposición tsunami y otros peligros tales como inundaciones e incendios peligros.

El Análisis de riesgo sísmico determinará el movimiento de tierra de diseño para los eventos de diseño especificado teniendo en cuenta todas las fuentes sísmicas. Los movimientos de tierra pueden ser representados como historias de tiempo, espectros de respuesta de aceleración, los espectros de respuesta de desplazamiento, la deriva espectros de la demanda, o por otros medios, como se requiere para los métodos de análisis y diseño. Los espectros de respuesta pueden ser elásticos o inelásticos, según sea necesario.

El amortiguamiento debido el terreno puede ser aproximadamente como un 2% del amortiguamiento crítico para la respuesta elástica, un 5% del amortiguamiento crítico para el análisis elástico tradicional asumiendo respuesta inelástica, o entre un 10% y 20% del amortiguamiento crítico para el análisis inelástico o para sistemas especialmente amortiguados. El amortiguamiento debido al terreno necesitara de un estudio especial para determina su valor exacto.

17.5. Evaluación del comportamiento sísmico

Una vez completada la fase conceptual y establecidos los niveles de daños tolerables en la edificación para cada nivel de amenaza, la evaluación sísmica de una edificación requiere establecer su capacidad de satisfacer el nivel de desempeño esperado, de acuerdo con la sismicidad local, propia o característica de su emplazamiento. De manera que el nivel de desempeño esperado de las edificaciones, representan en sí, los criterios de aceptación que servirán de base para la toma de las decisiones relativas a la necesidad de implementar una adecuación o intervención de la edificación. Esta decisión es compleja ya que involucra diversos factores que incluyen consideraciones técnicas, económicas, sociales y políticas, que desde un punto de vista formal, exigen la concurrencia de diversos elementos, entre los que destaca en primer lugar, una descripción de las diferentes decisiones que pueden adoptarse de conformidad con los niveles de desempeño de la edificación durante un sismo y presupone la existencia de un tomador de la decisión, que puede ser una persona, una institución, una entidad o el estado, el cual generalmente tiene unas preferencias subjetivas (Melone Salvador, 2012).

Desde el punto de vista operativo, la evaluación sísmica de una edificación exige como siguiente paso, la evaluación de las pérdidas potenciales o daños probables inducidos por los diferentes niveles de movimiento sísmico, de manera que, una edificación se considera sísmicamente inadecuada si las pérdidas potenciales estimadas durante la evaluación superan el nivel de daño tolerable y por tanto, los niveles de exigencias sísmicas superan las previsiones sismorresistentes. Su desarrollo forma parte de la segunda fase del proceso de diseño basado en el desempeño sísmico; la fase numérica, que comprende tanto el diseño preliminar como el diseño final o diseño propiamente dicho y que involucra el dimensionado y detallado de los diversos componentes estructurales y no estructurales de la edificación, basado en alguna estrategias o procedimientos de evaluación que sea transparente, flexible, simple y concisa, capaz de responder a los requerimientos impuestos en la fase conceptual (Melone Salvador, 2012).

En este sentido, es importante tener presente que la evaluación de las pérdidas potenciales o daños probables inducidos por un movimientos sísmico en una edificación, involucra una gran cantidad de factores que van desde la apropiada definición de la excitación, la definición realista de un modelo estructural representativo de

la edificación, una caracterización apropiada de materiales, una definición coherente de los estados de cargas y están limitados por la información disponible de la edificación y las limitaciones implícita en los modelos de análisis y de la respuesta, sobre todo los de naturaleza no lineal.

Existen una gran variedad de procedimientos analíticos para la evaluación sísmica de edificaciones existentes (SEAOC, 1995), algunos basados en comportamiento elástico lineal y otros en un comportamiento inelástico, no lineal. En los primeros, se definen estados de fuerzas laterales estáticas o dinámicas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos; proporcionan una buena aproximación de la capacidad elástica y la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de fallo, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas durante el progreso de la cedencia. En los métodos inelásticos, es posible aproximarse a lo que realmente sucede en la edificación, identificar modos de falla y el potencial de un colapso progresivo.

Entre los métodos inelásticos destacan los basados en el análisis completo de la respuesta no lineal para una señal de entrada o historia de carga en el tiempo. Estos métodos tienden a ser procedimientos complejos y poco prácticos para uso general, por lo que se han desarrollado métodos de análisis no lineales simplificados, también llamados métodos de análisis estático no lineal, que constituyen una alternativa eficiente con mucho auge a los que se le ha dedicado especial atención en los últimos años (ATC-40, 1996).

17.5.1. Métodos simplificados de análisis estático no lineal

Cuando se somete una edificación a movimientos del terreno debido a sismos, experimenta desplazamientos laterales y consecuentemente deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños. En este caso, la mejor estimación de la respuesta global de la estructura y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal en el tiempo, cuyos resultados tienden a ser altamente sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento empleado. De hecho, un análisis dinámico no lineal conduce a diferentes estimaciones del desplazamiento máximo, para diferentes registros cubiertos por un mismo espectro de respuesta. Esta situación, ha propiciado el desarrollo de procedimientos simples, pero robustos, que permiten estimar los valores medios de la fuerza y el desplazamiento, los cuales se conocen como métodos simplificados de análisis estático no lineal (Melone Salvador, 2012).

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar edificaciones existentes que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan;

- El método del espectro capacidad-demanda; permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda (ATC-40, 1996).
- El método del coeficiente del desplazamiento; procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección (ATC-40, 1996).
- El método de la secante; procedimiento numérico que sustituye la estructura por otra con rigidez secante o efectiva (ATC-40, 1996).

A continuación se presenta una descripción detallada del método del espectro capacidad-demanda ya que el mismo permite hacer una representación gráfica muy clara y comparar directamente, el espectro de capacidad global (fuerza-desplazamiento) de la estructura con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno.

MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO

18. Método del espectro capacidad-demanda

18.1. Fundamentos del método

El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal (ATC-40, 1996) (FEMA, 1997). Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas. De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos. El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además de conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un sensato juicio ingenieril.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Es importante destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los períodos de vibración se alargan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad. Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo. De manera que, la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase. Una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente.

18.2. Espectro de Capacidad

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad, la cual generalmente se representa como el cortante basal, obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación. Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “pushover” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre cómo establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado. Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectra) donde se representa la aceleración espectral, respecto al desplazamiento espectral denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto de la curva de capacidad, corresponde a un punto del espectro de capacidad, según:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \cdot M_T} \quad (18.1)$$

$$S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \cdot \phi_{1,cubierta}} \quad (18.2)$$

Donde:

α_1 es la fracción de la masa total del sistema.

M_T es la masa total del sistema.

Γ_1 el factor de participación modal asociados, ambos asociados al primer modo de vibración.

$\phi_{1,cubierta}$ es el desplazamiento modal de la cubierta asociados al primer modo de vibración.

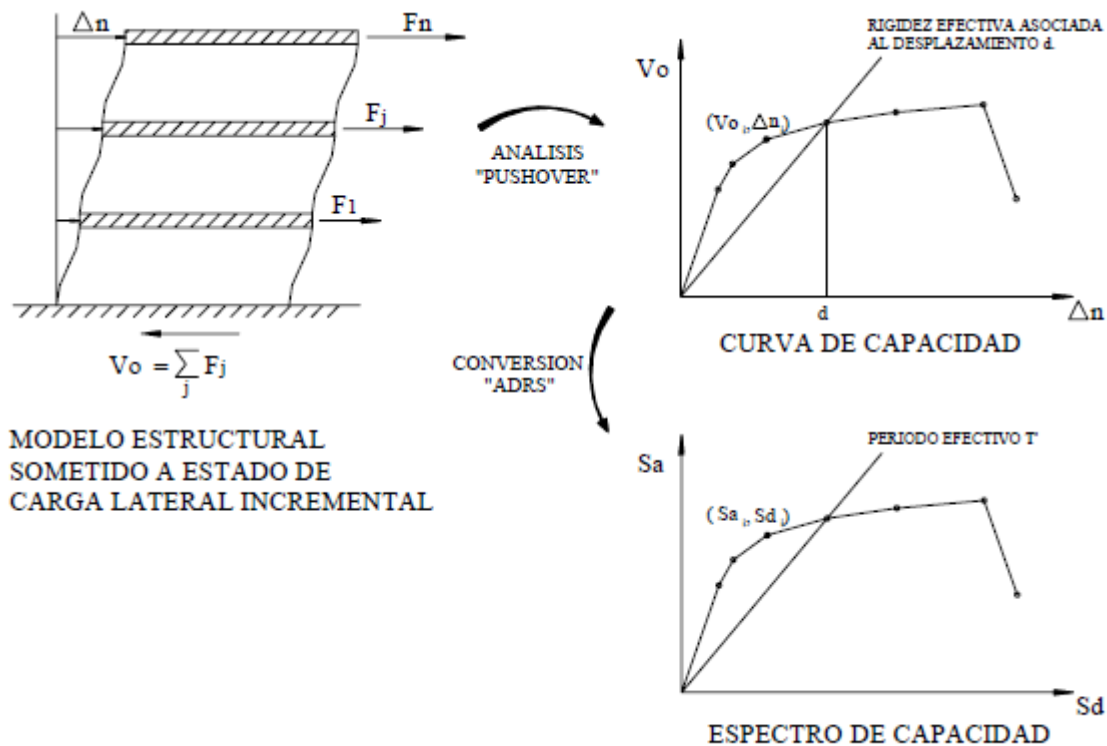


Figura 18.1 – Espectro de capacidad (Melone Salvador, 2012)

En esta representación, cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente $(\omega')^2$, donde ω' es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que el período efectivo de la estructura (T') asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como:

$$T' = \frac{2\pi}{\omega'} \quad (18.3)$$

18.2.1. Pushover (Análisis estático no lineal)

El análisis por empujes incrementales (pushover) es un análisis estático no lineal realizado bajo cargas gravitatorias constantes y cargas horizontales que se incrementan de forma monótona. Puede aplicarse para comprobar el comportamiento estructural de edificios de nuevo diseño o existentes, con los siguientes objetivos:

- La comprobación de los valores del cociente de reserva de resistencia α_u/α_1 (ver Capítulo 2)
- La estimación de los mecanismos plásticos esperables y la distribución de daños
- La evaluación del comportamiento estructural de los edificios existentes o reforzados
- Como alternativa al cálculo basado en un análisis elástico-lineal utilizando el coeficiente de comportamiento q .

Tabla 18.1: Rigidez para el análisis pushover (ATC-40, 1996)

Table 9-3. Component Initial Stiffnesses

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity²	Axial Rigidity
Beam, non-prestressed ¹	$0.5Ecl_g$	$0.4EcAw$	$EcAg$
Beam, prestressed ¹	Ecl_g	$0.4EcAw$	$EcAg$
Columns in compression	$0.7Ecl_g$	$0.4EcAw$	$EcAg$
Columns in tension	$0.5Ecl_g$	$0.4EcAw$	$EsAs$
Walls, uncracked	$0.8Ecl_g$	$0.4EcAw$	$EcAg$
Walls, cracked	$0.5Ecl_g$	$0.4EcAw$	$EcAg$
Flat slabs, non-prestressed	<i>See discussion</i>	$0.4EcAw$	$EcAg$
Flat slabs, prestressed	<i>in Section 9.5.3</i>	$0.4EcAw$	$EcAg$

¹ I_g for T-beams may be taken twice the I_g of the web alone, or may be based on the effective section as defined in Section 9.5.4.2.

² For shear stiffness, the quantity $0.4Ec$ has been used to represent the shear modulus, G .

³ For shear-dominated components, see the discussion and commentary in Section 9.5.3.

Los edificios que no satisfacen los criterios de regularidad deben analizarse usando un modelo espacial. Pueden llevarse a cabo dos análisis independientes, aplicando una sola dirección de carga para cada análisis.

Los edificios que satisfacen los criterios de regularidad el análisis puede realizarse usando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal.

- Cargas laterales

Las distribuciones verticales de cargas laterales serán como mínimo las siguientes:

- Un patrón "uniforme", basado en fuerzas laterales proporcionales a las masas, independientemente de su altura (aceleración uniforme).
- Un patrón "modal" proporcional a las fuerzas laterales, coherente con la distribución de fuerzas laterales en la dirección considerada, determinadas en el análisis elástico.

Las cargas laterales deben aplicarse en la posición de las masas en el modelo, normalmente en las plantas de los forjados.

18.3. Espectro de Demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5%, el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es

decir, de aceleración espectral (S_e como una fracción de la aceleración de gravedad g) respecto el desplazamiento espectral, S_{De} .

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \omega^2 = S_e(T) \cdot \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (18.4)$$

18.3.1. Espectro de respuesta elástico según EC-8

El espectro de respuesta elástico de la norma EC-8 se determina con la aceleración pico (PGA) para un suelo de roca con un nivel de riesgo sísmico. A partir de ese punto se traza el espectro de respuesta, llegando a una cresta que tiene una aceleración 2,5 veces la PGA también regulada por el porcentaje de amortiguamiento sobre el crítico, de manera que se define para todos los tiempos una aceleración única.

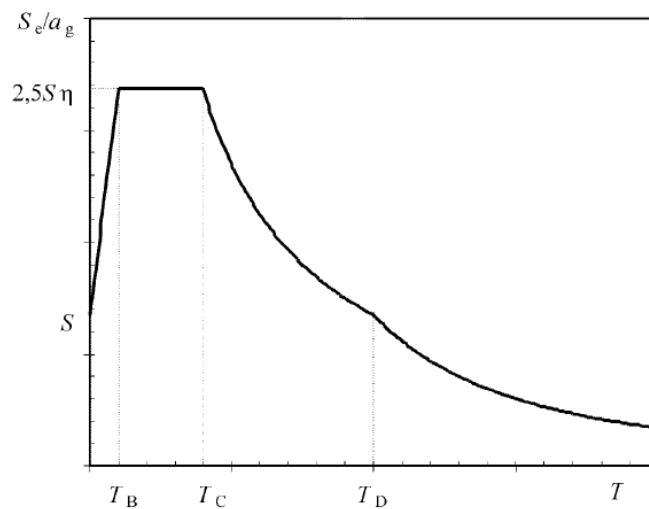


Figura 18.2 – Forma del espectro de respuesta elástica según EC-8 (AEN/CTN 140, 2011)

El espectro de respuesta elástico para la componente horizontal con un amortiguamiento del 5%, según la norma EC-8 se fundamenta en las siguientes ecuaciones:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (18.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (18.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (18.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (18.8)$$

Los valores de los parámetros en función del tipo de suelo son los siguientes.

Tabla 18.2: Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1 (AEN/CTN 140, 2011)ⁱⁱ

Tipo de terreno	S	T_B	T_C	T_D
A y B	1,0	0,15	0,4	2,0
C	1,2	0,15	0,5	2,0
D	1,15	0,20	0,6	2,0
E	1,35	0,20	0,8	2,0
F	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabla 18.3: Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 2 (AEN/CTN 140, 2011)ⁱⁱⁱ

Tipo de terreno	S	T_B	T_C	T_D
A y B	1,0	0,05	0,25	1,2
C	1,35	0,05	0,25	1,2
D	1,5	0,10	0,25	1,2
E	1,8	0,10	0,30	1,2
F	1,6	0,05	0,25	1,2

El coeficiente de corrección del amortiguamiento se puede determinar según la siguiente ecuación:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \quad (18.9)$$

18.3.2. Espectro de respuesta elástico según NCSE-02

El espectro de respuesta elástico de la norma NCSE-02 se determina de la misma manera que para el EC-8. El espectro de respuesta elástico para la componente horizontal con un amortiguamiento del 5%, según la norma NCSE-02 se fundamenta en las siguientes ecuaciones:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[1 + 1,5 \cdot \frac{T}{T_B} \right] \quad (18.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (18.11)$$

$$T_C \leq T: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot K \cdot \left[\frac{C}{T} \right] \quad (18.12)$$

Los valores de los parámetros en función del tipo de suelo son los siguientes.

$$T_B = K \cdot C / 10 \quad (18.13)$$

$$T_C = K \cdot C / 2,5 \quad (18.14)$$

El coeficiente de corrección del amortiguamiento se puede determinar según la siguiente ecuación:

$$\eta = (5 / \xi)^{0,4} \quad (18.15)$$

18.3.3. Espectro de respuesta elástico según ASCE-7

El espectro de respuesta elástico de la norma ASCE-7 se determina conociendo dos puntos del espectro de respuesta con el mismo nivel de riesgo sísmico, se realiza para periodos cortos (5 Hz) y periodos de un segundo (1 Hz), a partir de estos datos se construye el espectro de respuesta, el valor de PGA se obtiene multiplicado la aceleración de tiempo cortos por 0,4.

El espectro de respuesta elástico para la componente horizontal con un amortiguamiento del 5%, según la norma ASCE-7 se fundamenta en las siguientes ecuaciones:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = S_{DS} \cdot \left[0,4 + 0,6 \frac{T}{T_B} \right] \quad (18.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = S_{DS} \quad (18.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (18.18)$$

$$T_D \leq T: S_e(T) = \frac{S_{D1} \cdot T_C}{T^2} \quad (18.19)$$

Los valores de tiempo se calculan en función de las aceleraciones de respuesta del espectro de diseño.

$$T_B = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (18.20)$$

$$T_C = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (18.21)$$

$$T_D \text{ según mapa de la zona} \quad (18.22)$$

Parámetros de aceleración de diseño para respuesta en periodos cortos S_{DS} (periodo de 0,2 segundos) y aceleración de diseño para respuesta en periodos de un segundo S_{D1} se calculan como:

En primer lugar se obtiene en de aceleración de respuesta básica en periodos cortos S_S y en periodos de un segundo S_{D1} con una amortiguación de 5% para el máximo terremoto a considerar (MCE), que se multiplica por un factor que tiene en cuenta el tipo de suelo y la misma aceleración, ver Tabla 19.3 y Tabla 19.4.

Tabla 18.4: Valores de coeficiente F_a (ASCE/SEI 7-10, 2010)

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_S .

Tabla 18.5: Valores de coeficiente F_T (ASCE/SEI 7-10, 2010)

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
Site Class	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_T .

Por lo que obtenemos la aceleración de respuesta básica S_{MS} y S_{M1} con una amortiguación de 5% ajustada a los efectos del suelo.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (18.23)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_{D1} \quad (18.24)$$

La aceleración de diseño se obtiene multiplicando el valor anterior por un factor de 2/3.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (18.25)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (18.26)$$

18.3.4. Espectro de respuesta elástico según FEMA 273

El espectro de respuesta elástico de la norma FEMA 273 se determina de la misma manera que para el ASCE-7. El espectro de respuesta elástico para la componente horizontal con un amortiguamiento, se fundamenta en las siguientes ecuaciones:

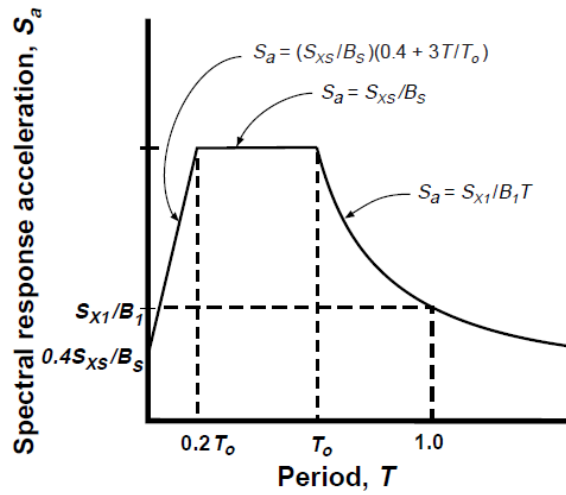


Figura 18.3 – Forma del espectro de respuesta elástica según FEMA 273 (FEMA, 1997)

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = (S_{DS}/B_S) \cdot \left[0,4 + 3 \frac{T}{T_B} \right] \quad (18.27)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = S_{DS}/B_S \quad (18.28)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = \frac{S_{D1}}{B_S \cdot T} \quad (18.29)$$

Los valores de tiempo se calculan en función de las aceleraciones de respuesta del espectro de diseño.

$$T_B = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (18.30)$$

$$T_C = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (18.31)$$

El coeficiente de corrección del amortiguamiento se puede determinar según la siguiente tabla.

Tabla 18.6: Valores de los coeficientes B_S y B_1 para tener en cuenta el valor de la amortiguación (FEMA, 1997)

Effective Damping β (percentage of critical) ¹	B_S	B_1
< 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
> 50	3.0	2.0

1. The damping coefficient should be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

18.3.5. Obtención del espectro de demanda

El espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo. Para tal fin, diversas recomendaciones proponen valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales y factores de modificación de la respuesta elástica dependientes del amortiguamiento los cuales deben aplicarse de manera consistente para cada nivel de movimiento del terreno especificado.

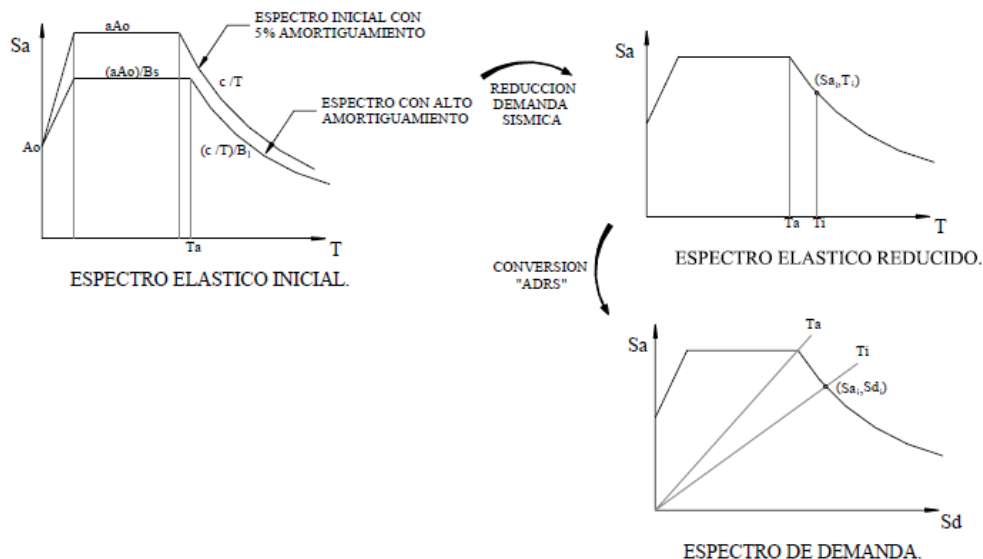


Figura 18.4 – Espectro de demanda (Melone Salvador, 2012)

18.4. Estimación de la respuesta sísmica máxima

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el punto de desempeño, donde se igualan la demanda y la capacidad.

Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento y corte basal, usando procedimientos de análisis modal, de manera que:

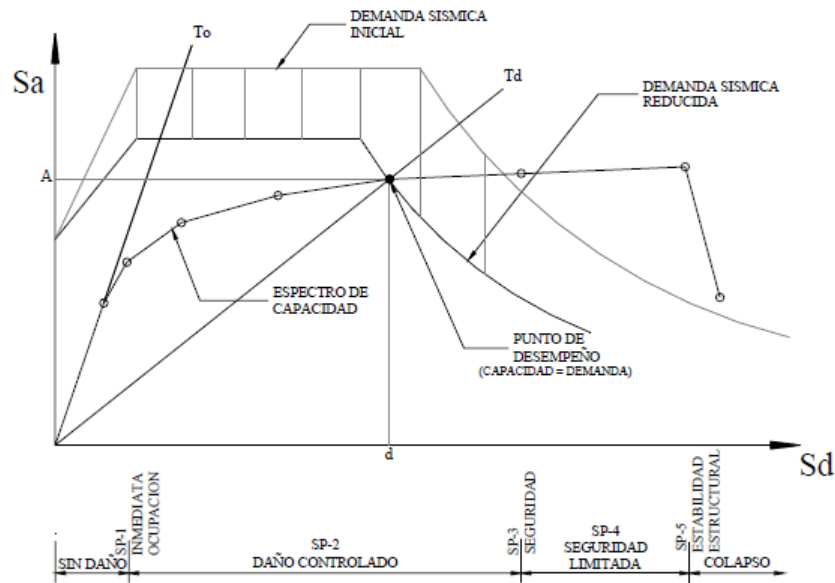


Figura 18.5 – Espectro de Capacidad-Demanda (Melone Salvador, 2012)

Si el desplazamiento está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr compatibilizar estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

La Figura 18.5, describe gráficamente el citado procedimiento. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados.

Así pues, el espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas;

- La respuesta estructural máxima del sistema.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

Finalmente, es importante destacar que la metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta. Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo, con los métodos de análisis estático no lineal simplificado (Tsopeles et al., 1997), demuestran que el método del espectro capacidad-demanda, permite en general obtener buenos

estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración.

19. Método N2

19.1. Fundamentos del método

El método N2 ha sido desarrollado por Fajfar (Fajfar, 2000) en la Universidad de Ljubljana, donde N representa nonlinear analysis y 2 por dos modelos matemáticos.

El método N2 combina el análisis pushover de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF¹) con el análisis de espectro de respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF²). El procedimiento se formula en formato aceleración-desplazamiento (ADRS³), el cual permite una interpretación visual del procedimiento y de las relaciones entre los conceptos básicos que controlan la respuesta sísmica. Se utiliza un espectro inelástico, este aspecto representa la mayor diferencia con respecto al método del espectro capacidad-demanda, CSM. Además la demanda requerida puede ser obtenida sin iteración. Generalmente, los resultados del método N2 son razonablemente adecuados, dado que la estructura oscila predominantemente en el primer modo (Fajfar, 2000).

En el método N2, el vector de cargas laterales P usado en el análisis pushover es determinado con la ecuación (19.1), donde M es la matriz diagonal de masa:

$$P = p \cdot \Psi = p \cdot M \cdot \Phi \quad (19.1)$$

La magnitud de las fuerzas laterales es controlada por p . La distribución de cargas laterales se denomina Ψ . Este relaciona el modo de deformación Φ . Consecuentemente, la fuerza asumida y la forma de la deformada no son mutuamente independientes como en la mayoría de los otros pushovers. Notar que la ecuación (19.1) no representa alguna restricción con respecto a la distribución de cargas laterales. Usualmente, esta distribución es asumida directamente. En el método N2, la distribución es asumida indirectamente, pero incorporando la forma de la deformada (Fajfar, 2000).

Actualmente el método N2 se encuentra incorporado al EC-8.

El EC8 indica que un análisis pushover puede ser aplicado para verificar el desempeño estructural de edificaciones recientemente diseñadas y de las ya existentes en los siguientes aspectos:

- Verificar o revisar los valores de la razón de sobre-resistencia.
- Estimar mecanismos plásticos esperados y la distribución de daños.
- Cuantificar el desempeño estructural de estructuras existentes o rehabilitadas.
- Como alternativa al diseño basado en el análisis lineal elástico.

En el análisis se debe al menos aplicar dos distribuciones de cargas laterales, estas dos:

- Un patrón uniforme, basado en fuerzas laterales que son proporcionales a la masa independiente de la elevación.
- Un patrón modal, proporcional a fuerzas laterales consistente con la distribución de fuerzas laterales determinada en el análisis elástico.

¹ En inglés, las siglas MDOF significan Multy Degree of Freedom system.

² En inglés, las siglas SDOF significan Single Degree of Freedom system.

³ En inglés, las siglas ADRS significan

19.2. Espectro de Capacidad

El apartado referentes al “Espectro de Capacidad” es el mismo que para el apartado 18.2 Espectro de Capacidad, ver página 137, del capítulo anterior.

19.3. Espectro de Demanda

El apartado referentes al “Espectro de Demanda” es el mismo que para el apartado 18.3 Espectro de Demanda, ver página 139, del capítulo anterior.

19.4. Estimación de la respuesta sísmica máxima

Para estimar la respuesta sísmica se determina a partir del espectro de respuesta elástico (ver apartados 18.3.1 hasta 18.3.4) y la curva de capacidad, que representa la relación entre el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento del nudo de control. Se supone la siguiente relación entre las fuerzas normalizadas \bar{F}_i y los desplazamientos normalizados ϕ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i \quad (19.2)$$

Siendo m_i es la masa en la planta i . Los desplazamientos se normalizan de modo que $\phi_n = 1$, donde n es el nudo de control (generalmente, n designa el nivel de la cubierta). Consecuentemente, $\bar{F}_n = m_n$.

- 1) Transformación en un sistema equivalente de un solo grado de libertad

La masa de un sistema equivalente de un solo grado de libertad, m^* , se determina como sigue:

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (19.3)$$

Y el coeficiente de transformación se obtiene de:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i}{m_i}\right)^2} \quad (19.4)$$

La fuerza F^* y el desplazamiento d^* de un sistema equivalente de un solo grado de libertad se calculan como sigue:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (19.5)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (19.6)$$

Donde:

F_b es el esfuerzo cortante en la base.

d_n es el desplazamiento del nudo de control de un sistema con varios grados de libertad.

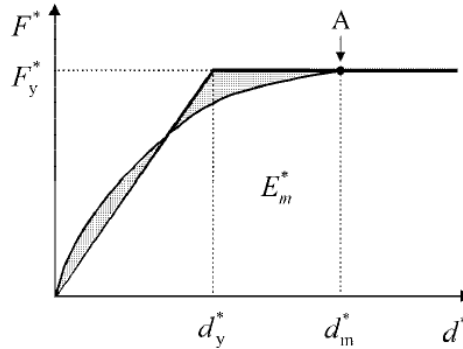
- 2) Determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta

El esfuerzo correspondiente al límite elástico F_y^* , que representa también la resistencia de última del sistema ideal, es igual al esfuerzo cortante en la base en la formación del mecanismo plástico. La rigidez inicial del sistema ideal se determina de tal modo que las áreas bajo las curvas fuerza/deformación real e ideal sean iguales, ver Figura 19.1.

Basándose en esta hipótesis, el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema de un solo grado de libertad ideal d_y^* es dado por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (19.7)$$

Donde E_m^* es la energía de deformación real justo en el momento de la formación del mecanismo plástico.



Leyenda

A Mecanismo plástico

Figura 19.1 – Determinación de la relación ideal fuerza/ desplazamiento elasto-plástica perfecta (AEN/CTN 140, 2011)

3) Determinación del periodo del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad

El periodo T^* del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad se determina mediante:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (19.8)$$

4) Determinación del desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad

El desplazamiento objetivo de la estructura con periodo T^* y comportamiento elástico ilimitado viene dado por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right] \quad (19.9)$$

Donde $S_e(T^*)$ es la ordenada del espectro elástico de respuesta de aceleración en el periodo $S_e(T^*)$.

Para la determinación de la respuesta sísmica para estructuras en el rango de periodo corto y para estructuras en los rangos de periodo medio y largo, se usa ecuaciones diferentes, como se indica a continuación. El periodo límite entre el rango de periodo corto y el de periodo medio es T_c .

a) Rango de periodo corto ($T^* < T_c$)

- Si $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ la respuesta es elástica

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (19.10)$$

- Si $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ la respuesta es no lineal

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (19.11)$$

Donde q_u es la relación entre las aceleraciones en la estructura, con comportamiento elástico ilimitado, $S_e(T^*)$, y en la estructura con resistencia limitada, F_y^*/m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)}{F_y^*/m^*} \quad (19.12)$$

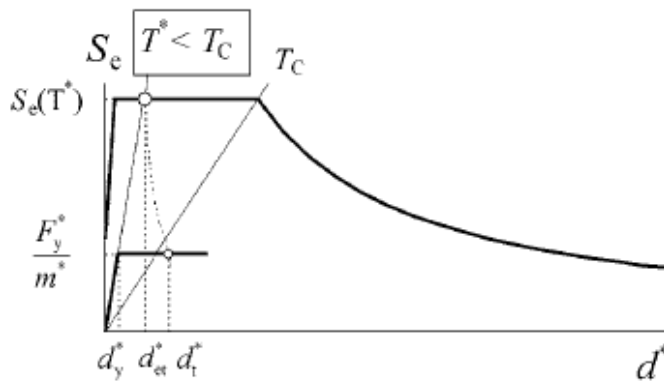
d_t^* no necesita superar $3 d_{et}^*$.

b) Rango de periodos medios y largos ($T^* \geq T_c$)

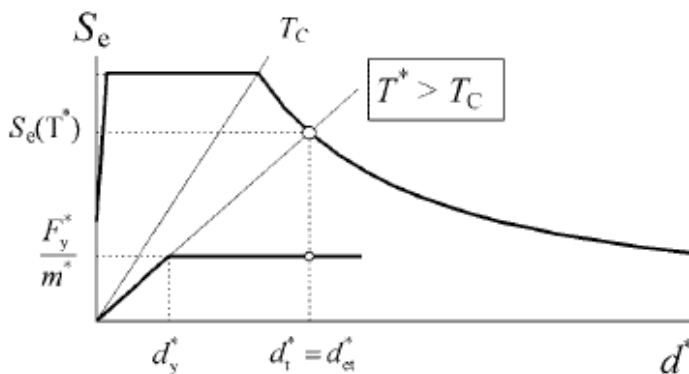
$$d_t^* = d_{et}^* \quad (19.13)$$

d_t^* no necesita superar $3 d_{et}^*$.

La relación entre las diferentes magnitudes puede visualizarse en la Figura 19.2 a) y b). Las figuras están representadas en formato aceleración/desplazamiento. El periodo T^* se representa por la recta radial que va desde el origen del sistema de coordenadas hasta el punto del espectro elástico de respuesta definido por las coordenadas $d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot (T^*/2\pi)$ y $S_e(T^*)$.



a) Rango de periodo corto



b) Rango de periodos medio y largo

Figura 19.2 – Determinación de respuesta para el sistema equivalente de un grado de libertad (AEN/CTN 140, 2011)

- Procedimiento iterativo (opcional)

Si la respuesta sísmica d_t^* determinado en el 4º paso es muy diferente del desplazamiento (Figura 19.1) usado en la determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta en el 2º paso, puede aplicarse un procedimiento iterativo en el que los pasos 2 a 4 se repiten usando d_t^* en el 2º paso (y el valor de F_y^* correspondiente), en lugar de d_m^* .

Para determinar la respuesta sísmica en un sistema con varios grados de libertad, siendo la respuesta sísmica corresponde al nudo de control, se vendrá dado por:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (19.14)$$

PARTE 3:

**CONSTRUCCIÓN DE UN
PROYECTO EN INGENIERÍA
SÍSMICA**

CONSTRUCCIÓN DE UN PROYECTO EN INGENIERÍA SÍSMICA

20. Pórtico de hormigón armado con la norma EC-8

20.1. Objetivo

El objetivo es conocer el procedimiento de dimensionar y evaluar un pórtico de hormigón armado según las directrices de la norma europea (EC-2 y EC-8), con los programas comerciales CYPECAD 2014 (de la empresa CYPE) y SAP 2000 v.16 (de la empresa Computers and Structures, Inc). En la parte de dimensionamiento se explicara cómo se debe introducir los datos, modificar los armados y obtener los resultados. En la segunda parte se explicara la introducción de datos y la evolución de la estructura.

20.2. Datos del pórtico

El pórtico consta de 10 plantas con una separación de 3,15 metros entre cada una (31,5 metros en total) y una separación entre ejes de 5,5 – 6 – 6 – 5,5 metros. Las cargas son el peso propio (la considera el mismo programa), la carga muerta (2,00 kN/m²) y sobrecarga de uso (2,00 kN/m², con excepción del último forjado de 1,00 kN/m²). Los materiales a utilizar son un hormigón C25/30 y un acero S-500 (este hace referencia al B500 SD).

The image shows a software dialog box titled "Datos generales" (General Data) for a reinforced concrete frame structure. The settings are as follows:

- Clave:** PORTICO_EC-8
- Descripción:** PORTICO_EC-8
- Normas:** Eurocódigo 2, Eurocódigos 3 y 4, Eurocódigo 5 y Eurocódigo 9
- Hormigón armado:**
 - Hormigón:**
 - Forjados: C25/30
 - Cimentación: C25/30
 - Pilares: C25/30
 - Muros: C25/30
 - Características del árido: Cuarzita (15 mm)
 - Acero:**
 - Barras: S-500
 - Pernos: A-4t
- Perfiles:**
 - Acero:**
 - Laminados y amados: Fe 360
 - Conformados: Fe 360
 - Madera:** Aserrada, procedente de coníferas o chopos. - C14
 - Aluminio extruido:** EN AW-5083 - F
- Acciones:**
 - Carga permanente y sobrecarga de uso
 - Con acción de viento: Eurocódigo 1 (UE)
 - Con acción sísmica: Eurocódigo 8 (UE)
 - Criterio de armado por ductilidad: Ductilidad media
 - Elementos constructivos: No se consideran
 - Comprobar resistencia al fuego
 - Estados límite (combinaciones)
 - Hipótesis adicionales (cargas especiales)
- Coefficientes de pandeo:**
 - Pilares de hormigón: $\beta_x = 1.000$, $\beta_y = 1.000$
 - Pilares de acero: $\beta_x = 1.000$, $\beta_y = 1.000$
- Ambiente:** Vigas: X0 (Abertura máxima de fisura: 0.40 mm)

An "Aceptar" button is located at the bottom of the dialog box.

Imagen 20.1 – Datos generales

En la Imagen 20.1 se introducen los datos generales de la obra, se ha definido el hormigón y acero a utilizar y además otros aspectos. Los más importantes son la inclusión de los esfuerzos de viento, considerando un ancho de banda de 6 metros, la carga de viento se muestra en la Imagen 20.2. También se ha estimado un coeficiente de pandeo igual a uno, el cual está suficientemente del lado de la seguridad en una estructura intranacional, un ambiente para las vigas X0, ya que están protegidas por los solados y falsos techos de cada planta.

Cargas de viento	
Planta	Viento X (kN)
Forjado 10	10.033
Forjado 9	20.066
Forjado 8	20.066
Forjado 7	18.921
Forjado 6	18.370
Forjado 5	17.741
Forjado 4	17.008
Forjado 3	16.123
Forjado 2	15.789
Forjado 1	15.789

Imagen 20.2 – Carga de Viento en el pórtico

Además en la ventana de datos generales se ha introducido la acción del sismo con un valor de 0,25g, en el eje X. Los parámetros son tipo de suelo C y la importancia de la obra clase II (Importancia normal), se trata de un edificio de viviendas. Para el cálculo, se ha considerado un coeficiente para los efectos de segundo orden igual a 2.



Imagen 20.3 – Acción sísmica

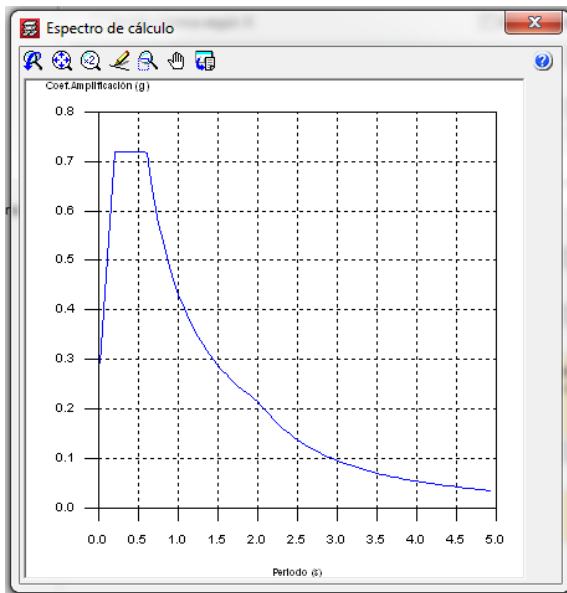


Imagen 20.4 – Espectro de cálculo

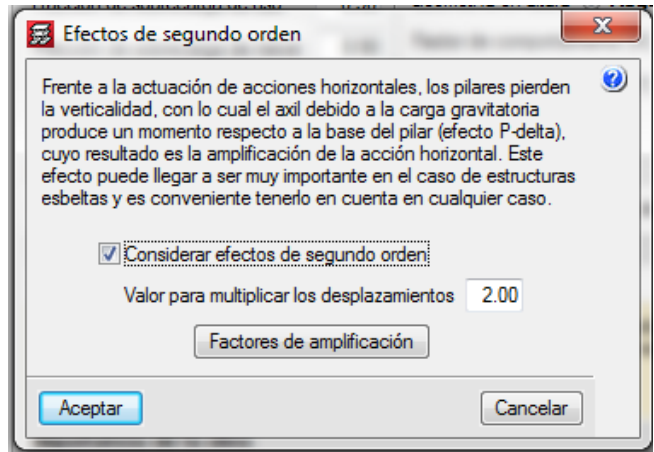


Imagen 20.5 – Efectos de segundo orden

La estructura sismorresistente se ha construido con una ductilidad media (DCM), el factor de comportamiento se ha escogido con un valor de 3. Además al programa se le ha indicado que debe armar las vigas y pilares según la ductilidad (Criterio de armado de ductilidad media).

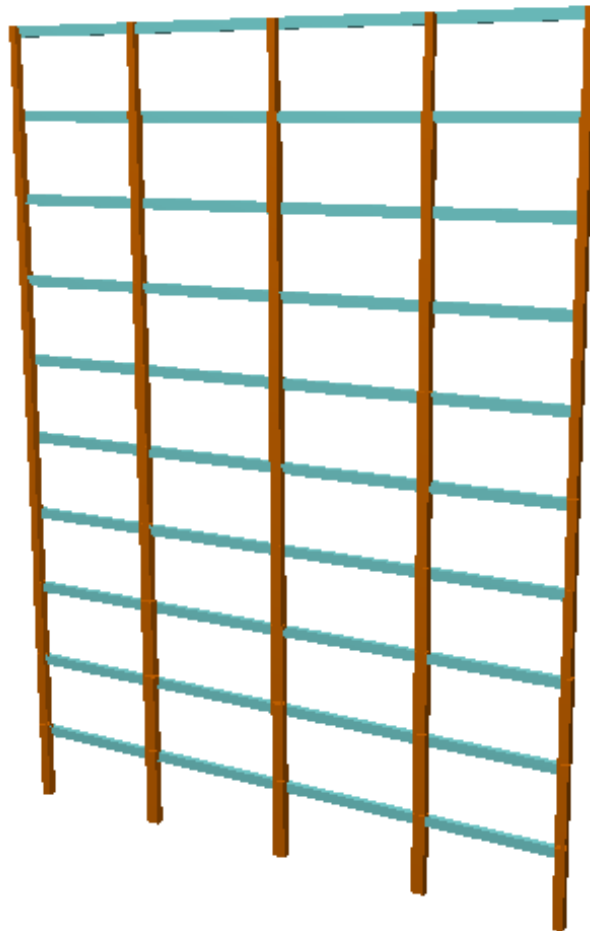


Imagen 20.6 – Estructura 3D

20.3. Proyectar el pórtico

20.3.1. Predimensionamiento

Los pilares tendrán una sección de 30x30 cm y las vigas de 25x35 cm. Durante el cálculo estas secciones pueden variar y se ajustaran en la medida de lo posible a los esfuerzos, considerando varias simplificaciones. Se han establecido cuatro grupos de vigas; forjados 1, 2 y 3, forjados 4, 5 y 6, forjados 7, 8 y 9 y forjado 10; todos ellos con un solo tipo de sección a utilizar. Para los soportes el armado será simétrico y se utilizara un mismo diámetro.

20.3.2. Cargas aplicadas

La estructura tiene un inter-eje entre pórticos de 6 metros, las cargas lineales debidas a la carga muerta y sobrecarga de uso se muestran en las siguientes imágenes.

