

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN CST/MIH

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DEL RELLENO DE  
MAMPOSTERÍA SOBRE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO FRENTE A  
ACCIONES HORIZONTALES**

Por:

ANDRÉS BELDA REVERT

Julio 2014

|  |                              |
|--|------------------------------|
| Autor:<br>ANDRÉS BELDA REVERT  | Fecha / Date:<br>24/07/2014  |
| TÍTULO:<br><br>ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DEL RELLENO DE MAMPOSTERÍA SOBRE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES       |                              |
| DIRECTORES DEL TRABAJO:<br>LUIS PALLARÉS RUBIO<br>FRANCISCO JAVIER PALLARÉS RUBIO  | Número de páginas<br><br>270 |
| DEPARTAMENTO:<br>INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE LA INGENIERÍA CIVIL  |                              |
| UNIVERSIDAD:<br>UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  |                              |
| Palabras clave:<br>Concrete Reinforced Infilled Frame, Masonry Infilled, RC Frames, In-Plane Damage, Earthquake, Strength, Stiffness, One Strut Model. |                              |
| Código Unesco:<br>3305/05 – Ciencias tecnológicas / Tecnología de la construcción / Tecnología del hormigón  |                              |



## RESUMEN

La tipología predominante respecto a construcciones residenciales en España consiste en la realización de estructuras aporticadas de hormigón armado rellenas con tabiques de mampostería, tanto para la compartimentación interior como para realizar el cerramiento exterior. La inclusión de estos elementos de gran rigidez en su plano afecta al comportamiento estructural de la construcción frente a esfuerzos horizontales.

Debido a estos factores cuando las construcciones son sometidas a esfuerzos horizontales como pueden ser el viento o la acción de un sismo, hay una fuerte interacción entre la estructura y el relleno. En principio esta interacción podría ser favorable debido a que los rellenos de mampostería colaboran en la resistencia de la estructura, pero se ha observado que tras fuertes sismos, el relleno en lugar de colaborar puede producir fallos prematuros como pueden ser el mecanismo de planta baja, pilar enano, así como desprendimientos de cerramiento, que es uno de los modos de fallo que mayor mortalidad causa durante un sismo. En la mayoría de los casos los elementos de relleno no se tienen en cuenta en el diseño de estructuras frente a sismo, donde resulta imprescindible conocer las rigideces y masas reales en la estructura que se ejecuta para obtener correctamente los periodos de vibración.

El objetivo de este estudio es realizar una campaña experimental que permita contribuir al entendimiento de la interacción entre una estructura de edificación y el relleno de mampostería.

La primera fase del estudio consiste en el estudio experimental de marcos a escala reducida de hormigón armado, con el objetivo de poner a punto el ensayo para pórticos a escala real, analizando las variables fundamentales que controlan el comportamiento de la interacción estructura-mampostería así como la eficacia de la instrumentación propuesta.

En la segunda fase de este trabajo, se presenta el diseño del ensayo a realizar sobre pórticos de hormigón armado a escala real.



En el Capítulo I, se realiza una introducción que contextualiza el tema objeto de estudio y se expone una breve explicación sobre el trabajo que se plantea.

En el Capítulo II, se realiza un repaso de la bibliografía especializada referente a la interacción estructura-relleno para poner de manifiesto los aspectos no estudiados y que requieren de una mayor profundidad. En este apartado se hace un resumen de los trabajos más importantes y se describen los temas de estudio y las características de los pórticos estudiados. Se analizan tanto estudios teóricos como experimentales. Finalmente, se profundiza en los modelos planteados por diversos autores para estimar la carga última de un pórtico relleno de mampostería así como la rigidez.

En el Capítulo III, se describen los objetivos que se pretenden conseguir con este trabajo así como justificar la importancia de la investigación planteada.

En el Capítulo IV, se describe el modelo teórico utilizado para estudiar el marco, se explica el estudio de soluciones que da lugar al sistema de carga definitivo y se presenta la geometría de las probetas. Seguidamente se explica la metodología utilizada en los ensayos, el programa experimental realizado así como la caracterización de los materiales empleados.

En el Capítulo V, se exponen los valores obtenidos directamente en los ensayos relativos a los parámetros estudiados: deformaciones en acero mediante galgas extensométricas, deformabilidad del nudo de hormigón mediante las mediciones realizadas con DEMEC, desplazamientos en el marco medidos mediante transductores de desplazamiento y frecuencias de vibración en las diversas fases de cada ensayo a partir de las medidas obtenidas mediante acelerómetros.

En el Capítulo VI, se realiza un análisis detallado de los resultados obtenidos a partir de toda la información disponible, tanto de los ensayos realizados en los marcos como de la caracterización de todos los materiales utilizados.

En el Capítulo VII, se presenta el diseño del ensayo sobre marcos de hormigón armado a escala real. En el Anejo IX se profundiza en el diseño del espécimen, utillajes necesarios para la realización del ensayo, así como en la instrumentación.

En el Capítulo VIII, a partir del estudio de los resultados se plantean las conclusiones, comprobando el cumplimiento de los objetivos planteados.

En el Capítulo IX, se señalan posibles temas a estudiar en futuros trabajos.



# ÍNDICE

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

- 1.1. Generalidades ..... I-1
- 1.2. Descripción del estudio..... I-2

## CAPÍTULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

- 2.1. Revisión ensayos experimentales ..... II-1
- 2.2. Revisión modelos teóricos ..... II-5
- 2.3. Conclusiones de la revisión bibliográfica ..... II-10
- 2.4. Estimación del ancho de la biela..... II-11
- 2.5. Estimación de la rigidez del marco relleno ..... II-14
- 2.4. Estimación analítica carga máxima ..... II-19

## CAPÍTULO III: OBJETIVOS E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

## CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA

- 4.1. Diseño del ensayo ..... IV-1
  - 4.1.1. Estimación carga última ..... IV-3
  - 4.1.2. Implementación modelo teórico ..... IV-8
    - 4.1.2.1. Modelo sin relleno ..... IV-8
    - 4.1.2.2. Modelo con relleno ..... IV-10
- 4.2. Programa experimental ..... IV-12
  - 4.2.1. Instrumentación ..... IV-13
  - 4.2.2. Equipo ..... IV-18
  - 4.2.3. Materiales ..... IV-19
    - 4.2.3.1. Hormigón ..... IV-19
    - 4.2.3.2. Fábrica ..... IV-19
    - 4.2.3.3. Mortero ..... IV-22
    - 4.2.3.4. Mampostería ..... IV-23
  - 4.2.4. Fabricación marcos ..... IV-24

|                                  |       |
|----------------------------------|-------|
| 4.2.5. Protocolo de ensayo ..... | IV-29 |
|----------------------------------|-------|

## CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

|  |      |
|--|------|
| 5.1. Estudio de la rigidez.....  | V-1  |
| 5.1.1. Ensayo I.....   | V-2  |
| 5.1.2. Ensayo II.....  | V-3  |
| 5.1.3. Ensayo III.....   | V-3  |
| 5.1.4. Ensayo IV.....  | V-4  |
| 5.1.4.1. Primera parte.....  | V-4  |
| 5.1.4.2. Segunda parte.....  | V-5  |
| 5.1.5. Comparación de rigideces entre ensayos.....                           | V-5  |
| 5.1.6. Deformación en las columnas.....                                      | V-9  |
| 5.2. Carga última.....   | V-9  |
| 5.2.1. Ajuste del modelo del pórtico sin relleno.....                        | V-9  |
| 5.2.2. Evaluación del ancho de la biela de las formulaciones estudiadas..... | V-10 |
| 5.2.3. Estudio anchos de biela pórtico relleno.....                          | V-11 |
| 5.2.4. Estudio analítico carga máxima marco relleno.....                     | V-13 |
| 5.3. Frecuencias propias de vibración.....                                   | V-13 |
| 5.4. Deformación en los DEMEC.....   | V-17 |
| 5.5. Modos de fallo de los pórticos.....                                     | V-20 |
| 5.6. Modos de fallo del relleno.....   | V-21 |

## CAPÍTULO VI: MARCOS DE HORMIGÓN A ESCALA REAL

## CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES

|                                    |       |
|------------------------------------|-------|
| 7.1. Rigidez.....                  | VII-1 |
| 7.2. Carga última.....             | VII-1 |
| 7.3. Frecuencias de vibración..... | VII-1 |
| 7.4. Deformabilidad del nudo.....  | VII-2 |
| 7.5. Modo de fallo.....            | VII-2 |

## CAPÍTULO VIII: FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

### BIBLIOGRAFÍA

### ANEJOS

ANEJO I: FICHAS DE LOS ENSAYOS

ANEJO II: ENSAYOS DE CONTROL DEL HORMIGÓN

ANEJO III: ENSAYO DE CONTROL MORTERO

ANEJO IV: ENSAYO A COMPRESIÓN LADRILLO

ANEJO V: ENSAYO A COMPRESIÓN FÁBRICA

ANEJO VI: ENSAYO A COMPRESIÓN DIAGONAL FÁBRICA

ANEJO VII: ENSAYO A CORTE FÁBRICA

ANEJO VIII: ENSAYO A CORTE FÁBRICA NO NORMATIVO

ANEJO IX: ESTUDIO MARCOS DE HORMIGÓN A ESCALA REAL

## FIGURAS

|  |            |
|--|------------|
| Figura 1: Colapsos observados en Lorca, Aretxabala (1) .....                               | I-1        |
| Figura 2: Parámetros modelo biela equivalente .....  | II-11      |
| Figura 3: Diferentes modelos propuestos biela equivalente, Crisafully (29) .....           | II-14      |
| Figura 4: Modo de fallo del modelo, Tomazevic (40) .....                                   | II-16      |
| Figura 5: Geometría y armado marco .....   | IV-1       |
| Figura 6: Vista general ensayo .....   | IV-2       |
| Figura 7: Colapso debido al fallo del marco según Gerguis (42) .....                       | IV-4       |
| Figura 8: Colapso debido al deslizamiento por cortante del relleno según Gerguis(42) ..... | IV-4       |
| Figura 9: Colapso de la diagonal comprimida del relleno según Gerguis(42) .....            | IV-4       |
| Figura 11: Modo de fallo: Rotura por compresión de la diagonal P. y P. (30) .....          | IV-6       |
| Figura 12: Modo de fallo: Rotura por corte del relleno P. y P. (30) .....                  | IV-7       |
| Figura 13: Modelo pórtico sin relleno .....  | IV-9       |
| Figura 14: Orden de aparición rótulas plásticas marco sin relleno .....                    | IV-9       |
| Figura 15: Resultado Push Over pórtico sin relleno .....                                   | IV-10      |
| Figura 16: Modelo pórtico con relleno .....  | IV-11      |
| Figura 17: Orden de aparición rótulas plásticas marco relleno .....                        | IV-11      |
| Figura 19: Estructura auxiliar transductores .....   | IV-13      |
| Figura 20: Disposición transductores .....   | IV-14      |
| Figura 21: Distribución galgas extensométricas de acero .....                              | IV-15      |
| Figura 22: Distribución galgas relleno de mampostería .....                                | IV-16      |
| Figura 23: Distribución DEMEC .....  | IV-16      |
| Figura 24: Distribución acelerómetros .....  | IV-17      |
| Figura 25: Célula de carga .....   | IV-18      |
| Figura 26: Ensayo a compresión normal de la fábrica .....                                  | IV-20      |
| Figura 27: Ensayo a compresión diagonal de la fábrica .....                                | IV-20      |
| Figura 28: Ensayo a corte de la fábrica .....  | IV-21      |
| Figura 29: Resistencia a compresión simple del mortero .....                               | IV-22      |
| Figura 30: Resistencia a flexión mortero .....   | IV-22      |
| Figura 31: Ensayo a compresión ladrillo posición horizontal .....                          | IV-23      |
| Figura 32: Ensayo a compresión ladrillo posición vertical .....                            | IV-23      |
| Figura 33: Encofrado marcos .....  | IV-27      |
| <i>Figura 34: Rigidez pórtico .....</i>  | <i>V-1</i> |
| Figura 35: Puntos de interés ensayo I .....  | V-2        |

|  |      |
|--|------|
| Figura 36: Puntos de interés Ensayo II .....                               | V-3  |
| Figura 37: Puntos de interés Ensayo III .....                              | V-3  |
| Figura 38: Rigidez ensayo inicial Marco IV .....                           | V-4  |
| Figura 39: Puntos de interés Ensayo IV .....                               | V-5  |
| Figura 40: Comparación puntos de interés.....                              | V-6  |
| Figura 41: ACI 374: Cálculo rigidez inicial.....                           | V-7  |
| Figura 42: Rigideces teóricas obtenidas.....                               | V-8  |
| Figura 43: Comparación deformada soporte derecho carga 80 KN .....         | V-9  |
| Figura 44: Calibración factor de empotramiento del modelo sin relleno..... | V-10 |
| Figura 45: Comparación anchos de biela .....                               | V-10 |
| Figura 46: Estudio modelo marco relleno.....                               | V-12 |
| Figura 47: Modo de vibración longitudinal.....                             | V-14 |
| Figura 48: Posibles modos de vibración trasversal.....                     | V-14 |
| Figura 49: Comparación registros T1 y T2.....                              | V-15 |
| Figura 50: Deformación nudo Marco I .....                                  | V-17 |
| Figura 51: Comparación deformación nudo Marco I.....                       | V-17 |
| Figura 52: Deformación nudo Marco II .....                                 | V-18 |
| Figura 53: Comparación deformación nudo Marco II.....                      | V-18 |
| Figura 54: Deformación nudo Marco III .....                                | V-18 |
| Figura 55: Comparación deformación nudo Marco III .....                    | V-19 |
| Figura 56: Deformación nudo Marco IV.....                                  | V-19 |
| Figura 57: Comparación deformación nudo Marco IV.....                      | V-19 |
| Figura 58: Modos de fallo del pórtico.....                                 | V-20 |
| Figura 59: Situación del nudo tras el ensayo .....                         | V-20 |
| Figura 60: Modo de fallo relleno Ensayo II .....                           | V-21 |
| Figura 61: Modo de fallo relleno Ensayo III .....                          | V-22 |
| Figura 62: Modo de fallo relleno Ensayo IV .....                           | V-23 |
| Figura 63: Vista general ensayo .....                                      | VI-2 |
| Figura 63: Armado marco hormigón armado escala real .....                  | VI-2 |
| Figura 65: Ficha técnica ladrillos .....                                   | IV-1 |

## TABLAS

|  |       |
|--|-------|
| Tabla 1: Resumen bibliografía.....                                       | II-8  |
| Tabla 3: Resumen formulaciones rigidez .....                             | II-19 |
| Tabla 4: Mediciones de las aceleraciones realizadas en los ensayos ..... | IV-33 |
| Tabla 5: Resumen ensayos.....  | V-1   |
| Tabla 6: Medidas en puntos de interés del Marco I .....                  | V-2   |
| Tabla 7: Medidas en puntos de interés del Marco II .....                 | V-3   |
| Tabla 8: Medidas en puntos de interés del Marco III .....                | V-4   |
| Tabla 9: Rigidez ensayo inicial IV.....                                  | V-4   |
| Tabla 10: Medidas en puntos de interés del Marco IV .....                | V-5   |
| Tabla 11: Rigideces por tramos a partir de puntos de interés.....        | V-6   |
| Tabla 12: Valores obtenidos según ACI 374 (47) .....                     | V-7   |
| Tabla 13: Rigidez en función de la carga .....                           | V-8   |
| Tabla 14: Valores obtenidos modelo sin relleno .....                     | V-10  |
| Tabla 15: Cargas máximas en función de ancho de biela .....              | V-12  |
| Tabla 16: Estudio carga última.....                                      | V-12  |
| Tabla 17: Resumen frecuencias (Hz). Comparación entre pórticos.....      | V-16  |
| Tabla 18: Resultado probetas de acompañamiento hormigón .....            | II-2  |

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. Generalidades

Una tipología de edificación muy común en nuestro entorno consiste en estructuras aporticadas de hormigón armado de 5 a 8 alturas. En el diseño de estas estructuras no se suele tener en cuenta, por norma general, la presencia de tabiquería, pues ésta es susceptible de aparecer y/o desaparecer según las necesidades. La distribución del relleno en la estructura tiene una fuerte interacción con el comportamiento estructural. Pese a introducir una masa relativamente pequeña, el cambio de rigidez frente a esfuerzos horizontales es considerable.

De este modo, la introducción de un elemento que en principio se concibe como no estructural, para la partición o bien el cerramiento de la estructura, tiene una fuerte repercusión sobre la respuesta de la estructura frente a acciones horizontales, como puede ser el viento o un sismo, si bien para las cargas verticales se construyen de forma que no interactúen con la estructura.

Los daños típicos observados en edificaciones tras un sismo son sobradamente conocidos y esperables como consecuencia de las prácticas constructivas: pilares cortos o cautivos, mecanismo de planta baja, desprendimiento de los cerramientos entre otros (*Figura 1*). Estos daños fueron observados por ejemplo en la ciudad de Lorca tras el terremoto de Mayo de 2011.



*Figura 1: Colapsos observados en Lorca,. Aretxabala (1)*

No es previsible un cambio normativo que aumente las aceleraciones de cálculo, ni introduzca nuevas recomendaciones sobre la consideración de la tabiquería como un elemento estructural o que se aumente la resistencia de pilares que se localicen junto a dichos tabiques de mampostería.

Por tanto, la solución pasa por una sensibilización sísmica en el diseño y la construcción de la obra completa, pero la tradición de cálculo y construcción de edificaciones habituales de nuestro país es un fuerte lastre para su correcto diseño. Incluso cuando la concepción estructural de un edificio es dinámica, la construcción del mismo se realiza con una mentalidad estática, pensando en cargas verticales.

## 1.2. Descripción del estudio

El estudio que se presenta consiste en el ensayo experimental de marcos de hormigón armado a escala reducida rellenos de mampostería para analizar la influencia del relleno de mampostería en el comportamiento estructural del marco. Se trata de observar las principales variables implicadas en el comportamiento de los marcos a escala reducida así como extraer conclusiones de la comparación con los modelos propuestos por los diferentes autores.

## CAPÍTULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En este apartado se realiza un repaso de los trabajos más relevantes encontrados en la bibliografía especializada sobre la influencia del relleno con la estructura, tanto a nivel experimental como a nivel teórico. Se pretende contextualizar el tema de estudio a partir del análisis del estado del arte actual.

Se muestran las palabras clave utilizadas para la búsqueda de la información. Debido a que toda la información consultada está en inglés, se ha referenciado con las palabras exactas introducidas en las diferentes bases de datos:

- Ductility
- Energy dissipation capacity
- Masonry infill walls
- Stiffness
- Strengthening
- Reinforced concrete structure
- Infilled frame
- Equivalent strut model
- Equivalent strut width
- Double-strut model
- Finite Element analysis
- Steel frame
- Hysteretic behaviour
- RC frames
- In-plane damage
- Out-of-plane behavior
- Drift capacity
- Earthquake
- Brick masonry
- Lateral loads
- Seismic response
- Frame infill interaction
- Shear distribution
- Cyclic loading

Se han clasificado los trabajos según realizan ensayos experimentales o estudios teóricos, no obstante los estudios teóricos suelen verificar los modelos teóricos planteados mediante ensayos experimentales realizados por otros autores o por el mismo autor en otro trabajo. Finalmente se han estudiado los modelos teóricos planteados por diferentes autores para estimar el valor del ancho de la biela en el caso que el relleno sea modelizado mediante una biela de compresión así como las diferentes formulaciones planteadas para estimar la rigidez frente a acciones horizontales de un pórtico relleno de mampostería.

### 2.1. Revisión ensayos experimentales

Pereira et al. (2) realizan ensayos en pórticos de hormigón armado de un vano y una altura con relleno de mampostería. Se trata de marcos rellenos de mampostería que primero se ensayan en su plano y tras el colapso se ensayan fuera del plano del relleno. Se realizan simulaciones numéricas para compararlas con los resultados experimentales. Se observa que el relleno tiene una gran influencia en la rigidez del marco frente a acciones horizontales, siendo mayor este efecto si el

relleno de mampostería esta armado. Como conclusión global se dice que la introducción de armado en la fábrica mejora las propiedades del marco en su plano y del relleno fuera del plano.

Ju et al. (4) realizan ensayos en pórticos metálicos de un vano y una altura con relleno de hormigón. En este trabajo se pretende estudiar la viabilidad de una solución que consiste en colocar entre el pórtico metálico y el relleno de hormigón material aislante para que el relleno no influya en el comportamiento del marco frente a acciones horizontales. Se trata de dejar un espacio lo suficientemente grande entre el marco y el relleno para evitar la interacción estructura-relleno y este espacio se rellena mediante material muy flexible. Se complementan los ensayos experimentales con modelos numéricos para tratar de dimensionar los para que el sistema aislante sea eficaz.

Mohammad et al. (5) (6) realizan ensayos en pórticos de acero rellenos de mampostería de varios vanos y alturas. En este trabajo se pretende aislar el relleno del pórtico mediante unas piezas que resisten hasta una determinada carga y a partir del valor umbral el relleno queda desconectado mecánicamente. De esta manera para cargas de servicio se aprovecha la influencia beneficiosa que aporta el relleno pero frente a grandes acciones horizontales como un sismo el relleno se desconecta de la estructura. Se estudian tanto marcos con conexiones relleno-estructura de este tipo, como las conexiones por separado para garantizar su función de aislante mecánico. Según los autores es viable la implementación de este sistema, siendo posible el dimensionamiento de los dispositivos en función del número de vanos y alturas de la estructura, debido a que en función de los esfuerzos se colocan fusibles con diferentes capacidades portantes en cada zona. Una crítica de este sistema es que es necesario su reemplazamiento en caso de activarse los fusibles tras un sismo.

Pujol et al. (7) realizan ensayos en una estructura a escala real de tres alturas y vanos en dos direcciones. Se trata de una estructura aporticada de hormigón armado que ensayan primero sin relleno y después se repara y se construyen rellenos de mampostería maciza y se vuelve a ensayar. Se coloca sobrecarga repartida por los forjados de la estructura a base de barriles llenos de agua. En este trabajo se llega a la conclusión de que si el relleno esta correctamente colocado y no tiene la posibilidad de salirse del plano del pórtico, la mampostería ayuda a resistir las cargas horizontales y a disminuir los desplazamientos.

Ozgun et al (8) realizan diversos ensayos en marcos de hormigón de baja resistencia a escala 1:3 sin detalles de ductilidad. Los rellenos empleados son mampostería o bien hormigón armado. Estudia entre otros aspectos la influencia de huecos en el relleno de mampostería y la interacción entre el relleno y el marco de hormigón para diferentes configuraciones de unión marco-relleno. Las conclusiones que se obtienen son que el relleno tiene una gran influencia en el comportamiento del

marco, frente a rigidez y carga última, tras fallar el relleno de hormigón armado hay una fuerte degradación en la rigidez del marco.

Altin et al. (9), (10) realizan ensayos sobre pórticos de hormigón armado con las deficiencias típicas de las construcciones de Turquía (armados diseñados para cargas verticales, longitudes de solapo y anclaje insuficientes, inexistencia de estribos en nudos y hormigón de baja calidad). Se estudia el refuerzo del relleno de las estructuras tras haber estado sometidas a un sismo mediante bandas de CFRP. Las conclusiones que se obtienen es que tras el refuerzo de las estructuras mediante rellenos de hormigón armado o bien bandas de CFRP aumenta la rigidez de la estructura así como su carga última.

Erdem et al. (11) realizan ensayos sobre una estructura de hormigón armado a escala 1:3 con las deficiencias típicas de las construcciones de Turquía (armados diseñados para cargas verticales, longitudes de solapo y anclaje insuficientes, inexistencia de estribos en nudos y hormigón de baja calidad) de tres vanos y dos alturas reforzada mediante dos métodos: al relleno de mampostería se le añaden bandas de CFRP o bien se construye un nuevo relleno a base de hormigón armado. Las conclusiones son que con ambos métodos de refuerzo se mejora tanto rigidez como carga última pero el refuerzo mediante relleno de hormigón armado confiere mejores prestaciones. Sin embargo la colocación del CFRP es mucho más sencilla en vista a aplicaciones prácticas.

