



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

**ANÁLISIS DE LAS MEDIDAS DE
REFUERZO Y
REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO
EN LAS ESTRUCTURAS DE
EDIFICIOS DAÑADOS POR LOS
TERREMOTOS DE LORCA (2011)**

Alumno: Álvaro Espadas Priego

Tutor: Prof. D. Jesús Donaire Ávila
Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Febrero, 2017

ÍNDICE

1. Resumen	1
2. Introducción	2
2.1 Marco de referencia. antecedentes.....	2
2.1.1 Sismicidad de la zona.....	2
2.1.1.1 Periodo histórico.....	4
2.1.1.2 Periodo instrumental.....	4
2.2.2.3 Terremotos más significativos.....	5
2.1.2 Marco geológico.....	6
2.1.3 Peligrosidad sísmica de la región de Murcia.....	7
2.2 Características del terremoto.....	9
2.2.1 Localización.....	9
2.2.2 Información Macrosísmica	9
2.2.3 Características de la serie sísmica.....	10
2.3 Registros de aceleración.....	11
2.3.1 Aceleraciones de suelo registrados.....	11
2.3.2 Espectros de respuesta.....	11
2.3.3 Atenuación del movimiento fuerte del suelo.....	11
2.3.3.1 Modelización del movimiento fuerte.....	11
2.4 Geología del terremoto.....	12
2.4.1 Fuente geológica.....	12
2.4.2 Efectos geológicos.....	13
2.4.2.1 Análisis de la posible ruptura superficial.....	13
2.4.2.2 Inestabilidades de ladera.....	13
2.5 Daños en las edificaciones.....	14
2.5.1 Tipologías constructivas y características urbanísticas de la ciudad de Lorca.....	14
2.5.1.1 Encuadre histórico.....	14
2.5.1.2 Tipologías constructivas características del área de Lorca	15
2.5.1.3 Normas sismorresistentes nacionales.....	15

2.5.1.4	Clasificación de tipologías constructivas en términos de vulnerabilidad.....	16
2.5.2	Daños observados durante el terremoto.....	16
2.5.2.1	Daños observados en la edificación tradicional.....	16
2.5.2.2	Daños observados en la edificación tecnológica.....	17
2.5.2.2.1	Características de la edificación tecnológica..	17
2.5.2.2.2	Prestaciones sismorresistentes	18
2.5.2.2.3	Elementos no estructurales.....	24
2.5.3	Estadísticas de daños a edificios.....	25
2.6	Conclusiones del estudio preliminar.....	26
2.6.1	Peligrosidad sísmica.....	26
2.6.2	Geología.....	27
2.6.3	Normativa sismorresistente.....	28
2.7	Reparaciones recomendadas y criterios de dimensionamiento.....	29
2.7.1	Encamisado con recrido de hormigón.....	30
2.7.1.1	Detalles, aspectos tecnológicos y de construcción.....	31
2.7.1.2	Reparación recomendada pilares cuadrados o circulares con daños moderados.....	32
2.7.2	Camisas de acero y empresillado de acero.....	39
2.7.2.1	Alcance y Aspectos de construcción.....	39
2.7.2.2	Reparación recomendada de pilares con requerimiento de restituir la capacidad resistente con un empresillado de perfiles angulares.....	40
2.7.2.3	Reparación recomendada de pilares con requerimiento de restituir la capacidad resistente con un encamisado de chapa con mortero inyectado.....	44
2.7.3	Encamisado de sistema de refuerzo de polímero reforzado con fibras (FRP).....	47
2.7.3.1	Materiales de FRP para reacondicionamiento sísmico.	49
2.7.3.2	Campo de aplicación de los FRPs.....	50

3. Objetivos.....	52
 4. Cálculo de acciones, esfuerzos y ductilidad según el método simplificado de la NCSE-02.....	 53
4. 1 Aplicación del método simplificado de la NCSE-02.....	53
4.1.1 Datos del edificio.....	53
4.1.2 Aceleración sísmica de cálculo.....	54
4.1.3 Periodo fundamental del edificio y número de modos a considerar	56
4.1.4 Espectro elástico de respuesta.....	58
4.1.5 Masas de la estructura.....	61
4.1.6 Cálculo de las acciones sísmicas.....	63
4.2 Método aproximado para distribuir el cortante procedente de las acciones sísmicas.....	65
4.2.1 Reparto de cortante de planta asignado al pórtico entre los pilares de planta (Sismo Recto sin Torsión).....	65
4.2.2 Cálculo inercias pilares y vigas.....	68
4.2.3 Calculo rigideces pórticos.....	68
4.2.4 Cálculo rigideces por planta en la dirección de los pórticos 5 y 7	70
4.2.5 Cálculo cortantes de pilares por planta.....	70
4.3 Cálculo esfuerzos debido a la acción sísmica.....	71
4.3.1 Cálculo Momentos en pilares debido a la acción sísmica	71
4.3.2 Axiles debidos a la acción sísmica en pilares de planta baja.....	72
4.4 Cálculo esfuerzos debido a cargas gravitatorias.....	73
4.4.1 Cargas gravitatorias a considerar sobre los Pórticos 5 y 7.....	73
4.4.2 Cortantes debidos a cargas gravitatorias en vigas.....	76
4.4.3 Axiles debido a cargas gravitatorias en pilares.....	77
4.5 Cálculo de momentos, cortantes y axiles planta baja.....	78
4.6 Leyes de momentos, cortante y axil teniendo en cuenta un sismo positivo y un sismo negativo.....	79
4.7 Cálculo de la ley Momento-Curvatura, Momento-Axil y Momento-Cortante mediante Response 2000	81
4.7.1 Cálculo diagrama momento curvatura y ductilidad.....	82
4.7.2 Cálculo diagrama interacción Momento-Axil.....	84
4.7.3 Cálculo diagrama interacción Momento-Cortante.....	86

4.8	Análisis resistencia.....	86
4.9	Análisis ductilidad.....	87
4.9.1	Cálculo de desplazamientos.....	88
5.	Reacondicionamiento sísmico.....	92
5.1	Aplicación medida de reacondicionamiento. Recrecimiento de hormigón	92
5.1.1	Cálculo inercias, rigideces de los nuevos pilares y rigidez de planta.....	97
5.1.2	Cálculo cortantes , momentos y axiles debido a la acción sísmica de los nuevos pilares.....	98
5.1.3	Cálculo de momentos en planta baja nuevos pilares.....	99
5.1.4	Leyes de momentos, cortante y axil teniendo en cuenta un sismo positivo y un sismo negativo en nuevos pilares	99
5.1.5	Diagrama Momento-Curvatura (Response 2000) nuevos pilares.....	102
5.1.6	Diagrama de interacción Momento-Axil (Response 2000) nuevos pilares.....	102
5.1.7	Diagrama de interacción Momento-Cortante (Response 2000) nuevos pilares.....	103
5.1.8	Análisis resistencia nuevos pilares.....	104
5.1.9	Análisis ductilidad nuevos pilares.....	105
5.1.9.1	Cálculo desplazamientos debido a acciones nuevos pilares.....	105
5.1.9.2	Cálculo desplazamientos en función capacidad máxima nuevos pilares.....	105
5.2	Unión pilar-viga y pilar-zapata cimentación.....	107
5.3	Efecto P-Δ.....	110
6.	Conclusiones.....	112
7.	Anexos.....	113
7.1	Anexo I. Planos.....	113
8.	Bibliografía.....	114

1 RESUMEN

El terremoto de Lorca de mayo de 2011 puso en evidencia la elevada vulnerabilidad sísmica de estructuras porticadas de hormigón armado sin medidas específicas para soportar este tipo de cargas, como pueden ser, pantallas de hormigón armado o disipadores de energía. Es decir la estructura porticada debe soportar por si misma tanto las acciones gravitatorias como las sísmicas. Los terremotos de Lorca se pueden catalogar del tipo cerca de falla caracterizado por un pulso fuerte de aceleración. Este tipo de terremotos presentan como característica el daño en plantas bajas, cuando las rigideces laterales de las estructuras son bajas, sobre todo cuando éstas son diáfanas y exentas de cerramientos de fábrica de ladrillo, tal y como se constató en el segundo terremoto de Lorca . El presente trabajo trata de establecer una comparativa conforme a la normativa actual como a la situación real de carga que se produjo en los terremotos ocurridos en 2011. Se proponen medidas de reacondicionamiento sísmico en los principales elementos dañados que fueron los pilares de planta baja. Estas medidas de reacondicionamiento sísmico están contempladas en la norma sismorresistente europea y supervisadas por el profesor Michael Fardis (2009). En nuestro caso hemos utilizado como medida de reacondicionamiento el refuerzo de pilares con recredido de hormigón armado, el cual se ha realizado a nivel local, evaluando la repercusión del incremento de rigidez y/o resistencia en el comportamiento global de la estructura. Se pretende, por tanto, analizar la efectividad de la medida planteada, en cuanto al incremento de su capacidad de deformación lateral (ductilidad) y la resistencia, así como evaluar el comportamiento global de la estructura. En este último caso, se determinará el grado de concentración de daño en la misma planta o en otras cuando se vea sometida la estructura a un terremoto de características similares. Se analizará los pilares de planta baja de la estructura de un edificio de 4 plantas construido en el pueblo de Lorca (Murcia) según la norma NCSE-94 (es decir, según la norma anterior a la NCSE-02), cuyos planos y detalles se incluyen en el Anexo I, la estructura de este edificio soportó dichos terremotos, los cuales provocaron diferentes daños. Para calcular las diferentes acciones debidas al sismo que soporta el edificio se empleará un método simplificado aproximado.

2 INTRODUCCIÓN

El presente apartado trata de reflejar las características del terremoto y de su serie de réplicas, recogiendo los trabajos que han desarrollado diferentes equipos de investigación, tanto previos al terremoto como posteriores, recogidas en el Informe del Sismo de Lorca de Mayo de 2011 (Universidad Politécnica Madrid, 2011). El estudio describe los aspectos científicos y técnicos de mayor interés, desde la historia sísmica de la zona hasta el comportamiento de las edificaciones de la ciudad de Lorca. Asimismo, se acompaña de un encuadre geológico de la zona y de las características de la falla de Alhama de Murcia, responsable de la ocurrencia del terremoto.

Además se presentan las recomendaciones y técnicas para la reparación estructural de edificios afectados por el sismo como indica el profesor Fardis M. (2009), y se dan unos criterios básicos para su dimensionamiento recogidas en la guía para la restitución de la capacidad frente al sismo de elementos estructurales, tabiques, cerramientos, petos y escaleras de edificios dañados en el sismo de Lorca (Ayuntamiento de Lorca, 2012) . Como ya se ha señalado, estas reparaciones tienen como objetivo principal devolver la capacidad resistente que tenían los edificios antes del sismo, es decir, mantener la seguridad original de las estructuras.

2.1 MARCO DE REFRENCIA. ANTECEDENTES

2.1.1 Sismicidad de la zona

La zona donde ha ocurrido el terremoto de Lorca tiene una actividad sísmica moderada dentro del contexto de la península Ibérica, donde se han producido terremotos de intensidad VIII-IX (EMS-98) en épocas históricas y de magnitud máxima registrada de 5.0 en el periodo instrumental. Considerando la zona comprendida entre los 37,2° y 38,2° de latitud norte y los -1,1° y -2,2° de longitud oeste en el entorno de Lorca, la distribución espacial de la sismicidad queda reflejada en el mapa de la Figura 2.1, donde se puede apreciar la sucesión de terremotos históricos e instrumentales que han ocurrido a lo largo de la falla de Alhama de Murcia, responsable del reciente terremoto de Lorca, también representado en el mapa. Asimismo, aparecen otros núcleos de actividad notable en la vega del río Segura y en la provincia de Almería,

sobresaliendo el terremoto de Vera de 1518, de intensidad VIII-IX. Al norte de la región se distingue la actividad más reciente, justo donde se han registrado las magnitudes instrumentales más elevadas.

Una forma de cuantificar de la actividad sísmica de la región para todo el periodo conocido, tanto histórico como instrumental, consiste en contabilizar los terremotos y describirlos con un único parámetro mediante la intensidad macrosísmica. Así, el histograma de la Figura 2.2 representa el número de terremotos para cada valor de intensidad. Desde el primer terremoto considerado hasta la actualidad se han observado 53 sismos de intensidad superior a V, es decir, aquellos que han ocasionado algún grado de daño. La tasa de actividad que resulta para este nivel de intensidad, sin considerar el actual sismo de 2011, sería de aproximadamente 0.1 terremotos/año.

Con objeto de analizar la sismicidad de forma coherente con la información disponible, la dividimos en los dos clásicos periodos, el histórico y el instrumental. El primero se iniciaría con el primer sismo que tuviese intensidad asignada y coordenadas epicentrales, mientras que el segundo podría considerarse a partir del primer sismo con magnitud instrumental calculada, o que haya sido registrado instrumentalmente en al menos tres estaciones y con coordenadas epicentrales calculadas ya sea por métodos gráficos o numéricos. En nuestra área de interés, el periodo histórico empieza a principios del siglo XV y el instrumental en 1930.

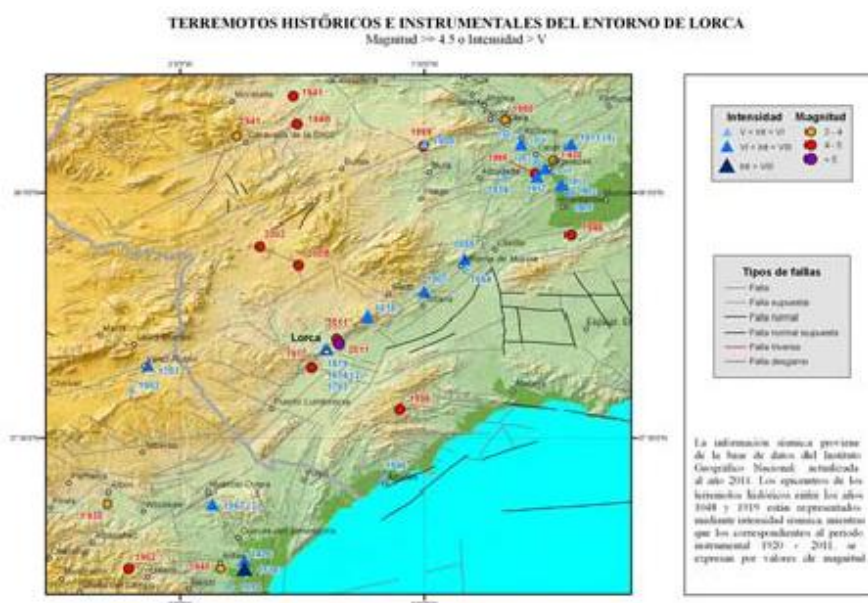


Figura 2.1. Sismicidad de la zona de Lorca con terremotos de intensidad superior a V o magnitud igual o superior a 4.5.

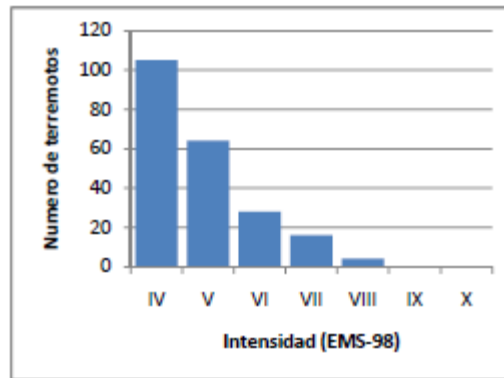


Figura 2.2. Distribución del número de terremotos con intensidad para la zona de estudio.

2.1.1.1 Periodo histórico

Los terremotos de mayor intensidad, superior a VI, ocurridos en el área de estudio son los siguientes:

Tabla 2.1. Terremotos de mayor intensidad.

Fecha	Hora(GMT)	Latitud	Longitud	Intensidad	Localización
30/01/1579		376833	-17000	VII	Lorca.MU
28/08/1674	21:30:00	376833	-17000	VIII	Lorca.MU
20/12/1818	09:45:00	377500	-16167	VI-VII	NE Lorca.MU

2.1.1.2 Periodo instrumental

- Desde 1930 se han registrado en el área de estudio más 2.200 terremotos, si bien casi 1.500 de ellos corresponden a magnitudes inferiores a 2.0.
- La magnitud máxima registrada, antes del terremoto de Lorca de 2011, alcanzó el grado 5.0 (1948 y 2002) y en todo este periodo han ocurrido en la zona 20 terremotos de magnitud igual o superior a 4.0.

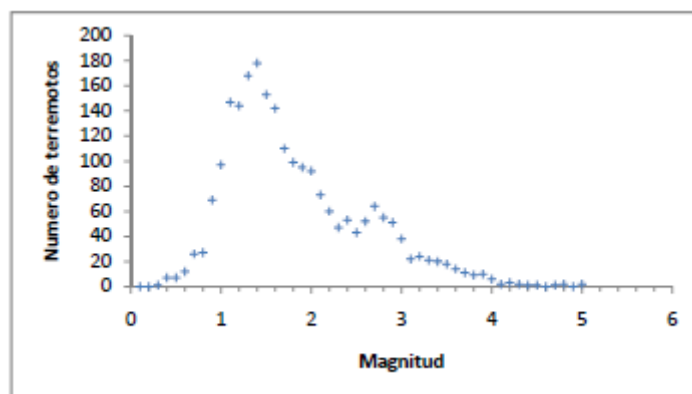


Figura 2.3. Distribución del número de terremotos para cada magnitud (periodo 1930-2010).

- Entre los años 1996 y 2005 se produjeron cuatro terremotos con picos de magnitud cada tres años.

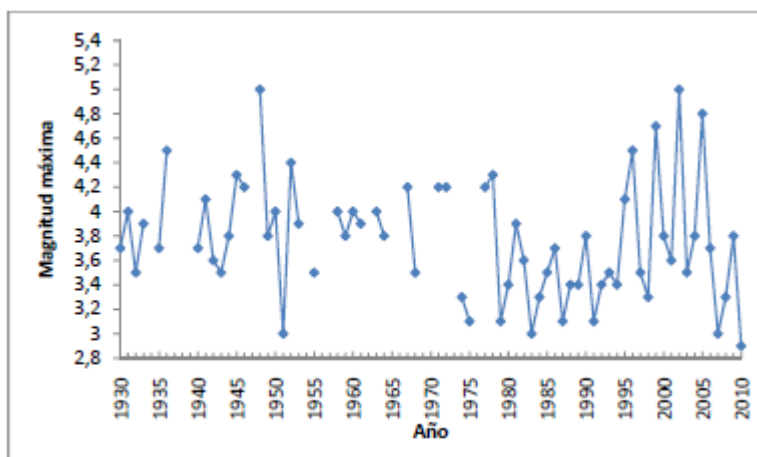


Figura 2.4. Distribución temporal de la máxima magnitud registrada desde el año 1930 para la zona de estudio.

2.1.1.3 Terremotos más significativos

- Cehegín, 1948, magnitud 5.0
- Lorca, 1977, magnitud 4.2
- Mula, 1999, magnitud 4.7 (premonitorio 3.5 ocurrido 23 minutos antes)
- Bullas, 2002, magnitud 5.0
- La Paca, 2005, magnitud 4.8

2.1.3 Peligrosidad sísmica de la región de Murcia

El terremoto ocurrido en Lorca el 11 de mayo de 2011, tuvo lugar en una zona donde sismos relativamente frecuentes con baja y moderada magnitud causan un daño significativo. Ocasionalmente, esos terremotos están agrupados en cortos intervalos de tiempo. Es el caso de los cuatro sismos ocurridos en la provincia de Murcia con importantes efectos en Mula (1999), Bullas (2002), La Paca (2005) y Lorca (2011). En un plazo de 12 años han tenido lugar cuatro eventos que, conjuntamente, han causado los mayores daños reportados por terremotos en España en las últimas décadas.

Las relaciones causa-efecto observadas hacen crecer la probabilidad de ocurrencia de futuros terremotos en aquellas zonas donde los esfuerzos estáticos han crecido tras los sismos previos. Este hecho, unido al daño evidenciado por terremotos de baja magnitud en la región, confiere un importante riesgo sísmico a la región.

La amplificación local del movimiento sísmico (quizá junto a una con posible directividad de la ruptura) y la relativamente elevada vulnerabilidad de las estructuras, parecen explicar el daño observado.

Algunos edificios recientes, construidos al amparo de las últimas normativas, han sufrido daños significativos, lo que lleva a cuestionar dichas normativas, preguntándonos qué lecciones debemos extraer hacia la edición de una nueva normativa.

La peligrosidad de la región de Murcia se explica por la existencia de grandes fallas con actividad geotectónica. Estas conforman una zona de deformación (zona de falla) de ancho variable, normalmente entre 1 y 5 km, que se reconoce en superficie por longitudes de al menos 30 km, superando con frecuencia los 50 km, y llegando excepcionalmente a 100 km. Casi todas las grandes fallas se pueden compartimentar en segmentos tectónicos diferenciados, que pueden presentar longitudes desde los 10-15 km hasta unos 40 km en las fallas más continuas, siendo estas longitudes determinantes en la magnitud de los terremotos que pueden ocurrir.

Las fallas con mayor grado de actividad reciente en la Región de Murcia son las fallas de Alhama de Murcia y Carraschoy, si bien fuera del territorio murciano también hay que destacar la Falla del Bajo Segura y las fallas de San Miguel de Salinas y Torre Vieja (Alicante), con posibles efectos en la provincia de Murcia. La magnitud máxima estimada en cada falla y el periodo de recurrencia medio son indicados en la Figura 2.6.

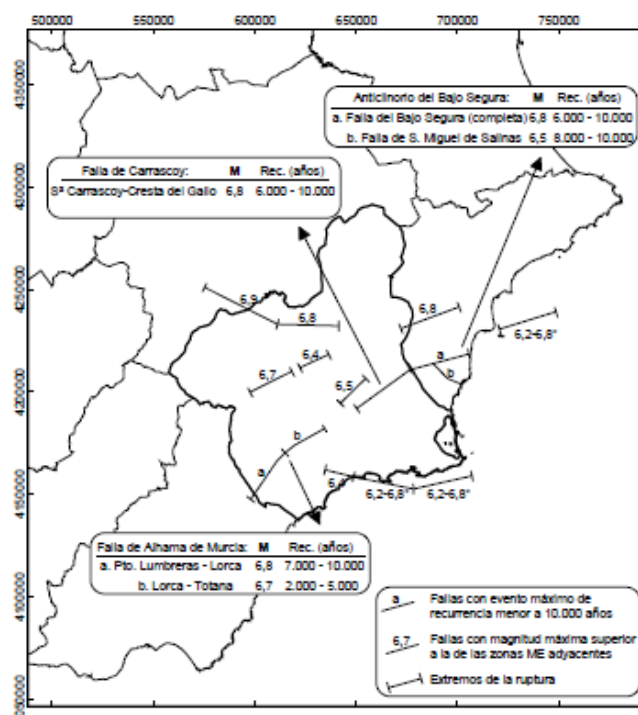


Figura 2.6. Magnitudes máximas y recurrencias medias estimadas para las grandes fallas de la región de Murcia con periodo de recurrencia inferior a 10.000 años. En el resto de las grandes fallas se indica únicamente la magnitud máxima posible. Estas fallas no tienen influencia significativa en la peligrosidad para periodos de retoro inferiores a su periodo de recurrencia, pero deberían considerarse en análisis deterministas de la peligrosidad o en probabilistas para muy bajas probabilidades de excedencia. Tomado de García-Mayordomo (2005).

En la Tabla 2.2. se resumen los valores de magnitud máxima y periodo de recurrencia estimados para cada falla de la provincia de Murcia y alrededores.

Tabla 2.2. Parámetros sísmicos de las grandes fallas de la provincia de Murcia (tomado de García- Mayordomo, 2005).

Falla	Segmento	M_w	Rec.media
<i>Alhama de Murcia</i>	<i>Pto.Lumberas-Lorca</i>	6,8	7000 años
	<i>Lorca-Totana</i>	6,7	2000 años
<i>Carrascoy</i>	<i>Sª Carrascoy-Cresta del Gallo</i>	6,8	6000 años
<i>Bajo Segura</i>	<i>Hurchillo</i>	6,3	1700 años
	<i>Benejúzar</i>	6,2	2000 años
	<i>Guardamar</i>	6,1	3000 años
<i>S.Miguel de las Salinas</i>	<i>La Veleta-Río Segura</i>	6,5	8000 años

2.2 CARACTERÍSTICAS DEL TERREMOTO

2.2.1 Localización

La localización de los terremotos de toda la serie se ha calculado con las estaciones sísmicas disponibles, tanto del IGN como de otras instituciones (IAG, ROA, UCM, UA). Asimismo, dada la proximidad de los equipos de aceleración, sus tiempos de llegada también han sido utilizados en el cálculo, sobresaliendo el acelerógrafo de Lorca que situado muy próximo al epicentro ha permitido un cálculo del hipocentro con un margen de error muy pequeño. El modelo de corteza utilizado ha sido el utilizado en el sistema ARS y los resultados del cálculo de los parámetros de localización de los dos terremotos iniciales de la serie, el premonitorio y el principal, son los que figuran en la tabla 2.3.

Tabla 2.3. Localización de los dos terremotos principales

Fecha	Hora (GMT)	Latitud	Longitud	Prof(km)
11-mayo-2011	15:05:13	377041	-16812	2
11-mayo-2011	16:47:25	376946	-16756	3

Los dos terremotos están muy próximos entre sí y están localizados aproximadamente a 2 km al noreste de la ciudad de Lorca. También las profundidades de los focos son similares.

El principal generó 8 veces más energía que el premonitorio.

2.2.2 Información Macrosísmica

El terremoto principal del día 11 de mayo de 2011 se localizó a unos tres kilómetros de la ciudad de Lorca -donde prácticamente todos los edificios han quedado marcados por la sacudida- y se sintió incluso en Madrid, a más de 400 km. Fue precedido por un terremoto de 4.5 también dañino, que debilitó y aumentó la vulnerabilidad de algunos edificios. Nueve personas murieron, la mayoría bajo parapetos y cornisas caídos desde las partes altas de los edificios. El último terremoto

con una Intensidad similar en España se produjo también en Murcia, el 29 de enero de 2005 al noroeste de Aledo, pero por haberse producido en una zona mucho menos poblada, no tuvo las consecuencias sociales ni económicas que el de Lorca.

Las personas que lo vivieron lo describen como muy fuerte y corto, comparándolo con una explosión. Para muchos fue difícil estar de pie, especialmente dentro de los edificios. Algunas personas refieren haber visto ondular el suelo. Los objetos cayeron en gran número.

Mientras que la mayoría de los edificios de la ciudad presentan daños ligeros o moderados, tan sólo un edificio de viviendas colapsó completamente. Era un edificio construido recientemente, aparentemente sometido a los efectos producidos por pilares cortos, planta baja diáfana, choque con edificios colindantes con forjados a distintas alturas y emplazamiento en pendiente y en esquina.

2.2.3 Características de la serie sísmica

En la hora y 45 minutos que transcurrieron entre el terremoto premonitorio de magnitud 4.5 y el principal de 5.1 ocurrieron 6 sismos entre las magnitudes de 1.5 y 2.6. Después del principal se han producido 135 réplicas contabilizadas hasta el día 14 de julio, de las cuales fueron sentidas 16, alcanzando solo una de ellas el grado IV (EMS-98).

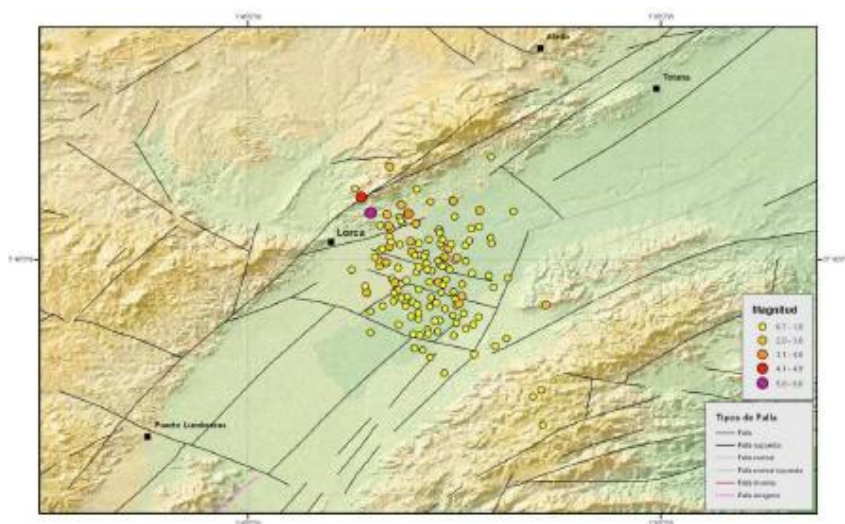


Figura 2.7. Distribución espacial del terremoto principal y la serie sísmica.

2.3 REGISTROS DE ACELERACIÓN

2.3.1 Aceleraciones de suelo registradas

Los valores máximos de PGA registrados en Lorca en los dos primeros terremotos son los más grandes jamás antes registrados instrumentalmente en la península Ibérica, según consta en las bases de datos del IGN. Estos altos valores de aceleración pico son, principalmente, consecuencia de la proximidad del terremoto, cuyo epicentro se sitúa a unos 3 km y de la somera profundidad del foco.

2.3.2 Espectros de respuesta

La comparación con los espectros de la NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003), muestra que éstos han sido superados por los dos terremotos mayores, cualquiera que sea la clase de suelo que se considere.

2.3.3 Atenuación del movimiento fuerte del suelo

2.3.3.1 Modelización del movimiento fuerte

En el campo próximo la aceleración es muy sensible a la profundidad del sismo. Este hecho tiene una gran trascendencia en el cálculo de la peligrosidad, basado en la estimación de la aceleración por medio de modelos de movimiento fuerte. Si esos modelos infraestiman la aceleración en el plano de ruptura, la peligrosidad que resulta en el entorno de la falla es también infraestimada y las correspondientes aceleraciones son menores que las reales. El caso tiene una importancia especial cuando una población se encuentra en el plano de la falla, como ocurre en Lorca, porque entonces las aceleraciones que se introducen en el diseño pueden estar siendo muy inferiores a las que genera el terremoto a distancias muy cortas. Este podría ser un factor que contribuye a explicar el importante daño observado en estructuras recientes, construidas supuestamente al amparo de la normativa.