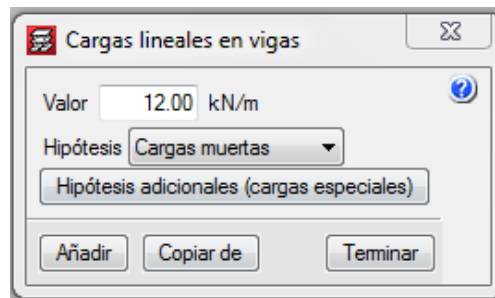


Imagen 20.7 – Carga muerta en las plantas 1 hasta la 10

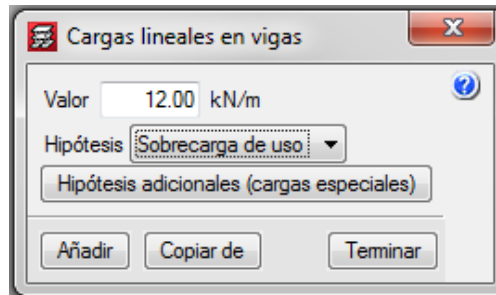


Imagen 20.8 – Sobrecarga de uso las plantas 1 hasta la 9

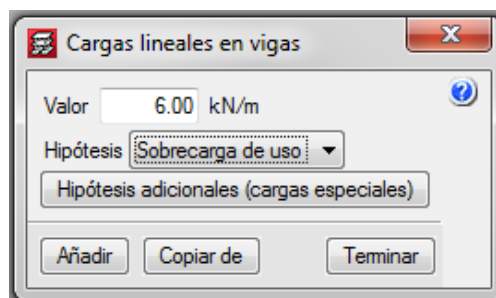


Imagen 20.9 – Sobrecarga de uso en la planta 10

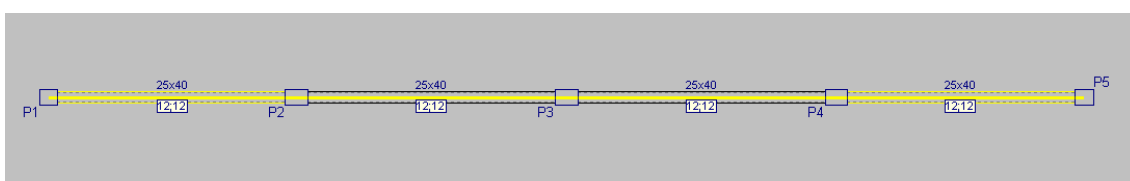


Imagen 20.10 – Cargas en la planta 5

20.3.3. Dimensionamiento de vigas y pilares

En este momento se calcula la obra, realizando un proceso iterativo, ajustando las dimensiones como su armado en pilares y vigas, obteniendo la estructura adecuada ante las cargas de diseño.

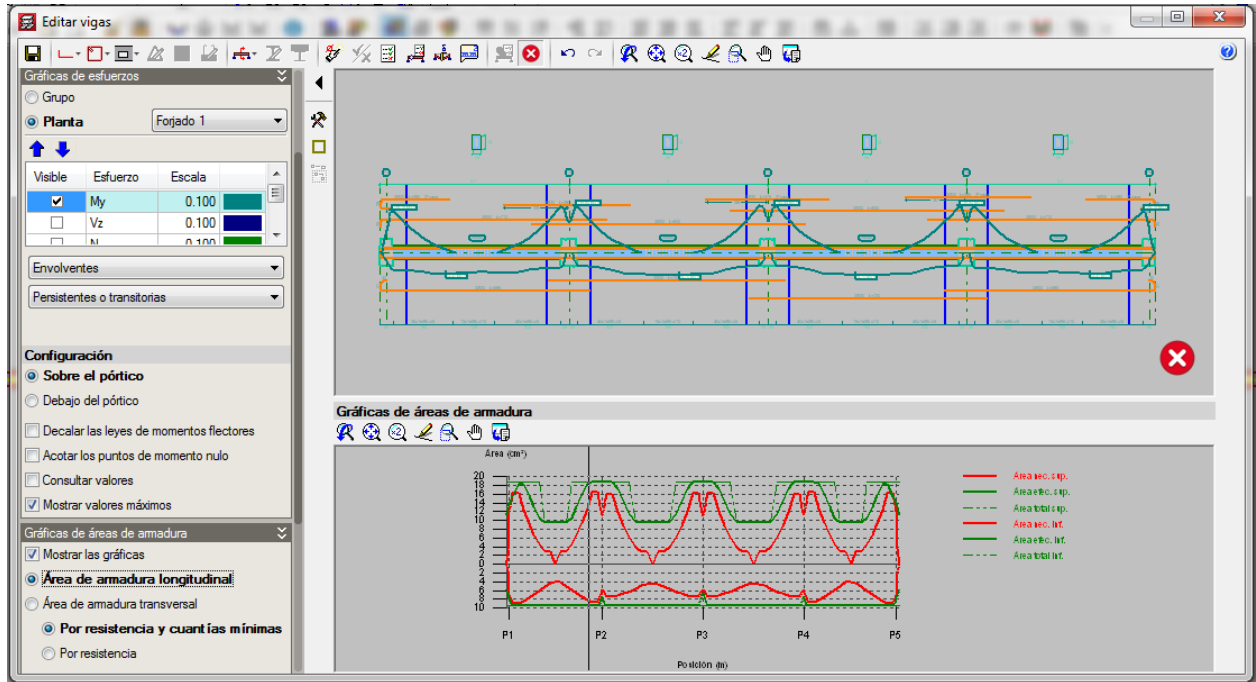


Imagen 20.11 – Ajuste de armadura de viga en planta 1

Las dimensiones finales para las vigas es una sección de 25x40 centímetros, variando su armado en los diferentes grupos. El cortante máximo en situación de sismo que puede soportar las secciones en zona próximas a los pilares se muestran en las imágenes siguientes, son cálculos realizados internamente por CYPECAD.

El valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yk} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 144.11 \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : 0.57 \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : 50 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : 31.86 \text{ cm}$$

$$f_{yk} = 0.8 \cdot f_{yk}$$

$$f_{yk} : 400.00 \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{yk} : Valor de cálculo del límite elástico de la armadura de cortante.

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Imagen 20.12 – Resistencia a cortante desde el forjado 1 hasta el forjado 9

El valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yk} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 90.76 \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : 0.57 \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : 80 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : 32.10 \text{ cm}$$

$$f_{yk} = 0.8 \cdot f_{yk}$$

$$f_{yk} : 400.00 \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{yk} : Valor de cálculo del límite elástico de la armadura de cortante.

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Imagen 20.13 – Resistencia a cortante en forjado 10

Para los pilares se aplicó unas dimensiones mínimas de 30x30 cm, hasta un máximo de 35 cm para el eje Y a partir de allí se apantalló los pilares hasta un valor de 35x50 cm.

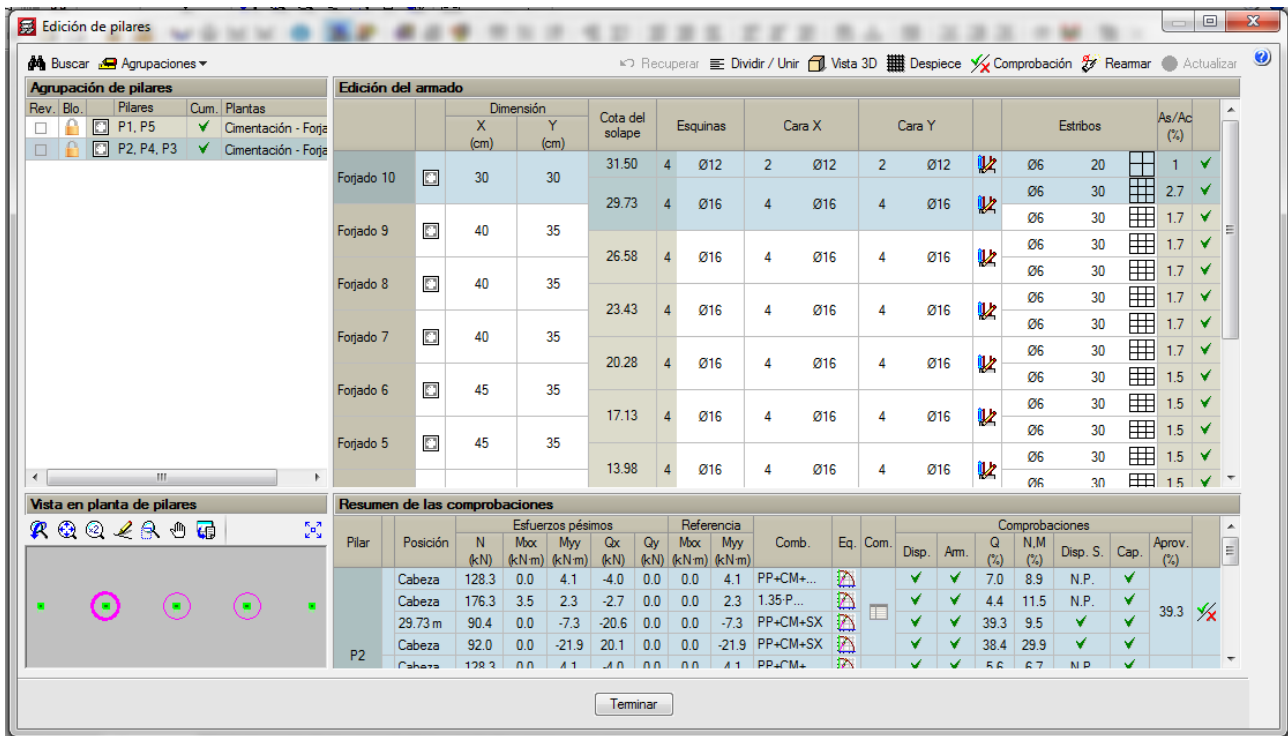


Imagen 20.14 – Ajuste de armados de pilares 2, 3 y 4

Además se verifico que los esfuerzos en pilares debidos al sismo son mayores que los producidos por la acción del viento, como se muestran la Imagen 20.15 e Imagen 20.16. Ya que la idea principal es demostrar el armado para la acción sísmica.

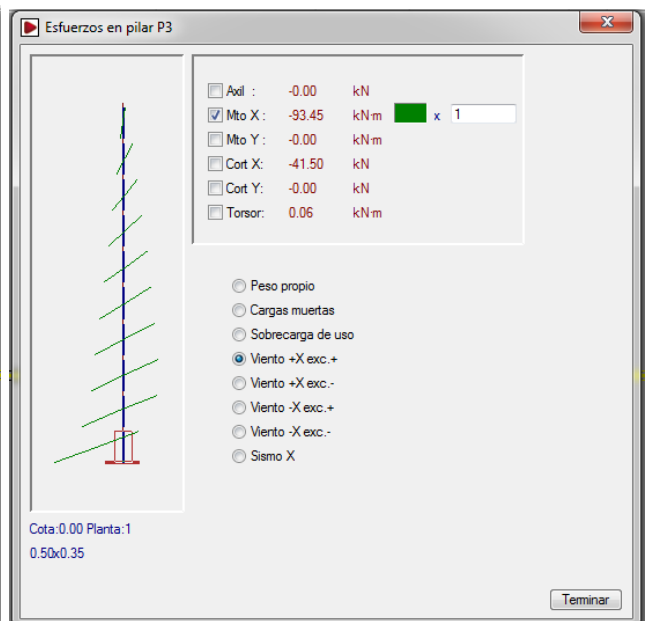
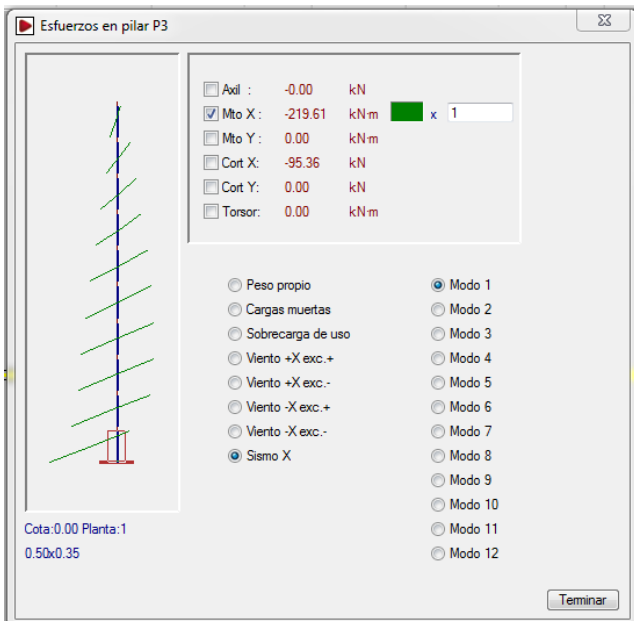


Imagen 20.15 – Esfuerzos en pilar 3 para sismo Imagen 20.16 – Esfuerzos en pilar 3 para viento

20.3.4. Respuesta de la estructura ante el sismo

El análisis de CYPECAD indica la siguiente información:

- El máximo desplazamiento máximo se produce en la última planta con un valor de 22,88 cm, según la ductilidad utilizada.

Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)
	Forjado 10	31.30	228.80
	Forjado 9	28.15	215.39
	Forjado 8	25.00	202.46
	Forjado 7	21.85	184.86
	Forjado 6	18.70	162.79
	Forjado 5	15.55	138.00
	Forjado 4	12.40	109.77
	Forjado 3	9.25	78.69
	Forjado 2	6.10	47.73
	Forjado 1	2.95	17.94
	Cimentación	0.00	0.00

Imagen 20.17 – Desplazamiento en el eje X por plantas para sismo

- Con respecto a la deriva o desplome de cada planta en situación de sismo, se refleja en la Imagen 20.18, donde la máxima se produce en el forjado 4 con un valor de 1/100 y la mínima en el forjado 9 con un valor de 1/200.

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Forjado 10	1 / 3500	1 / 2250	1 / 175	1 / 415
Forjado 9	1 / 2864	1 / 2250	1 / 200	1 / 415
Forjado 8	1 / 1853	1 / 2250	1 / 156	1 / 420
Forjado 7	1 / 1370	1 / 2250	1 / 130	1 / 426
Forjado 6	1 / 1167	1 / 2424	1 / 120	1 / 450
Forjado 5	1 / 985	1 / 2625	1 / 108	1 / 500
Forjado 4	1 / 852	1 / 2864	1 / 100	1 / 584
Forjado 3	1 / 829	1 / 3500	1 / 102	1 / 733
Forjado 2	1 / 829	1 / 5250	1 / 106	1 / 1087
Forjado 1	1 / 1230	1 / 9834	1 / 165	1 / 2682

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Imagen 20.18 – Deriva por plantas del pórtico

- El deriva total del edificio es 1/137.

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 1223	1 / 2872	1 / 137	1 / 548

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Imagen 20.19 – Deriva total del pórtico

20.4. Introducción de datos para Evaluación del pórtico

La evaluación desempeño de la estructura se realiza con un modelo en el programa SAP2000. En primer lugar decidiremos las unidades a emplear y la plantilla que más se asemeja a nuestra estructura, en este caso “2D Frames”.

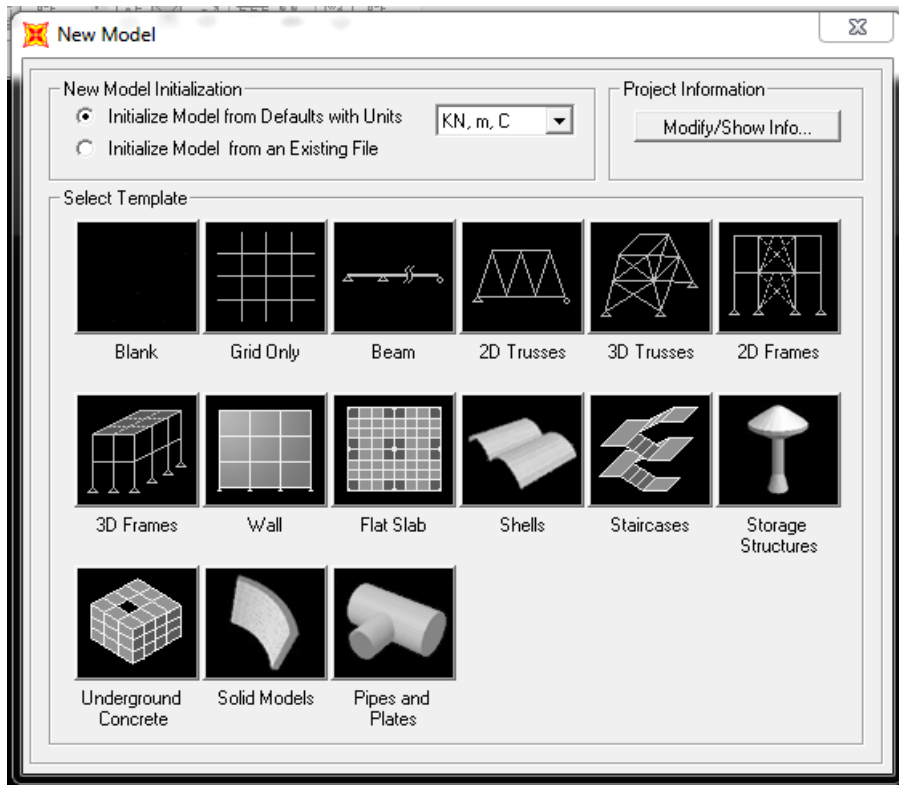


Imagen 20.20 – Nuevo modelo en SAP2000

A partir de ahí se define el número de plantas (10 plantas), la altura entre plantas (3,15 metros), el número de vanos (4 vanos) y la luz entre vanos (vanos de 5,5 y 6 metros), este último apartado se introduce manualmente en la rejilla del modelo.

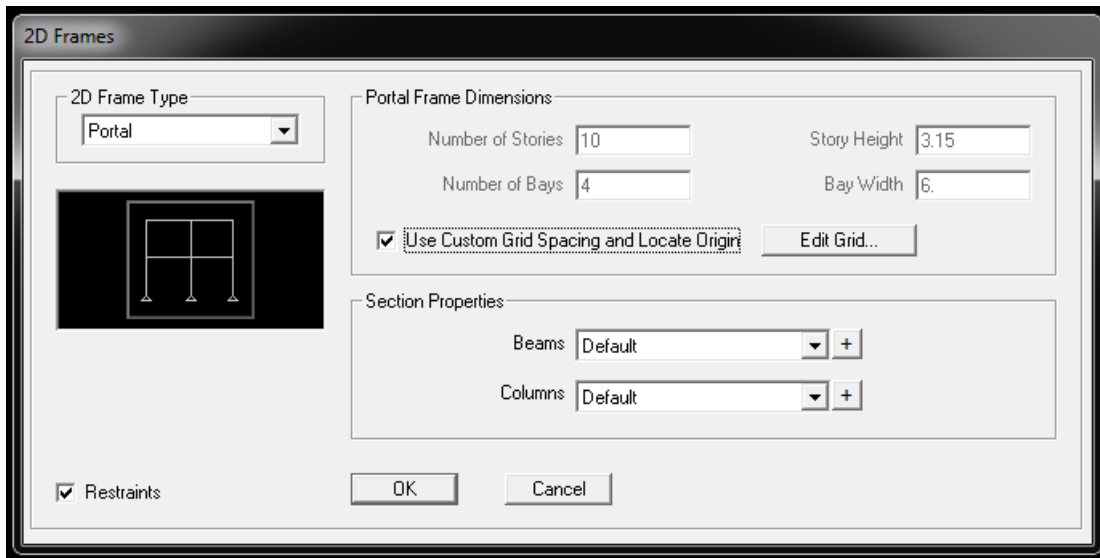


Imagen 20.21 – Introducción de datos iniciales

20.4.1. Materiales utilizados

Tras generar la geometría de las estructura, se pasa a definir los materiales del modelo estructural. Por defecto, ya vienen definidos un material de hormigón y un material de acero según los estándares americanos. Como se va emplear la normativa europea, se definen otros materiales.

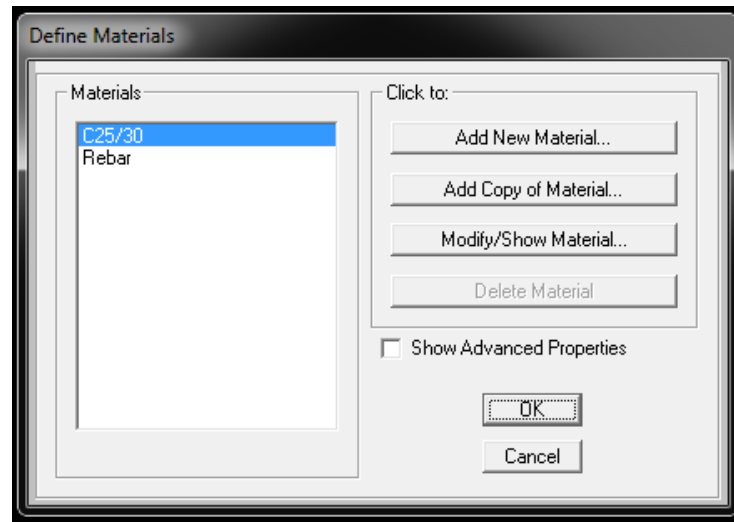


Imagen 20.22 – Materiales a utilizar

Los materiales son:

- C25/30: resistencia a compresión del hormigón de 25 MPa y módulo de elasticidad de 31 GPa.
- Rebar: (características de un acero B500SD) módulo de elasticidad de $2 \cdot 10^8$ kN/m² (200000 MPa), límite elástico 500000 kN/m² (500 MPa) y límite último de 665000 kN/m² (665 MPa).

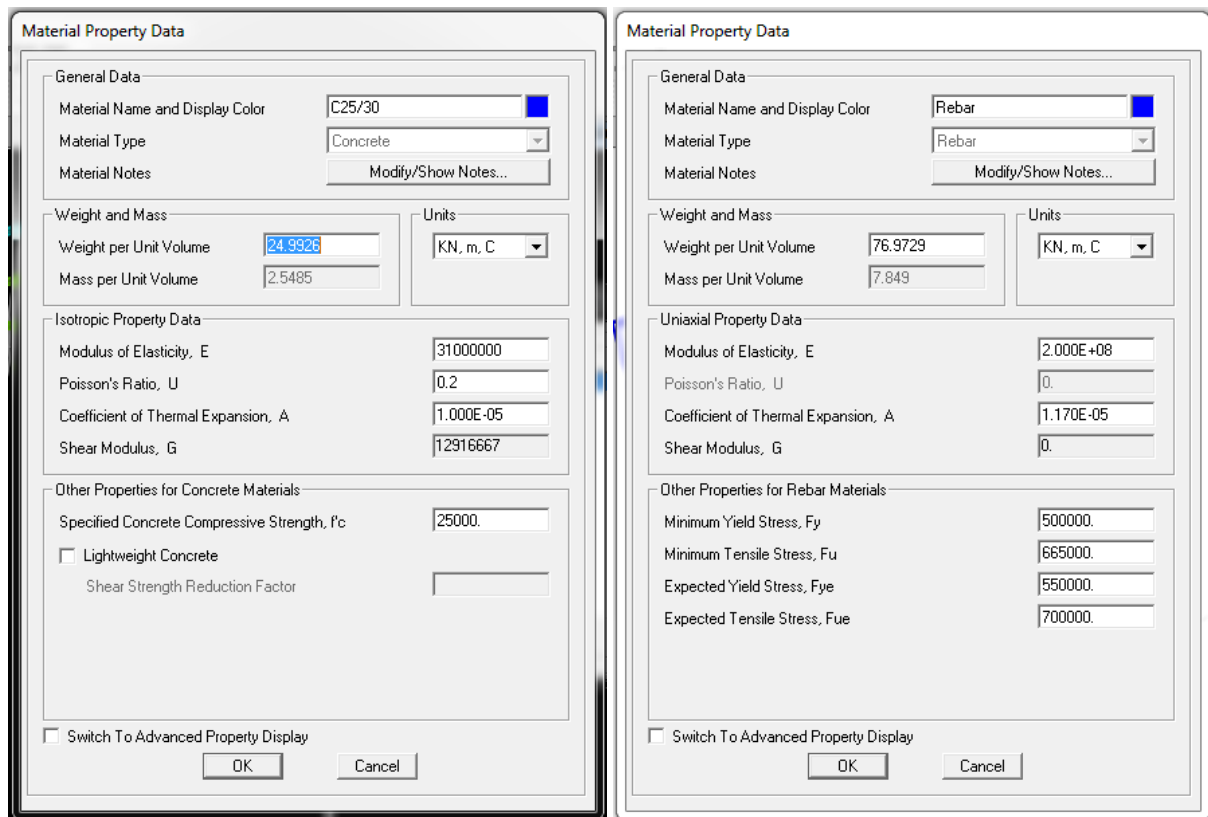


Imagen 20.23 – Definición de los materiales C25/30 y Rebar

20.4.2. Definición de pilares y vigas

Ahora se especifica las secciones correspondientes a las vigas y pilares de la estructura, según los planos obtenidos de CYPECAD. Los factores de reducción de la rigidez de la sección a considerar en el análisis pushover, de acuerdo con el EC-8 en las vigas y pilares habrá que multiplicar la rigidez a flexión por 0,5^{iv}.

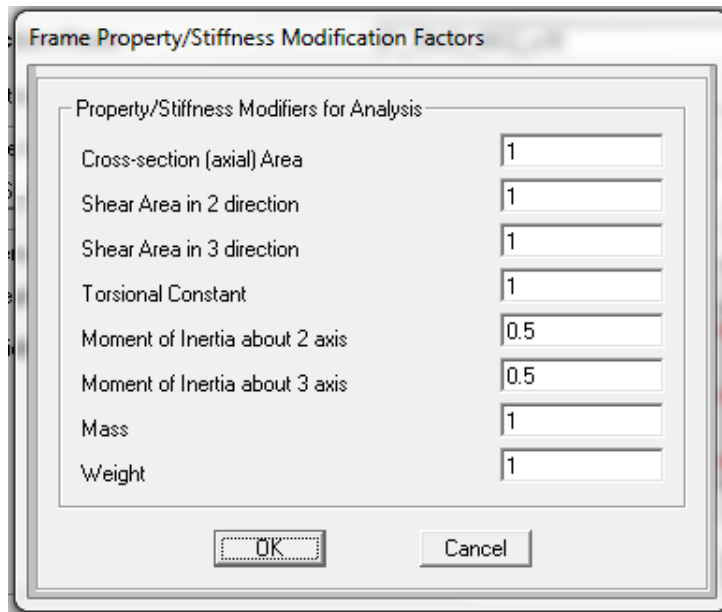


Imagen 20.24 – Factores de reducción de la rigidez a flexión en vigas y pilares

La manera de la introducir las sección y armados de las vigas en como muestra en la Imagen 20.25.

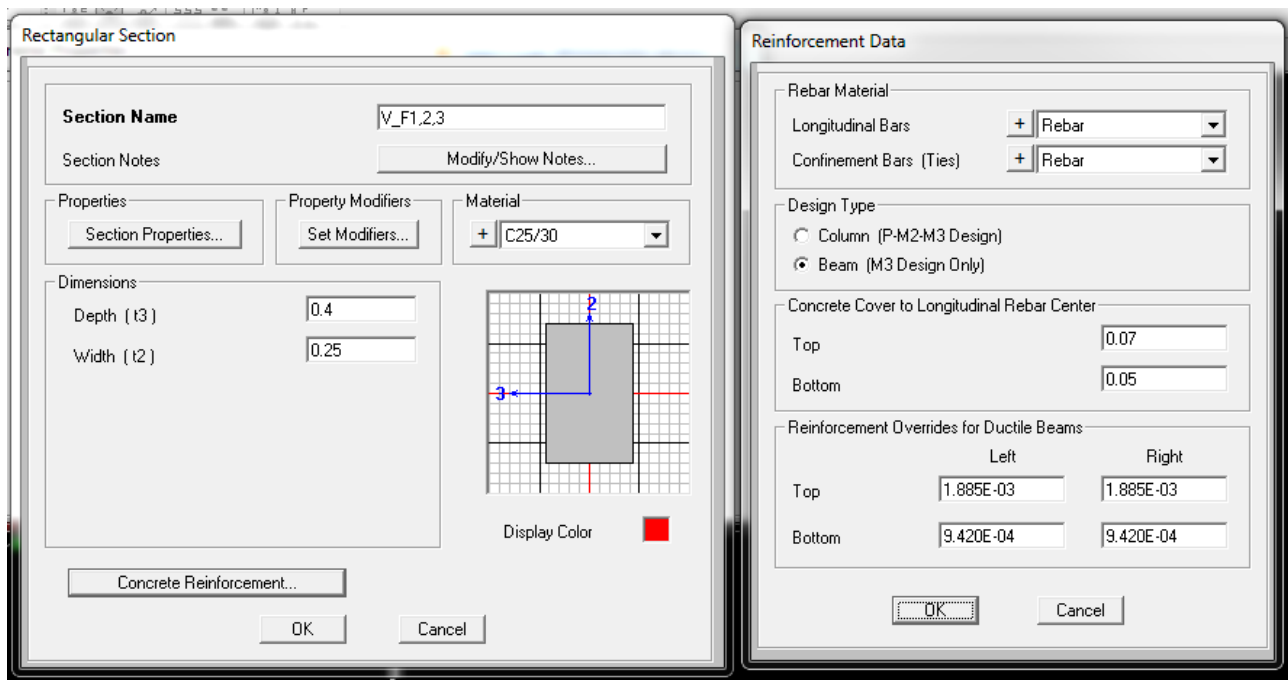


Imagen 20.25 – Introducción de viga V_F1,2,3

El armado de vigas aparece reflejado en la siguiente tabla, donde se indica las armadura en los extremos, es el lugar donde se pueden producir la rotulas plásticas en nuestro modelo.

Tabla 20.1: Cuantía de armadura a flexión de vigas en pórtico

Nombre	Lateral Izquierdo				Lateral Izquierdo			
	N	φ	N	φ	N	φ	N	φ
	[num]	[mm]	[num]	[mm]	[num]	[mm]	[num]	[mm]
V_F1,2,3	6	20			6	20		
	3	20			3	20		
V_F4,5,6_izq	3	20	3	20	3	20	3	16
	3	20			3	20		
V_F4,5,6_cen	3	20	3	16	3	20	3	16
	3	20			3	20		
V_F4,5,6_der	3	20	3	16	3	20	3	20
	3	20			3	20		
V_F7,8,9_izq	3	16	2	20	3	16	2	16
	3	16			3	16		
V_F7,8,9_cen	3	16	2	16	3	16	2	16
	3	16			3	16		
V_F7,8,9_der	3	16	2	16	3	16	2	20
	3	16			3	16		
V_F10_izq	2	16	2	10	2	16	2	12
	2	16			2	16		
V_F10_cen	2	16	2	12	2	16	2	12
	2	16			2	16		
V_F10_der	2	16	2	12	2	16	2	10
	2	16			2	16		

Cuantías de Acero	
[m2]	[m2]
0.001885	0.001885
0.000942	0.000942
0.001885	0.001546
0.000942	0.000942
0.001546	0.001546
0.000942	0.000942
0.001546	0.001885
0.000942	0.000942
0.001232	0.001005
0.000603	0.000603
0.001005	0.001005
0.000603	0.000603
0.001005	0.001232
0.000603	0.000603
0.000559	0.000628
0.000402	0.000402
0.000628	0.000628
0.000402	0.000402
0.000628	0.000559
0.000402	0.000402

Los pilares se introducen según el armado, como ejemplo se muestra la Imagen 20.27.

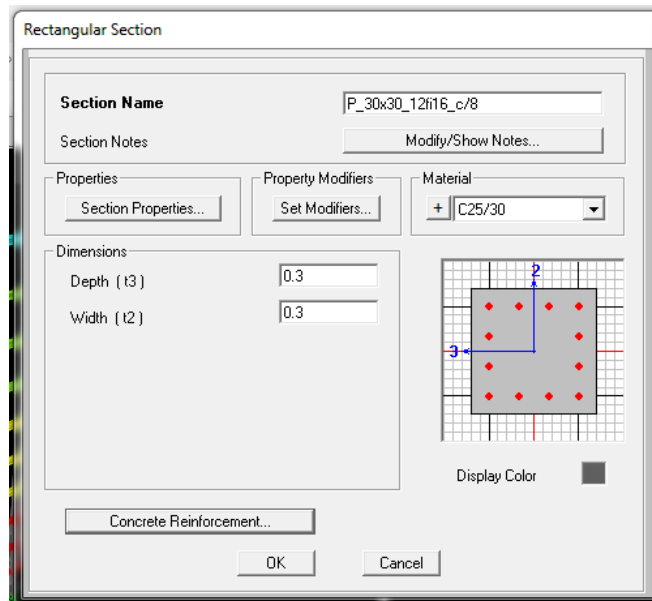


Imagen 20.26 – Introducción de pilar P_30x30_12fi16_c/8

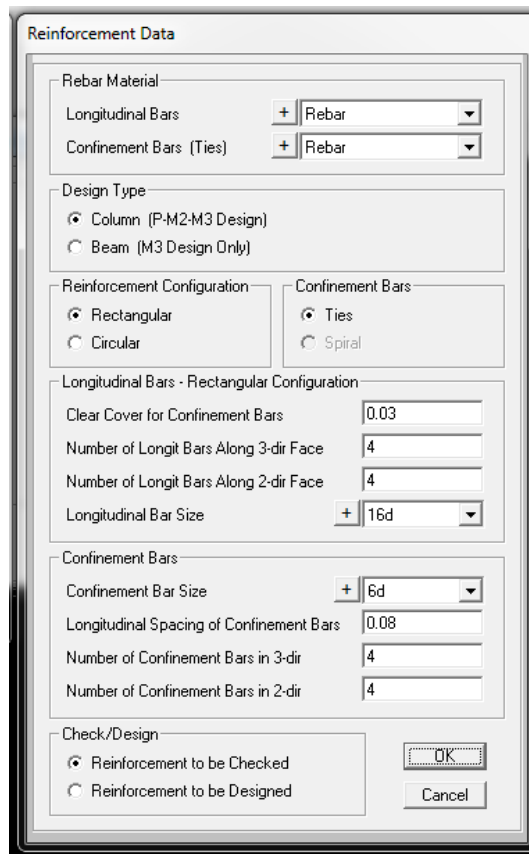


Imagen 20.27 – Armado del pilar P_30x30_12fi16_c/8

20.4.3. Asignación de secciones tipo al pórtico

Una vez definido los materiales y secciones, es el momento de trasladar la información al modelo estructural.

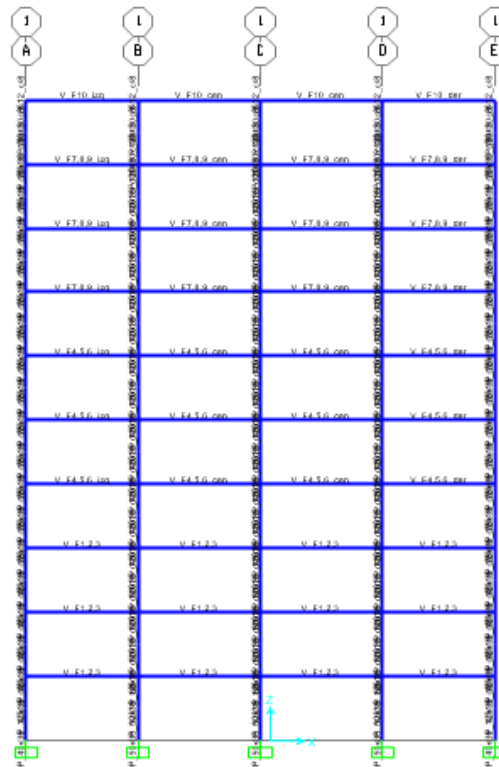


Imagen 20.28 – Colocación de secciones dentro del modelo

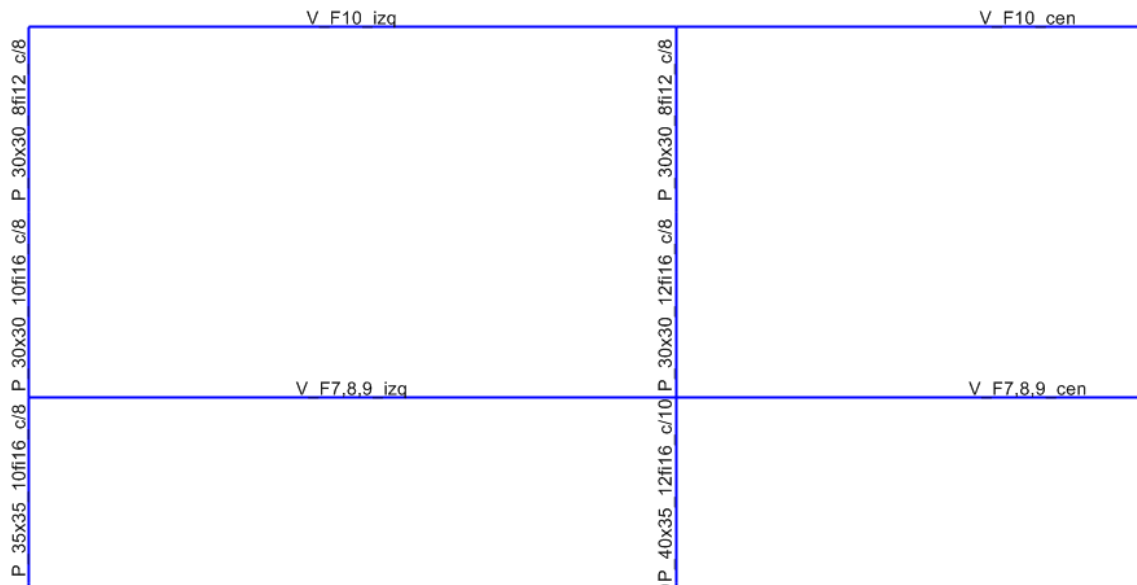


Imagen 20.29 – Detalle de secciones colocadas en modelo

Se observa dos tramos de armado en cada pilar eso es debido a que el solape se realiza en el centro, es lo que recomienda la norma EC-8 y se ha aplicado al modelo de análisis. El resultado es una estructura tal como se define en el proyecto.

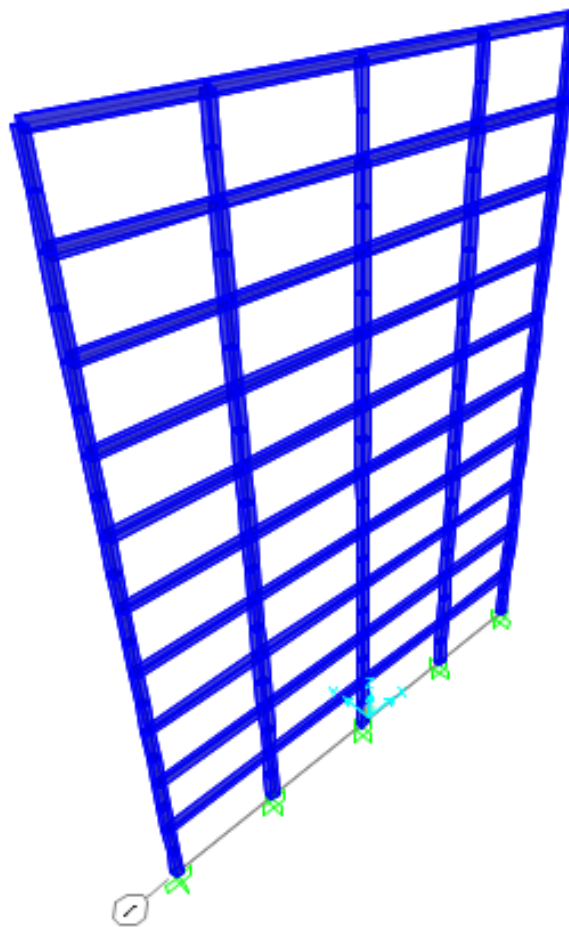


Imagen 20.30 – Modelo en 3D

20.4.4. Diafragma rígido

Los forjados de cada planta tienen un comportamiento de diafragma rígido, de forma que el desplazamiento horizontal de cada punto perteneciente a un mismo forjado deberá ser siempre igual al de resto de puntos de ese forjado.

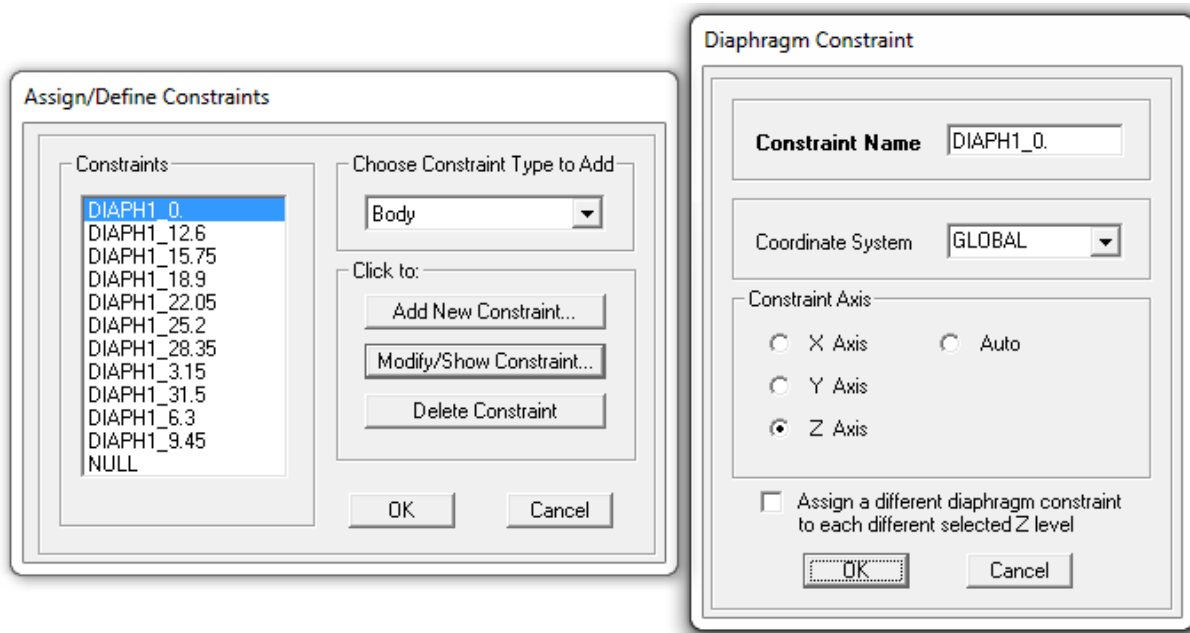


Imagen 20.31 – Comportamiento de diagrama rígido

20.4.5. Cargas de diseño

Pasamos a definir las cargas que actúan sobre la estructura. Las cargas a incluir son peso propio, carga muerta y sobrecarga de uso. La acción del viento no se considera ya que se asume que las sobrecargas actúan con su valor de combinación cuasi-permanente. Para el análisis pushover se consideran dos patrones de carga lateral (modo 1 y uniforme).

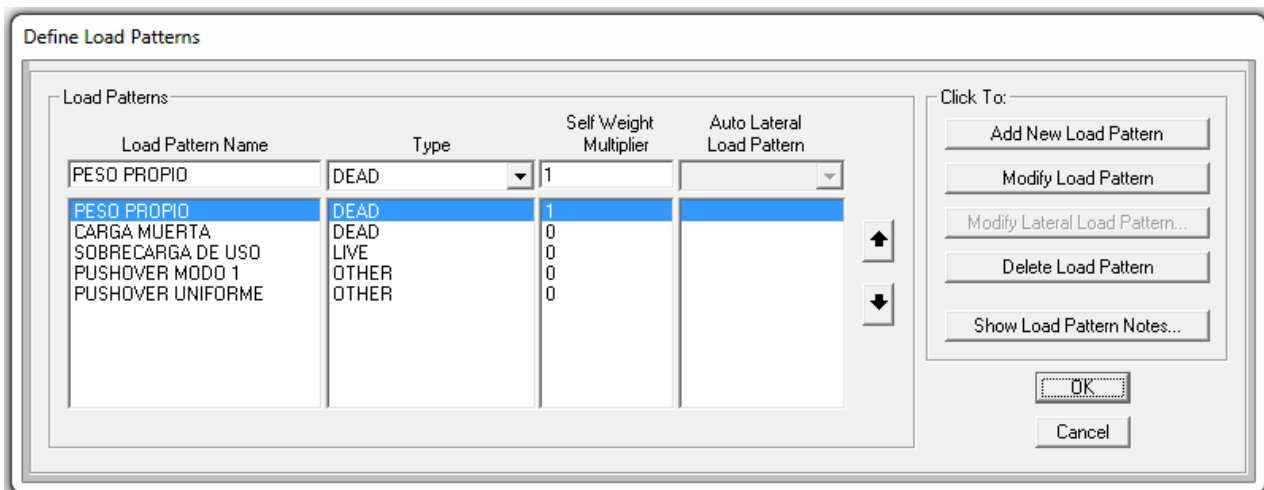


Imagen 20.32 – Definición de cargas

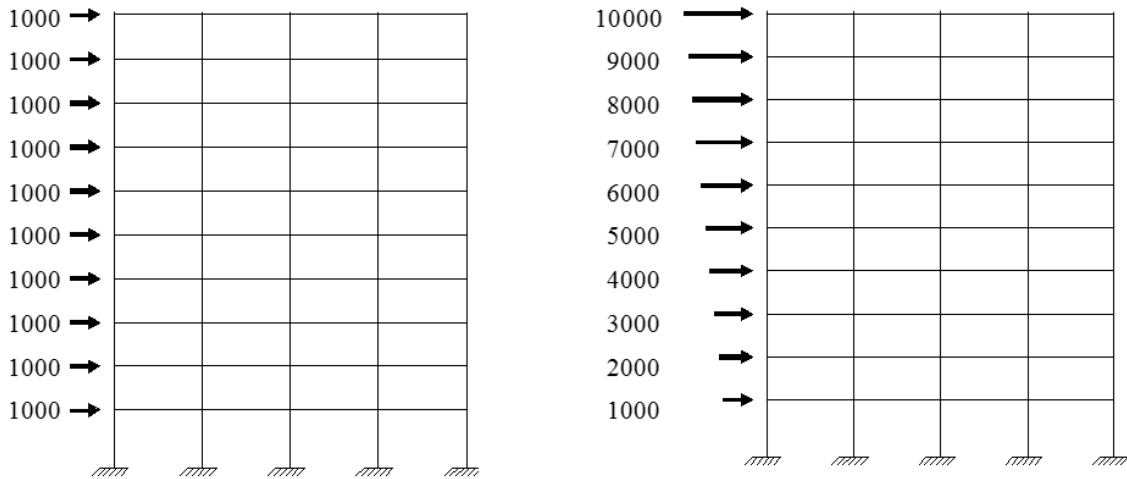


Imagen 20.33 – Modelo de cargas asociados a pushover uniforme y pushover modo 1

20.4.6. Definición del espectro de respuesta

Ahora toca introducir el espectro o pseudo-espectro de respuesta sísmica que luego se empleara para realizar un análisis dinámico lineal (Método del espectro de respuesta) y para hallar el punto de desempeño sísmico utilizando la metodología del CSM recogida en el ATC 40. El espectro a introducir será el que definimos en CYPECAD según la normativa europea EC-8, con un factor de comportamiento igual a uno.