Marjani et al. (12) realizan ensayos en marcos de hormigón con relleno de mampostería o hormigón de un vano y dos alturas. Este autor también se centra en las tipologías constructivas y materiales de Turquía (armados diseñados para cargas verticales, longitudes de solapo y anclaje insuficientes, inexistencia de estribos en nudos y hormigón de baja calidad). El objetivo de este trabajo es estudiar el comportamiento de un marco de hormigón armado relleno cuando es sometido a una acción sísmica, el principal parámetro de estudio es la resistencia del relleno. Para comparar los resultados experimentales se realizan modelos numéricos. Como principales conclusiones se dice que el hecho de enlucir el relleno tiene propiedades beneficiosas porque retarda la fisuración del mismo, eleva la carga última así como la ductilidad. Por último comparando el método de la biela propuesto por Smith y Carter (13) con los resultados experimentales obtenidos se dice que la rigidez se infravalora un 40 % mientras que la carga última se sobrevalora entre un 30%-50%.

Stylianidis (14) realiza una extensa labor experimental de marcos de hormigón armado con las deficiencias típicas de las construcciones de Grecia, que son similares a las estudiadas en Turquía. Se realizan ensayos en pórticos vacíos, con relleno de mampostería y en marcos previamente ensayados

que se refuerzan con inyecciones y se rellenan con mampostería nueva. En las conclusiones se comparan los resultados obtenidos en los distintos ensayos.

Ozcebe et al. (15) realizan ensayos en pórticos de hormigón de baja resistencia a escala 1:3 sin detalles de ductilidad, para ser representativo de muchas de las construcciones en Turquía. Se trata de marcos de hormigón armado rellenos con mampostería que se refuerza mediante CFRP. Como conclusiones se dice que es posible que el relleno pase a ser un elemento estructural con el consiguiente refuerzo a base de CFRP, la rigidez del marco reforzado es mayor que antes del refuerzo y finalmente se puede evitar el fallo por deslizamiento del anclaje del armado longitudinal en los pilares envolviendo esta zona del pilar mediante bandas de CFRP.

Markulak et al. (16) ensayan marcos metálicos rellenos de mampostería y bloques de hormigón tradicionalmente utilizados en Croacia. En el trabajo se estudia el aislamiento mecánico de la estructura respecto del relleno mediante la colocación de material de menor resistencia en el perímetro del relleno. La conclusión de este estudio es que es viable pensar en la construcción de un relleno que permite aprovechar las propiedades beneficiosas del relleno hasta un nivel de deformación y a partir de este punto que deje de actuar y se comporte la estructura como si estuviera exenta de relleno para evitar los efectos perjudiciales que causa el relleno para deformaciones elevadas.

Al-Chaar et al. (17) estudian marcos de hormigón armado que han sido diseñados para cargas gravitatorias con relleno de mampostería. Se estudia el comportamiento de estas construcciones frente a acciones horizontales y se realiza un modelo de elementos finitos para compararlo con los resultados obtenidos. Las conclusiones que se comentan son que los marcos rellenos tienen mayor rigidez y carga última que los vacíos, a mayor número de vanos aumenta la rigidez y carga última, pero de forma no lineal y por último que se pueden predecir los modos de fallo si se conoce la resistencia a compresión, cortante y geometría del relleno.

Balsamo et al. (18) realizan ensayos sobre una estructura aperturada de hormigón armado para estudiar si tras su refuerzo mediante CFRP se puede llegar a conseguir las mismas propiedades que tenía la estructura antes de haber sido ensayada. La conclusión del estudio es que con la estructura reparada se obtiene una energía disipada muy similar al de la estructura original.

Bertero et al. (19) realizan ensayos experimentales sobre estructuras de hormigón armado de un vano y tres alturas. Se trata de uno de los primeros trabajos realizado sobre esta temática y muchos de los trabajos posteriores lo ha citado como referencia. Las conclusiones que se comentan son que para reparar estructuras de hormigón es aconsejable retirar el relleno dañado, inyectar fisuras con

epoxi y construir relleno nuevo. En cuanto a marcos vacíos que han sido dañados se pueden reforzar construyendo relleno y conectándolo adecuadamente al marco.

Wei-Wen et al. (20) estudian cómo se comporta un marco de hormigón armado con distintas configuraciones de relleno: sin relleno, mampostería o mampostería reforzada con CFRP sometido a fuerzas perpendiculares a su plano. Se trata de un estudio para patologías que ocurren en las escuelas de Taiwan, que por su construcción tienen un eje mucho más débil en una de las direcciones principales de la construcción. La conclusión es que reforzar con CFRP es una técnica viable.

## 2.2. Revisión modelos teóricos

Madan et al. (21) realizan un modelo teórico a partir de los resultados obtenidos por otros autores. En el trabajo se propone un modelo basado en substituir el relleno por una biela equivalente que tiene en cuenta la degradación de la rigidez con los ciclos de carga. Este modelo es válido para la respuesta fuerza desplazamiento de la estructura a nivel global, para estudiar a nivel local el comportamiento de la estructura se deben realizar modelos a nivel micro.

Moyeddin et al. (22) plantean un modelo de elementos finitos mediante ANSYS para estudiar el comportamiento de marcos con cargas in plane y out of plane y lo verifican a partir de resultados experimentales de otros autores. Para el análisis con desplazamiento impuesto se puede aplicar sin limitaciones pero para el caso de fuerza impuesta solo se puede conocer el comportamiento de la estructura hasta el punto de carga máxima. Para justificar el estudio del comportamiento del relleno mediante elementos finitos en detrimento de la colocación de una biela de compresión, se argumenta que realmente para cada nivel de drift sería necesario estimar la posición de las bielas así como el número necesario para el correcto modelado de la estructura. También proponen un modelo simplificado con una biela para estados de carga con drifts reducidos.

Asteris (23) plantea un modelo teórico usando elementos finitos para ver cómo afecta a la rigidez de un marco relleno de mampostería la presencia de huecos. Se ha hecho un estudio paramétrico variando la posición del hueco y su tamaño. Se ha realizado para un marco de un vano con una altura y se ha extendido al caso de pórticos de varias alturas rellenos o con huecos. Se observa que conforme aumenta el tamaño del hueco en el relleno, decrece la rigidez del marco. Si el hueco se coloca sobre la biela de compresión el comportamiento global del marco empeora. Las características del relleno tienen una gran influencia en la interacción relleno-estructura. Los esfuerzos a los que queda sometido el marco son función de las características del relleno.

Baloevic et al (24) realizan un estudio teórico usando elementos finitos centrándose en el estudio de un pórtico de un vano con dos alturas para la estructura sin relleno, la estructura rellena con mampostería y la estructura rellena de mampostería con huecos. Para el estudio se ha aplicado al modelo los registros de tres terremotos reales. Los factores que más influyen sobre el comportamiento del marco son las dimensiones del marco, secciones transversales, rigidez del relleno, la presencia de huecos y el tipo de excitación a la que se solicita.

Celarec (25) realiza un estudio teórico usando elementos finitos modelando pórticos con distintas alturas y número de vanos. Estudia cómo afecta a la estructura la variación de parámetros como: el peso de la estructura, la resistencia del hormigón y el acero, parámetros relativos al relleno de mampostería: resistencia hasta fisuración, módulo de Young, módulo de cortante, características de las rotulas plásticas que aparecen en los pórticos entre otros. Los factores con mayor repercusión en el comportamiento global de la estructura son relativos al relleno: tensión de fisuración, el módulo de elasticidad y el de cortante.

Dolsek et al. (26) plantean un ensayo numérico que compara los resultados que se obtienen utilizando el método N2 con los de un ensayo realizado en el laboratorio ELSA en ISPRA. Se trata de una estructura a base de pórticos de hormigón armado de cuatro alturas y tres vanos. Se estudia tanto el pórtico sin relleno, como con relleno de mampostería y con huecos: puertas o ventanas. Las conclusiones son que los rellenos de mampostería mejoran notablemente el comportamiento de las estructuras mientras no se supere la deformación máxima que pueden admitir, a partir de este momento la rigidez deteriora rápidamente. La introducción del relleno puede cambiar completamente la distribución de esfuerzos en la estructura. Si se evitan fallos prematuros su contribución es beneficiosa.

Fiore et al. (27) estudian diversos modelos de elementos finitos: pórtico y relleno modelados con elementos tipo placa y la superficie de unión con bielas inclinadas; pórtico con elementos tipo placa y el relleno por una o dos bielas de compresión; pórtico modelado con elementos tipo barra y el relleno modelado a partir de las acciones transferidas por las bielas de compresión; pórtico de elementos tipo barra y relleno modelado por una o dos bielas. Finalmente se estudia el método que simula el relleno mediante dos bielas que se deben posicionar correctamente y lo verifican a partir de resultados experimentales de otros autores. Se valida pero se matiza que es válido para el diseño en zonas con sismicidad elevada debido a que para pequeñas excitaciones no se activa el mecanismo de las bielas de compresión del relleno.

Ayala et al. (28) comparan resultados utilizando dos programas de elementos finitos diferentes con resultados obtenidos por otros autores mediante ensayos experimentales. Se comentan las

ventajas e inconvenientes de cada uno de ellos. Como conclusión final se dice que lo fundamental es tener correctamente modelizado el relleno: modo de fallo y carga última.

Crisafulli (29) et al plantean un modelo teórico simplificado a partir de tres bielas utilizando el software RUAUMOKO. El modelo consiste en la representación del relleno mediante tres elementos: dos bielas de compresión y un resorte de cortante. Con el resorte de cortante se modeliza el comportamiento no lineal que introduce el relleno debido a el deslizamiento en las juntas del mismo. El método representa correctamente el comportamiento de la estructura pero se deben tener los parámetros del relleno y la estructura bien caracterizados para obtener resultados adecuados.

En la *Tabla 1* se muestra un resumen de la bibliografía estudiada, mostrando las características más relevantes de las investigaciones.

| Investigadores(et al.)  | Año  | Exp | N  | M | Nv | Np | L     | H     | R      | Ais | Hu | E   | Ca   | Co  | Axil | O. P. | Num | Mo An | Pro      | Ana        |
|-------------------------|------|-----|----|---|----|----|-------|-------|--------|-----|----|-----|------|-----|------|-------|-----|-------|----------|------------|
| <b>Pereira (2)</b>      | 2011 | Si  |    | H | 1  | 1  | 3500  | 1700  | MH     | No  | No | 1/3 | C    | D   | No   | Si    | Si  | Si    | ROBOT    | QSC        |
| <b>Ju (4)</b>           | 2012 | Si  | 4  | A | 1  | 1  | 3000  | 2645  | H      | No  | No |     | C    | D   | No   | No    | No  | No    | SAP 2000 | P          |
| <b>Mohammad (5)</b>     | 2004 | Si  | 6  | A | V  | V  | 3660  | 2820  | MM     | Si  | No | 4/5 | M    | D   | No   | No    | Si  | Si    | ANSYS    | P          |
| <b>Mohammad (6)</b>     | 2007 | Si  | 11 | A | 2  | 3  | 2361  | 2490  | MM     | Si  | No |     | M    | D   | No   | No    | Si  | Si    | ANSYS    | P          |
| <b>Pujol (7)</b>        | 2010 | Si  | 2  | H | 2  | 3  | 6100  | 3050  | MP     | No  | No | 1/1 | C    | D   | Si   | No    | No  | No    |          |            |
| <b>Ozgur (8)</b>        | 2006 | Si  | 9  | H | 1  | 1  | 1300  | 750   | H      | No  | Si | 1/1 | C    | D-F | No   | No    | Si  | Si    | IDARC2D  | P          |
| <b>Altin (9)</b>        | 2007 | Si  | 10 | H | 1  | 1  | 1300  | 750   | MP     | No  | No |     | C    | F   | Si   | No    | Si  | Si    |          |            |
| <b>Altin (10)</b>       | 2007 | Si  | 6  | H | 1  | 2  | 1300  | 750   | H      | No  | No |     | C    | F   | No   | No    | Si  | Si    | IDARC2D  | NL, P      |
| <b>Erdem (11)</b>       | 2006 | Si  | 2  | H | 3  | 2  | 4310  | 6045  | MH*-HP | No  | No |     | C    |     | Si   | No    | Si  | Si    | ABAQUS   |            |
| <b>Marjani (12)</b>     | 2002 | Si  | 6  | H | 1  | 2  | 1600  | 2000  | MP     | No  | No |     | C    | D   | Si   | No    | Si  | Si    |          | Varios     |
| <b>Stylianidis (14)</b> | 2012 | Si  | 48 | H | 1  | 1  | 1440  | 860   | MHR    | No  | No |     | C    | D   | Si   | No    |     |       |          |            |
| <b>Ozcebe (15)</b>      | 2004 | Si  | 7  | H | 1  | 1  | 1300  | 750   | MHR*   | No  | No |     | C    | F   | Si   | No    |     |       |          |            |
| <b>Markulak (16)</b>    | 2013 | Si  | 10 | A | 1  | 1  | 2062  | 1666  | MH*-HB | Si  | No | 1/1 | C    | D-F | No   | No    |     |       |          |            |
| <b>Al-Chaar (17)</b>    | 2002 | Si  | 5  | H | 1  | 1  | 1327  | 1829  | MM-HB  | No  | No | 1/3 | M    | D   | No   | No    | Si  | Si    | ALGOR    | E F        |
| <b>Balsamo (18)</b>     | 2005 | Si  | 2  | H | 3  | 4  | 11300 | 12500 | N      | No  | No | 1/3 | C    | D   | No   | No    |     |       |          |            |
| <b>Bertero (19)</b>     | 1983 | Si  | 18 | H | 1  | 3  | 2000  | 2700  | MMA    | No  | No | 1/3 | M, C |     | No   | No    |     |       |          |            |
| <b>Wei-Wen (20)</b>     | 2011 | Si  | 5  | H | 1  | 1  | 4500  | 3000  | MM     | No  | No | 1/3 | C    | D   | Si   | No    |     |       |          |            |
| <b>Madan (21)</b>       | 1994 | No  |    | A | 1  | 3  | 2553  | 1791  | MP     | No  | No |     | S    | D   | No   | No    | Si  | Si    | IDARC2D  | P, QSC, DA |
| <b>Mohyeddin (22)</b>   | 2013 | No  |    |   |    |    |       |       |        | No  | No | 1/3 |      |     |      |       | Si  | Si    | ANSYS    |            |
| <b>Asteris (23)</b>     | 2003 | No  |    |   |    |    |       |       |        | No  | Si | 1/3 |      |     |      |       | Si  | Si    |          |            |
| <b>Baloevic (24)</b>    | 2012 | No  |    |   |    |    |       |       |        | No  | Si | 1/2 |      |     |      |       | Si  | Si    |          | ER         |
| <b>Celarec (25)</b>     | 2011 | No  |    |   |    |    |       |       |        | No  | No | 1/2 |      |     |      |       | Si  | Si    |          |            |
| <b>Dolsek (26)</b>      | 2008 | No  |    |   |    |    |       |       |        | No  | Si | 1/1 |      |     |      |       | Si  | Si    |          | N2, P      |
| <b>Fiore (27)</b>       | 2012 | No  |    |   |    |    |       |       |        | No  | No | 1/3 |      |     |      |       | Si  | Si    | *        |            |
| <b>Ayala (28)</b>       | 2009 | No  |    |   |    |    |       |       |        | No  | No | 1/1 |      |     |      |       | Si  | Si    | **       |            |
| <b>Cistafully (29)</b>  | 2007 | No  |    |   |    |    |       |       |        | No  | No |     |      |     |      |       | Si  | Si    | RUAUMOKO |            |

Tabla 1: Resumen bibliografía

\* Midas/GEN

\*\* ALGOR v19.3, DRAIN3DX

#### Leyenda

- Exp: Trabajo experimental o teórico
- N: Número de ensayo experimentales realizados
- M: Material del pórtico de ensayo:
  - A: Acero
  - H: Hormigón
- Nv: Número de vanos del pórtico ensayado:
  - V: Varios
- Np: Número de plantas del pórtico ensayado
  - V: Varios
- L: Luz de vano en mm
- H: Altura por piso en mm
- R: Material del que se compone el relleno:
  - MM: Mampostería a base de ladrillos de arcilla cocida macizos
  - MMA: Mampostería a base de ladrillos de arcilla cocida macizos con refuerzo de armadura
  - MP: Mampostería a base de ladrillos de arcilla cocida perforados
  - MH: Mampostería a base de ladrillos de arcilla cocida huecos colocados con los huecos en posición horizontal
  - MHR: Mampostería a base de ladrillos de arcilla cocida huecos colocados con los huecos en posición horizontal, reforzada con fibras de carbono o bien armaduras de acero
  - MHR\*: Mampostería a base de ladrillos de arcilla cocida huecos colocados con los huecos en posición vertical, reforzada con fibras de carbono o bien armaduras de acero
  - MH\*: Mampostería a base de ladrillos de arcilla cocida huecos colocados con los huecos en posición vertical
  - HB: Relleno a base de bloques de hormigón
  - HP: Relleno a base de pantallas de hormigón armado
  - N: Sin relleno
- Ais: Presencia de aislamiento estructura-relleno
- Hu: Presencia de huecos en el relleno
- E: Escala del pórtico
- Ca: Tipo de carga introducida en el ensayo experimental
  - S: Sinusoidal
  - M: Monotónica
  - C: Cíclica
- Co: Control de la carga durante el ensayo experimental:
  - D: Por desplazamiento
  - F: Por fuerza
- Axil: Indica la presencia de axil en columnas
- O.P: Indica el estudio del relleno fuera del plano del pórtico (Out of Plane)
- Num: Estudio mediante elementos finitos
- Mo: Estudio que plantea formulaciones teóricas
- Pro: Software utilizado en el modelo numérico
- Análisis: Tipo de análisis realizado
  - P: Push Over
  - FE: Mediante el uso de elementos finitos
  - QSC: Cuasi estático cíclico
  - DA: Análisis dinámico
  - N2: Método N2 propuesto en el Eurocódigo
  - NL: Análisis no lineal
  - ER: Inclusión de espectros de respuesta de sismos reales

### 2.3. Conclusiones de la revisión bibliográfica

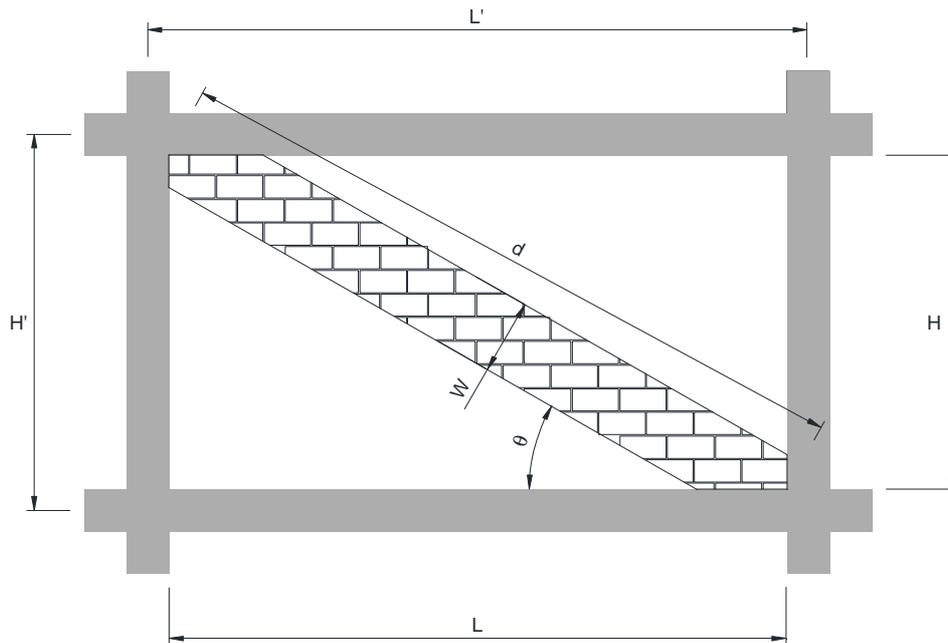
A partir de la información consultada se han observado las siguientes conclusiones relativas a los ensayos experimentales:

- El número de ensayos planteados por los autores suele estar entre 3 y 10
- Se estudian tanto pórticos de acero como de hormigón armado
- En la mayoría de los trabajos que estudian pórticos de hormigón armado se hace con hormigón de baja resistencia y detalles de armado poco dúctiles
- Suelen realizarse estudios a escala reducida, la más recurrente es 1/3. El uso de una escala reducida se justifica por limitaciones en la capacidad de laboratorio y equipos
- La mayor parte de rellenos encontrados son de mampostería, seguidos de rellenos a base de hormigón armado a modo de pantalla con función resistente en la estructura
- La mayoría de los ensayos propuestos se realizan mediante carga cíclica
- Los refuerzos con fibras de carbono suelen realizarse sobre el relleno, en pocos artículos se realiza sobre la estructura
- El control del ensayo se realiza por desplazamiento hasta la plastificación de algún elemento de referencia, a partir de ese instante se realiza un control por fuerza hasta rotura.
- Los ensayos experimentales suelen ir acompañados de modelos numéricos o analíticos para verificar los resultados obtenidos
- Los métodos sencillos como el propuesto por Paulay y Priestley (30), permiten estimar de forma aproximada la carga última de un marco relleno. Algunos autores plantean formulaciones simplificadas para estimar la rigidez inicial del conjunto estructura-relleno. Si se desea conocer el diagrama carga deformación de la estructura es necesario recurrir a métodos más sofisticados a base de elementos finitos.
- Los modelos de elementos finitos pueden ser a nivel macro estructural o microestructural. Para el caso de estudiar el comportamiento global de una estructura se recurre a modelos macro, en cambio, para estudiar zonas específicas de la estructura es necesario recurrir a modelos micro
- De todos los parámetros que entran en concurso en la definición de la estructura y relleno, los correspondientes al relleno son críticas

## 2.4. Estimación del ancho de la biela

Para la modelización del relleno mediante una formulación simplificada, la solución más sencilla y empleada por diversos autores es la sustitución del relleno por una biela de compresión articulada en sus extremos. La implementación del modelo se encuentra expuesta en el Capítulo IV.

En la *Figura 2* se representan las variables que intervienen en los modelos más comunes de bielas de mampostería.



*Figura 2: Parámetros modelo biela equivalente*

Se ha observado que substituir el relleno por una biela equivalente articulada en sus extremos es la simplificación más utilizada y que puede ser una buena aproximación al comportamiento global de la estructura en cuanto a carga última se refiere. Fue planteado inicialmente en la década de los 60 por Polyakov (31). Se trata de substituir el relleno por un elemento que sólo puede trabajar a axil. Por ello para caracterizar este elemento se hace necesario conocer la sección del elemento y el módulo de elasticidad del conjunto ladrillo-mortero en la dirección de la biela, con el fin de determinar la rigidez equivalente ( $EA$ ) que introduce el relleno.

La idea de conceder a la biela el mismo módulo de elasticidad que el relleno en la dirección normal a la fábrica parece consensuada por la mayoría de los autores así como mantener el espesor del relleno. Sin embargo, para el ancho de la biela se han ido planteando diversas formulaciones. Dicho parámetro, nombrado como " $w$ ", es un factor objeto de estudio debido a la importancia que tiene en la implementación del relleno en el modelo teórico.

A continuación se muestran las propuestas realizadas por diversos autores para la estimación del ancho de la biela de compresión en base a resultados experimentales:

Holmes (32) hace una de las primeras aproximaciones, en 1969, basada únicamente en la longitud de la diagonal del relleno:

$$w = \frac{d}{3}$$

Smith and Carter (13), proponen una formulación que ha sido muy empleada por diversos autores realizando pequeñas modificaciones sobre la inicialmente propuesta. En base a resultados experimentales proponen la estimación del ancho de la biela que tiene en cuenta la relación entre rigideces de panel y estructura mediante el factor  $\lambda_h$ :

$$w = 0.58 \cdot \left(\frac{1}{H}\right)^{-0.445} \cdot (\lambda_h \cdot H)^{0.335 \cdot d} \cdot \left(\frac{1}{H}\right)^{0.064}$$

$$\lambda_h = \left[ \frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin 2\vartheta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H} \right]^{\frac{1}{4}}$$

El modelo planteado en la FEMA 273 (33), proviene de la expresión planteada por Smith (13):

$$\lambda_h = H \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin 2\vartheta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H}}$$

$$w = d \cdot 0.16 \cdot \lambda_h^{-0.3}$$

En base al factor  $\lambda_h$  propuesto por Smith (13), Mainstone (34) plantea la siguiente modificación:

$$w = 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_h)^{-0.4}$$

Liaw y Kwan (35) introducen otro planteamiento en base al factor  $\lambda_h$  de Smith (13):

$$w = \frac{0.95 \cdot H \cdot \cos \vartheta}{\sqrt{\lambda_h \cdot H}}$$

Decanini y Fanti (36) plantean un modelo consistente en dos formulaciones, uno para el relleno sin fisurar, y otro con menor anchura de biela para el relleno fisurado.