2.4 GEOLOGÍA DE LA ZONA SISMOGENÉTICA

2.4.1 Fuente Geológica

La posición de los epicentros del terremoto principal de magnitud 5.1 así como del terremoto de magnitud 4.5 ocurrido aproximadamente 2 horas antes, coinciden espacialmente con la localización de la traza en superficie de la Falla de Alhama de Murcia a unos 2 km al noreste de la ciudad de Lorca.

La falla se encuentra segmentada en varios tramos con direcciones algo distintas. Cuando se produce un terremoto en una gran falla no se reactiva toda ella sino solamente uno de esos tramos denominados segmentos o parte de él.

El terremoto de Lorca al ser de magnitud moderada habría ocurrido en un límite entre dos de esos segmentos: el Goñar-Lorca y el Lorca-Totana. Es importante tener esto en cuenta puesto que el cambio de esfuerzos generado por este terremoto de Lorca puede influir en el estado de esfuerzos de esos dos segmentos. Es necesario profundizar en el estudio de esa influencia para cuantificar si dichos segmentos han podido quedar desestabilizados y ser potenciales generadores de terremotos de tamaño similar o incluso superior.

Los epicentros de los dos terremotos de mayor magnitud parecen relacionados a una zona donde la FAM presenta una estructura algo compleja, con dos ramas principales. Los epicentros podrían localizarse en cualquiera de las dos ramas, si bien parece más probable su localización asociada al Corredor Norte. Este corredor está formado por una estructura doble formada a su vez por dos ramas paralelas muy próximas en superficie y cuyas trazas pasarían una por debajo del casco urbano de Lorca y otra por el flanco NO del cerro del Castillo de Lorca. En todo caso la estructura de la falla a su paso por Lorca es bastante compleja, sufre un ligero cambio de dirección y podrían existir varias ramas activas de la falla en el sustrato del casco urbano. La elevada aceleración registrada antes descrita y la intensidad de los daños son coherentes con esta cercanía de la falla.

Hay que destacar que en estudios paleosísmicos previos se han identificado terremotos prehistóricos en esta falla de magnitudes incluso superiores, mayores de 6.0



Figura 2.8. Vista panorámica de la ciudad de Lorca tomada desde la zona del epicentro. Las trazas rojas muestran la posición de las trazas principales de la FAM a su paso por Lorca. Las dos fallas que se dirigen hacia el pueblo forman el dúplex de desgarre que forman un bloque de rocas de basamento metamórficas levantadas y rodeadas por rocas sedimentarias miocenas. Se han marcado como referencia varios puntos singulares de la ciudad.

2.4.2 Efectos geológicos

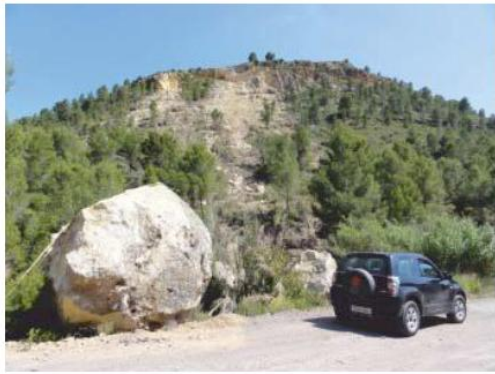
2.4.2.1 Análisis de la posible ruptura superficial

Los efectos superficiales más importantes han sido las inestabilidades de ladera que más abajo se detallarán. Sin embargo, hasta la fecha de redacción de este informe no se ha detectado ruptura superficial de la falla, lo que parece apoyar que, a pesar de escasa profundidad del hipocentro, la ruptura no ha llegado a afectar al suelo del núcleo urbano de Lorca ni de los alrededores, en cuyo caso los daños habrían sido mucho mayores.

2.4.2.2 Inestabilidades de ladera

Desprendimientos rocosos de diferente entidad y desmoronamientos de tramos de la muralla exterior del castillo de Lorca. Merece destacarse que las medidas de estabilización del frente rocoso de la falda sur del cerro del Castillo de Lorca han funcionado adecuadamente, evitando lo que hubiera supuesto un agravamiento de los daños producidos por el terremoto, y quizá un mayor número de víctimas.

La mayor parte de los efectos del terremoto se localizan al oeste del epicentro. Este hecho puede indicar la existencia de directividad, es decir que la rotura se propagó a lo largo de la falla desde el epicentro hacia la ciudad de Lorca, lo que pudo agravar sus efectos.



a)



b)



c)

Figura 2.9. Caída de bloques: (a) en carretera; (b) en vivienda; (c) sobre valla protección.

2.5 DAÑOS EN LAS EDIFICACIONES

2.5.1 Tipologías constructivas y características urbanísticas de la ciudad de Lorca

2.5.1.1 Encuadre histórico

El estrechamiento del Rio Guadalentín, donde abandona la Cuenca Alta de Lorca a través de un paso en la Sierra de la Tercia ha sido un sitio escogido desde la antigüedad para vadear el rio, convirtiéndose desde hace siglos en un punto privilegiado de comunicaciones. Debemos a la actividad de la Falla de Alhama de Murcia las condiciones privilegiadas de este emplazamiento, caracterizado por un escarpe elevado dotando de excelente visibilidad y seguridad a los habitantes primitivos del Neolítico.

2.5.1.2 Tipologías constructivas características del área de Lorca

- Edificación tradicional: el casco histórico de Lorca está compuesto principalmente por estructuras murarias de mampostería de piedra. Los forjados son de madera.
- Edificación tecnológica: a partir de mediados del siglo XX aparecen las normas tecnológicas de obligado cumplimiento.

2.5.1.3 Normas sismorresistentes nacionales

La primera norma sismorresistente de ámbito nacional se publica en el año 1962. La norma es renovada en los años 1968; 1974; 1994 y 2002.

- NORMA SISMORRESISTENTE MV-101 1962
- NORMA SISMORRESISTENTE PGS-1 1968
- NORMA SISMORRESISTENTE PDS-1 1974
- NORMA SISMORRESISTENTE NCSE-94
- NORMA SISMORRESISTENTE NCSE-02

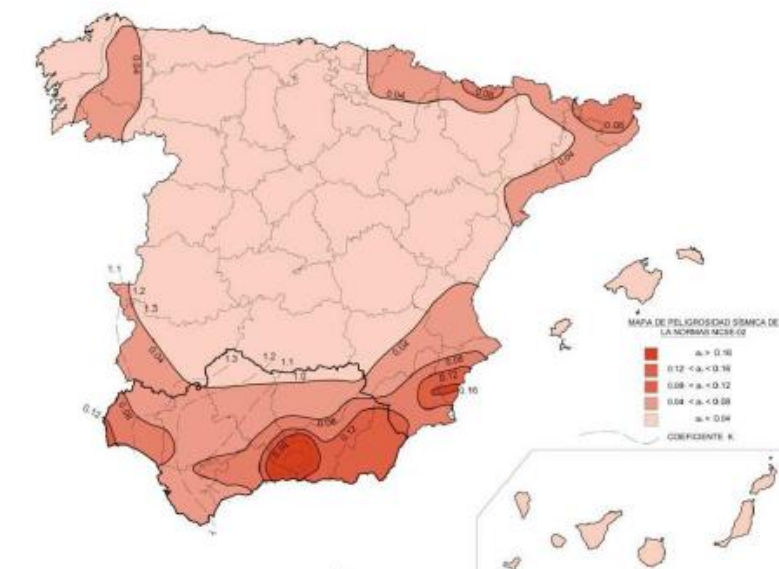


Figura 2.10. Mapa de peligrosidad de la norma sismorresistente NCSE-02.

2.5.1.4 Clasificación de tipologías constructivas en términos de vulnerabilidad

Para Lorca identificamos 6 tipologías constructivas básicas, que en su totalidad describen la práctica totalidad del parque inmobiliario. Identificamos tres tipologías tradicionales de estructura muraria de carga, descrito por el código EM, y tres tipologías tecnológicas de Hormigón Armado descritas por el código EH y ordenadas de acuerdo a las tres renovaciones más importantes de las normas sismorresistentes españolas. Las tipologías se describen a continuación en la tabla 2.4.

Tabla 2.4. Tipologías constructivas en términos de vulnerabilidad.

Código	Descripción
EMM	Estructura Muraria de Mampostería Ordinaria + Forjados Madera sin efecto diafragma
EML	Estructura Muraria de fábrica de Ladrillo + Forjados Madera sin efecto diafragma
EMH	Estructura Muraria de fábrica de Ladrillo + Forjados de Hormigón Armado con efecto diafragma
EHP	Estructura de pórticos de Hormigón Armado <1996
EHP94	Estructura de pórticos de Hormigón Armado >1996<2004 NCSE 94
EHP02	Estructura de pórticos de Hormigón Armado> 2004 NCSE 02

2.5.2 Daños observados durante el terremoto

2.5.2.1 Daños observados en la edificación tradicional

Los daños a los edificios de estructura muraria (EM) bajo la acción sísmica siguen un patrón reconocido y ampliamente estudiado. Los planos murarios sometidos a esfuerzos de cortante se dañan en fisuras características en forma de aspa o X, mientras fuera de plano las estructuras murarias(EM) sufren deriva y pérdida de enlace con los muros de arrostramiento perpendicular.



Figura 2.11. Vuelco de estructura muraria de fábrica de ladrillo en la estación de Lorca.



Figura 2.12. Derrumbamiento de la nave de crucero de la iglesia de Santiago.

2.5.2.2 Daños observados en la edificación tecnológica

2.5.2.2.1 Características de la edificación tecnológica

La tipología constructiva que mejor describe la edificación actual de Lorca es la de estructura de pilares y forjados de hormigón armado. Cuando se trata de una finca urbana es habitual que la planta baja se destine a local comercial o actividad terciaria y las plantas superiores a vivienda. El forjado habitualmente se resuelve con cara inferior plano, compuesto de viguetas unidireccionales y vigas planas, forjados bidireccionales (reticular) o losa maciza.

Cuando no existe ningún elemento sismorresistente adicional, como sería el caso de una pantalla resistente, los esfuerzos horizontales a sismo se resisten por la rigidez del empotramiento entre pilares y forjado. Llamamos ‘nudo rígido’ a este estrategia de rigidez estructural.

2.5.2.2 Prestaciones sismorresistentes

La tipología de losa masiva y pilar débil no es una tipología claramente reconocida como sismorresistente y su uso se encuentra limitado en zonas de mayor sismicidad en otros países como es el caso de EEUU.

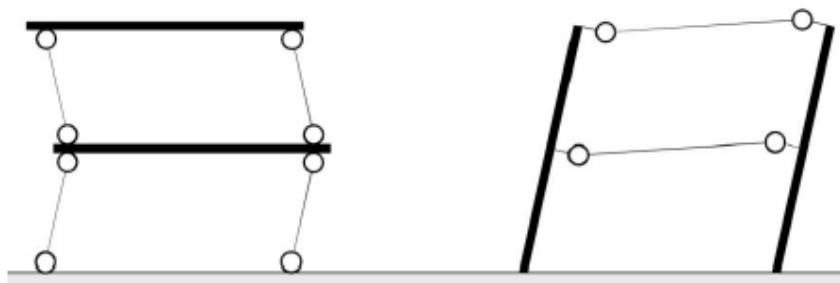


Figura 2.13. Esquema de mecanismo inestable (izquierda) y estable (derecha).

- **Plantas bajas diáfanas**

Se observa un comportamiento generalizado de planta baja diáfana en los edificios tecnológicos urbanos de Lorca.

- **Irregularidad en altura**

Los edificios con plantas bajas de altura claramente distinta a las superiores poseen una irregularidad de rigidez. Esta situación está penalizada en la ASCE-7 y Eurocódigo 8.

El plan general de ordenación urbana de Lorca obliga a los locales de planta baja alturas libres mínimas superiores a los de plantas de viviendas (3m locales comerciales; 3,2m locales hostelería y 2,5m viviendas) Esta obligación tiene gran relevancia al generalizar por cumplimiento urbanístico el fenómeno de planta baja diáfana.

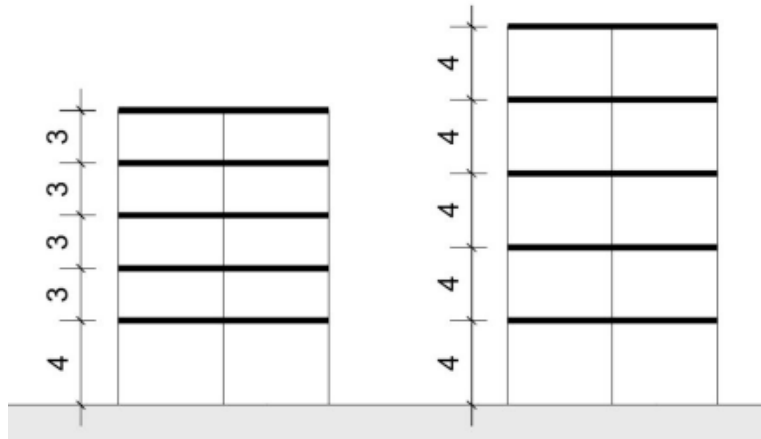


Figura 2.14. Edificio irregular (izquierda) y regular (derecha). El edificio de la izquierda posee una planta baja débil por el cambio de rigidez en esa planta relativa a las superiores.

- **Participación de elementos no estructurales**

Los cerramientos y particiones de albañilería de los edificios son considerados elementos ‘no estructurales’ pero adquieren un claro carácter estructural durante un sismo. Cuando estos elementos son más rígidos que la estructura principal, la respuesta del sismo viene condicionada por estos elementos.



Figura 2.15. Daños a cerramientos de plantas bajas en un edificio de vivienda con locales comerciales de gran esbeltez.



Figura 2.16. Daños por cortante en el cerramiento no estructural de planta baja de un edificio de viviendas. El cerramiento ha entrado en carga resistiendo los esfuerzos horizontales de la estructura, por lo que muestra los mismos mecanismos de daño que las estructuras murarias, fallando por cortante con grietas en forma de aspa.



Figura 2.17. Daño frágil por cortante en cabezas de pilares de plantas bajas observados en varios edificios. Esto es un mecanismo inestable de daño de gran peligrosidad.

- **Pilares cortos**

Las fuerzas sísmicas se consideran que actúan de manera dinámica sobre el cuerpo libre u oscilante del edificio, considerándose la base del edificio el plano de rasante del terreno del que emerge la estructura. Normalmente esto coincide con el nivel de planta baja cuando ésta se encuentra a nivel de la rasante del terreno. En los casos donde la planta baja se eleve respecto al terreno, se puede seguir considerando como la base oscilante cuando se encuentre perfectamente rigidizado, por ejemplo cuando los muros del sótano afloran en superficie hasta el forjado de planta baja. Cuando la planta baja se eleve sobre pilares cortos, el edificio adquiere un caso de irregularidad de rigidez en altura.

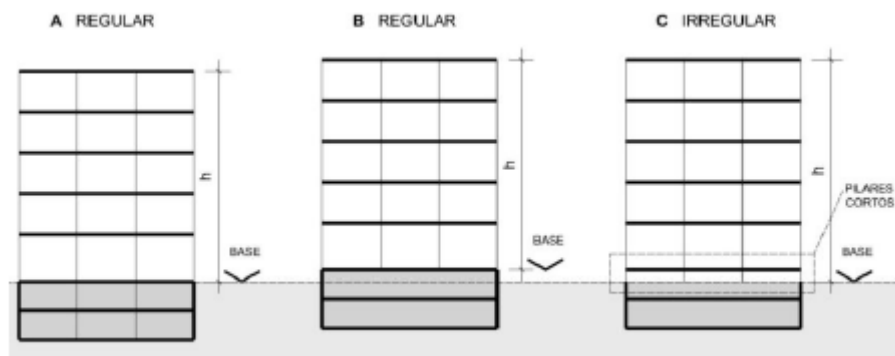


Figura 2.18. Formación de pilares cortos y su relación con la base oscilante del edificio.



Figura 2.19. Pilares corto dañado en edificio de Lorca.

- **Pilares que interactúan con cerramientos**

Se observa en muchos edificios daños a la estructura de hormigón armado por la interacción con elementos no estructurales rigidizantes. Un caso típico y muy extendido son dos ventanas a ambos lados de un pilar.



Figura 2.20. Pilar secuestrado por el confinamiento de albañilería de un edificio de Lorca.

- **Embestimiento**

La norma NCSE-02 (Ministerio Fomento,2003) obliga a los edificios colindantes a retranquearse unos de otros una distancia equivalente al desplazamiento máximo calculado del edificio para evitar el embestimiento entre ellos, si bien las normas antiguas no exigían este retranqueo.

En Lorca se observan muchos daños por el embestimiento de edificios colindantes.



Figura 2.21. Daños por embestimiento en edificios de altura en Lorca.

- **Torsión**

La disposición irregular de los elementos de rigidez provoca una rotación del edificio sobre su eje vertical conocido como torsión. Los edificios en esquina son muy sensibles a este fenómeno dado que sus medianeras se hallan rigidizadas por albañilería en toda su altura, a diferencia de los alzados exteriores de esquina.



Figura 2.22. Torsión motivado por el efecto rigidizante de los muros medianeros de un edificio de esquina con grandes deformaciones permanentes en el pilar de la esquina más alejada del centro de rotación. Este edificio se derrumbó a los pocos días de realizar las fotografías.

2.5.2.2.3 Elementos no estructurales

- **Cerramientos**

Los cerramientos de albañilería se consideran elementos no estructurales pero indudablemente desarrollan rigidez y entran en carga durante un sismo al intentar deformarse la estructura. Los fallos por cortante en forma de aspa o cruz evidencia este proceso.



Figura 2.23. Grietas por cortante en forma de aspa en el cerramiento de un edificio público de muy reciente construcción en Lorca.

- **Parapetos y antepechos**

El desprendimiento de elementos no estructurales fue la principal causa de mortalidad durante el terremoto de Lorca.

Antepechos y parapetos de fábrica de ladrillo en las coronaciones de los edificios fueron lanzados a la vía pública destrozando automóviles y matando a transeúntes.

La actual norma obliga a confinar los antepechos con enzunchados de hormigón a partir de una peligrosidad de 0.12g.



Figura 2.24. Un automóvil dañado por la caída de parapetos de cubierta en la Calle Galicia.

2.5.3 Estadísticas de daños a edificios

El mapa de daños se ha superpuesto sobre las características de suelo del municipio de Lorca realizado en el proyecto Sismozon donde se caracterizan 4 tipo de suelos de firme a blando denominados IA, IB, II y III. Un análisis de la incidencia de daños sobre el total de edificios por cada tipo de suelo muestra un claro aumento de daños en el suelo tipo III, correspondiendo a los depósitos sedimentarios del Guadalentín.

Daños a los edificios de Lorca por tipo de suelo:

- IA 6,50%
- IB 7,36%
- II 6,31%
- III 19,68%

Deberían tenerse en cuenta:

- La necesidad de modelizar las fallas activas e incluirlas como unidades independientes en el cálculo de la peligrosidad, a fin de obtener aceleraciones más realistas en la proximidad de dichas fallas.
- La necesidad de ajustar las formas espectrales de la normativa con las deducidas de los registros reales.
- La necesidad de determinar posibles efectos de resonancia entre el comportamiento dinámico del suelo y el de las estructuras.

2.6.2 Geología

- La serie sísmica de Lorca fue producida por el movimiento de un pequeño tramo de la Falla de Alhama de Murcia.
- La sacudida sísmica se propagó desde el epicentro hacia la ciudad de Lorca.
- La asociación de los terremotos de Lorca a la Falla de Alhama de Murcia podría implicar la ocurrencia de nuevos terremotos asociados con otros tramos de la falla. El estudio del cambio de esfuerzos local producido por el terremoto de Lorca en relación con los segmentos Goñar-Lorca y Lorca-Totana de la misma falla debe ser analizado con prontitud.
- Se tiene constancia histórica de que la ocurrencia de series sísmicas en la zona de Lorca suele estar compuesta por varios terremotos separados un tiempo determinado. No debe desecharse la posibilidad de otro terremoto de similares características en entorno próximo.
- Los elevados daños generados por un terremoto de magnitud moderada como este pero muy próximo a una zona poblada apoya la necesidad de considerar la posición, geometría y parámetros geológicos de las fallas en los estudios de peligrosidad sísmica dirigidos a mejorar las normas que regulan la gestión del riesgo sísmico.

-Los efectos geológicos superficiales indican hasta la fecha que el terremoto alcanzó una intensidad de efectos geológicos y ambientales (ESI-07) de VII.

2.6.3 Normativa sismoresistente

Es la primera vez en varias décadas que un extenso parque inmobiliario de una ciudad española se somete a un movimiento de suelo fuerte.

Todos los estudios de vulnerabilidad y riesgo apuntan a la prevalencia de daños en edificios antiguos y mayor seguridad en edificios jóvenes. Sin embargo en Lorca no se observa una reducción de la vulnerabilidad con los edificios tecnológicos.

Esto puede deberse a la propia expansión urbana cuyos ensanches modernos abandonan el suelo duro de la orografía más alta para ocupar los suelos blandos del valle del Guadalentín, donde el movimiento es amplificado. Sin embargo la norma obliga a considerar el suelo en el cálculo sísmico por lo que estos edificios deberían poseer mayores prestaciones sismorresistentes.

La tipología constructiva de los edificios tecnológicos actuales en Lorca es un problema desde el punto de vista sismorresistente. (Tipología de losa, viga plana, losa unidireccional o bidireccional sobre pilares, donde se confía la rigidez al sismo únicamente por el empotramiento entre estos elementos). La práctica totalidad de los edificios de hormigón armado construido actualmente son de este tipo. Este esquema estructural tiene un mecanismo inestable de fallo y su uso en zonas sísmicas de otros países está limitado, aparte de ser una tipología ampliamente cuestionada en foros de ingeniería sísmica internacionales. Estas tipologías poseen una escasa rigidez y por ello presentan importantes desplazamientos bajo la acción sísmica.

España posee una cultura constructiva basada en la albañilería y la mayor parte de los elementos no estructurales de nuestros edificios como cerramientos o particiones se componen de estos materiales. La literatura actual sobre sismorresistencia recomienda –por no obligar– que los edificios con particiones y cerramientos de albañilería se rigidicen con pantallas de hormigón armado. El motivo es dotar a la estructura de una rigidez superior a la de los elementos no estructurales, permitiendo

entrar en carga la estructura sin verse secuestrado por estos elementos. Cuando no es así, nuestras estructuras están sometidas a los caprichos rigidizantes de los elementos no estructurales.

El uso de pantallas rigidizantes no es habitual en nuestros edificios sencillamente porque no hemos desarrollado una cultura constructiva sismorresistente. El uso de pantallas permite seguir usando cerramientos de albañilería y forjados planos porque libera a estos elementos de la necesidad de resistir esfuerzos horizontales. Por eso es una tipología a potenciar y divulgar en nuestro territorio.

La proliferación de graves irregularidades prosísmicas como plantas bajas diáfanas o pilares cortos debe interpretarse como el resultado de displicencia profesional o ignorancia frente a las acciones sísmicas en las edificaciones. También pone de manifiesto la escasa labor pedagógica de la norma sismorresistente y el poco interés o divulgación de principios de diseño sismorresistente entre nuestros profesionales.

Se podría resumir que en España existe cálculo sismorresistente, comúnmente realizado por programas informáticos y no siempre de manera transparente, pero no existe diseño ni concepto sismorresistente en nuestras estructuras

2.7 REPARACIONES RECOMENDADAS Y CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

En este apartado se presentan las recomendaciones y técnicas para la reparación estructural de edificios afectados por el sismo, y se dan unos criterios básicos para su dimensionamiento. Como ya se ha señalado, estas reparaciones tienen como objetivo principal devolver la capacidad sismorresistente que tenían los edificios antes del sismo, es decir, mantener la seguridad original de las estructuras. En el caso que nos ocupa se van a estudiar tres diferentes medidas: (i) recrecido de hormigón; (ii) encamisado de chapa y (iii) incremento de confinamiento de pilares con FRP (fibra de polímero reforzado), que se han llevado a cabo en los pilares de planta baja de numerosas estructuras en Lorca, aunque en este trabajo nos vamos a centrar en el recrecido de hormigón, el cual aplicaremos en diferentes pilares y estudiaremos los estados de carga antes y después de aplicar dicha medida.

Medidas de refuerzo y reacondicionamiento sísmico

2.7.1 Encamisado con recredido de hormigón

Consiste en recrecer los elementos de hormigón armado con hormigón y nueva armadura convenientemente anclada, asegurando la adherencia entre todos los componentes.

Debido a su relación coste-eficacia, los encamisados de hormigón siguen siendo uno de los métodos de elección para mejora del comportamiento sísmico de los elementos de hormigón individuales. Hay varias razones:

- Cada ingeniero o contratista está familiarizado con el campo de aplicación del hormigón. Recordará al respecto que el reacondicionamiento, y en especial la modificación de los miembros, no se presta a la prefabricación (aunque sea parcial). Así el hormigón es el candidato ideal, ya que es el material estructural más común como campo de fabricación y aplicación.
- Encamisado de hormigón es la técnica más adecuada para el reequipamiento de miembros gravemente dañados, el hormigón triturado y eliminado se sustituye mientras se impulsa o proyecta el hormigón de la camisa, mientras que el doblado de barras no tiene por qué ser totalmente restaurado si se sustituye por el nuevo refuerzo de la camisa. Este aspecto era aún más importante en el pasado, ya que sólo en los últimos años se ha producido una amplia aplicación de refuerzo sismorresistente y sin daño sísmico como desencadenante.
- Hormigón estructural es versátil y puede adaptarse a casi cualquier forma, por ejemplo, con el fin de encapsular completamente los miembros y las articulaciones existentes y proporcionar continuidad estructural entre los diferentes componentes.
- El encamisado de hormigón puede, a través del refuerzo apropiado, tener múltiples efectos. Es el único medio para mejorar al mismo tiempo:

1. rigidez,
2. resistencia al corte ,
3. capacidad de deformación,
4. anclaje / continuidad de refuerzo en las zonas de anclaje o de corte y empalme ,
5. resistencia ,
6. resistencia al corte y adherencia en las articulaciones a través del cual continúa la camisa, y
7. protección del antiguo refuerzo contra la corrosión.

Camisas de hormigón tienen ciertas desventajas, en comparación con otras técnicas de modificación del miembro:

- Aumentan considerablemente dimensiones transversales del miembro.
- Por lo general causan mayor inconveniente y una prolongada alteración de ocupación, producen mayor cantidad de polvo y escombros (especialmente si se utiliza hormigón proyectado) y causan una mayor contaminación acústica y más riesgos para la seguridad o la salud de los trabajadores.

2.7.1.1 Detalles, aspectos tecnológicos y de construcción

El recubrimiento de hormigón de la camisa debe ser de al menos 75 a 100 mm, para proporcionar recubrimiento suficiente del nuevo refuerzo y espacio para los ganchos en los extremos de los estribos. A continuación en la Figura 2.26 se muestran diferentes disposiciones del nuevo refuerzo del recrecido de hormigón.

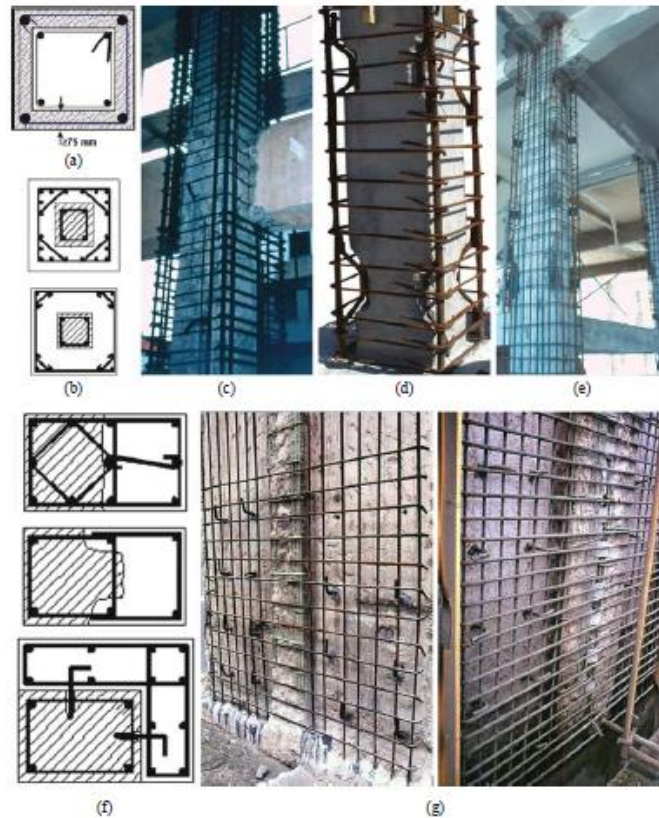


Figura 2.26. Camisas de hormigón en pilares: (a) caso más simple; (b) barras de la envoltura agrupadas cerca de las esquinas, enganchadas por lazos cruzados o lazo octogonal; (c) barras de la envoltura agrupadas en las esquinas, conectadas mediante pasadores en el antiguo pilar; (d) barras en U soldadas a barras de esquina; (e) placas de acero soldadas a barras de esquina; (f) una o más camisas de dos lados; (G) un recubrimiento de hormigón unilateral con una sola cortina de refuerzo bidireccional en el exterior de los muros perimetrales .

2.7.1.2 Reparación recomendada pilares cuadrados o circulares con daños moderados

Cuando la capacidad resistente del pilar se vea moderadamente afectada por el sismo, pérdida de recubrimiento, síntomas de curvatura en la armadura sin que sea un pandeo claro, integridad del núcleo, y no se deba restituir la capacidad resistente vertical significativamente, puede utilizarse un encamisado de hormigón, como se muestra en las figuras 2.27 y 2.28.

Con este procedimiento se restablece la situación resistente del pilar al estado previo al sismo del 11 de mayo de 2011 y se da un cierto confinamiento que aumenta la capacidad de rotación con respecto a la que tenía la estructura original, cualidad imprescindible para acompañar el movimiento durante el sismo.

Este tipo de refuerzo solo es válido para pilares circulares, cuadrados o rectangulares con una relación de lado mayor a lado menor no mayor de 1,50. El encamisado tendrá un mínimo un espesor de 5 cm.