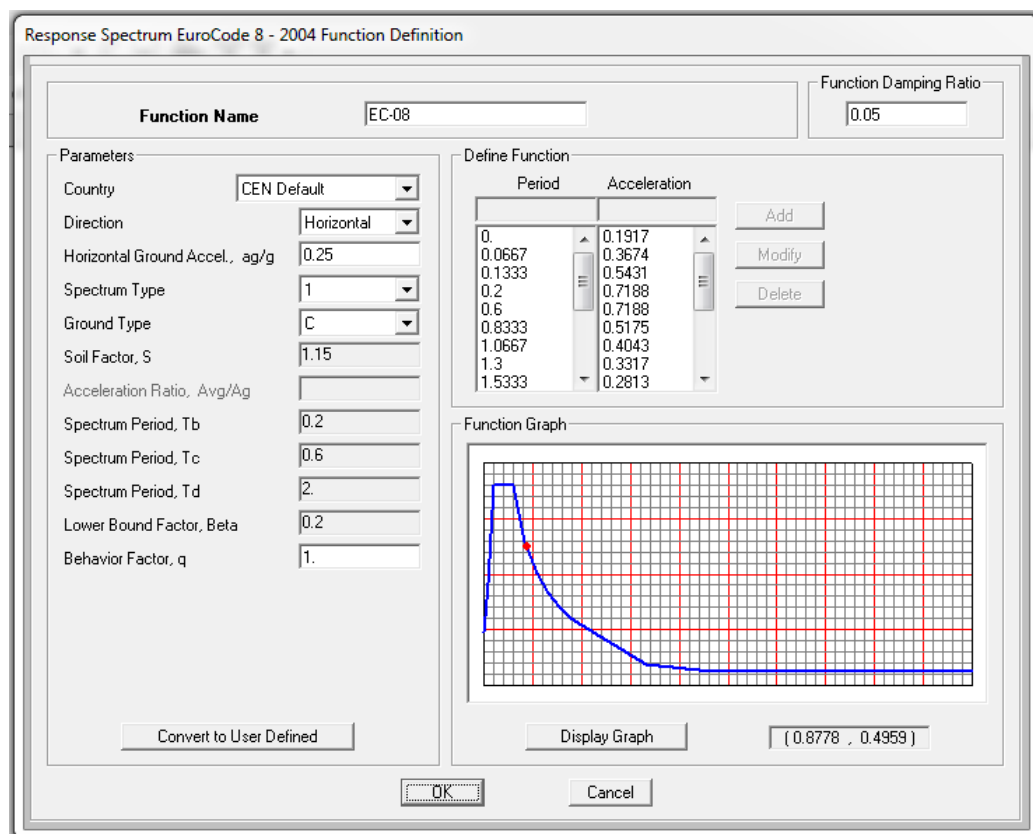


Imagen 20.34 – Pseudo-espectro de respuesta aplicado al pórtico

El objetivo es obtener el punto de desempeño sísmico de la estructura con el espectro de respuesta y la curva pushover, necesitamos definir los parámetros para aplicar directamente en SAP2000 la metodología CSM según el ATC 40. Los parámetros a introducir son la aceleración de cálculo, que sirve para escalar el pseudo-espectro, el tipo de representación y el tipo de edificación.

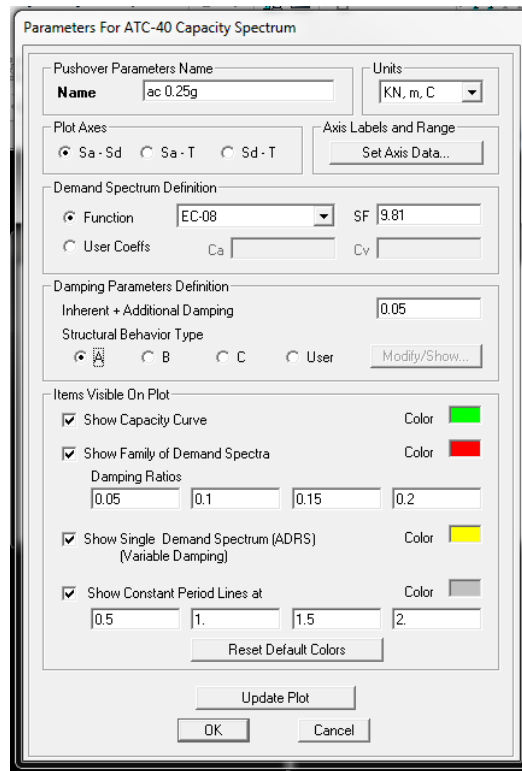


Imagen 20.35 – Parámetros para el análisis CSM según la ATC-40

20.4.7. Definición de masa del sistema

De acuerdo con la normativa sísmica europea (EC-8), la masa a considerar en el cálculo sísmico es igual a la correspondiente a las cargas permanentes (peso propio y cargas muertas) más la sobrecarga de uso reducida un 30 %, pudiéndose reducir con un coeficiente de 0,8 en planta con ocupaciones relacionadas, dando un valor del 24%. Puesto que estamos realizando un análisis pushover con el fin de aplicar el método CSM siguiendo el ATC 40, se ha decidido escoger la reducción de sobrecargas establecida en este documento. Por tanto, la masa del sistema a considerar en nuestros análisis será igual al peso propio, la carga muerta y el 25% de la sobrecarga de uso.

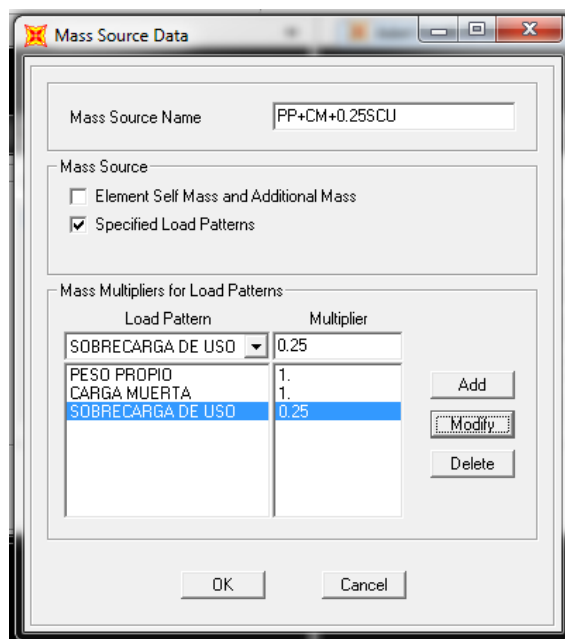


Imagen 20.36 – Masa del sistema

20.4.8. Rótulas plásticas en vigas

Para finalizar la definición del modelo estructural, se introduce las rótulas plásticas en vigas y pilares. En el caso de las vigas las rótulas plásticas no va a ser necesario diferenciar entre vigas situadas en vanos extremos o vanos interiores, ya que el armado ha cortante será igual para todas la vigas del cada grupo.

Según el Eurocódigo 2, el cortante que resiste una sección de hormigón armado con armadura transversal de cortante es igual a:

$$V_d = z \cdot \operatorname{sen} \alpha \cdot (\operatorname{cotg} \alpha + \operatorname{cotg} \theta) \cdot A_\alpha \cdot f_{yd} \quad (20.1)$$

Teniendo en cuenta que nuestras vigas el canto útil es de $0.4 - 0.05 = 0.35$ m, el estribado en las cercanías de los nudos consta de 2 ramas de $\phi 6$ cada 0.05 y 0.08 m dispuestas a 90° (por tanto su seno vale 1 y su cotangente 0), y que el valor de θ tomar un valor de 45° (y por consiguiente, su cotangente valdrá 1), se tiene:

$$V_d = 0,9 \cdot 0,35 \cdot 1 \cdot (0 + 2) \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,006^2}{4} \cdot \frac{1}{0,05} \cdot \min \left(400000, \frac{500000}{1,15} \right) = 142,50 \text{ kN} \quad (20.2)$$

$$V_d = 0,9 \cdot 0,35 \cdot 1 \cdot (0 + 2) \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,006^2}{4} \cdot \frac{1}{0,08} \cdot \min \left(400000, \frac{500000}{1,15} \right) = 89,06 \text{ kN} \quad (20.3)$$

En lugar donde se puede localizar la rótula plástica se asemeja al 5% de la longitud, en una viga se sitúan por tanto a 0.05 y 0.95 , que corresponde al 5% y 95%.

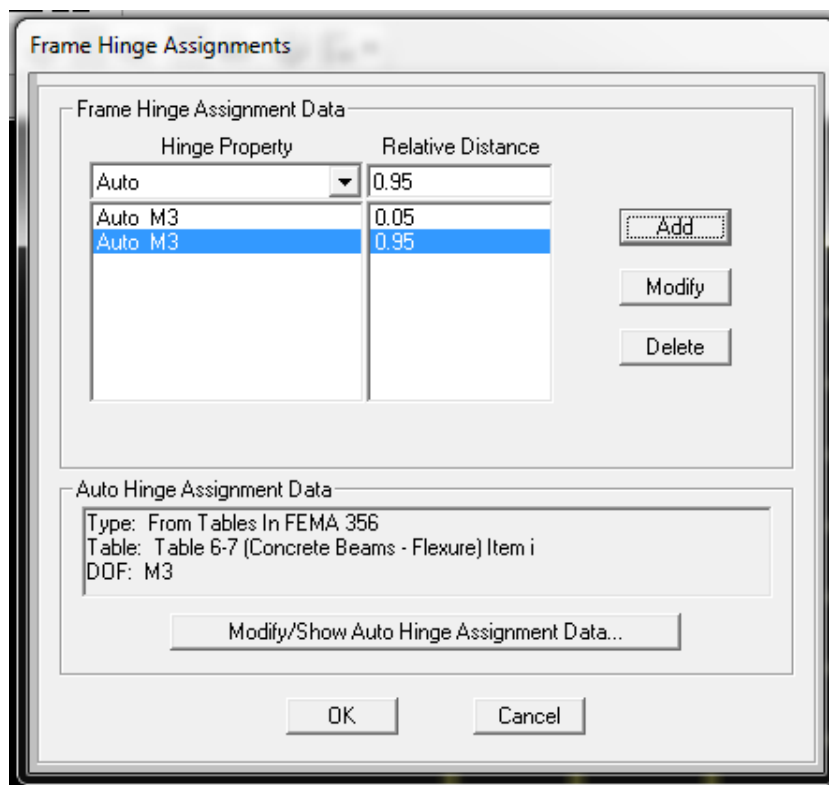


Imagen 20.37 – Asignación de rotulas plásticas en vigas

La norma para definir las rotulas son el FEMA 356, asignando que es una viga primaria, grado de libertad en M3, determinado la resistencia a cortante, entre otros.

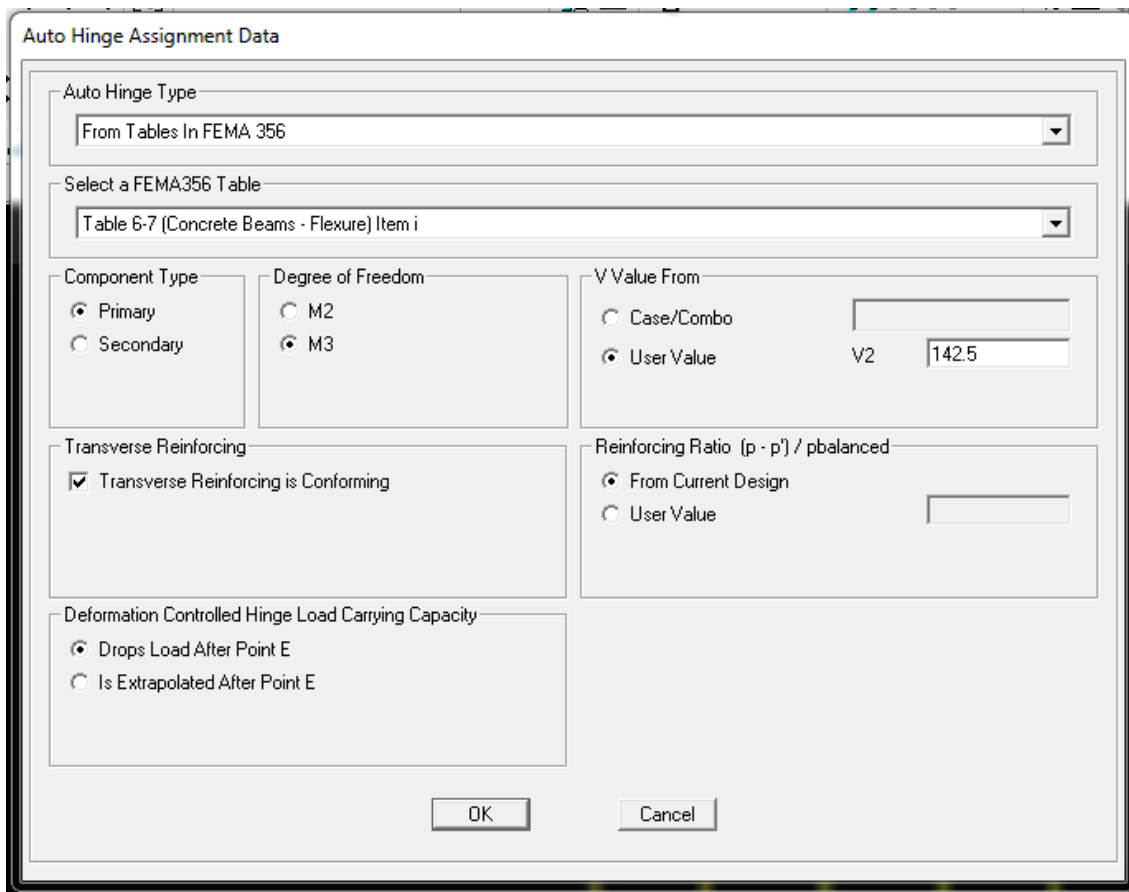


Imagen 20.38 – Propiedades de rotulas plásticas en vigas

De esta manera se observa, la asignación de zonas de rotulas plásticas para vigas, en la siguiente imagen.

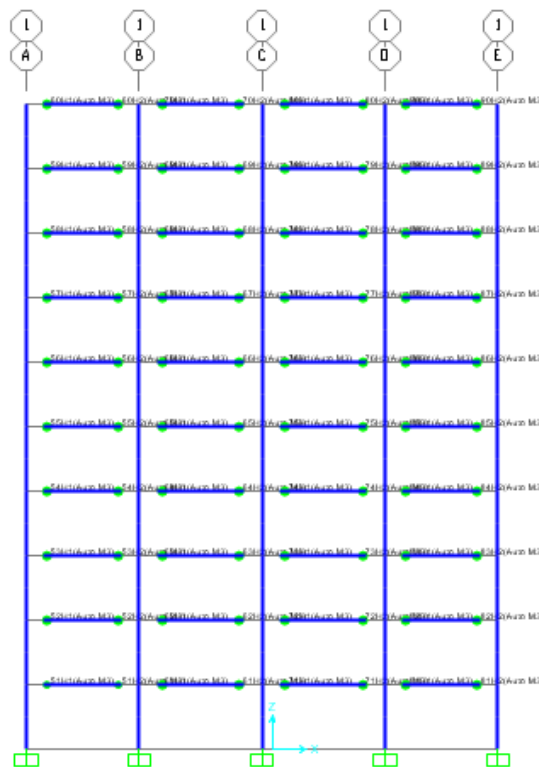


Imagen 20.39 – Imagen previa de rotulas plásticas en vigas

20.4.9. Rótulas plásticas en pilares

En el caso de los pilares, como los armados transversales no son iguales en todos los casos, las rótulas plásticas tendrán que introducirse siguiendo las secciones definidas previamente.

Tabla 20.2: Resistencia a cortante de pilares en zonas próximas al nudo

		d	f _{yk}	α	θ	ramas	φ	Sep	V _{Rd}
		[m]	[MPa]	[°]	[°]	[K]	[mm]	[m]	[kN]
Agrupación 1	P_35x40_c/0.06	0.305	500	90	45	4	6	0.06	206.97
		0.355	500	90	45	4	6	0.06	240.9
	P_35x40_c/0.08	0.305	500	90	45	4	6	0.08	155.23
		0.355	500	90	45	4	6	0.08	180.67
	P_35x35_c/0.08	0.305	500	90	45	4	6	0.08	155.23
		0.305	500	90	45	3	6	0.08	116.42
P_30x30_c/0.08	0.255	500	90	45	2	6	0.08	64.89	
Agrupación 2	P_35x50_c/0.06	0.305	500	90	45	4	6	0.06	206.97
		0.455	500	90	45	4	6	0.06	308.76
	P_35x50_c/0.10	0.305	500	90	45	4	6	0.10	124.18
		0.455	500	90	45	4	6	0.10	185.25
	P_35x45_c/0.10	0.305	500	90	45	4	6	0.10	124.18
		0.405	500	90	45	4	6	0.10	164.9
	P_35x40_c/0.12	0.305	500	90	45	4	6	0.12	103.48
		0.355	500	90	45	4	6	0.12	120.45
	P_30x30_c/0.08	0.255	500	90	45	2	6	0.08	64.89

Conociendo la resistencia a cortante según la tabla anterior se define las características de la rotulas plásticas en pilares como se muestra en la Imagen 20.40.

Imagen 20.40 – Propiedades de rotulas plásticas en pilares

Se muestra la imagen que ilustra el lugar de las posibles zonas plásticas, estas se sitúan cerca de los nudos.

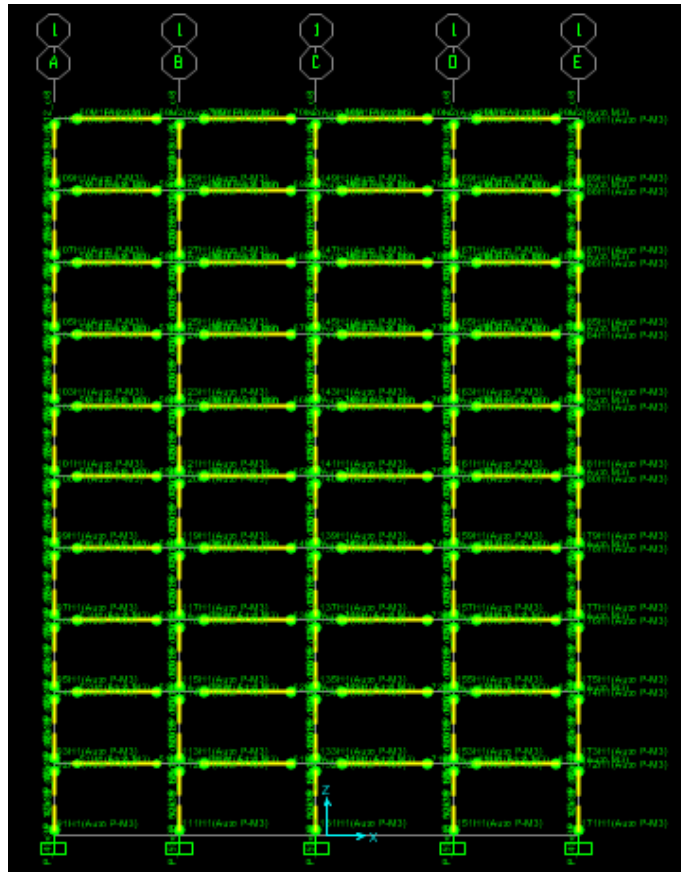


Imagen 20.41 – Imagen previa de rotulas plásticas

20.5. Análisis del pórtico

Una vez acabado la definición de la geometría, materiales, secciones y rotulas plásticas, también los casos de carga y masa de la estructura, se va a pasar a definir los análisis numéricos que se van a realizar. Los casos que se van a analizar son Modal, Gravitatorias, Pushover modo 1 y Pushover uniforme.

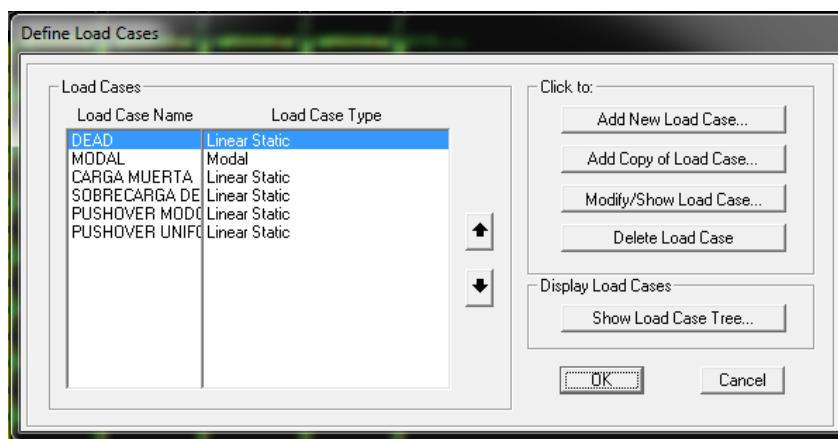


Imagen 20.42 – Casos de carga analizados

En primer lugar se configura el análisis modal, utilizando un máximo de 5 modos de vibración y que efectúe el análisis por el método de los vectores y valores propios.

Imagen 20.43 – Análisis Modal

Antes de definir los análisis de pushover se tiene que precisar el análisis de carga gravitatorias del cual depende. Estas cargas tienen lugar durante el sismo, y según la ATC-40 corresponde a las cargas permanentes más un 25% de las cargas de sobrecarga de uso. Este análisis es de tipo no lineal y además se van a tener en cuenta los efectos de P-Delta.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROF	1
Load Pattern	CARGA MUERT	1
Load Pattern	SOBRECARGA	0.25

Imagen 20.44 – Análisis de cargas gravitatorias

El análisis pushover modo 1 se configura partiendo del análisis anterior de “gravitatorias”, considerando la no lineal y los efectos P-Delta. Además se debe configurar el modo de aplicación y recopilación de información, ver Imagen 20.46 e Imagen 20.47.

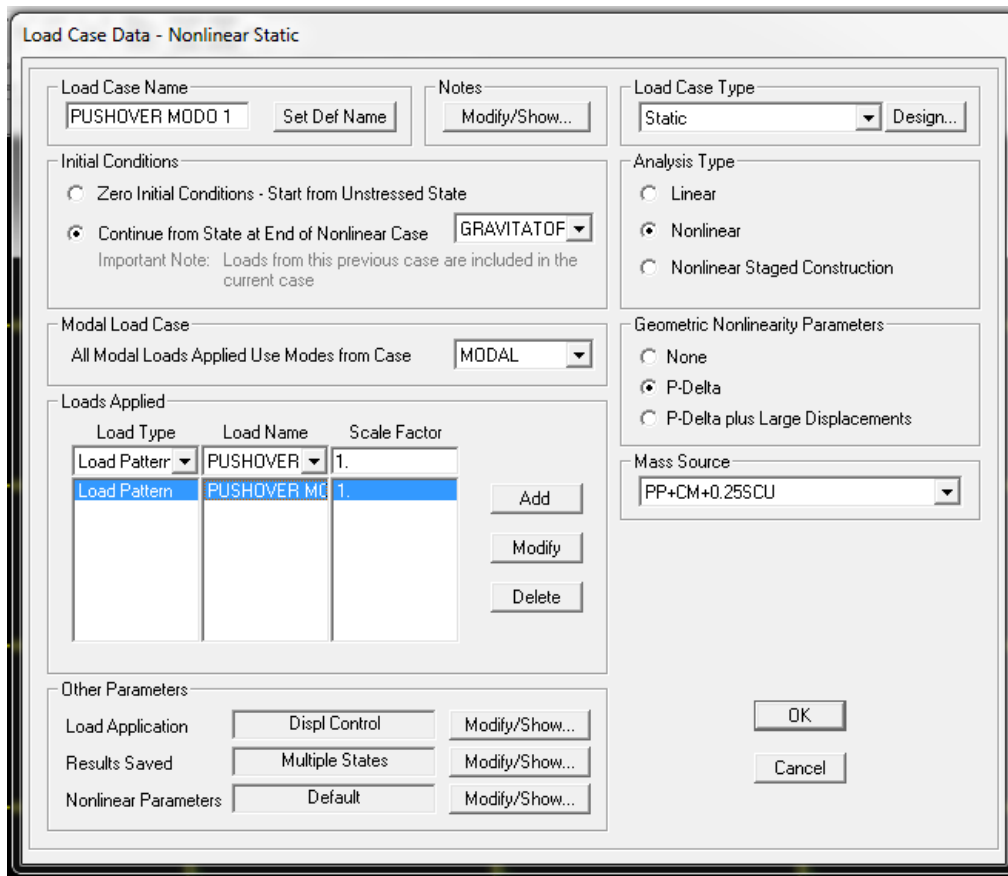


Imagen 20.45 – Análisis Pushover Modo 1

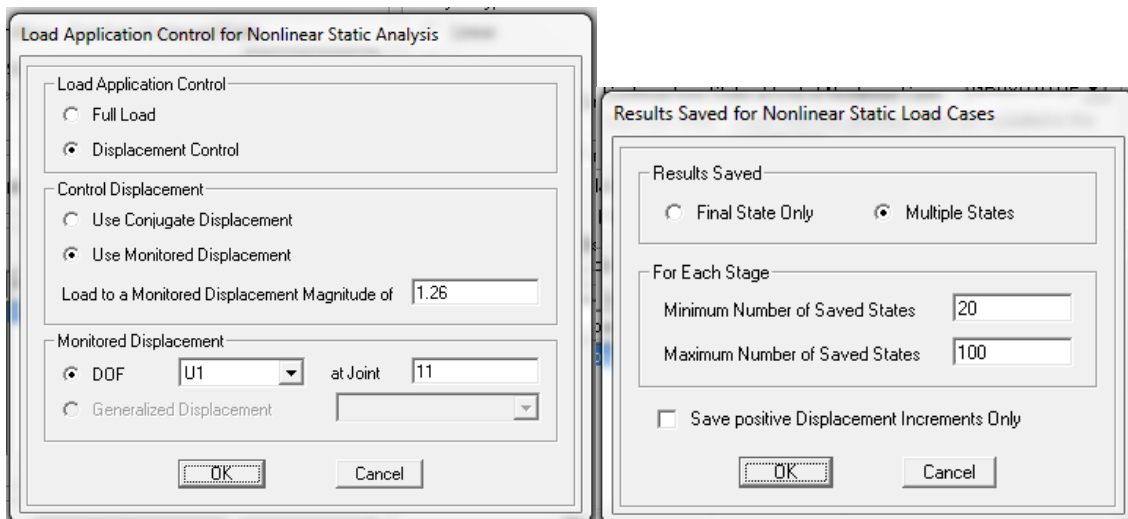


Imagen 20.46 – Configuración de Pushover Modo 1 (Parte 1)

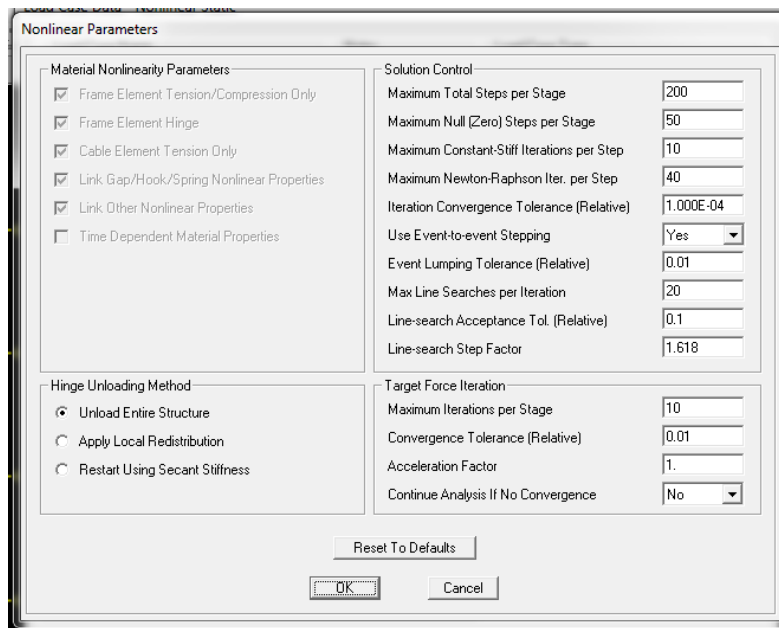


Imagen 20.47 – Configuración de Pushover Modo 1 (Parte 2)

Y por último se define el análisis pushover modo uniforme, que es igual que el caso de pushover modo 1.

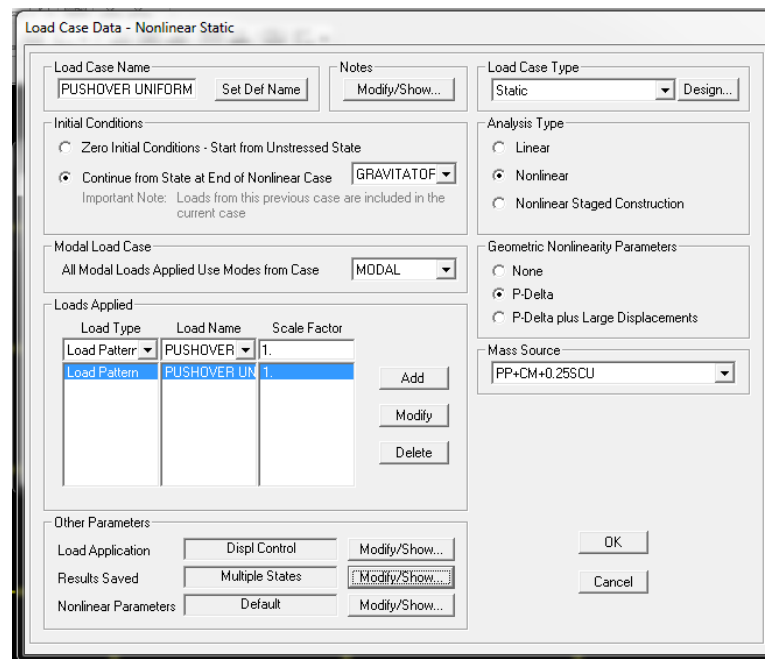


Imagen 20.48 – Análisis Pushover Modo Uniforme

20.5.1. Pushover modo 1

Una vez ejecutado los diferentes análisis, empezaremos a trabajar con los resultados del modelo estructural. En primer lugar vamos a analizar el comportamiento y la secuencia de plastificaciones para el análisis pushover correspondiente al primer modo de vibración.

La pantalla principal mostrará la deformación inicial de la estructura sometida al análisis pushover con el patrón de cargas laterales siguiendo el primer modo de vibración. A medida que se avance, irán apareciendo rótulas plásticas, las cuales comenzarán en un nivel de desempeño inferior al estado de Ocupación Inmediata luego éstas irán aumentando su deformación y el programa las cambiará de color para indicar la entrada de la rótula en cada nuevo estado.

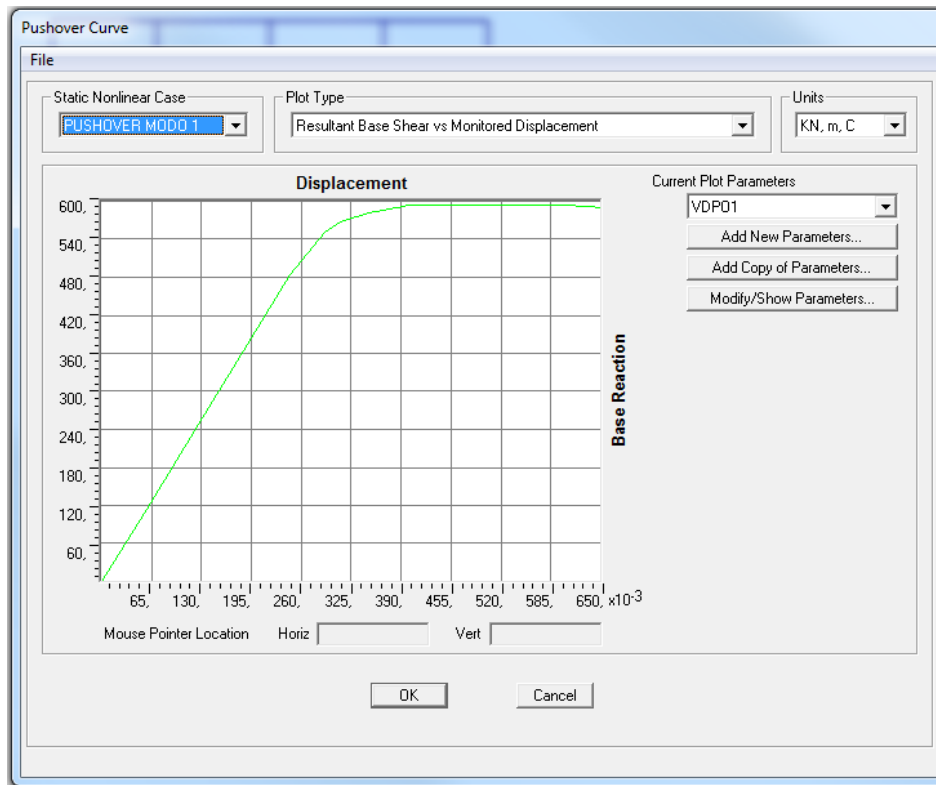


Imagen 20.49 – Grafica Desplazamiento – Cortante basal

El programa nos facilita una tabla con los datos del cortante basal y el desplazamiento en cubierta. Se puede ver que el step máximo alcanzado, el nº 16, el desplazamiento de la cubierta es de 0,65 m, inferior al desplazamiento que había indicado (1,26 m). Esto significa que se forma un mecanismo en ese momento, que impide encontrar una situación de equilibrio de fuerzas.

Para transformar esta curva de capacidad dada en coordenadas cortante basal – desplazamiento de la cubierta a coordenadas espectrales se realiza con las siguientes formulas:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \cdot M_T} \quad (20.4)$$

$$S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \cdot \phi_{1,cubierta}} \quad (20.5)$$

La masa total del pórtico es:

- El peso propio de las vigas es igual al peso específico del hormigón (25 kN/m³) multiplicado por el ancho (0,25 m), canto (0,40 m) y longitud (23 m) de las vigas, lo que supone 57,5 kN.
- La carga muerta es de 12 kN/m, lo que multiplicado por la longitud total de las vigas (23 m) hace un total de 276 kN.
- La sobrecarga de uso se evaluó en 12 kN/m, lo que multiplicado por la longitud total de las vigas (23 m) hace un total de 276 kN. Para la cubierta es valor de 138 kN.
- Para cada planta, la suma del peso propio, la carga muerta y el 25% de la sobrecarga de uso resulta igual a 402,5 kN, excepto en la cubierta que es de 368 kN. Por tanto, la masa de cada planta, m_i es 402,5/9,81 = 41,03 toneladas y la cubierta de 37,51 toneladas.
- La masa total del sistema M_T es por tanto es 406,78 toneladas.

El α_1 es la fracción de la masa total del sistema y Γ_1 el factor de participación modal asociados, ambos asociados al primer modo de vibración, y que pueden aproximarse como:

$$\Gamma_1 = h_T \cdot \frac{\sum m_i \cdot h_i}{\sum m_i \cdot h_i^2} \quad (20.6)$$

$$\alpha_1 = \Gamma_1 \cdot \frac{1}{h_T} \frac{\sum m_i \cdot h_i}{M_T} \quad (20.7)$$

Con los datos que tenemos del pórtico se procede a la realización de estos valores con ayuda de una tabla y se obtiene:

Tabla 20.3: Cálculos auxiliares para obtener el factor de participación modal y fracción de la masa total

Planta	m_i	h_i	$m_i \cdot h_i$	$m_i \cdot h_i^2$
10	37.51	31.50	1181.65	37222.02
9	41.03	28.35	1163.19	32976.38
8	41.03	25.20	1033.94	26055.41
7	41.03	22.05	904.70	19948.68
6	41.03	18.90	775.46	14656.17
5	41.03	15.75	646.22	10177.90
4	41.03	12.60	516.97	6513.85
3	41.03	9.45	387.73	3664.04
2	41.03	6.30	258.49	1628.46
1	41.03	3.15	129.24	407.12
Total:	406.78	-	6997.59	153250.03

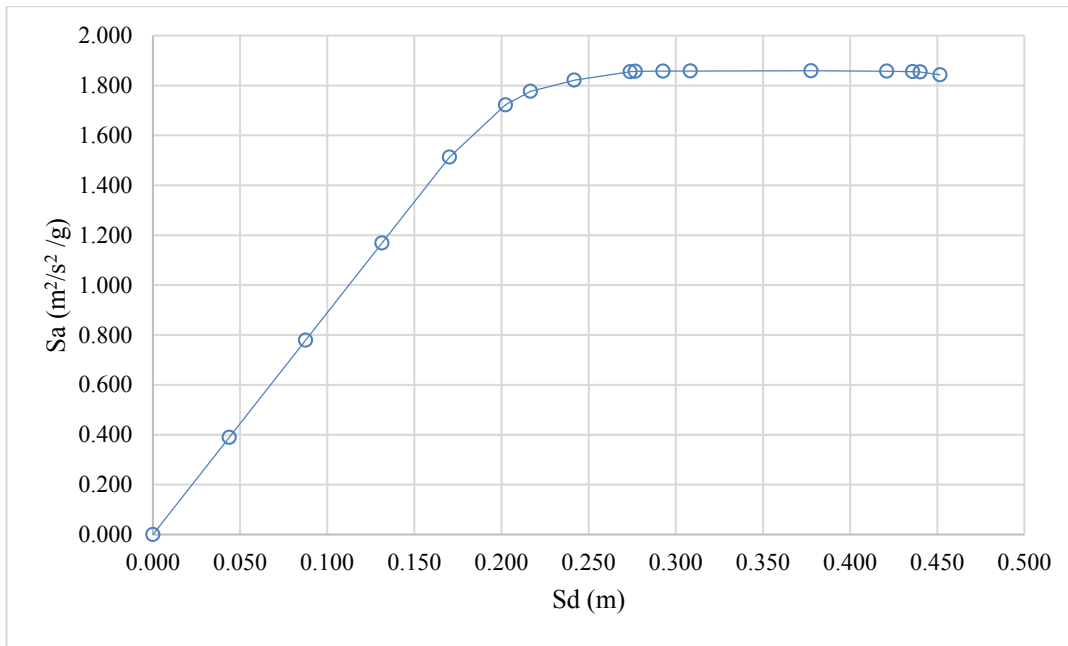
$$\Gamma_1 = 31,50 \cdot \frac{6997,59}{153250,03} = 1,44 \quad (20.8)$$

$$\alpha_1 = 1,44 \cdot \frac{1}{31,50} \frac{6997,59}{406,78} = 0,79 \quad (20.9)$$

Con los valores anteriores se transforma la curva de capacidad en espectro de capacidad, es una transformación que nos permitirá intersectarla con el espectro de demanda.

Tabla 20.4: Transformación de datos

Step	V (kN)	D (m)	S _a	S _d	Step	V (kN)	D (m)	S _a	S _d
0	0.00	0.000	0.000	0.000	8	592.76	0.394	1.855	0.274
1	124.41	0.063	0.389	0.044	9	593.23	0.398	1.857	0.277
2	248.83	0.126	0.779	0.088	10	593.56	0.421	1.858	0.293
3	373.24	0.189	1.168	0.131	11	593.69	0.444	1.858	0.308
4	483.32	0.245	1.513	0.170	12	593.91	0.543	1.859	0.378
5	550.32	0.291	1.722	0.202	13	593.49	0.606	1.857	0.421
6	567.62	0.312	1.776	0.217	14	592.78	0.627	1.855	0.436
7	581.95	0.348	1.821	0.242	15	592.39	0.633	1.854	0.440



Gráfica 20.1 – Espectro de capacidad del pórtico

Ahora se obtiene la representación bilineal del espectro de capacidad, con el siguiente procedimiento y ayudándome de la hoja de cálculo o bien de un programa CAD:

- Se toma como punto de capacidad última (S_{du} , S_{au}) el máximo de la curva de capacidad, que en nuestro caso se corresponde con el punto de coordenadas $S_d = 0,378$ y $S_a = 1,856$.
- Trazo una recta tangente a la curva desde el punto anterior hacia atrás.
- Trazo otra recta desde el origen hacia la recta tangente anterior, con una pendiente tal que las áreas encerradas entre la curva de capacidad y su representación bilineal sea iguales.
- El punto de corte de ambas rectas define el punto de cedencia (S_{dy} , S_{ay}).

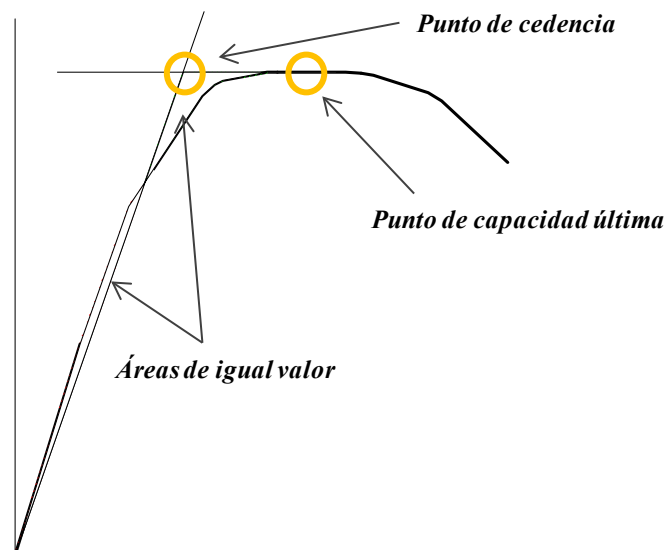


Figura 20.1 – Como determinar el punto de cedencia

Luego obtendremos que el punto de cedencia se localiza, aproximadamente, para unas coordenadas de desplazamiento espectral $S_{dy} = 0,215$, $S_{ay} = 1,856$. La relación entre el punto de capacidad última y el punto de

cedencia, S_{du}/S_{dy} , es lo que se conoce como ductilidad, μ , de la estructura, y en nuestro caso tiene un valor de $0,378/0,215 = 1.76$.

Ahora transformemos las coordenadas del punto de cedencia, así como el punto de capacidad última, en coordenadas cortante basal – desplazamiento de la cubierta, pues esto nos dará una información mucho más intuitiva. Para ello, simplemente basta con realizar la transformación inversa a la realizada anteriormente:

$$V = S_a \cdot \alpha_1 \cdot M_T \quad (20.10)$$

$$D = S_d \cdot \Gamma_1 \cdot \phi_{1,cubierta} \quad (20.11)$$

De donde se obtiene que las coordenadas del punto de cedencia son $V_y = 593,91$ kN, y $D_y = 0,304$ m; y en cuanto al punto de capacidad última, $V_u = 593,91$ kN, y $D_u = 0,543$ m.