- Relleno sin fisurar:

$$w = \left( \frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) \cdot d$$

- Relleno fisurado

$$w = \left( \frac{0.707}{\lambda_h} + 0.001 \right) \cdot d$$

Paulay y Priestley (30) de modo similar a Smith, estiman el valor del ancho de la biela solamente a partir de la longitud de la diagonal del relleno. En la bibliografía estudiada se ha observado que esta aproximación es una de las más usadas por su sencillez consiguiendo resultados aceptables:

$$w = \frac{d}{4}$$

Por último, Durrani y Luo (37) plantean el ancho de la biela teniendo en cuenta la relación de rigideces entre marco y relleno:

$$w = \gamma \cdot \sqrt{L'^2 + H^2} \cdot \text{sen}(2 \cdot \vartheta)$$

$$m = 6 \left[ 1 + \frac{6 \cdot I_c \cdot H}{\pi \cdot I_b \cdot L} \right]$$

$$\gamma = 0.32 \cdot \sqrt{\sin(2 \cdot \vartheta)} \cdot \left[ \frac{H^4 \cdot E_m \cdot t_m}{m \cdot E_c \cdot I_c \cdot H} \right]^{-0.1}$$

La nomenclatura empleada por cada autor es diferente. En este caso se ha unificado para que los términos que se refieren al mismo concepto coincidan (*Figura 2*):

L: Longitud del dintel a caras interiores de pilar

L': Luz del pórtico a ejes de pilar

H: Altura del relleno

H': Altura entre ejes de vigas

E<sub>c</sub>: Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón

E<sub>m</sub>: Módulo de elasticidad longitudinal del relleno

I<sub>c</sub>: Inercia de la columna en el eje de flexión del pórtico

I<sub>b</sub>: Inercia del dintel en el eje de flexión del dintel

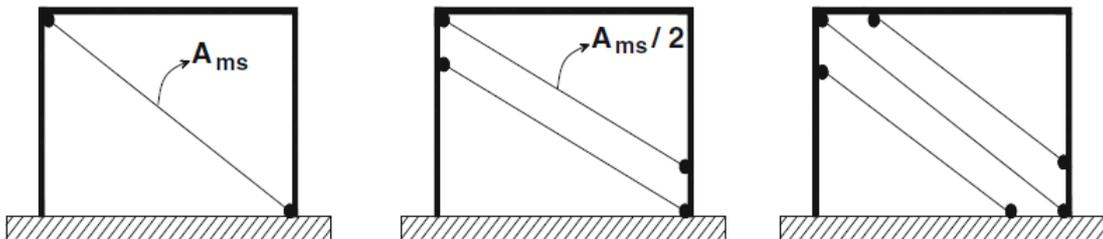
θ: Ángulo que forma la diagonal del relleno con la horizontal

t<sub>m</sub>: Espesor del relleno

$f_m$ : Resistencia a compresión de la mampostería

$w$ : Ancho de la biela

Posteriormente diversos autores han planteado modelos con dos o tres bielas de compresión (29). Se puede decir que la simplificación de realizar un modelo mediante bielas, es una aproximación buena, pero comparando los resultados con un modelo más refinado de elementos finitos se puede observar que el modelo de una biela infravalora los esfuerzos de flexión en la estructura debido a que fundamentalmente trabaja el mecanismo de la biela. En cuanto al modelo de dos bielas los esfuerzos que se obtienen son mayores que en los modelos de elementos finitos mientras que el modelo de tres bielas es con el que mejor aproximación se obtiene, a pesar de las diferencias de esfuerzos con los modelos de elementos finitos en cabeza y base de columnas. En la *Figura 3*, se presentan los diferentes modelos propuestos que representan el relleno mediante bielas.



*Figura 3: Diferentes modelos propuestos biela equivalente, Crisafully (29)*

El modelo teórico adoptado en este estudio para la estimación de esfuerzos y dimensionamiento de equipos y utillajes ha sido el planteado por Paulay y Priestley (30), es decir, substituir el relleno de mampostería por un elemento biarticulado en sus extremos que solo puede trabajar a compresión que se introduce en la diagonal del marco desde la esquina superior que recibe la carga horizontal hasta la inferior opuesta, con el ancho de biela propuesto por los autores.

## 2.5. Estimación de la rigidez del marco relleno

Se ha buscado información sobre métodos simplificados para el cálculo de la rigidez de un pórtico de hormigón armado relleno de mampostería frente a acciones horizontales.

A partir de la rigidez de un pórtico vacío sin relleno, se añaden términos que tienen en cuenta la interacción entre el pórtico y el relleno. Esta interacción es compleja, debido a que para cargas que introducen poco desplazamiento en la estructura, el relleno aumenta considerablemente la rigidez del conjunto respecto al marco vacío, en cambio para deformaciones mayores el relleno colapsa y la rigidez se reduce considerablemente. Para ello

hay autores que introducen un factor de daño que tiene en cuenta este efecto del relleno. La mayoría de las formulaciones consultadas han sido planteadas en la década de los sesenta y setenta, debido probablemente a que previamente a la aparición de los ordenadores y cálculo con programas de elementos finitos se intentaba calcular la rigidez de forma manual. Actualmente las rigideces se estiman con modelos complejos de elementos finitos.

Aplicando la formulación propuesta por Benjamin (38), la rigidez del conjunto se calcula a partir de la suma de la rigidez que ofrece el marco a flexión más la que ofrece el relleno a corte:

$$K = \frac{1}{\frac{L}{A_c \cdot G_m} + \frac{L^3}{12 \cdot E_c \cdot I_c}}$$

Aplicando la formulación propuesta por Stafford Smith (39), formulada a partir de marcos de hormigón armado rellenos de mampostería de proporción luz/ altura de 1, 1.5 y 2, la rigidez del conjunto se debe a tres factores: la flexión del pórtico, el corte del relleno y la tracción de una de las columnas. Se calculan los tres factores y la rigidez resultante se obtiene mediante la operación descrita a continuación:

$$K = \frac{A + B + C}{C \cdot (A + B)}$$

$$A = \frac{h \cdot \tan \theta}{A_c \cdot E_c}$$

$$B = \frac{d}{w \cdot t \cdot E_m \cdot \cos 2\theta}$$

$$C = \frac{h^3 \cdot (3 \cdot I_b \cdot h + I_c \cdot L)}{12 \cdot E_c \cdot I_c \cdot (6 \cdot I_b \cdot h + I_c \cdot L)}$$

Tomazevic (40), en su libro presenta una formulación para obtener la rigidez de un marco de hormigón armado relleno de mampostería. La rigidez inicial de un marco relleno se considera como la que tiene un muro de mampostería trabajando en voladizo, teniendo en cuenta tanto la deformación por cortante como la de flexión:

$$K = \left( \frac{h^3}{E_m \cdot I_e} + \frac{k \cdot H}{G_m \cdot A_e} \right)^{-1}$$

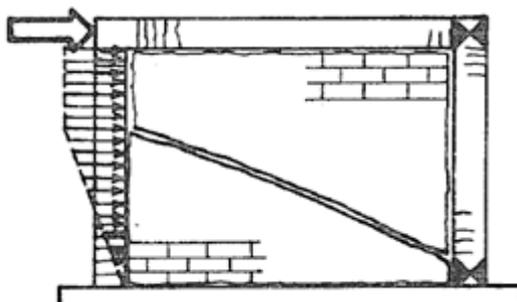
$$k = \frac{I_b \cdot H'}{I_c \cdot L'}$$

$$I_e = I_m + 2 \cdot \frac{E_c}{E_m} \cdot I_c + 2 \cdot \frac{E_c}{E_m} \cdot A_c \cdot \left(\frac{L'}{2}\right)^2$$

$$I_m = t \cdot \frac{L^3}{12}$$

$$A_e = A_m + 2 \cdot A_c \cdot \frac{G_c}{G_m}$$

La rigidez del marco relleno se degrada fuertemente con el incremento de las deformaciones horizontales. Para el modo de fallo indicado en la *Figura 4*, Tomazevic (40) propone una formulación para estimar la rigidez en dicha situación suponiendo un modo de fallo del relleno compuesto del deslizamiento a corte y el agotamiento de la biela de compresión:



*Figura 4: Modo de fallo del modelo, Tomazevic (40)*

$$K_t = \left( \frac{5 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot H\right)^3}{12 \cdot E_m \cdot I_t} + \frac{k \cdot \frac{2}{3} H}{2 \cdot G_m \cdot A_t} \right)^{-1}$$

La formulación propuesta por Oller (41), incluye un factor de daño sobre el relleno,  $d'$ , que puede variar entre 0 (relleno íntegro) y 1 (relleno colapsado). Esta formulación divide por una parte, la rigidez que ofrece el marco y, por otra parte, la que ofrece el relleno, que va afectada por el factor de daño  $d'$ :

$$K = \frac{12 \cdot E_c \cdot I_c}{h^3} \cdot \frac{l_v \cdot \frac{I_c}{I_b} + 6 \cdot h}{2 \cdot l_v \cdot \frac{I_c}{I_b} + 3 \cdot h} + (1 - d') \cdot G \cdot \frac{L'}{h} \cdot t$$

La nomenclatura empleada por cada autor es diferente, por lo que en este caso se ha unificado para que los términos que se refieren al mismo concepto coincidan:

L: Luz del pórtico a ejes de pilar

L': Longitud del dintel a caras interiores de pilar

A<sub>c</sub>: Área de la sección transversal del pórtico

A<sub>w</sub>: Área de la sección transversal del relleno

A<sub>t</sub>: Parte del relleno que sigue en contacto con el marco tras el despegue del relleno

d: longitud de la diagonal del relleno

G<sub>c</sub>: Módulo de elasticidad transversal del hormigón

G<sub>m</sub>: Módulo de elasticidad transversal del relleno

E<sub>c</sub>: Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón

E<sub>m</sub>: Módulo de elasticidad longitudinal del relleno

I<sub>c</sub>: Inercia de la columna en el eje de flexión del pórtico

I<sub>b</sub>: Inercia del dintel en el eje de flexión del dintel

I<sub>t</sub>: Inercia del relleno que sigue en contacto con el marco tras el despegue del relleno

θ: Ángulo que forma la diagonal del relleno con la horizontal

t: Espesor del relleno

f<sub>m</sub>: Resistencia a compresión de la mampostería

ε<sub>0</sub>: Deformación de fisuración del relleno

w: Ancho de la biela

d': Factor de daño en el relleno (d=0: relleno sin fisuras, d =1: relleno colapsado)

A continuación se resumen las formulaciones estudiadas tanto para la estimación del ancho de la biela como para la estimación de la rigidez frente a acciones horizontales del conjunto estructura-relleno.

|                                    | Formulación propuesta   |
|------------------------------------|---|
| <b>Holmes (32)</b>                 | $w = \frac{d}{3}$   |
| <b>Smith and Carter<br/>(13)</b>   | $w = 0.58 \cdot \left(\frac{1}{H}\right)^{-0.445} \cdot (\lambda_h \cdot H')^{0.335 \cdot d \cdot \left(\frac{1}{H}\right)^{0.064}}$ $\lambda_h' = \left[ \frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin 2\vartheta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H} \right]^{\frac{1}{4}}$  |
| <b>FEMA 273 (33)</b>               | $w = d \cdot 0.16 \cdot \lambda_h^{-0.3}$ $\lambda_h = H \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin 2\vartheta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H}}$   |
| <b>Mainstone (34)</b>              | $w = 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_h')^{-0.4}$   |
| <b>Liaw y Kwan (35)</b>            | $w = \frac{0.95 \cdot H \cdot \cos \vartheta}{\sqrt{\lambda_h \cdot H'}}$   |
| <b>Decanini y Fanti<br/>(36)</b>   | $w = \left( \frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) \cdot d$ $w = \left( \frac{0.707}{\lambda_h} + 0.001 \right) \cdot d$   |
| <b>Paulay y Priestley<br/>(30)</b> | $w = \frac{d}{4}$   |
| <b>Durrani y Luo<br/>(37)</b>      | $w = \gamma \cdot \sqrt{L^2 + H^2} \cdot \text{sen}(2 \cdot \vartheta)$ $m = 6 \left[ 1 + \frac{6 \cdot I_c \cdot H}{\pi \cdot I_b \cdot L} \right]$ $\gamma = 0.32 \cdot \sqrt{\sin(2 \cdot \vartheta)} \cdot \left[ \frac{H^4 \cdot E_m \cdot t}{m \cdot E_c \cdot I_c \cdot H} \right]^{-0.1}$ |

Tabla 2: Resumen formulaciones ancho de biela

|                            | Formulación propuesta  |
|----------------------------|--|
| <b>Benjamin (38)</b>       | $K = \frac{1}{\frac{L}{A_c \cdot G} + \frac{L^3}{12 \cdot E_c \cdot I_c}}$   |
| <b>Stafford Smith (39)</b> | $K = \frac{A+B+C}{C \cdot (A+B)}$  |
| <b>Tomazevic (40)</b>      | $K = \left( \frac{h^3}{E_m \cdot I_e} + \frac{k \cdot H}{G_m \cdot A_e} \right)^{-1}$<br>$K_t = \left( \frac{5 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot H \right)^3}{12 \cdot E_m \cdot I_t} + \frac{k \cdot \frac{2}{3} H}{2 \cdot G_m \cdot A_t} \right)^{-1}$ |
| <b>Oller (41)</b>          | $K = \frac{12 \cdot E_c \cdot I_c}{h^3} \cdot \frac{l_v \cdot \frac{I_c}{I_b} + 6 \cdot h}{2 \cdot l_v \cdot \frac{I_c}{I_b} + 3 \cdot h} + (1-d) \cdot G \cdot \frac{L_v}{h} \cdot t$   |

Tabla 3: Resumen formulaciones rigidez

#### 2.4. Estimación analítica carga máxima

Holmes (32), propone una formulación para la estimación de la carga máxima para un marco relleno. Esta formulación se propone para marcos metálicos rellenos de mampostería con un ratio luz/altura de 1.42. La nomenclatura es la misma utilizada para las formulaciones relativas al cálculo de rigidez.

$$H = \frac{24 \cdot E_c \cdot I_c \cdot \varepsilon_0 \cdot d}{h^3 \cdot \left[ 1 + \frac{I_c}{I_b} \cdot \cot \vartheta \right] \cdot \cos(\vartheta)} + A_w \cdot f \cdot \cos(\vartheta)$$



### **CAPÍTULO III: OBJETIVOS E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

Los objetivos que se pretenden alcanzar en este trabajo son los siguientes:

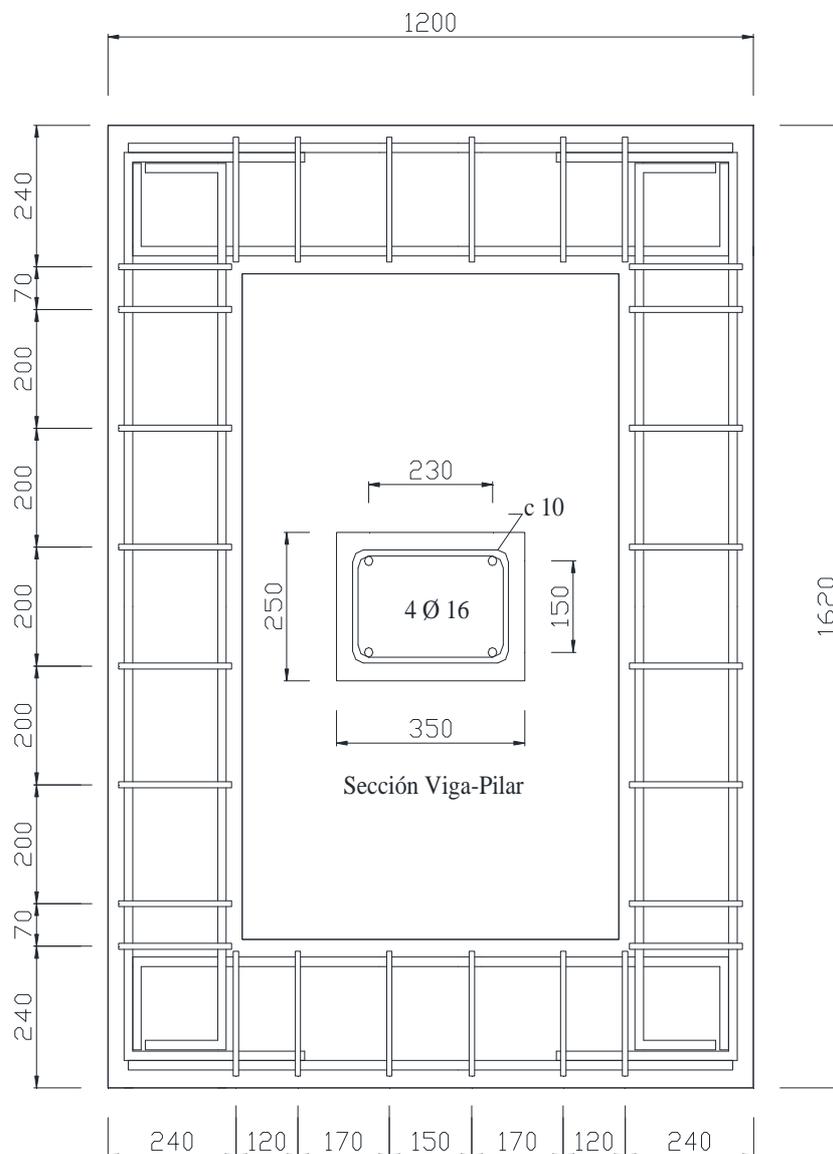
- Estudiar la influencia del relleno de mampostería en la rigidez de un pórtico de hormigón armado sometido a cargas horizontales.
- Estudiar la influencia del relleno de mampostería en la carga última de un pórtico de hormigón armado sometido a cargas horizontales.
- Estudiar la influencia del relleno de mampostería en los modos de fallo de un pórtico de hormigón armado sometido a cargas horizontales.
- Estudiar la influencia del relleno de mampostería en la deformabilidad de los nudos de un pórtico de hormigón armado sometido a cargas horizontales.
- Estudiar la influencia del relleno de mampostería en los modos de vibración y frecuencias fundamentales de un pórtico de hormigón armado en las distintas fases del ensayo.
- Comprobar los modelos teóricos simplificados utilizados para el dimensionamiento de los marcos y el equipo, en cuanto a carga última se refiere con objeto de ser extrapolado a pórticos a escala real.
- A partir de la experiencia adquirida del ensayo de un pórtico a escala reducida se pretende diseñar el ensayo de un pórtico a escala real para eliminar posibles efectos de escala



## CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA

### 4.1. Diseño del ensayo

La geometría del pórtico de hormigón armado objeto de estudio viene condicionada por el dispositivo de carga disponible en el laboratorio para realizar el ensayo. El pórtico resultante tiene una altura de 1620 mm y un ancho de 1200 mm a caras exteriores de pieza. Se ha propuesto una sección de 25 cm de canto y 35 cm de ancho. El armado se realiza a partir de armadura de diámetro 16 mm para el armado longitudinal colocando un redondo en cada esquina de la sección. Los estribos de diámetro 10 mm se distribuyen uniformemente entre vigas y columnas disminuyendo su separación en los nudos (*Figura 5*).



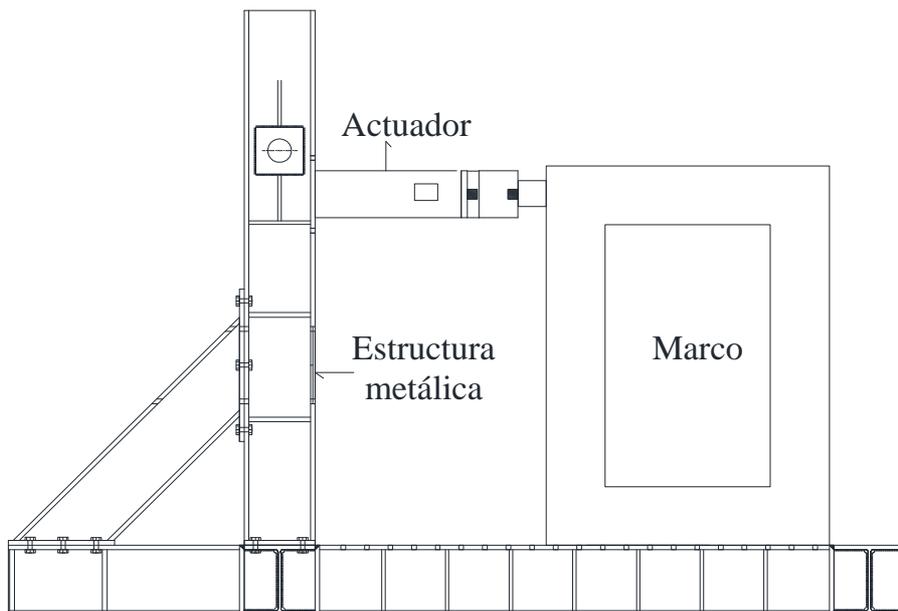
*Figura 5: Geometría y armado marco*

Con las dimensiones planteadas el ratio luz-altura que se obtiene es:

$$\frac{Luz}{Altura} = \frac{1200}{1620} = 0.74$$

Los materiales empleados para su diseño han sido hormigón de resistencia media aproximada 35 MPa y acero B 500 S tanto para la armadura longitudinal como para la armadura transversal. Adicionalmente, para realizar el ensayo se colocan barras roscadas de acero 8.8 de diámetros 12 y 16 mm en la parte inferior del marco que sirven de anclaje al pórtico de carga.

Como se puede observar en la *Figura 6* el ensayo consiste en la colocación del marco sobre una estructura metálica que permite anclar el marco en posición vertical y empujar en el centro de la sección de la viga mediante el actuador en el sentido que sale el émbolo del mismo. De esta manera se aplica carga hasta el colapso del marco frente a esfuerzos horizontales.



*Figura 6: Vista general ensayo*

Para la obtención de la carga de diseño se realiza un modelo teórico mediante el software SAP 2000 a partir de la formulación propuesta por Paulay y Priestley (30), tanto para el pórtico relleno como vacío.

La carga última tanto del marco relleno como vacío se estima suponiendo un empotramiento completo de columnas y dinteles en los nudos. Se sabe que el anclaje y solape del armado longitudinal es insuficiente, por lo que este empotramiento no va a ser efectivo. Se

estudian modelos con diversos factores de empotramiento para la calibración del modelo numérico una vez se obtienen los resultados experimentales.

Las características mecánicas de los materiales empleados en el diseño son:

- Hormigón
  - $f_c=35$  MPa
  - $E_c=30000$  MPa
- Acero
  - $f_{yk}=500$  MPa
  - $E_s=200000$  MPa
- Relleno (conjunto ladrillo y mortero)
  - $f_{mk}=2.5$ MPa
  - $E_m=2500$  MPa

#### 4.1.1. Estimación carga última

El relleno se ha implementado en el modelo teórico a partir del planteado por Paulay y Priestley (30). Se trata de simular el relleno mediante un puntal que está articulado en sus extremos y solo es capaz de resistir compresiones. El puntal o biela de compresión va desde la esquina donde se aplica la carga hasta la inferior opuesta. Para implementar el modelo es necesario tener caracterizado el material que va a rellenar el pórtico, la mampostería. Como se ha comentado en la revisión bibliográfica los resultados obtenidos varían drásticamente con las características mecánicas del relleno.