La armadura longitudinal estará formada por redondos pequeños, Ø 12 mm, por ejemplo, se dispondrá en las esquinas, y a una distancia no mayor que 0,30 m y no tiene por qué tener continuidad en los elementos superiores e inferiores. El objetivo fundamental es, en el caso de las armaduras de las esquinas, para generar el cierre de las bielas comprimidas que aseguran el confinamiento, y para las armaduras intermedias, evitar la fisuración superficial.

La armadura transversal es la verdaderamente importante. Es la armadura que generara el confinamiento necesario para consentir una rotación plástica, además de mejorar la capacidad resistente del hormigón del núcleo. En la parte superior y en la inferior de los pilares, deberá ser próxima a una cuantía mecánica volumétrica $w_w = 0,08$. Dicha cuantía mecánica volumétrica de confinamiento viene dada por la siguiente expresión:

$$w_w = \frac{W_{sc} \cdot f_{yd}}{W_c \cdot f_{cd}} = \frac{\sum A_{si} \cdot l_i \cdot f_{yd}}{A_{cc} \cdot s_t \cdot f_{cd}} \quad (1)$$

siendo

W_{sc} el volumen de horquillas y estribos de confinamiento.

A_{si} el área de cada una de las armaduras transversales de confinamiento.

l_i la longitud de cada una de las armaduras transversales de confinamiento.

W_c volumen de hormigón confinado.

A_{cc} área del núcleo confinado.

s_t separación longitudinal de las armaduras transversales de confinamiento.

Los cercos deben estar perfectamente anclados tal como se muestra en las figuras 2.28 y 2.30.

La armadura transversal se deberá disponer en una altura de soporte, en torno a la zona dañada, igual a dos veces la mayor de las dimensiones transversales de la pieza.

Es preciso dejar exentos los pilares en todo su perímetro para poder rodearlos con el encamisado, como puede ser el caso de pilares interiores de edificios, que están predominantemente comprimidos. En el caso de pilares situados junto a tabiques u otros elementos arquitectónicos, se debe dar accesibilidad a todo el perímetro.

En el caso de pilares de junta esta solución no es válida desde el punto de vista geométrico, pues debe dejarse la separación existente, para garantizar que no se creen protuberancias que generen puntos de contacto en los pilares durante el sismo.

- ***Materiales***

El material empleado será un micro-hormigón autocompactante de alta resistencia, que permite obtener un material mucho más uniforme, lo cual da mayor fiabilidad al traspaso de las bielas comprimidas laterales, que se generan por las esquinas de la sección reforzada y son las responsables del confinamiento de la sección existente.

El hormigón autocompactante se fabricara preferiblemente con cemento común tipo CEM I y las adiciones al hormigón reglamentadas (Artículo 30 de EHE-08). El tamaño máximo del árido será de 8 mm, dados los condicionantes geométricos impuestos por el reducido espesor de la camisa y la densidad de armaduras, especialmente en las zonas extremas. Además, se recomienda que la cantidad resultante de sumar el contenido de partículas de árido fino que pasan por el tamiz UNE 0,063 y la adición caliza, en su caso ,del cemento no sea mayor de 250 kg/m³ de hormigón autocompactante.

El uso de un aditivo superplastificante es requisito fundamental en el hormigón autocompactante. Su empleo se realizara tras conocer su compatibilidad con el cemento y las adiciones, comprobando un buen mantenimiento de las propiedades reológicas en el tiempo previsto de puesta en obra del hormigón autocompactante, así como las características mecánicas correspondientes mediante la realización de ensayos previos. Los aditivos superplastificantes cumplirán la Norma UNE EN 934-2.

Los hormigones serán de la siguiente tipificación, de entre las contempladas en el Anejo no 17 de la Instrucción de Hormigón Estructural (Ministerio Fomento,2008).
HA-40/AC-E2+RB2/8/I

- ***Puesta en obra del micro-hormigón***

- ✓ ***Vertido y colocación del hormigón***

El mejor acabado de las superficies vistas y la menor oclusión de aire se obtienen cuando el hormigón se deposita lo más cerca posible del fondo del encofrado, por lo que, cuando se bombea, es recomendable iniciar el hormigonado situando la manguera tan cerca como sea posible del punto de hormigonado.

- ✓ ***Compactación del hormigón***

Debido a la condición de autocompactabilidad, no es necesario, en general, someter al hormigón a un proceso de compactación.

- ✓ ***Hormigonado en tiempo caluroso***

Deberán extremarse las medidas para disminuir el riesgo de desecación en las diferentes etapas de fabricación, transporte, puesta en obra y curado, sobre todo en las primeras horas.

- ✓ ***Curado del hormigón***

Es conveniente realizar un buen curado que evite la desecación superficial y los efectos de la retracción plástica a la que el hormigón autocompactante puede resultar más vulnerable que el hormigón de compactación convencional.

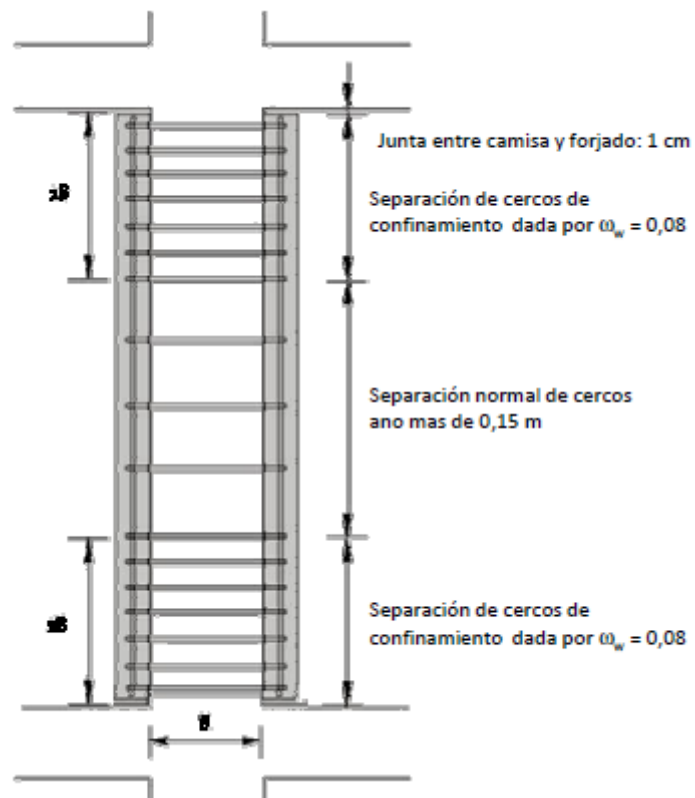


Figura 2.27. de disposición de los cercos en el pilar a reparar. B es la mayor de las dos dimensiones de la sección rectangular (de relación de lados no superior a 1,5).

✓ Disposiciones constructivas

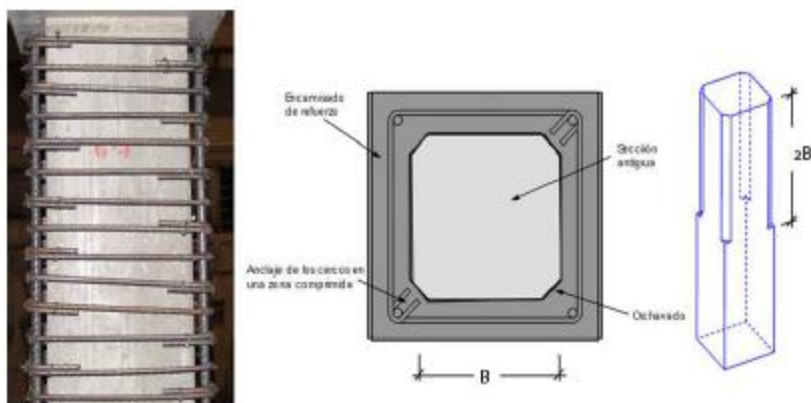


Figura 2.28. Encamisado confinado a cuatro caras. La foto muestra un detalle indeseable de anclaje de los cercos por patilla. La experiencia demuestra que ese detalle no es suficientemente eficaz en esas zonas extremas de confinamiento, debiéndose proceder como se muestra en la sección transversal, previo achaflanado u ochavado de las esquinas.

No será necesario realizar tratamiento superficial para aumentar la rugosidad de las caras del pilar antiguo o el uso de puentes de unión. Solo se debe garantizar la limpieza de los paramentos para que queden libres de polvo, grasas y otros agentes que impidan la adherencia.

Se tendrán que achaflanar u ochavar las esquinas, redondeando las superficies para que tengan un radio de convexidad mínimo de 5 cm. La geometría se controlara con un útil diseñado al efecto. El objetivo de este ochavado en esquinas es conseguir que toda la sección del pilar original quede confinada, al mejorar tanto la adherencia vertical como la entrada de la biela comprimida diagonal en planta (figura 2.29.).



Figura 2.29. Efecto de confinamiento del núcleo de pilares no circulares.

El uso de un micro hormigón de alta resistencia en contacto con una superficie antigua con rugosidad natural y con humedad suficiente aporta la resistencia tangencial cuando el deslizamiento relativo entre las caras del pilar y el refuerzo es pequeño. Una vez que se pierde esta componente, es decir, cuando aumenta el deslizamiento relativo y se activa el mecanismo de fricción, resulta fundamental asegurar una elevada presión normal a la superficie de contacto (garantizada por la elevada cuantía de armadura transversal).

En los encamisados de hormigón armado los cercos a disponer, por razones geométricas, son distintos a los de un pilar de nueva ejecución. Por eso la solución que se propone consiste en usar dos semi-cercos enganchados contrapeados (figura 2.30) para que la esquina de conexión entre cercos vaya cambiando alternativamente.

Se usaran diámetros pequeños, 6 mm preferentemente, por la mayor facilidad que conlleva su doblado y, por consiguiente, su mayor adaptabilidad al contorno.

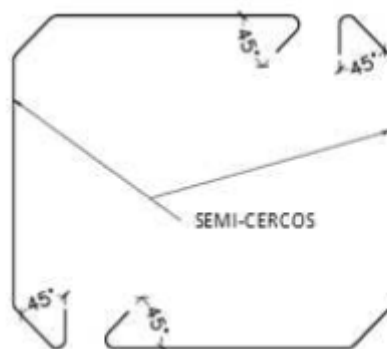


Figura 2.30. Disposición de los cercos para los pilares objeto de reparación.

- ***Procedimiento de ejecución***

- ✓ ***Pilares interiores***

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona que será ocupada por el encamisado de hormigón.
2. Eliminación de las partes sueltas de hormigón
3. Golpeo con un martillo del hormigón aparentemente sano para confirmar tal hipótesis.
4. Se repicaran las esquinas con un martillo hasta achaflanarlas a 45°, de manera que quede a la vista el redondo longitudinal (vertical) de la esquina. Se sugiere la ejecución de dos rozas verticales de unos 5 o 10 mm , con radial, de forma que configuren los bordes del achaflanamiento, que se ejecuta fácilmente con un cortafríos al haber inducido la fractura mediante la roza.
5. Se dispondrá la armadura marcada en la figura 2.27.
6. Se encofrara de forma que el pilar quede recrecido de 5 a 10 cm en cada flanco.
7. Se hormigonará empleando micro-hormigonHA-30/AC-E2+RB2/8/I.

2.7.2 Camisas de acero y empresillado de acero

El encamisado de acero consiste en refuerzos de chapas de acero en L o en U soldados entre sí y adheridas alrededor de los pilares mediante mortero, puede ser un zunchado completo o parcial sobre el pilar. El empresillado de acero se ejecuta disponiendo angulares de acero en las cuatro esquinas del elemento y arriostrándolos transversalmente entre sí por medio de presillas soldadas a los angulares.

2.7.2.1 Alcance y Aspectos de construcción

Las camisas de acero son más caras que las de hormigón. Sin embargo, su tecnología es simple y familiar para la industria de la construcción y fácilmente disponible en casi todas partes. Por lo tanto, es la técnica de elección para el fortalecimiento de emergencia y no manipulado, incluso horas después de un terremoto, para evitar el colapso de los graves daños de los edificios o devolver su uso moderadamente durante el período de réplica. La evaluación detallada y el diseño de adaptación pueden tener lugar después. Las camisas de acero puede ser retiradas cuando se implementa el reequipamiento, o incorporarse a una camisa de hormigón (como en la Fig. 2.31 (a)). A pesar de esta ventaja y la larga historia de placas de acero de refuerzo de elementos de hormigón armado, están siendo reemplazados rápidamente por FRP unido a la superficie, que, aunque más costoso, son mucho más ligeros, más fáciles de aplicar y mecánicamente más eficaz.



Figura 2.31. Chaquetas de acero construidas in situ con ángulos de esquina y correas horizontales.

2.7.2.2 Reparación recomendada de pilares con requerimiento de restituir la capacidad resistente con un empresillado de perfiles angulares

En este apartado se analizarán los pilares en los que el daño debido al sismo es mayor y es necesario restituir la capacidad portante del mismo. Esta solución se ejecuta disponiendo angulares de acero en las cuatro esquinas del elemento y arriostrándolos transversalmente entre sí por medio de presillas soldadas a los angulares.

En la cabeza y pie del pilar se ejecutará una corona de refuerzo alrededor del pilar existente, formada también por angulares que se sueldan a los angulares de esquina y se retacan contra el pilar y el forjado.

Además, se dispondrá un mortero de retracción controlada o ligeramente expansivo que ponga en contacto desde el primer momento el nuevo soporte metálico con el forjado o la estructura de vigas adyacentes superior e inferiormente, con el objetivo de que entre en carga el refuerzo metálico para cualquier incremento de carga.

Se plantea el criterio de dimensionar un refuerzo capaz de asumir el 100% de la que asumía el pilar antes del sismo del 11 de mayo de 2011, de manera que:

$$N_d = A_a \cdot f_{yad} \quad (2)$$

siendo

N_d el axil solicitante mayorado que recibe el soporte para las acciones gravitatorias, deducido a partir de un esquema simplificado de “bajada de cargas” o de áreas de influencia. Se tomará, para su estimación, $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$.

A_a el área total de acero aportado por los angulares de refuerzo, que es el valor buscado, y

f_{yad} la resistencia de cálculo del acero estructural de los angulares, que se tomará igual a $275/1,10 = 250$ MPa.

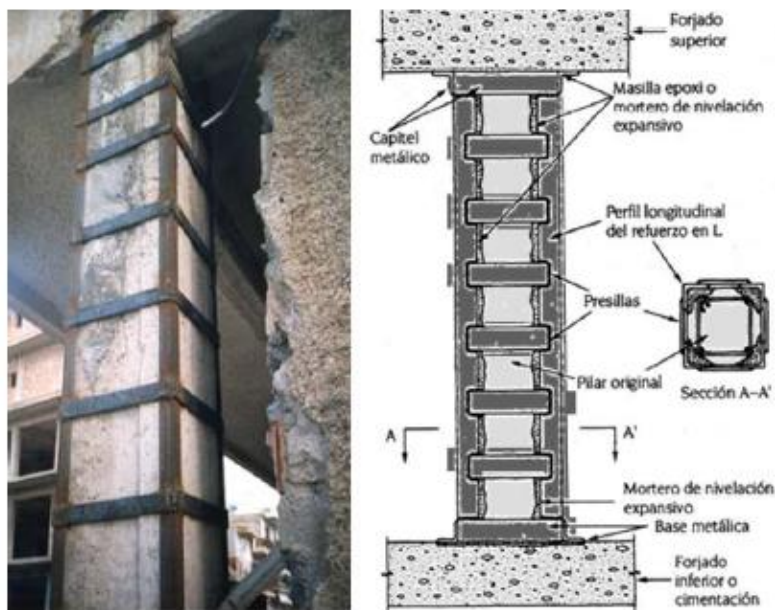


Figura 2.32. Tipologías de refuerzo con elementos metálicos formados por angulares, presillas y unos collarines superior e inferior.

Para el dimensionamiento preciso de los soportes empresillados se recurrirá al artículo 71.2.3.2. Elementos empresillados, del capítulo XV “Elementos Estructurales” de la Instrucción de Acero Estructural (EAE-10). Asimismo, en el artículo 5.9.3.2 del Eurocodigo-3 se detallan los condicionantes para los detalles constructivos. En este caso, como se ha señalado ya, la misión de las presillas es arriostrar los elementos angulares situados en las esquinas, con lo que serán estos los que se encarguen de absorber las solicitaciones exteriores. Este arriostramiento permite a los angulares ejercer asimismo un confinamiento en el hormigón del pilar existente, si bien no es el objetivo del refuerzo.

Además, antes de proceder a este refuerzo será necesario sanear y recomponer a la zona dañada.

Se trata de un sistema de rápida ejecución y que presenta muy buen comportamiento en elementos de excentricidad reducida. Sin embargo, es necesaria una cuidadosa ejecución para evitar que aparezcan holguras indeseables, especialmente en la parte superior e inferior, que pueden ser originadas por las inevitables imperfecciones de los pilares de hormigón armado. Además es necesario propiciar que las esquinas del pilar estén en contacto con los perfiles para activar el efecto de confinamiento deseado. De forma orientativa se exponen en la figura 2.33 las dimensiones de los angulares de refuerzo en esquinas, las chapas metálicas y la separación entre presillas aunque, como ya se ha indicado anteriormente, se debe

particularizar para cada caso siguiendo los cálculos indicados en la normativa correspondiente. Siempre que sea posible, se dispondrán presillas de tal forma que la longitud de la pieza quede dividida como mínimo en cinco tramos, siendo las presillas intermedias del mismo tamaño y espaciadas uniformemente entre sí.

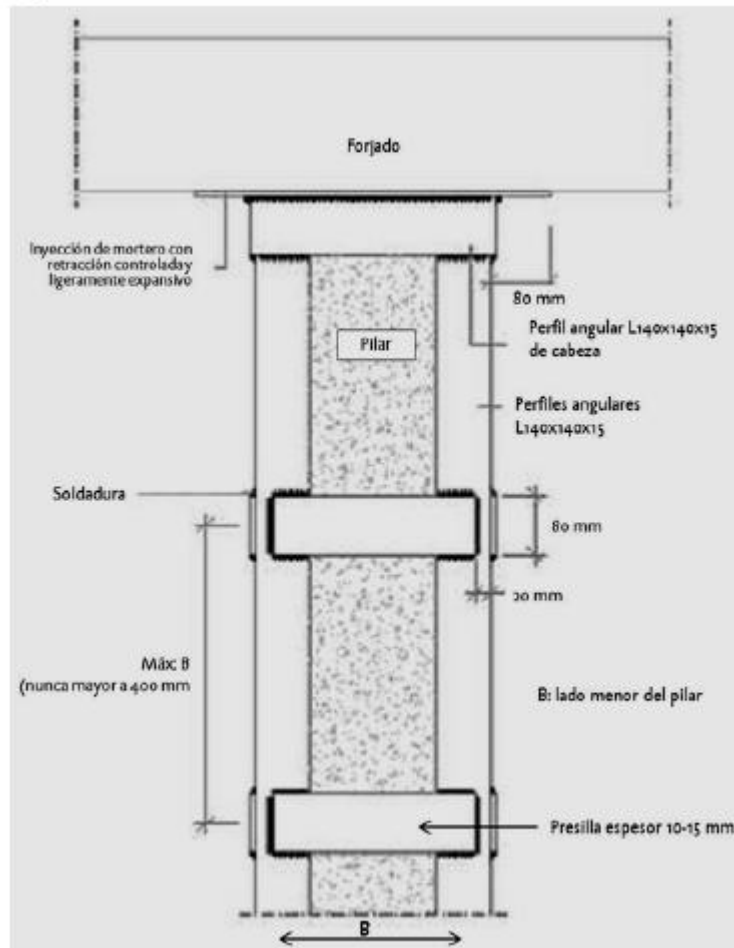


Figura 2.33. Refuerzo de pilares apantallados con un empresillado metálico.

- **Materiales**

Los perfiles angulares y las chapas serán de acero laminado en caliente S 275 J, al menos, e irán unidos mediante soldadura.

Como se ha comentado, se dispondrá un mortero mono-componente de retracción compensada y ligeramente expansivo, a base de cemento, que garantice la entrada en carga de la estructura de refuerzo metálica, en la parte superior e inferior del pilar. Se deberá aportar ficha de los productos de inyección y, si hay varios, asegurar su compatibilidad.

- ***Procedimiento de reparación***

Para la ejecución de esta reparación se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona de apoyo de la estructura metálica en cabeza y pie para que exista un contacto directo con la estructura portante existente.
2. Disposición de una capa de mortero autonivelante en la base para el apoyo de los perfiles angulares sobre los que descansa la estructura metálica.
3. Disposición de los angulares en la base del pilar (corona) que constituyen el apoyo inferior de la estructura de refuerzo y serán del tipo L140×140×15, o mayores si lo exige el dimensionamiento previo efectuado.
4. A continuación se colocaran los perfiles angulares en las esquinas del pilar y se soldaran a los elementos de apoyo inferior.
5. Se dispondrán posteriormente los angulares en la cabeza del pilar (corona) que constituyen el apoyo superior de la estructura de refuerzo y serán del mismo calibre que los verticales. Esto serán soldados a los perfiles angulares dispuestos anteriormente en las esquinas del pilar.
6. Se procede a soldar las presillas de entre 10 a 15 mm de espesor, distribuidas uniformemente en toda la longitud del pilar con una separación máxima igual a B , siendo B la longitud de la menor dimensión de la sección del pilar. En cualquier caso, este valor no será superior a 40 cm en ningún caso.
7. Inyección de un mortero de retracción compensada y ligeramente expansivo en el capitel superior de la estructura metálica que estará en contacto con el forjado o vigas, con el objeto de solidarizar la unión del conjunto y asegurar la entrada en carga del refuerzo.

2.7.2.3 Reparación recomendada de pilares con requerimiento de restituir la capacidad resistente con un encamisado de chapa con mortero o inyectado

Una alternativa muy eficiente a los refuerzos anteriormente descritos es utilizar una camisa estanca de chapa que permite acoger un mortero inyectado y admite resistir las cargas verticales y ofrecer un eficiente confinamiento para el aumento de la ductilidad. Dicho confinamiento, como en los casos anteriores, será tanto más eficaz cuanto más se aproxime la forma del pilar a la circular o a la cuadrada.

En la cabeza y pie del pilar se ejecutara una corona o collarín de refuerzo alrededor del pilar existente, formada también por angulares que se sueldan a los angulares de esquina y se retacan contra el pilar y el forjado.

Además, se dispondrá un mortero de retracción controlada o ligeramente expansivo que ponga en contacto desde el primer momento el nuevo soporte metálico con el forjado o la estructura de vigas adyacentes superior e inferiormente, con el objetivo de que entre en carga el refuerzo metálico para cualquier incremento de carga.

Se plantea el criterio de dimensionar un refuerzo capaz de asumir el 100% de la que asumía el pilar antes del sismo del 11 de mayo de 2011, de manera que:

$$N_d = A_a \cdot f_{yad} \quad (3)$$

siendo

- N_d el axil solicitante mayorado que recibe el soporte para las acciones gravitatorias, deducido a partir de un esquema simplificado de "bajada de cargas" o de áreas de influencia. Se tomará, para su estimación, $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$.
- A_a el área total de acero aportado por las chapas de refuerzo. A estos efectos, computará como área la suma de longitudes de chapa, medidas desde cada esquina y lado iguales a 10 veces el espesor.
- f_{yad} la resistencia de cálculo del acero estructural de los angulares, que se tomará igual a $275/1,10 = 250$ MPa.

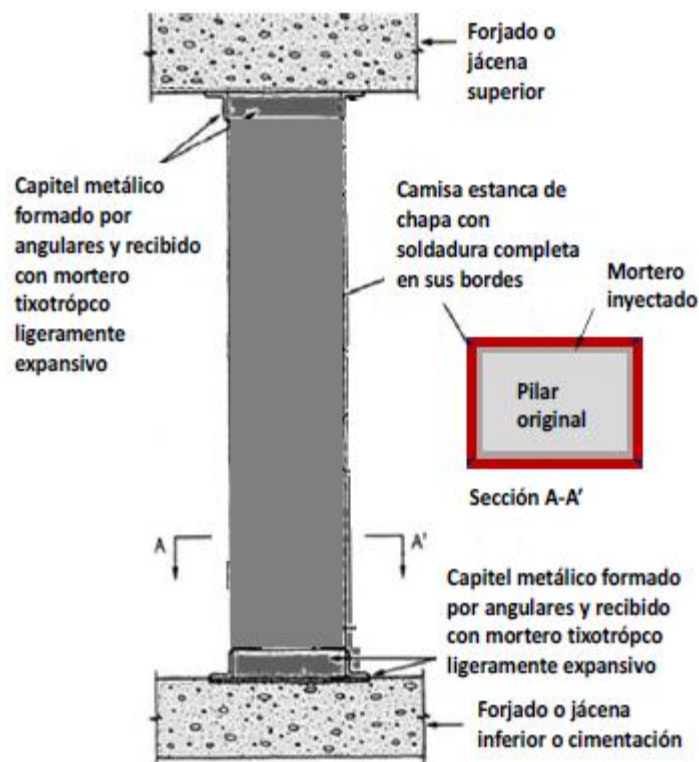


Figura 2.34. Tipologías de refuerzo con elementos metálicos. La figura de la derecha muestra el caso en el que el refuerzo pretende aprovechar la capacidad resistente del pilar existente, objetivo no perseguido en esta propuesta, que confía a la estructura metálica la totalidad de la capacidad resistente.

La chapa, que tendrá un espesor no inferior a 10 mm, funcionará conjuntamente con el mortero inyectado del interior, de manera que el espesor de dicha capa de mortero sea del orden de 3 cm, pero que se ajustara en cada caso de manera que albergue cualquier irregularidad que se pueda detectar.

Se trata de un sistema de rápida ejecución, pero es necesario sanear y recomponer la zona dañada antes de proceder a este refuerzo.

Las características de los angulares de los capiteles o collarines superior e inferior serán como los de la figura 2.34.

- **Material**

Los perfiles angulares y las chapas serán de acero laminado en caliente S 275 J, al menos, e irán unidos mediante soldadura.

Como se ha comentado, se dispondrá un mortero mono-componente de retracción compensada y ligeramente expansivo, a base de cemento, que garantice la entrada en carga de la estructura de refuerzo metálica, en la parte superior e inferior del pilar. Se deberá aportar ficha de los productos de inyección y, si hay varios, asegurar su compatibilidad.

En cuanto al mortero de inyección, se podrá utilizar una lechada como las de inyección de pretensado, con árido de tamaño máximo 2 mm y en proporción 1:2 (cemento-arena). La consistencia, medida según UNE EN 1015-3, y será de 150 ± 10 mm.

- ***Procedimiento de reparación***

Para la ejecución de esta reparación se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona de apoyo de la estructura metálica en cabeza y pie para que exista un contacto directo con la estructura portante existente.
2. Saneamiento del pilar dañado, eliminando los fragmentos sueltos y, en la parte superior, disposición de mortero tixotrópico con pendiente para facilitar la purga del mortero de inyección posterior.
3. Disposición de una capa de mortero autonivelante en la base para el apoyo de los perfiles angulares sobre los que descansa la estructura metálica.
4. Disposición, aun incompleta del forro de chapa, con disposición L o en U, a decidir en función de la geometría y accesibilidad del pilar.
5. Completado del forro de chapa, con soldadura completa y corrida para asegurar la estanquidad. La soldadura será de penetración completa para asegurar la colaboración completa de las chapas en sentido transversal.
6. Disposición de los angulares en la base del pilar (collarín) que constituyen el apoyo inferior de la estructura de refuerzo y serán del tipo L140×140×15.

7. Se dispondrán posteriormente los angulares en la cabeza del pilar (corona) que constituyen el apoyo superior de la estructura de refuerzo y serán del tipo L140×140×15. Estos irán soldados a la camisa de chapa dispuesta anteriormente.

8. Inyección del mortero a partir de un orificio dispuesto en la parte inferior, con purga por la parte superior, dispuesta esta en el punto más alto del hueco superior.

2.7.3 Encamisado de sistema de refuerzo de polímero reforzado con fibras (FRP)

El FRP consiste en enrollar el elemento a reforzar con una lámina de material compuesto adherida al pilar original con resinas epoxídicas.

El ámbito de reforzamiento sísmico con FRP es:

a) Capacidad de deformación a flexión de las rótulas plásticas: Una camisa de FRP, con sus fibras principalmente a lo largo del perímetro de la sección, se aplica sobre toda la longitud de la rótula plástica, para confinar el hormigón y evitar el pandeo de la barra deformada.

b) deficientes empalmes de solapa : Una camisa de FRP como en (a) se aplica al menos sobre la longitud completa de solape.

c) resistencia al corte: Se aplica una capa de FRP, con las fibras principalmente en la dirección en el que se persigue la mejora de la resistencia al corte.

A diferencia de la camisa de hormigón, la cual reduce a través de una mayor rigidez el desplazamiento sísmico y las demandas de deformación, la aplicación de FRP mejora fundamentalmente el grado de confinamiento del elemento de hormigón armado y, por tanto, su nivel de ductilidad.

FRP no se presta para la mejora de la resistencia a flexión de los miembros en contra de las acciones sísmicas. La razón es que los FRP encolados con fibras en la dirección longitudinal de una viga, columna o pared no pueden fácilmente continuar en la articulación más allá de la sección del extremo del miembro donde el momento de flexión sísmico es máximo. La resistencia a flexión y la rigidez de un miembro pueden

fácilmente ser mejorado en su lugar a través de una camisa de, que puede extender fácilmente en una articulación más allá del extremo de la pieza, proporcionando continuidad de la adaptación entre el miembro y la articulación y - al mismo tiempo - el fortalecimiento de la propia articulación. Por lo tanto, FRP se prestan sólo para la modificación selectiva de elementos de hormigón, en particular de las columnas o paredes, para mejorar su rendimiento atributos mencionados anteriormente como (a-c).

A pesar de su alta relación coste-peso, FRP encolados se están convirtiendo en el material de elección en aplicaciones de reforzamiento sísmico, debido a su:

- Alta relación resistencia-peso
- Inmunidad a la corrosión
- Fácil manejo y aplicación (reduciendo los costos de mano de obra y minimizar las rupturas durante la instalación)
- Espesor muy pequeño (reduciendo el área, cuando el FRP se aplica externamente a los miembros verticales).