20.6. Evaluación del pórtico

20.6.1. Umbrales de daño

Una vez tenemos la curva/espectro de capacidad de la estructura, es el momento de definir los umbrales que separarán los 5 estados de daño entre sí: no daño, leve, moderado, severo y completo. Estos umbrales pueden estimarse a partir del propio espectro de capacidad una vez conocidas las coordenadas del punto de cedencia y del punto de capacidad última (Comisión Europea, 2004) (Lagomarsino & Penna, 2003):

Tabla 20.5: Estados de daño

Estado de daño	Umbrales	Estructura ($S_{dy} = 0,215$; $S_{du} = 0,452$)
Sin daño	$0 \leq S_d < 0,7 \cdot S_{dy}$	$0 \leq S_d < 0,151$
Daño leve	$0,7 \cdot S_{dy} \leq S_d < S_{dy}$	$0,151 \leq S_d < 0,215$
Daño moderado	$S_{dy} \leq S_d < S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{dy} - S_{du})$	$0,215 \leq S_d < 0,256$
Daño severo	$S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{dy} - S_{du}) \leq S_d < S_{du}$	$0,256 \leq S_d < 0,378$
Daño completo	$S_d > S_{du}$	$S_d > 0,378$

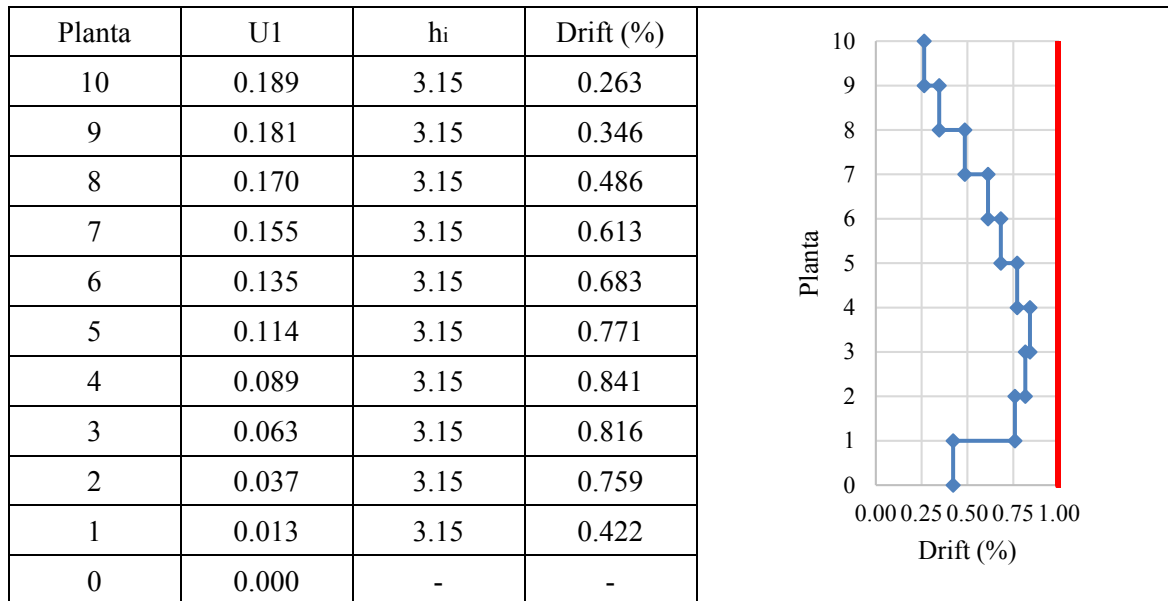
Se va a comprobar que dichos umbrales también se cumplen las restricciones de drift impuestas por el ATC 40, así como el nivel de desempeño en las rótulas plásticas acuerdo con el ATC 40/FEMA 356. Para ello, decidiré a qué steps deben acudir para hacer las comprobaciones pertinentes a cada estado de daño. En el caso del paso de “no daño” a daño “leve”, el step adecuado es el 3 ya que es el más cercano al umbral definido, para el paso de “leve” a “moderado” el step adecuado es el 6; para el paso de “moderado” a “severo” emplearemos el step 7; finalmente, el step 12 es el que corresponde emplear para estudiar el paso del estado de daño “severo” al estado “completo”.

Una vez tenemos el desplazamiento U1 de cada forjado, el drift relativo entre plantas se obtendrá como la resta de los valores U1 de un forjado y su inmediatamente inferior dividido por la altura entre forjados:

$$drift = \frac{U1 \text{ forjado superior} - U1 \text{ forjado inferior}}{\text{altura entre los forjados}} \quad (20.12)$$

En el paso de estado de “no daño” al estado “leve”, el step a analizar es el 3. El valor de drift es el que hay que comparar con la limitación del ATC 40, para este caso se establece un valor del 1%, valor cumplido en todas las plantas.

Tabla 20.6: Análisis del drift del estado no daño al leve, step 3



Se va comprobar las rótulas plásticas según los valores límites establecidos por el ATC 40 y la FEMA 356 incluidos en programa. Simplemente tenemos que observar que se supere el nivel de desempeño “ocupación inmediata” nivel de desempeño asociado al estado de daño “no daño”:

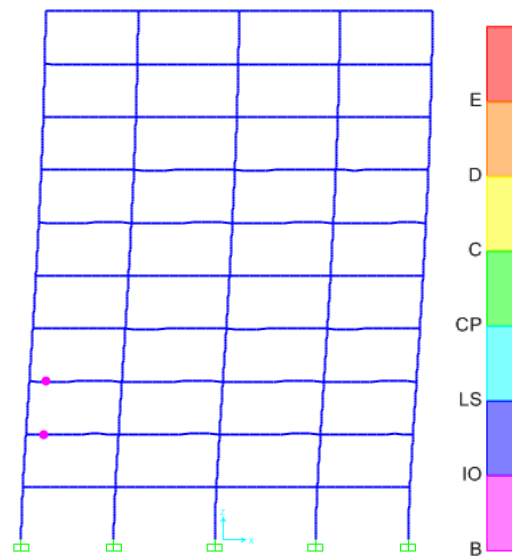
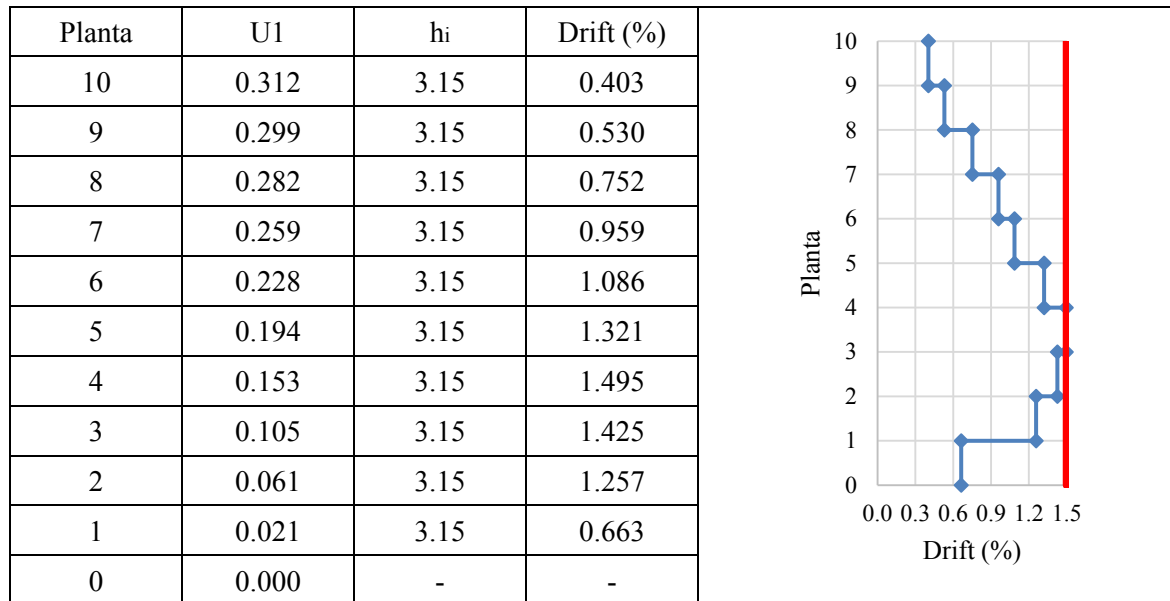


Imagen 20.50 – Zonas plastificadas en pórtico para el step 3

En la Imagen 20.50 ninguna de las rótula alcanza el estado inmediata ocupación (de hacerlo su color sería azul). Puesto que cumplimos las restricciones relativas tanto al drift como a las rótulas plásticas, se considera que el umbral establecido para el paso de estado “no daño” al estado “leve” es correcto. Ahora haremos lo mismo con los otros tres umbrales de daño.

Estado de daño “leve” al estado “moderado”, el step a analizar es el 6. El valor de drift es el que hay que comparar con la limitación del ATC 40, para este caso se establece un valor del 1,5%, valor cumplido en todas las plantas.

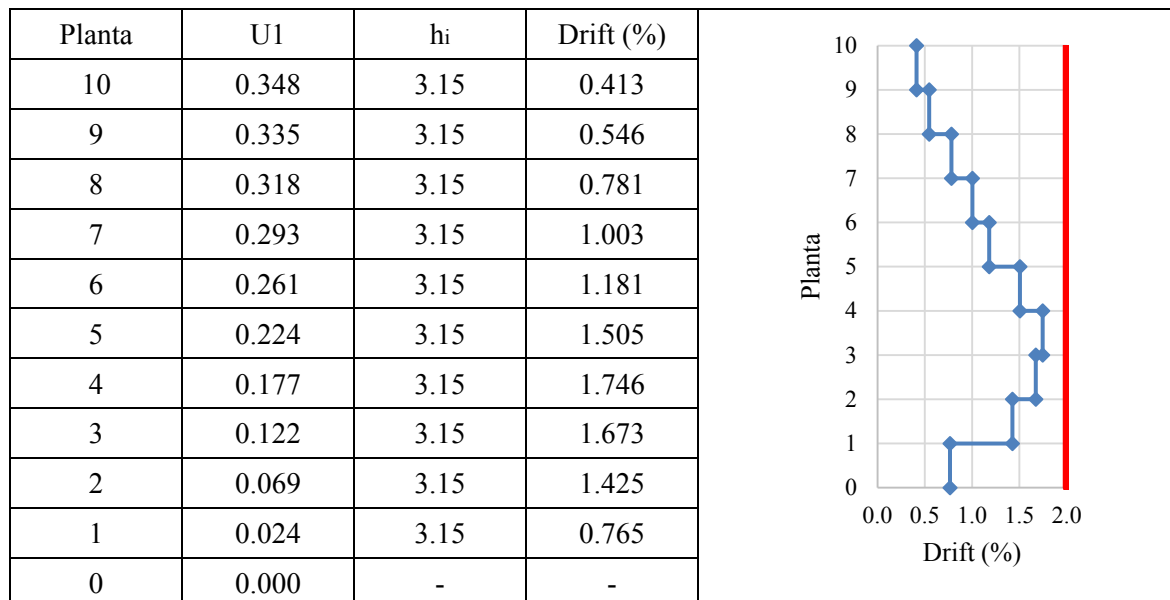
Tabla 20.7: Análisis del drift del estado leve al moderado, step 6



En cuanto a las rótulas plásticas, cabe señalar que en este caso, ni la FEMA 356 ni el ATC 40 establecen un valor límite del giro de las rótulas plásticas en el caso del paso del estado de daño “leve” a “moderado”.

Estado de daño “moderado” al estado “severo”, el step a analizar es el 7. El valor de drift es el que hay que comparar con la limitación del ATC 40, para este caso se establece un valor del 2%, valor cumplido en todas las plantas.

Tabla 20.8: Análisis del drift del estado moderado al severo, step 7



Observamos que en el caso del step 7 (paso de “moderado” a “severo”), tanto en las limitaciones de drifts como en el giro de las rótulas plásticas nos encontramos en una situación inferior a los límites impuestos por el ATC 40 y la FEMA 356.

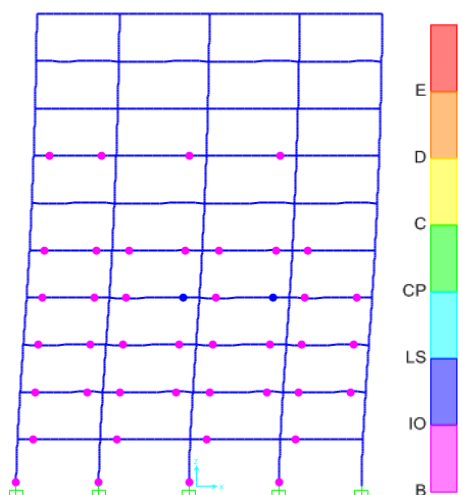
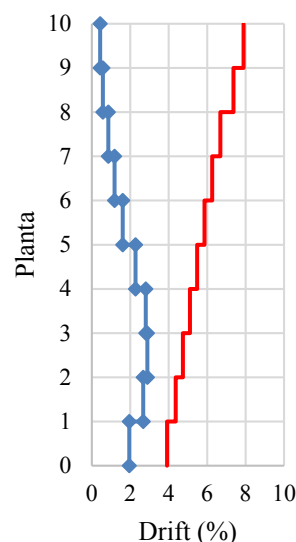


Imagen 20.51 – Zonas plastificadas en pórtico para el step 7

Estado de daño “severo” al estado “completo”, el step a analizar es el 12. El valor de drift se comparará con la limitación del ATC 40, para este caso se establece un valor del $0,33 \cdot V_i/P_i$, valor cumplido en todas las plantas.

Tabla 20.9: Análisis del drift del estado severo al colapso, step 12

Planta	U1	hi	Drift (%)
10	0.543	3.15	0.432
9	0.530	3.15	0.575
8	0.511	3.15	0.860
7	0.484	3.15	1.181
6	0.447	3.15	1.603
5	0.397	3.15	2.273
4	0.325	3.15	2.806
3	0.237	3.15	2.892
2	0.146	3.15	2.673
1	0.061	3.15	1.946
0	0.000	-	-



Por su parte, en el step 12, que coincide con el punto en que hemos definido pre-colapso de la estructura (máximo de la curva de capacidad). Si avanzamos al step siguiente, vemos que esa rótula está en situación “C”, es decir colapso. Por tanto, más allá de este step, puede considerarse que la estructura se encuentra en una situación de colapso inminente, o su estado de daño es “completo”.

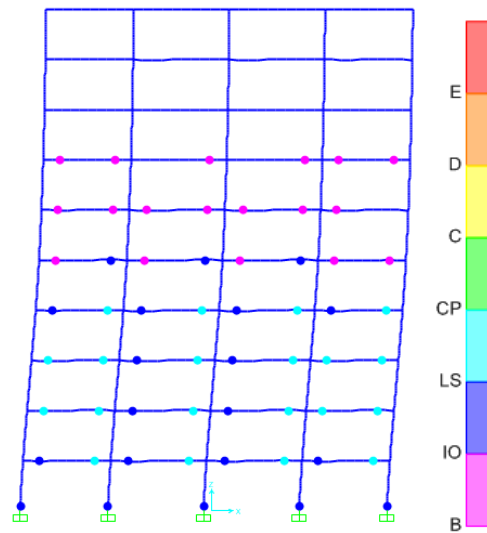
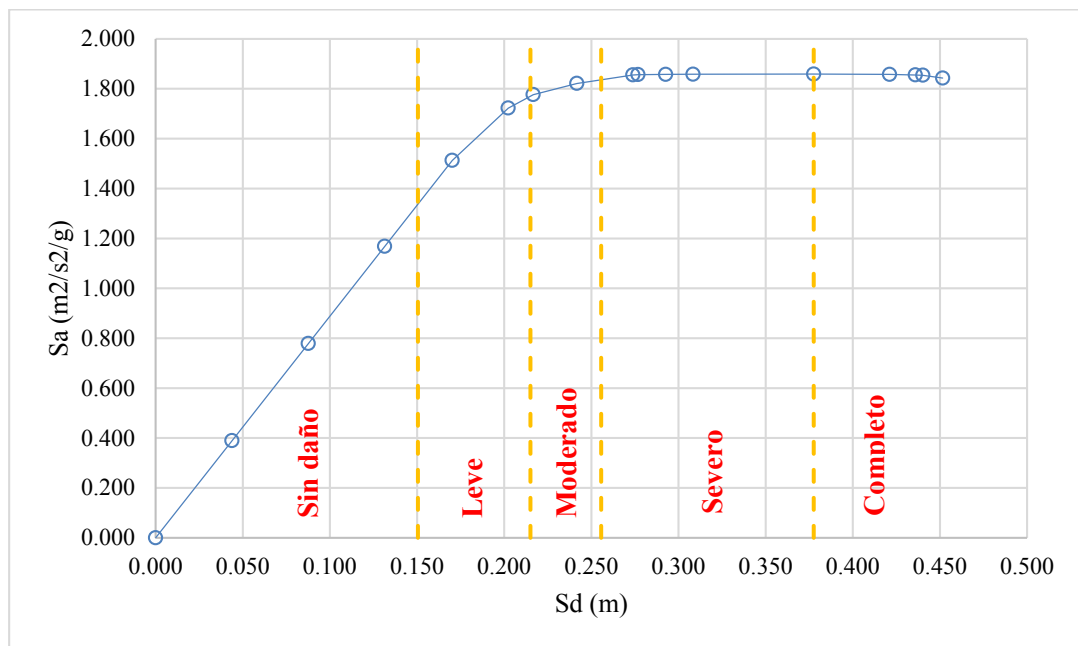


Imagen 20.52 – Zonas plastificadas en pórtico para el step 12

Las comprobaciones anteriores validan completamente los umbrales de daño calculado antes.

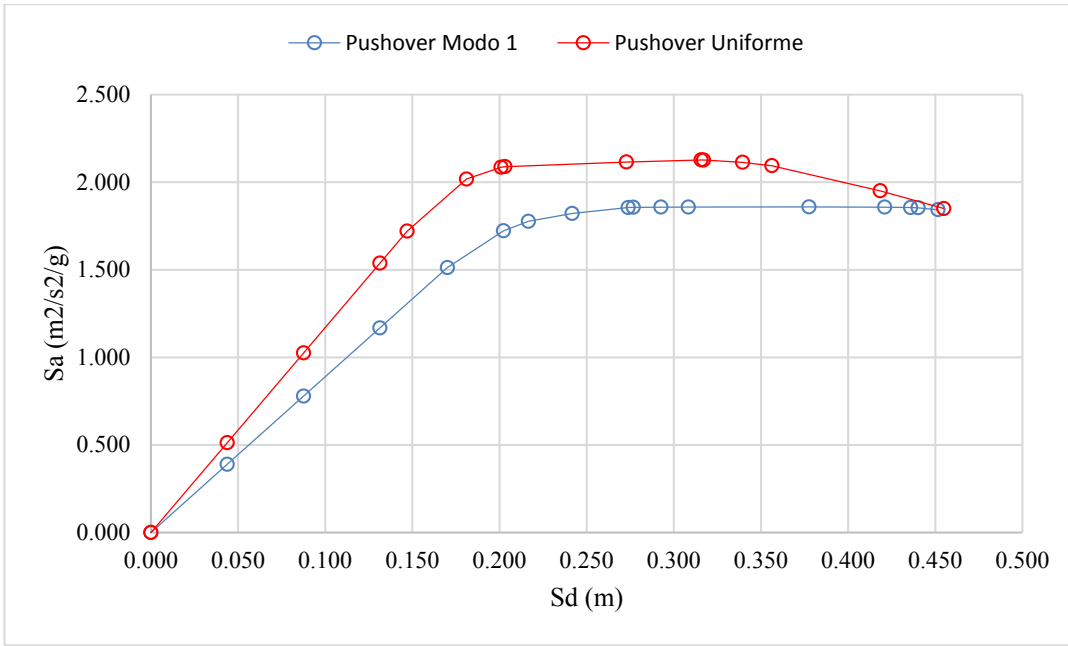
Con todo lo anterior se representa el espectro de capacidad con los umbrales de daño.



Gráfica 20.2 – Espectro de capacidad del pórtico con umbrales de daños

20.6.2. Comprobación de que no se produce un mecanismo de fallo por planta

Habíamos definido un análisis pushover con un patrón de cargas uniforme, con el fin de comprobar que el sismo no produce un mecanismo de colapso como consecuencia de la plastificación de las rótulas en la planta inferior del edificio. Analizando los diferentes steps podemos ver que aparecen rótulas plásticas en el extremo inferior de los pilares de planta baja, junto a la cimentación.



Gráfica 20.3 – Comparación de Pushover modo 1 y uniforme

Se produce, sin embargo un mecanismo de planta debido a la aparición de rótulas plásticas en el extremo inferior aparece en el step 6, en el que el desplazamiento de la cubierta es de 0.309 m, y ya en el *step* 8, cuando el desplazamiento de la cubierta alcanza 0.392 m. Si recordamos, el punto de capacidad última V_u-D_u lo habíamos fijado en un valor $D_u = 0.309$ m, inferior a la aparición siquiera de la primera rótula. Por tanto, podemos afirmar que no se va a dar un mecanismo de planta en nuestro edificio.

20.6.3. Punto de desempeño sísmico y daño medio

Para finalizar con el análisis sísmico, vamos a identificar la situación más probable que se encuentre el pórtico cuando tenga lugar el sismo de cálculo de acuerdo con su localización geográfica y geológica. En otras palabras, qué daño es esperable que ocurra cuando el edificio sea sometido a su aceleración de cálculo.

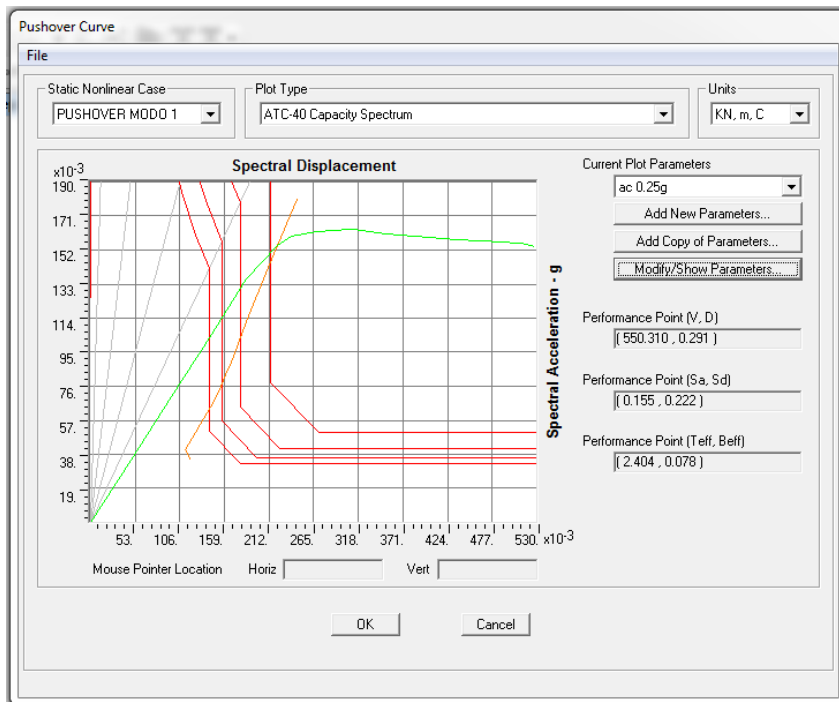


Imagen 20.53 – Punto de desempeño según CSM para el pórtico

Para estudiar este aspecto, lo primero es determinar el punto de desempeño sísmico (o de funcionamiento) de la estructura mediante el CSM. Cuando introducimos los datos en SAP2000, definimos el espectro de respuesta de acuerdo con la NCSE-02, así como una serie de factores para emplear el CSM según el ATC 40.

Una vez realizado este procedimiento, el programa calcula el punto de desempeño sísmico el cual podemos ver de forma gráfica, y con sus correspondientes coordenadas, en formato V-D y espectral. En nuestra estructura el punto de desempeño sísmico tiene un valor de: $V_{dp} = 550,3 \text{ kN}$ – $D_{dp} = 0,291 \text{ m}$; $S_{a,dp} = 0,155$ – $S_{d,dp} = 0,222$.

Por tanto según la distribución de la Gráfica 20.2, el grado más probable según este evento sísmico es que la estructura tenga daños moderados. Se asume que cumple el criterio de no colapso, 2.1 (1)P de la norma EC-8, ante un evento sísmico con un periodo de retorno de 465 años.

21. Estructura de hormigón armado con la norma NCSE-02

21.1. Objetivo

El objetivo es dimensionar y evaluar una estructura de hormigón armado según las directrices de la norma española (EHE-08 y NCSE-02) y las peculiaridades de la construcción española, con los programas comerciales CYPECAD 2014 (de la empresa CYPE) y SAP 2000 v.16 (de la empresa Computers and Structures, Inc). En la parte de dimensionamiento se omitirá información ya explicada en el capítulo anterior, aunque se describirá las diferencias. En la segunda parte se explicara con detalle los resultados de desempeño de la estructura.

21.2. Datos de la estructura

La estructura consta de 8 plantas con una separación de 3,15 metros entre cada una, a excepción de la planta baja que tiene 4,55 metros (26,6 metros en total) y una separación para el eje X de 6 – 6 – 6 y para eje Y de 5 - 5 metros. Las cargas son el peso propio (la considera el mismo programa, cuando se introduzca en el programa SAP2000 se considerará 3,75 kN/m²), la carga muerta (2,00 kN/m²) y sobrecarga de uso (2,00 kN/m², con excepción del último forjado de 1,00 kN/m² y el primero que son oficinas de 3,00 kN/m²). Los materiales a utilizar son un hormigón HA-25 y un acero B-500 SD.

Imagen 21.1 – Datos generales

En la Imagen 21.1 se introducen los datos generales de la obra, en el cual se ha definido el hormigón y acero a utilizar y además otros aspectos.

Los más importantes son la inclusión de los esfuerzos de viento con una carga como muestra la Imagen 20.2. También se ha considerado un coeficiente de pandeo igual a uno, el cual está suficientemente del lado de la seguridad en una estructura intranacional, un ambiente para las vigas I, ya que están protegidas por los solados y falsos techos de cada planta.

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
Forjado 8	21.685	32.984
Forjado 7	41.193	62.656
Forjado 6	38.752	58.942
Forjado 5	35.965	54.703
Forjado 4	32.708	49.750
Forjado 3	28.768	43.756
Forjado 2	27.542	41.892
Forjado 1	33.662	51.201

Imagen 21.2 – Carga de Viento

Se ha considerado que la estructura está dentro del término municipal de la ciudad de Granada, con una acción sísmica con un valor de 0,23g, para ambos ejes. Los parámetros del tipo de suelo es III y la importancia de la obra es normal, se considera un edificio de viviendas. Para el cálculo, se ha considerado un coeficiente para los efectos de segundo orden igual a 2. Además se ha tenido en cuenta la interacción de la fachada, considerando que la planta baja es comercial siendo posible que no exista cerramiento, generando un segundo estado para los ejes X e Y.

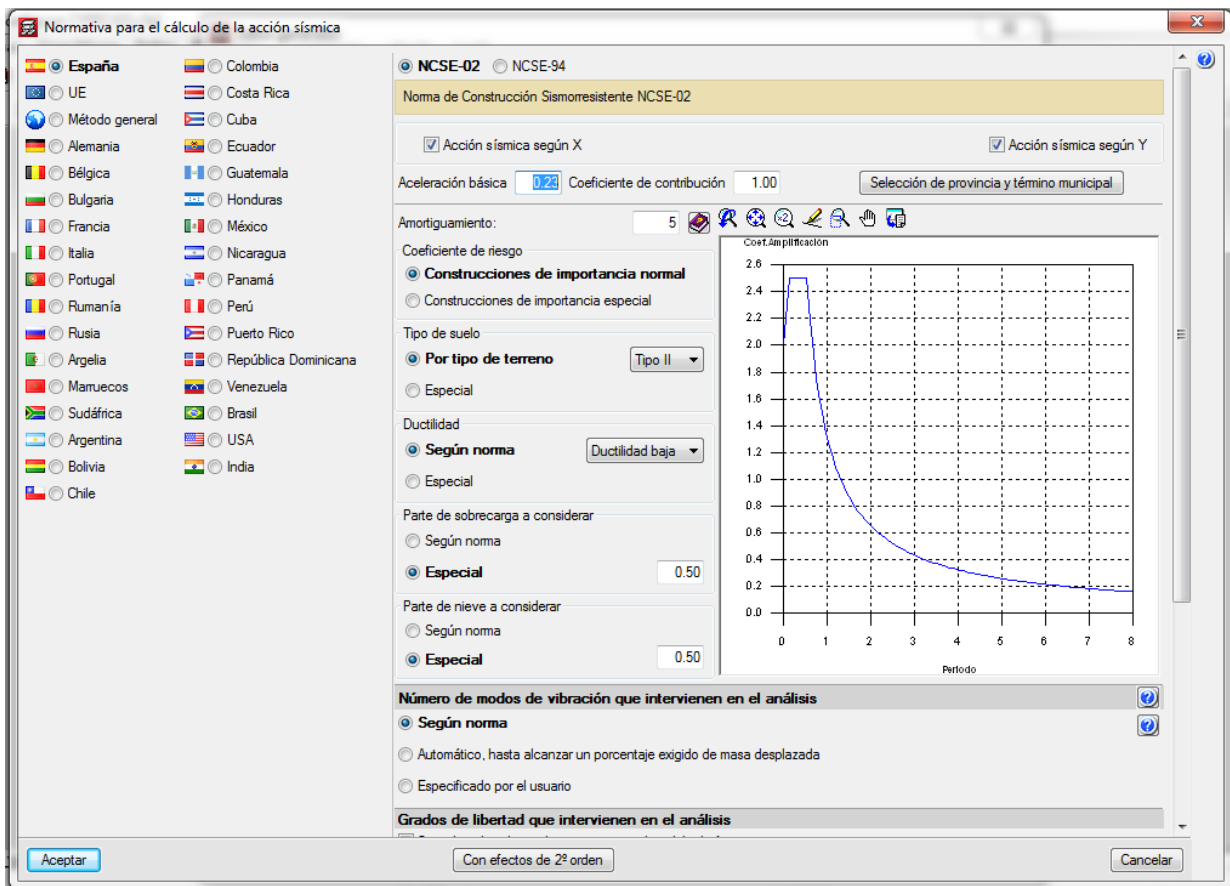


Imagen 21.3 – Acción sísmica

La estructura sismorresistente se ha construido con una ductilidad baja (es una estructura compuesta de vigas planas), el factor de comportamiento asociado tiene un valor de 2. Además al programa se le ha indicado que debe armar las vigas y pilares según la ductilidad, según se ha visto en los primeros capítulos.

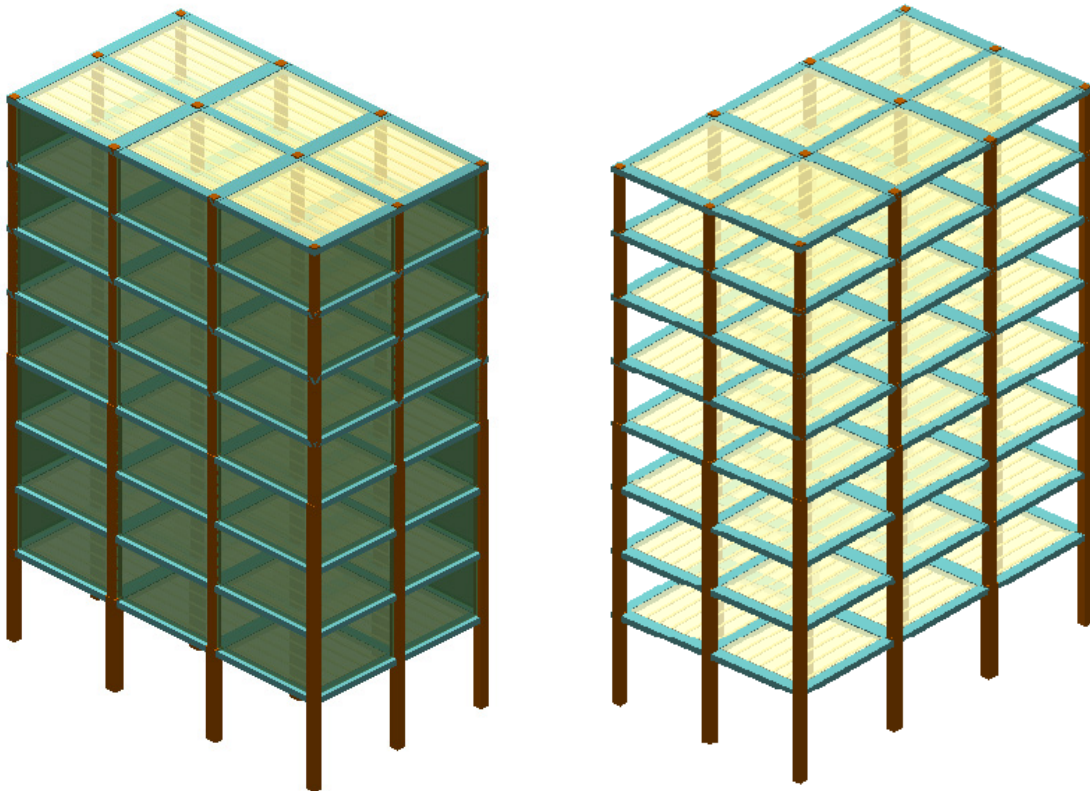


Imagen 21.4 – Modelos de cálculo para la acción del sismo

21.3. Proyectar la estructura

21.3.1. Predimensionamiento de la estructura

Los pilares tendrán una sección de 30x30 cm y las vigas tendrá un canto máximo de 30 cm, estas serán de tipología viga plana muy habitual en la construcción española. Durante el cálculo estas secciones variarán y se ajustarán en la medida de lo posible a los esfuerzos, considerando varias simplificaciones. Se han establecido cuatro grupos de vigas; forjado 1, forjados 2, 3 y 4, forjados 5, 6 y 7 y forjado 8. Para los soportes el armado será simétrico y se utilizará el mismo diámetro en la sección.

21.3.2. Dimensionamiento de vigas y pilares

En este momento se calcula la obra, realizando un proceso iterativo, ajustando las dimensiones de pilares y vigas. Las dimensiones para las vigas son de secciones de 45x30, 60x30 y 80x30 centímetros, variando solamente su armado. Los pilares tienen unas dimensiones desde 35x35 cm hasta 45x45 cm, con la excepción de un pilar apantallado 60x45 cm.

Además se verificó que los esfuerzos en pilares debidos al sismo son mayores que los producidos por la acción del viento, como en el capítulo anterior, porque la idea principal es armar según la acción sísmica.

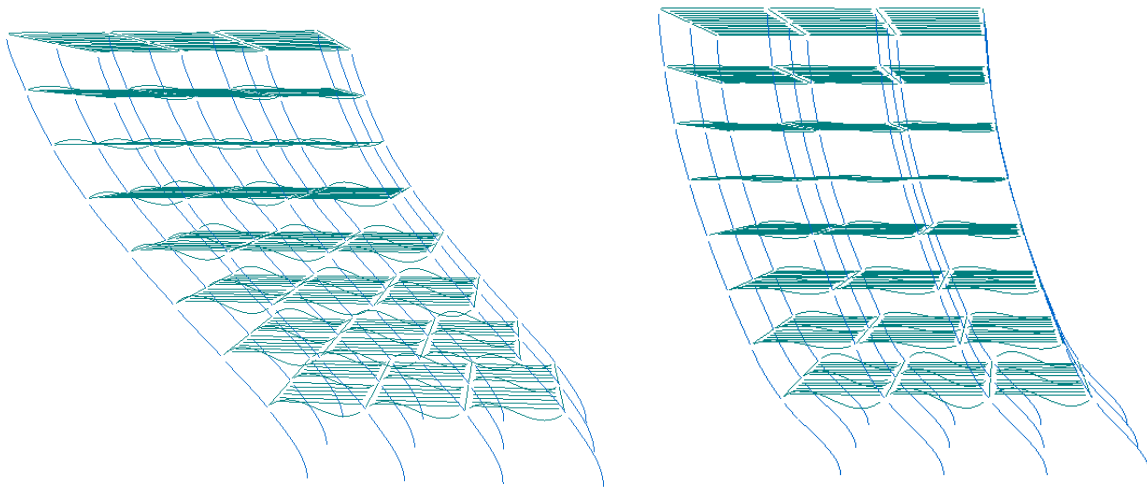


Imagen 21.5 – Deformada de sismos de modos 1 y 2

21.3.3. Respuesta de la estructura ante el sismo

El análisis de CYPECAD indica la siguiente información:

- El máximo desplazamiento máximo se produce en la última planta con un valor de 20,41 cm para el eje X y de 19,68 cm para el eje Y, según la ductilidad utilizada.

Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
	Forjado 8	26.45	204.11	196.81	2.23
	Forjado 7	23.30	192.49	185.91	2.20
	Forjado 6	20.15	176.27	171.42	2.12
	Forjado 5	17.00	154.32	151.52	1.96
	Forjado 4	13.85	126.91	126.67	1.72
	Forjado 3	10.70	96.78	99.94	1.47
	Forjado 2	7.55	63.44	69.79	1.14
	Forjado 1	4.40	37.41	41.52	0.73
	Cimentación	0.00	0.00	0.00	0.00

Imagen 21.6 – Desplazamiento por plantas para sismo

- Con respecto a la deriva o desplome de cada planta en situación de sismo, se refleja en la Imagen 20.18, donde para el eje X la máxima se produce en el forjado 3 con un valor de 1/93 y la mínima en el forjado 8 con un valor de 1/216 y para el eje Y la máxima se produce en el forjado 2 con un valor de 1/97 y la mínima en el forjado 8 con un valor de 1/239.

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Forjado 8	1 / 3500	1 / 2864	1 / 216	1 / 239
Forjado 7	1 / 2250	1 / 1853	1 / 160	1 / 186
Forjado 6	1 / 1500	1 / 1212	1 / 124	1 / 140
Forjado 5	1 / 1125	1 / 927	1 / 105	1 / 118
Forjado 4	1 / 1017	1 / 829	1 / 101	1 / 115
Forjado 3	1 / 900	1 / 733	1 / 93	1 / 104
Forjado 2	1 / 875	1 / 657	1 / 94	1 / 97
Forjado 1	1 / 1295	1 / 772	1 / 117	1 / 107

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Imagen 21.7 – Deriva por plantas de la estructura

- El deriva total del edificio es 1/129 y 1/135 para los ejes X e Y respectivamente.

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 1278	1 / 962	1 / 129	1 / 135

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Imagen 21.8 – Deriva total de la estructura

21.4. Introducción de datos para Evaluación de la estructura

La evaluación desempeño de la estructura se realiza con un modelo en el programa SAP2000. En primer lugar decidiremos las unidades a emplear y la plantilla que más se asemeja a nuestra estructura, en este caso “3D Frames”. A partir de ahí se define el número de plantas (8 plantas), la altura entre plantas (4,55 y 3,15 metros), el número de vanos (2 y 3 vanos) y la luz entre vanos (vanos de 5 y 6 metros), modificado manualmente en la rejilla del modelo.

21.4.1. Materiales utilizados

Tras generar la geometría de las estructura, se pasa a definir los materiales, estos son:

- HA-25: resistencia a compresión del hormigón de 25 MPa y módulo de elasticidad de 32 GPa.
- Rebar: (características de un acero B500SD) módulo de elasticidad de $2 \cdot 10^8$ kN/m² (200000 MPa), límite elástico 500000 kN/m² (500 MPa) y límite último de 665000 kN/m² (665 MPa).

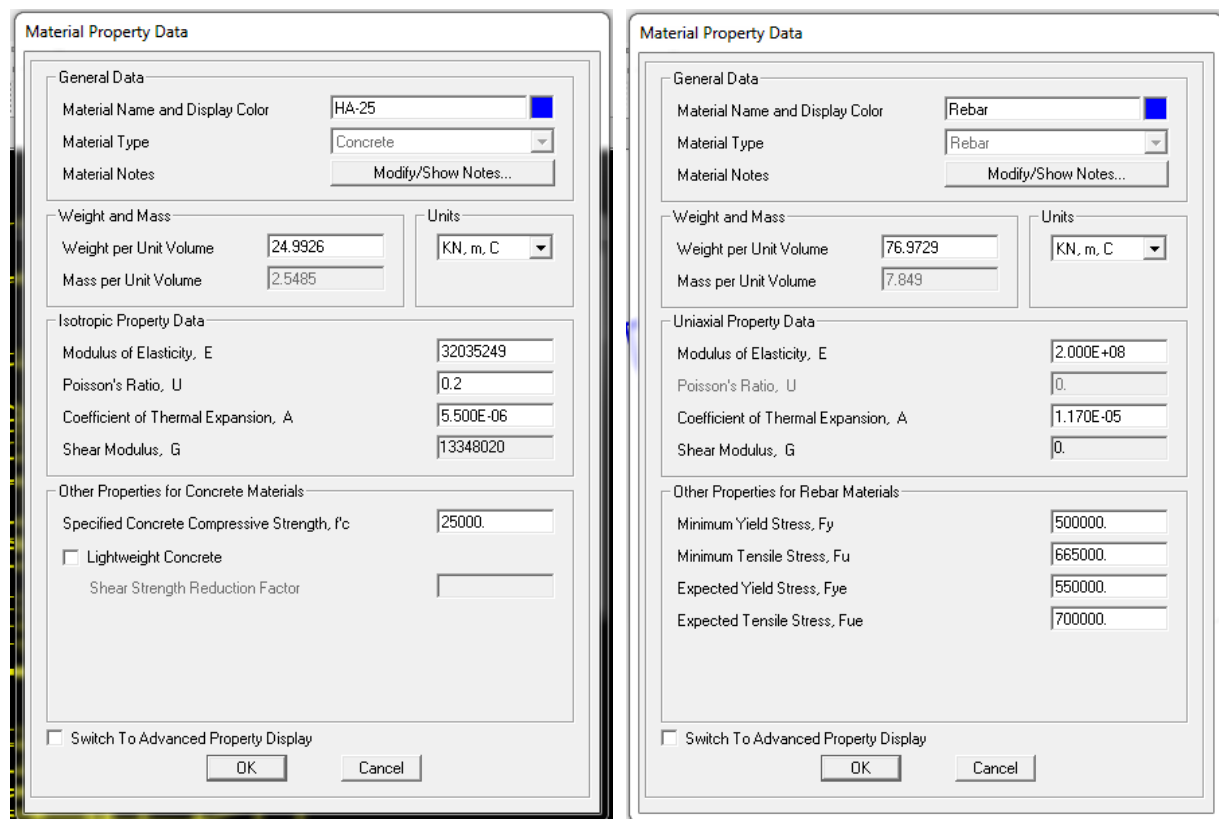


Imagen 21.9 – Definición de los materiales C25/30 y Rebar

21.4.2. Definición de pilares y vigas

Las secciones correspondientes a las vigas y pilares de la estructura serán definidas según los planos obtenidos de CYPECAD. Los factores de reducción de la rigidez de la sección a considerar en el análisis pushover según la NCSE-02 no da valores, tomaremos los valores recomendados por la ATC-40, en vigas es 0,5 y pilares 0,7.

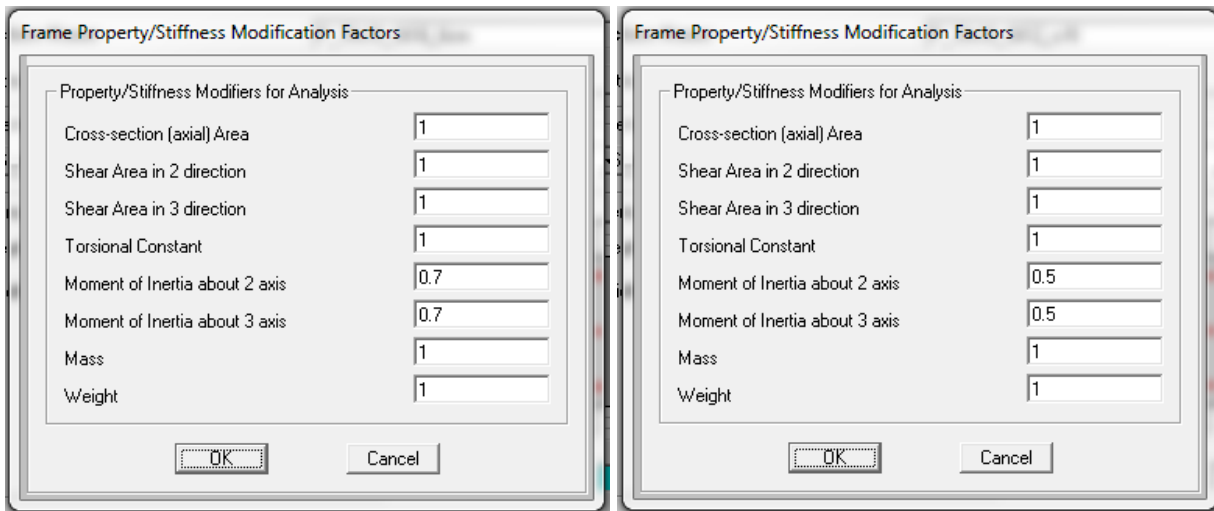


Imagen 21.10 – Factores de reducción de la rigidez a flexión de pilares y vigas

La manera de la introducir las sección y armados de las vigas en como muestra en la Imagen 20.25.