La caracterización correcta del relleno supone conocer el modo de fallo que va a ocurrir, que es función del relleno, de la estructura y de la vinculación con la misma. A priori se plantean diversos modos de fallo y en la realidad ocurrirá el que presente menor carga máxima. El fallo puede producirse bien en el marco o en el relleno, dependiendo de la relación de resistencias entre ambos elementos. A continuación se numeran los modos de fallo más comunes observados en marcos de hormigón armado rellenos de mampostería:

- Fallo debido al colapso del marco:
  - Tracción excesiva en los pilares debido a los flectores introducidos por la carga horizontal (*Figura 7*)
  - Fallo de las columnas por flexión o cortante introducido por la carga puntual de la biela sobre la estructura (*Figura 7*)

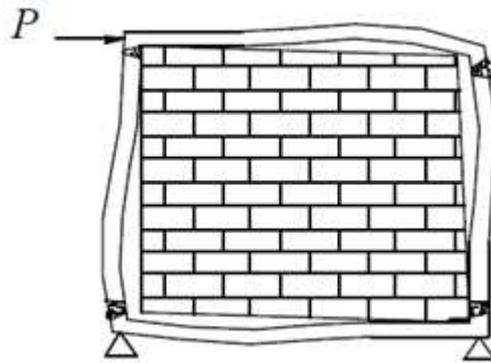


Figura 7: Colapso debido al fallo del marco según Gerguis (42)

- Fallo debido al colapso del relleno
  - Deslizamiento horizontal por cortante entre juntas de la mampostería generalmente a mitad altura del relleno (Figura 8)

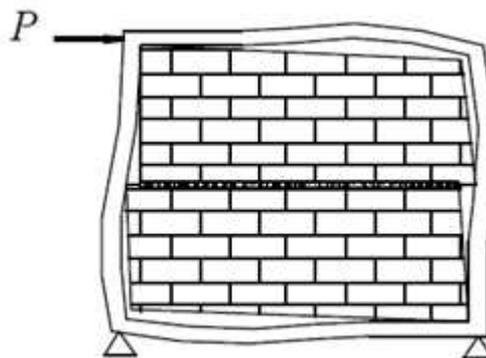


Figura 8: Colapso debido al deslizamiento por cortante del relleno según Gerguis(42)

- Tensiones diagonales en el relleno (Figura 9)
- Fallo de la biela del relleno por compresión excesiva (Figura 9)

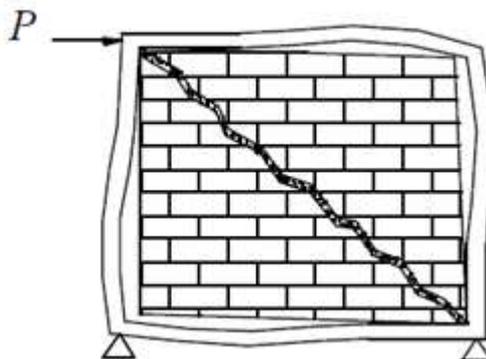


Figura 9: Colapso de la diagonal comprimida del relleno según Gerguis(42)

- Aplastamiento de los ladrillos en las esquinas (Figura 10)

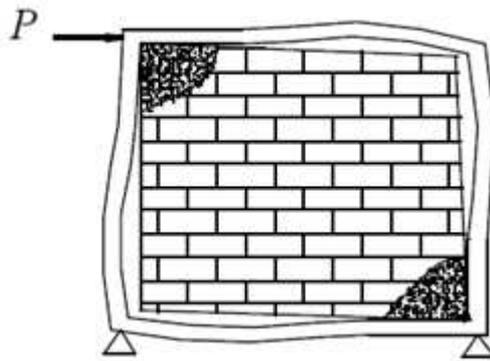


Figura 10: Colapso debido al aplastamiento del relleno en la diagonal según Gerguis (42)

En muchos casos el colapso se produce mediante una combinación de estos mecanismos de rotura. Por ejemplo se puede dar el caso de un colapso de las columnas seguido de un deslizamiento por cortante del relleno o fallo por compresión de la biela. Para un relleno en particular se debe evaluar la resistencia asociada a cada modo y diseñar a partir de la menor de todas ellas.

Para verificar que el tipo de rotura esperado se corresponda con los estudiados, se ha comprobado a partir de la información obtenida de Gerguis (42).

El factor  $m$  propuesto por Wood (1978) permite estimar el tipo de fallo que va a producirse, diferenciando entre el colapso del relleno por compresión diagonal o bien por deslizamiento por cortante. Para valores del factor  $m$  inferiores a la unidad, se espera una rotura del relleno del tipo fallo por compresión de la biela, mientras que si el factor  $m$  es mayor a la unidad se espera un deslizamiento por cortante del relleno:

$$m = \frac{8 \cdot M_p}{f_m \cdot t \cdot L^2} = \frac{8 \cdot 47.13}{2666 \cdot 0.07 \cdot 0.7^2} = 4.123$$

$M_p$ : Momento plástico de menor valor viga-columna

$f_m$ : Resistencia a compresión simple del relleno

$t$ : Espesor del relleno

$L$ : Longitud del relleno

Según el valor obtenido, la rotura del marco debería ser por deslizamiento del relleno debido al corte.

A continuación se evalúan los modos de fallo debido a que el relleno colapsa o bien por corte o por compresión diagonal excesiva. Estos modelos han sido planteados por Paulay y Priestley (30):

- Modo de fallo por compresión excesiva en la biela (Figura 11)

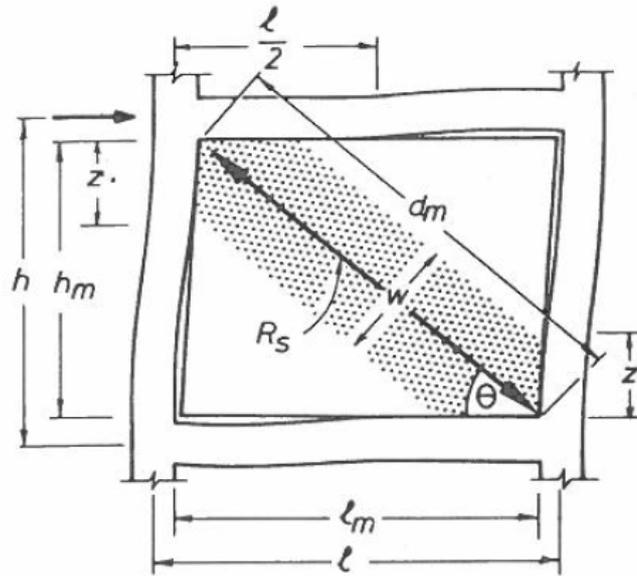


Figura 11: Modo de fallo: Rotura por compresión de la diagonal P. y P. (30)

La máxima fuerza de compresión que puede resistir la biela se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$R_s = \frac{2}{3} z t f'_m \sec \theta = 218.7 \text{ kN}$$

$$z = \frac{\pi}{2} \left( \frac{4E_c I_g h_m}{E_m t \sin 2\theta} \right)^{\frac{1}{4}}$$

dondec: indica que refiere al hormigón.

m: indica que refiere a la mampostería.

g: hace referencia a las columnas.

t: indica espesor del relleno

$R_s$ : es la compresión que agota el relleno

Con la fuerza máxima obtenida para la biela, se alcanzan tensiones de aproximadamente 9 MPa, siendo la resistencia teórica a compresión del relleno 2,5 MPa. Por ello, con la geometría propuesta para la biela, se ha limitado la tensión en la misma a 2,5 MPa, obteniéndose la máxima fuerza que es capaz de soportar. Este hecho seguramente se debe a la relación luz/altura del marco objeto de estudio, ya que el modelo no está planteado para ratios como el que se estudia en el presente trabajo.

$$R_s = 63.75 \text{ kN}$$

- Modo de fallo debido a corte excesivo en el relleno (Figura 12)

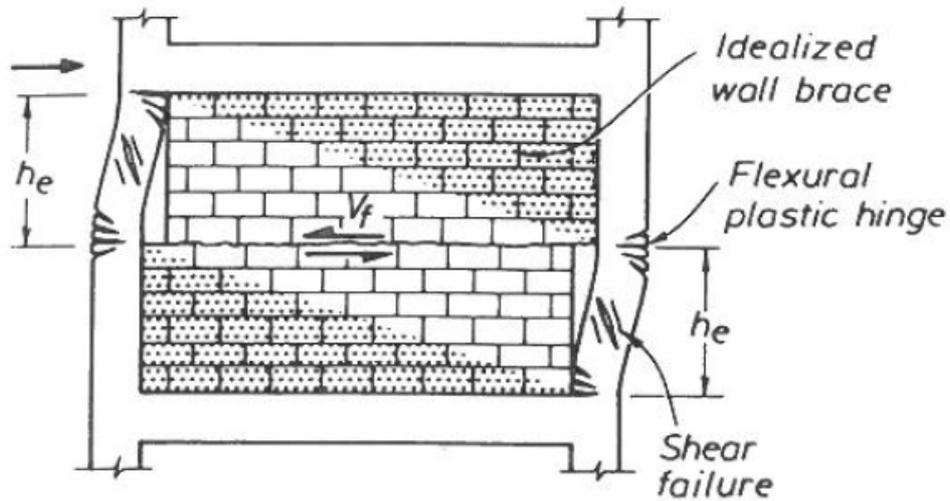


Figura 12: Modo de fallo: Rotura por corte del relleno P. y P. (30)

$$V_f = \tau_0 l_m t + \mu R_s \sin \theta$$

$$V_f = R_s \cos \theta = \frac{l_m}{d_m} R_s$$

Suponiendo  $\frac{h_m}{l_m} \approx \frac{h}{l}$

$$R_s = \frac{\tau_0}{1 - \mu \left( \frac{h}{l} \right)} d_m t$$

Sustituyendo por los valores recomendados

$$R_s = \frac{0.03 f'_m}{1 - 0.3 \left( \frac{h}{l} \right)} d_m t = 10.14 kN$$

donde:

c: indica que refiere al hormigón.

m: indica que refiere a la mampostería.

g: hace referencia a las columnas.

t: indica espesor del relleno

$R_s$ : es la compresión que agota el relleno

La carga obtenida por el fallo a corte del relleno es inferior a la obtenida por compresión diagonal del relleno. No obstante, la carga tope estructural de la biela introducida en el

modelo se corresponde con la de agotamiento por compresión en la biela por ser más desfavorable para la comprobación del bastidor metálico que recibirá las cargas durante el ensayo.

#### 4.1.2. Implementación modelo teórico

El modelo se realiza mediante el programa SAP 2000. Se introduce la geometría descrita y las características mecánicas teóricas de los materiales. Los elementos que forman el marco se han modelizado mediante elementos tipo barra.

El marco anclado por su parte inferior ha sido modelado como un pórtico de dos pilares de 1.3 metros de altura empotrados en su base y unidos en cabeza por una viga (*Figura 13*). La unión entre los elementos tipo barra así como las condiciones de contorno de los pilares en su base han sido considerados como rígidas. No obstante, se han realizado cálculos para diversos grados de empotramiento de los elementos viga y columna en el nudo, debido a que el anclaje realizado en el interior de los nudos es insuficiente para garantizar que la armadura puede desarrollar la tensión de plastificación. Por ello, se comparan los resultados obtenidos con los distintos valores de empotramiento de los elementos en el nudo para ver cual se adecua más al resultado experimental obtenido.

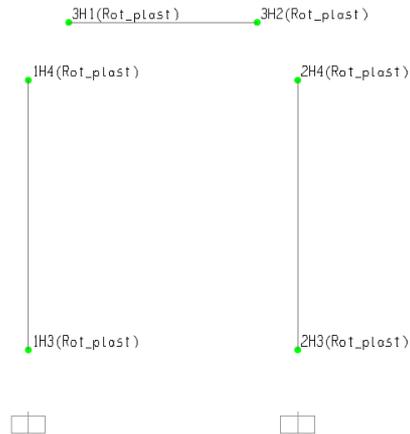
Para la realización del ensayo Push Over es necesario introducir rótulas plásticas en los pilares tanto en cabeza como en base así como en ambos extremos de la viga superior. Las rotulas plásticas se definen a partir de los materiales empleados y su sección con su geometría exacta, introduciendo la interacción axil-flexión. En cuanto a la biela de compresión encargada de representar el relleno se introduce una rotula plástica de esfuerzo axil, llegada a una carga umbral la biela se bloquea y no es capaz de admitir cargas mayores.

Una vez introducido el modelo se realiza el ensayo Push Over para calcular la carga máxima que produce el agotamiento de la estructura. Para ello se introduce en SAP una fuerza horizontal en el nudo superior izquierdo que representa el actuador. Esta fuerza se introduce para realizar un análisis no lineal estático teniendo como control el desplazamiento horizontal del mismo nudo.

##### 4.1.2.1. Modelo sin relleno

Introduciendo toda la información presentada en el SAP se realiza en primer lugar el estudio del marco sin relleno (*Figura 13*). Los resultados obtenidos mediante el análisis Push Over del pórtico vacío se pueden resumir con la *Figura 15*, se trata de los resultados

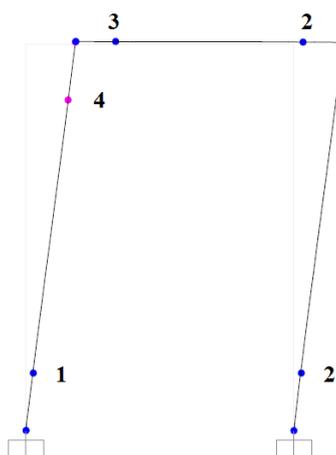
correspondientes a los ensayos numéricos con los factores de empotramiento estudiados de 1 (empotramiento perfecto), 0.7, 0.5 y 0.2. De este modo se pretende estudiar qué factor se adecua mejor a los resultados que se obtienen en el ensayo experimental para calibrar el modelo y obtener una correcta estimación de la carga última del marco relleno de mampostería.



*Figura 13: Modelo pórtico sin relleno*

El orden de aparición de las rótulas plásticas es el que se muestra en *Figura 14*.

- Primera rótula: Aparece en la base del pilar que recibe la carga
- Segunda rótula: Aparece simultáneamente en la parte de la viga contigua al pilar que no recibe carga y en la base del pilar que no recibe carga
- Tercera rótula: Aparece en la viga en la parte contigua al pilar que recibe carga
- Cuarta rótula: Aparece en cabeza del pilar que no recibe carga



*Figura 14: Orden de aparición rótulas plásticas marco sin relleno*

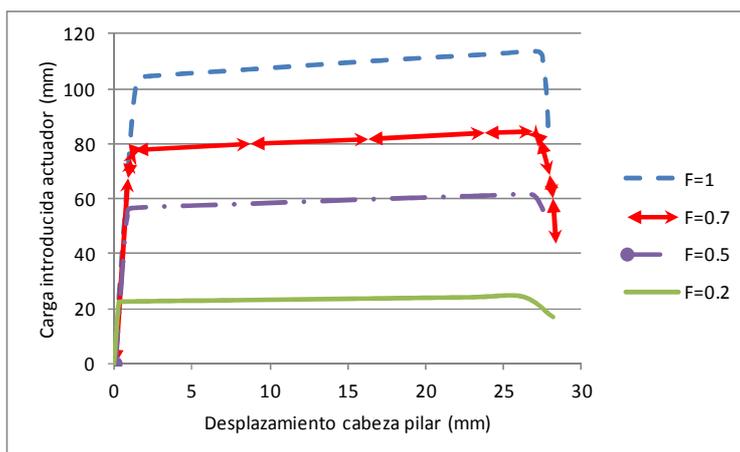


Figura 15: Resultado Push Over pórtico sin relleno

Con los diversos factores de empotramiento estudiados se puede observar como la carga última desciende desde los 109.3 kN para el caso de empotramiento perfecto (factor de empotramiento unidad), hasta los 24.4 kN para un factor de empotramiento de 0.2.

La comprobación del bastidor que debe recibir las cargas durante el ensayo se realiza mediante la fuerza obtenida para el factor de empotramiento la unidad, de este modo se hace una comprobación del lado de la seguridad con la carga máxima que se hubiera podido alcanzar durante el ensayo experimental del marco vacío en el caso de que los nudos fueran rígidos.

#### 4.1.2.2. Modelo con relleno

Implementando la información relativa a la biela en el modelo previo realizado para el marco sin relleno se realiza el modelo para el marco con relleno (Figura 16). Los resultados obtenidos mediante el análisis Push Over del pórtico relleno se pueden resumir con la Figura 18. Los resultados mostrados se corresponden con el modelo que presenta un grado de empotramiento para sus nudos de 1 (empotramiento perfecto), 0.7, 0.5 y 0.2.

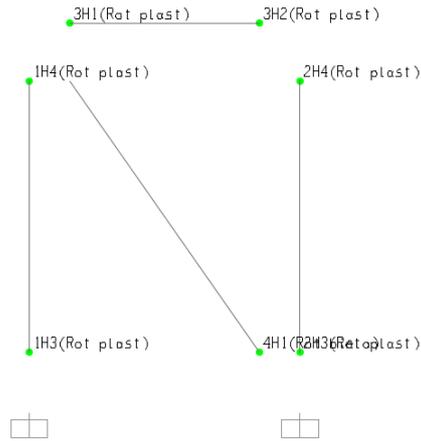


Figura 16: Modelo pórtico con relleno

El orden de aparición de las rótulas plásticas para el factor de empotramiento la unidad, es el que se muestra en la Figura 17.

- Primera rótula: Aparece en la base del pilar que recibe la carga
- Segunda rótula: Aparece en la parte de la viga contigua al pilar que no recibe carga
- Tercera rótula: Aparece en la base del pilar que no recibe carga
- Cuarta rótula: Aparece simultáneamente en cabeza del pilar que recibe la carga y el tramo de viga contiguo
- Quinta: Aparece en la biela del relleno.

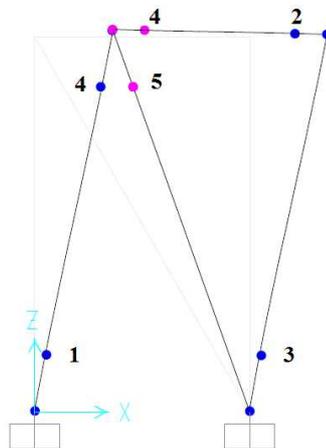


Figura 17: Orden de aparición rótulas plásticas marco relleno

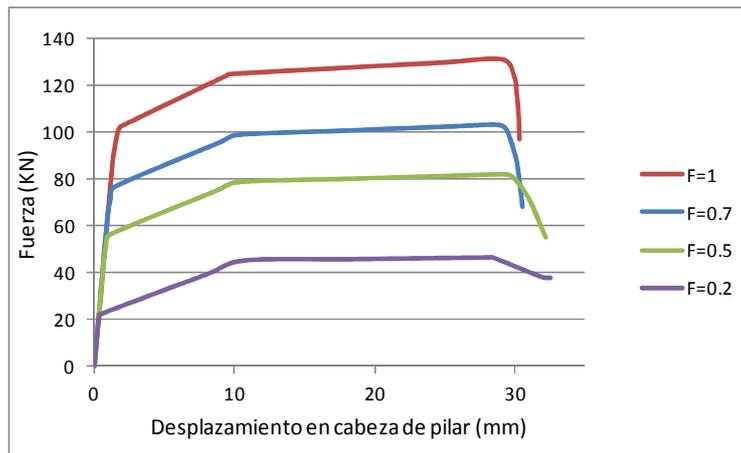


Figura 18: Resultado Push Over pórtico con relleno

Con los diversos factores de empotramiento estudiados se puede observar como la carga última para el modelo del pórtico relleno desciende desde los 131.4 kN para el caso de empotramiento perfecto (factor de empotramiento unidad), hasta los 46.8 kN para un factor de empotramiento de 0.2. EL bastidor metálico que recibe las cargas durante el ensayo se comprueba con la carga máxima obtenida para el factor de empotramiento unidad, es decir 131.4 KN.

#### 4.2. Programa experimental

La campaña experimental consta de un total de 4 ensayos. A continuación de comentan las peculiaridades de cada ensayo:

- Ensayo I: Marco vacío: Se trata de un marco de hormigón armado sin relleno.
- Ensayo II: Marco con relleno: Se trata de un marco de hormigón armado con relleno de mampostería. El relleno consiste en un tabique de ladrillo hueco de arcilla cocida de dimensiones nominales 330x160x70 mm ejecutado con mortero M5 de juntas de 1 cm de espesor. El remate final entre relleno y viga superior se realiza mediante mortero.
- Ensayo III: Marco con relleno II: Se trata de un marco de hormigón armado con relleno de mampostería. El relleno consiste en un tabique de ladrillo hueco de arcilla cocida de dimensiones nominales 330x160x70 mm ejecutado con mortero M5 de juntas de 1 cm de espesor. El remate final entre relleno y viga superior se realiza mediante yeso.
- Ensayo IV: Marco con relleno III: Se trata de un marco de hormigón armado con relleno de mampostería. El relleno consiste en un tabique de ladrillo hueco de arcilla cocida de dimensiones nominales 330x160x70 mm ejecutado con mortero

M5 de juntas de 1 cm de espesor. El remate final entre relleno y viga superior se realiza mediante mortero. Debido a problemas técnicos este ensayo se ha dividido en dos partes. Inicialmente se introdujo una carga de 60,2 kN accidentalmente que después fue retirada y se empezó el ensayo de nuevo. No obstante la introducción de esta carga alteró considerablemente los resultados obtenidos con respecto a los otros marcos rellenos ensayados.

#### 4.2.1. Instrumentación

La instrumentación se compone de: transductores desplazamiento, galgas extensométricas de acero, puntos de medida DEMEC, acelerómetros, la célula de carga del actuador y cámaras fotográficas de alta definición. A continuación se explica brevemente cada uno de los equipos nombrados así como su colocación en los especímenes:

- Transductores de desplazamiento

Los transductores han sido utilizados para medir los desplazamientos en la columna contraria a la que se aplica la carga así como en la viga superior. Se trata de transductores de 300 mm de recorrido. Los transductores se montan sobre una estructura auxiliar realizada a partir de barras tubulares macizas de acero de 30 mm de diámetro unidas mediante bridas de acero con rosca. Las barras verticales tienen unas bases que apoyan sobre el suelo del laboratorio con cuatro neoprenos unidos a una rosca que permiten su regulación para el correcto calzado la estructura y que sea posible su nivelación. La estructura consiste en tres perfiles verticales unidos mediante tres barras horizontales para que la estructura sea lo más rígida posible y un cuarto interior. Este cuarto perfil es el que aloja los transductores colocados sobre la viga (*Figura 19*). Los transductores colocados sobre el pilar se alojan sobre uno de los perfiles verticales.



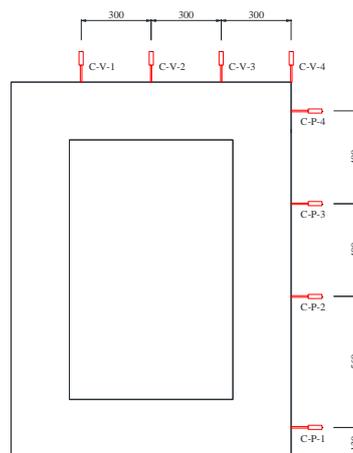
*Figura 19: Estructura auxiliar transductores*

En la viga se dispone de tres transductores separados 300 mm repartidos de forma simétrica. De esta forma se miden las deformaciones verticales en la viga. Adicionalmente se

coloca un captador en la esquina contraria a la cual se aplica la carga. Los transductores se colocan de forma perpendicular a la viga para medir las deformaciones verticales de la misma.

Debido al fuerte movimiento horizontal que sufre el marco durante el ensayo, del orden de 100 mm, los transductores de la viga no son capaces de absorber esta deformación horizontal y durante el ensayo hay que recolocarlos para evitar su rotura. Por este motivo, para los ensayos sobre marcos de hormigón armado a escala real, se ha previsto instrumentar los desplazamientos de la viga superior mediante una triangularización a base de transductores de desplazamiento que permita medir los desplazamientos sin poner en peligro la integridad de los aparatos de medida. De esta forma por trigonometría se sabe el desplazamiento vertical de los puntos de medida así como el horizontal.

En la columna se colocan tres transductores desde cabeza hacia abajo separados 400 mm y otro a 130 mm de la base. Los tres superiores se colocan para estimar los desplazamientos del pilar en los diversos puntos mientras que el inferior se coloca para medir si hay deslizamiento en la base del marco. La distribución de los transductores se presenta en la *Figura 20*.