En cuanto al patrimonio cultural o edificios históricos, cuya arquitectura no debe ser alterado por la intervención, FRP encolados tienen una ventaja sobre cualquier otra técnica: se pueden hacer para tener casi ningún impacto en las dimensiones externas y el aspecto de los elementos estructurales. Por otra parte, su aplicación es totalmente reversible.

Dicho esto, hay que tener en cuenta ciertos inconvenientes de los FRP, como su sensibilidad a la temperatura y el fuego.

2.7.3.1 Materiales de FRP para reacondicionamiento sísmico

Las fibras de FRP utilizadas para reforzar las estructuras de ingeniería civil son de carbono, vidrio o aramida, dando un FRP comúnmente denominado CFRP, GFRP o AFRP, respectivamente.

Las fibras de carbono muestran mejor estabilidad a altas temperaturas y mejor resistencia al deterioro en ambientes ácidos, alcalinos u orgánicos, incluyendo marina. Tienen alta rigidez (módulo elástico) y resistencia a la tracción, pero mayor Módulo va normalmente junto con una menor resistencia a la tracción y resistencia última a tracción. Sin embargo, son mucho más caras que las fibras de vidrio o aramida (10-30 veces más costosas que las fibras de vidrio E (FIB 2007)).

Las fibras de vidrio, especialmente los de vidrio E, son menos costosos que las fibras de carbono o aramida. Fibras de vidrio E y S-vidrio pueden perder hasta un 30-100% de su resistencia a la tracción en ambientes alcalinos, especialmente a altas temperaturas.

Aramida es el término usado para las fibras poliméricas procesadas apropiadamente para lograr alta resistencia a la tracción relación resistencia-densidad. Al igual que E-vidrio y vidrio S, estas fibras pueden también perder hasta 25 a 50% de su resistencia a la tracción en ambientes alcalinos, pero tienen buena características de tenacidad y fatiga y son más tolerantes al daño.

Las fibras son lineales-elásticas hasta el fallo, tanto en tensión como en compresión, con Fuerza y módulo en compresión un poco menos que en tensión.

Tabla 2.5 Propiedades típicas de las fibras.

Fibre material		Elastic modulus (GPa)	Strength (GPa)	Ultimate strain (%)
Carbon	High strength	215–240	3.5–4.8	1.1–2.0
	Ultra high strength	215–240	3.5–6.0	1.5–2.3
	High modulus	350–500	2.5–3.1	0.5–0.9
	Ultra high modulus	500–700	2.1–2.4	0.2–0.4
Glass	E	72.5	1.9–3.4	2.5–4.5
	S	85–90	3.5–4.8	3.3–5.5
	AR	70–76	1.8–3.5	2.0–3.0
Aramid	Low modulus	60–80	2.8–4.1	4.3–5.0
	High modulus	115–175	3.4–4.2	1.5–3.5

2.7.3.2 Campo de aplicación de los FRPs

En el reequipamiento sísmico, particularmente de edificios, los FRPs se aplican típicamente in situ con el método "wet lay-up" (o "lay-up"). En este método flexible, una primer revestimiento de adhesivo se extiende sobre la superficie de hormigón preparada apropiadamente. Los tejidos de fibra seca, pre-cortado en el tamaño deseado, se impregna en el lugar presionando el adhesivo usualmente con un rodillo (Fig. 2.35 (a, b)). El adhesivo y el aire se aprietan a través de la hoja de fibra, teniendo cuidado de evitar las arrugas en el FRP y burbujas de aire atrapado. La capa siguiente y las subsiguientes se aplican de la misma manera, después de la nueva aplicación de una capa de adhesivo sobre la capa de FRP subyacente. Alternativamente, el tejido de fibra se impregna con el adhesivo en el suelo y después presionado contra la capa previamente aplicada (figura 2.35(c)), para continuar la envoltura del FRP alrededor del miembro de hormigón, el adhesivo se enrolla sobre la capa de FRP se aplica por último justo delante de la hoja de fibra próxima.



Figura 2.35. Pasos aplicación FRP.

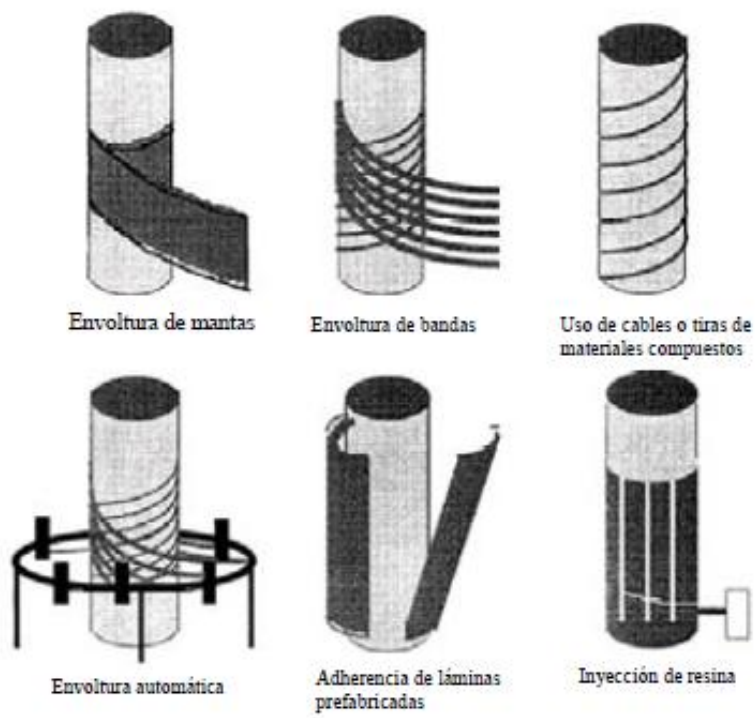


Figura 2.36. Diferentes formas de aplicar FRP.

3 OBJETIVOS

Los objetivos de este trabajo fin de grado, son los siguientes:

- Analizar la carga sísmica a la que se ve sometida una estructura porticada de hormigón armado con vigas planas localizada en Lorca (Murcia), debida tanto a la acción de proyecto que indica la norma NCSE-02 ($a_b=0.12g$) como a la que realmente se vio sometida durante los terremotos de Mayo de 2011 ($a_b=0.36g$).
- Determinar las acciones en los pilares de planta baja de la estructura, comparando los resultados con la capacidad resistente de los mismos.
- Determinar los desplazamientos de la estructura en cada escenario sísmico y compararlos con la capacidad de desplazamiento último de los pilares, determinando si el nivel de ductilidad es adecuado.
- Plantear medidas de reacondicionamiento sísmico consistente en recrecido de pilar mediante encamisado de hormigón, con el objetivo de mejorar resistencia y ductilidad para hacer frente a las acciones sísmicas planteadas.
- Analizar los resultados en la estructura cuando se llevan a cabo las medidas de reacondicionamiento sísmico planteadas.

4. CÁLCULO DE ACCIONES, ESFUERZOS Y DUCTILIDAD SEGÚN EL MÉTODO SIMPLIFICADO DE LA NCSE-02

4.1 APLICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO DE LA NCSE-02

La Norma de Construcción Sismorresistente Española NCSE-02, (Ministerio Fomento , 2003) es de obligado cumplimiento en el territorio español. En este apartado explicaremos como se aplica esta norma a un edificio con un modo de vibración 1, obteniendo la fuerza equivalente a nivel de cada forjado así como la distribución de cortantes de planta debido a la acción sísmica. A continuación, se seleccionan dos pórticos de la estructura, uno interior y otro exterior, en los que se calculan los esfuerzos en pilares de la planta baja objeto de estudio, tanto debido a las acciones gravitatorias como sísmicas.

4.1.1 Datos del edificio

El edificio que se ha escogido para la aplicación de la NCSE-02 (Ministerio de Fomento,2003) es un edificio de viviendas de 13 m. de altura total, con 4 plantas sobre rasante (altura de cada planta: 3m y planta baja: 4 m) formada por pórticos de hormigón armado con vigas planas y construido en el pueblo de Lorca (Murcia) según la norma NCSE-94 (es decir según la norma anterior a esta) cuyos planos y detalles se incluyen en el Anexo I. El terreno bajo el edificio está formado por una capa de suelo granular de compacidad media.

En la figura 4.1 se puede ver la distribución de pilares y pórticos de la estructura en una vista en planta y alzado del edificio.

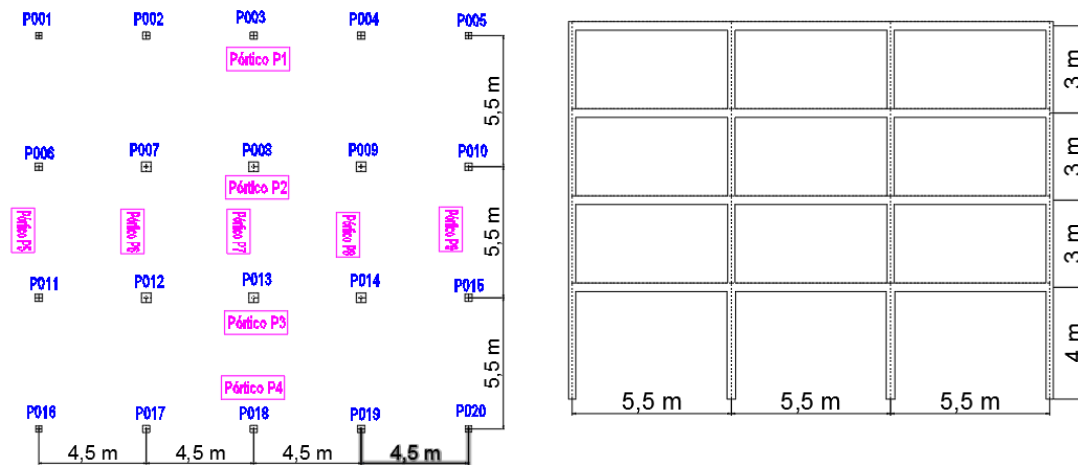


Fig.4.1. Vista en planta de pilares y pórticos (izquierda). Vista en alzado pórtico 5 (derecha). Vistas incluidas en el plano 1,3 y 4 del Anexo I.

4.1.2 Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo (a_c) se obtiene a partir de la expresión:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (2)$$

siendo:

a_b : aceleración sísmica básica

Es el valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno. Se obtiene a partir del mapa de peligrosidad sísmica (Figura 4.2) y del listado de municipios (anejo1) de la NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003).

Para Lorca : $a_b = 0.12 \text{ g}$

Realizaremos los cálculos además de para una aceleración sísmica básica real de 0.12 g para una aceleración sísmica básica teórica de 0.36 g (que fue la máxima registrada en los terremotos de Lorca 2011) y compararemos diferentes resultados para ambas aceleraciones.

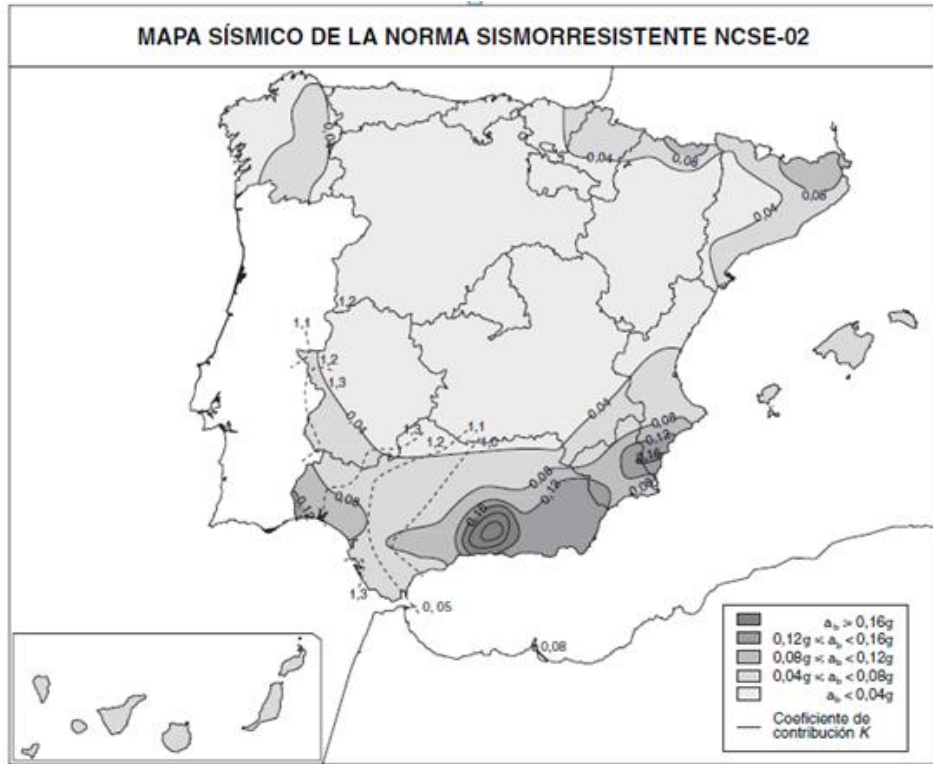


Figura 4.2. Mapa de Peligrosidad Sísmica.
 ρ : coeficiente adimensional de riesgo:

$$\rho = \left(\frac{t}{50}\right)^{0.37} \quad (3)$$

Depende de la probabilidad de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción (t).

Para edificios de viviendas, considerados construcciones de importancia normal ($t=50$ años) $\rho = 1.0$.

S : coeficiente de amplificación del terreno. Este coeficiente depende de $(\rho \cdot a_b)$ y de C , siendo C el coeficiente del terreno.
 para $0.1g < \rho \cdot a_b < 0.4g$

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33\left(\rho \frac{a_b}{g} - 0.1\right)\left(1 - \frac{C}{1.25}\right) \quad (4)$$

El coeficiente C depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación obtenidas a partir del estudio geométrico, hasta una profundidad de 30 m. Si el terreno no es uniforme, se utilizará la expresión siguiente:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} \quad (5)$$

Según el terreno descrito en el apartado 2.4. de la NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003) el coeficiente C será:

Suelo granular de compacidad media : terreno tipo III: C= 1.6

Por tanto mediante (4) obtenemos los valores de S para las diferentes a_b :

- para $a_b = 0.12 \text{ g}$

$$S = \frac{1.6}{1.25} + 3.33 (0.12 - 0.1) \left(1 - \frac{1.6}{1.25} \right) = 1.261352$$

- para $a_b = 0.36 \text{ g}$

$$S = \frac{1.6}{1.25} + 3.33 (0.36 - 0.1) \left(1 - \frac{1.6}{1.25} \right) = 1.037576$$

El valor de la aceleración sísmica de cálculo se calcula mediante (2):

- para $a_b = 0.12 \text{ g}$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0.15136224 \text{ g}$$

- para $a_b = 0.36 \text{ g}$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0.45408672 \text{ g}$$

4.1.3 Periodo fundamental del edificio y número de modos a considerar

Debe ahora definirse el periodo fundamental del edificio para establecer el número de modos de vibración a considerar.

La tipología de edificio corresponde a la de un edificio con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras.

Por tanto, según las indicaciones del apartado 3.7.2.2 de la NCSE-02 (Ministerio Fomento,2003) el periodo fundamental se obtiene con la expresión:

$$T_F = 0.09 \cdot n \quad (6)$$

$$T_F = 0.09 \cdot 4 = 0.36 \text{ seg}$$

Al no depender más que del número de plantas n , las fuerzas sísmicas serán las mismas en las dos direcciones ortogonales en las que hay que considerarlas.

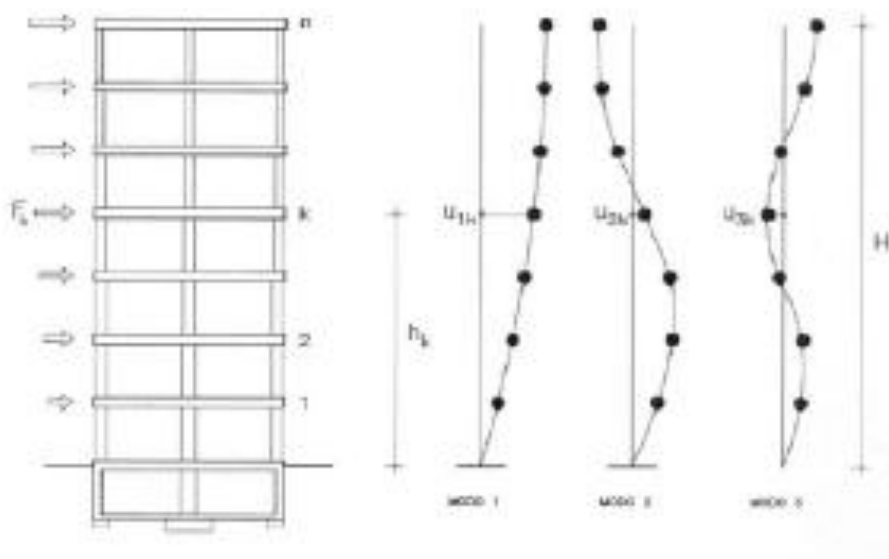


Figura 4.3. Modos de vibración en modelos planos de estructuras.

Como el periodo fundamental es menor que 0,75 seg sólo se considerará el primer modo. $T_1 = T_F = 0.36$ seg

4.1.4 Espectro elástico de respuesta

La norma proporciona un espectro elástico de respuesta de pseudoaceleración, S_{pa} , normalizado por la aceleración de cálculo, a_c . Por tanto :

$$\alpha = S_{pa}/a_c \quad (7)$$

T_A, T_B Periodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$\begin{aligned} T_A &= K \cdot C/10 \\ T_B &= K \cdot C/2.5 \end{aligned}$$

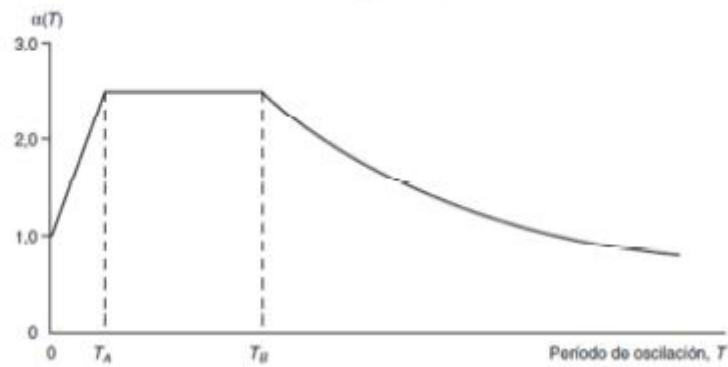


Figura 4.4. Espectro elástico de respuesta NCSE-02.

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} \quad (8)$$

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} = 1 \cdot \frac{1.6}{10} = 0.16$$

$$T_B = K \cdot \frac{C}{2.5} \quad (9)$$

$$T_B = K \cdot \frac{C}{2.5} = 1 \cdot \frac{1.6}{2.5} = 0.64$$

En la Figura 2.2, K es el coeficiente de contribución, que tiene en cuenta la influencia de los terremotos procedentes de la zona Azores-Cabo San Vicente.

$$K(\text{Lorca}) = 1$$

Cuando se emplea el método simplificado de cálculo, la norma NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003) propone como espectro de cálculo simplificado el siguiente:

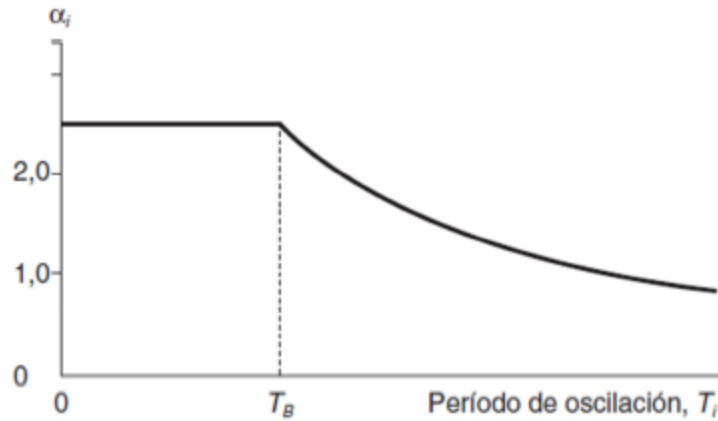


Figura 4.5. Espectro elástico de respuesta simplificado NCSE-02.

$$\alpha(T_n) = 2.5$$

A partir de este espectro, se puede calcular S_{pa} para cada modo de vibración n :

$$S_{pa,n} = \frac{\alpha(T_n) \cdot v \cdot a_c}{\mu} \quad (10)$$

donde:

$$v = \left(\frac{5}{\Omega}\right)^{0.40} \quad (11)$$

siendo $\Omega = 100 \cdot \xi$, es decir ξ expresado en tanto por ciento, y μ el coeficiente de ductilidad.

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

En particular, 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.
- Aquellas en que las acciones horizontales son resistidas principalmente por diagonales que trabajan alternativamente a tracción y a compresión, por ejemplo estructuras con arriostramientos en forma de «V» (Figura 4.6).



Figura 4.6. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$.

Tabla 4.1. Valores del coeficiente de respuesta β .

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipo similares	Compartimentada	6	—	—	0,46	0,93

$$\Omega = 100 \times 0.05 = 5$$

Mediante (11) calculamos :

$$v = (5/\Omega)^{0.4} = (5/5)^{0.4} = 1$$

A partir de (10) obtenemos el valor S_{pa} para ambas aceleraciones :

- para $a_b = 0.12 \text{ g}$

$$S_{pa,n} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 0.15136224 \text{ g}}{2} = 1.85607947$$

- para $a_b = 0.36 \text{ g}$

$$S_{pa,n} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 0.45408672 \text{ g}}{2} = 4.58037925$$

4.1.5 Masas de la estructura

Se consideran las masas que gravitan sobre la estructura, más una tracción de sobrecargas:

- uso viviendas, hoteles, residencias: 0.50
- edificios públicos, oficinas, comercios: 0.60
- locales de aglomeración y espectáculos: 0.60
- nieve cuando permanezca más de 30 días/año: 0.50
- almacenes, archivos, etc : 1.0
- tabiquería: 1.0
- piscinas y grandes depósitos: 1.0

Las masas se consideran concentradas a nivel de cada forjado con un grado de libertad por planta (desplazamiento X o Y). La masa de los pilares, se considera repartida en cada forjado a razón de la mitad de la altura de los pilares que acometan superior e inferiormente al forjado.

Por tanto, para un modelo de masas concentradas, resultará la siguiente matriz de masas diagonal:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_k & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & m_1 \end{bmatrix}$$

Tabla 4.5 Datos del edificio.

Datos	
Área forjado(m ²)	297
Perímetro(m)	69
g(m/s ²)	9.81

Datos	
P.P. forjado + cp (KN/m ²)	4.25
(P.P. forjado + cp) _{cubierta} (KN/m ²)	3
P.específico aparante cerramientos (KN/m ³)	18
P.P. pilares y vigas (KN/m ³)	25
Sobrecarga de uso (KN/m ²)	3.2

Tabla 4.6. Masas concentradas planta y cubierta.

Entre plantas.m1,m2 y m3		
Masas Cargas Permanentes		Total (KN*s ² /m))
mcp (KN*s ² /m)	216.0275229	
		264.4678899
Masas Sobre carga de Uso		
mcp (KN*s ² /m)	48.44036697	
Cubierta.m4		
Masas Cargas Permanentes		Total (KN*s ² /m))
mcp (KN*s ² /m)	90.82568807	
		139.266055
Masas Sobre carga de Uso		
mcp (KN*s ² /m)	48.44036697	

$$[M] = \begin{vmatrix} m4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m1 \end{vmatrix}$$

$$[M] = \begin{vmatrix} 140 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 265 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 265 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 265 \end{vmatrix}$$

donde K hace referencia a la masa de la planta k. La matriz indicada, debe ordenarse de esta forma si los vectores modos de vibración y de fuerzas aplicadas también se ordenan desde 1 (inferior) hasta k (superior).

4.1.6 Cálculo de las acciones sísmicas

Se calcularán las acciones para un modelo de masas concentradas. Las componentes correspondientes a cada planta “k” de los vectores modo de vibración “n” [ϕ_{kn}], se determinan de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \phi_{kn} \\ \vdots \\ \phi_{1n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi h_k}{2H} \right] \\ \vdots \\ \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi h_1}{2H} \right] \end{bmatrix}$$

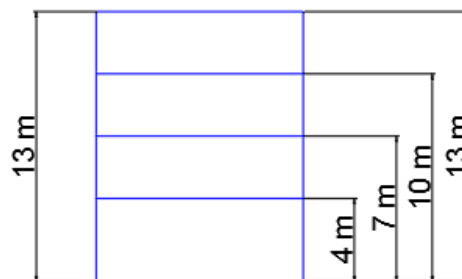


Fig. 4.8. Alturas plantas edificio.

donde h_k es la altura sobre rasante de la planta k y H es la altura total del edificio sobre rasante.

$$[\phi] = \begin{vmatrix} 1 \\ 0.935016243 \\ 0.748510748 \\ 0.464723172 \end{vmatrix}$$

El cálculo de las fuerzas exteriores que producen en la estructura la deformación elástica que conducen a las fuerzas recuperadoras elásticas para un modo de vibración “n” es:

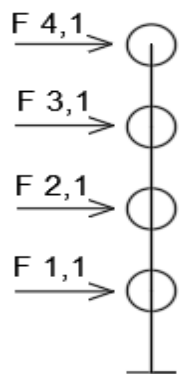
$$f_{s,n\max} = [M][\phi_n] \frac{L_n}{M_n} S_{pa} \quad (12)$$

$$M_n = [\phi_n]^T [M] [\phi_n] \quad (13)$$

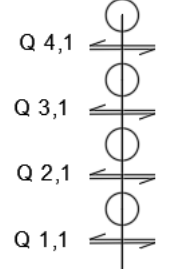
$$M_n = [\phi_n]^T [M] [\phi_n] = 577.3802053$$

$$L_n = -[\phi_n]^T [M] [r] \quad (14)$$

$$L_n = -[\phi_n]^T [M] [r] = 709.286293$$

	$[f_{s,n\max}] = [M][\phi_n] \frac{L_n}{M_n} S_{pa}$			
	para ab = 0.12g		para ab = 0.36g	
	319.2157263	F ₄	787.7513409	
	564.9646471	F ₃	1394.203423	
	452.2724754	F ₂	1116.10494	
	280.7995743	F ₁	692.9490715	

A partir de este vector de fuerzas exteriores, se puede calcular el cortante máximo que actúa en cada planta:

	para ab = 0.12g		para ab 0.36g	
	319.2157263	Q _{4,1}	787.7513409	
	884.1803734	Q _{3,1}	2181.954764	
	1336.452849	Q _{2,1}	3298.059704	
	1617.252423	Q _{1,1}	3991.008775	

4.2 MÉTODO APROXIMADO PARA DISTRIBUIR EL CORTANTE PROCEDENTE DE LAS ACCIONES SÍSMICAS

Realizaremos los cálculos para dos pórticos diferentes, el 5 y el 7, uno exterior y otro interior.

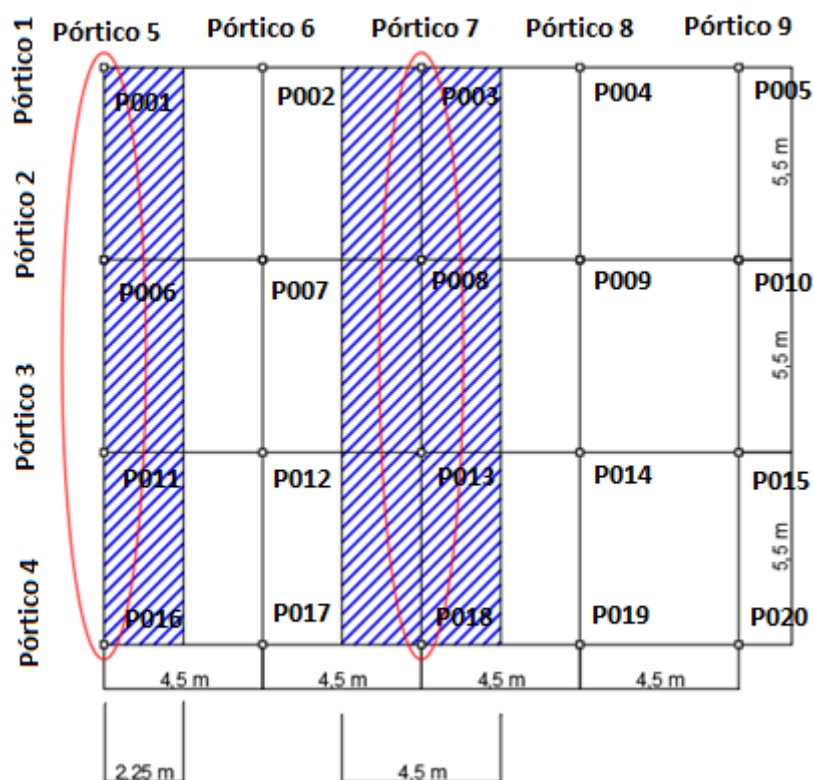


Figura 4.7. Vista en planta pilares y pórticos.

4.2.1 Reparto de Cortante de planta asignado al Pórtico entre los pilares de planta (Sismo Recto sin Torsión)

En este trabajo, por simplificación, despreciamos los efectos de torsión ya que tenemos un edificio simétrico, es decir, el centro de torsión y centro de masas coinciden.

El cortante de planta que se asigna a los pórticos, $Q_{k,max}^{pilar,j}$, se repartirá entre los “j” pilares de planta en función de la rigidez al desplazamiento de los mismos.

$$Q_k^{pilar,j} = Q_{K,max}^{pórticos} \left[\frac{k_k^{pilar,j}}{\sum_{m=1}^{Tot\ pil} k_k^{pilar,m}} \right] \quad (15)$$

El cálculo de las rigideces al desplazamiento de los pilares de la planta genérica “k”, expresadas como k_x o k_y (según ejes X e Y, respectivamente), se realiza de la siguiente forma, de acuerdo con el método propuesto por el profesor Akiyama (1985).

En nuestro caso el edificio que estudiamos consta de pilares cuadrados por lo que las inercias de los pilares no varían según la dirección.