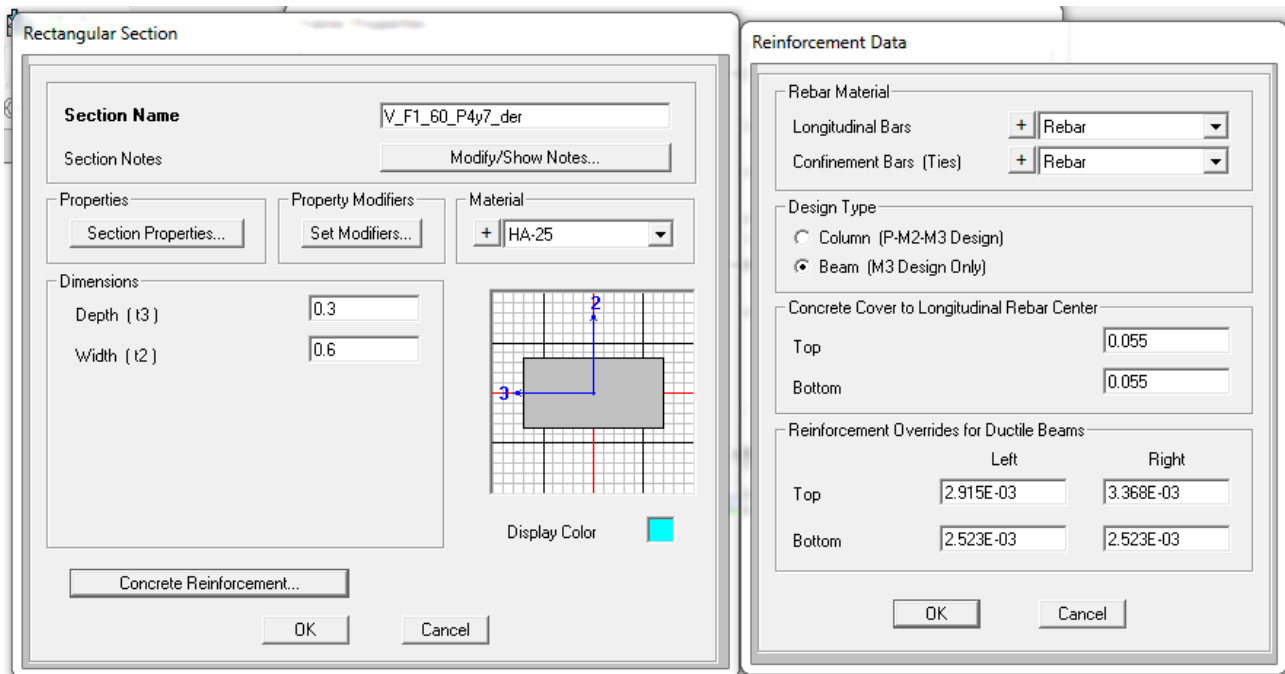


Imagen 21.11 – Introducción de viga V_F1_45_P2_cen

El armado de vigas aparece reflejado en la siguiente tabla, donde se indica los metros cuadrados de armadura en los extremos, es el lugar donde se pueden producir la rotulas plásticas en nuestro modelo.

Tabla 21.1: Cuantía de armadura a flexión de vigas en estructura

Nombre	Cuantías de Acero		Nombre	Cuantías de Acero	
	[m2]	[m2]		[m2]	[m2]
V_F1_50_P1y3_izq	0.002017	0.002017	V_F2,3y4_80_P5y6_der	0.003858	0.004122
	0.001326	0.001326		0.001797	0.001973
V_F1_50_P1y3_cen	0.002017	0.002017	V_F5,6y7_50_P1y3_izq	0.001684	0.001546
	0.001326	0.001326		0.000917	0.000917
V_F1_50_P1y3_der	0.002017	0.002017	V_F5,6y7_50_P1y3_cen	0.001546	0.001546
	0.001326	0.001326		0.000917	0.000917
V_F1_50_P2_izq	0.001810	0.001634	V_F5,6y7_50_P1y3_der	0.001546	0.001684
	0.001407	0.001407		0.000917	0.000917
V_F1_50_P2_cen	0.001747	0.001747	V_F5,6y7_50_P2_izq	0.001477	0.001282
	0.001407	0.001407		0.001074	0.001056
V_F1_50_P2_der	0.001634	0.001810	V_F5,6y7_50_P2_cen	0.001282	0.001282
	0.001407	0.001407		0.001056	0.001056
V_F1_60_P4y7_izq	0.003368	0.002915	V_F5,6y7_50_P2_der	0.001282	0.001477
	0.002523	0.002523		0.001056	0.001074
V_F1_60_P4y7_der	0.002915	0.003368	V_F5,6y7_60_P4y7_izq	0.002124	0.001923
	0.002523	0.002523		0.001257	0.001257
V_F1_80_P5y6_izq	0.003745	0.003695	V_F5,6y7_60_P4y7_der	0.001923	0.002124
	0.002281	0.002281		0.001257	0.001257
V_F1_80_P5y6_der	0.003695	0.003745	V_F5,6y7_80_P5y6_izq	0.002614	0.002212
	0.002281	0.002281		0.001232	0.001232
V_F2,3y4_50_P1y3_izq	0.002262	0.002086	V_F5,6y7_80_P5y6_der	0.002212	0.002614
	0.001395	0.001326		0.001232	0.001232
V_F2,3y4_50_P1y3_cen	0.002086	0.002086	V_F8_50_P1,2y3_izq	0.000760	0.000603
	0.001326	0.001326		0.000603	0.000603
V_F2,3y4_50_P1y3_der	0.002086	0.002262	V_F8_50_P1,2y3_cen	0.000603	0.000603
	0.001326	0.001395		0.000603	0.000603
V_F2,3y4_50_P2_izq	0.002017	0.001810	V_F8_50_P1,2y3_der	0.000603	0.000760
	0.001621	0.001797		0.000603	0.000603
V_F2,3y4_50_P2_cen	0.001810	0.001810	V_F8_60_P4y7_izq	0.000961	0.000804
	0.001458	0.001458		0.000804	0.000804
V_F2,3y4_50_P2_der	0.001810	0.002017	V_F8_60_P4y7_der	0.000804	0.000961
	0.001797	0.001621		0.000804	0.000804
V_F2,3y4_60_P4y7_izq	0.003054	0.002953	V_F8_80_P5y6_izq	0.001232	0.001565
	0.002032	0.002032		0.001005	0.001005
V_F2,3y4_60_P4y7_der	0.002953	0.003054	V_F8_80_P5y6_der	0.001565	0.001232
	0.002032	0.002032		0.001005	0.001005
V_F2,3y4_80_P5y6_izq	0.004122	0.003858			
	0.001973	0.001797			

21.4.3. Asignación de secciones tipo al pórtico

Una vez definido los materiales y secciones, es el momento de trasladar la información al modelo estructural.

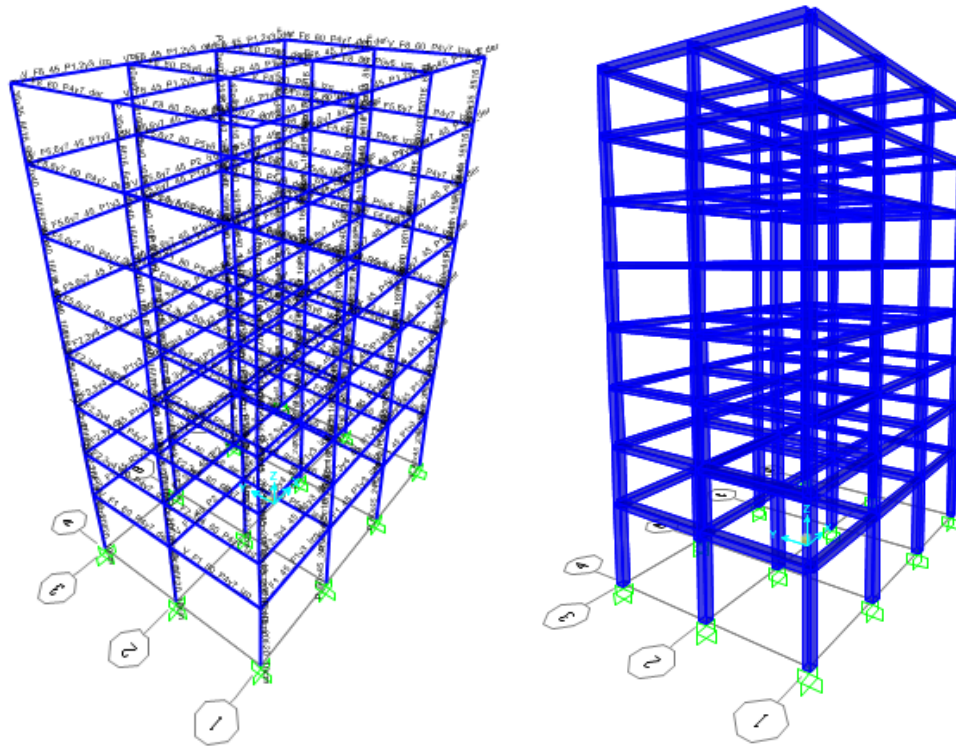


Imagen 21.12 – Colocación de secciones dentro del modelo y modelo en 3D

Dando como resultado una estructura tal como se define en el proyecto.

21.4.4. Diafragma rígido

Los forjados de cada planta se consideran como diafragma rígido, de forma que el desplazamiento horizontal de cada punto perteneciente a un mismo forjado será siempre igual al de resto de puntos de ese forjado.

21.4.5. Cargas de diseño

Pasamos a definir las cargas que actúan sobre la estructura. Las cargas a incluir son peso propio, carga muerta y sobrecarga de uso. La acción del viento no se considera ya que se asume que las sobrecargas actúan con su valor de combinación cuasi-permanente. Para el análisis pushover se consideran dos patrones de carga lateral (modo 1 y uniforme).

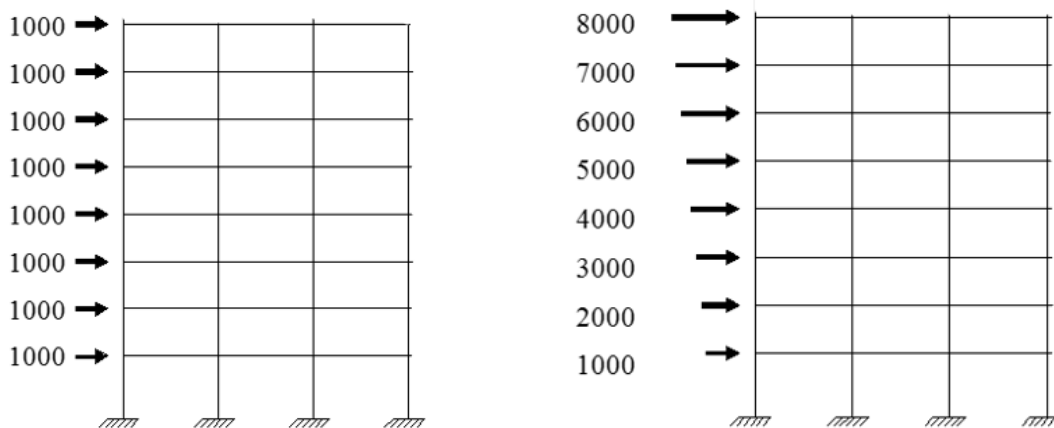


Imagen 21.13 – Modelo de cargar asociados a pushover uniforme y pushover modo 1

21.4.6. Definición del espectro de respuesta

Se introduce el espectro de respuesta sísmica que luego se empleara para realizar un análisis dinámico lineal (Método del espectro de respuesta) y/o para hallar el punto de desempeño sísmico utilizando la metodología del CSM recogida en el ATC 40. El espectro a introducir será el que definimos en CYPECAD según la normativa española NCSE-02.

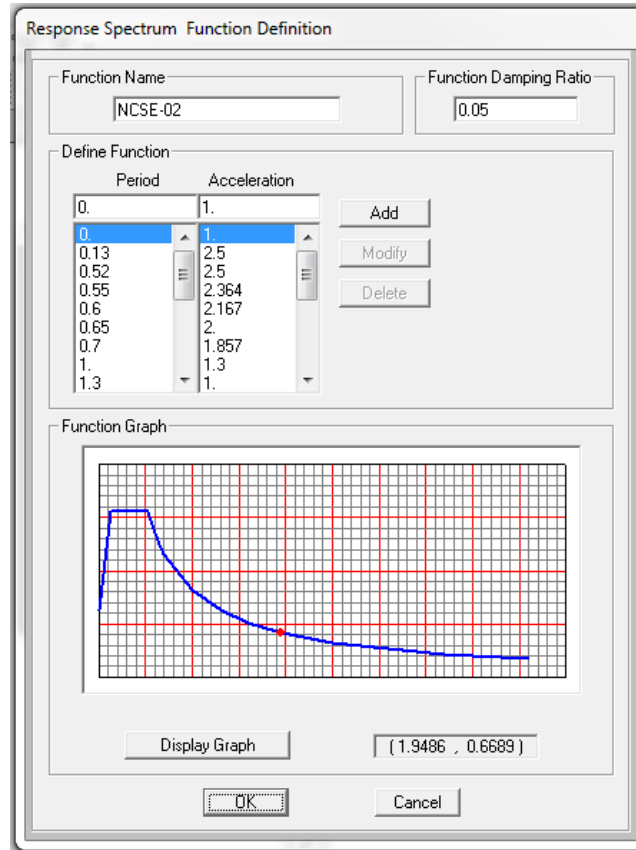


Imagen 21.14 – Pseudo-espectro de respuesta aplicado a la estructura

El objetivo es obtener el punto de desempeño sísmico de la estructura con el espectro de respuesta y la curva pushover, necesitamos definir los parámetros para poder aplicar directamente en SAP2000 la metodología CSM según el ATC 40. El parámetro a introducir es la aceleración de cálculo, que sirve para escalar el pseudo-espectro.

Imagen 21.15 – Parámetros para el análisis CSM según la ATC-40

21.4.7. Definición de masa del sistema

De acuerdo con la normativa sísmica ATC-40, la masa a considerar en el cálculo sísmico es igual a la correspondiente a las cargas permanentes (peso propio y cargas muertas) más la sobrecarga de uso reducida al 25 %.

21.4.8. Rótulas plásticas en vigas y pilares

Para finalizar la definición del modelo estructural, se introduce las rótulas plásticas en vigas y pilares. Según la EHE-08, aplicando su Anejo 10, el cortante que resiste una sección de hormigón armado con armadura transversal de cortante es igual a:

$$V_d = V_{cu} = \left[\frac{0,15\kappa}{\gamma_c} \xi (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15\alpha_l \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d + z \cdot \text{sen}\alpha \cdot (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta) \cdot A_\alpha \cdot f_{yd} \quad (21.1)$$

Se ha realizado un tabla Excel donde se le ha indicado las sección y armado de esta y se ha determinado la resistencia a cortante de los pilares, teniendo en cuenta el canto útil y un valor de β igual a 0,80, el estribado en las cercanías de los nudos está dispuesto a 90° (por tanto su seno vale 1 y su cotangente 0), y que el valor de θ toma un valor de 45° (y por consiguiente, su cotangente valdrá 1), se tiene:

Tabla 21.2: Resistencia a cortante de pilares en zonas próximas al nudo

		VRd (kN)	
		Eje X	Eje Y
Agrupación 1	P_35x35_16_c/0.06	218.04	218.04
	P_40x40_16_c/0.10	241.50	241.50
	P_45x45_16_c/0.10	352.43	352.43
	P_45x45_20_c/0.10	362.52	362.52
Agrupación 2	P_40x40_16_c/0.06	470.03	470.03
	P_40x40_16_c/0.05	431.50	431.50
	P_45x45_20_c/0.06	430.60	430.60
	P_45x45_20_c/0.08	340.12	340.12
	P_60x45_20_c/0.10	482.86	531.62

Para el caso de vigas es igual, sabiendo que el canto útil siempre es de $0.3 - 0.05 = 0.25$ m, el estribado en las cercanías de los nudos consta de varias ramas de $\phi 6$ cada X m dispuestas a 90°, y que el valor de θ toma un valor de 45° se tiene:

Tabla 21.3: Resistencia a cortante de vigas en zonas próximas al nudo

VRd (kN)	P 1, 2 y 3	P 4 y 7	P 5 y 6
F 1	182.98	298.57	291.53
F 2, 3 y 4	182.98	242.83	291.53
F 5, 6 y 7	182.98	239.46	291.53
F 8	182.98	239.46	291.53

Estas resistencias a cortante se han aplicado a las diferentes zonas de la estructura, como se ve la siguiente imagen.

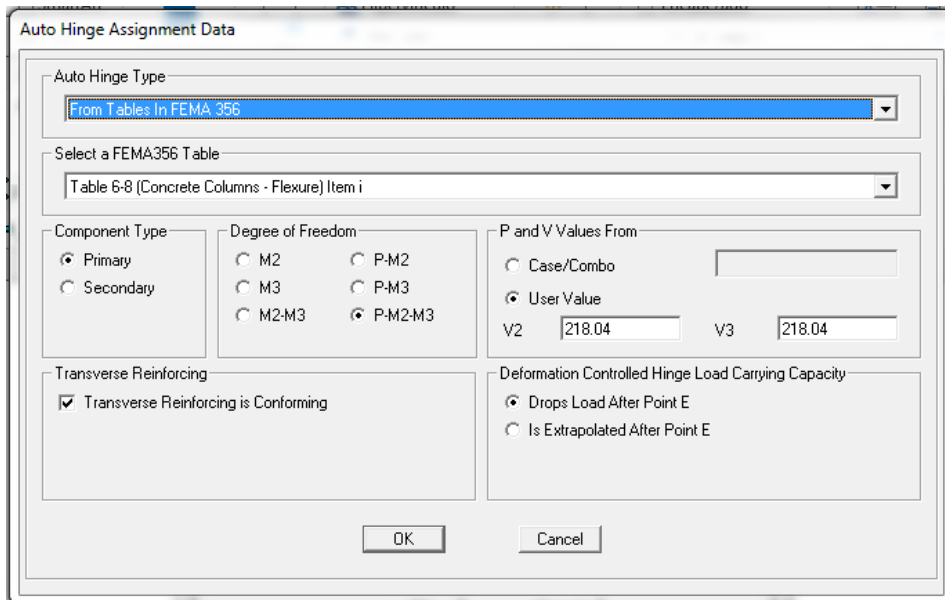


Imagen 21.16 – Propiedades de rotulas plásticas en pilares

Se ilustra el lugar de las posibles zonas plásticas que se sitúan cerca de los nudos. A tratarse de una estructura de tres dimensiones hay muchas rotulas que veremos cómo funcionan los análisis pushover.

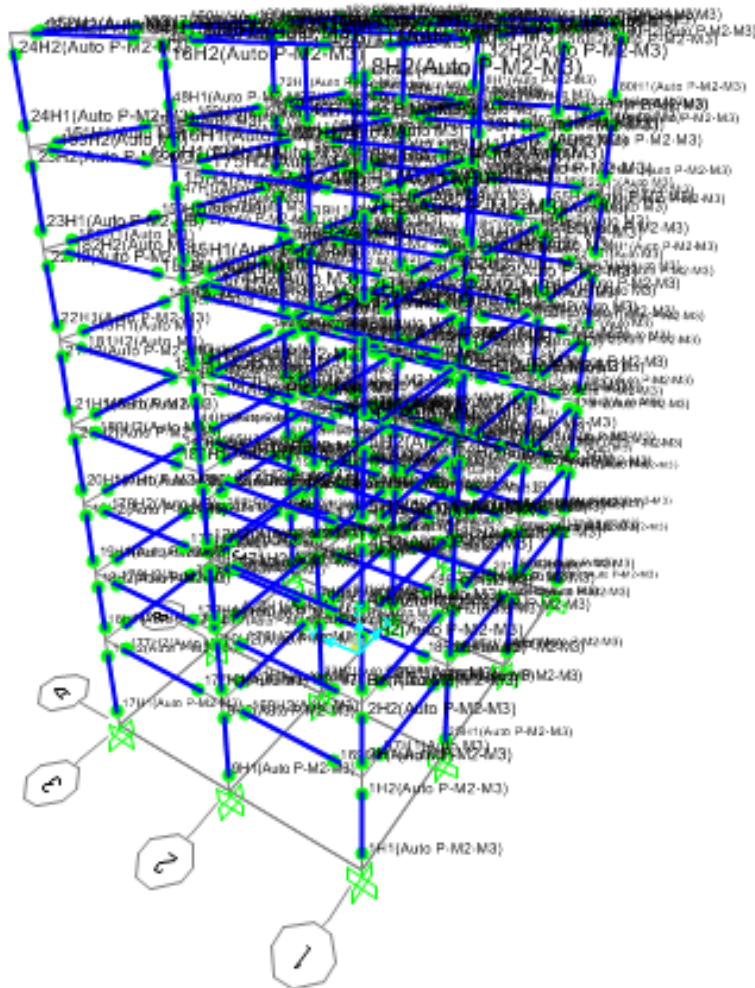


Imagen 21.17 – Imagen previa de rotulas plásticas

21.5. Análisis de la estructura

Una vez acabado la definición de la geometría, materiales, secciones y rotulas plásticas, también los casos de carga y masa de la estructura, se va a pasar a definir los análisis numéricos que se van a realiza. Los casos que se van analizar son Modal, Gravitatorias, Pushover modo 1 y Pushover uniforme para cada eje.

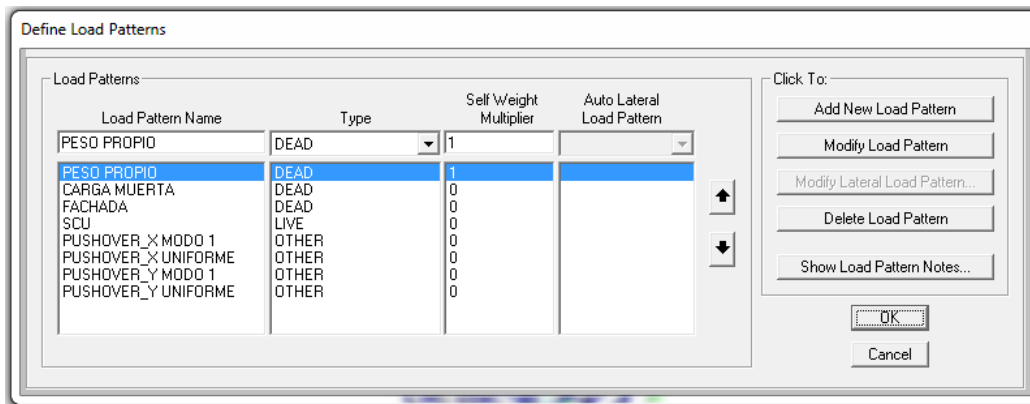


Imagen 21.18 – Casos de carga analizados

En primer lugar se configura el análisis modal, utilizando un máximo de 12 modos de vibración y que efectúe el análisis por el método de los vectores y valores propios. Luego se define el análisis de carga gravitatorias del cual depende los análisis de pushover. Estas cargas tienen lugar durante el sismo, y según la ATC-40 corresponde a las cargas permanentes más un 25% de las cargas de sobrecarga de uso. Este análisis es de tipo no lineal y además se van a tener en cuenta los efectos de P-Delta. Los análisis pushover se configuran partiendo del análisis anterior de “gravitatorias”, considerando la no lineal y los efectos P-Delta.

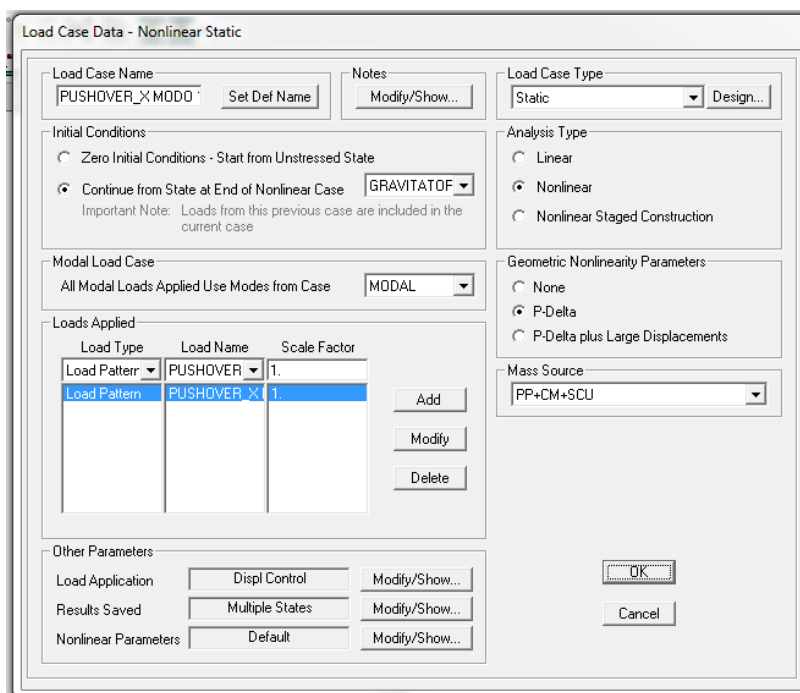


Imagen 21.19 – Análisis Pushover_X Modo 1

21.5.1. Pushover X modo 1

Una vez ejecutado los diferentes análisis, se empieza a trabajar con los resultados del modelo estructural. En primer lugar vamos a analizar el comportamiento y la secuencia de plastificaciones para el análisis pushover correspondiente al eje X en modo 1.

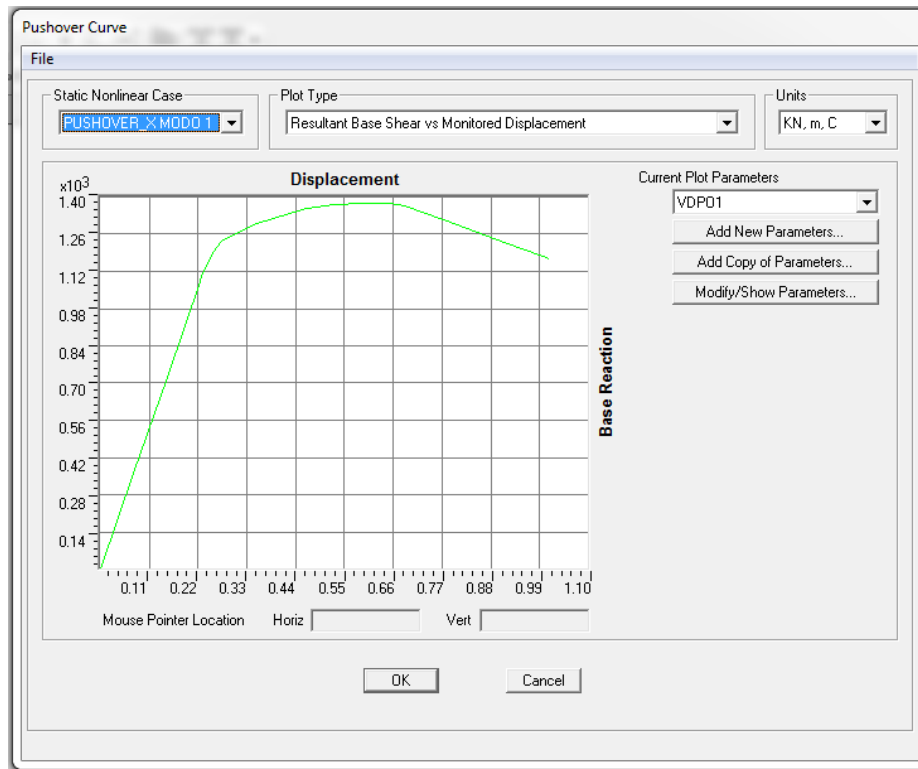


Imagen 21.20 – Grafica Desplazamiento – Cortante basal

El programa nos arroja una tabla con del cortante basal y el desplazamiento en cubierta, el step máximo es el nº 17, con un desplazamiento de la cubierta es de 1,01 m. Ahora transformaremos a coordenadas espectrales con las ecuaciones (20.4) y (20.5). La masa total de la estructura es:

- El peso propio de las vigas es igual al peso específico del hormigón (25 kN/m^3) multiplicado por el ancho, canto y longitud de las vigas, lo que supone 165,75 kN.

$$[(0,50 \cdot 0,30 \cdot 18) + (0,60 \cdot 0,30 \cdot 10) + (0,80 \cdot 0,30 \cdot 10)] \cdot 25 = 172,5 \text{ kN} \quad (21.2)$$

- El peso propio asociado al forjado es aproximadamente de $3,75 \text{ kN/m}^2$, lo que multiplicado por la superficie del forjado (180 m^2) hace un total de 675 kN.
- La carga muerta es de $2,00 \text{ kN/m}^2$, lo que multiplicado por la superficie del forjado (180 m^2) hace un total de 360 kN.
- La sobrecarga de uso se evaluó en 3, 2 y 1 kN/m^2 , lo que multiplicado por la superficie del forjado (180 m^2) hace un total de 540 kN, 360 kN y 180 kN, respectivamente para oficinas, viviendas y cubierta.
- Para cada planta, la suma del peso propio, la carga muerta y el 25% de la sobrecarga de uso resulta igual a 1342,5 kN, 1297,5 kN y 1252,5 kN. Por tanto, la masa de cada planta es 136,9 toneladas, 132,3 toneladas y 127,7 toneladas, respectivamente para oficinas, viviendas y cubierta.
- La masa total del sistema M_T es por tanto es 1058,40 toneladas.

El valor de α_1 es la fracción de la masa total del sistema y Γ_1 el factor de participación modal son

$$\Gamma_1 = 26,60 \cdot \frac{16383,15}{308723,15} = 1,41 \quad (21.3)$$

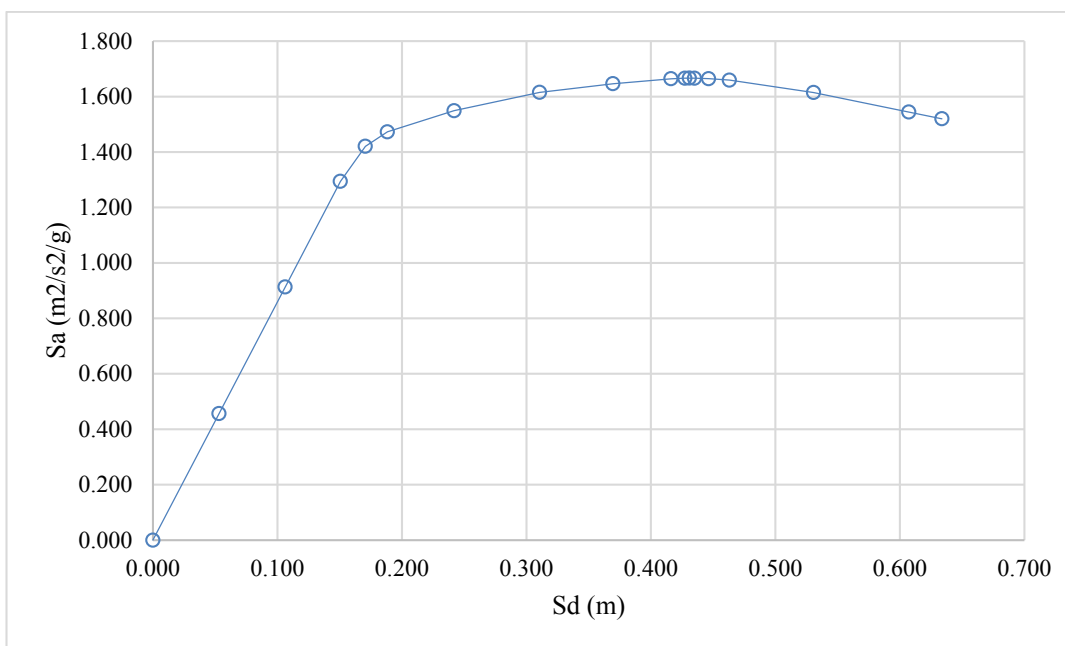
$$\alpha_1 = 1,41 \cdot \frac{1}{26,60} \frac{16383,15}{1058,40} = 0,82 \quad (21.4)$$

Con los valores anteriores se transforma la curva de capacidad en espectro de capacidad, es una transformación que nos permitirá intersectarla con el espectro de demanda.

Tabla 21.4: Transformación de datos

Step	V (kN)	D (m)	S _a	S _d	Step	V (kN)	D (m)	S _a	S _d
0	0.00	0.000	0.000	0.000	10	1448.71	0.603	1.666	0.427
1	396.94	0.075	0.457	0.053	11	1448.89	0.608	1.667	0.431
2	793.88	0.150	0.913	0.106	12	1448.72	0.614	1.666	0.435
3	1125.06	0.213	1.294	0.151	13	1447.10	0.630	1.664	0.446
4	1235.21	0.241	1.421	0.171	14	1442.72	0.654	1.659	0.463
5	1280.45	0.266	1.473	0.188	15	1403.76	0.749	1.615	0.531
6	1346.89	0.341	1.549	0.242	14	1342.46	0.857	1.544	0.607
7	1404.15	0.438	1.615	0.311	15	1321.38	0.895	1.520	0.634
8	1431.36	0.522	1.646	0.370	16	1448.71	0.603	1.666	0.427
9	1446.88	0.587	1.664	0.416	17	1448.89	0.608	1.667	0.431

El espectro de capacidad queda de la siguiente forma.



Grafica 21.1 – Espectro de capacidad de la estructura en eje X

Ahora se representa de manera simplificada, en formato bilineal, el espectro de capacidad con la ayuda del programa SAP2000, aplicando el método de cálculo del FEMA 356. Se obtiene la Imagen 21.19, el cual sitúa el punto de cedencia a $V_y = 1291,52$ kN, y $D_y = 0,247$ m y el punto de capacidad última, $V_u = 1441,83$ kN, y $D_u = 0,566$ m. Estos valores se transforman con ayuda de las ecuaciones (20.4) y (20.5) y da para unas coordenadas de desplazamiento espectral $S_{dy} = 0,175$ $S_{ay} = 1,486$ $S_{du} = 0,401$ $S_{ay} = 1,658$. La relación entre el punto de capacidad última y el punto de cedencia es 2,30.

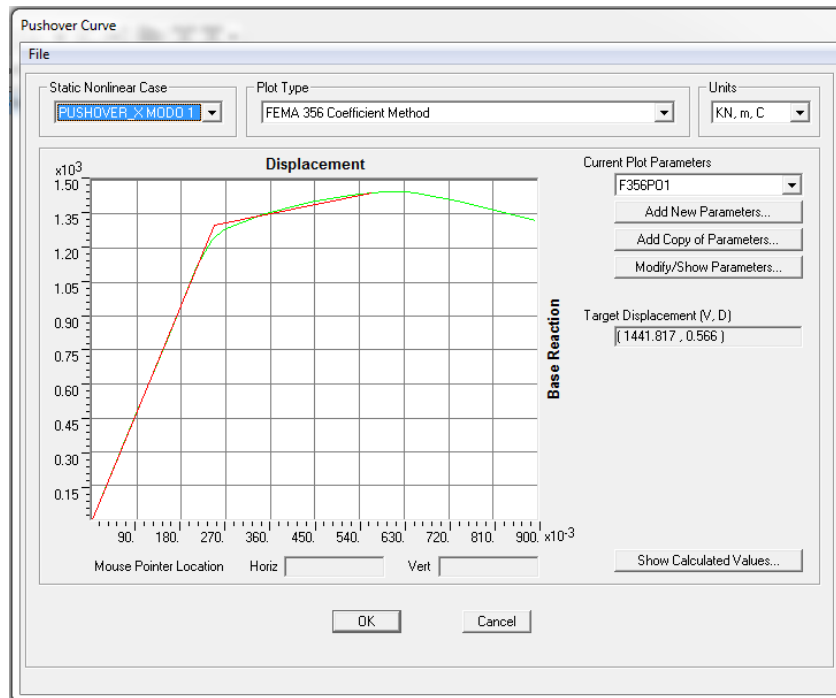
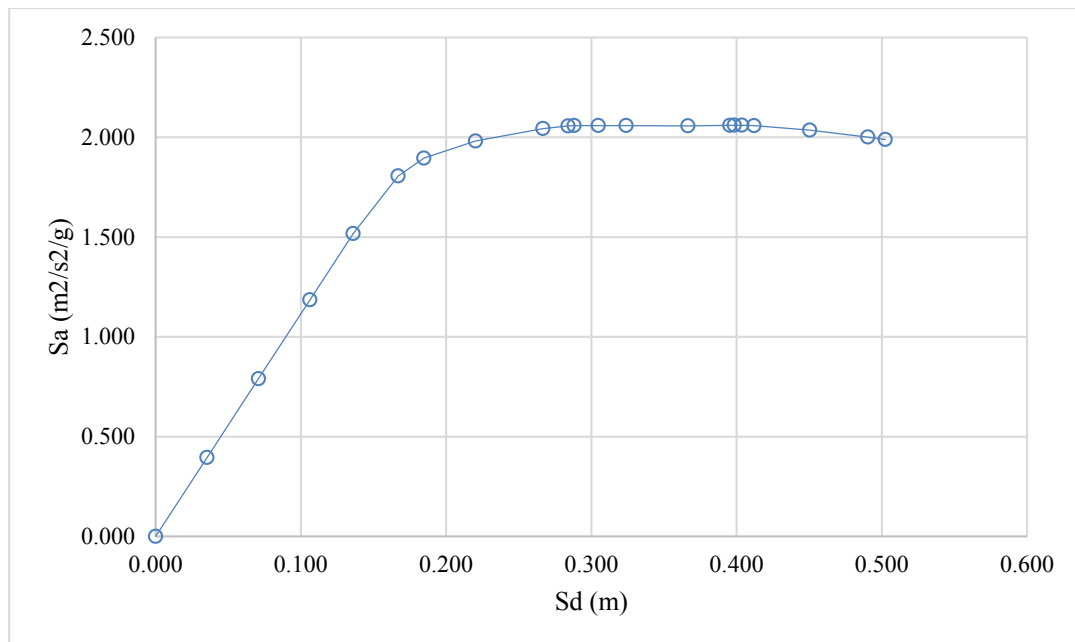


Imagen 21.21 – Modelo bilineal de espectro de respuesta según FEMA 356 para pushover X modo 1

21.5.2. Pushover Y modo 1

El pushover en Y es igual que el anterior, dando como resultado la siguiente curva de capacidad:



Grafica 21.2 – Espectro de capacidad de la estructura en eje Y

Se obtiene el punto de cedencia a $V_y = 1684,07$ kN, y $D_y = 0,247$ m y el punto de capacidad última, $V_u = 1788,62$ kN, y $D_u = 0,497$ m. Estos valores se transforman con ayuda de las ecuaciones (20.4) y (20.5) y da para unas coordenadas de desplazamiento espectral $S_{dy} = 0,175$ $S_{ay} = 1,937$ $S_{du} = 0,352$ $S_{ay} = 2,057$. La relación entre el punto de capacidad última y el punto de cedencia es 2,01.

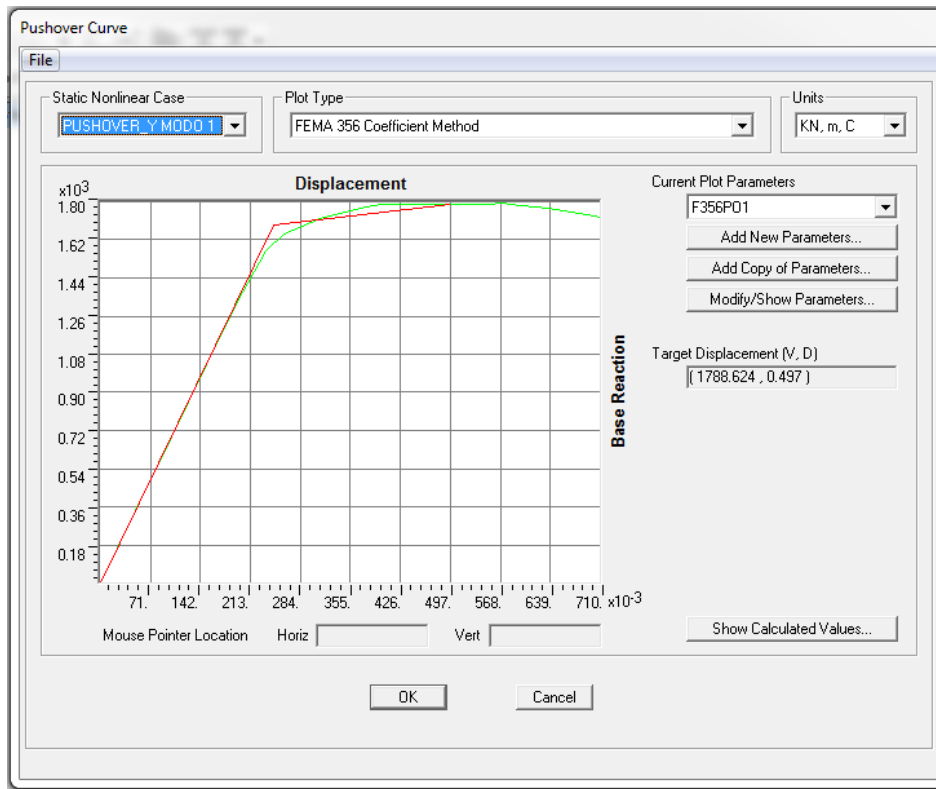


Imagen 21.22 – Modelo bilineal de espectro de respuesta según FEMA 356 para pushover Y modo 1

Ya tenemos las dos curvas de capacidad, ahora se obtendrá el rango de daños en función del desplazamiento.

21.6. Evaluación de la estructura

21.6.1. Umbrales de daño en el eje X

Con los datos de curva de capacidad de la estructura se define los umbrales que separarán 5 estados. Estos umbrales pueden estimarse a partir del propio espectro de capacidad una vez conocidas las coordenadas, el criterio para definir los daños es el de Lagomarsino & Penna.

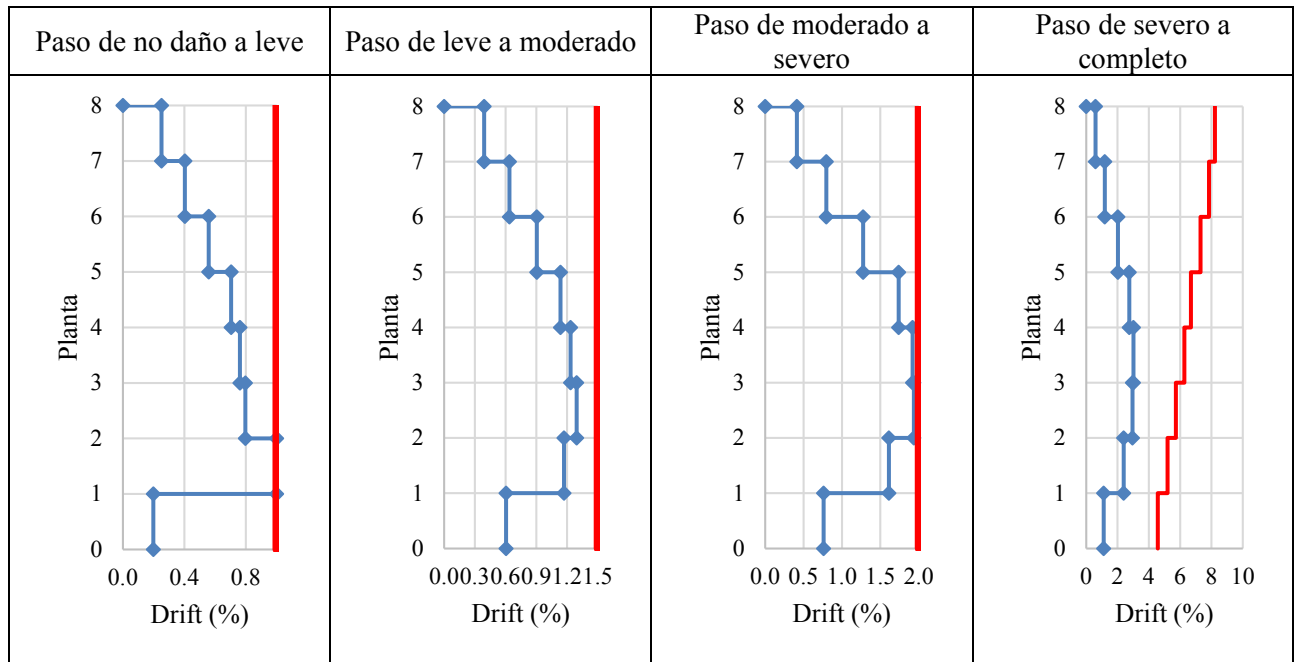
Tabla 21.5: Estados de daño de la estructura en el eje X

Estado de daño	Umbrales	Estructura ($S_{dy} = 0,175$; $S_{du} = 0,634$)
Sin daño	$0 \leq S_d < 0,7 \cdot S_{dy}$	$0 \leq S_d < 0,122$
Daño leve	$0,7 \cdot S_{dy} \leq S_d < S_{dy}$	$0,122 \leq S_d < 0,175$
Daño moderado	$S_{dy} \leq S_d < S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{dy} - S_{du})$	$0,175 \leq S_d < 0,231$
Daño severo	$S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{dy} - S_{du}) \leq S_d < S_{du}$	$0,231 \leq S_d < 0,401$
Daño completo	$S_d > S_{du}$	$S_d > 0,401$

Ahora comprobaremos que los umbrales cumplen las restricciones de drift impuestas por el ATC 40, así como el nivel de desempeño en las rótulas plásticas acuerdo con el ATC 40/FEMA 356. El step de paso de “no daño” a daño “leve” es el 2, de “leve” a “moderado” es el 4, de “moderado” a “severo” es el 6 y “severo” al estado “completo” es el 8.