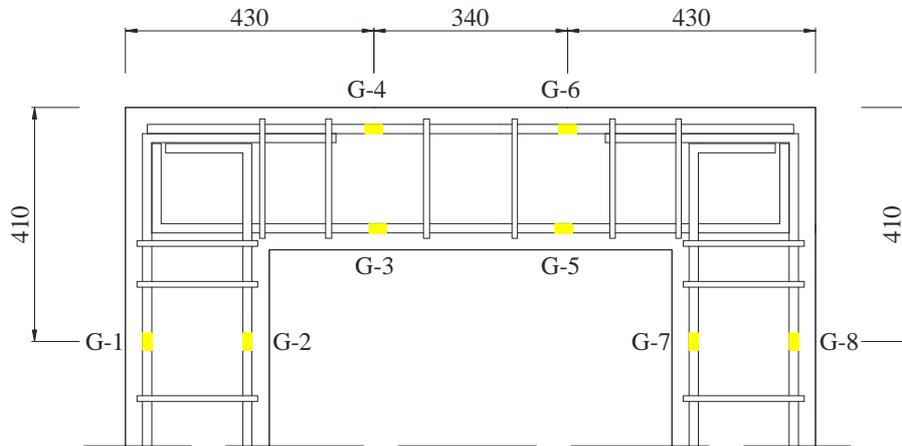
*Figura 20: Disposición transductores*

- Galgas extensométricas de acero

En la armadura longitudinal del marco se colocan galgas extensométricas de acero para conocer las deformaciones en la armadura de los distintos elementos. Se colocan 8 galgas por pieza distribuidas de la siguiente manera (Figura 21):

- 2 en el pilar donde actúa la carga: Se coloca 1 en una de las barras traccionadas y otra en una de las barras comprimidas.
- 2 en el pilar contrario donde actúa la carga: Se coloca 1 en una de las barras traccionadas y otra en una de las barras comprimidas.

- 2 en un extremo de la viga: Se coloca 1 en una de las barras traccionadas y otra en una de las barras comprimidas.
- 2 en el otro extremo de la viga: Se coloca 1 en una de las barras traccionadas y otra en una de las barras comprimidas.



*Figura 21: Distribución galgas extensométricas de acero*

En el cuarto ensayo también se colocan galgas distribuidas de forma idéntica a como se ilustra en la *Figura 22*, pero distribuidas en la viga inferior del marco así como en la parte inferior de la columna. De este modo se colocan un total de 16 galgas sobre el armado. Estas galgas adicionales se nombran igual que sus correspondientes simétricas pero añadiendo el símbolo \*.

En el cuarto ensayo también se colocan galgas sobre el relleno para estudiar la distribución de tensiones en el interior del relleno. Como se puede observar en la *Figura 22*, se colocan repartidas sobre la diagonal dos galgas en la parte superior y dos galgas en la parte inferior. Adicionalmente se coloca otra galga en la parte inferior del relleno para comparar los resultados entre las dos galgas cercanas debido a que se han colocado mediante diferentes métodos.

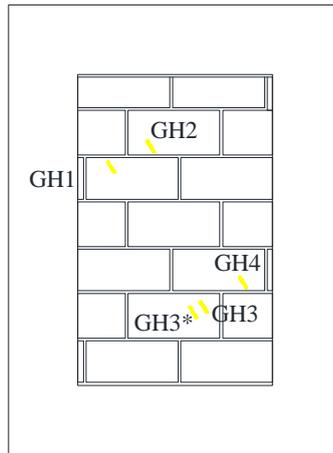


Figura 22: Distribución galgas relleno de mampostería

- DEMEC

Para estudiar la deformabilidad del nudo se han colocado un total de 12 puntos de medida DEMEC. Su distribución es tal que se genera un cuadrado que ocupa casi la totalidad del nudo, de 20 x 20 cm, formado por 8 puntos de medida colocados con una separación de 10 cm y otro cuadrado interior más pequeño de 10 cm de lado formado por 4 puntos de medida (Figura 23).

Se toman las medidas antes del inicio del ensayo y durante el mismo cuando se llega a una carga consigna que se mantiene. De este modo se puede representar como se deforma el nudo a partir de las mediciones realizadas. El equipo de medida es capaz de medir una diferencia entre los puntos de medida de hasta 0.7 mm.

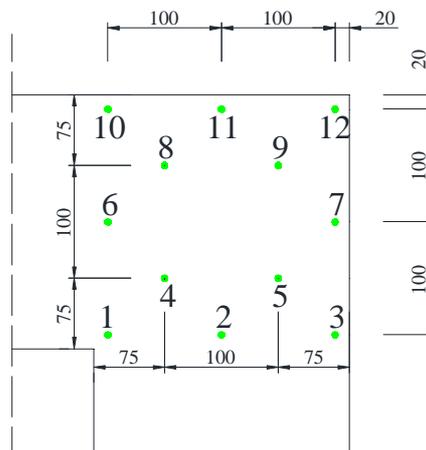


Figura 23: Distribución DEMEC

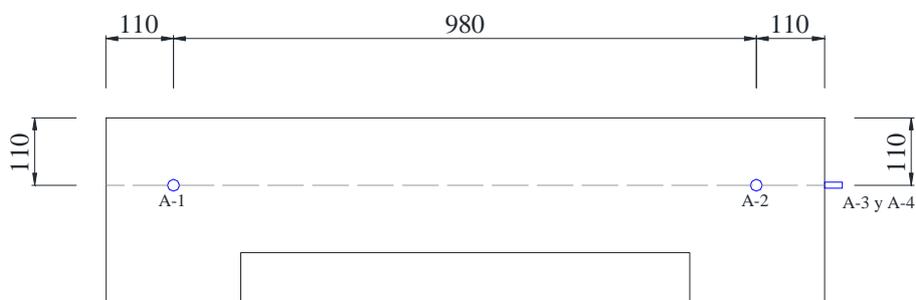
- Acelerómetros

Los acelerómetros permiten registrar las aceleraciones con las que vibra el marco cuando es excitado por una fuerza exterior. Se trata de acelerómetros sísmicos con un rango de medida de hasta 1 g.

Se miden aceleraciones en el plano del marco así como en el plano perpendicular al marco. Para ello se disponen de acelerómetros que son retirados una vez se realizan las medidas. Las medidas consisten en registrar las aceleraciones que sufre el marco tras ser excitado con una fuerza exterior. A partir del software de la instrumentación se obtienen las frecuencias propias de vibración. Dependiendo del marco se hacen diferentes mediciones:

- Marco sin relleno: En el marco sin relleno se realiza una medida de las vibraciones en el marco antes del ensayo y otra medida tras el ensayo.
- Marco con relleno: En el marco relleno se realiza una medida del marco colocado en el lugar de ensayo antes de construir el relleno, otra medida antes de realizar el ensayo pero relleno, otra medida tras el ensayo con el relleno y finalmente se retira el relleno y se realiza la última medida.

Se dispone de un total de 3 acelerómetros para la realización de cada medición. Dos miden en el plano perpendicular al marco y el tercero en el plano longitudinal. Adicionalmente se realizan mediciones con otro acelerador de rango de medida hasta 2 g colocado en el plano del pórtico para la comparación de resultados entre sensores para una misma excitación. Los dos transversales están situados en el centro de los nudos superiores mientras que el longitudinal se encuentra a la misma altura situado a mitad de la sección transversal del pilar que no recibe carga (*Figura 24*).



*Figura 24: Distribución acelerómetros*

Para colocar los acelerómetros es necesario realizar una perforación en la sección de hormigón e introducir un taco metálico donde irá roscado el acelerómetro. Se trata de un taladro de 8 mm de diámetro que se realiza mediante una taladradora. Este taco es expansivo y al ser colocado se fija al marco. A continuación se rosca al taco un trozo de varilla roscada de aproximadamente 5 cm que es lo que permite roscar el acelerómetro por su otra cara. De este modo se asegura que los acelerómetros queden completamente fijados al marco.

En el proceso de toma de medidas se realizan tanto excitaciones longitudinales al marco como transversales.

- Célula de carga del actuador

Para registrar la carga introducida durante el ensayo el actuador se dispone de una célula de carga de 500 KN. Se trata del modelo U 10 M de la empresa HBM (*Figura 25* ).



*Figura 25: Célula de carga*

- Cámaras fotográficas

Durante los ensayos se realizan fotografías para ser analizadas posteriormente mediante cámaras de alta definición. Dependiendo del ensayo se realizan fotos en concreto del nudo instrumentado con DEMEC o bien de la estructura en general. Para ello se dispone de software para sincronizar la toma de fotos con el ensayo, de este modo se puede saber la carga correspondiente a cada imagen. Estas cámaras se montan sobre trípodes y se dejan fijas durante todo el ensayo.

#### 4.2.2. Equipo

La carga se introduce mediante un actuador hidráulico de doble efecto (sólo se usa para introducir compresiones en el dintel superior del marco) de fuerza máxima 1000 KN. Es accionado mediante un grupo de presión de 250 bares. Se dispone de un encoder que registra el desplazamiento del émbolo y permite controlar la velocidad de aplicación de la carga.

El control de la carga se hace por velocidad. Durante los ensayos se aplica carga a velocidad constante hasta llegar a un valor insignia en el cual se mantiene constante la carga para medir los desplazamientos relativos de los sensores DEMEC. Después de la toma de medidas se reanuda el proceso de carga hasta la siguiente medida o bien la finalización del ensayo.

La adquisición de datos se realiza mediante un equipo modular FieldPoint de National Instruments (NI), capaz de adquirir simultáneamente hasta 136 canales, entre transductores de fuerza, presión, desplazamiento y galgas extensométricas. Se emplea la aplicación CEAD para gestionar la adquisición de datos mediante un ordenador. Dicho software, desarrollado en el entorno LabView por el personal del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València, permite graficar los resultados obtenidos del ensayo en tiempo real.

### 4.2.3. Materiales

#### 4.2.3.1. Hormigón

Los marcos han sido ejecutados con hormigón fabricado en central y transportado al laboratorio mediante camión hormigonera de especificaciones HA-35-F-12-I. Los marcos fueron construidos con la misma amasada de hormigón, por lo tanto es esperable que la resistencia a compresión del hormigón sea similar en todos ellos: misma amasada, mismo método de vertido, misma compactación y similares condiciones de curado y acopio posterior.

Se elaboran dos probetas de acompañamiento por marco, pero debido a los motivos expuestos anteriormente se calcula la resistencia a compresión a partir de los resultados de todas las probetas ensayadas, siendo el valor medio obtenido:

$$f_{cm}=36.78 \text{ MPa}$$

La resistencia a compresión del hormigón ha sido calculada en base a la norma *UNE-EN 12390-3:200* (43) y los resultados así como las fichas de los ensayos se encuentran en el Anejo II.

#### 4.2.3.2. Fábrica

Se ha usado una mampostería representativa de la tabiquería actual de uso en España. Se trata de ladrillo hueco de arcilla cocida de dimensiones nominales 160 x 70 x 330 mm. Es común su uso para particiones interiores o bien como la capa interior en cerramientos exteriores. La fábrica se realiza a partir de las piezas descritas y mortero M 5 con juntas de 1 cm de espesor. Se realizan diversos ensayos para caracterizar la fábrica:

- Ensayo compresión normal (*Figura 26*). El valor de la resistencia a compresión media obtenida ha sido:

$$f_{c \text{ relleno}} = 2.66 \text{ MPa}$$



*Figura 26: Ensayo a compresión normal de la fábrica*

En el Anejo V se encuentran las fichas correspondientes al ensayo

- Ensayo compresión diagonal (*Figura 27*). Los valores obtenidos a partir de las medidas del ensayo experimental:

$$R_s = 94.4 \text{ KN}$$

$$S = 0.95 \text{ MPa}$$

$$G = 2136.24 \text{ MPa}$$



*Figura 27: Ensayo a compresión diagonal de la fábrica*

En el Anejo VI se encuentran las fichas correspondientes al ensayo.

- Ensayo a corte de la junta de mortero (*Figura 28*). El valor medio de la máxima tensión a corte de la junta de mortero ha sido:

$$\tau = 0.117 \text{ MPa}$$



*Figura 28: Ensayo a corte de la fábrica*

En el Anejo VII se encuentran las fichas correspondientes al ensayo.

Las muestras se han realizado y ensayado según la Norma UNE correspondiente. También se han tenido en cuenta las recomendaciones del *Código Técnico de la edificación (44)*:

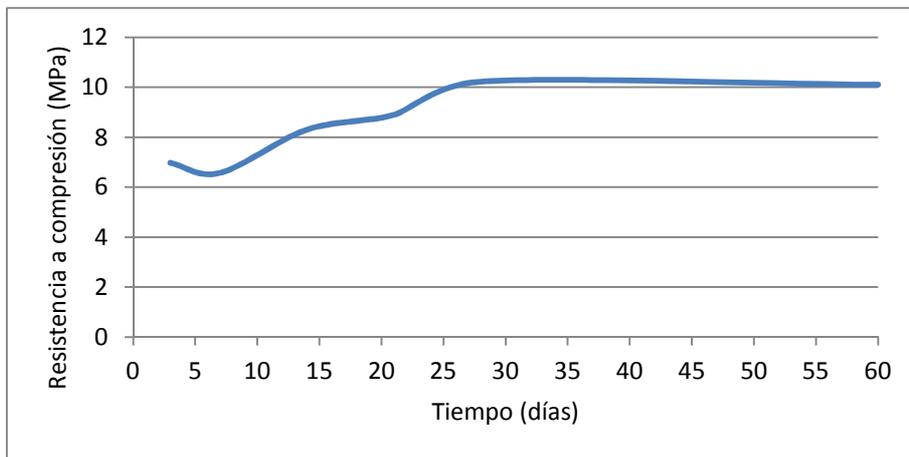
- Humectación: Las piezas cerámicas deben humectarse antes de la ejecución de la fábrica. En este caso se ha realizado mediante inmersión, asegurando de este modo que al entrar en contacto la pieza con el mortero no absorbe ni cede agua, no cambiando la consistencia del mortero.
- Colocación de las piezas: Se colocan a restregón sobre una tortada de mortero hasta que el mortero rebose por la llaga y el tendel. Tras la colocación de la pieza no se puede mover. En caso de ser necesario mover una pieza para corregir su posición tras haber efectuado el restregón es necesario retirar la pieza y el mortero de las llagas y tendel y volver a efectuar la operación.
- Relleno de las juntas: Una llaga se considera llena si el mortero maciza el grueso total de la pieza en al menos el 40% de su tizón; se considera hueca en caso contrario. El mortero debe llenar totalmente las juntas de tendel (salvo caso tendel hueco) y llagas, en función del tipo de pieza utilizado.
- Traba: Para que el muro se comporte como un elemento estructural único las piezas que forman la fábrica deben estar correctamente solapadas. El solape será al menos igual a 0,4 veces el grueso de la pieza y no menor que 40 mm. En las esquinas o encuentros, el solapo de las piezas no será menor que su tizón; en el resto del muro, pueden emplearse piezas cortadas para conseguir el solape preciso.

#### 4.2.3.3. Mortero

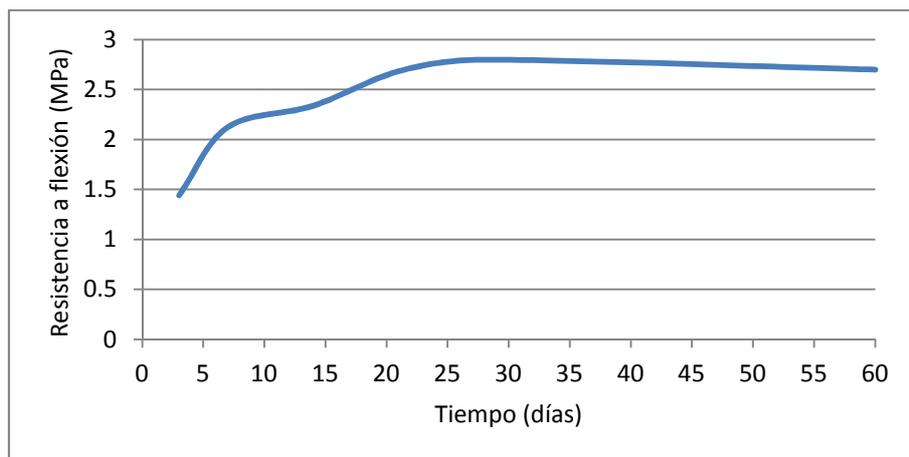
El mortero empleado se trata de una mezcla que viene preparada de fábrica la cual contiene una proporción prefijada de arena y cemento a la cual se le añade el agua necesaria para su correcto amasado. Las especificaciones de este mortero son: Mortero de albañilería M 5, es decir, que su resistencia a compresión debe ser de al menos de 5 MPa a los 28 días. Para la caracterización mecánica de sus características se ha recurrido a la norma *UNE 196-1* (45). Se ha realizado una caracterización del mismo según se explica en el Anejo III.

Cada vez que se elabora un relleno se elaboran probetas de acompañamiento de mortero para comprobar su resistencia cuando se ensaya la fábrica.

La resistencia a compresión simple del mortero en función del tiempo se resume en la *Figura 29*, así como la resistencia a flexión (*Figura 30*):



*Figura 29: Resistencia a compresión simple del mortero*



*Figura 30: Resistencia a flexión mortero*

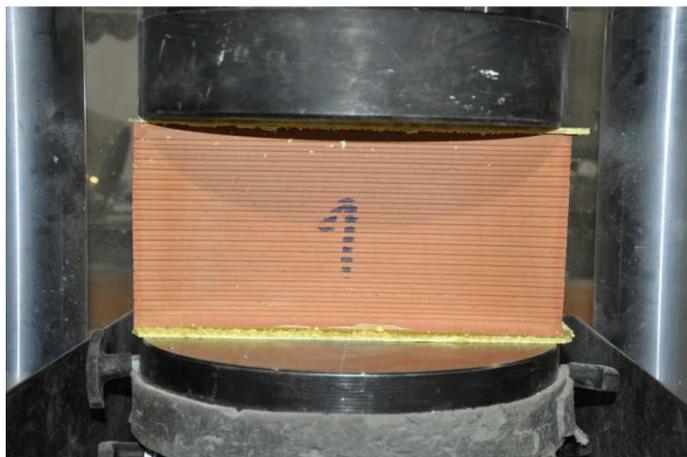
#### 4.2.3.4. Mampostería

Para la caracterización mecánica de sus características se ha recurrido a la norma *UNE-EN 772-1 (46)* . El ladrillo ha sido ensayado tanto en sentido horizontal como en vertical.

La tensión media resistida en cada ensayo ha sido calculada dividiendo la fuerza máxima de cada ensayo entre la superficie bruta de cada ladrillo (sin descontar huecos; cada ladrillo ha sido medido con precisión de mm):

Ensayo compresión ladrillo en horizontal (*Figura 31*):

$$f_{cm \text{ ladrillo horizontal}} = 8.29 \text{ MPa}$$



*Figura 31: Ensayo a compresión ladrillo posición horizontal*

Ensayo compresión ladrillo en vertical (*Figura 32*):

$$f_{cm \text{ ladrillo vertical}} = 20.4 \text{ MPa}$$



*Figura 32: Ensayo a compresión ladrillo posición vertical*

En el Anejo IV se encuentran detallados los resultados obtenidos así como las fichas de los ensayos.

#### 4.2.4. Fabricación marcos

El proceso de fabricación de las probetas se puede dividir en varias fases: En primer lugar se han elaborado los planos de armado de acuerdo con los medios disponibles. Una vez se recibe la ferralla se verifica que cumple con lo exigido. Seguidamente se instrumentan las barras de acero con las galgas extensométricas de acero, se elaboran los moldes y se hormigonan los especímenes. Finalmente se prepara el ensayo de cada uno de ellos.

A continuación se profundiza en cada una de las fases y se describen los procesos asociados a cada una de ellas:

- Elaboración planos de armado

Con la geometría propuesta se elaboran los planos de armado especificando todos los detalles necesarios para la correcta elaboración del mismo: separaciones entre barras armado longitudinal, separaciones entre estribos, diámetro de cada armadura, longitudes de solapo y anclaje, calidad del acero, radios de doblado así como cualquier detalle que puede ser importante.

- Recepción y verificación de la ferralla

Al laboratorio llegan los armados previstos listos para ser instrumentados. En primer lugar se verifica que el armado recibido se corresponde con el solicitado en planos: dimensiones, número de barras, separación y diámetros.

- Instrumentación: Galgas extensométricas

Una vez dado el visto bueno se procede a la instrumentación de la pieza. En este caso se disponen de 8 galgas por pieza, que deben ser colocadas antes de hormigonar la pieza. Para ello, mediante el puente grúa del laboratorio se coloca la pieza sobre la mesa de trabajo. Una vez se tiene la pieza en la mesa de trabajo, todos los materiales necesarios preparados y se llevan las protecciones adecuadas empieza el proceso de colocación de las galgas extensométricas en la armadura:

- Replanteo de la posición de las galgas. A partir de los planos correspondientes se marca la posición de cada galga mediante tinta indeleble de color blanco sobre la barra de acero.
- Con ayuda de la amoladora se genera una superficie lisa sobre la armadura a instrumentar en la cual se pueda colocar la superficie completa que ocupa una galga. Para ello, dependiendo de la posición de la barra y su diámetro a veces es necesario eliminar corrugas.

- Seguidamente se pule la superficie hasta dejarla completamente lisa. Para verificarlo se puede ver si el reflejo de la luz es similar al de un espejo o existen muescas que en su caso deben ser pulidas.
- Antes de pegar la galga se limpia la superficie con un trapo empapado de acetona para eliminar posibles motas de polvo o restos de grasa.
- A continuación se procede al pegado de la galga: En primer lugar se pega un trozo de cinta adhesiva a la galga por la parte que no queda en contacto con el armado. Hay que ser cuidadoso con no tocar la cara de la galga que va ser pegada contra el acero porque se puede ensuciar y puede introducir errores o que el pegado no sea correcto. Una vez pegada a la cinta adhesiva se coloca sobre la zona pulida y se pega con la cinta adhesiva de forma provisional a modo de replanteo. Se asegura que la galga queda completamente dentro de la superficie pulida y que sus lados sean paralelos a la directriz de la armadura instrumentada. Cuando esta correctamente ubicada se procede a colocar la mezcla adhesiva. Para ello se despega la cinta adhesiva por la parte opuesta a la de los cables de la galga, dejando la galga fija a la barra de acero por la parte de los cables. Se coloca una gota del adhesivo y seguidamente se aplica fuerza mediante la yema de los dedos para el pegado de la galga de modo que se hace fluir el adhesivo desde la parte de la galga que tiene los cables hacia la opuesta. Se mantiene la presión durante al menos 60 segundos y pasado este tiempo se coloca una cinta adhesiva transversal a la barra de acero para que siga ejerciendo presión. Se puede realizar este proceso primero en unas cuantas galgas para así dejar que la mezcla adhesiva endurezca y seguidamente seguir con el siguiente paso en tandas de por ejemplo 10 -15 galgas.
- Una vez endurecido el adhesivo se retira la cinta adhesiva. Para ello se procede de forma cuidadosa y se tira lo más pegado a la barra de acero posible y en la dirección en la que salen los cables de la galga. Si se observan burbujas de aire entre la galga y el acero o se despega la galga es necesario retirar la galga y repetir el proceso.
- Tras retirar la cinta adhesiva se coloca una pequeña brida para evitar la rotura de los cables por tirones. Lo que se hace es hacer un pequeño fuelle con los cable para tener un pequeño posible desplazamiento de los cables en caso de tirón y que no entrarán en tensión y colocar la brida en la parte de los cables que tienen un pequeño relieve debido a la unión de las terminales (aproximadamente a unos 2-3 cm de separación de la galga).

- Lo siguiente es la colocación de la masilla para que la galga quede protegida durante el hormigonado, por ejemplo los áridos podrían dañarla. Para colocar la masilla es recomendable humedecerse primero las manos con agua debido a que es muy pegajosa. Se coge una pequeña cantidad de material y se envuelve sobre la barra de acero dejando la galga completamente embebida en esta pasta.
- Cada galga se etiqueta para ser identificada tras el hormigonado. Para ello se recurre a la nomenclatura comentada en el apartado de galgas de la *Instrumentación*.
- Finalmente las galgas se agrupan según su proximidad para ser protegidas mediante bolsas cerradas herméticamente para evitar que entre humedad durante el hormigonado. Se pueden agrupar en conjuntos de 10-15 galgas en función de su distribución en la pieza.
- El único trabajo restante en lo referente a las galgas es la colocación de punteras en sus cables. Debido a las conexiones que se dispone en el laboratorio lo que se hace es colocar punteras en los tres terminales de cada galga. Para ello se pela con alicates los cables y se colocan las punteras. De este modo ya se tienen las galgas listas para ser conectas al equipo de adquisición de datos o bien a mangueras de cables que hacen a su vez de alargadera.