Consideramos que existe cierto giro de los pilares en sus extremos:

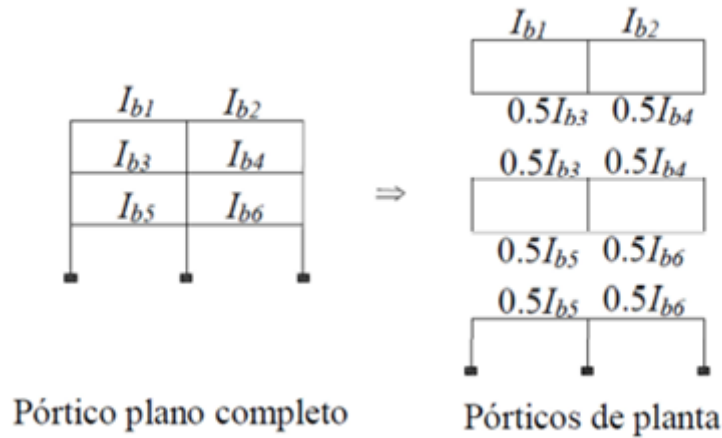


Fig. 4.9. Descomposición pórtico de planta en pórticos ficticios para cálculo de rigidez de pilares con giro en extremos.

- Para los pilares de plantas intermedias obtendremos su rigidez mediante:

$$k_{x,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \right] \quad (16)$$

- Para los pilares de planta baja: si no existen vigas de cimentación, y se considera que los pilares tienen los giros impedidos en las zapatas, pero giran en el extremo superior:

$$k_{x,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{1 + 6\bar{K}_j}{4 + 6\bar{K}_j} \right] \quad (17)$$

donde h_j es la altura del pilar “j” en la planta de cálculo (entre ejes de forjados), y E es el módulo de deformación secante del hormigón.

El cálculo del módulo secante del hormigón según la EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008) se calcula como sigue :

$$E = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad (18)$$

con f_{ck} en N/mm².

siendo:

$$\bar{K}_j = \frac{\sum \frac{I_v}{l_v}}{\frac{I_{c,j}}{h_j}} \quad (19)$$

donde I_v es la inercia de las vigas que acometen al pilar en base y coronación, considerando el 50% si la viga es compartida entre varias plantas (Figura 4.9.), y el 100% si solo existe una planta (como el forjado de cubierta).

Estudiaremos solo el comportamiento de los pilares de planta baja ante un sismo con una aceleración real y teórica.

4.2.2 Cálculo inercias pilares y vigas

En primer lugar calculamos las inercias de los pilares y vigas de los dos pórticos que vamos a estudiar, el pórtico 5 y 7, la dimensión de los pilares se obtienen del plano 2 del Anexo I:

Tabla 4.7. Inercias pilares y vigas.

INERCIAS. I_y (m^4)					
PÓRTICO 5	Pilar	Planta baja	Primera planta	Segunda planta	Tercera planta
	1	0.000325521	0.000325521	0.000325521	0.000325521
	6	0.000675	0.000325521	0.000325521	0.000325521
	11	0.000675	0.000325521	0.000325521	0.000325521
	16	0.000325521	0.000325521	0.000325521	0.000325521
PÓRTICO 7	Pilar	Planta baja	Primera planta	Segunda planta	Tercera planta
	3	0.000675	0.000675	0.000675	0.000325521
	8	0.002133333	0.001250521	0.000675	0.000325521
	13	0.002133333	0.001250521	0.000675	0.000325521
	18	0.000675	0.000675	0.000675	0.000325521
VIGAS		Planta baja	Primera planta	Segunda planta	Tercera planta
	Pórtico 5	0.0009	0.0009	0.0009	0.000675
	Pórtico 7	0.00135	0.00135	0.00135	0.0014625

4.2.3 Calculo rigidices pórticos

Calculamos las rigideces de los 8 pilares por planta de los dos pórticos 5 y 7, referencia de los pórticos interiores y exteriores, respectivamente:

Tabla 4.8. Rigideces pórtico extremo nº 5.

PORTICO 5	Pilar	$\bar{K}_j = \frac{\sum \frac{I_p}{l_v}}{\frac{l_{c,j}}{h_j}}$	$\frac{12EI_y}{h_j^3}$	Pilares planta baja $\left[\frac{1+6\bar{K}_j}{4+6\bar{K}_j} \right]$	Pilares planta intermedias $\left[\frac{\bar{K}_j}{2+\bar{K}_j} \right]$	Pilares plantas intermedias $k_{s,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{\bar{K}_j}{2+\bar{K}_j} \right]$ Pilares planta baja $k_{s,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{1+6\bar{K}_j}{4+6\bar{K}_j} \right]$	Total rigidez Pórtico extremo (KN/ml)
Planta baja	K1,1	1.005381818	1220.703125	0.700965609		855.6709097	
	k6,1	0.96969697	2531.25	0.694444444		1757.8125	
	K11,1	0.96969697	2531.25	0.694444444		1757.8125	5226.966819
	k16,1	1.005381818	1220.703125	0.700965609		855.6709097	
Primera planta	K1,2	1.508072727	2893.518519	0.429886392		1243.884236	
	K6,2	3.016145455	2893.518519	0.601287479		1739.836455	5967.441382
	K11,2	3.016145455	2893.518519	0.601287479		1739.836455	
	K16,2	1.508072727	2893.518519	0.429886392		1243.884236	
Segunda planta	k1,3	1.508072727	2893.518519	0.429886392		1243.884236	
	k6,3	3.016145455	2893.518519	0.601287479		1739.836455	5967.441382
	k11,3	3.016145455	2893.518519	0.601287479		1739.836455	
	k16,3	1.508072727	2893.518519	0.429886392		1243.884236	
Tercera planta	k1,4	1.885090909	2893.518519	0.485211531		1403.968551	
	k6,4	3.770181818	2893.518519	0.653390471		1890.597429	
	k11,4	3.770181818	2893.518519	0.653390471		1890.597429	6589.13196
	k16,4	1.885090909	2893.518519	0.485211531		1403.968551	

Tabla 4.9. Rigideces pórtico interior nº 7.

PORTICO 7	Pilar	$\bar{K}_j = \frac{\sum \frac{I_p}{l_v}}{\frac{l_{c,j}}{h_j}}$	$\frac{12EI_y}{h_j^3}$	Pilares planta baja $\left[\frac{1+6\bar{K}_j}{4+6\bar{K}_j} \right]$	Pilares planta intermedias $\left[\frac{\bar{K}_j}{2+\bar{K}_j} \right]$	Pilares plantas intermedias $k_{s,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{\bar{K}_j}{2+\bar{K}_j} \right]$ Pilares planta baja $k_{s,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{1+6\bar{K}_j}{4+6\bar{K}_j} \right]$	Total rigidez Pórtico central (KN/ml)
Planta baja	K3,1	0.727272727	2531.25	0.641304348		1623.30163	
	k8,1	0.460227273	8000	0.556302521		4450.420168	
	K13,1	0.460227273	8000	0.556302521		4450.420168	12147.4436
	k18,1	0.727272727	2531.25	0.641304348		1623.30163	
Primera planta	K3,2	1.090909091	6000	0.352941176		2117.647059	
	k8,2	1.177691114	11115.74074	0.370612206		4119.629197	
	K13,2	1.177691114	11115.74074	0.370612206		4119.629197	12474.55251
	k18,2	1.090909091	6000	0.352941176		2117.647059	
Segunda planta	K3,3	1.090909091	6000	0.352941176		2117.647059	
	k8,3	2.181818182	6000	0.52173913		3130.434783	10496.16368
	K13,3	2.181818182	6000	0.52173913		3130.434783	
	k18,3	1.090909091	6000	0.352941176		2117.647059	
Tercera planta	K3,4	3.581672727	2893.518519	0.641684474		1856.725908	
	k8,4	7.163345455	2893.518519	0.781739103		2261.976571	8237.404958
	K13,4	7.163345455	2893.518519	0.781739103		2261.976571	
	k18,4	3.581672727	2893.518519	0.641684474		1856.725908	

4.2.4 Cálculo rigideces por planta en la dirección de los pórticos 5 y 7

Mediante la suma de las rigideces de los pórticos calculados anteriormente (2 unidades de pórticos extremos y 3 de pórticos interiores) obtenemos las rigideces por planta (KN/m).

Tabla 4.10. Rigideces por planta.

Rigideces por planta (KN/m)	
Planta baja	46896.26443
Primera planta	49358.5403
Segunda planta	43423.37381
Tercera planta	24712.21487

4.2.5 Cálculo cortantes de pilares por planta

Los cortantes de los pilares por planta debido a la acción sísmica se obtienen mediante (15).

A partir de (15) se procede a calcular el cortante de los pilares de los pórticos 5 y 7.

Tabla 4.11. Cortantes pilares pórtico 5 y 7 ($a_b = 0.12g$).

Pilares	Cortantes de pilares por planta (KN) ($a_b = 0.12g$)			
	Pórtico 5		Pórtico 7	
	exteriores (1-16)	interiores (6-11)	exteriores (3-18)	interiores (8-13)
Planta baja	29.50844527	60.61946638	55.98075939	153.4760367
Primera planta	33.67993908	47.1085525	57.33831323	111.5448338
Segunda planta	25.3277885	35.42629491	43.11921904	63.74145424
Tercera planta	18.13551893	24.4214626	23.98393314	29.21868791

Tabla 4.12. Cortantes pilares pórtico 5 y 7 (ab = 0.36g).

	Cortantes por planta (KN) (ab = 0.36 g)			
	Pórtico 5		Pórtico 7	
Pilares	exteriores (1-16)	interiores (6-11)	exteriores (3-18)	interiores (8-13)
Planta baja	72.82008814	149.5949666	138.1476996	378.7437264
Primera planta	83.11437999	116.253124	141.4978318	275.2671162
Segunda planta	62.50318425	87.42398641	106.4083622	157.299318
Tercera planta	44.75430933	60.26657939	59.18685684	72.10503331

4.3 CÁLCULO ESFUERZOS DEBIDO A LA ACCIÓN SÍSMICA

4.3.1 Cálculo Momentos en pilares debido a la acción sísmica

Los momentos en pilares debido a la acción sísmica, teniendo en cuenta las dos aceleraciones básicas, se obtienen teniendo en cuenta que la ley de momentos es lineal y se anula aproximadamente en el punto medio de su longitud. Por tanto, el cálculo se realiza mediante el producto del cortante del pilar de planta baja por la mitad de la longitud del pilar.

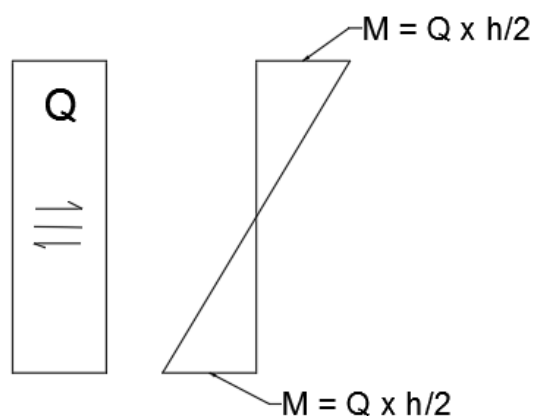


Figura 4.9. Esquema de cálculo de momento en el pilar

Con este esquema de cálculo, se procede a calcular el momento en los pilares de los pórticos 5 y 7 para cada escenario sísmico.

Tabla 4.13. Momentos debido a la acción sísmica ($a_b = 0.12g$).

	Momentos (KN m) ($a_b = 0.12 g$)							
	Pórtico 5				Pórtico 7			
Pilares	P1	P16	P6	P11	P1	P16	P6	P11
Planta baja	109.5367992	191.9017615	191.9017615	109.5367992	197.9689886	474.269324	474.269324	197.968989
Primera planta	88.51159138	123.8022711	123.8022711	88.51159138	150.6862984	262.929432	262.929432	150.686298
Segunda planta	65.19496116	89.77163627	89.77163627	65.19496116	100.6547283	139.440213	139.440213	100.654728
Tercera planta	27.2032784	36.63219391	36.63219391	27.2032784	35.97589971	43.8280319	43.8280319	35.9758997

Tabla 4.14. Momentos debido a la acción sísmica ($a_b = 0.36g$).

	Momentos (KN m) ($a_b = 0.36 g$)							
	Pórtico 5				Pórtico 7			
Pilares	P1	P16	P6	P11	P1	P16	P6	P11
Planta baja	270.3117463	473.5696192	473.5696192	270.3117463	488.5421469	1170.38813	1170.38813	488.542147
Primera planta	218.4263463	305.5156656	305.5156656	218.4263463	371.8592309	648.849651	648.849651	371.859231
Segunda planta	160.8862404	221.5358487	221.5358487	160.8862404	248.3928285	344.106527	344.106527	248.392829
Tercera planta	67.131464	90.39986909	90.39986909	67.131464	88.78028525	108.15755	108.15755	88.7802853

4.3.2 Axiles debidos a la acción sísmica en pilares de planta baja

En los pilares de planta baja calculamos los axiles debido a la acción sísmica en los diferentes pórticos y en función de las distintas aceleraciones básicas, se obtienen mediante el producto de la carga sísmica de cada forjado multiplicado por la distancia a la planta baja (justo en la mitad de los pilares de dicha planta).

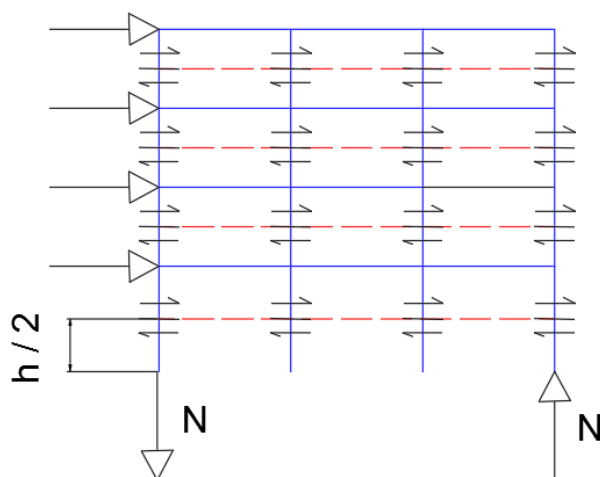


Figura 4.10. Esquema cortantes y axiles en los pórticos.

Tabla 4.15. Axiles debidos acción sísmica pórtico 5 en pilares de planta baja.

Pórtico 5					
Axiles debido acción sísmica					
ab = 0.12 g			ab = 0.36 g		
M	d	N	M	d	N
1545.897477	16.5	93.6907562	3814.9211	16.5	231.20734

Tabla 4.16. Axiles debidos acción sísmica pórtico 7 en pilares de planta baja.

Pórtico 7					
Axiles debido acción sísmica					
ab = 0.12 g			ab = 0.36 g		
M	d	N	M	d	N
2980.38898	16.5	180.629635	7354.917762	16.5	445.752592

4.4 CÁLCULO ESFUERZOS DEBIDO A CARGAS GRAVITATORIAS

4.4.1 Cargas gravitatorias a considerar sobre los Pórticos 5 y 7

Para obtener los pesos de cada planta (sobre rasante) debemos multiplicar las cargas superficiales por la superficie de actuación y las lineales por la longitud.

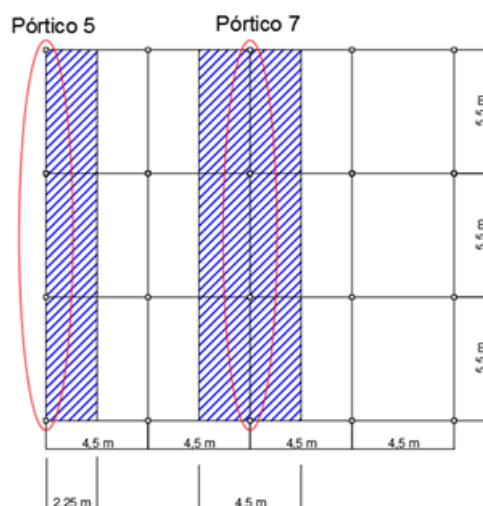


Figura 4.11. Superficie de actuación de las cargas en los pórtico 5 y 7.

Cada carga se verá afectada por el coeficiente correspondiente según el apartado 3.2 de la NCSE-02 (Ministerio Fomento,2003) . Para las cargas permanentes este coeficiente es 1, para la sobrecarga de uso de viviendas 0.5 y para la carga de nieve, si permanece menos de 30 días, es 0.

Supongamos que las plantas 1 a 4 son todas iguales, siendo diferente únicamente la planta de cubierta.

Tabla 4.17. Datos edificio.

DATOS	
P.P. forjado + cp (KN/m ²)	4.25
(P.P. forjado + cp) _{cubierta} (KN/m ²)	3
P .específico aparente cerramientos (KN/m ³)	18
P.P. pilares y vigas (KN/m ³)	25
Sobrecarga de uso (KN/m ²)	3.2

Realizaremos los cálculos para obtener las cargas permanentes y sobre cargas de uso de los pórticos 5 y 7:

Tabla 4.18. Cargas planta y cubierta pórtico 5.

Pórtico 5				
Cargas tipo planta				
	Cargas Permanentes (G)	Cargas Variables (Q)		
Pórtico 5	P.P vigas (KN/ml)	3	Q (KN/ml)	7.2
	P.P forjado (KN/ml)	9.5625		
	P.P cerramiento (KN/ml)	12.42		
Total		24.9825		
q _d (KN/m)		27.1425		
Cargas Cubierta				
	Cargas Permanentes (G)	Cargas Variables (Q)		
Pórtico 5	P.P vigas (KN/ml)	1.62	Q (KN/ml)	56.25
	P.P forjado (KN/ml)	9.5625		
	P.P cerramiento (KN/ml)	0		
Total		11.1825		
q _d (KN/m)		28.0575		

Tabla 4.19. Cargas planta y cubierta pórtico 7.

Pórtico 7			
Cargas tipo planta			
	Cargas Permanentes (G)		Cargas Variables (Q)
Pórtico 7	P.P vigas (KN/ml)	4.5	Q (KN/ml)
	P.P forjado (KN/ml)	19.125	14.4
	P.P cerramiento (KN/ml)	12.42	
Total	36.045		
q _d (KN/m)	40.365		
Cargas Cubierta			
	Cargas Permanentes (G)		Cargas Variables (Q)
Pórtico 7	P.P vigas (KN/ml)	3.51	Q (KN/ml)
	P.P forjado (KN/ml)	19.125	112.5
	P.P cerramiento (KN/ml)	0	
Total	22.635		
q _d (KN/m)	56.385		

4.4.2 Cortantes debidos a cargas gravitatorias en vigas

Los cortantes debido a cargas gravitatorias en vigas se obtienen dividiendo la viga en tramos isostáticos y calculando los cortantes en los diferentes puntos de la viga.

Tabla 4.20. Cortantes debidos a cargas gravitatorias.

Cortantes debidos a cargas gravitatorias					
		q_d (KN/m)	Cortante V_b=V_c (KN)	Cortante V_a=V_d (KN)	MA=MD (KN m)
Pórtico5	Entreplanta	27.1425	59.7135	74.641875	36.94772813
	Cubierta	11.16	24.552	30.69	15.19155
Pórtico7	Entreplanta	40.365	88.803	111.00375	54.94685625
	Cubierta	22.695	49.929	62.41125	30.89356875

4.4.3 Axiles debido a cargas gravitatorias en pilares

Los axiles debido a cargas gravitatorias en pilares se obtienen mediante la sumatoria de los cortantes de las vigas de cada planta.

Tabla 4.21. Axiles debido a cargas gravitatorias pórtico 5.

Pórtico 5	Axiles debido a cargas gravitatorias (KN)	
	Pilar 6-11	
	N4	61.38
	N3	210.66375
	N2	359.9475
	N1	509.23125
	Pilar 1-16	
	N4	30.69
	N3	105.331875
	N2	179.97375
	N1	254.615625

Tabla 4.22. Axiles debido a cargas gravitatorias pórtico 7.

Pórtico 7	Axiles debido a cargas gravitatorias (KN)	
	Pilar 8-13	
	N4	124.8225
	N3	346.83
	N2	496.11375
	N1	645.3975
	Pilar 3-18	
	N4	62.41125
	N3	173.415
	N2	248.056875
	N1	322.69875

4.5 CÁLCULO DE MOMENTOS, CORTANTES Y AXILES PLANTA BAJA

A continuación se muestran momentos, cortantes y axiles de planta baja debido a la acción sísmica y debido a las cargas gravitatorias.

Tabla 4.23. Momentos planta baja.

Momentos planta baja (KN m)					
Momentos. Cargas Gravitatorias			Momentos.Acción Sísmica.ab=0.12g	Momentos.Acción Sísmica.ab=0.36g	
		Momentos en pilares planta baja	Momentos (Base)	Planta baja	Planta baja
Pórtico 5	Pilares 1,16	15.83474063	7.917370313	59.01689053	145.6401763
	Pilares 6,11	22.48790967	11.24395483	121.2389328	299.1899333
Pórtico 7	Pilares 3,18	23.54865268	11.77432634	111.9615188	276.2953992
	Pilares 8,13	30.84172162	15.42086081	306.9520734	757.4874528

Tabla 4.24. Axiles planta baja.

Axiles .Cargas gravitatorias			Axiles. Acción Sísmica. ab=0.12g	Axiles. Acción Sísmica. ab=0.36g
		Planta Baja	Planta baja	Planta baja
Pórtico 5	Pilares 1,16	254.615625	93.69075621	231.2073396
	Pilares 6,11	509.23125	0	0
Pórtico 7	Pilares 3,18	322.69875	180.6296351	231.2073396
	Pilares 8,13	645.3975	0	0

Tabla 4.25. Cortantes planta baja.

		Cortantes. Acción Sísmica. ab=0.12g	Cortantes. Acción Sísmica. ab=0.36g
		Planta baja	Planta baja
Pórtico 5	Pilares 1,16	29.50844527	72.82008814
	Pilares 6,11	60.61946638	149.5949666
Pórtico 7	Pilares 3,18	55.98075939	138.1476996
	Pilares 8,13	153.4760367	378.7437264

4.6 LEYES DE MOMENTOS, CORTANTE Y AXIL TENIENDO EN CUENTA UN SISMO POSITIVO Y UN SISMO NEGATIVO

Sumamos los momentos, axiles y cortantes debidos a la acción sísmica tanto en signo positivo como en negativo a los momentos, axiles y cortantes debido a las cargas gravitatorias y obtenemos las cargas totales que recibe la planta baja del edificio que estamos estudiando.

PÓRTICO 5

Tabla 4.26. Momentos, cortantes y axiles totales pilares 16,1 (ab = 0.12 g).

Pilar exterior(P16,1)		ab = 0.12 g	
	Sismo +	Gravitatorias	Total
M	59.01689053	-7.917370313	51.09952022
N	93.69075621	-254.615625	-160.9248688
Q	29.50844527		29.50844527
	Sismo -	Gravitatorias	Total
M	-59.01689053	-7.917370313	-66.93426084
N	-93.69075621	-254.615625	-348.3063812
Q	-29.50844527		-29.50844527

Tabla 4.27. Momentos, cortantes y axiles totales pilares 16,1 (ab = 0.36 g).

Pilar exterior(P16,1)		ab = 0.36 g	
	Sismo +	Gravitatorias	Total
M	145.6401763	-7.917370313	137.722806
N	231.2073396	-254.615625	-23.40828543
Q	72.82008814		72.82008814
	Sismo -	Gravitatorias	Total
M	-145.6401763	-7.917370313	-153.5575466
N	-231.2073396	-254.615625	-485.8229646
Q	-72.82008814		-72.82008814

Tabla 4.28. Momentos, cortantes y axiles totales pilares 6,11 (ab = 0.12 g).

Pilar interior(P6,11)		ab = 0.12	
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	121.2389328	-11.24395483	109.9949779
N	0	-509.23125	-509.23125
Q	60.61946638		60.61946638
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-121.2389328	-11.24395483	-132.4828876
N	0	-509.23125	-509.23125
Q	-60.61946638		-60.61946638

Tabla 4.29. Momentos, cortantes y axiles totales pilares 6,11 (ab = 0.36 g)

Pilar interior(P6,11) ab = 0.36 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	299.1899333	-11.24395483	287.9459784
N	0	-509.23125	-509.23125
Q	149.5949666		149.5949666
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-299.1899333	-11.24395483	-310.4338881
N	0	-509.23125	-509.23125
Q	-149.5949666		-149.5949666

PÓRTICO 7

Tabla 4.30. Momentos, cortantes y axiles totales pilares 3,18 (ab = 0.12 g).

Pilar exterior(P3,18) ab = 0.12 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	111.9615188	-11.77432634	100.1871924
N	180.6296351	-322.69875	-142.0691149
Q	55.98075939		55.98075939
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-111.9615188	-11.77432634	-123.7358451
N	-180.6296351	-322.69875	-503.3283851
Q	-55.98075939		-55.98075939

Tabla 4.31. Momentos, cortantes y axiles totales pilares 3,18 (ab = 0.36 g).

Pilar interior(P3,18) ab = 0.36 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	276.2953992	-11.77432634	264.5210729
N	231.2073396	-322.69875	-91.49141043
Q	55.98075939		55.98075939
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-276.2953992	-11.77432634	-288.0697256
N	-231.2073396	-322.69875	-553.9060896
Q	-55.98075939		-55.98075939

Tabla 4.32. Momentos, cortantes y axiles totales pilares 8,13 (ab = 0.12 g).

Pilar interior(P8,13) ab = 0.12 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	306.9520734	-15.42086081	291.5312126
N	0	-645.3975	-645.3975
Q	153.4760367		153.4760367
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-306.9520734	-15.42086081	-322.3729342
N	0	-645.3975	-645.3975
Q	-153.4760367		-153.4760367

Tabla 4.33. Momentos, cortantes y axiles totales pilares 8,13 (ab = 0.36 g).

Pilar interior(P8,13) ab = 0.36 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	757.4874528	-15.42086081	742.0665919
N	0	-645.3975	-645.3975
Q	378.7437264		378.7437264
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-757.4874528	-15.42086081	-772.9083136
N	0	-645.3975	-645.3975
Q	-378.7437264		-378.7437264

Con los axiles totales obtenidos podemos calcular mediante el programa Response 2000 (Bentz y Collins, 2000) las leyes momento-curvatura.

4.7 CALCULO DE LA LEY MOMENTO-CURVATURA, MOMENTO-AXIL Y MOMENTO-CORTANTE MEDIANTE RESPONSE 2000

El objetivo de este apartado es calcular la capacidad resistente de los pilares de planta baja. Para ello, se emplea el programa Response 2000 (Bentz y Collins , 2000) que permite el cálculo de ley momento-curvatura así como los de interacción axil-momento (M-N).

Response-2000 es un programa de análisis de secciones fácil de usar que calculará la resistencia y ductilidad de una sección transversal de hormigón armado sometida a esfuerzo cortante, momentáneo y axial. Las tres cargas se consideran simultáneamente para encontrar la respuesta de carga-deformación completa usando la última investigación basada en la teoría del campo de compresión modificado. El programa fue desarrollado en la Universidad de Toronto por Evan Bentz en un proyecto supervisado por el profesor Michael P. Collins.

4.7.1 Cálculo diagrama momento curvatura y ductilidad

Para garantizar condiciones de ductilidad en pilares, cuando se formen rótulas plásticas en los mismos analizamos relaciones momento-curvatura. Deben tener un amplio recorrido plástico.

En general, la ductilidad se puede definir como la propiedad de los materiales de experimentar deformaciones sin llegar a romperse debida a la aplicación de una carga mantenida en el tiempo. Desde un punto vista estructural un elemento estructural dúctil es aquel que ha sido diseñado intencionadamente para admitir deformaciones inelásticas tras muchos ciclos de carga debidos a la acción sísmica, sin que esto implica una degradación significativa ni de su resistencia ni de su rigidez.

La ductilidad local o ductilidad a nivel de sección se determina mediante un diagrama momento curvatura, siendo esta el coeficiente entre el valor de curvatura última y el de curvatura en el momento de la primera plastificación de la armadura:

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (20)$$

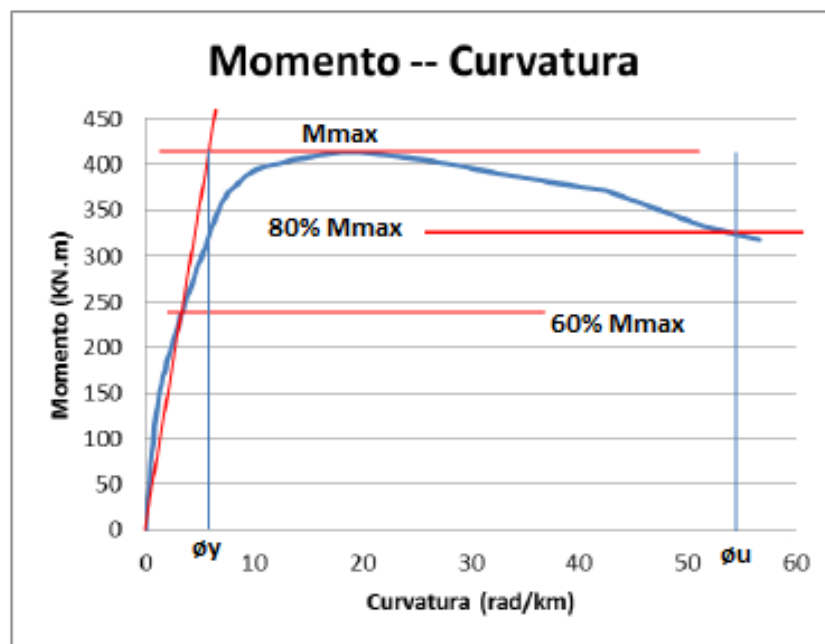


Figura 4.11. Diagrama Momento-Curvatura.

La curvatura ϕ_y se obtiene a partir de la constante K y el M_{max} , siendo K el cociente entre el 60 % del M_{max} y su correspondiente curvatura a ese mismo porcentaje.

$$K = \frac{60\% M_{max}}{\phi_{60\% M_{max}}} \quad (21)$$

$$\phi_y = \frac{M_{max}}{K} \quad (22)$$

La curvatura ultima ϕ_u se obtiene con el 80 % del M_{max}

Vamos a estudiar 4 pilares en planta baja, en esquina, laterales e interiores.). El armado y dimensiones de los pilares utilizados se ha tomado del cuadro de pilares del plano 2 incluido en el anexo I.