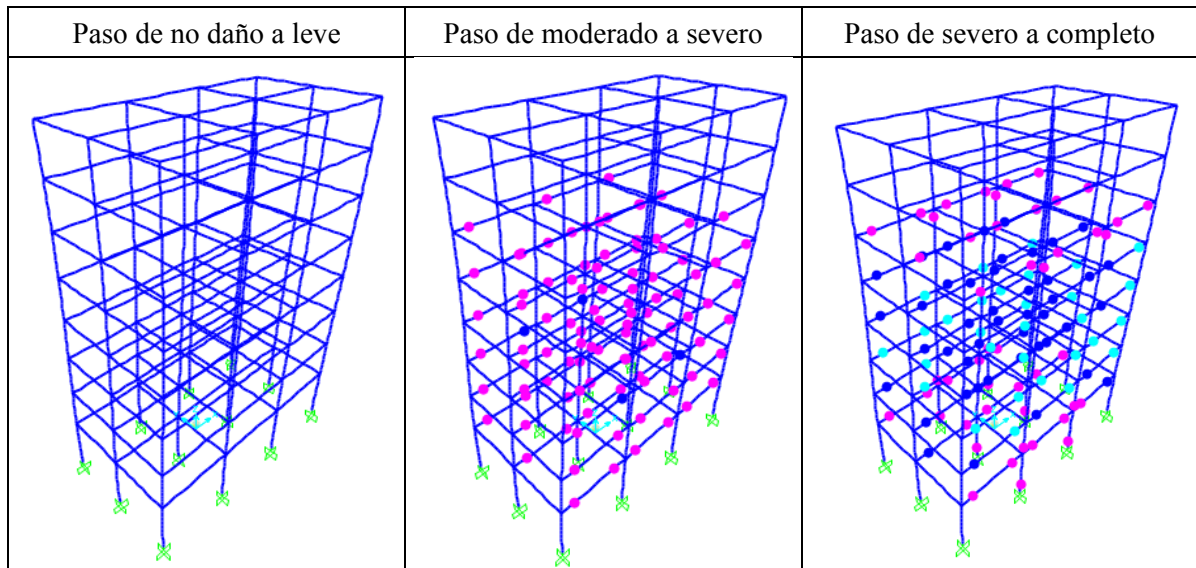
En la comprobación de los drift se observa que cumple para cada caso, por tanto los umbrales definidos están bien aplicados, podemos ver que las limitaciones han sido del 1%, 1,5%, 2% y $33 \cdot V_i/P_i\%$.

Tabla 21.6: Análisis del drift de la estructura en el eje X

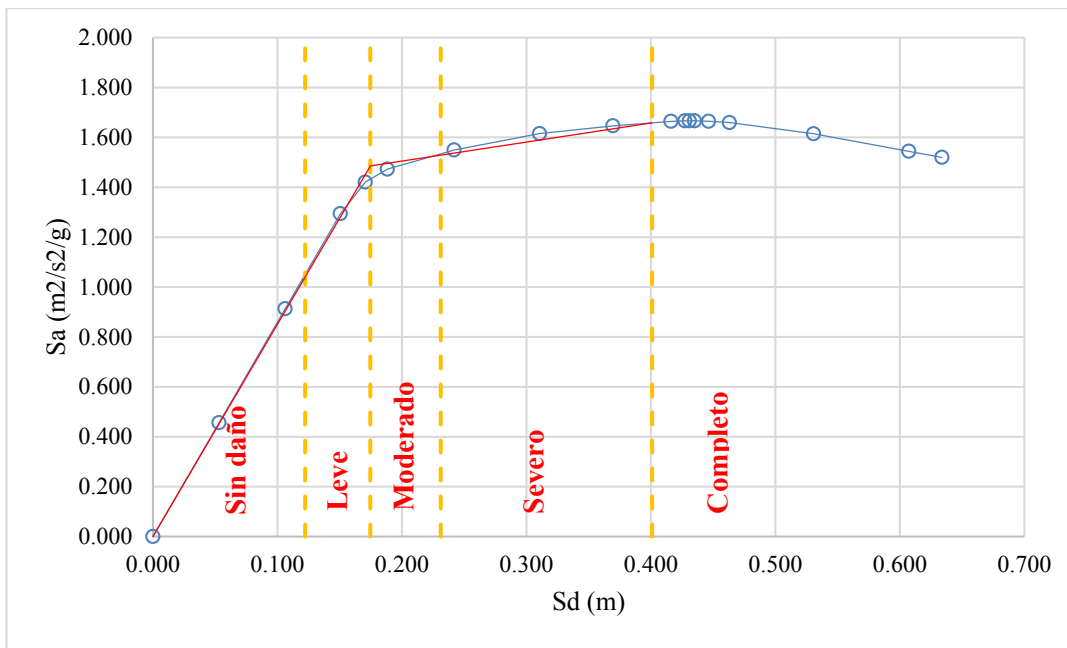


En la comprobación de las rótulas plásticas según los valores límites establecidos por el ATC 40 y la FEMA 356, se observa que para el paso de no daño a leve las rótulas no han llegado al estado de seguridad para la vida, de leve a moderado empieza a aparecer este tipo de rótulas y por ultimo antes de llegar a daño completo la rótula están pre-colapso, el siguiente step ya colapsan rótulas.

Tabla 21.7: Zonas plastificadas en la estructura en el eje X



Las comprobaciones anteriores validan completamente los umbrales de daño calculado antes. Ahora se representa el espectro de capacidad con los umbrales de daño.



Gráfica 21.3 – Espectro de capacidad con umbrales de daños de la estructura en el eje X

21.6.2. Umbrales de daño en el eje Y

Con los datos de curva de capacidad de la estructura se definen los umbrales que separarán 5 estados. Estos umbrales pueden estimarse a partir del propio espectro de capacidad una vez conocidas las coordenadas, el criterio para definir los daños es el de Lagomarsino & Penna.

Tabla 21.8: Estados de daño de la estructura en el eje X

Estado de daño	Umbrales	Estructura ($S_{dy} = 0,175$; $S_{du} = 0,502$)
Sin daño	$0 \leq S_d < 0,7 \cdot S_{dy}$	$0 \leq S_d < 0,123$
Daño leve	$0,7 \cdot S_{dy} \leq S_d < S_{dy}$	$0,123 \leq S_d < 0,175$
Daño moderado	$S_{dy} \leq S_d < S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{dy} - S_{du})$	$0,175 \leq S_d < 0,220$
Daño severo	$S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{dy} - S_{du}) \leq S_d < S_{du}$	$0,220 \leq S_d < 0,352$
Daño completo	$S_d > S_{du}$	$S_d > 0,352$

Ahora comprobaremos que los umbrales cumplen las restricciones de drift impuestas por el ATC 40, así como el nivel de desempeño en las rótulas plásticas acuerdo con el ATC 40/FEMA 356. El step de paso de “no daño” a daño “leve” es el 3, de “leve” a “moderado” es el 6, de “moderado” a “severo” es el 7 y “severo” al estado “completo” es el 13.

En la Tabla 21.9 se comprueba que los drift cumplen para cada caso, por tanto los umbrales definidos están bien aplicados, podemos ver que las limitaciones han sido del 1%, 1,5%, 2% y $33 \cdot V_i/P_i\%$.

En la Tabla 21.10 se realiza la comprobación de las rótulas plásticas según los valores límites establecidos por el ATC 40 y la FEMA 356, se observa que para el paso de no daño a leve las rótulas no han llegado al estado de seguridad para la vida, de leve a moderado empieza a aparecer este tipo de rótulas y por último antes de llegar a daño completo la rótula está pre-colapso, el siguiente step ya colapsan rótulas.

Tabla 21.9: Análisis del drift de la estructura en el eje Y

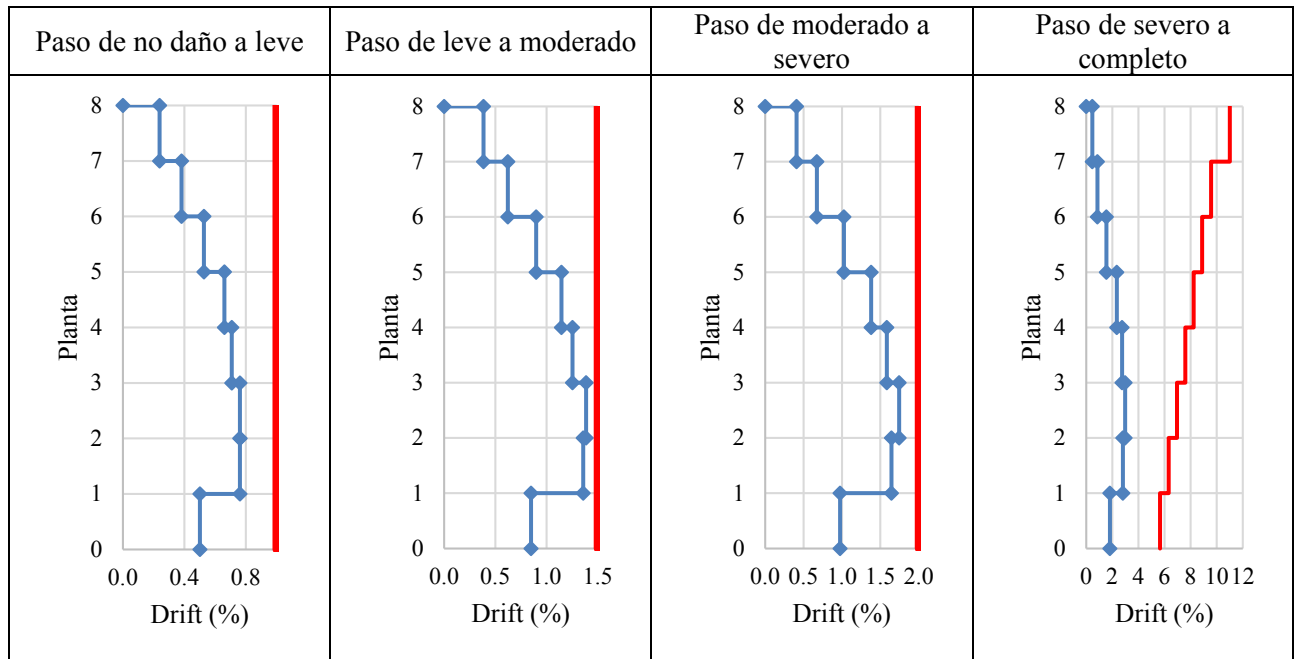
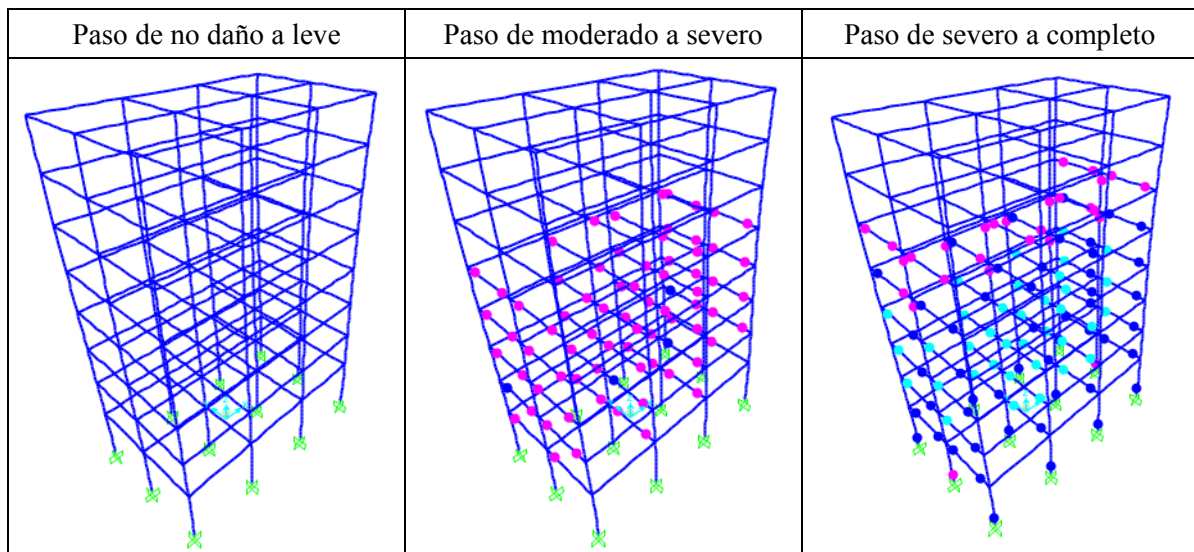


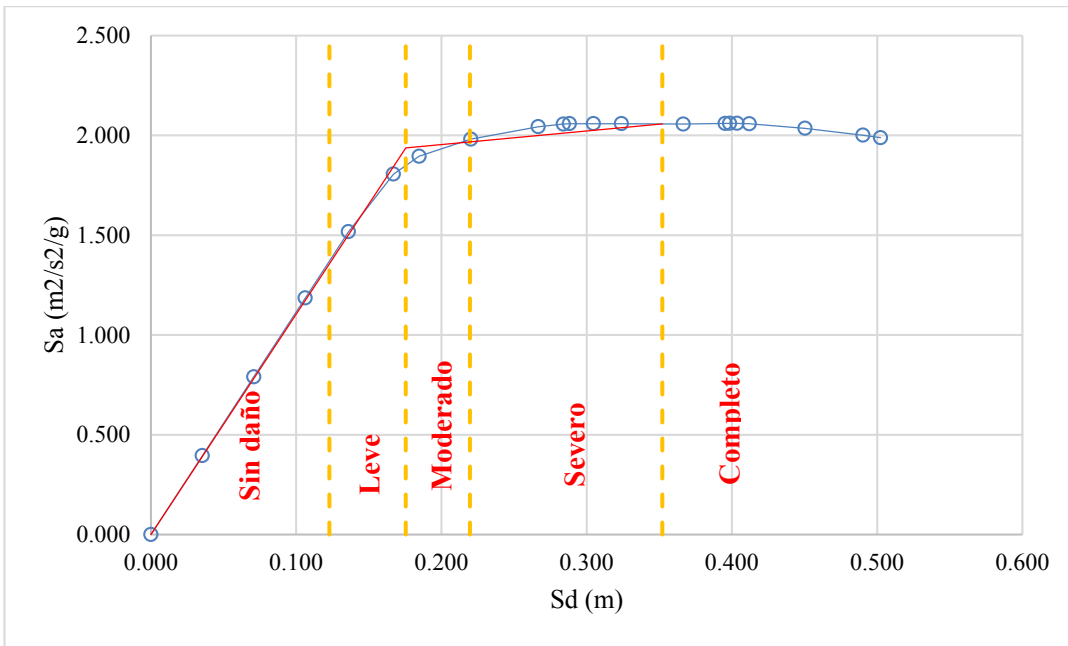
Tabla 21.10: Zonas plastificadas en la estructura en el eje Y



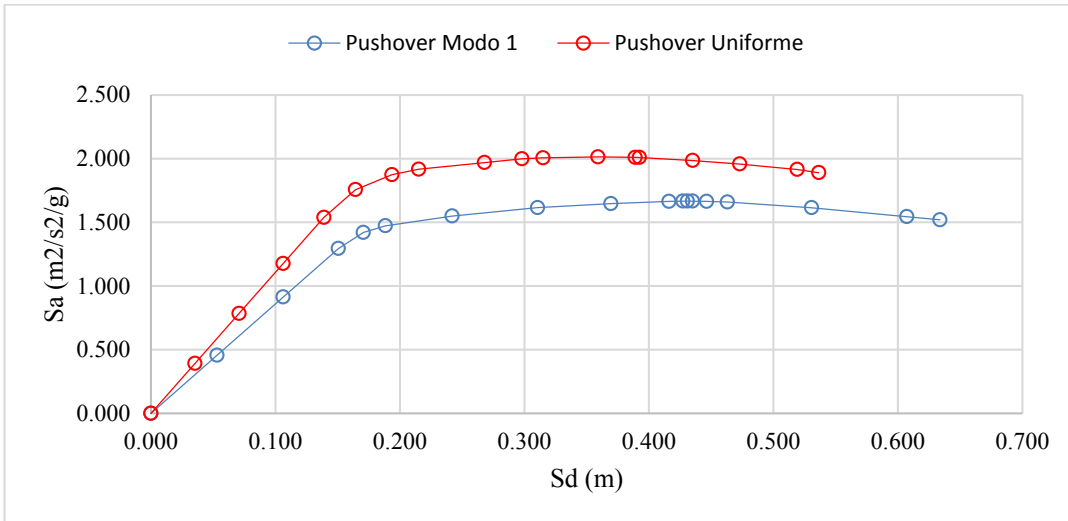
Las comprobaciones anteriores validan completamente los umbrales de daño calculado antes.

21.6.3. Comprobación de que no se produce un mecanismo de fallo por planta

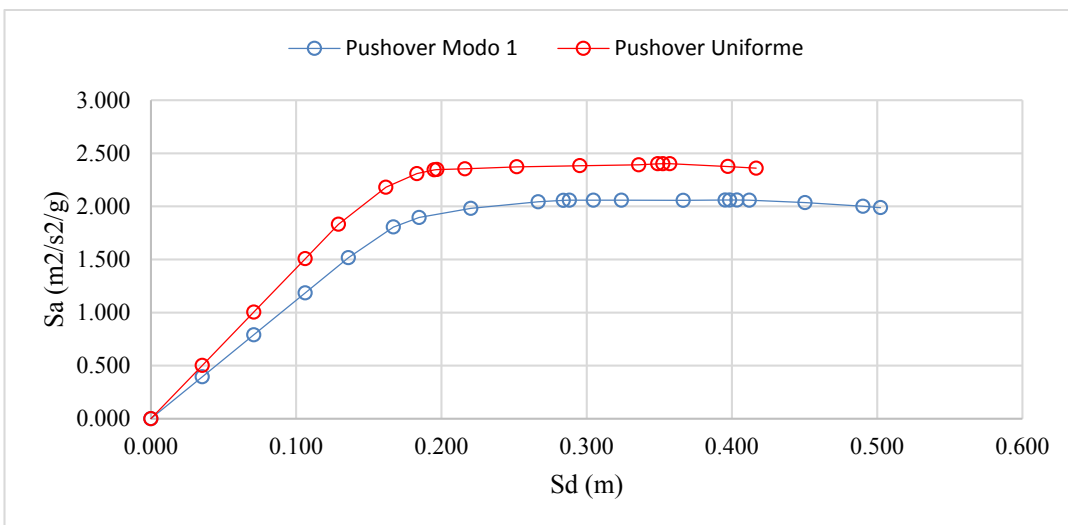
Con los análisis de pushover de patrón uniforme se comprueba que no producen un mecanismo de colapso antes que un patrón de cargas que se ajusta a primer modo de vibración. Para el caso de las dos direcciones se ha mostrado los gráficos que indican que predominan los modos 1 antes que los modos uniformes, además se ha comprobado que no parecen rotulas en los extremos inferior de los pilares de planta hasta el desplazamiento de cabeza 0,445 metros que está por debajo de nuestro valor máximo de desplazamiento establecido en 0,566 metros en el eje X. Para el eje opuesto el valor del desplazamiento de cabeza ocurre en 0,305 metros que está por debajo de nuestro valor máximo de desplazamiento 0,497 metros.



Gráfica 21.4 – Espectro de capacidad con umbrales de daños de la estructura en el eje X



Gráfica 21.5 – Comparación de Pushover modo 1 y uniforme en eje X



Gráfica 21.6 – Comparación de Pushover modo 1 y uniforme en eje Y

21.6.4. Punto de desempeño sísmico y daño medio

En esta parte del análisis se quiere identificar la situación más probable que este la estructura cuando aparezca el sismo, además dependerá de la forma de vibrar, eje X o eje Y, se va a proceder a dar los resultados según el programa aplicando la metodología del ATC-40.

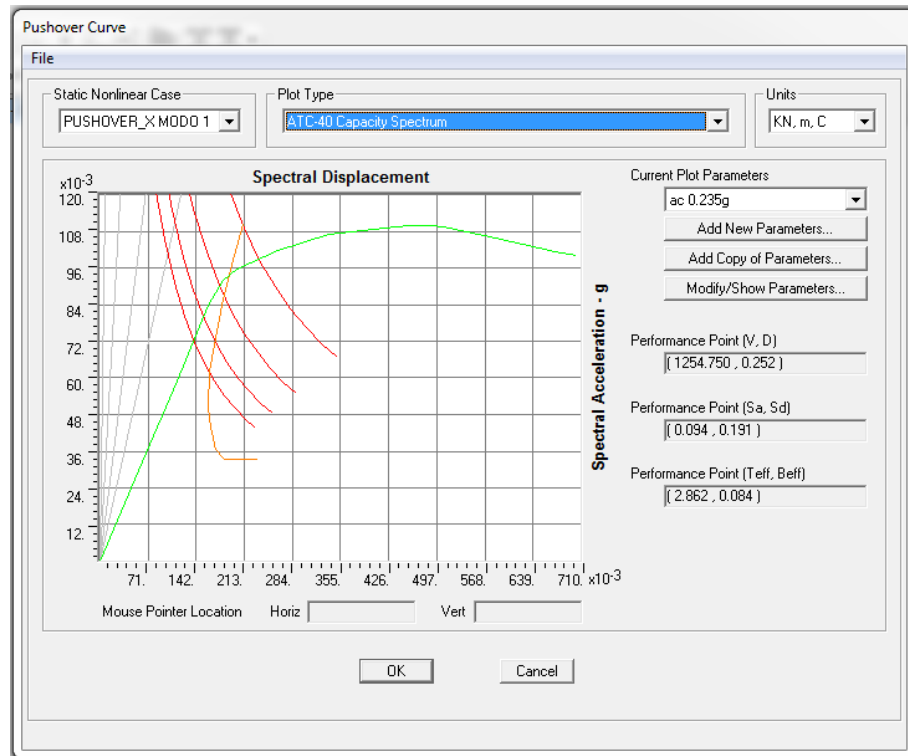


Imagen 21.23 – Punto de desempeño según CSM para la estructura en el eje X

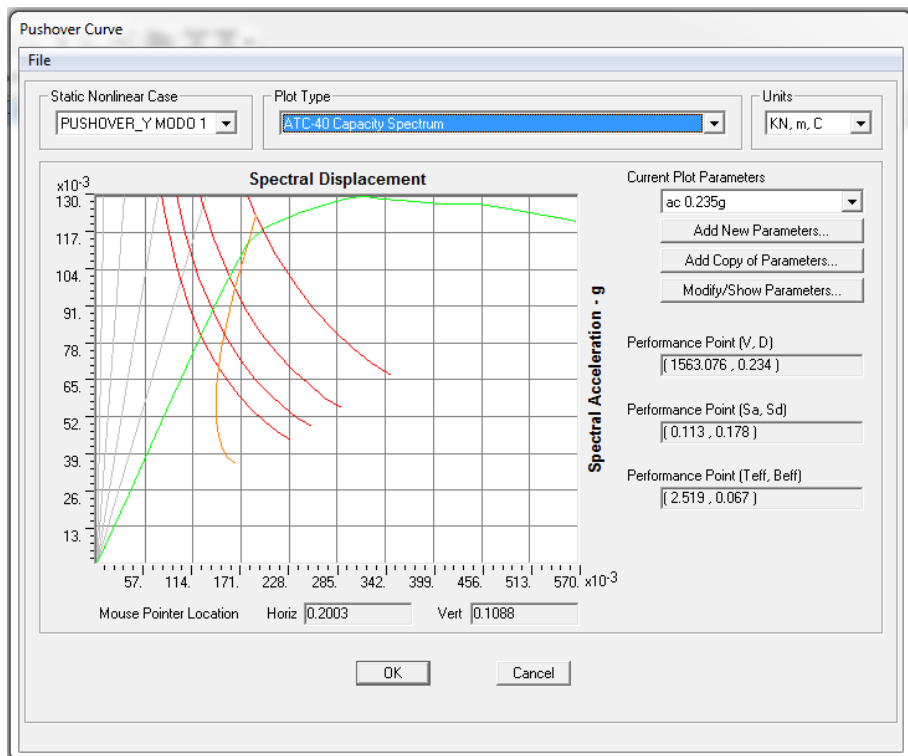


Imagen 21.24 – Punto de desempeño según CSM para la estructura en el eje Y

El programa calcula el punto de desempeño sísmico el cual podemos ver de forma gráfica, y con sus correspondientes coordenadas, en formato V-D y espectral. Para el eje X la estructura tiene el punto de desempeño sísmico en $V_{dp} = 1254,75 \text{ kN} - D_{dp} = 0,252 \text{ m}$; $S_{a,dp} = 0,094 - S_{d,dp} = 0,191$, según la distribución de la Gráfica 21.3, el grado más probable según este evento sísmico es que la estructura tenga daños moderados. . Para el eje Y la estructura tiene el punto de desempeño sísmico en $V_{dp} = 1563,08 \text{ kN} - D_{dp} = 0,235 \text{ m}$; $S_{a,dp} = 0,113 - S_{d,dp} = 0,178$, según la distribución de la Gráfica 21.4, el grado más probable según este evento sísmico es que la estructura tenga daños leves.

Por lo tanto cumple el criterio de no colapsar la estructura y así evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico de que puedan ocasionar los terremotos futuros según dice la NCSE-02.

BIBLIOGRAFÍA

- AEN/CTN 140. (2010). *UNE-EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.
- AEN/CTN 140. (2011). *UNE-EN 1998-1 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.
- AEN/CTN 140. (2011). *UNE-EN 1998-5. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistente. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.
- ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ATC-13. (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*. California, USA: Applied Technology Council.
- ATC-20. (1989). *Post-earthquake safety evaluation of buildings*. California, USA: Applied Technology Council.
- ATC-20-3. (1989). *Case studies in rapid post-earthquake safety evaluation of buildings*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC-21. (1988). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazard: Volume 1, Handbook*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC-21. (1988). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazard: Volume 2, Support Documentation*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC-29-1. (1998). *Proceeding of seminar on seismic design, retrofit, and performance of nonstructural components*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC-3-06. (1978). *Tentative provisions for the development of seismic regulations for building*. California, USA: Applied Technology Council.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Volume 1*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Volume 2 (appendices)*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC-51. (2000). *U.S.-Italy collaborative recommendations for improved seismic safety of hospitals in Italy*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC-58-2. (2003). *Preliminary evaluation of methods for defining performance*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- Bernal, J. R. (2006). *Hormigón Armado: Columnas*. Madrid: Nobuko.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras. Cuarta edición*. University of California at Berkeley: PEARSON.

- Comisión Europea. (2004). *An advance approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns*. Luxemburg: RISK-UE Project.
- Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. (2009). *NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Comisión Permanente del Hormigón. (2011). *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Comité ACI 318. (2011). *ACI 318S-11. Requisitos de Reglamentos para Concreto Estructural y Comentario*. Detroit: American Concrete Institute.
- Consejería de Presidencia de la Región de Murcia. (2006). *Plan especial de protección civil ante el riesgo sísmico en la región de Murcia*. Murcia: Consejería de Presidencia de la Región de Murcia.
- Elghazouli, A. Y. (2009). *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*. New York: Taylor & Francis.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592.
- FEMA. (1997). *FEMA 273. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of building*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (1997). *FEMA 274. NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (1997). *FEMA 275. Planning for Seismic Rehabilitation: Societal Issues Issued*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (1998). *FEMA 310. Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2000). *FEMA 349. Action plan for performance based seismic design*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2000). *FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2005). *FEMA 440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2006). *FEMA 445. Next-Generation Performance-Based Program*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Garzón, J. (2014). *Evaluación de la vulnerabilidad de edificios de hormigón armado mediante CSM y curvas de fragilidad*. Valencia.
- Instituto Geográfico Nacional. (23 de Noviembre de 2014). *Instituto Geográfico Nacional*. Obtenido de IGN: <http://www.ign.es/ign/layout/sismo.do>
- Juan Carlos Arroyo Portero, F. M. (2009). *Jiménez Montoya. Hormigón armado*. Barcelona: Gustavo Gili SL.
- Kalkan, E. (7 de Diciembre de 2014). *Mapas de Riesgo Sísmico de California Teniendo en cuenta los efectos de sitio*. Obtenido de <http://nsmp.wr.usgs.gov/ekalkan/California/index.html>

- Kalkan, E., Wills, C. J., & Branum, D. M. (20 de Febrero de 2015). *Seismic Hazard Mapping of California Considering Site Effects*. Obtenido de USGS: <http://nsmp.wr.usgs.gov/ekalkan/California/index.html>
- Lagomarsino & Penna. (2003). *Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology. WP4: Vulnerability assessment of current buildings. RISK-UE project: An advance approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns*.
- Melone Salvador, S. (2012). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- SEAOC. (1988). *Recommended lateral force requirements and tentative commentary*. Sacramento, CA: Seismology Committee. Structural Engineering Association of California.
- SEAOC. (1995). *Performance based seismic engineering of building*. Sacramento, CA: VISION 2000 Committee. Structural Engineering Association of California.
- SEAOC. (1999). *Blue Book (Seventh Edition with Commentary ed.)*. Sacramento, California: Structural Engineers Association of California.
- SISMIMUR. (2006). *Plan especial de protección civil ante el riesgo sísmico en la Región de Murcia*. Murcia: Comunidad Autónoma de la Región de Murcia.
- USGS. (25 de Febrero de 2015). *Seismic Design Maps*. Obtenido de USGS: <http://earthquake.usgs.gov/designmaps/us/application.php>

ANEXOS

ANEXO 1: ESTUDIO Y ANÁLISIS DE PARAMETROS CONSTRUCTIVOS EN DIFERENTES NORMATIVAS

22. Estudio y análisis de cálculo de cuantía mecánica volumétrica

La cuantía mecánica volumétrica es un término que hace referencia una relación entre el volumen de armadura y el volumen de hormigón, para medir la cantidad de armadura transversal efectiva con garantía de favorecer un valor alto para posible roturas dúctiles y un valor bajo para posibles roturas frágiles. Esta cuantía se calcula en las zonas críticas de los elementos estructurales primarios y se define como:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volumen de los cercos de confinamiento}}{\text{Volumen del nucleo de hormigon}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (22.1)$$

En las diferentes normas se utiliza varias cuantías como valor mínimo, en función de la ductilidad elegida. Se va estudiar cuales deben ser los armados para cumplir esta limitación.

22.1. Cuantía mínima volumétrica de 0,08

En la zonas críticas de las norma EC-8 y Anejo de 10 de EHE-08 indica que se debe disponer una cuantía mínima volumétrica de 0,08. Se va a determinar en pilares como debe ser el armado mínimo transversal para cumplir este criterio, en función de varios parámetros. Para la siguiente tabla se ha considerado un único cerco exterior, que proporciona el volumen de armadura de cercos, para secciones de pilares más grandes se pueden aumentar las separaciones teniendo en cuenta que la armadura a disponer por otros criterios es mayor.

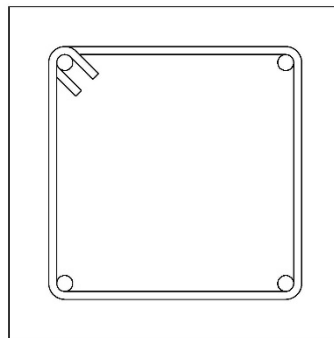


Figura 22.1 – Sección Tipo

Tabla 22.1: Armados para cumplir la cuantía volumétrica mínima de 0,08

Dimensiones			Materiales		Arm Trans		ω_{wd}
X	Y	Rec	fck	fyk	Ø	Sep	
mm	mm	mm	MPa	MPa	mm	mm	
250	250	30	25	500	6	200	0.080
250	250	30	30	500	6	160	0.084
250	250	30	35	500	6	140	0.082
250	250	30	40	500	6	120	0.084
250	250	30	45	500	6	110	0.081
250	250	30	50	500	6	100	0.080
X	Y	Rec	fck	fyk	Ø	Sep	ω_{wd}
mm	mm	mm	MPa	MPa	mm	mm	
300	300	30	25	500	6	150	0.084
300	300	30	30	500	6	130	0.081
300	300	30	35	500	6	110	0.082
300	300	30	40	500	6	90	0.088
300	300	30	45	500	6	80	0.088
300	300	30	50	500	6	70	0.090

Tabla 22.2: Armados para cumplir la cuantía volumétrica mínima de 0,08

Dimensiones			Materiales		Arm Trans		ω_{wd}
X	Y	Rec	fck	fyk	Ø	Sep	
mm	mm	mm	MPa	MPa	mm	mm	
350	350	30	25	500	6	130	0.080
350	350	30	30	500	6	100	0.087
350	350	30	35	500	6	90	0.082
350	350	30	40	500	6	80	0.081
350	350	30	45	500	6	70	0.082
350	350	30	50	500	8	110	0.085
400	400	30	25	500	6	110	0.080
400	400	30	30	500	6	90	0.082
400	400	30	35	500	6	70	0.090
400	400	30	40	500	8	120	0.082
400	400	30	45	500	8	110	0.080
400	400	30	50	500	8	90	0.088

Dimensiones			Materiales		Arm Trans		ω_{wd}
X	Y	Rec	fck	fyk	Ø	Sep	
mm	mm	mm	MPa	MPa	mm	mm	
450	450	30	25	500	6	90	0.085
450	450	30	30	500	6	80	0.080
450	450	30	35	500	8	120	0.082
450	450	30	40	500	8	100	0.086
450	450	30	45	500	8	90	0.085
450	450	30	50	500	8	80	0.086
500	500	30	25	500	6	80	0.085
500	500	30	30	500	6	70	0.081
500	500	30	35	500	8	100	0.087
500	500	30	40	500	8	90	0.084
500	500	30	45	500	8	80	0.084
500	500	30	50	500	8	70	0.087

22.2. Cuantía mínima volumétrica de 0,12

En el caso de pilares con una ductilidad alta ($\mu = 4,5$) según la norma EC-8 que establece un criterio más estricto, en la base de los pilares, debe tener una cuantía mínima volumétrica de 0,12. Se va determinar en pilares como debe ser el armado mínimo transversal, se ha considerado un único cerco exterior (ver Figura 22.1), que proporciona el volumen de armadura de cercos, en el caso de sombreado gris fuerte estos pilares deben tener un estribo interior en forma de horquilla. Para secciones de pilares más grandes se pueden aumentar la separaciones teniendo en cuenta que la armadura a disponer.

Tabla 22.3: Armados para cumplir la cuantía volumétrica mínima de 0,12

Dimensiones			Materiales		Arm Trans		ω_{wd}
X	Y	Rec	fck	fyk	Ø	Sep	
mm	mm	mm	MPa	MPa	mm	mm	
300	300	30	25	500	6	100	0.126
300	300	30	30	500	6	80	0.131
300	300	30	35	500	6	70	0.129
300	300	30	40	500	6	60	0.131
300	300	30	45	500	8	100	0.126
300	300	30	50	500	8	90	0.126
350	350	30	25	500	6	80	0.130
350	350	30	30	500	6	70	0.124
350	350	30	35	500	6	60	0.124
350	350	30	40	500	8	90	0.129
350	350	30	45	500	8	80	0.129
350	350	30	50	500	8	70	0.133
400	400	30	25	500	6	70	0.126
400	400	30	30	500	6	60	0.123
400	400	30	35	500	8	90	0.125

Dimensiones			Materiales		Arm Trans		ω_{wd}
X	Y	Rec	fck	fyk	Ø	Sep	
mm	mm	mm	MPa	MPa	mm	mm	
400	400	30	40	500	8	80	0.123
400	400	30	45	500	8	70	0.125
400	400	30	50	500	8	60	0.132
450	450	30	25	500	6	60	0.128
450	450	30	30	500	8	90	0.127
450	450	30	35	500	8	80	0.123
450	450	30	40	500	8	70	0.123
450	450	30	45	500	8	60	0.127
450	450	30	50	500	8	70	0.123
500	500	30	25	500	6	70	0.121
500	500	30	30	500	8	100	0.126
500	500	30	35	500	8	90	0.120
500	500	30	40	500	8	70	0.136
500	500	30	45	500	8	70	0.120
500	500	30	50	500	8	60	0.126

22.3. Cuantía mínima volumétrica en función de la ductilidad elegida

La cuantía volumétrica mínima en función de la ductilidad viene expresado por la siguiente formula:

$$\omega_{wd} = \frac{1}{\alpha} \left(30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right) \quad (22.2)$$

Se han redando una serie de tablas donde se indica el máximo axil relativo que pueden absorben en función de los parámetros. Se establecen como parámetros fijos la resistencia del hormigón en 25 kN/m² y la resistencia característica del acero en 500 kN/m². Como parámetros por tabla se indica el número de barras en armado y las dimensiones de la sección. Como parámetros variables en la tabla el diámetro y separación de la armadura transversal. Estos armados cumplen la cuantía mínima de 0,08. Se marcaran con un recuadro en gris, aquellas resistencias relativas que lleguen al rango máximo admisible, con (*) si llegan al rango admisible de 55% del EC-8 y con (-) si el menor de un 10 %.

Estas tablas se han diferenciado 4 ductilidades, de manera que cada una de ellas puede interpretarse dentro de cada norma y ver que parámetros exige cada norma, como por ejemplo para ductilidades de $\mu = 2$, el Anejo 10 de la EHE-08 no exige este parámetro, mientras el EC-8 ya exige una limitación por este parámetro.

El cálculo del coeficiente de ductilidad en curvas se hace suponiendo que el periodo fundamental es igual o mayor que periodo C (T_C) del espectro de respuesta.

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 \quad (22.3)$$

En el caso de que periodo fundamental es menor que periodo C (T_C) del espectro de respuesta estas tablas no son de aplicación, ya que la fórmula para calcular el coeficiente de ductilidad en curvas es:

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} \quad (22.4)$$

A continuación se muestran las tablas con los resultados obtenidos.

Tabla 22.4: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 25x25 cm con 4 barras longitudinales y un cerco exterior

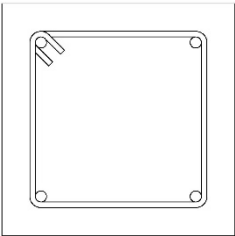
Sección	Armado Transversal		v_d máxima en función de la ductilidad			
	\emptyset	Separación	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$
 <p>25x25 4 barras</p>	mm	mm	%	%	%	%
	6	60	36.62	21.97	15.69	13.73
	6	80	28.54	17.13	12.23	10.70
	6	100	23.82	14.29	10.21	-
	6	120	20.77	12.46	-	-
	6	140	18.67	11.20	-	-
	6	160	17.18	10.31	-	-
	6	180	16.08	-	-	-
	8	60	54.53	32.72	23.37	20.45
	8	80	40.19	24.12	17.23	15.07
	8	100	31.81	19.08	13.63	11.93
	8	120	26.39	15.84	11.31	-
	8	140	22.68	13.61	-	-
	8	160	20.03	12.02	-	-
	8	180	18.09	10.86	-	-

Tabla 22.5: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas

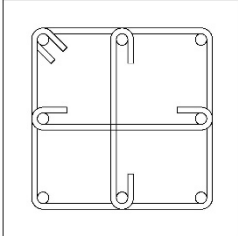
Sección	Armado Transversal		v_d máxima en función de la ductilidad			
	Ø	Separación	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$
Descripción:	mm	mm	%	%	%	%
 <p>25x25 8 barras</p>	6	60	65.00	50.11	35.79	31.32
	6	80	59.30	35.58	25.41	22.24
	6	100	45.13	27.08	19.34	16.92
	6	120	35.97	21.58	15.42	13.49
	6	140	29.69	17.81	12.72	11.13
	6	160	25.20	15.12	10.80	-
	6	180	21.90	13.14	-	-
	6	200	19.45	11.67	-	-
	8	60	65.00	65.00	58.95 *	51.58
	8	80	65.00	56.72	40.52	35.45
	8	100	65.00	41.62	29.73	26.02
	8	120	53.14	31.88	22.77	19.93
	8	140	42.00	25.20	18.00	15.75
	8	160	34.05	20.43	14.59	12.77
	8	180	28.23	16.94	12.10	10.59
	8	200	23.90	14.34	10.24	-

Tabla 22.6: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 30x30 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas

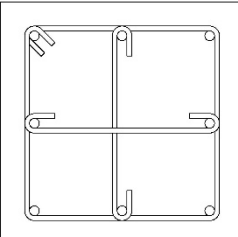
Sección	Armado Transversal		v_d máxima en función de la ductilidad			
	Ø	Separación	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$
Descripción:	mm	mm	%	%	%	%
 <p>30x30 8 barras</p>	6	60	65.00	46.54	33.24	29.09
	6	80	57.10	34.26	24.47	21.41
	6	100	45.00	27.00	19.29	16.88
	6	120	37.09	22.25	15.90	13.91
	6	140	31.57	18.94	13.53	11.84
	6	160	27.55	16.53	11.81	10.33
	6	180	24.52	14.71	10.51	-
	6	200	22.19	13.31	-	-
	8	60	65.00	65.00	54.27	47.49
	8	80	65.00	54.16	38.68	33.85
	8	100	65.00	41.26	29.47	25.79
	8	120	54.72	32.83	23.45	20.52
	8	140	44.93	26.96	19.25	16.85
	8	160	37.78	22.67	16.19	14.17
	8	180	32.41	19.45	13.89	12.16
	8	200	28.28	16.97	12.12	10.61

Tabla 22.7: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 30x30 cm con 8 barras longitudinales y dos cercos exterior e interior

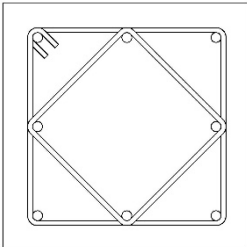
Sección	Armado Transversal		v_d máxima en función de la ductilidad				
	Descripción:	\emptyset	Separación	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$
		mm	mm	%	%	%	%
 <p>30x30 8 barras</p>		6	60	65.00	51.81	37.00	32.38
		6	80	63.05	37.83	27.02	23.65
		6	100	49.29	29.57	21.12	18.48
		6	120	40.29	24.17	17.27	15.11
		6	140	34.00	20.40	14.57	12.75
		6	160	29.42	17.65	12.61	11.03
		6	180	25.98	15.59	11.13	-
		6	200	23.32	13.99	-	-
		8	60	65.00	65.00	60.94 *	53.33
		8	80	65.00	60.49	43.21	37.81
		8	100	65.00	45.82	32.73	28.63
		8	120	60.37	36.22	25.87	22.64
		8	140	49.22	29.53	21.09	18.46
		8	160	41.09	24.65	17.61	15.41
		8	180	34.98	20.99	14.99	13.12
		8	200	30.28	18.17	12.98	11.35

Tabla 22.8: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 30x30 cm con 12 barras longitudinales y un cerco exterior con cuatro horquillas

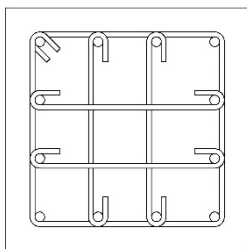
Sección	Armado Transversal		v_d máxima en función de la ductilidad				
	Descripción:	\emptyset	Separación	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$
		mm	mm	%	%	%	%
 <p>30x30 12 barras</p>		6	60	65.00	65.00	48.00	42.00
		6	80	65.00	48.28	34.48	30.17
		6	100	61.82	37.09	26.49	23.18
		6	120	49.62	29.77	21.27	18.61
		6	140	41.11	24.67	17.62	15.42
		6	160	34.91	20.94	14.96	13.09
		6	180	30.24	18.14	12.96	11.34
		6	200	26.65	15.99	11.42	-
		8	60	65.00	65.00	65.00 *	55.00
		8	80	65.00	65.00	56.42 *	49.37
		8	100	65.00	59.11	42.22	36.95
		8	120	65.00	46.12	32.94	28.83
		8	140	61.76	37.06	26.47	23.16
		8	160	50.75	30.45	21.75	19.03
		8	180	42.48	25.49	18.20	15.93
		8	200	36.11	21.67	15.48	13.54

Tabla 22.9: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 35x35 cm con 8 barras longitudinales y dos cercos exterior e interior

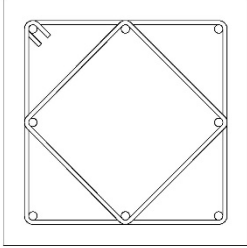
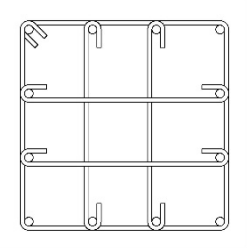
Sección	Armado Transversal		v_d máxima en función de la ductilidad			
	Ø	Separación	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$
 <p>325x35 8 barras</p>	mm	mm	%	%	%	%
	6	60	65.00	47.89	34.21	29.93
	6	80	59.71	35.83	25.59	22.39
	6	100	47.77	28.66	20.47	17.91
	6	120	39.91	23.95	17.10	14.97
	6	140	34.38	20.63	14.74	12.89
	6	160	30.31	18.19	12.99	11.37
	6	180	27.21	16.33	11.66	10.21
	6	200	24.80	14.88	10.63	-
	8	60	65.00	65.00	55.85 *	48.87
	8	80	65.00	56.75	40.53	35.47
	8	100	65.00	44.01	31.44	27.51
	8	120	59.39	35.63	25.45	22.27
	8	140	49.57	29.74	21.24	18.59
	8	160	42.34	25.40	18.15	15.88
	8	180	36.84	22.10	15.79	13.82
	8	200	32.55	19.53	13.95	12.21

Tabla 22.10: Máximo axil reducido en porcentaje en función del armado y la ductilidad, en una sección de 35x35 cm con 12 barras longitudinales y un cerco exterior con cuatro horquillas

Sección	Armado Transversal		v_d máxima en función de la ductilidad			
	Ø	Separación	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$
 <p>35x35 12 barras</p>	mm	mm	%	%	%	%
	6	60	65.00	61.78	44.13	38.61
	6	80	65.00	45.44	32.46	28.40
	6	100	59.56	35.74	25.53	22.33
	6	120	48.91	29.35	20.96	18.34
	6	140	41.43	24.86	17.75	15.53
	6	160	35.91	21.55	15.39	13.47
	6	180	31.72	19.03	13.59	11.89
	6	200	28.44	17.06	12.19	10.67
	8	60	65.00	65.00	65.00 *	55.00
	8	80	65.00	65.00	52.71	46.12
	8	100	65.00	56.55	40.39	35.34
	8	120	65.00	45.20	32.28	28.25
	8	140	62.03	37.22	26.58	23.26
	8	160	52.24	31.34	22.39	19.59
	8	180	44.79	26.87	19.20	16.80
	8	200	38.98	23.39	16.71	14.62

22.4. Análisis de cuantías mínimas volumétricas

En virtud de los datos de las anteriores tablas se reflejan las siguientes conclusiones, para las secciones analizadas:

- El aumento del diámetro transversal amplía en torno a un 20% el máximo axil reducido que puede aguar la sección, este aumento se reducen en tono a un 5% en separaciones mayores.
- La separación entre armaduras trasversales disminuye la resistencia del máximo axil reducido, en torno a un 2,5% cada 50 milímetros. Esto valores llegan desde un 5% para separaciones de 60 milímetros hasta 1% para separaciones de 200 milímetros.
- El aumento del coeficiente de ductilidad hace reducir el máximo axil reducido en torno del 25% entre los rango de 2 y 4,5. Este valor puede llegar a ser un 60% en separaciones pequeñas y 15% en grandes.
- La utilización de estribos interiores hace aumentar el axil reducido.
- La forma de colocar los estribos interiores influye en la capacidad del axil reducido.
- Con ductilidades bajas y armados excesivos se llega a los límites máximos de axil reducido de las normas, 65%.