Cabe destacar que el proceso comentado para las galgas está pensado para piezas que se instrumentan con muchas galgas, en este caso al ser 8 por pieza no es necesario agrupar las galgas y ser tan meticuloso con su etiquetado debido a que al ser tan pocas se pueden identificar con facilidad. En cambio para el proyecto INSISO se proponen alrededor de 80 galgas por pieza, por lo que se deberá aplicar rigurosamente cada uno de los pasos comentados.

- Elaboración de moldes

En el laboratorio se dispone de una mesa de encofrado que permite colocar las piezas sobre la misma, por lo que lo que hay que construir son las paredes laterales del encofrado. La mesa de encofrado a su vez dispone de barras roscadas que permite colocar perfiles metálicos que actúan como encofrado recuperable. Con todo ello se plantea la ejecución de 4 marcos contiguos como se muestra en *Figura 33*. Finalmente es necesaria una superficie para separar los marcos dos a dos, otra para cada lado exterior de cada marco y la realización del hueco interior de cada marco. Todo ello se realiza a base de chapas de madera fenólica cortadas a medida para la realización de las probetas.

Las maderas del hueco interior se unen mediante escuadras metálicas atornilladas y también se colocan tablonces de madera en su interior a modo de rigidizador.

En cuanto a las maderas que separan los marcos dos a dos y la de superficie exterior de cada marco, su posición viene fijada por los separadores dispuestos en la ferralla.

Finalmente todo el molde se une mediante sargentos entre sus diversas partes para intentar que sea lo más rígido posible para evitar movimientos durante el hormigonado y vibrado.

Es importante pintar todas las superficies con líquido desencofrante previo al hormigonado para evitar problemas en las operaciones de desencofrado.



*Figura 33: Encofrado marcos*

Pese a no tratarse de un volumen excesivo, aproximadamente  $2 \text{ m}^3$ , como se hormigonaron más piezas a la vez el hormigón fue encargado en central. Se trata de hormigón HA-35-F-12-I según EHE 08, es decir hormigón armado de resistencia a compresión característica de 35 MPa, de consistencia fluida con tamaño máximo de árido 12 mm y ambiente de exposición no agresivo.

El hormigón se transporta desde central mediante camión hormigonera al laboratorio y mediante cubilote para ser colocado en las piezas. Una vez colocado se procede a vibrar mediante vibradores eléctricos hasta conseguir una masa homogénea sin burbujas de aire.

Cabe destacar que hay que ser muy cuidadoso con los manojos de cables de las galgas y tratar de no dañarlos en todo momento. Hay que vigilar que ninguna de las bolsas quede embebida en la masa de hormigón.

También verificar la correcta posición de los estribos que más tarde servirán como puntos de agarre para el transporte de la pieza.

Tras la ejecución de las muestras así como de las probetas de acompañamiento se procede al curado de las piezas. Se realiza mediante riego directo de agua, con cuidado para no producir el lavado superficial de la pasta y después se tapa con láminas de polietileno para mantener la humedad. Tras endurecer el hormigón, a los 7 días las piezas son acopiadas hasta su ensayo.

#### 4.2.5. Protocolo de ensayo

Para la realización correcta de los ensayos es imprescindible una planificación estricta y un control de todos los pasos necesarios para su realización. En este anejo se propone un protocolo de ensayo en el cual se incluyen las tareas principales que hay que realizar en orden cronológico para no omitir ningún paso que puede llevar al fracaso del propio ensayo o parte del mismo. De este modo este documento sirve como hoja de control cada vez que se realiza un ensayo. Se distinguen las siguientes fases:

- Definición y planificación de ensayos
- Fabricación de piezas
- Preparación del ensayo
- Ensayo
- Post-proceso y análisis de resultados

A continuación se muestra todas las tareas que componen cada una de las fases.

##### **FASE 1: Definición y planificación de ensayos**

- Definición de las piezas
  - Determinación medios necesarios para la realización de la campaña experimental
  - Adecuación de equipos para su uso o bien diseño de piezas necesarias para realización de la campaña experimental
  - Confección planos de piezas y elementos adicionales para la realización de la campaña experimental
  - Determinación de las características de las piezas a ensayar
  - Cálculo de armado y detalles de armado
  - Confección de los planos de armado
- Definición de la instrumentación
  - Confección de planos de galgas extensométricas de acero
  - Confección de planos de ubicación de transductores de desplazamiento
  - Confección de planos de ubicación de puntos de medida DMEC
  - Confección de planos de ubicación acelerómetros
  - Definición de configuración de canales de adquisición de datos
  - Impresión etiquetas para nombrar instrumentación
- Materiales necesarios
  - Listado de los materiales necesarios para los ensayos

- Revisar material disponible en laboratorio
- Suministro de ferralla
  - Encargar a taller especializado ferralla según planos de armado

## **FASE 2: Fabricación de piezas**

- Realización fotografías durante todo el proceso
- Trabajos relacionados con la ferralla
  - Recepción de la ferralla: Comprobación adecuación geométrica respecto a planos de armado
  - Instrumentación de la ferralla: Colocación de galgas extensométricas de acero
    - Disposición de galgas
    - Registro factor de galga de la remesa
    - Etiquetado galgas
    - Colocación de punteras
    - Protección y agrupamiento del entramado de cables resultante
  - Colocación de separadores según planos de armado
  - Colocación de la ferralla sobre mesa de encofrado
- Preparación pieza para hormigonado
  - Elaboración moldes a partir de madera según planos
  - Colocación de moldes entre ferralla y separadores
  - Revisión final antes de hormigonado
- Hormigonado
  - Vertido y vibrado correcto
  - Asegurar armadura colocada en la pieza para permitir su izado con puente grúa tras endurecer el hormigón
  - Comprobar cableado de galgas
  - Curado mediante riego con agua y cubrición con laminas de polietileno
  - Elaboración probetas de acompañamiento
  - Cubrición probetas de acompañamiento con láminas de polietileno
- Desencofrado probetas de control (a las 24 h tras hormigonado)
  - Desmoldeado y limpieza cuidadosa de moldes
  - Identificar probetas de acompañamiento
  - Traslado probetas de acompañamiento a cámara húmeda
- Desencofrado probetas (a los 7 días tras hormigonado)

- Desencofrado de piezas
- Limpieza cuidadosa de encofrado y mesa de encafrados
- Acopio de las probetas

### **FASE 3: Preparación del ensayo**

- Colocación de la pieza
  - Limpieza y picado previo a la puesta de la pieza de la zona de barras roscadas: rebabas, hormigón adherido a la rosca de las barras,...
  - Izado y colocación del marco sobre el perfil metálico
  - Nivelación y colocación de tuercas
  - Apretado de tuercas con par suficiente
  - Toma de datos aceleraciones del marco vacío antes del ensayo
  - Colocación del relleno de mampostería si procede
  - Elaboración muestras de mortero de acompañamiento si procede
- Preparación de la instrumentación
  - Montaje de la estructura auxiliar que aloja a los transductores de desplazamiento
  - Conexión de transductores según planos
  - Conexión de galgas según planos
  - Pegado de los puntos de medida DMEC según planos
  - Ejecución taladros para alojar acelerómetros
  - Colocación trípodes y cableado necesario para fotogrametría
- Operaciones generales
  - Refrentado probetas de control a ensayar tras ensayo del marco

### **FASE 4: Ensayo**

- Operaciones previas
  - Realización fotografías durante todo el proceso
  - Configuración cámaras según parámetros de laboratorio.
  - Sincronización horaria entre equipo de adquisición de datos y cámaras
  - Comprobación mediante software de adquisición de datos:
    - Correcto funcionamiento galgas
    - Correcta conexión transductores
  - Configuración software adquisición de datos:
    - Nombre del archivo
    - Formulas

- Gráficas
  - Toma de datos aceleraciones del marco antes del ensayo\*
  - Comprobación mangueras actuador
  - Comprobación conexión del Druc
- Inicio del ensayo:
  - Puesta en marcha cámaras
  - Seguimiento gráficas
  - Finalización del ensayo
  - Toma de datos aceleraciones del marco después del ensayo del ensayo\*
- Post ensayo:
  - Almacenamiento de toda la información generada
  - Desmontaje equipos utilizados
  - Desconexión instrumentación
  - Traslado de la probeta a contenedor
  - Limpieza zona de ensayo
  - Rotura probetas de acompañamiento
    - Hormigón
    - Mortero
- Operaciones iniciales de oficina
  - Creación copia de seguridad archivos generados en ensayo
  - Anotación comentarios/curiosidades ensayo
  - Organización archivos según sistema preestablecido

#### **FASE 5: Post-proceso y análisis de resultados**

- Análisis datos correspondiente a deformaciones (galgas)
- Análisis datos correspondiente a desplazamientos (transductores)
- Análisis de datos correspondientes a desplazamientos (DMEC)
- Análisis datos correspondiente a aceleraciones (acelerómetros)
- Análisis datos correspondiente a fotografías
- Elaboración de fichas
- Análisis de resultados
- Planificación ensayos INSISO a partir de la experiencia recogida

\*Dependiendo del ensayo se realizan más o menos tomas de medida de aceleraciones

(Tabla 4):

| MARCO | MEDICIONES REALIZADAS |               |                |               |
|-------|-----------------------|---------------|----------------|---------------|
|       | ANTES VACÍO           | ANTES RELLENO | DEPUÉS RELLENO | DESPUÉS VACÍO |
| I     | SI                    | NO            | NO             | SI            |
| II    | SI                    | SI            | SI             | NO            |
| III   | SI                    | SI            | SI             | SI            |
| IV    | SI                    | SI            | SI             | SI            |

*Tabla 4: Mediciones de las aceleraciones realizadas en los ensayos*

El proceso de medida de aceleraciones se compone de los siguientes pasos:

- Previa ejecución de los taladros y colocación de barra roscada métrica 8 mm
- Colocación de sensores
- Conexión equipo de adquisición de datos a fuente de alimentación
- Conexión sensores-equipo de adquisición de datos
- Comprobación de canales
- Configuración del archivo
- Comprobación ruido nulo o muy bajo
- Realización de la medición:
  - Golpe longitudinal
  - Golpe transversal
  - Comprobación archivos
- Retirada sensores



## CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

La campaña experimental se compone de un total de 4 ensayos. El primer ensayo se trata de un marco de hormigón armado sin relleno. Los otros tres son marcos de hormigón armado con relleno de mampostería. En los ensayos con relleno de mampostería los especímenes son similares a excepción del material de relleno de la junta superior relleno-viga. En los ensayos II y IV se ha realizado mediante mortero mientras que en el ensayo III se ha realizado con yeso. En la *Tabla 5* se muestra un resumen de los ensayos experimentales realizados:

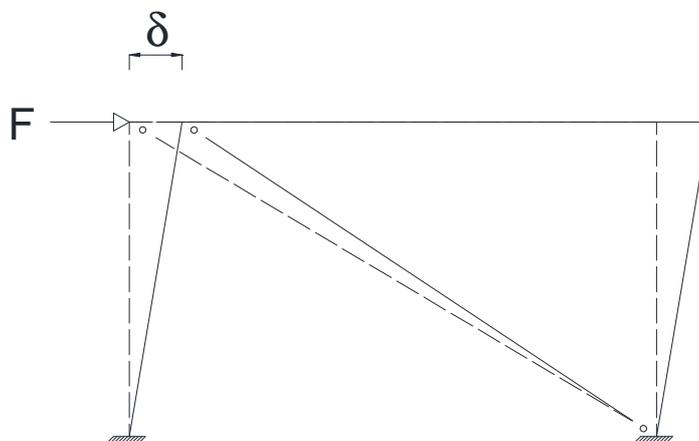
| Ensayo | Relleno | Material junta superior | Carga máxima (KN) |
|--------|---------|-------------------------|-------------------|
| I      | No      | No                      | 83.5              |
| II     | Si      | Mortero                 | 93.6              |
| III    | Si      | Yeso                    | 95.7              |
| IV*    | Si      | Mortero                 | 85                |
| IV     | Si      | Mortero                 | 60.2              |

*Tabla 5: Resumen ensayos*

\*En el Ensayo IV se cargó el espécimen 60.2 KN debido a problemas técnicos en el equipo de introducción de carga. Para esta carga se produjo fisuración en el pórtico. Se retiró la carga y se inició nuevamente el ensayo. Los valores mostrados en IV\* se corresponden con la segunda parte del ensayo, en la cual se pudo cargar la muestra de forma controlada. Los valores mostrados en IV, se corresponden con el primer ciclo de carga accidental.

### 5.1. Estudio de la rigidez

La rigidez estudiada es la correspondiente a un pórtico con relleno de mampostería que tiene una fuerza horizontal aplicada en cabeza de pilar, de este modo al introducir la deformación se tiene tanto la resistencia a flexión del pórtico como la distorsión que sufre el relleno de mampostería y la interacción entre ambos elementos tal y como se observa en la (*Figura 34*) .



*Figura 34: Rigidez pórtico*

A partir de los datos obtenidos en los ensayos se han calculado las rigideces a lo largo del ensayo. En primer lugar a partir de la relación entre la carga y desplazamiento en cabeza de pilar se ha observado en qué puntos cambia la tendencia. Se ha discretizado en un total de 4 tramos para cada ensayo calculándose la rigidez para los tres primeros tramos. Se trata de puntos que a estima se han considerado interesantes.

A continuación se muestran los resultados carga-desplazamiento para cada uno de los ensayos realizados.

### 5.1.1. Ensayo I

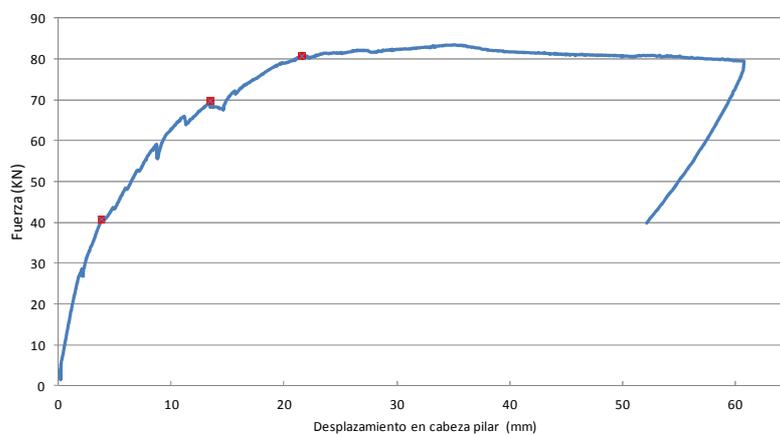


Figura 35: Puntos de interés ensayo I

Como se puede observar en la Figura 35, se aprecian distintos cambios en la rigidez del pórtico. Se ha estudiado la rigidez del pórtico en cada uno de estos tramos así como las medidas correspondientes en los puntos marcados, relativas a deformación en galgas y desplazamiento en transductores:

| Carga (kN)   | Deformación columna (1/1000) |       |       |       | Deformación dintel (1/1000) |       |       |      | Despl. columna (mm) |      |       |       |
|--------------|------------------------------|-------|-------|-------|-----------------------------|-------|-------|------|---------------------|------|-------|-------|
|              | G-1                          | G-2   | G-7   | G-8   | G-3                         | G-4   | G-5   | G-6  | CP 1                | CP 2 | CP 3  | CP 4  |
| <b>41.23</b> | 0.049                        | -0.37 | -0.39 | 0.01  | -0.04                       | 0.01  | 0.03  | 0.01 | 0.50                | 1.88 | 3.33  | 4.23  |
| <b>69.05</b> | 0.32                         | -1.50 | -1.35 | -0.14 | -0.47                       | -0.01 | -0.02 | 0.05 | 1.60                | 6.26 | 10.80 | 13.44 |
| <b>81.07</b> | 0.29                         | -1.88 | -1.95 | -0.18 | -0.76                       | -0.03 | -0.11 | 0.09 | 2.20                | 9.72 | 17.51 | 23.04 |

Tabla 6: Medidas en puntos de interés del Marco I

### 5.1.2. Ensayo II

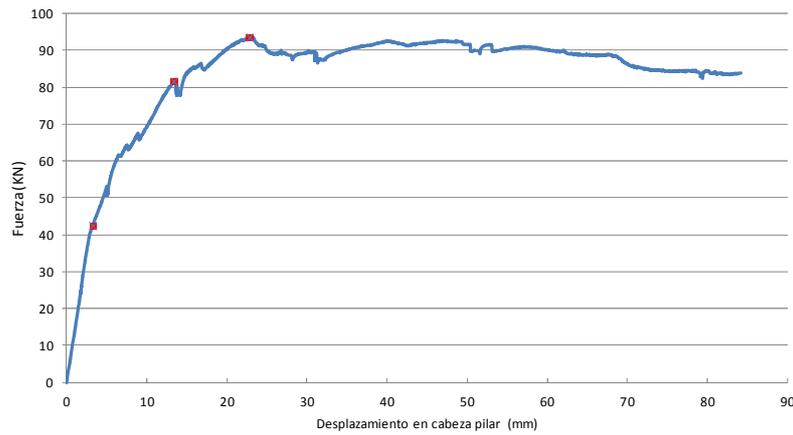


Figura 36: Puntos de interés Ensayo II

Como se puede observar en la Figura 36, se aprecian distintos cambios en la rigidez del pórtico. Se ha estudiado la rigidez del pórtico en cada uno de estos tramos así como las medidas correspondientes en los puntos marcados relativas a deformación en galgas y desplazamiento en transductores:

| Carga (KN) | Deformación columna (1/1000) |       |       |       | Deformación dintel (1/1000) |      |      |       | Despl. columna (mm) |       |       |       |
|------------|------------------------------|-------|-------|-------|-----------------------------|------|------|-------|---------------------|-------|-------|-------|
|            | G-1                          | G-2   | G-7   | G-8   | G-3                         | G-4  | G-5  | G-6   | CP 1                | CP 2  | CP 3  | CP 4  |
| 42.37      | 0.02                         | 0.00  | -0.02 | 0.03  | 0.01                        | 0.02 | 0.04 | -0.01 | 0.57                | 2.66  | 3.90  | 4.63  |
| 81.51      | 0.00                         | -0.02 | -1.48 | 0.06  | -0.06                       | 0.02 | 0.10 | -0.48 | 1.16                | 6.88  | 10.37 | 12.80 |
| 93.55      | 0.01                         | -0.04 | -1.98 | -0.10 | -0.03                       | 0.00 | 0.11 | -1.55 | 1.79                | 11.73 | 17.65 | 21.49 |

Tabla 7: Medidas en puntos de interés del Marco II

### 5.1.3. Ensayo III

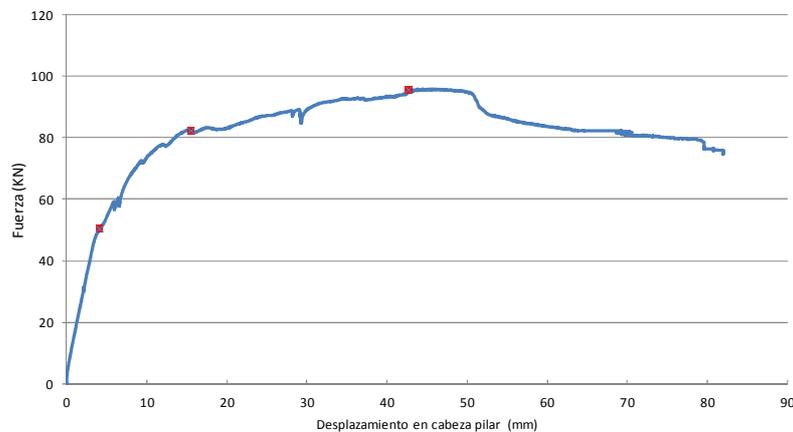


Figura 37: Puntos de interés Ensayo III

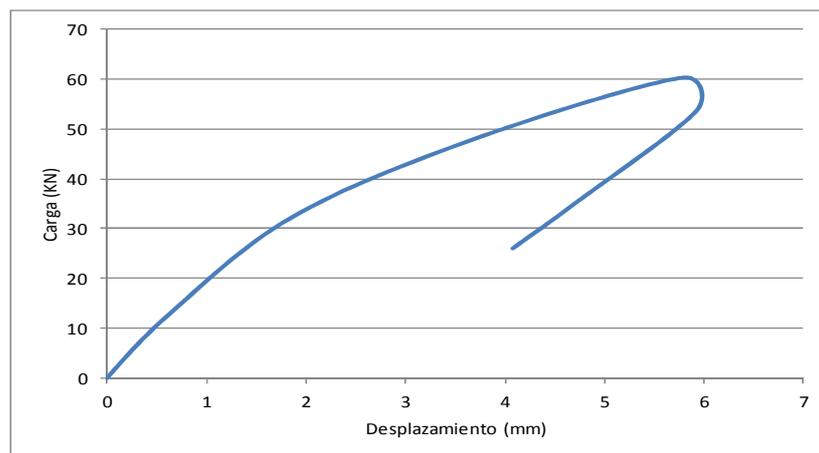
Como se puede observar en la *Figura 37*, se aprecian distintos cambios en la rigidez del pórtico. Se ha estudiado la rigidez del pórtico en cada uno de estos tramos así como las medidas correspondientes en los puntos marcados relativas a deformación en galgas y desplazamiento en transductores:

| Carga (KN) | Deformación columna (1/1000) |       |       |       | Deformación dintel (1/1000) |       |       |       | Despl. columna (mm) |       |       |       |
|------------|------------------------------|-------|-------|-------|-----------------------------|-------|-------|-------|---------------------|-------|-------|-------|
|            | G-1                          | G-2   | G-7   | G-8   | G-3                         | G-4   | G-5   | G-6   | CP 1                | CP 2  | CP 3  | CP 4  |
| 50.39      | 0.01                         | -0.02 | 0.05  | -0.10 | -0.02                       | 0.02  | 0.06  | -0.02 | 0.65                | 2.24  | 3.37  | 4.11  |
| 82.24      | -0.02                        | 0.12  | 0.02  | -4.05 | -0.07                       | 0.02  | 0.05  | -1.04 | 1.54                | 8.00  | 12.55 | 15.45 |
| 95.35      | -0.06                        | 0.02  | -0.11 | -0.33 | -0.21                       | -0.12 | -0.04 | -2.46 | 3.28                | 21.97 | 33.79 | 42.63 |

*Tabla 8: Medidas en puntos de interés del Marco III*

#### 5.1.4. Ensayo IV

##### 5.1.4.1. Primera parte



*Figura 38: Rigidez ensayo inicial Marco IV*

En la *Figura 38* se puede observar que hay un cambio de pendiente en la relación carga desplazamiento del marco relleno. Es debido a que se produce fisuración en el marco para este nivel de drift. A continuación se muestran las rigideces de ambos tramos:

|            |          |
|------------|----------|
| K 1 (KN*m) | 17328.43 |
| K 2 (KN*m) | 7129.54  |

*Tabla 9: Rigidez ensayo inicial IV*

### 5.1.4.2. Segunda parte

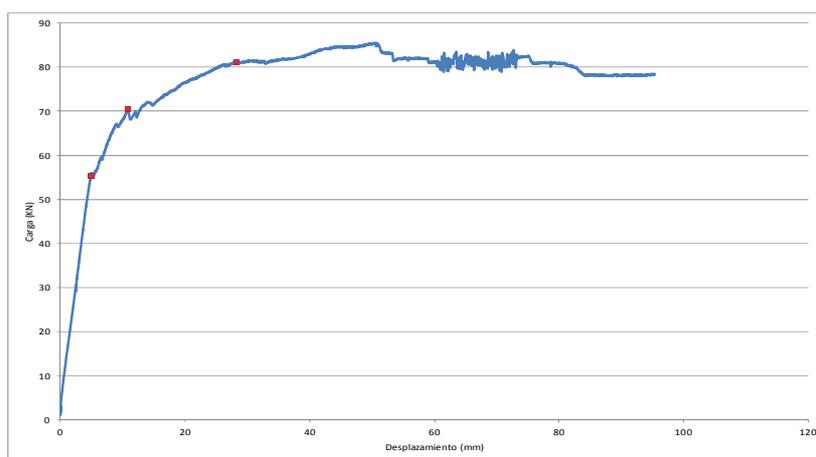


Figura 39: Puntos de interés Ensayo IV

Como se puede observar en la Figura 39, se aprecian distintos cambios en la rigidez del pórtico. Se ha estudiado la rigidez del pórtico en cada uno de estos tramos así como las medidas correspondientes en los puntos marcados relativas a deformación en galgas y desplazamiento en transductores:

| Carga (KN) | Deformación columna (1/1000) |       |      |       | Deformación dintel (1/1000) |       |       |       | Despl. columna (mm) |       |       |       |
|------------|------------------------------|-------|------|-------|-----------------------------|-------|-------|-------|---------------------|-------|-------|-------|
|            | G-1                          | G-2   | G-7  | G-8   | G-3                         | G-4   | G-5   | G-6   | CP 1                | CP 2  | CP 3  | CP 4  |
| 55.52      | -0.06                        | -0.35 | 0.03 | -0.17 | 0.00                        | -0.07 | 0.08  | -0.30 | 0.71                | 3.98  | 6.28  | 7.92  |
| 70.41      | -0.13                        | -0.66 | 0.05 | -0.52 | 0.01                        | -0.26 | 0.07  | -1.05 | 1.11                | 7.93  | 12.53 | 15.72 |
| 81.12      | -0.15                        | -1.05 | 0.05 | -0.67 | -0.02                       | -0.53 | -0.22 | -1.08 | 1.90                | 15.68 | 24.82 | 31.58 |

Tabla 10: Medidas en puntos de interés del Marco IV

### 5.1.5. Comparación de rigideces entre ensayos

A continuación (Tabla 11) se muestran los valores de rigidez obtenidos para cada uno de los tramos en los que ha sido discretizada la curva carga-desplazamiento (Figura 40) de los diferentes ensayos, así como la comparación gráfica entre los diferentes ensayos.

| ENSAYO | TRAMO   | F (KN) | Desp (mm) | K (KN/m) |
|--------|---------|--------|-----------|----------|
| I      | Primer  | 25.70  | 1.41      | 18226    |
|        | Segundo | 71.83  | 14.00     | 5130     |
|        | Tercer  | 82.18  | 24.13     | 3405     |
| II     | Primer  | 31.26  | 1.41      | 22170    |
|        | Segundo | 85.30  | 14.01     | 6088     |
|        | Tercer  | 93.10  | 19.00     | 4900     |
| III    | Primer  | 25.69  | 1.42      | 18094    |
|        | Segundo | 82.39  | 14.02     | 5874     |
|        | Tercer  | 95.66  | 41.30     | 2316     |
| IV*    | Primer  | 24.26  | 1.4       | 17328    |
|        | Segundo | 68.97  | 14.01     | 4922     |
|        | Tercer  | 85.35  | 51.79     | 1648     |

Tabla 11: Rigideces por tramos a partir de puntos de interés

\*Resultados correspondientes a la segunda fase del ensayo.