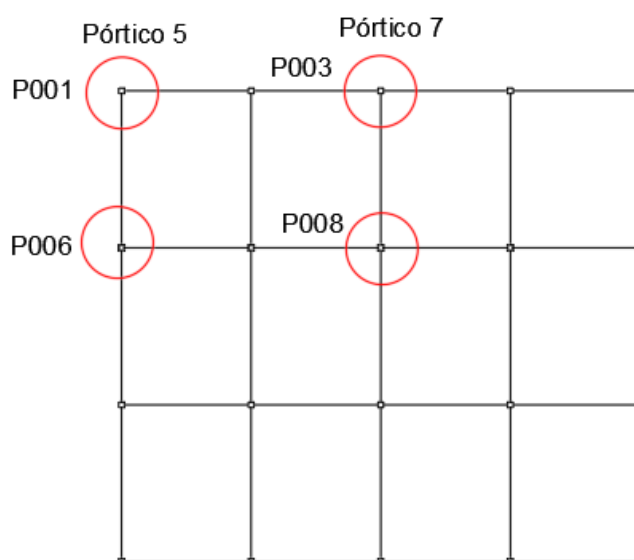


Figura 4.12. Planta Edificio. Pilares utilizados

Para realizar el estudio de ductilidad realizaremos un análisis de empuje incremental con el programa Response 2000 (Bentz y Collins, 2000).

El hormigón de nuestros pilares será hormigón armado HA-25/mm² y acero B400 con una tensión última de rotura de 480 N/mm².

Tabla 4.34. Dimensiones pilares estudiados.

	P001	P003	P006	P008
Tipo	1	3	4	5
Altura (m)	4	4	4	4
Sección (cm)	25 x 25	30 x 30	30x30	40x40

En el diagrama momento-curvatura obtenemos a partir de los cálculos realizados en response los valores de momento máximo y curvatura máxima, y a partir de estos la ductilidad de cada pilar. Los pilares centrales es decir el 6 y 8 no se ven afectados por el sismo.

Figura 4.35. Momento máximo, curvatura máxima y ductilidad pilares (RESPONSE 2000).

Momento(KN m)-Curvatura(rad/km)						
			0.12g		0.36g	
			Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -
Pilar 1	M-Curvatura	Mmax	53.514	63.22	45.292	64.966
		Curv.max	219.055	112.41	320.718	63.452
		μ	15.01414	7.35057972	21.02496	4.5638979
Pilar 8	M-Curvatura	Mmax	248.211	249.211	250.211	251.211
		Curv.max	102.878	102.878	102.878	102.878
		μ	11.57268	11.572678	11.57268	11.572678
Pilar 6	M-Curvatura	Mmax	104.219	104.219	104.219	104.219
		Curv.max	93.675	93.675	93.675	93.675
		μ	7.94424	7.94424006	7.94424	7.9442401
Pilar 3	M-Curvatura	Mmax	89.324	104.132	86.266	104.842
		Curv.max	182.546	93.675	182.546	85.159
		μ	13.70143	8.01030813	13.43124	7.4432712

4.7.2 Cálculo diagrama interacción momento-axil

En el diagrama de interacción momento-axil (M-N), determinamos el axil pico (N_p) cuando el momento es positivo o negativo y el axil es negativo (compresión), es decir, línea azul de envolvente 3er y 4º cuadrante de la Figura mostrada abajo. Hay que intentar que el pilar quede encuadrado para cualquier estado de cargas, con valores menores a N_p , para evitar rotura frágil del hormigón.

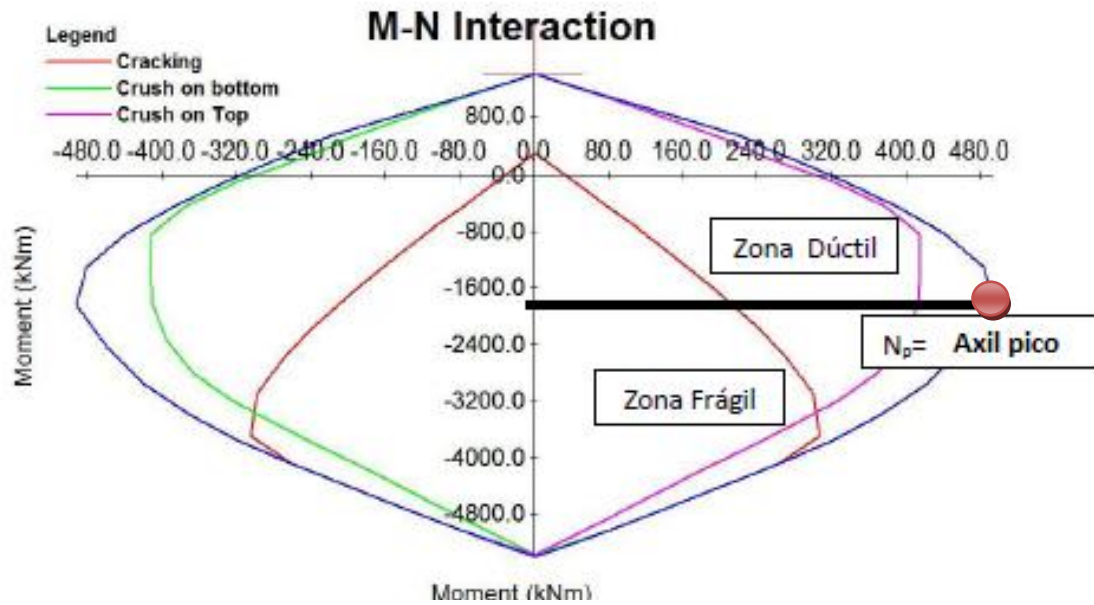


Figura 4.13. Diagrama Momento-Axil.

A continuación, se exponen en la Tabla 4.33 los resultados obtenidos en el programa response 2000:

Tabla 4.36. Axiles pico pilares (RESPONSE 2000).

Momento(KN m)-Axil (KN)						
			0.12g		0.36g	
			Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -
Pilar 1	M-N	M	61.5	61.5	61.5	61.5
		N	-575.5	-575.5	-575.5	-575.5
Pilar 8	M-N	M	259.8	259.8	259.8	259.8
		N	-1433	-1433	-1433	-1433
Pilar 6	M-N	M	101.7	101.7	101.7	101.7
		N	-826.8	-826.8	-826.8	-826.8
Pilar 3	M-N	M	101.7	101.7	101.7	101.7
		N	-826.8	-826.8	-826.8	-826.8

4.7.3 Cálculo diagrama interacción momento-cortante

En el diagrama interacción momento-cortante obtenemos los valores pico del cortante en los diferentes pilares.

Tabla 4.37. Cortantes pilares (RESPONSE 2000).

Momento(KN m)-Cortante (KN)						
			0.12g		0.36g	
			Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -
Pilar 1	M-V	M	53.5	63.2	45.3	65
		N	-160.2	-347.9	-23	-485.2
		V	71.4	84.3	58.1	86.2
Pilar 8	M-V	M	251.2	251.2	251.2	251.2
		N	-644.9	-644.9	-644.9	-644.9
		V	209.3	209.3	209.3	209.3
Pilar 6	M-V	M	104.2	104.2	104.2	104.2
		N	-509	-509	-509	-509
		V	115.8	115.8	115.8	115.8
Pilar 3	M-V	M	89.3	104.1	86.3	104.8
		N	-142.2	-503	-92	-554
		V	99.2	115.7	95.7	116.5

4.8 ANÁLISIS RESISTENCIA

En este apartado, se procede a comparar los valores calculados debidos a acciones gravitatorias y sísmicas con los valores obtenidos en Response 2000, es decir comparándolos con la capacidad resistente de los mismos. Introducimos el axil debido a acciones en el programa de cálculo Response 2000 y se observa su momento y cortante correspondiente. Este momento y cortante deben de ser superiores al cortante y momento debido a acciones para garantizar la capacidad resistente, en la mayoría de los pilares el momento debido a acciones se encuentra por encima (valores en rojo), por lo que habrá que garantizar la resistencia de los pilares planteando alguna medida de reacondicionamiento.

Tabla 4.38. Tabla donde comparamos momento y cortantes debido a acciones con momentos y cortantes correspondientes al axil introducido en Response 2000.

			Debido a acciones			Response 2000		
						M-N		M-V
			Momento	Cortante	Axil	Momento	Axil	Cortante
Pilar 1	0.12g	Simo+	51.10	29.51	-160.92	53.51	-160.92	71.40
		Sismo-	-66.93	-29.51	-348.31	63.22	-348.31	84.30
	0.36g	Sismo+	137.72	72.82	-23.41	45.29	-23.41	58.10
		Sismo-	-153.56	-72.82	-485.82	62.54	-485.82	86.20
Pilar 8	0.12g	Simo+	291.53	153.48	-645.40	251.21	-645.40	209.30
		Sismo-	-322.37	-153.48	-645.40			
	0.36g	Sismo+	742.07	378.74	-645.40			
		Sismo-	-772.91	-378.74	-645.40			
Pilar 6	0.12g	Simo+	109.99	60.62	-509.23	104.22	-509.23	115.80
		Sismo-	-132.48	-60.62	-509.23			
	0.36g	Sismo+	287.95	149.59	-509.23			
		Sismo-	-310.43	-149.59	-509.23			
Pilar 3	0.12g	Simo+	100.19	55.98	-142.07	89.32	-142.07	99.20
		Sismo-	-123.74	-55.98	-503.33	104.13	-503.33	115.70
	0.36g	Sismo+	264.52	138.15	-91.49	86.27	-91.49	95.70
		Sismo-	-288.07	-138.15	-553.91	104.84	-553.91	116.50

4.9 ANÁLISIS DUCTILIDAD

En este apartado se va a determinar los desplazamientos de la estructura en cada escenario sísmico y compararan con la capacidad de desplazamiento último de los pilares, determinando si el nivel de ductilidad es adecuado.

4.9.1 Cálculo de desplazamientos

Partimos del modelo completo del edificio.

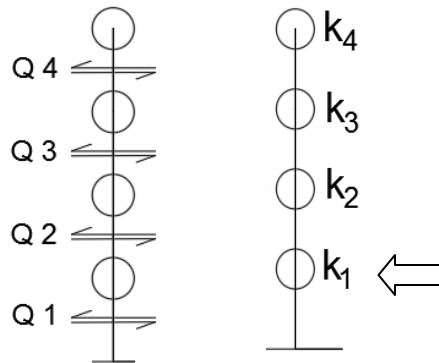


Figura 4.14. Esquema modelo edificio.

- En primer lugar calculamos los desplazamiento debido a acciones :

$$\Delta\delta_i = \frac{Q_i}{K_{i,f}} \cdot \mu \quad (23)$$

siendo Q_i = cortante por planta debido a la acción sísmica

μ = coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu=2$ (ductilidad baja)

$K_{i,f}$ = rigidez fisurada por planta

Según el documento ACI318-11 (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural) en su apartado 8.8.2 tenemos que tener en cuenta para la rigidez fisurada que :

Las deflexiones laterales de sistemas estructurales de concreto reforzado provenientes de fuerzas laterales mayoradas deben calcularse ya sea mediante un análisis lineal con la rigidez de los elementos definida por (a) o (b), o bien, usando un análisis más detallado que considere la rigidez reducida de todos los elementos bajo las condiciones de carga:

(a) por las propiedades de las secciones definidas en 10.101.4(a) hasta (c), o

(b) el 50 % de los valores de rigidez basados en las propiedades de la sección bruta.

Tabla 4.39. Rigideces por planta y cortantes por planta.

Rigideces por planta (KN/m)		Rigideces por planta(50%) (KN/m)	
Cota 0	46896.26443	Cota 0	23448.13221

Cortantes por planta(KN) 0.12g		Cortantes por planta (KN) 0.36g	
Q1	1617.252423	Q1	3991.008775

Tabla 4.40. Desplazamientos por planta debido a acciones.

Cálculo desplazamiento(acciones) (m)	
Planta 1(0.12g)	0.137942963
Planta 1(0.36g)	0.340411657

- Una vez calculados los desplazamientos debidos a acciones se procede al cálculo de desplazamientos según la capacidad máxima:

$$\Delta\delta_{i,max} = \theta_{pl,max} \cdot d \quad (24)$$

siendo $\theta_{pl,max}$ = giro

d : distancia entre las rótulas plásticas del pilar

$$\theta_{pl,max} = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \quad (25)$$

siendo ϕ_u = curvatura última (80% Mmax)

ϕ_y = curvatura (20 % Mmax)

L_{pl} = longitud rótula plástica

Para el cálculo de la longitud de la rótula plástica aplicaremos la Fórmula del profesor Fardis M.(2009) , para cargas cíclicas, ya que es un fórmula recomendada y obtendremos unos valores aproximados. Según ACI 318-11 (ACI, 2011) podemos aplicar una longitud de rótula plástica igual al canto del pilar utilizado, pero este método es más restrictivo y se obtendrán valores más mayorados.

$$l_p = 0,2h \cdot \left(1 + \frac{3}{8} \cdot \min\left(9; \frac{L_v}{h}\right)\right) \quad (26)$$

siendo L_v = longitud vano cortante, normalmente $L/2$ siendo L la longitud del elemento estructural considerado y h el canto del elemento estructural.

Tabla 4.41. Dimensiones pilares.

	h(cm)	Lv(h/2) (cm)
Pilar 1	25	200
Pilar 6	30	200
Pilar 8	40	200
Pilar 3	30	200

Tabla 4.42. Longitud rótula plástica pilares.

Longitud rótula plástica (cm)	
Pilar 1 (25x25)	20
Pilar 6 (30x30)	21
Pilar 8 (40x40)	23
Pilar 3 (30x30)	21

Tabla 4.43. Giro pilares.

Giro (radianes)			
Pilar 1	0.12g	Sismo+	0.040893017
		Sismo-	0.018406215
	0.36g	Sismo+	0.061092768
		Sismo-	0.00951969
Pilar3	0.12g	Sismo+	0.035536802
		Sismo-	0.01640827
	0.36g	Sismo+	0.035480519
		Sismo-	0.01458928
Pilar 6			0.016187239
Pilar 8			0.021617302

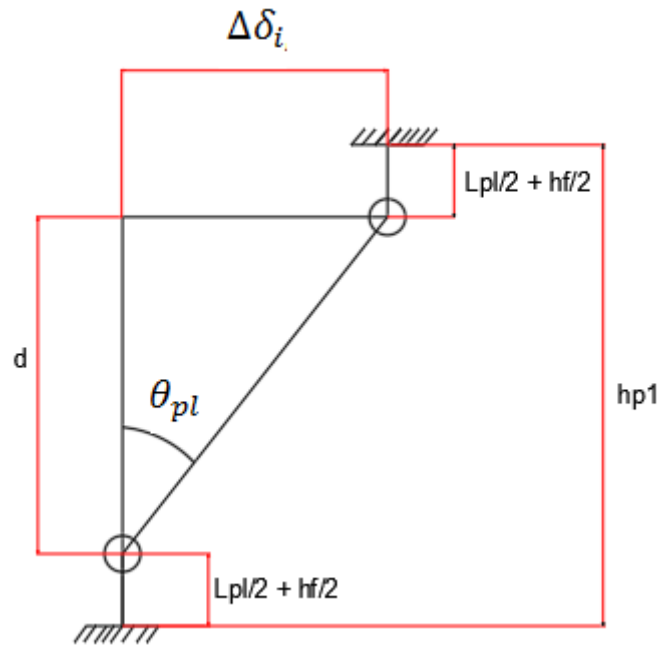


Figura 4.15. Longitud rótula plástica, distancia entre rótulas plásticas y desplazamiento.

Tabla 4.44. Distancia entre rótulas plásticas.

	d (m)
Pilar 1	3.640625
Pilar 6	3.62875
Pilar 8	3.605
Pilar 3	3.62875

Tabla 4.45. Desplazamiento en función de la capacidad máxima del pilar y desplazamientos debido a acciones

desplazamiento(capacidad) (m)				Desplazamientos debido a acciones (m)
Pilar 1	0.12g	Sismo+	0.143125561	0.137942963
		Sismo-	0.064421751	
	0.36g	Sismo+	0.21382469	0.340411657
		Sismo-	0.033318915	
Pilar3	0.12g	Sismo+	0.12402344	0.137942963
		Sismo-	0.057264863	
	0.36g	Sismo+	0.123827012	0.340411657
		Sismo-	0.050916587	
Pilar 6			0.056493463	0.137942963
Pilar 8			0.075012037	0.137942963

El desplazamiento en función de la máxima capacidad deberá ser mayor que el desplazamiento debido a las acciones, para que así el pilar se encuentre dentro de un régimen dúctil. Comparamos los valores calculados para ambos desplazamientos.

Observamos que los desplazamientos en función de la máxima capacidad son menores que los desplazamientos debido a acciones, por lo que los pilares no se encuentran en un estado dúctil y deberemos aplicar una medida de reacondicionamiento para garantizar la ductilidad.

5 REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO

5.1 APLICACIÓN MEDIDA DE REACONDICIONAMIENTO. RECRECIMIENTO DE HORMIGÓN

Como medida de reacondicionamiento aplicaremos un recrecimiento de hormigón para así incrementar la rigidez en pilares de planta baja y por tanto que los desplazamientos debido a acciones sean inferiores a los desplazamiento en función de la capacidad máxima. También se mejora la resistencia frente a cortante y flector al aumentar la sección de los pilares.

Habrá que tener en cuenta los requisitos que se recogen en la Instrucción de hormigón estructural EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008) y Norma de construcción sismoresistente NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003) para así conocer el recubrimiento mínimo, tamaño y disposiciones de las armaduras de los nuevos pilares.

- **Dimensionamiento según EHE-08**

La armadura se dimensionará en base a la norma EHE-08 (Ministerio Fomento, 2008) en su capítulo 7 Durabilidad, en el apartado 37.2.4 Recubrimientos, y dentro del mismo el apartado 37.2.4.1 Especificaciones respecto a recubrimiento de armaduras pasivas y activas pretesas, donde se muestran los recubrimiento mínimos.

Tabla 5.1. Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II.

Clase de exposición	Tipo de concreto	Resistencia característica del hormigón (f_{ck}) [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t_d) [años]	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} > 25$	15	25
II a	CEM I	$25 < f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} > 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 < f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} > 40$	15	25
II b	CEM I	$25 < f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} > 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 < f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} > 40$	20	30

La clase de exposición a la que está sometida nuestra estructura es II a , el hormigón está fabricado con un cemento CEM I , la resistencia característica es de 25 N/mm² y la vida útil de proyecto de 100 años, por lo que el recubrimiento será de 25 mm.

En el capítulo 10 Cálculos relativos a los Estados Límite Últimos, en el apartado 42.3 Disposiciones relativas a las armaduras, se muestran las normas a cumplir para la colocación de la armadura del recrecido de hormigón.

- **Dimensionamiento según NCSE-02**

En apartado 4.5.3 Soportes se indican las reglas generales a tener en cuenta para dimensionar la armadura.

En cada pilar hay que mirar las cuatro vigas que llegan a la cabeza del pilar y las vigas que son ortogonales a ese pórtico.

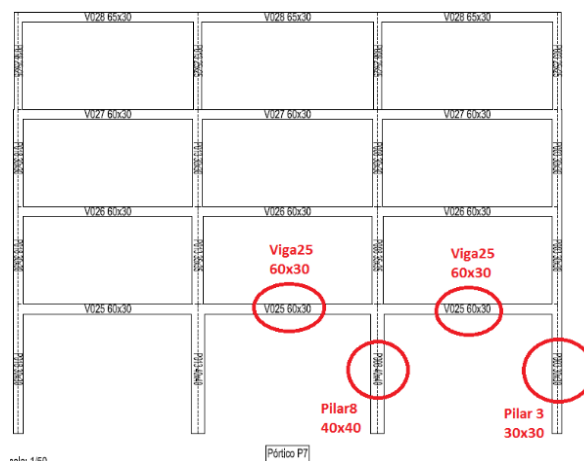


Figura 5.2. Vigas que acometen en cabeza de pilar 8 y 3. Pórtico incluido en el plano 4 del Anexo I.

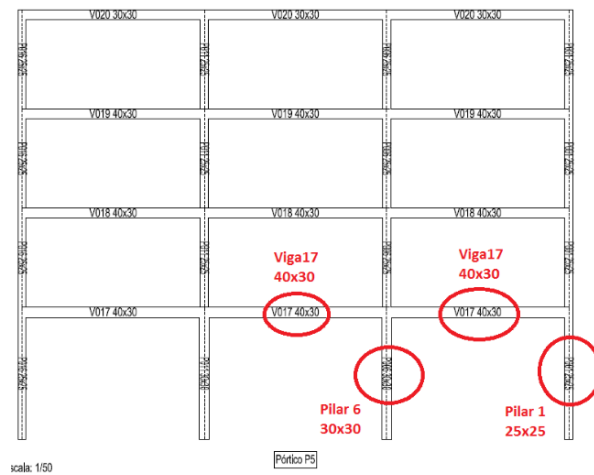


Figura 5.3. Vigas que acometen en cabeza de pilar 6 y 1. Pórtico incluido en el plano 3 del Anexo I

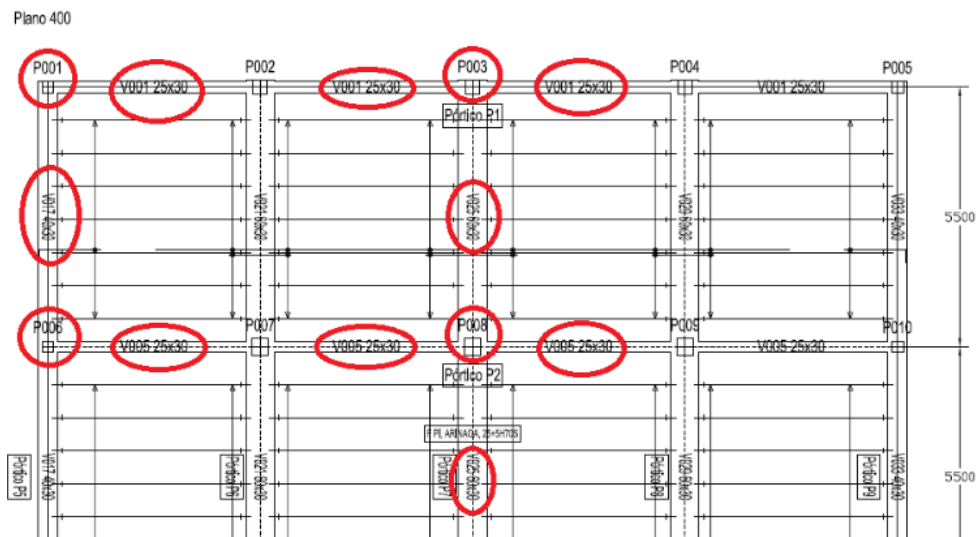


Figura 5.4 .Vigas ortogonales al pórtico. Forjado incluido en el plano 5 del Anexo I.

Las vigas son de 40 cm de ancho para los pilares de 30 cm y de 60 cm para los pilares de 40. Quiere decir esto que ese sería el ancho máximo que se le podría dar al pilar si queremos que en la parte superior la resistencia a flexión se incremente anclando la armadura en la viga mediante taladros.

El ancho de las vigas sería el ancho máximo que se le puede dar al pilar reforzado con las camisas si queremos mejorar la resistencia frente a cortante y flector tanto en la base del pilar como en la coronación.

En el plano 2 (Cuadro de pilares) del Anexo I, junto a las secciones de los antiguos pilares se incluye las secciones y armados de los nuevos pilares.

Pilar 1(25x25)----- Nuevo ancho pilar = 40x40
Pilar 6 (30x30)-----Nuevo ancho pilar = 40x40
Pilar 8 (40x40)-----Nuevo ancho pilar = 60x60
Pilar 3 (30x30)----- Nuevo ancho pilar = 60x60

Teniendo en cuenta los requisitos y limitaciones recogidos en la EHE-08 y la NCSE-02 utilizaremos para:

- los pilares 1 y 6 (exteriores):
 - Armadura longitudinal : 3 redondos de diámetro 16 mm en cada una de las caras
 - Armadura transversal : estribos de diámetro 8 mm separados cada 100 mm

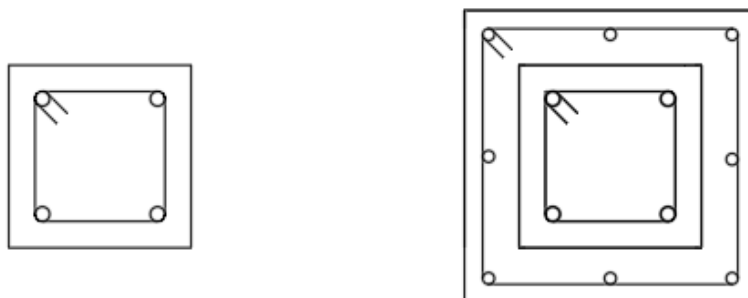


Figura 5.5. Sección pilar 1 antiguo (izquierda), pilar recrecido (derecha).

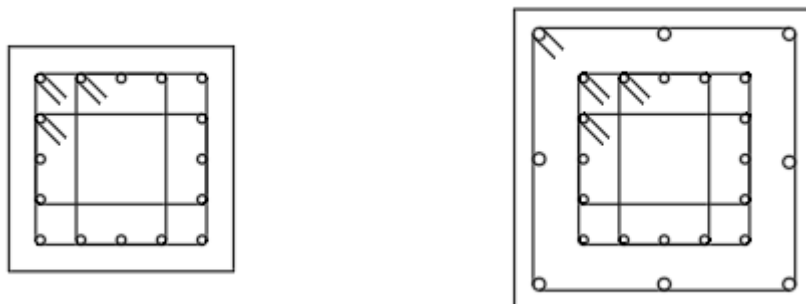


Figura 5.6. Sección pilar 6 antiguo (izquierda), pilar recrecido (derecha).

- pilares 8 y 3 (interiores):
- Armadura longitudinal : 4 redondos de diámetro 20 mm en cada una de las caras, dos de ellos unidos a los redondos del antiguo pilar mediante estribos, como se muestra en la Figura 5.7 y 5.8, y como recomienda Fardis M. (2009).
 - Armadura transversal : estribos de diámetro 8 mm separados cada 200 mm

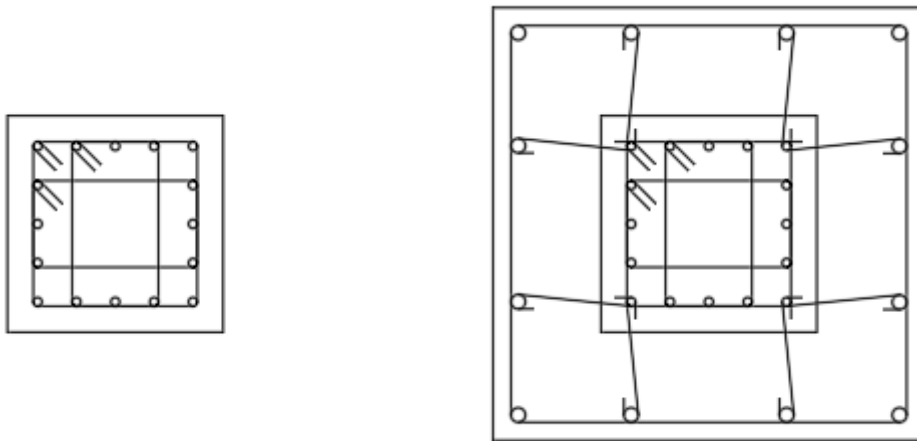


Figura 5.7. Sección pilar 3 antiguo (izquierda), pilar recrecido (derecha).

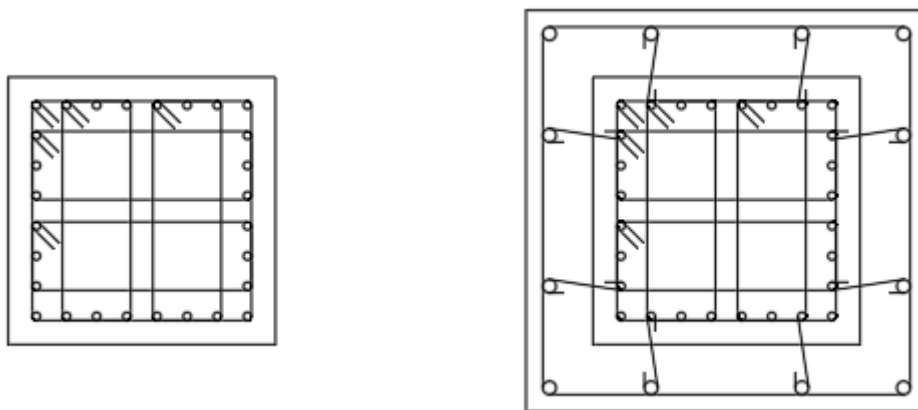


Figura 5.8. Sección pilar 8 antiguo (izquierda), pilar recrecido (derecha).

Una vez tomadas las nuevas medidas y disposición de las armaduras de los pilares citados anteriormente procedemos a calcular rigideces, cortantes, momentos y los diagramas momento-curvatura, momento-cortante y momento-axil mediante el programa RESPONSE 2000 y así ver si las nuevas acciones están dentro de los límites máximos que establece dicho programa de cálculo.

5.1.1 Cálculo inercias , rigideces de los nuevos pilares y rigidez de planta

Tabla 5.1. Inercias nuevos pilares.

Inercias (m ⁴) Pórtico 5	
Pilar	Planta baja
1	0.002133333
6	0.002133333
11	0.002133333
16	0.002133333

Inercias (m ⁴) Pórtico 7	
Pilar	Planta baja
3	0.0108
8	0.0108
13	0.0108
18	0.0108

Tabla 5.2. Rigideces (KN/ml) nuevos pilares.