23. Estudio y análisis de la armadura a disponer en zonas críticas

En este apartado de proyecto final de master, se pretende realizar un estudio exhaustivo de cómo se debe armar las secciones críticas de los soportes. La finalidad es conocer la separación máxima de las armaduras a cortante, para una disposición de armado longitudinal transversal determinada por la figura que acompaña cada tabla. Los parámetros o variables que van a influir son: diámetro de armadura transversal (con valores de 6 y 8 milímetros), diámetro de armadura longitudinal (con valores de 12, 16 y 20 milímetros), el porcentaje de axil reducido (desde 0% hasta el 65%, en alguno casos hasta el 55%) y además la ductilidad (desde valores de 2 hasta 4,5).

En estas tablas se ha colocado valores coloreados en marrón, indicando que estas disposiciones constructivas no se pueden aplicar, ya que el diámetro no cumple el mínimo de la norma, se muestran estos valores con el fin de conocer la posible separación si no existiera la restricción. Además como criterio constructivo se ha decidido obviar las separaciones por debajo de 50 milímetros por no ser adecuadas en la colocación de armadura.

23.1. Estudio de la armadura a disponer en zonas críticas según EC-8

En el caso de la norma Eurocódigo 8 se establece una cuantía mínima volumétrica con un valor de 0,08 que debe ser respetada en cualquier situación. También se establecerá la separación máxima que pueden tener las armaduras en función de la norma:

- Ductilidad Media ($\mu = 2$ y $\mu = 3$)

Min $\{h_c/2; 0,175 \text{ m}; 8d_{bL}\}$

- Ductilidad Alta ($\mu = 4$ y $\mu = 4,5$)

Min $\{h_c/3; 0,125 \text{ m}; 6d_{bL}\}$

Y por último se respetará el requisito de cuantía mecánica volumétrica mínima.

$$\omega_{wd} = \frac{1}{\alpha} \left(30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right)$$

Concediendo estos datos se va a realizar las siguientes tablas.

Tabla 23.1: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas, según EC-8

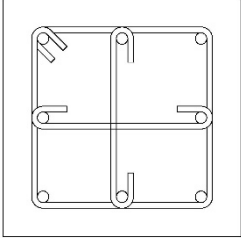
Armado Transversal		Separacion maxima EC-8												
		Ø long = 12				Ø long = 16				Ø long = 20				
		Ø	v_d	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$
mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6	0	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	5	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	10	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	15	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	20	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	25	96	96	72	72	125	106	80	72	125	106	80	72	
	30	96	92	69	62	125	92	69	61	125	92	69	61	
	35	96	81	61	54	122	81	60	54	122	81	60	54	
	40	96	72	54	-	110	72	54	-	110	72	54	-	
	45	96	65	-	-	100	65	-	-	100	65	-	-	
	50	92	60	-	-	92	60	-	-	92	60	-	-	
	55	85	55	-	-	85	55	-	-	85	55	-	-	
	60	79	51			79	51			79	51			
	65	74	-			74	-			74	-			
8	0	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	5	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	10	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	15	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	20	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	25	96	96	72	72	125	125	83	83	125	125	83	83	
	30	96	96	72	72	125	124	83	83	125	124	83	83	
	35	96	96	72	72	125	112	83	80	125	112	83	80	
	40	96	96	72	72	125	102	80	72	125	102	80	72	
	45	96	94	72	66	125	94	73	66	125	94	73	66	
	50	96	87	68	61	124	87	67	61	124	87	67	61	
	55	96	81	63	57	117	81	63	56	117	81	63	56	
	60	96	76			110	76			110	76			
	65	96	72			104	72			104	72			

Tabla 23.2: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 30x30 cm con 8 barras longitudinales y dos cercos exterior e interior, según EC-8

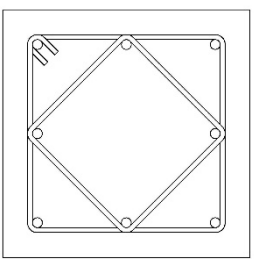
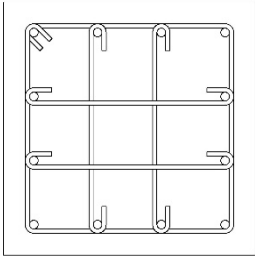
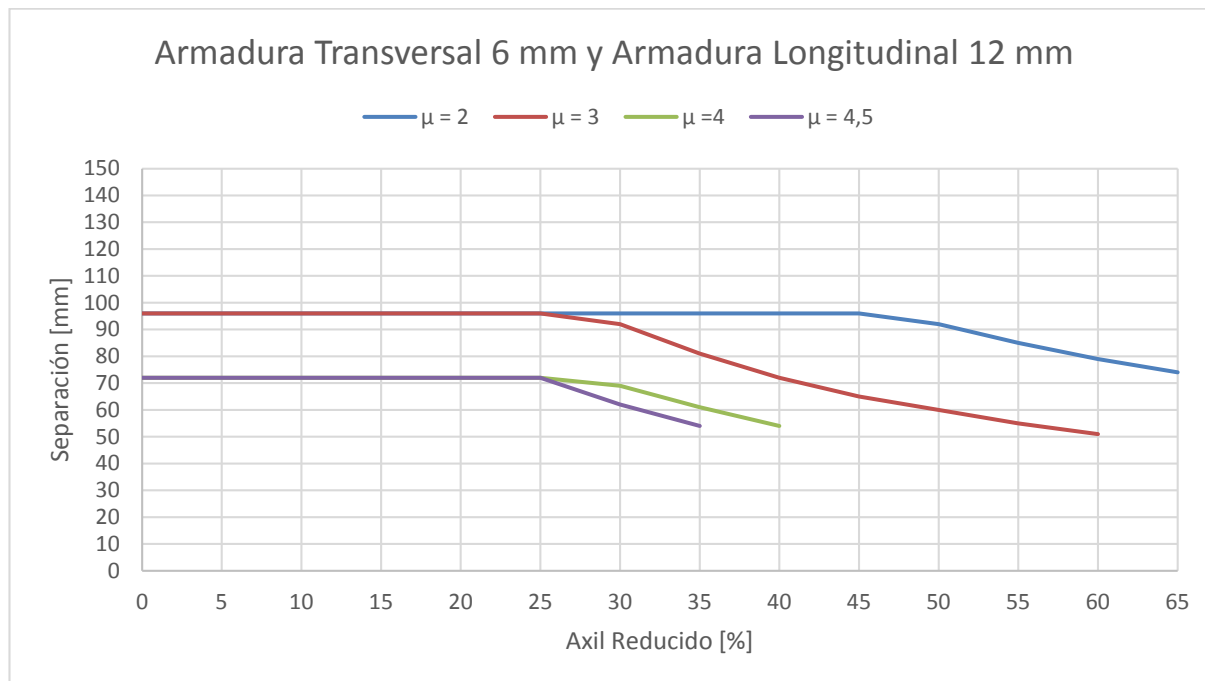
Armado Transversal		Separacion maxima EC-8												
		Ø long = 12				Ø long = 16				Ø long = 20				
		Ø	v_d	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$
mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6	0	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	5	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	10	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	15	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	20	96	96	72	72	128	128	96	93	150	142	100	93	
	25	96	96	72	72	128	116	85	76	150	116	85	76	
	30	96	96	72	64	128	98	72	64	150	98	72	64	
	35	96	85	63	55	128	85	63	55	136	85	63	55	
	40	96	76	55	-	120	76	55	-	120	76	55	-	
	45	96	68	50	-	108	68	50	-	108	68	50	-	
	50	96	61	-	-	98	61	-	-	98	61	-	-	
	55	90	56	-	-	90	56	-	-	90	56	-	-	
	60	83	52			83	52			83	52			
	65	77	-			77	-			77	-			
8	0	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	5	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	10	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	15	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	20	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	25	96	96	72	72	128	128	96	96	150	150	100	100	
	30	96	96	72	72	128	128	96	96	150	138	100	96	
	35	96	96	72	72	128	123	94	85	150	123	94	85	
	40	96	96	72	72	128	111	85	76	150	111	85	76	
	45	96	96	72	69	128	101	77	69	149	101	77	69	
	50	96	93	70	63	128	93	70	63	138	93	70	63	
	55	96	86	65	58	128	86	65	58	128	86	65	58	
	60	96	80			120	80			120	80			
	65	96	75			113	75			113	75			

Tabla 23.3: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 35x35 cm con 12 barras longitudinales y un cerco exterior con cuatro horquillas, según EC-8

Armado Transversal		Separacion maxima EC-8												
		Ø long = 12				Ø long = 16				Ø long = 20				
		Ø	v_d	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 4,5$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$
mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6	0	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	5	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	10	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	15	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	20	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	111	
	25	96	96	72	72	128	128	96	90	160	139	102	90	
	30	96	96	72	72	128	117	86	76	160	117	86	76	
	35	96	96	72	65	128	101	74	65	160	101	74	66	
	40	96	90	65	58	128	90	65	58	144	90	66	58	
	45	96	80	58	51	128	80	58	51	129	80	59	52	
	50	96	73	53	-	117	73	53	-	117	73	53	-	
	55	96	66	-	-	107	66	-	-	107	66	-	-	
	60	96	61			99	61			99	61			
	65	92	57			92	57			92	57			
8	0	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	5	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	10	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	15	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	20	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	25	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	117	
	30	96	96	72	72	128	128	96	96	160	160	117	114	
	35	96	96	72	72	128	128	96	96	160	146	112	101	
	40	96	96	72	72	128	128	96	90	160	132	101	90	
	45	96	96	72	72	128	120	91	81	160	120	91	82	
	50	96	96	72	72	128	110	83	74	160	110	84	74	
	55	96	96	72	68	128	102	77	68	153	102	77	69	
	60	96	95			128	95			143	95			
	65	96	89			128	89			134	89			

23.2. Análisis de resultados según EC-8

Resultados para la Tabla 22.1: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas, según EC-8 se ha representado la máxima separación según el axil reducido para cada tipo de armado en función de la armadura transversal y longitudinal dispuesta.



Gráfica 23.1 – Separación máxima de armadura transversal para una sección 25x25 según EC-8

Se puede observar en la gráfica anterior que en el rango de 0% a 25% y hasta 45% para ductilidad 2, la limitación es la separación máxima que se debe disponer por norma, por lo cual es importante ver que en rangos bajos de axil reducido la cuantía de armadura se mantiene constante.

Esta grafica se reproduce para todos los armados de esta sección y es exportable también a las diferentes tablas. Por lo cual en el siguiente capítulo se hará un estudio de los parámetros limitantes de la norma.

23.3. Estudio de la armadura a disponer en zonas críticas según Anejo 10 de la EHE-08

En el caso de la norma Anejo 10 de la EHE-08 se establece una cuantía mínima volumétrica con un valor de 0,08 que debe ser respetada en cualquier situación. También se establecerá la separación máxima que pueden tener las armaduras en función de la norma:

- Ductilidad Media ($\mu = 2$)

$$\text{Min} \{h_c; b_c; 0,300 \text{ m}; 15d_{bL}\}$$

- Ductilidad Media ($\mu = 3$)

$$\text{Min} \{h_c/3; 0,150 \text{ m}; 8d_{bL}\}$$

- Ductilidad Alta ($\mu = 4$)

$$\text{Min} \{h_c/4; 0,100 \text{ m}; 6d_{bL}\}$$

Y por último se respetará el requisito de cuantía mecánica volumétrica mínima.

$$\omega_{wd} = \frac{1}{\alpha} \left(30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right)$$

Concediendo estos datos se va realiza la siguientes tablas.

Tabla 23.4: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas, según Anejo 10 de la EHE-08

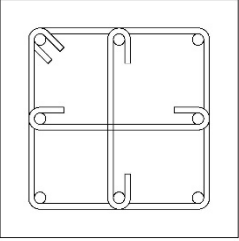
Armado Transversal		Separacion maxima Anejo 10									
		Ø long = 12			Ø long = 16			Ø long = 20			
		Ø	v_d	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 2$	$\mu = 3$
mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6	0	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	5	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	10	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	15	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	20	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	25	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	30	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	35	180	80	61	240	80	61	250	80	61	
	40	180	72	55	240	72	55	250	72	55	
	45	180	65	-	240	65	-	250	65	-	
	50	180	59	-	240	59	-	250	59	-	
	55	180	55	-	240	55	-	250	55	-	
	60	180	51	-	240	51	-	250	51	-	
65	180	-	-	240	-	-	250	-	-		
8	0	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	5	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	10	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	15	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	20	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	25	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	30	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	35	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	40	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	45	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	50	180	83	63	240	83	63	250	83	63	
	55	180	81	63	240	81	63	250	81	63	
	60	180	76	59	240	76	59	250	76	59	
65	180	71	56	240	71	56	250	71	56		

Tabla 23.5: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 30x30 cm con 8 barras longitudinales y dos cercos exterior e interior, según Anejo 10 de la EHE-08

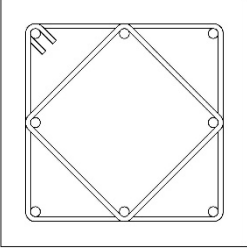
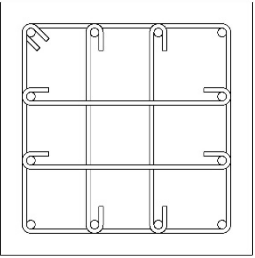
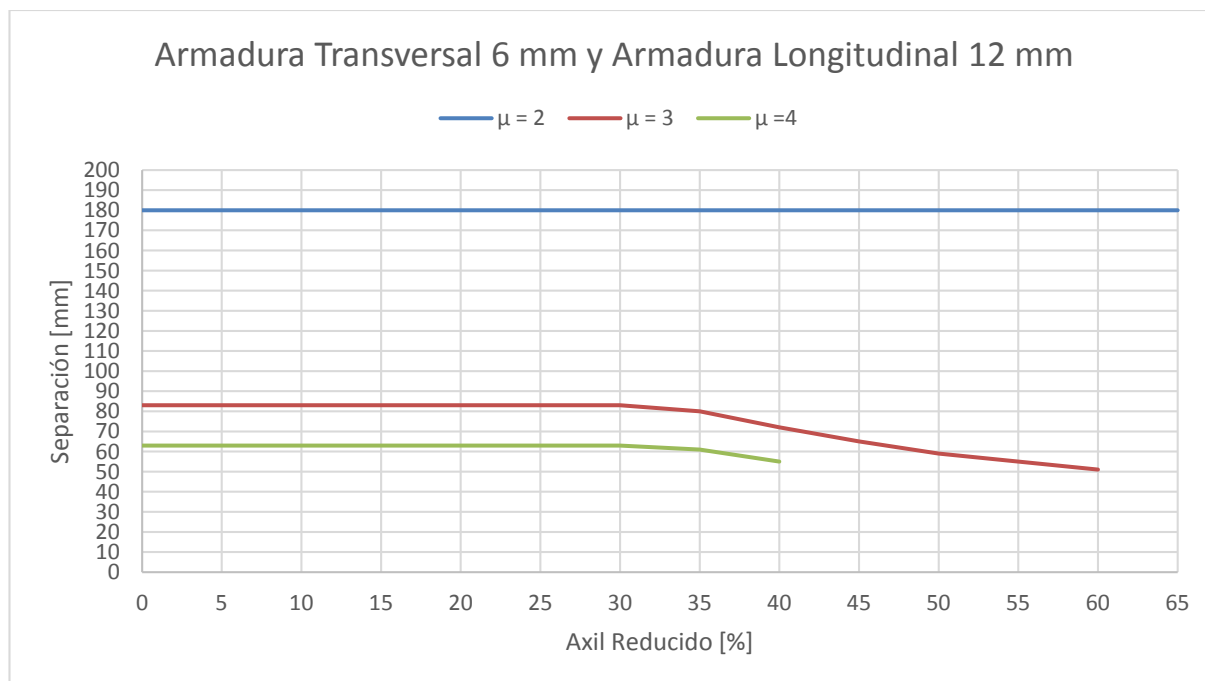
Armado Transversal		Separacion maxima Anejo 10									
		Ø long = 12			Ø long = 16			Ø long = 20			
		Ø	v_d	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 2$	$\mu = 3$
	Long Critica	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6	0	180	96	72	240	100	75	269	100	75	
	5	180	96	72	240	100	75	269	100	75	
	10	180	96	72	240	100	75	269	100	75	
	15	180	96	72	240	100	75	269	100	75	
	20	180	96	72	240	100	75	269	100	75	
	25	180	96	72	240	100	75	269	100	75	
	30	180	96	72	240	98	72	269	98	72	
	35	180	85	63	240	85	63	269	85	63	
	40	180	76	55	240	76	55	269	76	55	
	45	180	68	50	240	68	50	269	68	50	
	50	180	61	-	240	61	-	269	61	-	
	55	180	56	-	240	56	-	269	56	-	
	60	180	52	-	240	52	-	269	52	-	
65	180	-	-	240	-	-	269	-	-		
8	0	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	5	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	10	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	15	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	20	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	25	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	30	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	35	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	40	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	45	180	96	72	240	100	75	300	100	75	
	50	180	93	70	240	93	70	300	93	70	
	55	180	86	65	240	86	65	300	86	65	
	60	180	80	60	240	80	60	300	80	60	
65	180	75	56	240	75	56	300	75	56		

Tabla 23.6: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 35x35 cm con 12 barras longitudinales y un cerco exterior con cuatro horquillas, según Anejo 10 de la EHE-08

Armado Transversal		Separacion maxima Anejo 10									
		Ø long = 12			Ø long = 16			Ø long = 20			
		Ø	v_d	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 2$	$\mu = 3$
mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6	0	180	96	72	240	117	88	259	117	88	
	5	180	96	72	240	117	88	259	117	88	
	10	180	96	72	240	117	88	259	117	88	
	15	180	96	72	240	117	88	259	117	88	
	20	180	96	72	240	117	88	259	117	88	
	25	180	96	72	240	117	88	259	117	88	
	30	180	96	72	240	117	86	259	117	86	
	35	180	96	72	240	102	75	259	102	75	
	40	180	90	65	240	90	66	259	90	66	
	45	180	80	58	240	81	59	259	81	59	
	50	180	73	53	240	73	53	259	73	53	
	55	180	66	-	240	67	-	259	67	-	
	60	180	61	-	240	62	-	259	62	-	
	65	180	57	-	240	57	-	259	57	-	
8	0	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	5	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	10	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	15	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	20	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	25	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	30	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	35	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	40	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	45	180	96	72	240	117	88	300	117	88	
	50	180	96	72	240	110	84	300	110	84	
	55	180	96	72	240	102	77	300	102	77	
	60	180	95	71	240	95	72	300	95	72	
	65	180	89	66	240	89	67	300	89	67	

23.4. Análisis de resultados según Anejo 10 de la EHE-08

Resultados para la Tabla 22.4: Separación máxima de armadura transversal en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas, según Anejo 10 de la EHE-08



Gráfica 23.2 – Separación máxima de armadura transversal para una sección 25x25 según EC-8

Se observa en la gráfica anterior que la separación se mantiene constante para la ductilidad 2, porque los criterios de la norma son menos restrictivos que la del EC-8. En cambio para ductilidades 3 y 4, se verifica un rango entre 0% a 30% donde la limitación es la separación máxima que se debe disponer por norma, por lo cual es importante conocer que en rangos bajos de axil reducido la cuantía de armadura se mantiene constante.

Esta gráfica se reproduce para todos los armados de esta sección y es exportable también a las diferentes tablas. Conociendo los resultados de ambas normas se va a estudiar la comparación de entre ellas.

23.5. Análisis comparativo entre las normas EC-8 y Anejo 10 de la EHE-08

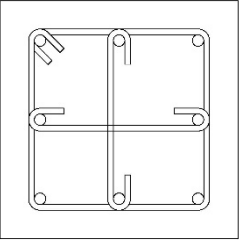
Una manera de comprender las diferencias entre las normativas es comparar los resultados de los armados posibles en la aplicación de cada una, esto se ha realizado en la Tabla 23.7 comparando las tablas, Tabla 23.1 y Tabla 23.4, que hacen referencia a una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas.

La manera de compararlo es realizando la diferencia entre la separación de la norma EC-8 menos la obtenida según el Anejo 10.

$$Separacion = Sep_{EC-8} - Sep_{Anejo\ 10} \quad (23.1)$$

En el caso de obtener valores positivos querrá decir que la separación es mayor en la normativa EC-8, con valores negativos la separación es mayor con el Anejo 10 y en el intervalo [-1, 1] se podrá considerar que son iguales (se trata de una diferencia menos de 1 milímetro que en la obra no se pudo medir utilizar tal precisión).

Tabla 23.7: Diferencia de separación máxima de armadura transversal en una sección de 25x25 cm con 8 barras longitudinales y un cerco exterior con dos horquillas

Armado Transversal		Separacion = (EC-8 - Anejo 10)								
		Ø long = 12			Ø long = 16			Ø long = 20		
		μ = 2	μ = 3	μ = 4	μ = 2	μ = 3	μ = 4	μ = 2	μ = 3	μ = 4
Ø	v _d	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6	0	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	5	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	10	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	15	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	20	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	25	-84	13	9	-115	23	17	-125	23	17
	30	-84	9	6	-115	9	6	-125	9	6
	35	-84	1	0	-118	1	-1	-128	1	-1
	40	-84	0	-1	-130	0	-1	-140	0	-1
	45	-84	0		-140	0		-150	0	
	50	-88	1		-148	1		-158	1	
	55	-95	0		-155	0		-165	0	
	60	-101	0		-161	0		-171	0	
	65	-106			-166			-176		
8	0	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	5	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	10	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	15	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	20	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	25	-84	13	9	-115	42	20	-125	42	20
	30	-84	13	9	-115	41	20	-125	41	20
	35	-84	13	9	-115	29	20	-125	29	20
	40	-84	13	9	-115	19	17	-125	19	17
	45	-84	11	9	-115	11	10	-125	11	10
	50	-84	4	5	-116	4	4	-126	4	4
	55	-84	0	0	-123	0	0	-133	0	0
	60	-84	0	AN-10	-130	0	AN-10	-140	0	AN-10
	65	-84	1	AN-10	-136	1	AN-10	-146	1	AN-10

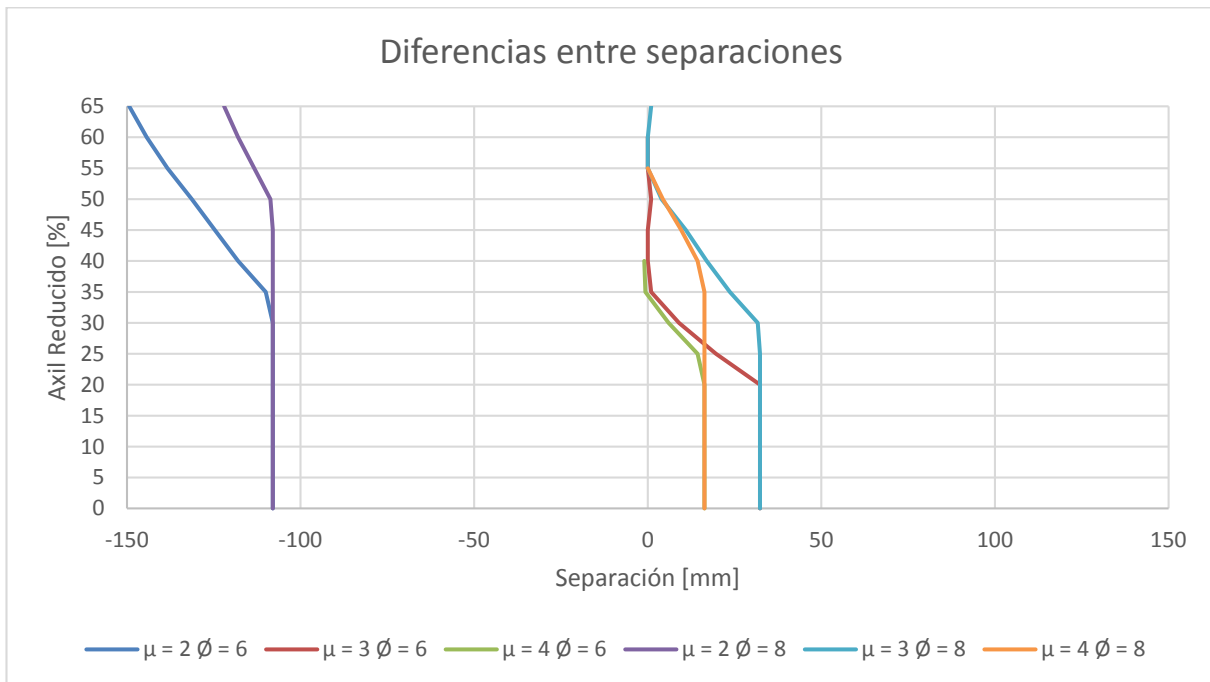
Con esta tabla vemos diferencias de ambos sentidos y además valores en intervalo [-1, 1], el rango de diferencias varía desde -176 mm hasta 42 mm, es un rango de 21,8 cm. En la parte inferior se colocó en algunas casillas “AN-10” ya que solo esta disposición se puede dar en la norma Anejo 10 de EHE-08.

Las diferencias en ductilidad 2, son grandes y es debido principalmente a que la norma EC-8 aplica la restricción siguiente, mientras que el Anejo 10 no lo hace.

$$\frac{1}{\alpha} \left(30\mu_{\phi} v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right) \quad (23.2)$$

Hay que tener en cuenta que no se ha tenido en cuenta según la norma EC-8 que cuando la ductilidad es menor o igual a 2 y el axil reducido es menor de 20% se puede considerar que la sección se puede armar con los criterios de Clase de Ductilidad Baja.

Para un mejor análisis se ha construido una gráfica que representa en el eje de ordenadas la diferencia de separación y en el eje coordenadas el nivel de axil reducido, haciendo la diferencia ente los diámetros de armadura transversal.



Grafica 23.3 – Diferencia de separación de armadura transversal para una sección 25x25

Concluimos que para ductilidad de 2, el armado de la norma Anejo 10 es menor que la EC-8, con una diferencia de media 11 cm. En cambio en la ductilidades 3 y 4 la cosa cambia, siendo menores los armados en EC-8, dentro de los rango de axil reducido desde 0% a 35% para diámetros de 6 mm y de 0% a 50% para diámetros de 8 mm. Para los rangos hasta llegar al 65% la diferencia es prácticamente la misma.

24. Estudio y análisis de limitaciones de armado en zonas críticas

Después de haber analizado de manera individual las limitaciones y los posibles armados según estos, se pretende estudiar cuales son la limitaciones, para una determinadas secciones tipo, siempre con el criterio de armado mínimo (coste más bajo). Las limitaciones dentro del detallado de las zonas críticas (zonas de rotulas plásticas) son tres:

- Cuantía volumétrica mínima (W_{min})
- Cuantía volumétrica mínima en función de la ductilidad (W_{vol})
- Separación máxima entre armaduras transversales (Sep)

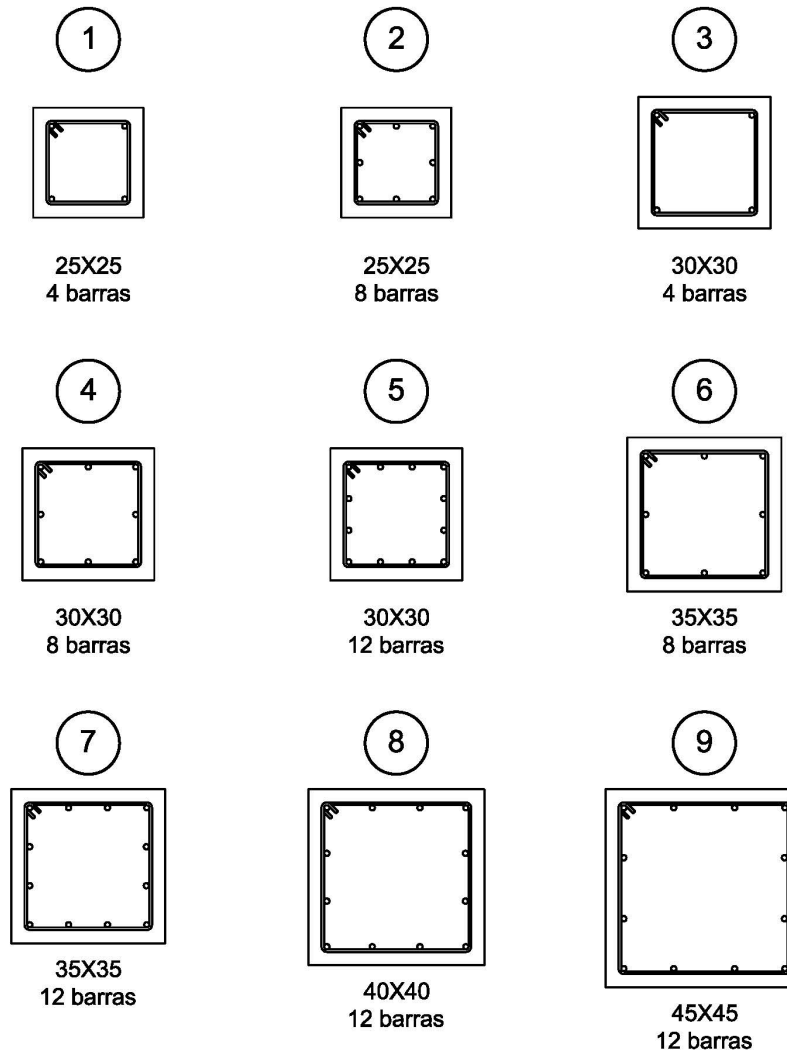


Figura 24.1 – Secciones analizadas en estudio y análisis de limitaciones de armado en zonas críticas

Se quiere determinar cuál es la condición determinante dentro las secciones que caracteriza su armado, los parámetros que vamos a estudiar son:

- Tipo de Sección, en este estudio se van a analizar un total de 9 disposiciones de armaduras en diferentes secciones, como se muestra en la Figura 23.1.
- Resistencia del hormigón, este parámetro se va estudiar en el rango entre un f_{ck} de 25 MPa hasta 50 MPa.
- Diámetros de la sección, el rango de estudio son de 12, 16 y 20 milímetros.

- Resistencia del acero de armar, se establece en 500 MPa.
- Recubrimiento geométrico, se establece en 30 milímetros.
- Cuantía mínima volumétrica, se establece en 0,08.
- Porcentaje de axil reducido, se ha discretizado en parte de 1%, entre un rango máximo del 0% hasta el 65%

24.1. Proceso de armado de la secciones según los parámetros anteriores.

Este trabajo se ha realizado mediante la utilización de los programa “Excel” y “Matlab” de manera combinada.

- 1) Se introducen los datos de la secciones de estudio en la Excel.
- 2) Analiza con el programa Matlab el tipo de armado mínimo cumpliendo todos los criterios.
- 3) Los datos vuelven al programa Excel y se determinar cuál la limitación predominante.
- 4) Se recuenta los datos de todas hojas de Excel generadas con los armados mínimos con otra script de Matlab y se analizan los datos y se generan los gráficos con la información.

Método para armar las secciones:

En primer lugar se conoce las dimensiones de la sección de hormigón, la resistencia del acero y hormigón, el diámetro de la armadura longitudinal, el recubrimiento geométrico, el número de barras longitudinales. A partir de esos datos y para cada porcentaje de axil reducido, se obtiene la separación máxima y el diámetro mínimo de armadura transversal según la ductilidad y se arma en primer lugar con cerco exterior (Código de armado 1). Cuando se tiene la sección se realizan las comprobaciones pertinentes, en el caso de que no fuera factible ese armado se van reduciendo la separación hasta cumplir, si esto no es posible se va cambiando la configuración de armadura transversal (ver Figura 23.2) siempre teniendo en cuenta que la disposición elegida sea posible con la configuración de armado longitudinal.

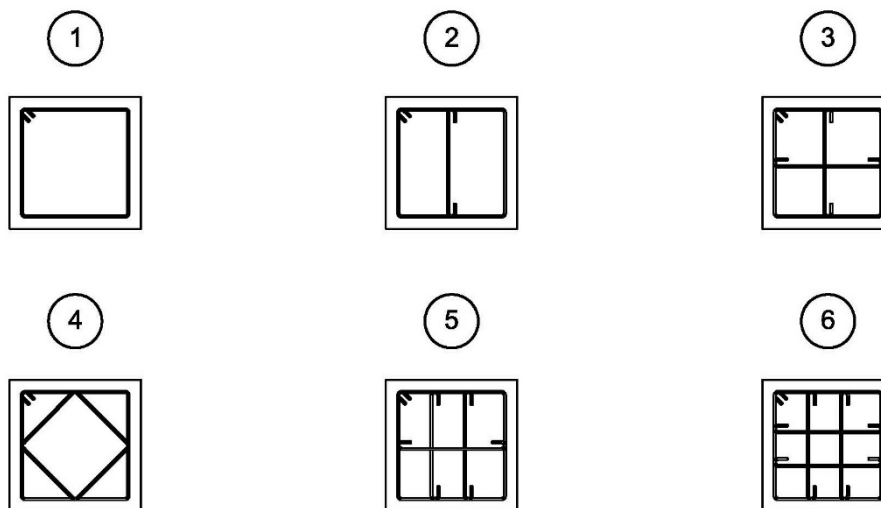


Figura 24.2 – Código de cercos

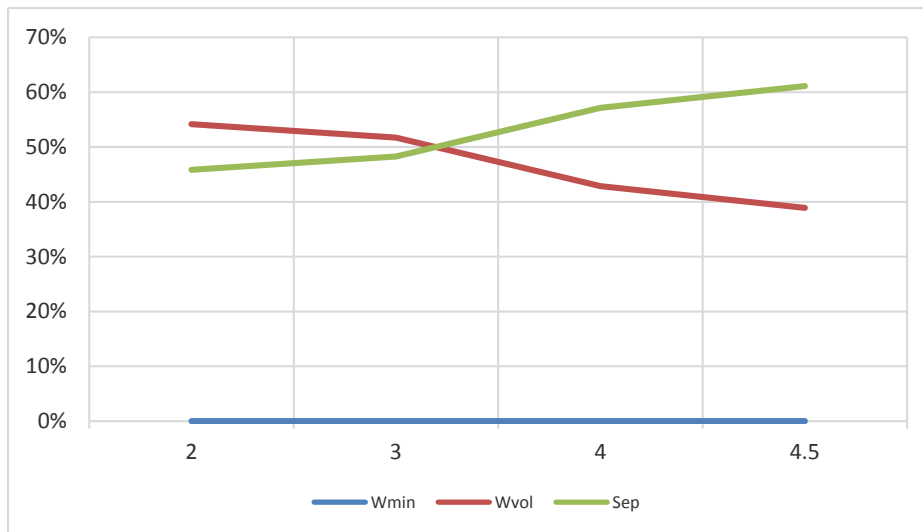
En el caso de que se llegase a una configuración que no pudiera superar las comprobaciones, se establece que no existe ninguna manera de armarlo y por tanto no está dentro de este estudio.

Ejemplo de configuración de armado, se puede observar en la Tabla 23.1 como aparece la información dentro de la Excel, que aparece el diámetro de la armadura transversal con el código de armado y la separación, con todos estos datos se determinar cuál es la cuantía volumétrica real y se estable el parámetro limitante.

Tabla 24.1: Ejemplo de tabla dentro del archivo Excel

%	Ø	Código de armado	Separación	Wreal	Parámetro Limitante
0	6	1	96	0.094	Separación
1	6	1	96	0.094	Separación
2	6	1	96	0.094	Separación
3	6	1	96	0.094	Separación
4	6	1	96	0.094	Separación
5	6	1	96	0.094	Separación
6	6	1	96	0.094	Separación

Además dentro de cada hoja Excel se realiza un mini estudio de cuál ha sido los parámetros limitantes.

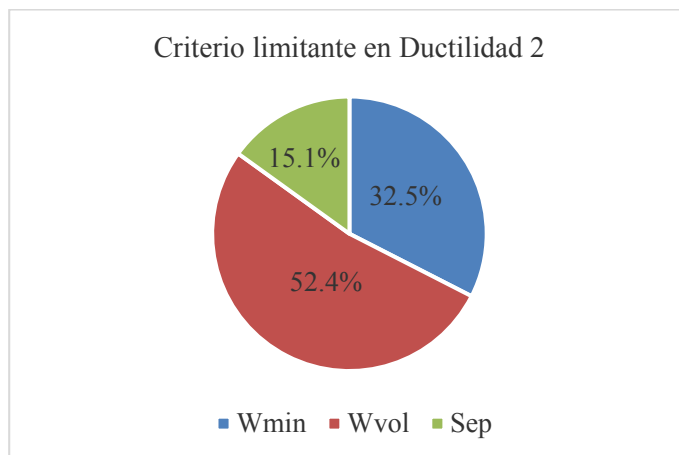


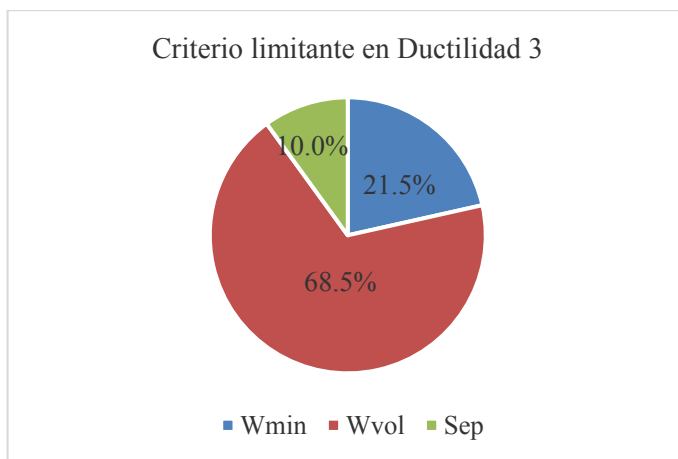
Gráfica 24.1 – Estudio de limitación dentro del archivo Excel

Siempre se puede observar que parámetros entran en juego para cualquier configuración.

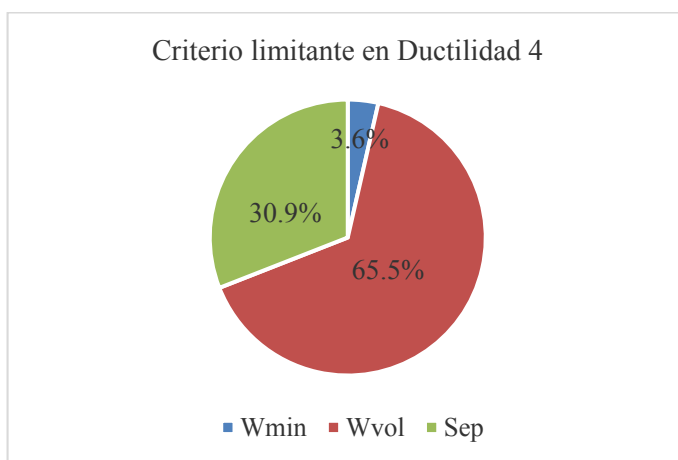
24.2. Análisis de resultados para norma EC-8

Este análisis ha sido realizado para la norma EC-8, es la que más relevancia tiene actualmente para la construcción española. El análisis ha tenido en cuenta todos los rangos de axiles reducidos se obtiene la siguientes graficas n función de la ductilidad aplicada:

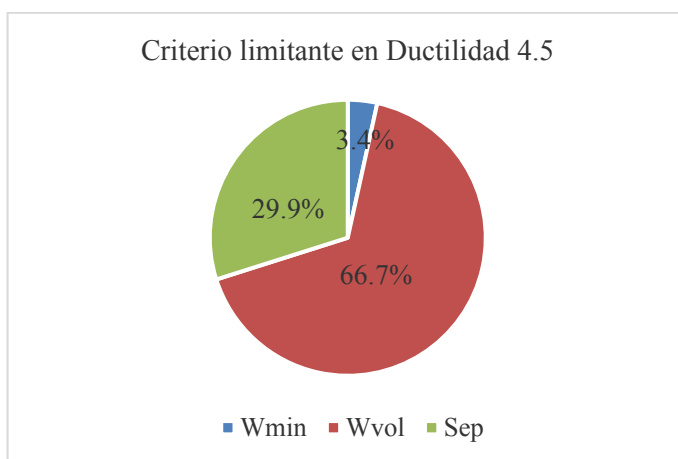
Gráfica 24.2 – Criterio limitante en $\mu = 2,0$ según EC-8



Grafica 24.3 – Criterio limitante en $\mu = 3,0$ según EC-8



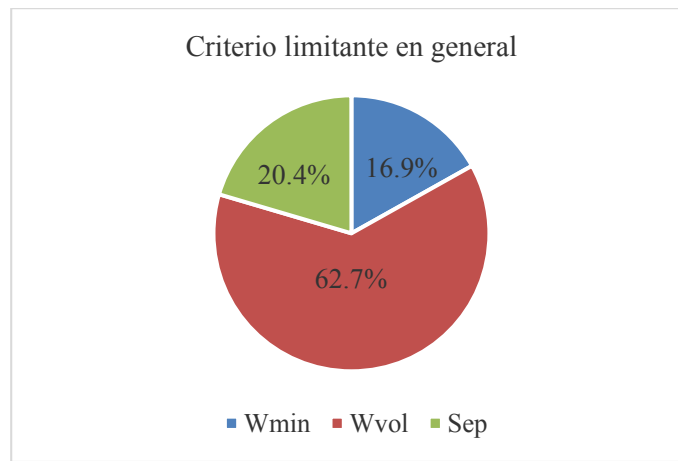
Grafica 24.4 – Criterio limitante en $\mu = 4,0$ según EC-8



Grafica 24.5 – Criterio limitante en $\mu = 4,5$ según EC-8

El parámetro más importante en cualquier tipo de ductilidad es la limitación por la cuantía mínima volumétrica en función de la ductilidad, que siempre obtiene el mayor porcentaje. En ductilidades bajas y medias se observa una importancia significativa de la cuantía mínima volumétrica de 0,08, con porcentaje cercano al 30%. Mientras en ductilidades altas y muy alta se reduce al menos de 4%. El parámetro de la separación siempre está entre un 10% y 30%.