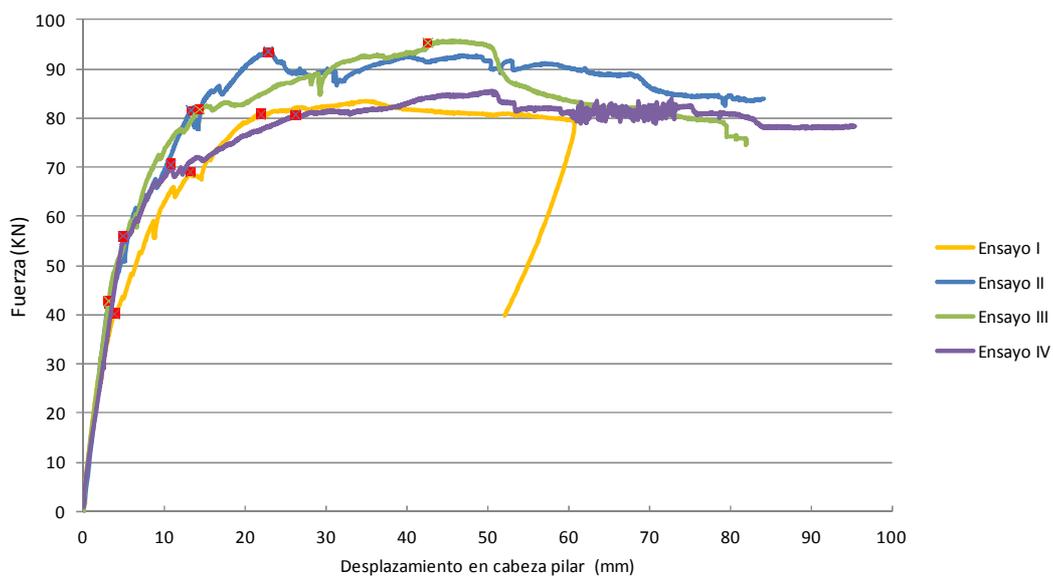


Figura 40: Comparación puntos de interés

Por otra parte, se ha calculado la rigidez elástica según el ACI 374 (47), como se muestra en la Figura 41. Para ello se necesita conocer la carga que produce la plastificación del sistema, Q. Se trata del punto en la relación fuerza desplazamiento de la estructura para el cual un pequeño incremento de fuerza supone un gran incremento de desplazamiento. Debido a la dificultad que supone estimar la carga exacta Q, se ha tomado como Q la carga máxima obtenida en cada ensayo. El valor de Q se reduce por un coeficiente  $\alpha$  que puede oscilar entre 0.65 y 0.75, en función del tipo de elemento que se esté estudiando. En este caso para elementos a flexión se toma el valor de 0.75. Con el valor de  $0.75 \cdot Q$ , se calcula la rigidez

secante desde el inicio del ensayo, con este proceso obtenemos la rigidez inicial de la estructura. A continuación si se prolonga la línea con la rigidez obtenida hasta su corte con el valor de  $Q_y$ , se obtiene  $\delta_y$ , que se trata del desplazamiento horizontal que produce la plastificación del sistema. Finalmente si se toma este valor y se divide entre la altura de la columna, 1400 mm, se obtiene el drift de plastificación. En la *Tabla 12*, se muestran las rigideces elásticas obtenidas para cada uno de los ensayos:

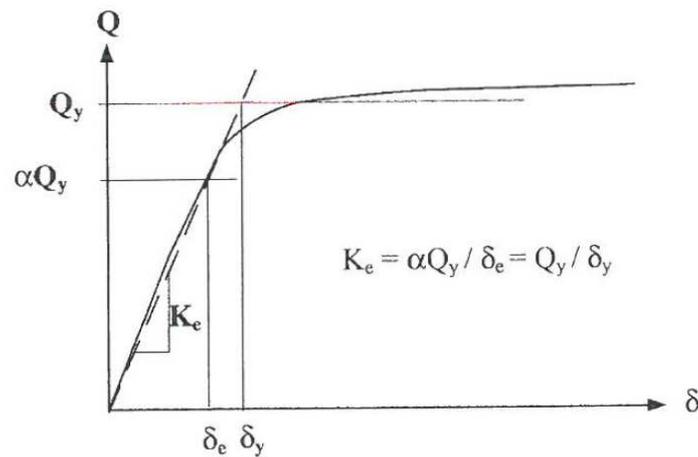


Figura 41: ACI 374: Cálculo rigidez inicial

| Ensayo | Q máx (kN) | $\alpha N^*Q(kN)$ | $\delta_\alpha$ (mm) | $K_e$ (kN*m) | $\delta_y$ (mm) | drift $y$ (%) |
|--------|------------|-------------------|----------------------|--------------|-----------------|---------------|
| I      | 83.52      | 62.64             | 8.71                 | 7192         | 11.61           | 0.83          |
| II     | 93.61      | 70.21             | 9.88                 | 7107         | 13.17           | 0.94          |
| III    | 95.79      | 71.85             | 8.46                 | 8489         | 11.28           | 0.81          |
| IV*    | 85.49      | 64.12             | 7.96                 | 8057         | 10.61           | 0.76          |

Tabla 12: Valores obtenidos según ACI 374 (47)

\*Resultados correspondientes a la segunda fase del ensayo

Finalmente se hace un estudio de la rigidez de cada espécimen ensayado en función de la carga, los ensayos II y III presentan rigideces mayores al I y IV tal y como se observa en la *Tabla 13*, si bien al ser analizada de manera relativa a los valores obtenidos en cada ensayo no se observa el aumento de rigidez real que supone la introducción del relleno. En la *Tabla 13* se muestran las rigideces obtenidas en cada uno de los ensayos en función del nivel de carga. Comparando los valores entre pórtico relleno y pórtico vacío, se observa que los marcos rellenos tienen una rigidez mayor al vacío para los casos de carga estudiado, a excepción del ensayo IV fase dos, que no se tienen en cuenta los resultados para este análisis. Las rigideces obtenidas muestran que la introducción del relleno provoca un incremento medio de la rigidez respecto al marco sin relleno del 150% para las distintas cargas estudiadas.

| Ensayo | F=50 KN       |          | F=60 KN       |          | F=70 KN       |          | F=80 KN       |          |
|--------|---------------|----------|---------------|----------|---------------|----------|---------------|----------|
|        | $\delta$ (mm) | K (kN/m) |
| I      | 5.63          | 8142     | 8.16          | 6839     | 13.46         | 4864     | 18.97         | 3971     |
| II     | 2.45          | 10483    | 3.91          | 9090     | 7.64          | 5937     | 10.07         | 5495     |
| III    | 3.42          | 14636    | 5.54          | 10832    | 7.54          | 9296     | 12.17         | 6575     |
| IV     | 3.84          | 12989    | 5.92          | 10418    |               |          |               |          |

Tabla 13: Rigidez en función de la carga

Los valores del ensayo IV corresponden al primer ensayo realizado en este marco.

A continuación, en la *Figura 42*, se comparan las rigideces experimentales obtenidas con las teóricas a partir de la formulación propuesta por cada uno de los autores citados en el Capítulo II. Como se puede observar las formulaciones con grandes valores de rigidez se solapan, diferenciándose la de Tomazevic (40) con relleno colapsado y la de los resultados obtenidos con los tres ensayos experimentales con relleno.

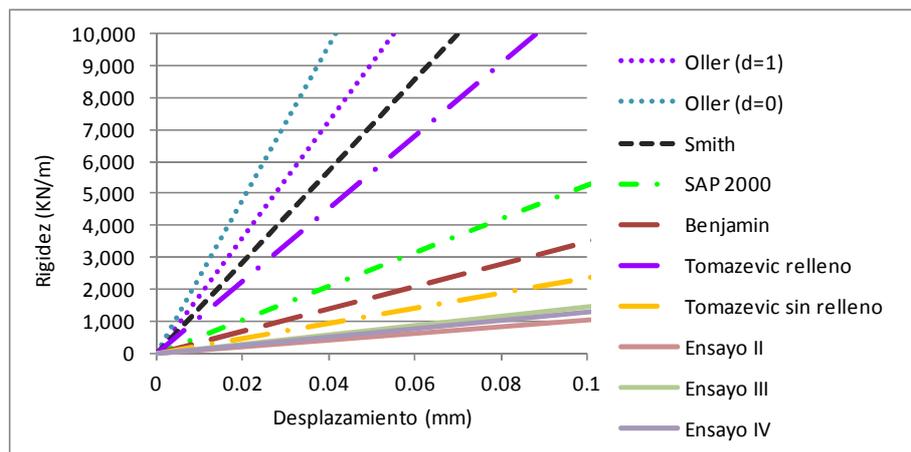


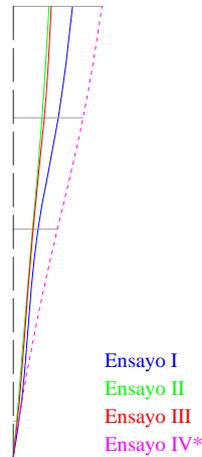
Figura 42: Rigideces teóricas obtenidas

Un factor que puede justificar la diferencia entre valores teóricos y experimentales es la relación entre la altura y la luz del pórtico. Las formulaciones empleadas están pensadas para pórticos con relaciones luz/altura superiores a la unidad, mientras que la relación luz/altura que se tiene en este marco es aproximadamente de 0.7. El relleno de mampostería se trata de un material ortotrópico puesto que la rigidez es distinta según la dirección de la carga aplicada. La dirección de la biela equivalente en el relleno objeto de estudio es más vertical que en los marcos analizados en la bibliografía, lo que implica un trabajo de la biela a corte y no sólo a axil, siendo la rigidez en esta dirección menor.

Otro factor a considerar es la rigidez del propio relleno, que en el caso objeto de estudio de este trabajo es muy inferior al que presentan la mayoría de los rellenos estudiados en la bibliografía, realizados a base de ladrillos macizos.

### 5.1.6. Deformación en las columnas

A continuación se muestra la deformada obtenida en el pilar derecho para los cuatro ensayos realizados para una carga de 80 kN (*Figura 43*).



*Figura 43: Comparación deformada soporte derecho carga 80 kN*

La línea a trazos de color negro se corresponde con la posición inicial de la columna antes del inicio del ensayo. Las cuatro líneas horizontales se corresponden con la posición de los puntos de medida. La deformación horizontal ha sido aumentada 10 veces para poder ser apreciada frente a la altura del Marco.

Como se puede observar, en los Ensayos II y III, la columna se deforman menos que en el Ensayo I para la carga mostrada. Esta disminución en la deformabilidad de la columna es debido a la introducción del relleno. En el Ensayo IV debido a la introducción de la carga de 60.2 kN al inicio del ensayo ha resultado ser más deformable que el Ensayo I. La deformabilidad del marco en vacío es entre 1.4 y 1.9 veces superior a la del marco relleno, descartando el resultado expuesto del Ensayo IV.

## 5.2. Carga última

### 5.2.1. Ajuste del modelo del pórtico sin relleno

A continuación se comparan los resultados obtenidos mediante los ensayos numéricos realizados con los diversos factores de empotramiento estudiados y los resultados obtenidos en el Ensayo I, que se trata de un marco sin relleno. Con ello se calcula que factor estima de forma más exacta la carga máxima para proceder a la calibración del modelo. En la *Figura 44* se pueden observar los resultados obtenidos.

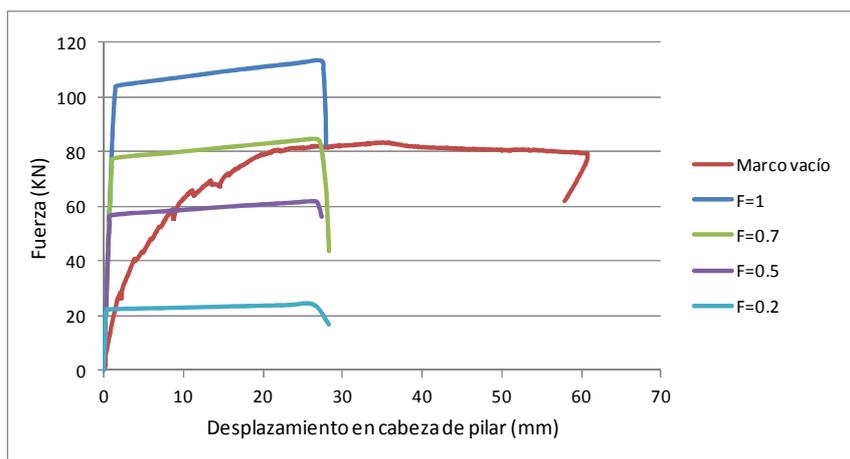


Figura 44: Calibración factor de empotramiento del modelo sin relleno

La curva roja se corresponde con los resultados experimentales obtenidos. La curva que mejor aproxima la carga máxima es la verde, que se corresponde con un factor de empotramiento de 0.7. La carga máxima obtenida en el marco sin relleno ha sido 83.5 kN, con los valores de carga máxima mostrados en la *Tabla 14*, se puede ver que con el factor de empotramiento 0.7 se obtiene una carga máxima teórica cercana a la experimental, concretamente un 1.5 % superior.

|                   | F=1   | F=0.7 | F=0.5 | F=0.2 |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|
| Carga máxima (kN) | 113.3 | 84.8  | 62.1  | 24.4  |

Tabla 14: Valores obtenidos modelo sin relleno

### 5.2.2. Evaluación del ancho de la biela de las formulaciones estudiadas

Con los anchos de biela obtenidos por los diversos autores (Figura 45) estudiados en el CAPÍTULO II: se estudia cómo varía el ancho de biela.

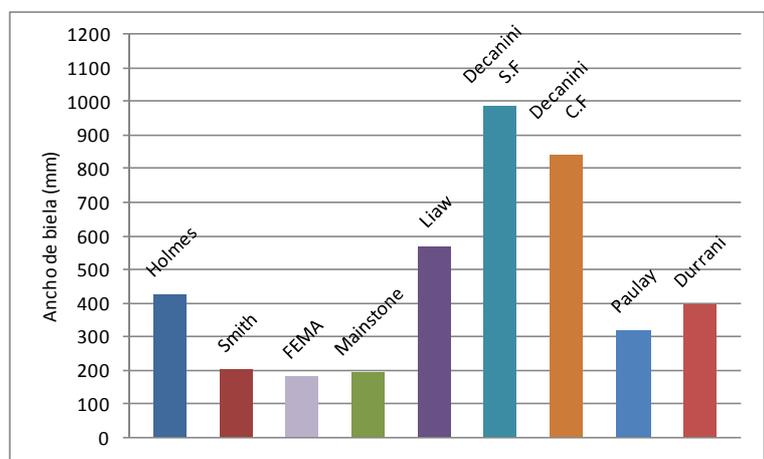


Figura 45: Comparación anchos de biela

Como se puede observar en la figura las diferencias entre los autores son significativas, obteniendo unos valores claramente más altos (Decanini (36) con relleno fisurado y sin fisurar), otros valores claramente inferiores (Smith (13), Fema 273 (33) y Mainstone (34)) y otros intermedios (Holmes (32), Paulay y Priestley (30) y Durrani (37)).

El ancho de la biela es un factor muy importante a tener en cuenta en el modelo de cálculo, debido a que influye en el valor máximo de fuerza que puede resistir la biela de compresión así como la componente horizontal de la rigidez axial de la biela. De este modo, si se toman valores del ancho de biela pequeños, se puede estar infravalorando el relleno y obtener una carga última inferior y desplazamientos mayores a los reales mientras que si se sobreestima el valor del ancho, se pueden obtener cargas últimas mayores a las reales y desplazamientos menores. Como se ha explicado, el modelo empleado para el cálculo de carga última en el Capítulo IV ha sido el propuesto por Paulay y Priestley (30) con el ancho de biela correspondiente.

Del estudio de los modos de fallo realizado en el Capítulo V, se concluye que para el único ensayo que ha tenido un mecanismo de colapso por compresión diagonal en el relleno, el ancho experimental de la biela para la carga máxima ha sido de 220 mm. Este valor se sitúa entre los valores obtenidos mediante las formulaciones de Smith (13), Mainstone (34), la Fema 273 (33) y el de Paulay y Priestley (30).

### 5.2.3. Estudio anchos de biela pórtico relleno

Una vez calibrado el modelo para el marco sin relleno con el factor de empotramiento de 0.7, se estudia la carga última del modelo con relleno implementando los valores de ancho de biela obtenidos según cada autor. A continuación se muestran los resultados obtenidos para ser comparados con las curvas experimentales carga-desplazamiento. Para estudiar cómo afecta el factor ancho de biela, se elaboran ensayos numéricos con los valores propuestos por los diferentes autores para ver su ajuste con el ensayo experimental. Es decir, se realiza el modelo de la biela equivalente introduciendo el ancho de biela propuesto por cada autor y estimando la carga máxima que resiste la biela con dicho ancho. Se realiza esta operación para cada autor y se representan los resultados obtenidos.

Como se observa en la *Figura 46*, los valores obtenidos mediante las formulaciones propuestas por Smith (13), Mainstone (34) y la Fema 273 (33) son muy similares entre sí debido a la similitud del ancho de biela obtenido, teniendo una estimación de la carga máxima ligeramente inferior para el caso del Ensayo II. Mediante la formulación de Paulay y Priestley (30) se obtiene un valor de la carga máxima un 8.7 % superior a la experimental media. Con las

otras formulaciones se obtienen valores mayores de carga máxima. En la *Tabla 15* se muestran las cargas máximas obtenidas con el ancho de biela propuesto por cada autor.

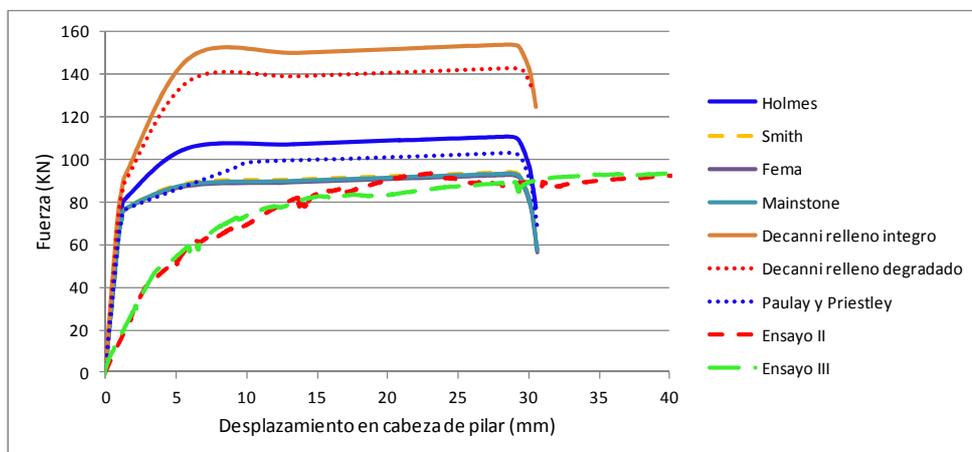


Figura 46: Estudio modelo marco relleno

|                          | Holmes<br>(32) | Smith<br>(13) | Fema<br>(33) | Mainstone<br>(34) | Decanini<br>relleno<br>integro (36) | Decanini<br>relleno<br>degradado<br>(36) | Paulay y<br>Priestley<br>(30) |
|--------------------------|----------------|---------------|--------------|-------------------|-------------------------------------|--|-------------------------------|
| <b>Carga máxima (kN)</b> | 110.8          | 93.9          | 92.3         | 93.1              | 153.8                               | 142.4                                    | 102.9                         |

Tabla 15: Cargas máximas en función de ancho de biela

En la *Tabla 16* se muestran los resultados experimentales obtenidos. El valor medio de la carga experimental que se muestra en el caso de marco vacío se corresponde con los valores obtenidos en el Ensayo I mientras que para el caso relleno se corresponde con la media de los valores de los Ensayos II y III, habiéndose prescindido del IV debido a la carga inicial que se ha introducido en este ensayo accidentalmente, que ha producido una degradación en el marco previa al ensayo que afecta a los valores de carga última obtenidos.

| Ensayo                | Carga máxima experimental (kN) | Valor medio experimental (kN) |
|-----------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| I (vacío)             | 83.5                           | 83.5                          |
| II (relleno mortero)  | 93.6                           | 94.65                         |
| III (relleno yeso)    | 95.7                           |                               |
| IV* (relleno mortero) | 85                             | -                             |

Tabla 16: Estudio carga última

\*Resultados correspondientes a la segunda fase del ensayo

Se observa el incremento de resistencia que aporta el relleno de mampostería sobre el marco vacío. El relleno ha aumentado la carga última un 13.4 %. Este aumento en la carga última es muy inferior a la proporción que se ha podido observar en los trabajos consultados

que puede ser desde un 50 % hasta un 200 % respecto al marco vacío. Los factores que pueden afectar a este hecho pueden ser:

- El tipo de piezas utilizadas para la elaboración del relleno son ladrillos huecos de arcilla cocida, que son relativamente poco resistentes en comparación con los rellenos utilizados por otros autores.
- El hecho de tener una proporción entre la luz y la altura tan reducida hace que la biela de compresión que se produce en el relleno tenga una fuerte inclinación. Esto produce una reducción considerable en los modelos teóricos en la resistencia máxima de la biela equivalente.

A continuación se comparan las cargas últimas obtenidas mediante el modelo teórico con el ancho de biela propuesto por Paulay y Priestley (30) con las experimentales. El valor teórico obtenido en el caso de marco relleno ha sido un 8.7 % superior al obtenido experimentalmente, mientras que el valor teórico obtenido para el caso del marco relleno es un 1.5 % superior al valor medio experimental obtenido.