Pórtico 5	Pilar	$\bar{K}_j = \frac{\sum I_v'}{I_{c,j} / h_j}$	$\frac{12EI_y}{h_j^3}$	Pilares planta baja $\left[\frac{1 + 6\bar{K}_j}{4 + 6\bar{K}_j} \right]$	Pilares planta intermedias $\left[\frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \right]$	Pilares plantas intermedias $k_{x,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \right]$ Pilares planta baja $k_{x,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{1 + 6\bar{K}_j}{4 + 6\bar{K}_j} \right]$	Total rigidez Pórtico Extremo (KN / ml)
Planta baja	K1,1	0.153409091	8000	0.390300231	3122.401848		
	k6,1	0.306818182	8000	0.486381323	3891.050584		
	K11,1	0.306818182	8000	0.486381323	3891.050584		14026.90486
	k16,1	0.153409091	8000	0.390300231	3122.401848		
Pórtico 7	Pilar	$\bar{K}_j = \frac{\sum I_v'}{I_{c,j} / h_j}$	$\frac{12EI_y}{h_j^3}$	Pilares planta baja $\left[\frac{1 + 6\bar{K}_j}{4 + 6\bar{K}_j} \right]$	Pilares planta intermedias $\left[\frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \right]$	Pilares plantas intermedias $k_{x,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \right]$ Pilares planta baja $k_{x,j} = \frac{12EI_y}{h_j^3} \left[\frac{1 + 6\bar{K}_j}{4 + 6\bar{K}_j} \right]$	Total rigidez Pórtico Central (KN / ml)
Planta baja	K3,1	0.045454545	40500	0.29787234	12063.82979		
	k8,1	0.090909091	40500	0.34	13770		
	K13,1	0.090909091	40500	0.34	13770		51667.65957
	k18,1	0.045454545	40500	0.29787234	12063.82979		

Tabla 5.3. Rigidez planta baja.

Rigidez planta baja (KN/m)
183056.7884

Observamos que al aplicar el encamisado de hormigón se incrementan las rigideces como se muestra en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Factor de incremento de rigidez de los nuevos pilares con respecto los antiguos.

Pilares	Incremento de rigidez
Pilar 1(40x40)	3.649068599
Pilar 6(40x40)	2.213575443
Pilar 8(60x60)	3.094089879
Pilar 3(60x60)	7.431662459

5.1.2 Cálculo cortantes, momentos y axiles debido a la acción sísmica de los nuevos pilares

Tabla 5.5. Cortantes y momentos debido acción sísmica nuevos pilares.

Cortantes por planta (KN) (ab = 0.12 g)				
	Pórtico 5		Pórtico 7	
Pilares	exteriores (1-16)	interiores (6-11)	exteriores (3-18)	interiores (8-13)
Planta baja	27.58549408	34.37627765	106.5803575	121.6538652

Cortantes por planta (KN) (ab = 0.36 g)				
	Pórtico 5		Pórtico 7	
Pilares	exteriores (1-16)	interiores (6-11)	exteriores (3-18)	interiores (8-13)
Planta baja	68.07468479	84.83278416	263.015925	300.2138915

Tabla 5.6. Momentos debidos acción sísmica nuevos pilares.

		Momentos debidos acción sísmica (KN m)	
		Momentos. Acción Sísmica. ab=0.12g	Momentos. Acción Sísmica. ab=0.36g
		Planta baja	Planta baja
Pórtico 5	Pilares 1,16	55.17098816	136.1493696
	Pilares 6,11	68.75255529	169.6655683
Pórtico 7	Pilares 3,18	213.160715	526.03185
	Pilares 8,13	243.3077304	600.4277831

Tabla 5.7. Axiles debido a la acción sísmica nuevos pilares.

Pórtico 5					
Axiles debido acción sísmica					
ab = 0.12 g			ab = 0.36 g		
M	d	N	M	d	N
1433.232918	16.5	86.8626011	3536.89076	16.5	214.357016

Pórtico 7					
Axiles debido acción sísmica					
ab = 0.12 g			ab = 0.36 g		
M	d	N	M	d	N
2980.38898	16.5	180.629635	7354.917762	16.5	445.752592

5.1.3 Cálculo momentos en planta baja nuevos pilares

Tabla 5.8. Momentos en planta baja nuevos pilares.

Momentos. Cargas Gravitatorias			
		Momentos en pilares planta baja	Momentos (Base)
Pórtico 5	Pilares 1,16	30.70149332	15.35074666
	Pilares 6,11	30.70149332	15.35074666
Pórtico 7	Pilares 3,18	50.720175	25.3600875
	Pilares 8,13	47.59836843	23.79918421

5.1.4 Leyes de momentos, cortante y axil teniendo en cuenta un sismo positivo y un sismo negativo en nuevos pilares

Tabla 5.9. Momentos, cortantes y axiles totales (ab=0.12g)

Pilar exterior(P16,1) ab = 0.12 g			
	Sismo +	Gravitatorias	Total
M	55.17098816	-15.35074666	39.8202415
N	86.86260107	-254.615625	-167.7530239
Q	27.58549408		27.58549408
	Sismo -	Gravitatorias	Total
M	-55.17098816	-15.35074666	-70.52173482
N	-86.86260107	-254.615625	-341.4782261
Q	-27.58549408		-27.58549408

Pilar interior(P6,11) ab = 0.12			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	68.75255529	-15.35074666	53.40180863
N	0	-509.23125	-509.23125
Q	34.376278		34.376278
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-68.75255529	-15.35074666	-84.10330195
N	0	-509.23125	-509.23125
Q	-34.376278		-34.376278

Pilar exterior(P3,18) ab = 0.12 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	213.160715	-25.3600875	187.8006275
N	185.1817386	-322.69875	-137.5170114
Q	106.5803575		106.5803575
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-213.160715	-25.3600875	-238.5208025
N	-185.1817386	-322.69875	-507.8804886
Q	-106.5803575		-106.5803575

Pilar interior(P8,13) ab = 0.12 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	243.3077304	-23.79918421	219.5085462
N	0	-645.3975	-645.3975
Q	121.653865		121.653865
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-243.3077304	-23.79918421	-267.1069146
N	0	-645.3975	-645.3975
Q	-121.653865		-121.653865

Tabla 5.10. Momentos, cortantes y axiles totales (ab=0.36g)

Pilar exterior(P16,1) ab = 0.36 g			
	Sismo +	Gravitatorias	Total
M	136.1493696	-15.35074666	120.7986229
N	214.3570157	-254.615625	-40.25860926
Q	68.07468479		68.07468479
	Sismo -	Gravitatorias	Total
M	-136.1493696	-15.35074666	-151.5001162
N	-214.3570157	-254.615625	-468.9726407
Q	-68.07468479		-68.07468479

Pilar interior(P6,11)			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	169.6655683	-15.35074666	154.3148217
N	0	-509.23125	-509.23125
Q	84.83278416		84.83278416
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-169.6655683	-15.35074666	-185.016315
N	0	-509.23125	-509.23125
Q	-84.83278416		-84.83278416

Pilar interior(P3,18) ab = 0.36 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	526.03185	-25.3600875	500.6717625
N	214.3570157	-322.69875	-108.3417343
Q	106.5803575		106.5803575
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-526.03185	-25.3600875	-551.3919375
N	-214.3570157	-322.69875	-537.0557657
Q	-106.5803575		-106.5803575

Pilar interior(P8,13) ab = 0.36 g			
	Simo +	Gravitatorias	Total
M	600.4277831	-23.79918421	576.6285989
N	0	-645.3975	-645.3975
Q	300.2138915		300.2138915
	Simo -	Gravitatorias	Total
M	-600.4277831	-23.79918421	-624.2269673
N	0	-645.3975	-645.3975
Q	-300.2138915		-300.2138915

5.1.5 Diagrama Momento-Curvatura(Response 2000) nuevos pilares

Tabla 5.11. Momento máximo, curvatura máxima y ductilidad nuevos pilares.

Momento(KN m)-Curvatura(rad/km)							
			0.12g		0.36g		Sin sismo
			Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -	
Pilar 1	M-Curvatura	Mmax	191.98	207.95	180.11	218.51	
		Curv.max	165.66	124.46	165.66	102.862	
		μ	17.37	13.71	16.67	11.73	
Pilar 8	M-Curvatura	Mmax					729.40
		Curv.max					91.27
		μ					14.65
Pilar 6	M-Curvatura	Mmax					243.40
		Curv.max					102.86
		μ					10.89
Pilar 3	M-Curvatura	Mmax	578.56	624.90	571.76	631.12	
		Curv.max	100.40	91.274	100.40	91.274	
		μ	15.60	15.11	15.47	15.25	

5.1.6 Diagrama de interacción Momento-Axil (Response 2000) nuevos pilares

Tabla 5.12. Axiles nuevos pilares.

Momento(KN m)-Axil (KN)							
			0.12g		0.36g		Sin sismo
			Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -	
Pilar 1	M-N	M	240.3	240.3	240.3	240.3	
		N	-1416.4	-1416.4	-1416.4	-1416.4	
Pilar 8	M-N	M					840.1
		N					-3190.7
Pilar 6	M-N	M					254.4
		N					-1453.2
Pilar 3	M-N	M	760.8	760.8	760.8	760.8	
		N	-3100.1	-3100.1	-3100.1	-3100.1	

5.1.7 Diagrama de interacción Momento-Cortante (Response 2000) nuevos pilares

Tabla 5.13. Cortantes nuevos pilares.

Momento(KN m)-Cortante (KN)							
			0.12g		0.36g		Sin sismo
			Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -	
Pilar 1	M-V	M	192	208	180.1	218.5	
		N	-160.7	-348.1	-23	-486	
		V	160	173.3	150.1	182.1	
Pilar 8	M-V	M					729.4
		N					-644.8
		V					405.2
Pilar 6	M-V	M					243.4
		N					-508.8
		V					202.8
Pilar 3	M-V	M	578.6	624.9	571.6	631.1	
		N	-141.5	-502.5	-91	-553.5	
		V	321.4	347.2	317.6	350.6	

5.1.8 Análisis resistencia nuevos pilares

En este apartado, con los nuevos pilares recrecidos se procede a comparar los valores calculados debidos a acciones gravitatorias y sísmicas con los valores obtenidos en Response 2000, es decir comparándolos con la capacidad resistente de los mismos. Introducimos el axil debido a acciones en el programa de cálculo Response 2000 y se observa su momento y cortante correspondiente. Este momento y cortante deben de ser superiores al cortante y momento debido a acciones para garantizar la capacidad resistente, observamos que los valores obtenidos en Response 2000 están por encima de los valores de momento y cortante debido a acciones gravitatorias y sísmicas por lo que están dentro de las limitaciones, y la aplicación de la medida de reacondicionamiento es efectiva ya que se cumple el objetivo buscado, garantizar la resistencia de los pilares de planta baja.

Tabla 5.14. Tabla donde comparamos momento y cortantes debido a acciones con momentos y cortantes correspondientes al axil introducido en Response 2000.

			Debido a acciones			Response 2000		
						M-N		M-V
			Momento	Cortante	Axil	Momento	Axil	Cortante
Pilar 1	0.12g	Simo+	39.82	27.59	-167.75	191.98	-167.75	160.00
		Sismo-	-70.52	-27.59	-341.47	207.95	-341.47	173.30
	0.36g	Sismo+	120.79	68.07	-40.25	180.11	-40.25	150.10
		Sismo-	-151.5	-68.07	-468.97	218.51	-468.97	182.10
Pilar 8	0.12g	Simo+	219.5	121.65	-645.40	729.40	-645.40	405.20
		Sismo-	-267.10	-121.65	-645.40			
	0.36g	Sismo+	576.62	300.21	-645.40			
		Sismo-	-624.22	-300.21	-645.40			
Pilar 6	0.12g	Simo+	53.4	34.38	-509.23	243.40	-509.23	202.80
		Sismo-	-84.1	-34.38	-509.23			
	0.36g	Sismo+	154.31	84.83	-509.23			
		Sismo-	-185.01	-84.83	-509.23			
Pilar 3	0.12g	Simo+	187.8	106.58	-137.51	578.56	-137.51	321.40
		Sismo-	-238.52	-106.58	-507.88	624.90	-507.88	347.20
	0.36g	Sismo+	514.26	263.02	-108.34	571.76	-108.34	317.60
		Sismo-	-551.81	-263.02	-537.05	631.12	-537.05	350.60

5.1.9 Análisis ductilidad nuevos pilares

5.1.9.1 Cálculo desplazamiento debido a acciones nuevos pilares

Tabla 5.15. Rigideces y cortantes por planta nuevos pilares.

Rigideces por planta (KN/m)		Rigideces por planta (50%) (KN/m)	
Cota 0	183056.7884	Cota 0	91528.39422

Cortantes por planta(KN) 0.12g		Cortantes por planta (KN) 0.36g	
Q1	1617.252423	Q1	3991.008775

Tabla 5.16. Desplazamiento en función de la capacidad máxima nuevos pilares.

Cálculo desplazamiento(acciones) (m)	
Planta 1(0.12g)	0.035338813
Planta 1(0.36g)	0.087208102

5.1.9.2 Desplazamiento en función de la capacidad máxima nuevos pilares

Tabla 5.17. Dimensiones nuevos pilares

	h(cm)	Lv(h/2)(cm)
Pilar 1	40	200
Pilar 6	40	200
Pilar 8	60	200
Pilar 3	60	200

Tabla 5.18. Longitud rótula plástica nuevos pilares.

Longitud rótula plástica (cm)	
Pilar 1 (40x40)	23
Pilar 6 (40x40)	23
Pilar 8 (60x60)	27
Pilar 3 (60x60)	27

Tabla 5.19. Cálculo giro.

Giro(radianes)			
Pilar 1	0.12g	Sismo+	0.03590819
		Sismo-	0.026537946
	0.36g	Sismo+	0.03581677
		Sismo-	0.025091897
Pilar3	0.12g	Sismo+	0.025370263
		Sismo-	0.024902919
	0.36g	Sismo+	0.025355467
		Sismo-	0.024917878
Pilar 6			0.02148577
Pilar 8			0.022960218

Tabla 5.20. Distancia entre rótulas plásticas nuevos pilares.

	d (m)
Pilar 1	3.47
Pilar 6	3.47
Pilar 8	3.43
Pilar 3	3.43

Tabla 5.21. Desplazamiento en función capacidad máxima nuevos pilares.

Cálculo desplazamiento(capacidad) (m)				Desplazamiento debido a acciones (m)
Pilar 1	0.12g	Sismo+	0.124601418	0.035338813
		Sismo-	0.092086671	
	0.36g	Sismo+	0.12428419	0.087208102
		Sismo-	0.087068882	
Pilar3	0.12g	Sismo+	0.087020003	0.035338813
		Sismo-	0.086911186	
	0.36g	Sismo+	0.086969253	0.087208102
		Sismo-	0.085468322	
Pilar 6			0.074555622	0.035338813
Pilar 8			0.078753548	0.035338813

Con la medida de reacondicionamiento aplicada, es decir con el recrecimiento de hormigón, los desplazamientos debido a acciones son inferiores a los desplazamientos en función de la capacidad máxima, por lo que la medida aplicada es efectiva y los nuevos pilares si se encuentran en un régimen dúctil.

5.2 UNIÓN NUEVOS PILARES RECRECIDOS. PILAR-VIGA Y PILAR-ZAPATA DE CIMENTACIÓN

La unión de los pilares de planta baja en cabeza de pilar y en base de pilar se realizarán mediante anclaje de armadura mediante un taladro en la viga que acomete en cabeza del pilar y un taladro en la cimentación, donde se introduce la armadura anclada mediante una resina epoxi, en nuestro caso utilizaremos un anclaje químico multimaterial HIT-RE 500-Hilti, que es una resina epoxi de máximo rendimiento para uniones de corrugado y anclajes de carga pesada.

- **Características**
 - ✓ Alto nivel de carga y superioridad técnica según las homologaciones internacionales
 - ✓ Especialmente indicado para elementos de gran diámetro y elevada profundidad de empotramiento
 - ✓ Nivel de cargas igual o superior que un corrugado embebido
 - ✓ Resina de fraguado lento que permite mayor flexibilidad en la ejecución
 - ✓ Apto para fijaciones en taladros con diamante

- **Aplicaciones**

- ✓ Conexiones estructurales con corrugados instalados a posteriori (p. ej. ampliación/unión a muros, pilotes escaleras, pilares, zapatas etc.)
- ✓ Fijaciones estructurales en acero (p. ej. vigas o pilares de acero, etc.)
- ✓ Reparación estructural de edificios, puentes y otras obras civiles, permite el refuerzo de elementos de hormigón
- ✓ Corrección de esperas mal replanteadas
- ✓ Apto para aplicaciones en taladros con percusión submarinos

A continuación mostramos diferentes figuras con los detalles del anclaje del pilar en cabeza y en base :

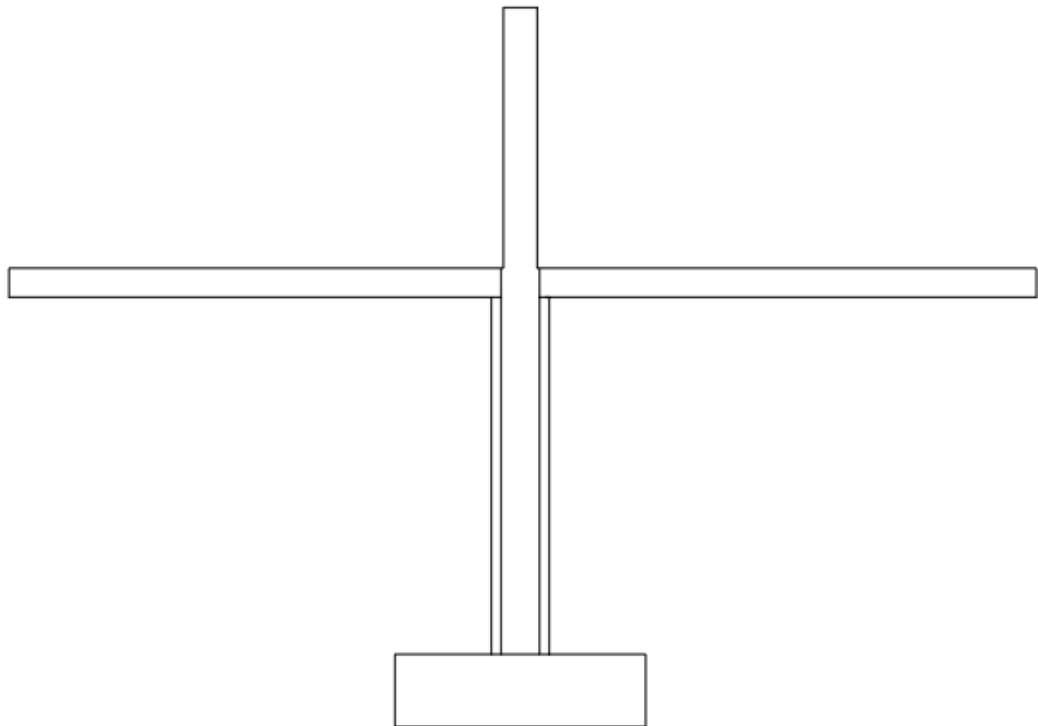


Figura 5.9. Unión pilar-viga y pilar-zapata.

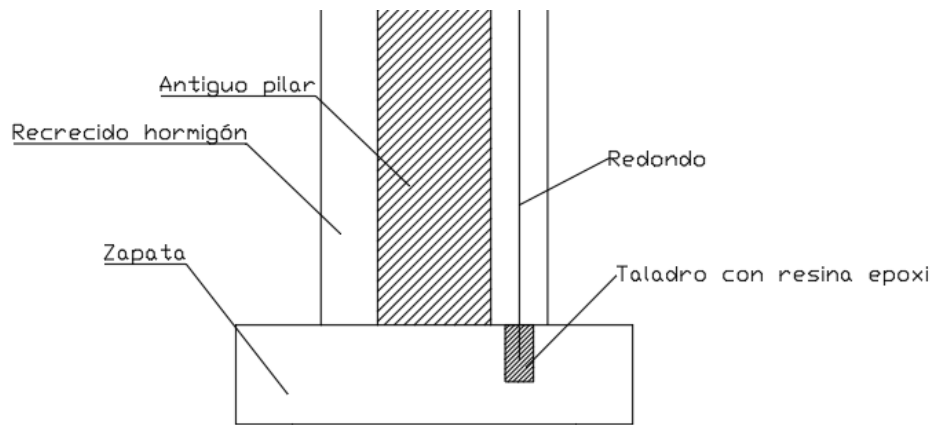


Figura 5.10. Detalle unión pilar-zapata.

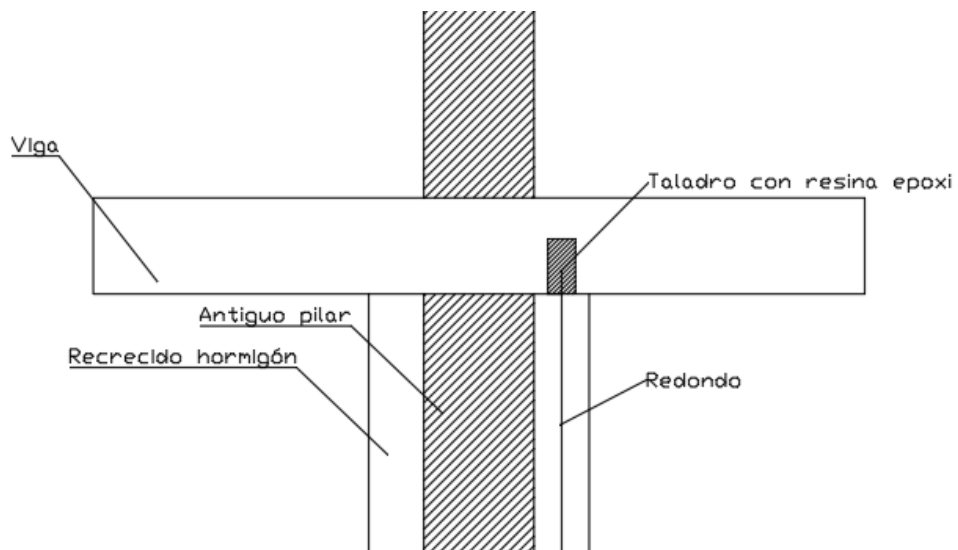


Figura 5.11. Detalle unión pilar-viga.

El solape de la armadura que conecta el pilar con la viga y la zapata se hará a una altura de $h/2$, porque el momento en ese punto es aproximadamente nulo.

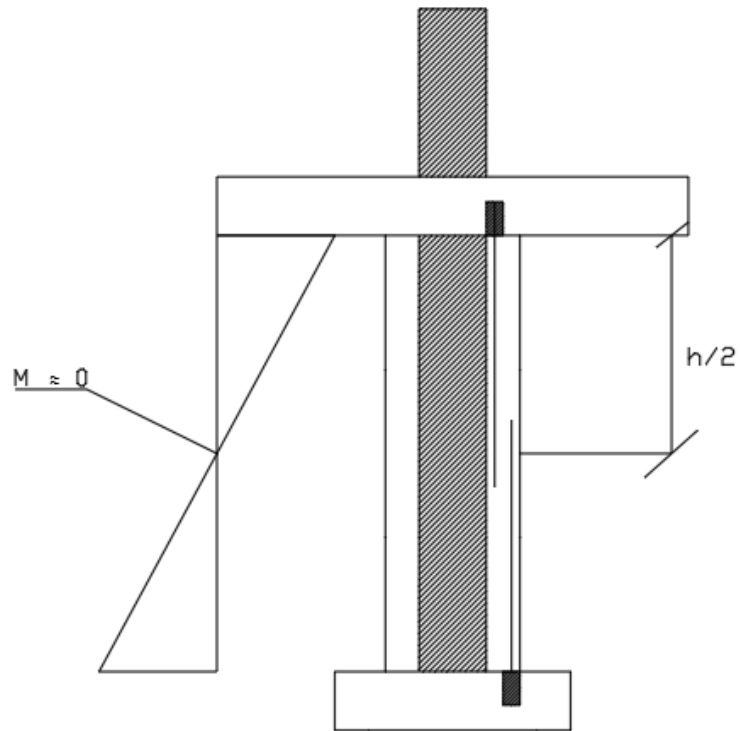


Figura 5.12. Detalle solape .

5.3 EFECTO P-Δ

Una vez calculados los desplazamientos, es necesario realizar una comprobación de equilibrio con la estructura deformada debido a cargas laterales. Es lo que se conoce como calculo en 2º orden o efecto P-Δ. Este efecto se produce debido a que la estructura soporta cargas verticales y además se desplaza. Si los desplazamientos son elevados, el producto de estas cargas verticales por el desplazamiento lateral pueden alcanzar valores de momentos de 2º orden importantes que no deben ser despreciados

La norma europea Eurocodigo-8, plantea la consideración del efecto P-Δ mediante el parámetro, θ_K , definido para cada planta k como el coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas. Se define como sigue:

$$\theta_K = \frac{P_{tot,k} \cdot \Delta_{k,u}}{Q_{k,y} \cdot h_k} \quad (27)$$

El Eurocódigo-8 indica lo siguiente:

- Si $\theta \leq 0.1$ en todas las plantas, se puede despreciar el efecto $P - \Delta$
- Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$ en todas las plantas, el efecto $P-\Delta$ se puede considerar de forma aproximada multiplicando las sollicitaciones sísmicas por $1/(1 - \theta)$. Es decir, multiplicando el cortante de cada planta obtenido en un primer cálculo, Q_k por el factor $1/(1 - \theta)$.

Tabla 5.22. Coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas.

coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas (Θ)		
sin recrecido hormigón	0.12g	0.189012176
	0.36g	0.189012176
con recrecido hormigón	0.12g	0.048421941
	0.36g	0.048421941

Sin aplicar un encamisado de hormigón el coeficiente θ , está comprendido entre 0,1 y 0,2 por lo habría que multiplicar los cortantes de planta por el factor comentado antes. Con recrecido de hormigón el valor esta por de valor 0.1 por lo que se puede despreciar el efecto $P-\Delta$.

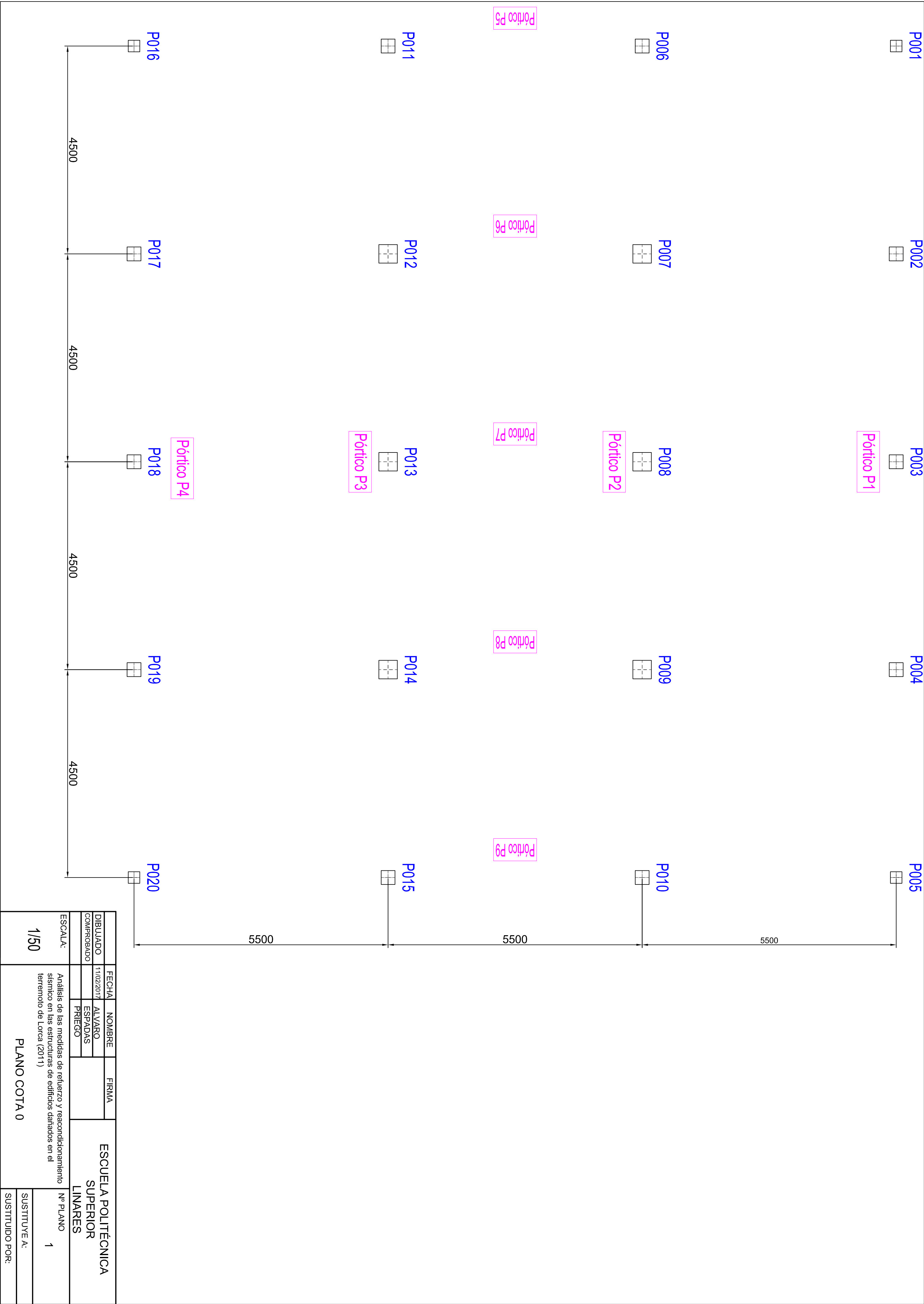
6 CONCLUSIONES

Tras realizar el análisis de la carga sísmica a la que está sometida la estructura del edificio que estamos estudiando según la NCSE-02 (Ministerio Fomento, 2003), teniendo en cuenta tanto la aceleración de proyecto como la del terremoto real de 2011, se ha procedido a calcular las acciones en pilares de planta baja, acciones debidas a las cargas gravitatorias y debidas a la acción sísmica, para obtener los esfuerzos totales a los que está sometida la estructura. Se ha realizado un análisis de resistencia, y se han comparados resultados debidos a acciones con los valores que nos proporciona el programa de cálculo Response 2000, que nos aporta datos sobre la capacidad resistente de los pilares que estamos estudiando, es decir los de planta baja. Los valores debido a acciones deben estar por debajo de los obtenidos mediante dicho programa para garantizar la capacidad resistente de los elementos estructurales, observamos que la mayoría de los esfuerzos calculados debido a acciones superan estos valores límite, por lo que habrá que aplicar alguna medida de reacondicionamiento sísmico para garantizar dicha capacidad. A continuación se ha realizado un análisis de ductilidad, comparando los desplazamientos de la estructura con la capacidad de desplazamiento último de los pilares y se observa los desplazamientos en función de la máxima capacidad son mayores que los desplazamientos debido a acciones, por lo que el nivel de ductilidad no es adecuado y será necesario aplicar alguna medida de reacondicionamiento.