Estos datos se ven mejor reflejado en la gráfica siguiente, donde se observa el global de las gráficas anteriores.



Grafica 24.6 – Criterio limitante en general según EC-8

Con un porcentaje de 62,7% la cuantía mínima volumétrica en función de la ductilidad es el parámetro más restrictivo, le sigue la separación máxima con un 20,4% y luego la cuantía mínima volumétrica del 0,08 con un 16,9%.

Estos resultados muestran el nivel de importancia en general, vamos a estudiar de manera más concreta en que rango de axiles aparece las limitaciones, de esta manera analizarlo de una mejor manera. Se van a ir generando las siguientes tablas.

- Para rango de hormigones de 25 a 50 MPa

Tabla 24.2: Porcentaje de parámetro limitante para cada axil reducido y ductilidad, para todo rango de parámetros

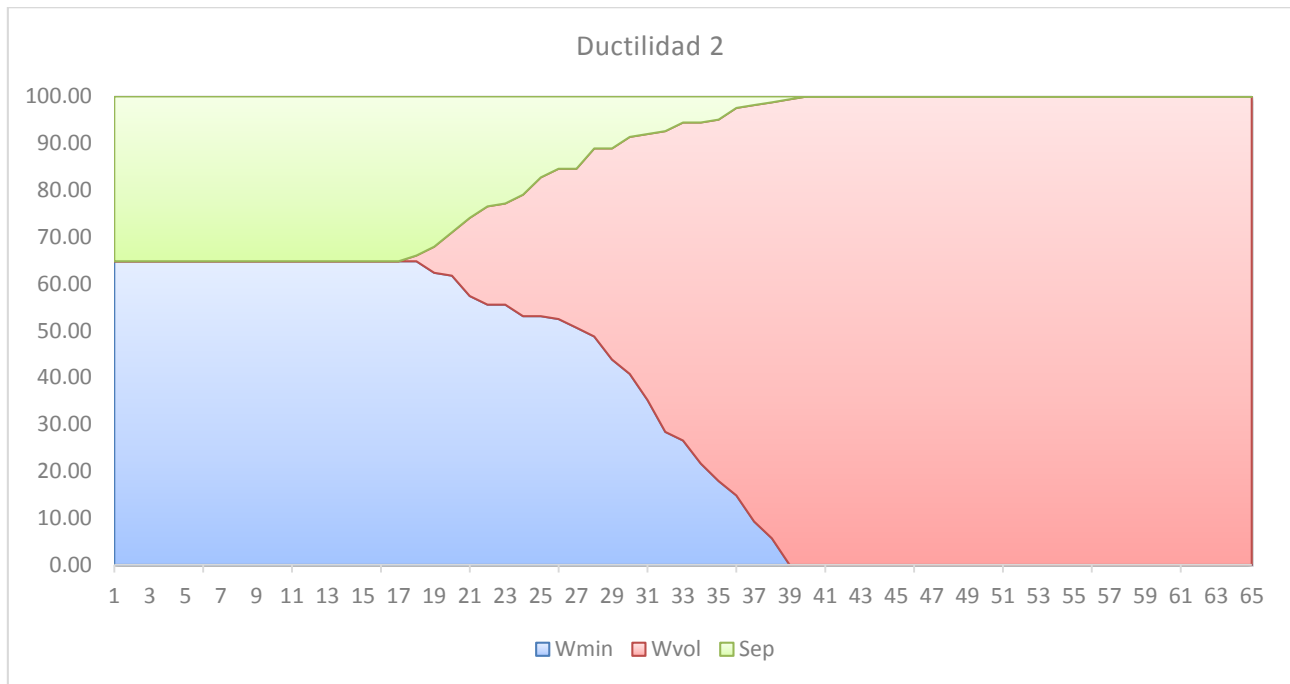
Axil Reducido	Ductilidad = 2			Ductilidad = 3			Ductilidad = 4			Ductilidad = 4.5		
	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0	64.81	0.00	35.19	64.81	0.00	35.19	11.11	0.00	88.89	11.11	0.00	88.89
5	64.81	0.00	35.19	64.81	0.00	35.19	11.11	0.00	88.89	11.11	0.00	88.89
10	64.81	0.00	35.19	64.81	0.00	35.19	11.11	3.09	85.80	11.11	9.88	79.01
15	64.81	0.00	35.19	53.09	29.63	17.28	6.79	38.27	54.94	0.00	65.82	34.18
20	61.73	9.26	29.01	23.46	70.99	5.56	0.00	84.25	15.75	0.00	94.07	5.93
25	53.09	29.63	17.28	0.00	100.00	0.00	0.00	97.73	2.27	0.00	100.00	0.00
30	40.74	50.62	8.64	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
35	17.90	77.16	4.94	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
40	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
45	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
50	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
55	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
60	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	-	-	-	-	-	-
65	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	-	-	-	-	-	-

De esta tabla se extrae la siguiente información:

- El rango de cuantía mínima volumétrica en función de la ductilidad es un parámetro limitante cuando el axil reducido es mayor de 40 % en ductilidad igual a 2 y del 25% en ductilidades 3, 4 y 4,5.

- El parámetro de cuantía mínima volumétrica es un parámetro limitante en ductilidades medias ($\mu = 2$ y 3) entre los rango de 0% hasta 20%. Para el caso de ductilidades altas, este parámetro no tiene mucha influencia ya que solo ha limitado el 11,1% de los armados.
- La separación es un parámetro que limita más en ductilidades altas pero solo dentro del rango 0% hasta 20%. Y ductilidades medias comparte influencia con la cuantía mínima volumétrica en torno al 35% de las limitaciones.

Grafica de ductilidad 2:



Grafica 24.7 – Criterio limitante en ductilidad 2 ($f_{ck} = 25$ a 50) en función del porcentaje de axil reducido, según EC-8

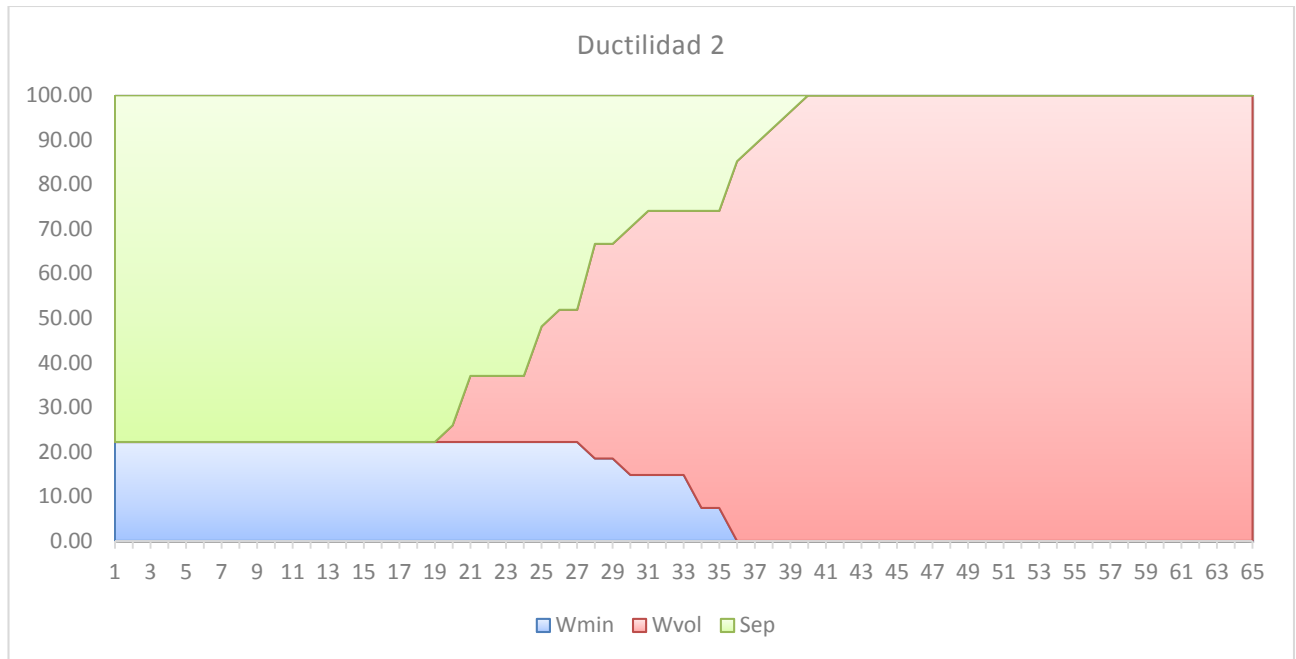
- Para rango de hormigones de 25 MPa:

Tabla 24.3: Porcentaje de parámetro limitante para cada axil reducido y ductilidad, para hormigón $f_{ck} = 25$ MPa

Axil Reducido	Ductilidad = 2			Ductilidad = 3			Ductilidad = 4			Ductilidad = 4.5		
	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0	22.22	0.00	77.78	22.22	0.00	77.78	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00
5	22.22	0.00	77.78	22.22	0.00	77.78	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00
10	22.22	0.00	77.78	22.22	0.00	77.78	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00
15	22.22	0.00	77.78	22.22	25.93	51.85	0.00	14.81	85.19	0.00	22.22	77.78
20	22.22	3.70	74.07	7.41	66.67	25.93	0.00	44.44	55.56	0.00	77.78	22.22
25	22.22	25.93	51.85	0.00	100.00	0.00	0.00	88.89	11.11	0.00	100.00	0.00
30	14.81	55.56	29.63	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
35	7.41	66.67	25.93	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
40	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
45	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
50	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
55	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
60	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	-	-	-	-	-	-
65	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	-	-	-	-	-	-

De esta tabla se extrae la siguiente información:

- El rango de cuantía mínima volumétrica en función de la ductilidad es un parámetro limitante cuando el axil reducido es mayor de 40 % en ductilidad igual a 2 y del 25% en ductilidades 3, 4 y 4,5.
- El parámetro de cuantía mínima volumétrica NO es un parámetro limitante, en ductilidades medias entre los rango de 0% hasta 20% el porcentaje de parámetro limitante es inferior a 22. Para el caso de ductilidades altas no limita en ningún caso.
- El parámetro que más limita en un rango bajo de axiles reducidos (0% - 20%) es la separación, espera rango aumenta si estamos en $\mu=2$ hasta en 35%.



Grafica 24.8 – Criterio limitante en ductilidad 2 ($f_{ck} = 25$) en función del porcentaje de axil reducido, según EC-8

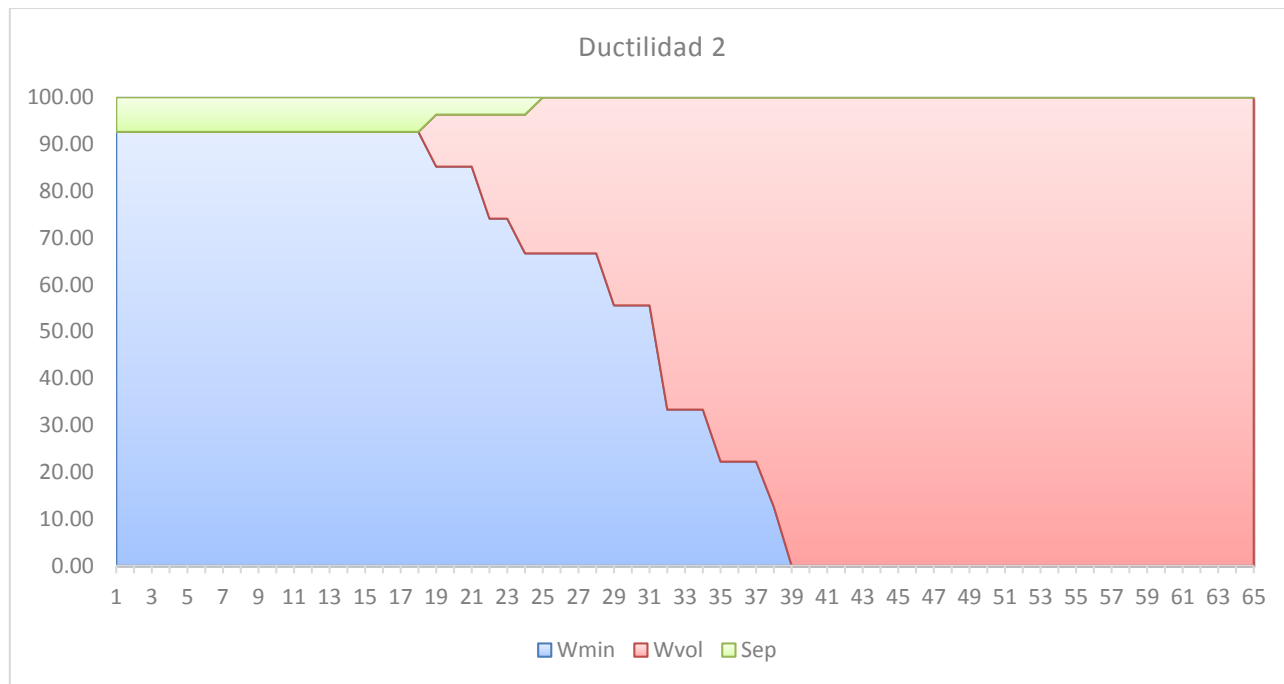
- Para rango de hormigones de 50 MPa:

Tabla 24.4: Porcentaje de parámetro limitante para cada axil reducido y ductilidad, para hormigón $f_{ck} = 50$ MPa

Axil Reducido	Ductilidad = 2			Ductilidad = 3			Ductilidad = 4			Ductilidad = 4.5		
	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep	Wmin	Wvol	Sep
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0	92.59	0.00	7.41	92.59	0.00	7.41	33.33	0.00	66.67	33.33	0.00	66.67
5	92.59	0.00	7.41	92.59	0.00	7.41	33.33	0.00	66.67	33.33	0.00	66.67
10	92.59	0.00	7.41	92.59	0.00	7.41	33.33	11.11	55.56	33.33	22.22	44.44
15	92.59	0.00	7.41	66.67	33.33	0.00	14.81	66.67	18.52	0.00	100.00	0.00
20	85.19	11.11	3.70	33.33	66.67	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
25	66.67	33.33	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
30	55.56	44.44	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
35	22.22	77.78	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
40	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
45	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
50	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
55	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00
60	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	-	-	-	-	-	-
65	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	-	-	-	-	-	-

De esta tabla se extrae la siguiente información:

- El rango de cuantía mínima volumétrica en función de la ductilidad es un parámetro limitante cuando el axil reducido es mayor de 40 % en ductilidad igual a 2 y del 25% en ductilidades 3, 4 y 4,5.
- El parámetro de cuantía mínima volumétrica es un parámetro limitante en ductilidades medias ($\mu = 2$ y 3) entre los rango de 0% hasta 20%. Para el caso de ductilidades altas, este parámetro no tiene mucha influencia ya que solo ha limitado el 33% de los armados.
- La separación es un parámetro que limita más en ductilidades altas pero solo dentro del rango 0% hasta 10%. Y ductilidades medias tiene influencia muy baja.



Gráfica 24.9 – Criterio limitante en ductilidad 2 ($f_{ck} = 50$) en función del porcentaje de axil reducido, según EC-8

ANEXO 2: Niveles de desempeño según VISION 2000

Se va a hacer una breve recopilación de niveles de desempeño para elementos de hormigón explicados en este trabajo final de master según el informe VISION 2000.

Tabla 24.1: Descripción general de daños por los niveles y sistemas de rendimiento

Descripción del sistema	Nivel de desempeño									
	Totalmente Operacional		Operacional		Seguridad para la vida		Previo Colapso		Colapso	
	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
El daño total del edificio	Despreciable		Ligero		Moderado		Fuerte		Completo	
Drift transitorio permitido	< 0.2% ±		< 0.5% ±		< 1.5% ±		< 2.5% ±		> 2.5% ±	
Drift permanente admisible	Despreciable		Despreciable		< 0.5% ±		< 2.5% ±		> 2.5% ±	
Daños al sistema resistente a cargas verticales	Despreciable		Despreciable		De ligero a moderado, con capacidad para soportar cargas de gravitatorias		De moderado a fuerte, con algunos elementos con capacidad para soportar carga		Pérdida parcial o total para soportar carga gravitatorias	
Daños al sistema resistente a cargas horizontales	Despreciable. La respuesta es elástica y no existe pérdida de rigidez		Ligero. Respuesta casi elástica, con posible pérdida de rigidez y la aparición de fisuras en elementos estructurales		Moderado. Hay una reducción de resistencia y rigidez, pero resistes funcionalmente los esfuerzos laterales		La resistencia y rigidez es insignificante, no mecanismos de colapso pero existen grandes drift. Los elementos secundarios pueden haber fallado		Colapso parcial o tal de los elementos primarios, pueda que necesiten ser demolidos	
Reparación	No requiere		Conveniente repararlo		Posible, requerirá del cierre temporal		Probablemente no es practico		No es posible	

Tabla 24.2: Niveles de rendimiento y daños en las estructuras - Elementos Vertical

Elemento	Tipo	Nivel de desempeño									
		Totalmente Operacional		Operacional		Seguridad para la vida		Previo Colapso			
		10	9	8	7	6	5	4	3		
Elementos de hormigón	Primarios	Despreciable		Fisuras menores de 0,5 milímetros. Con deformaciones en el hormigón menores de 0,003		Daño considerable en vigas, desprendimiento del recubrimiento y fisuras menores de 3 milímetros. Menor tamaño de fisuras en columnas no dúctiles		Grandes fisuras y aparición de rotulas en elementos dúctiles. Menor tamaño de fisuras en columnas no dúctiles y posible fallo de empalme Graves daños en columnas cortas.			
	Secundarios	Despreciable		Igual que los tipo primario		Grandes fisuras y aparición de rotulas en elementos dúctiles. Menor tamaño de fisuras en columnas no dúctiles y posible fallo de empalme Graves daños en columnas cortas.		Desprendimiento de recubrimiento en vigas y columnas, posible acortamiento de estas. Daño severo en las uniones			
Cimentación	General	Despreciable		Pequeño asentamiento e inclinación despreciable		Asentamiento menores de 15 centímetros y asentamientos diferenciales menores de 15 milímetros en 10 metros		Importantes asentamientos e inclinaciones			

Tabla 24.3: Niveles de rendimiento y daños en las estructuras - Elementos Horizontales

Elemento	Nivel de desempeño							
	Totalmente Operacional		Operacional		Seguridad para la vida		Previo Colapso	
	10	9	8	7	6	5	4	3
Diafragmas de hormigón	Despreciable		Fisuración distribuida con un tamaño menor de 3 milímetros o mayores		Fisuración distribuida con un tamaño menor de 6 milímetros con posible aplastamiento y desprendimiento del recubrimiento		Amplia fisuración de la superficie con la aparición de desplazamientos.	

ANEXO 3: Clasificación de tipos de terreno

Dentro de este trabajo final de master se unifican los criterios de tipo de suelo con la siguiente tabla, este anexo es aplicable a todas la normas excepto al NCSE-02 que tiene un sistema diferente de clasificación,

Tabla 24.1: Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descripción del perfil grafico	Parámetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (golpes/30 cm)	c_u (kPA)
A	Roca muy dura	> 1500	-	-
B	Roca u otra formación geológica similar a roca, incluyendo como máximo 5 m del material más débil en la superficie	1500 - 800	-	-
C	Depósitos de arena muy densa, grava o arcilla muy rígida, de al menos algunas decenas de metros de espesor, caracterizados por un aumento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad	360 - 800	> 50	> 250
D	Depósitos profundos de arena densa o de densidad de media a densa, grava o arcilla dura con espesor de algunas decenas a muchos centenares de metros	180 - 360	15-50	70 - 250
E	Depósitos de suelos sueltos a medios no cohesionados (con o sin algunas capas blandas cohesivas), o principalmente suelos cohesivos de rigidez débil a firme	< 180	< 15	< 70
F	Un perfil de suelo constituido por una capa aluvial con valores de v_s de tipo C o D y espesor variable entre 5 m y 20 m, que yace sobre un material más rígido con $v_s > 800$ m/s			

El emplazamiento se clasifica conforme al valor de la velocidad media de la onda de corte. La velocidad media de la onda de corte $v_{s,30}$ se calcular con la siguiente ecuación:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (24.1)$$

El valor medio en 30 metros de velocidad de onda indicara un tipo de terreno, el cual se le asociara para determinar el espectro de respuesta. En el caso de que no obtenerlo de esta manera se podría utilizar los métodos de resistencia por penetración o resistencia al corte.

ANEXO 4: Mapas de Peligrosidad sísmica

Se recoge una serie de mapas de peligrosidad sísmica para explicar la construcción de un espectro de respuesta elástico según las normas ASCE-7, ver el apartado 18.3.4 de la página 143. Los mapas recogidos provienen de la Comunidad Autónoma de Murcia dentro del estudio para “Plan especial de protección civil ante el riesgo sísmico en la Región de Murcia” que ha obtenido las siguientes imágenes.

La información recogida en las figuras recoge, función de “g”, la aceleración pico (PGA) y las aceleraciones para periodo de 0,2 segundos y 1 segundo en un terreno tipo roca. Se han obtenido para los periodos de retorno de 475 y 975 años que corresponde a terremotos raros y muy raros respectivamente. Faltaría incluir, a mi juicio, los mapas correspondientes a terremotos ocasionales y frecuentes.

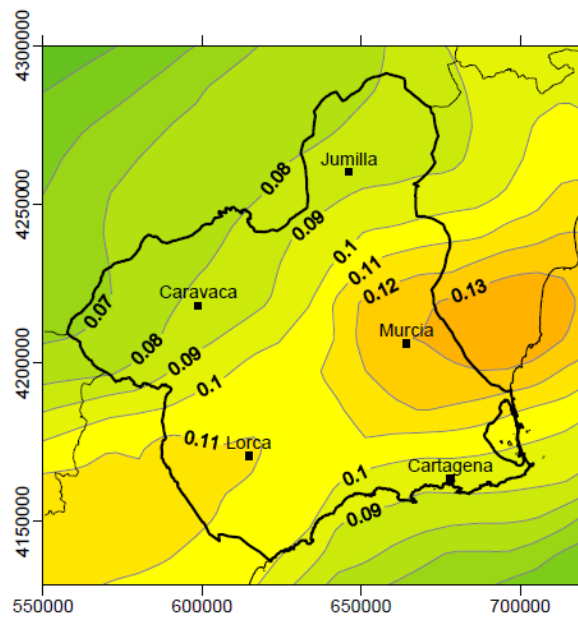


Figura 24.1 – Valor de la PGA, con periodo de retorno de 475 años (SISMIMUR, 2006)

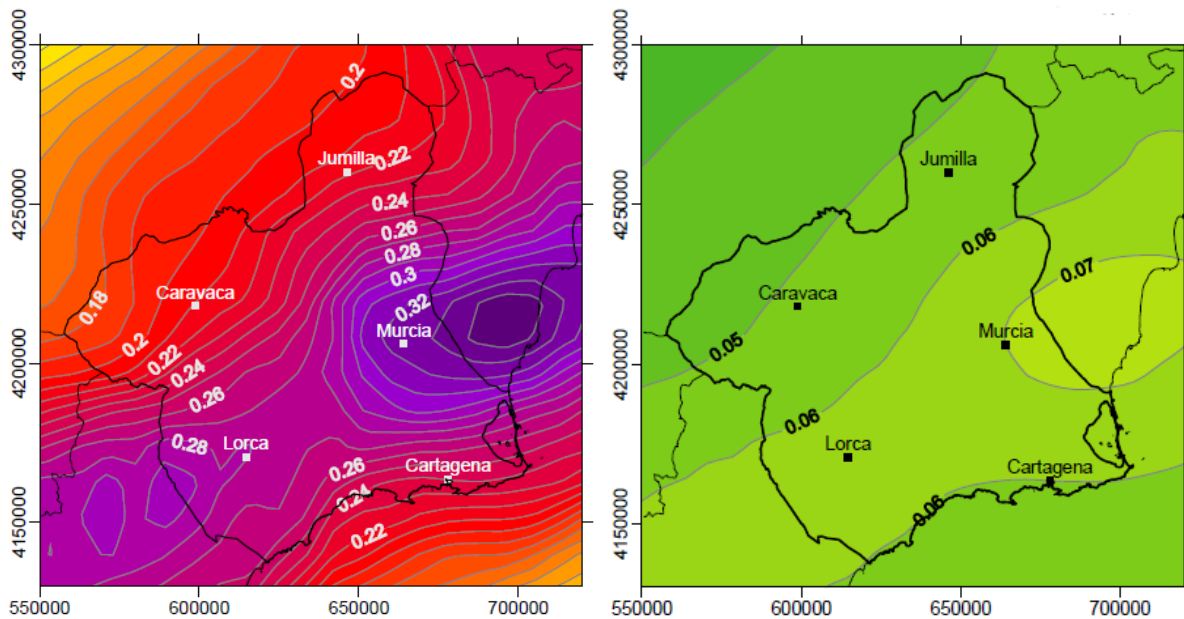


Figura 24.2 – Aceleraciones espectrales para 5 Hz y 1 Hz, con periodo de retorno de 475 años (SISMIMUR, 2006)

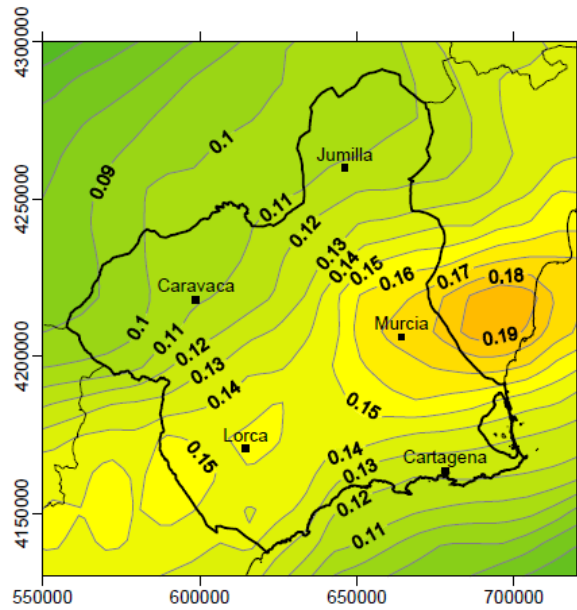


Figura 24.3 – Valor de la PGA, con periodo de retorno de 975 años (SISMIMUR, 2006)

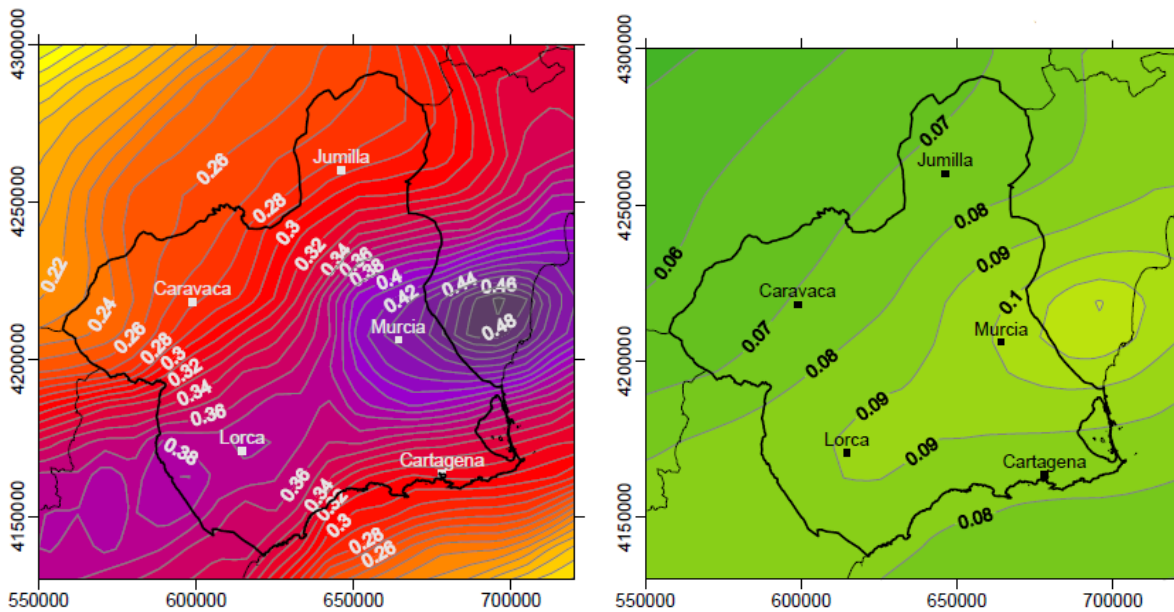


Figura 24.4 – Aceleraciones espectrales para 5 Hz y 1 Hz, con periodo de retorno de 975 años (SISMIMUR, 2006)

El espectro de respuesta elástico considerando un tipo de terreno D para la ciudad de Murcia quedaría definido con los siguientes parámetros, sin aplicarle la reducción de 2/3.

- Para 475 años

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S = 1,456 \cdot 0,32g = 0,466g \quad (24.1)$$

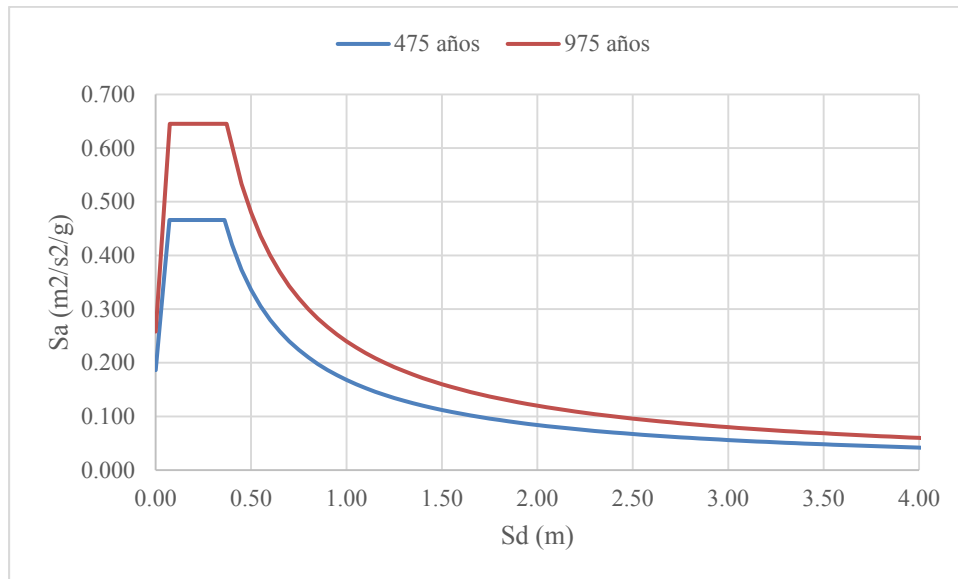
$$S_{M1} = F_v \cdot S_{D1} = 2,4 \cdot 0,07g = 0,168g \quad (24.2)$$

- Para 975 años

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S = 1,536 \cdot 0,42g = 0,645g \quad (24.3)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_{D1} = 2,4 \cdot 0,10g = 0,240g \quad (24.4)$$

Se obtiene la siguiente gráfica.



Gráfica 24.1 – Comparación de Pushover modo 1 y uniforme

En países como Estados Unidos se ha desarrollado estos mapas de peligrosidad para cada estado para un periodo de 2% en 50 años es decir un periodo de retorno de 2475 años, California es un ejemplo.

En la Figura 24.6 podemos observar que para frecuencias bajas de vibración el valor de la aceleración llega hasta valores 0,425 g en zonas próximas a la falla. En cambio en la Figura 24.7 se observa que para frecuencias iguales a un segundo de vibración el valor de la aceleración llega hasta valores 0,500 g en zonas próximas a la falla.

Con esta información se puede aplicar la norma ASCE-7 y conocer el espectro de respuesta elástico para la ciudad de San Francisco, con un terreno tipo D.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S = 1,0 \cdot 1,50g = 1,500g \quad (24.5)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_{D1} = 1,5 \cdot 0,63g = 0,945g \quad (24.6)$$

Dando lugar al siguiente espectro de respuesta, la aceleración de diseño es la que se muestra

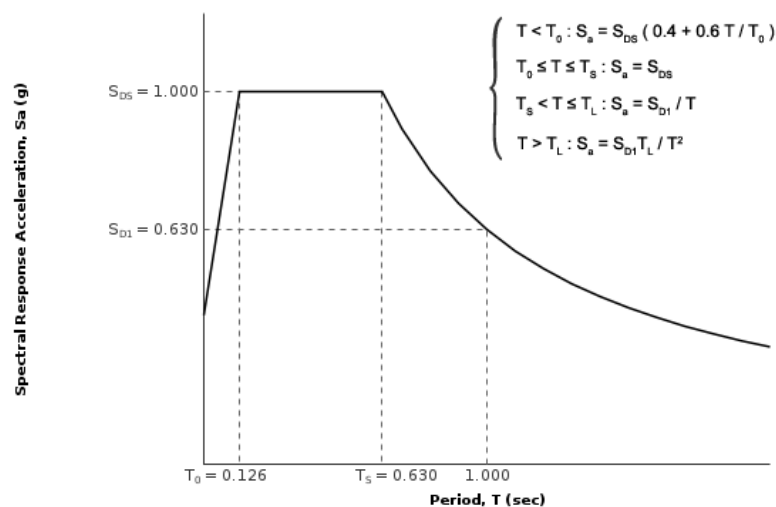


Figura 24.5 – Espectro de respuesta de aceleraciones para San Francisco, terreno tipo D (USGS, 2015)

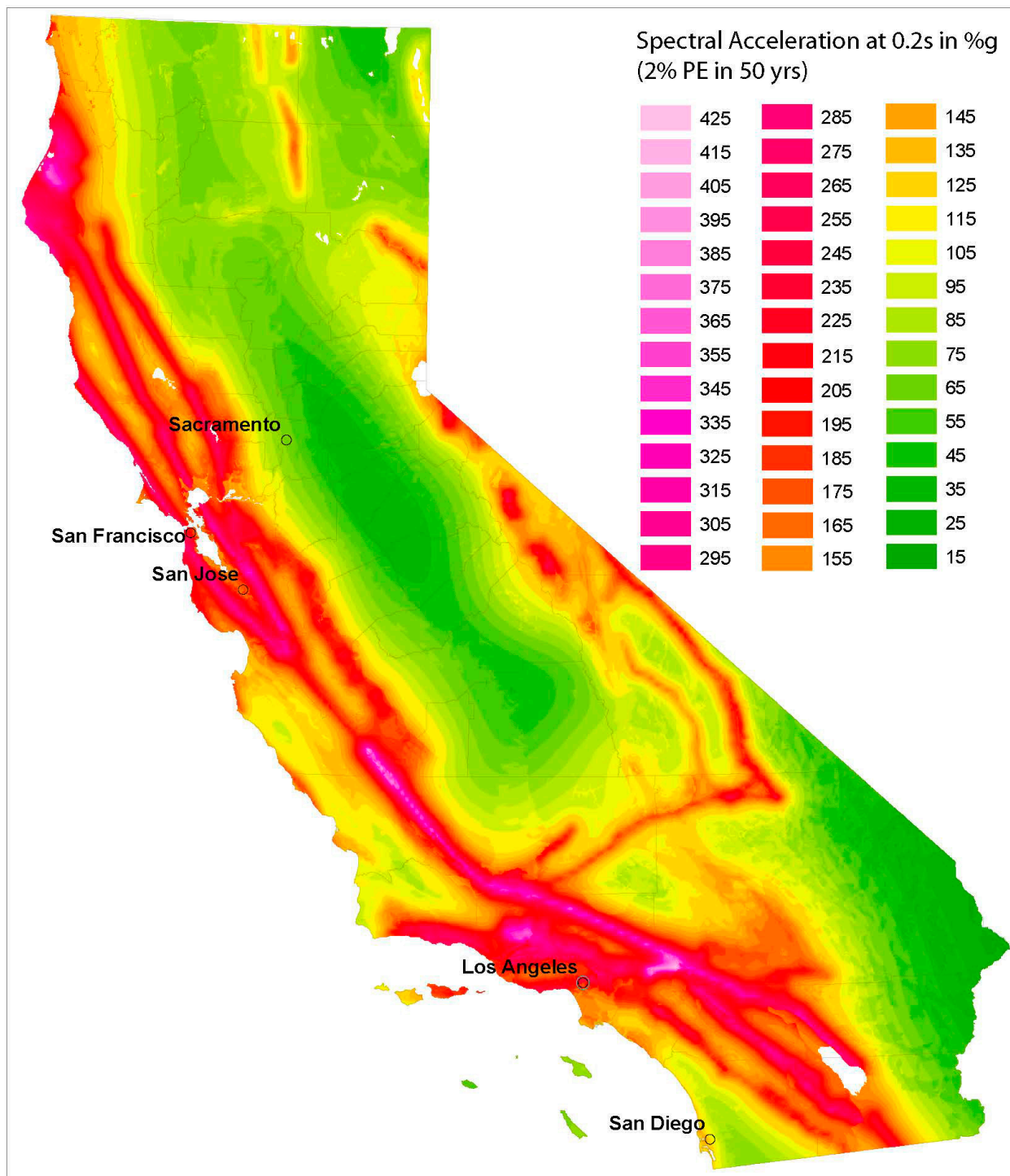


Figura 24.6 – Aceleración espectral para 5 Hz, con periodo de retorno de 2475 años (Kalkan, Wills, & Branum, Seismic Hazard Mapping of California Considering Site Effects, 2015)

Se puede encontrar más información sobre mapas de riesgo sísmicos en las siguientes web:

- Para la zona de los Estados Unidos: <http://earthquake.usgs.gov/designmaps/us/application.php>
- Para España: <http://www.ign.es/ign/layoutIn/sismoListadoMapasSismicos.do>
- Para el resto del mundo: <http://geohazards.usgs.gov/designmaps/ww/>

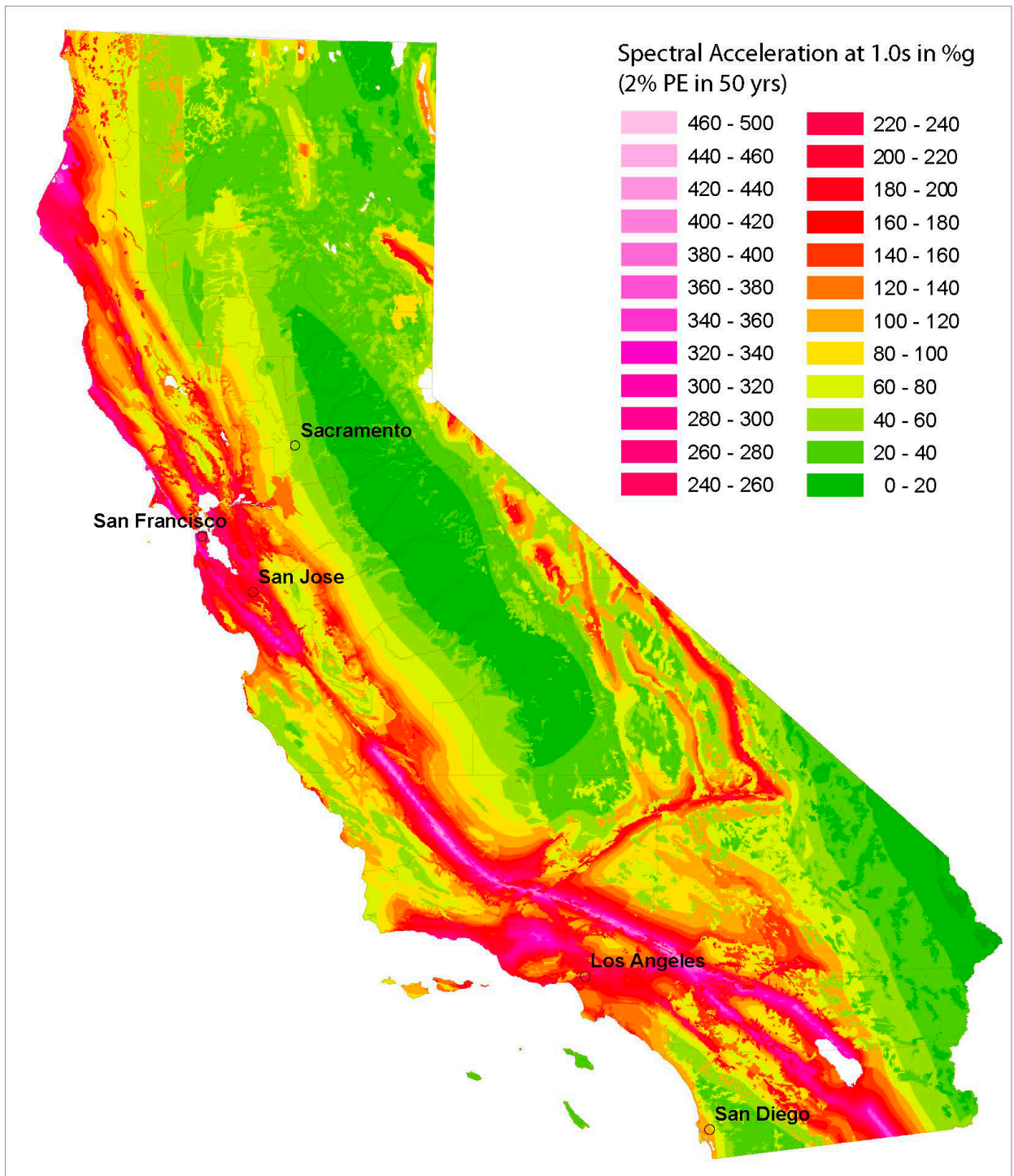


Figura 24.7 – Aceleración espectral para 1 Hz, con periodo de retorno de 2475 años (Kalkan, Wills, & Branum, Seismic Hazard Mapping of California Considering Site Effects, 2015)

NOTAS A PIE DE PÁGINA

- ⁱ La única norma de las estudiadas que proporciona una referencia sobre la rigidez es el EC-8 en el apartado 4.3.1 (7): “A menos que se desarrolle un método más preciso de análisis de los elementos fisurados, las propiedades de la rigidez elástica a flexión y a cortante de los elementos de hormigón y de fábrica pueden tomarse iguales a la mitad de la rigidez correspondiente a los elementos sin fisurar.”
- ⁱⁱ La clasificación del suelo en la Tabla 19.1: Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1 (AEN/CTN 140, 2011)Tabla 19.1 se ha elaborado teniendo en cuenta la Tabla 23.1 del ANEXO 4: Clasificación de tipos de terreno.
- ⁱⁱⁱ La clasificación del suelo en la Tabla 19.1: Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1 (AEN/CTN 140, 2011)Tabla 19.2 se ha elaborado teniendo en cuenta la Tabla 23.1 del ANEXO 4: Clasificación de tipos de terreno.
- ^{iv} Ver apartado 4.3.1 (7) de la norma EC-8.



Soy Edgar Pujante Saura, autor de este presente trabajo final de master. En el momento de la redacción soy Arquitecto técnico por la Universidad Politécnica de Cartagena, voy a finalizar los estudios de master de Ingeniería del Hormigón y en estos momentos estoy estudiando el grado en ingeniería civil.

Para las personas que lean este trabajo espero que les ayude a comprender la ingeniería sísmica, y así poder realizar los proyectos de mayor calidad ante los posibles terremotos.

Felicitar a todas las personas que han participado en este proyecto.