Tras determinar que es necesario una medida de reacondicionamiento, estudiamos las diferentes medidas y aplicamos un recrecimiento de hormigón en los pilares de planta baja. A continuación, y realizamos otra vez en los nuevos pilares un análisis de resistencia y ductilidad. Ahora con los nuevos valores y datos, observamos que se cumplen ambos análisis. En conclusión, las medidas han sido muy positivas puesto que resisten los esfuerzos derivados de las acciones sísmicas estudiadas así como la demanda de desplazamiento a la que se ve sometida.

7 ANEXOS

7.1 ANEXO I. PLANOS



		FECHA	NOMBRE	FIRMA		ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		11/02/2017	ALVARO				
COMPROBADO			ESPADAS				
			PRIEGO				
ESCALA:		Análisis de las medidas de refuerzo y reacondicionamiento sísmico en las estructuras de edificios dañados en el terremoto de Lorca (2011)					Nº PLANO 1
1/50							
		PLANO COTA 0					SUSTITUYE A:
							SUSTITUIDO POR:

CUADRO DE PILARES DE LA COTA 0

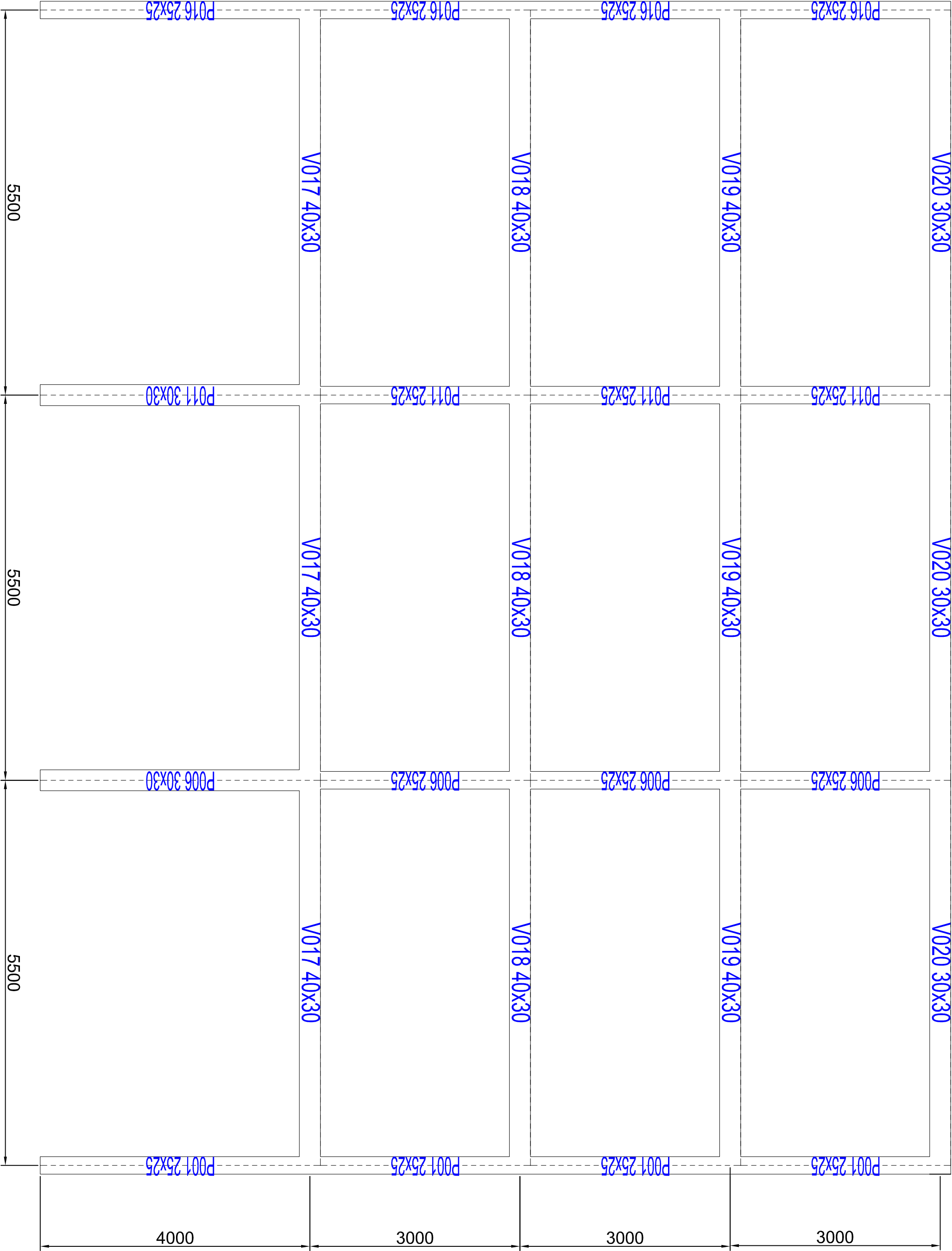
Pilar P001 HOR 25x25	Pilar P002 HOR 30x30	Pilar P003 HOR 30x30	Pilar P004 HOR 30x30	Pilar P005 HOR 25x25
Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
Pilar P006 HOR 30x30	Pilar P007 HOR 40x40	Pilar P008 HOR 40x40	Pilar P009 HOR 40x40	Pilar P010 HOR 30x30
Tipo 4	Tipo 5	Tipo 5	Tipo 5	Tipo 4
Pilar P011 HOR 30x30	Pilar P012 HOR 40x40	Pilar P013 HOR 40x40	Pilar P014 HOR 40x40	Pilar P015 HOR 30x30
Tipo 4	Tipo 5	Tipo 5	Tipo 5	Tipo 4
Pilar P016 HOR 25x25	Pilar P017 HOR 30x30	Pilar P018 HOR 30x30	Pilar P019 HOR 30x30	Pilar P020 HOR 25x25
Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1

Alturas y cotas en cm Redondeamiento 35 mm

TIPOS DE PILARES DE LA COTA 0

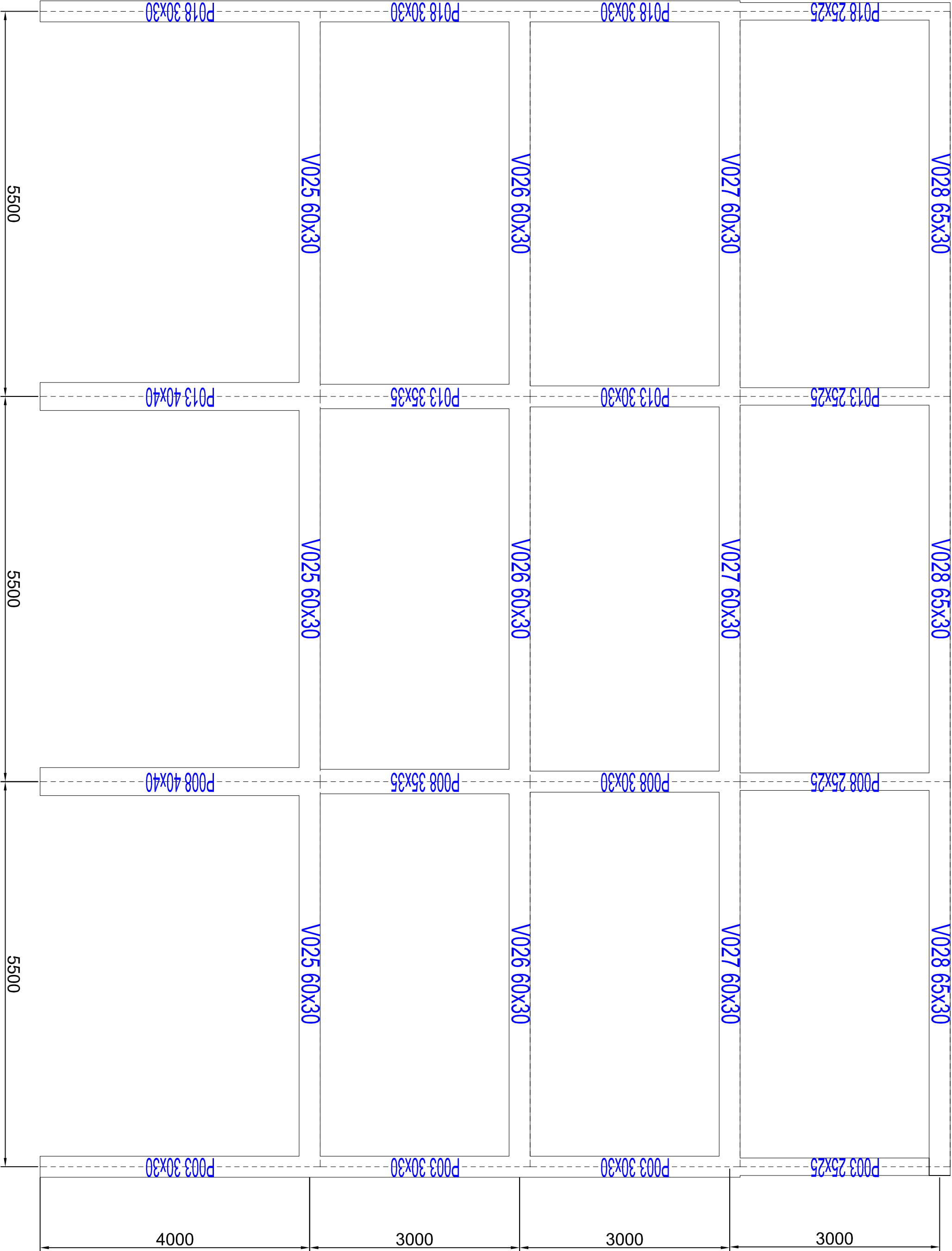
Tipo 1 (x4)	Tipo 2 (x4)	Tipo 3 (x2)	Tipo 4 (x4)	Tipo 5 (x6)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
HOR 25x25 L=400 B=54 B=128	HOR 30x30 L=400 B=25 B=128	HOR 30x30 L=400 B=25 B=36	HOR 30x30 L=400 B=25 B=128	HOR 40x40 L=400 B=25 B=82																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
<table><tr><th colspan="5">1x(N)BxL=15</th></tr><tr><th>N</th><th>M</th><th>N</th><th>B</th><th>Donde</th></tr><tr><th>P</th><th>L</th><th>Reces</th><th>P</th><th>F</th></tr><tr><th>Total</th><th>(cm)</th><th>(kg)</th><th>Total</th><th>(kg)</th></tr><tr><td>1</td><td>4</td><td>420</td><td>528</td><td>2112</td></tr><tr><td>2</td><td>28</td><td>48</td><td>86</td><td>2496</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>9.806</td></tr><tr><td colspan="4">Total+10% (kg)</td><td>69.914</td></tr><tr><td colspan="4">ø8</td><td>10.787</td></tr><tr><td colspan="4">ø12</td><td>58.127</td></tr><tr><td colspan="4">Total</td><td>69.914</td></tr></table>	1x(N)BxL=15					N	M	N	B	Donde	P	L	Reces	P	F	Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)	1	4	420	528	2112	2	28	48	86	2496					9.806	Total+10% (kg)				69.914	ø8				10.787	ø12				58.127	Total				69.914	<table><tr><th colspan="5">1x(N)BxL=15x(N)BxL=15</th></tr><tr><th>N</th><th>M</th><th>N</th><th>B</th><th>Donde</th></tr><tr><th>P</th><th>L</th><th>Reces</th><th>P</th><th>F</th></tr><tr><th>Total</th><th>(cm)</th><th>(kg)</th><th>Total</th><th>(kg)</th></tr><tr><td>3</td><td>20</td><td>412</td><td>528</td><td>10560</td></tr><tr><td>4</td><td>28</td><td>48</td><td>106</td><td>2988</td></tr><tr><td>5</td><td>28</td><td>48</td><td>70</td><td>1980</td></tr><tr><td>6</td><td>28</td><td>48</td><td>10</td><td>7.981</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>13.281</td></tr><tr><td colspan="4">Total+10% (kg)</td><td>30.653</td></tr><tr><td colspan="4">ø8</td><td>10.428</td></tr><tr><td colspan="4">ø12</td><td>137.281</td></tr><tr><td colspan="4">Total</td><td>137.281</td></tr></table>	1x(N)BxL=15x(N)BxL=15					N	M	N	B	Donde	P	L	Reces	P	F	Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)	3	20	412	528	10560	4	28	48	106	2988	5	28	48	70	1980	6	28	48	10	7.981					13.281	Total+10% (kg)				30.653	ø8				10.428	ø12				137.281	Total				137.281	<table><tr><th colspan="5">1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15</th></tr><tr><th>N</th><th>M</th><th>N</th><th>B</th><th>Donde</th></tr><tr><th>P</th><th>L</th><th>Reces</th><th>P</th><th>F</th></tr><tr><th>Total</th><th>(cm)</th><th>(kg)</th><th>Total</th><th>(kg)</th></tr><tr><td>7</td><td>16</td><td>412</td><td>438</td><td>6916</td></tr><tr><td>8</td><td>28</td><td>48</td><td>106</td><td>2988</td></tr><tr><td>9</td><td>28</td><td>48</td><td>64</td><td>2282</td></tr><tr><td>10</td><td>28</td><td>48</td><td>64</td><td>2282</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>9.578</td></tr><tr><td colspan="4">Total+10% (kg)</td><td>34.387</td></tr><tr><td colspan="4">ø8</td><td>70.389</td></tr><tr><td colspan="4">ø12</td><td>104.679</td></tr><tr><td colspan="4">Total</td><td>104.679</td></tr></table>	1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15					N	M	N	B	Donde	P	L	Reces	P	F	Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)	7	16	412	438	6916	8	28	48	106	2988	9	28	48	64	2282	10	28	48	64	2282					9.578	Total+10% (kg)				34.387	ø8				70.389	ø12				104.679	Total				104.679	<table><tr><th colspan="5">1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15</th></tr><tr><th>N</th><th>M</th><th>N</th><th>B</th><th>Donde</th></tr><tr><th>P</th><th>L</th><th>Reces</th><th>P</th><th>F</th></tr><tr><th>Total</th><th>(cm)</th><th>(kg)</th><th>Total</th><th>(kg)</th></tr><tr><td>11</td><td>16</td><td>412</td><td>528</td><td>9448</td></tr><tr><td>12</td><td>28</td><td>48</td><td>106</td><td>2988</td></tr><tr><td>13</td><td>28</td><td>48</td><td>64</td><td>2282</td></tr><tr><td>14</td><td>28</td><td>48</td><td>64</td><td>2282</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>9.578</td></tr><tr><td colspan="4">Total+10% (kg)</td><td>119.510</td></tr><tr><td colspan="4">ø8</td><td>34.387</td></tr><tr><td colspan="4">ø12</td><td>85.143</td></tr><tr><td colspan="4">Total</td><td>119.510</td></tr></table>	1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15					N	M	N	B	Donde	P	L	Reces	P	F	Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)	11	16	412	528	9448	12	28	48	106	2988	13	28	48	64	2282	14	28	48	64	2282					9.578	Total+10% (kg)				119.510	ø8				34.387	ø12				85.143	Total				119.510	<table><tr><th colspan="5">1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15</th></tr><tr><th>N</th><th>M</th><th>N</th><th>B</th><th>Donde</th></tr><tr><th>P</th><th>L</th><th>Reces</th><th>P</th><th>F</th></tr><tr><th>Total</th><th>(cm)</th><th>(kg)</th><th>Total</th><th>(kg)</th></tr><tr><td>15</td><td>28</td><td>412</td><td>482</td><td>13486</td></tr><tr><td>16</td><td>28</td><td>48</td><td>146</td><td>4086</td></tr><tr><td>17</td><td>56</td><td>48</td><td>100</td><td>5600</td></tr><tr><td>18</td><td>56</td><td>48</td><td>100</td><td>5600</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>22.954</td></tr><tr><td colspan="4">Total+10% (kg)</td><td>204.459</td></tr><tr><td colspan="4">ø8</td><td>69.480</td></tr><tr><td colspan="4">ø12</td><td>136.019</td></tr><tr><td colspan="4">Total</td><td>204.459</td></tr></table>	1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15					N	M	N	B	Donde	P	L	Reces	P	F	Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)	15	28	412	482	13486	16	28	48	146	4086	17	56	48	100	5600	18	56	48	100	5600					22.954	Total+10% (kg)				204.459	ø8				69.480	ø12				136.019	Total				204.459
1x(N)BxL=15																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
N	M	N	B	Donde																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
P	L	Reces	P	F																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
1	4	420	528	2112																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
2	28	48	86	2496																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
				9.806																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total+10% (kg)				69.914																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø8				10.787																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø12				58.127																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total				69.914																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
1x(N)BxL=15x(N)BxL=15																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
N	M	N	B	Donde																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
P	L	Reces	P	F																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
3	20	412	528	10560																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
4	28	48	106	2988																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
5	28	48	70	1980																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
6	28	48	10	7.981																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
				13.281																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total+10% (kg)				30.653																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø8				10.428																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø12				137.281																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total				137.281																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
N	M	N	B	Donde																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
P	L	Reces	P	F																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
7	16	412	438	6916																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
8	28	48	106	2988																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
9	28	48	64	2282																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
10	28	48	64	2282																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
				9.578																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total+10% (kg)				34.387																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø8				70.389																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø12				104.679																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total				104.679																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
N	M	N	B	Donde																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
P	L	Reces	P	F																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
11	16	412	528	9448																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
12	28	48	106	2988																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
13	28	48	64	2282																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
14	28	48	64	2282																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
				9.578																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total+10% (kg)				119.510																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø8				34.387																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø12				85.143																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total				119.510																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
1x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15x(N)BxL=15																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
N	M	N	B	Donde																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
P	L	Reces	P	F																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total	(cm)	(kg)	Total	(kg)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
15	28	412	482	13486																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
16	28	48	146	4086																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
17	56	48	100	5600																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
18	56	48	100	5600																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
				22.954																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total+10% (kg)				204.459																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø8				69.480																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
ø12				136.019																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Total				204.459																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
	DIBUJADO	ALVARO		
	COMPROBADO	ESPADAS		
		PRIEGO		
ESCALA:				
Análisis de las medidas de refuerzo y reacondicionamiento sísmico en las estructuras de edificios dañados en el terremoto de Lorca (2011)				
CUADRO DE PILARES DE LA COTA 0				
TIPOS DE PILARES DE LA COTA 0				
Nº PLANO				SUSTITUYE A:
2				
SUSTITUIDO POR:				



Pórtico P5

DIBUJADO		FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
COMPROBADO		11/02/2017	ALVARO			
			ESPADAS			
ESCALA:		Análisis de las medidas de refuerzo y reacondicionamiento sísmico en las estructuras de edificios dañados en el terremoto de Lorca (2011)			Nº PLANO	
1/50		PLANO PÓRTICO 5			3	
					SUSTITUYE A:	
					SUSTITUIDO POR:	



Pórtico P7

		FECHA		NOMBRE		FIRMA		ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES		
DIBUJADO		11/02/2017		ALVARO						
COMPROBADO				ESPADAS						
		PRIEGO								
ESCALA:		Análisis de las medidas de refuerzo y reacondicionamiento sísmico en las estructuras de edificios dañados en el terremoto de Lorca (2011)								
1/50		PLANO PÓRTICO 7								
						Nº PLANO				
						4				
						SUSTITUYE A:				
						SUSTITUIDO POR:				

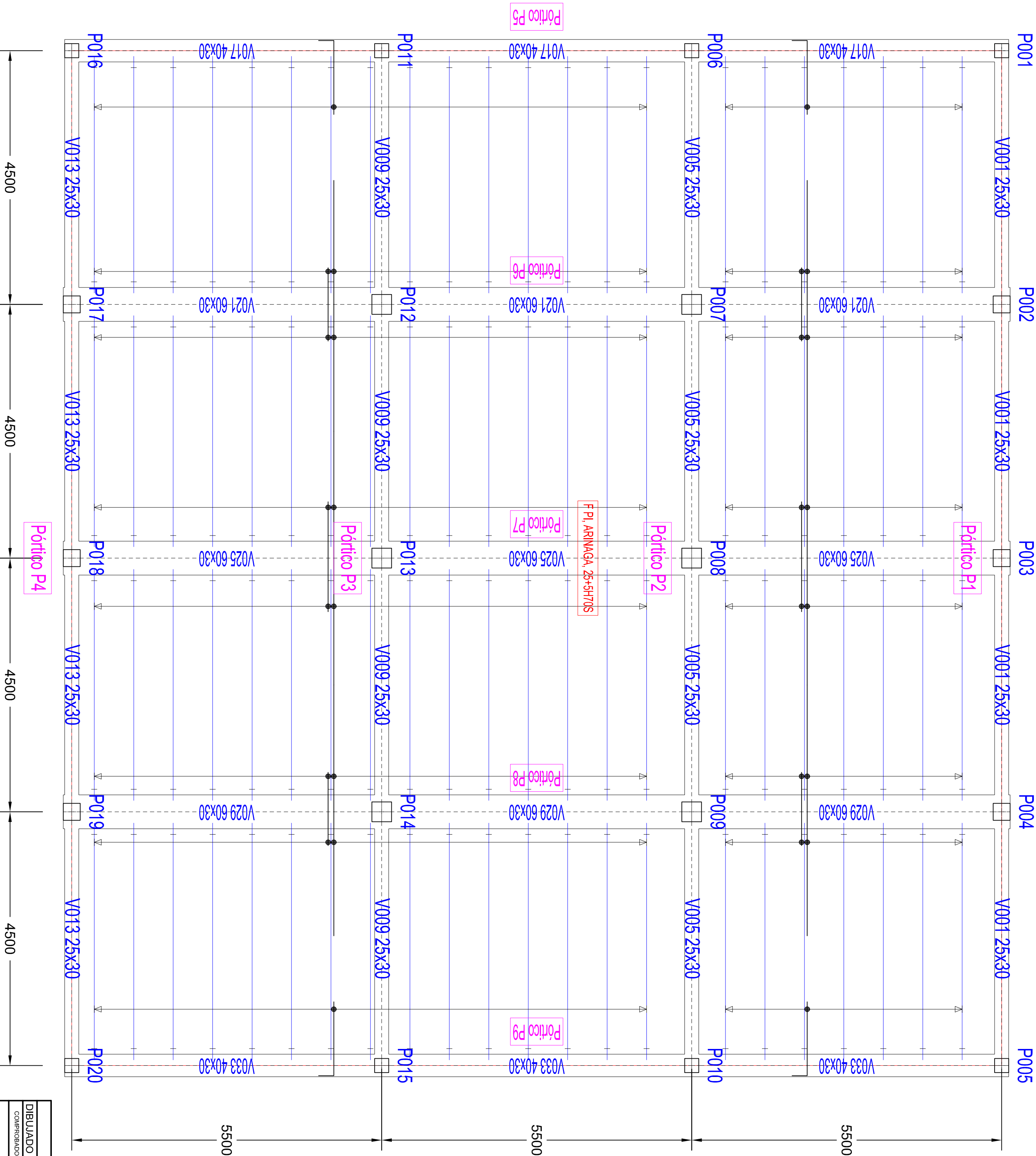
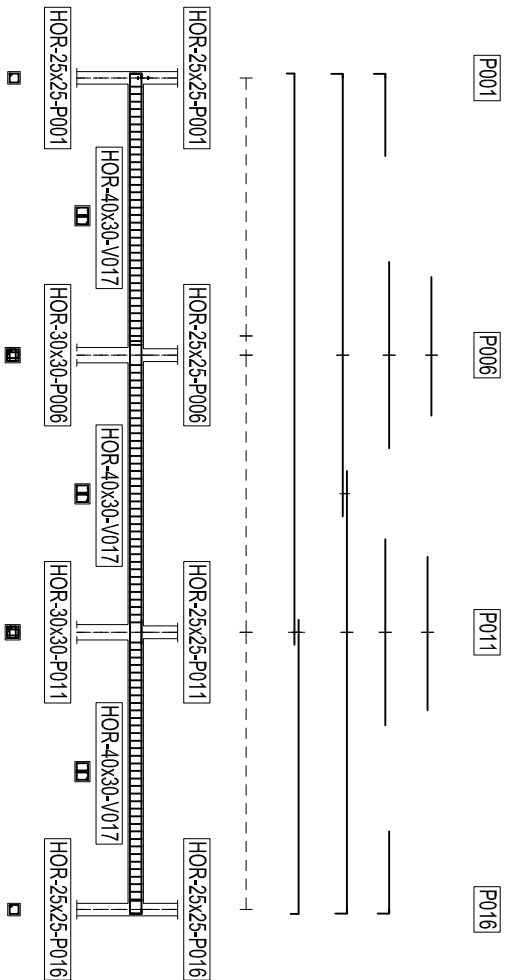


TABLA DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES Y DE CHAPA				
FORJADO		F PI		
Serie		ARINAGA TR6		
Ficha		25+5H70S		
Canto total (cm)		30,0		
Espesor de la losa superior (cm)		5,0		
Elemento resistente		Vigüeta		
Material		Armada		
Designación		HC23		
Tipo de nervio		Simple		
Separación a ejes (cm)		70,0		
Bovedilla				
Material		Hormigón o mortero		
Designación		H25A		

DIBUJADO		FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
CONFIRGADO		11/02/2017	ALVARO			
			ESPADAS			
			PRIEGO			
ESCALA:					Análisis de las medidas de refuerzo y reacondicionamiento sísmico en las estructuras de edificios dañados en el terremoto de Lorca (2011)	
1/50					Nº PLANO	
					5	
					SUSTITUYE A:	
					SUSTITUIDO POR:	
PLANO FORJADO COTA 400						

PORTICO: P5
COTA: 400

V017



Bare	86	107	Dem	Long	Median	Total	Total
	N	N		P	(inches)	(cm)	(in)
V07	86	107		120	1240	1240	1240
86	86	107		9	1127	1128	1128
88	88	3,162		16	1334	1156	3,160
89	89	3,912		17	956	1738	16,017
90	90	3,912		9	586	738	16,017
91	91	3,912		954	16	600	16,499
92	92	2,612		1120	1629	20,688	16,499
93	93	2,612		1120	1629	20,688	16,499
94	94	4,912		440	1760	16,026	16,026
95	95	4,912		440	1760	16,026	16,026
96	96	4,912		350	1400	12,827	12,827
97	97	4,912		290	1160	10,628	10,628
98	98	2,612		410	1100	820	7,513
99	99	2,612		410	1100	820	7,513
100	100	2,612		410	1100	820	7,513
101	101	2,620	23	878	901	1802	45,862
102	102	2,620	23	878	901	1802	45,862
103	103	2,620	23	878	901	1802	45,862
104	104	2,620	23	878	901	1802	45,862
105	105	2,620	23	878	901	1802	45,862
106	106	1,620	153	23	186	186	4,724
Total	10%	10%	10%	10%	10%	10%	10%

PORTICO: P
COTA: 400

V025

Barra	N ₀	N _g	Clam	P ₁	Interval P ₁	cm	Total	(g)
V025	1	109.66				160	1240	
	2	108.66				160	1240	
	3	3.912	6	1129		1135	9425	31.97
	4	3.912	6	1136	1149	9447	31592	11.97
	5	3.912	5	579	6	985	17600	9.98
	6	3.912	5	586	13	999	17600	9.98
	7	2.616	17			1236	31451	11.97
	8	2.616	17			1236	31451	11.97
	9	4.616	6	470	470	470	30622	11.97
	10	6.616	380	380	2280	37138	104253	37.37
	11	2.616	320	320	320	440	104534	37.37
	12	2.616	440	440	880	880	14354	37.37
	13	2.616	260	260	260	880	8870	37.37
	14	2.616	260	260	260	880	8870	37.37
	15	2.625	23	969	969	1658	13867	37.37
	16	2.625	23	969	23	928	13867	37.37
	17	2.625	23	969	23	928	13867	37.37
	18	2.625	300	300	470	470	30622	37.37
	19	2.625	470	470	940	940	37381	37.37
	20	2.625	470	470	940	940	37381	37.37
	21	2.625	216	23	23	238	174000	37.37

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	11/02/2017	ALVARO		
COMPROBADO		ESPADAS		
		PRIEGO		
ESCALA:	Análisis de las medidas de refuerzo y reacondicionamiento sísmico en las estructuras de edificios dañados en el terremoto de Lorca (2011)			
1/150, cotas en cm.				
	ARMADURA PÓRTICO 5 Y 7 COTA 400			
	Nº PLANO			
	6			
	SUSTITUYE A:			
	SUSTITUIDO POR:			

8 BIBLIOGRAFÍA

ACI (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (USA).

Akiyama, H. (1985). *Earthquake Resistant Limit-State Design for Buildings (English version)*, University of Tokyo Press, Japan.

Álvarez cabal R., Díaz Pavón Cuaresma E., Rodríguez Escribano R.(2013),*El terremoto de Lorca, Efectos en los edificios*, Consorcio de Compensación de Seguros, España.

Autodesk AutoCAD 2017 ,Versión del estudiante.

Ayuntamiento de Lorca (2012) . *Guía para la restitución de la capacidad frente al sismo de elementos estructurales, tabiques, cerramientos, petos y escaleras de edificios dañados en el sismo de Lorca*, Consejería de obras públicas y ordenación del territorio, FHECOR Ingenieros Consultores, España.

Benavent Climent A. , Escobedo A. , Donaire Ávila J., Oliver Saiz E. y Ramírez Márquez A. L. (2013). Assesment of expected damage on buildings subjected to Lorca earthquake through an energy-based seismic index method and nonlinear dynamic response analyses, *Bull Earthquake, Eng* (2014) 12:2049–2073.

Bentz, E. y Collins, M. (2000). *Response 2000: Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory. Vers. 1.0.5*, Toronto (Canadá).

Fardis, M. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*, Vol. 8, Springer Verlag.

Microsoft Office, versión Excel 2010.

Ministerio Fomento (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural*. EHE-08, Centro Publicaciones. Secretaria General Técnica. M. Fomento, Madrid (España).

Ministerio Fomento (2003). *Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-02)*, Centro Publicaciones. Secretaria General Técnica. M. Fomento, España.

Universidad Politécnica Madrid (2011). *Informe del Sismo de Lorca del 11 de Mayo de 2011*, España.