#### 5.2.4. Estudio analítico carga máxima marco relleno

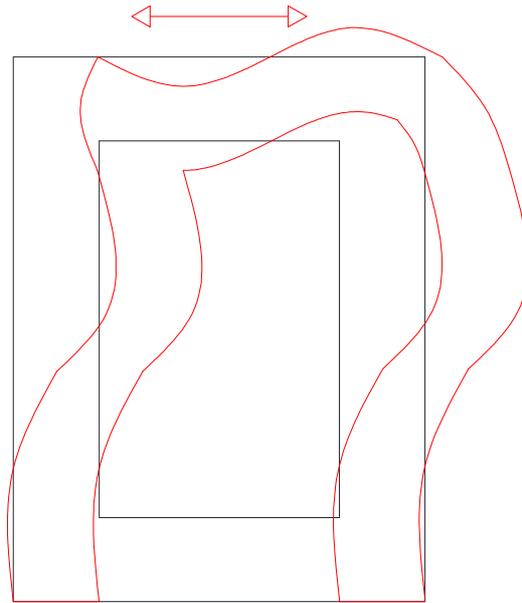
También se ha obtenido la carga máxima mediante la expresión propuesta por Holmes (32). Como se puede observar su valor es del orden de magnitud de 6 veces el experimental medio obtenido:

$$H = \frac{24 \cdot E_c \cdot I_c \cdot \varepsilon_0 \cdot d}{h^3 \cdot \left[ 1 + \frac{I_c}{I_b} \cdot \cot \vartheta \right] \cdot \cos(\vartheta)} + A_w \cdot f \cdot \cos(\vartheta) = 582.4 + 43.4 = 625.8kN$$

#### 5.3. Frecuencias propias de vibración

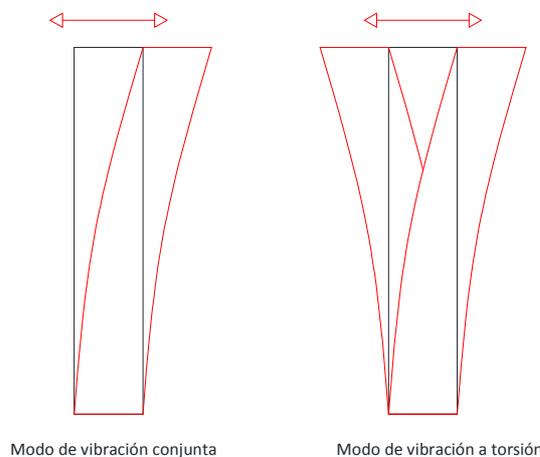
Para la obtención de las frecuencias propias de vibración se han realizado excitaciones sobre el marco tanto en sentido longitudinal como transversal. La vibración producida por el marco ha sido monitorizada mediante los acelerómetros y a partir del registro de aceleraciones se obtienen las frecuencias de vibración mediante la aplicación de la transformada de Fourier. Esta función está implementada en el software de los acelerómetros.

En el caso del golpe longitudinal parece lógico que el modo de vibración que se active sea el primero, que consiste en el pórtico vibrando en su plano con desplazamientos horizontales tanto en columnas como en dintel superior (*Figura 47*).

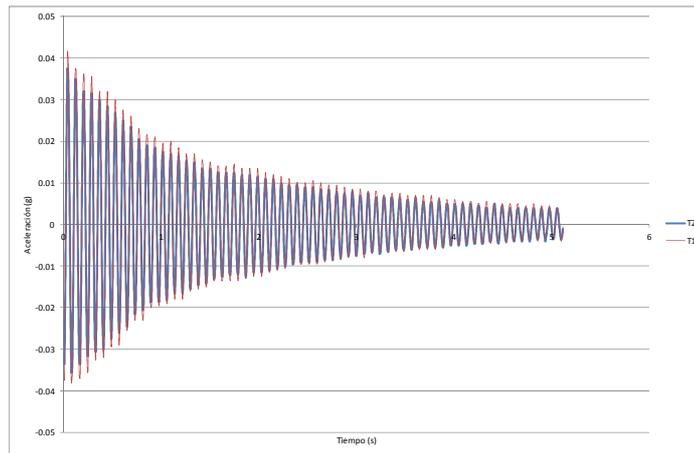


*Figura 47: Modo de vibración longitudinal*

En cambio para el estudio de vibraciones en el plano transversal la excitación ha sido introducida en una de las columnas. Debido a la no simetría en el reparto de la acción podía darse el caso de que se activara un modo de vibración en el cual las columnas tienen desplazamientos horizontales en la misma dirección pero en sentidos contrarios en lugar de desplazarse en conjunto hacia un lado y hacia el otro (*Figura 48*). Para comprobar si se está activando el modo de vibración conjunto o el de torsión se han analizado los registros de aceleraciones. En caso de ser la vibración conjunta las aceleraciones deberían coincidir en los sensores T1 y T2. Por el contrario, si se produce la vibración por torsión se deberían tener los registros para el golpe de T1 y T2 con signos diferentes. A continuación se muestra la gráfica donde se superponen ambos registros y se puede observar que el marco vibra de forma solidaria en la misma dirección (*Figura 49*).



*Figura 48: Posibles modos de vibración trasnversal*



*Figura 49: Comparación registros T1 y T2*

A continuación se analizan los valores obtenidos en las diferentes mediciones realizadas. Los valores se muestran en el Anejo I.

El Ensayo I fue el primer ensayo en el cual se usó la instrumentación, por lo que las medidas en algunos casos no fueron correctamente tomadas o hubo problemas con el análisis de los datos. Los valores analizados del golpe longitudinal solo han podido ser estudiados para el caso de después del ensayo, por lo que no se puede comparar con las mediciones tras el ensayo. En cuanto a los valores analizados del golpe transversal indican que rellenar el marco no afecta a los modos de vibración del plano transversal al marco.

En el Ensayo II las frecuencias registradas en T1 y T2 con el golpe longitudinal coinciden antes y después del ensayo con el marco relleno, es decir, el relleno no afecta a los modos de vibración del plano transversal al pórtico. En el golpe longitudinal con el registro de L parece que con el marco relleno antes del ensayo se activen varios modos de vibración.

En el Ensayo III se puede decir que tanto los valores registrados en T1 como en T2 indica que las frecuencia propia del marco cuando vibra en transversal es la misma para el marco relleno y vacío, lo que cambia es entre antes del ensayo y después del ensayo. Parece que el hecho de rellenar no afecta la frecuencia de vibración en el sentido transversal al marco. Respecto a los registros de la vibración en el plano del marco parece que la más pequeña es cuando está sin relleno antes de ensayar; relleno antes del ensayo no se aprecia bien la frecuencia fundamental. Tras el ensayo la frecuencia de vibración del marco relleno es algo superior a la del marco vacío tras el ensayo, pese a la degradación del relleno sigue ejerciendo efecto en la rigidez del marco.

Finalmente en el Ensayo IV se dispone de mediciones con resultados coherentes para todas las tomas de datos realizadas. Los datos registrados con los sensores T1 y T2 indican que el relleno no afecta a la rigidez en el plano transversal del pórtico. Se aprecia una disminución

en los valores registrados mediante T1 y T2 en la frecuencia de vibración antes y después del ensayo debido a la degradación del marco. Los datos registrados con el sensor L indican que al construir el relleno el marco tiene el mismo periodo de vibración fundamental pero aparece otro modo de mayor frecuencia indicando su mayor rigidez. Las medidas tras el ensayo de L, indican que el marco es más flexible debido a la degradación del mismo, siendo las frecuencias de vibración menores a las registradas inicialmente. Finalmente se puede observar el solape de las medidas de L para el marco relleno y vacío después del ensayo, esto es debido a que el relleno esta tan degradado que no afecta al comportamiento estructural del marco.

A continuación, se muestra en la *Tabla 17* un resumen con todos los valores numéricos obtenidos.

| Ensayo | Mediciones L Golpe Long  |                         |                |               | Mediciones L Golpe Trans  |                  |                |                          |
|--------|--------------------------|-------------------------|----------------|---------------|---------------------------|------------------|----------------|--------------------------|
|        | Antes ensayo             |                         | Después ensayo |               | Antes ensayo              |                  | Después ensayo |                          |
|        | Vacío                    | Relleno                 | Vacío          | Relleno       | Vacío                     | Relleno          | Vacío          | Relleno                  |
| I      | NO                       | NO                      | 22.36          | No            | 11.5*                     | NO               | 22.26          | NO                       |
| II     | NO                       | 28.13,<br>35.94         | NO             | 27            | 26.6                      | 5.56, 34.2       | NO             | 5.27,<br>26.95*          |
| III    | 4.68,<br>12.59,<br>21.48 | 5.08,<br>22.65,<br>44.7 | 17.58          | 20.12         | 12.69                     | 12.5,<br>25      | 17.77          | 20.89                    |
| IV     | 33                       | 33.<br>43,5             | 17             | 18            | 11.1                      | 32.<br>42.<br>49 | 9.6            | 18                       |
| Ensayo | Mediciones T1 Golpe Long |                         |                |               | Mediciones T1 Golpe Trans |                  |                |                          |
|        | Antes ensayo             |                         | Después ensayo |               | Antes ensayo              |                  | Después ensayo |                          |
|        | Vacío                    | Relleno                 | Vacío          | Relleno       | Vacío                     | Relleno          | Vacío          | Relleno                  |
| I      | NO                       | NO                      | 11.33*         | NO            | 11.52                     | NO               | 11.23          | NO                       |
| II     | NO                       | 5.86,<br>13.67          | NO             | 5.27,<br>13.9 | 11.7,<br>16.79*           | 5.47,<br>13.67   | NO             | 5.27,<br>14.26,<br>42.97 |
| III    | 12.5                     | 12.5                    | 10.54          | 10.74         | 12.69                     | 12.5             | 10.74          | 10.35                    |
| IV     | 11.3                     | 11                      | 10             | 9.5           | 11.1                      | 11               | 9.8            | 6.10                     |
| Ensayo | Mediciones T2 Golpe Long |                         |                |               | Mediciones T2 Golpe Trans |                  |                |                          |
|        | Antes ensayo             |                         | Después ensayo |               | Antes ensayo              |                  | Después ensayo |                          |
|        | Vacío                    | Relleno                 | Vacío          | Relleno       | Vacío                     | Relleno          | Vacío          | Relleno                  |
| I      | NO                       | NO                      | 11.42*         | NO            | 11.52                     | NO               | 11.23          | NO                       |
| II     | NO                       | 5.86,<br>13.67          | NO             | 5.47,<br>13.9 | 11.7,<br>16.4,<br>46.8*   | 5.57,<br>13.77   | NO             | 5.27,<br>14.06,<br>42.97 |
| III    | 12.6                     | 12.5                    | 10.74          | 10.54         | 12.69                     | 12.3             | 10.74          | 10.54                    |
| IV     | 11.3                     | 11                      | 10             | 9.5           | 11.1                      | 10.5             | 9.8            | 6.10                     |

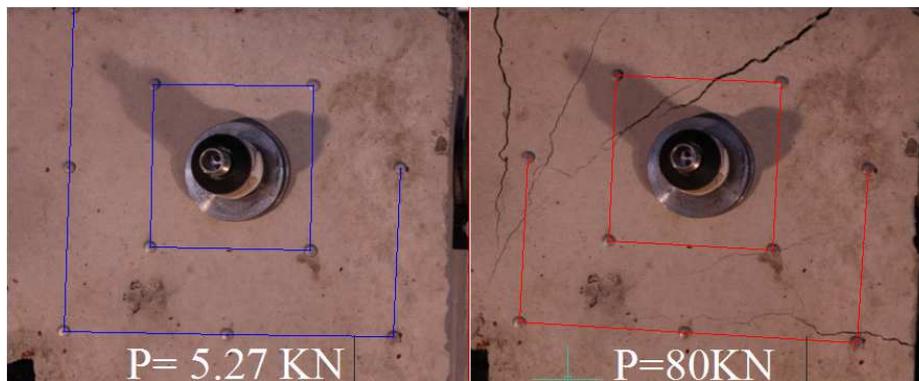
*Tabla 17: Resumen frecuencias (Hz). Comparación entre pórticos*

\*En las mediciones realizadas en el plano longitudinal de los especímenes se han detectado frecuencias de vibración que coinciden con la frecuencia del modo de vibración del plano transversal.

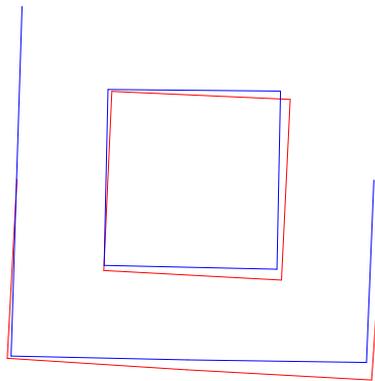
#### 5.4. Deformación en los DEMEC

A continuación se muestran los resultados obtenidos mediante las mediciones realizadas con los puntos de medida DEMEC así como la información obtenida mediante el análisis de las fotos tomadas durante el ensayo (*Figura 50*). Se compara la situación del nudo al inicio del ensayo con la situación tras la medición realizada (*Figura 51*).

Se muestran en primer lugar los resultados correspondientes al primer ensayo:

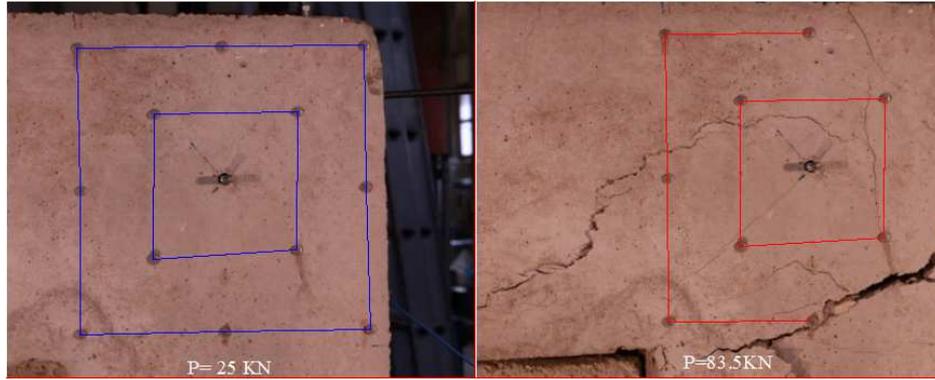


*Figura 50: Deformación nudo Marco I*

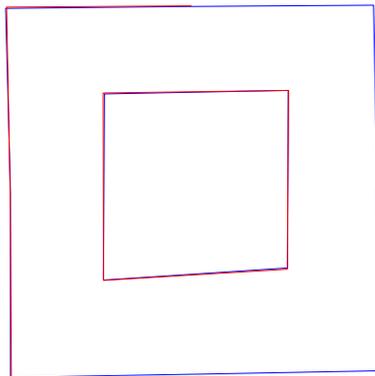


*Figura 51: Comparación deformación nudo Marco I*

A continuación se muestran los resultados correspondientes al Ensayo II (*Figura 52*). Como se puede observar el giro producido en el nudo es inferior al Ensayo I, debido a la incorporación del relleno. Se compara la situación del nudo al inicio del ensayo con la situación tras la medición realizada (*Figura 53*). El ángulo de giro estimado ha sido del orden de 3 veces inferior respecto al marco sin relleno.

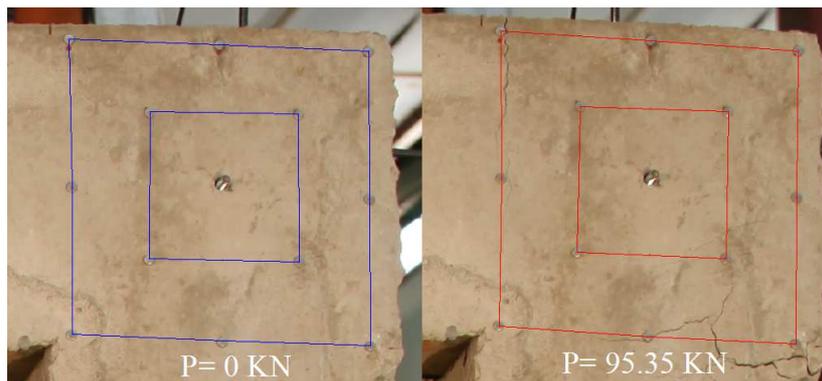


*Figura 52: Deformación nudo Marco II*

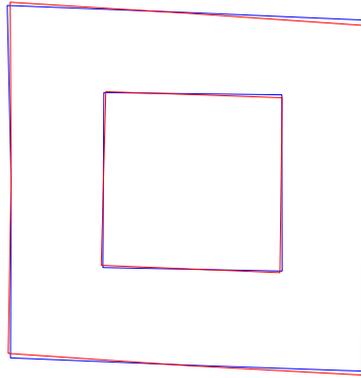


*Figura 53: Comparación deformación nudo Marco II*

Seguidamente se muestran los resultados correspondientes al Ensayo III (*Figura 54*). Se compara la situación del nudo al inicio del ensayo con la situación tras la medición realizada (*Figura 55*). El ángulo de giro estimado ha sido del orden de 3 veces inferior respecto al marco sin relleno.

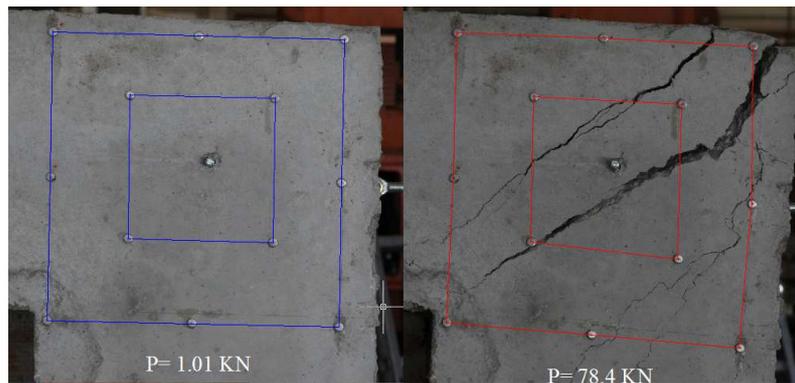


*Figura 54: Deformación nudo Marco III*

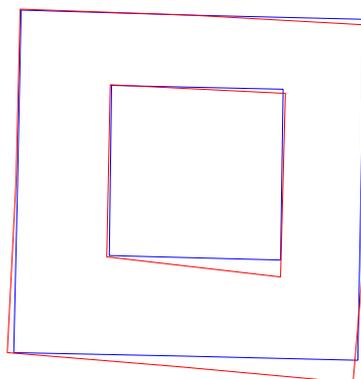


*Figura 55: Comparación deformación nudo Marco III*

Finalmente se muestran los resultados correspondientes al Ensayo IV (*Figura 56*). Se compara la situación del nudo al inicio del ensayo con la situación tras la medición realizada (*Figura 57*). En este caso el giro producido en el nudo ha sido 1.3 veces superior al estimado en el Ensayo I, este hecho puede ser debido a la precarga inicial que ha sido introducida en el Ensayo IV.



*Figura 56: Deformación nudo Marco IV*



*Figura 57: Comparación deformación nudo Marco IV*

### 5.5. Modos de fallo de los pórticos

Los modos de fallo observados en los ensayos han sido bastante similares. Los patrones de fisuración observados en vigas y columnas de marco vacío y rellenos han sido semejantes. En la *Figura 58* se presenta el estado final de los especímenes para los 4 ensayos realizados. Se presentan de izquierda a derecha correspondiéndose las imágenes al Ensayo I, II, III y IV respectivamente.



*Figura 58: Modos de fallo del pórtico*

La única diferencia que se ha constatado ha sido el tipo de fisuración producido en los nudos. En el marco vacío, se observa una fisuración en abanico mientras que en los marcos con relleno la fisuración es más localizada. Para ilustrar este fenómeno en la *Figura 59* se muestran los nudos para cada uno de los ensayos, ordenados de izquierda a derecha Ensayo I, II, III y IV respectivamente. En los casos de marco relleno parece que aparecen menos fisuras pero de mayor tamaño.



*Figura 59: Situación del nudo tras el ensayo*

En las galgas no se han medido plastificaciones del acero, debido posiblemente al tipo de anclaje realizado en los elementos viga y columna, que es insuficiente para que el acero desarrolle tensiones de plastificación. Asimismo la ubicación de las galgas, a unos 0.10m de la sección de entronque de viga a pilar, no es la idónea para medir la deformación en las armaduras debido la acción resistente del hormigón.

## 5.6. Modos de fallo del relleno

Como se ha comentado en el Capítulo IV, el modo de fallo del relleno se espera que sea o bien por el agotamiento de la biela diagonal del relleno o bien por el deslizamiento por corte de una junta. Estos modos de fallo se solapan con el aplastamiento de los ladrillos en las esquinas de la biela.

No obstante, parece que se han producido para cada ensayo diferentes modos de fallo en el relleno pese a tratarse del mismo relleno en todos los casos. La única diferencia, como se ha comentado anteriormente, es que en el ensayo II y IV el relleno de la junta superior se ejecuta mediante el mismo mortero que compone el tabique mientras que para el ensayo III se ejecuta con yeso. A continuación se comenta cada uno de los modos de fallo obtenidos.

En el primer ensayo con marco relleno: Ensayo II, parece que el modo de fallo que ha gobernado la rotura del relleno ha sido el mecanismo de agotamiento de la diagonal de la biela. Como se puede observar en la Figura 60, se genera una rotura por la parte superior de la diagonal del relleno a modo de escalera que va definiéndose a través de las juntas de mortero, tanto en llagas como en tendeles. En cambio, por la parte inferior de la diagonal la rotura se produce por ladrillos y mortero, siendo menos escalonada. También se observa que la sección de tabique que queda en contacto con las columnas del marco es mucho mayor que la sección de relleno en contacto con la viga, que debido a las deformaciones sufrida queda mayoritariamente despegada. En color verde se ha representado la parte del relleno que sigue en contacto con el marco, mientras que en color rojo se representa las zonas por donde ha colapsado el relleno. Se ha estimado que el ancho de la biela para la situación mostrada en la *Figura 60*, es de 220 mm. Esta imagen corresponde a la carga máxima del ensayo.



*Figura 60: Modo de fallo relleno Ensayo II*

En el ensayo III el modo de fallo que se ha producido en el relleno ha sido fundamentalmente el aplastamiento de los ladrillos de las esquinas de ambas diagonales. Este

aplastamiento se ha producido debido a que el relleno ha tratado de girar como sólido rígido en el interior del marco. Debido a las deformaciones en los elementos del marco el giro del relleno se puede realizar con menos coacción en algunas esquinas, como es el caso de la esquina superior derecha, que es la menos degradada. De este modo las esquinas que más se degradan son las correspondientes a la biela de compresión seguida de la esquina inferior izquierda. Como se aprecia en la *Figura 61*, en este caso no se produce ni fisuración diagonal en la biela ni deslizamiento por corte en las juntas. Este modo de fallo no ha sido estudiado en el Capítulo II, no es un modo de fallo habitual en estructuras rellenas de mampostería. Se ha marcado en color rojo las zonas del relleno que han colapsado. En este caso no se ha coloreado ninguna sección de color verde porque parece que el relleno no está en contacto con el marco a excepción de donde colapsan los dos ladrillos extremos de la diagonal. En el caso del Ensayo III la retirada del relleno fue sencilla, debido a que estaba completamente despegado del marco y a excepción de las esquinas estaba completamente íntegro, lo que respalda el tipo de fallo explicado.



*Figura 61: Modo de fallo relleno Ensayo III*

En el ensayo IV el modo de fallo que se ha producido en el relleno ha sido fundamentalmente el deslizamiento por cortante de la parte superior del relleno así como una rotura escalonada por yagas y tendeles en la parte inferior del relleno. El modo de fallo obtenido parece que sea debido a como en el Ensayo III al giro como sólido rígido. En este caso el giro del relleno como sólido rígido en lugar de producir el aplastamiento de los ladrillos de las esquinas se ha traducido en el deslizamiento por corte en la parte superior del relleno y en una rotura escalonada por yagas y tendeles en la inferior (*Figura 62*). Parece que el mecanismo de la biela no ha trabajado. Este hecho queda reflejado en las mediciones obtenidas en las galgas extensométricas colocadas en el relleno, que se observan deformaciones pero de pequeña magnitud con oscilaciones en la deformación debido al encaje que sufre el relleno a

medida que va girando. En color verde se ha representado la parte del relleno que sigue en contacto con el marco, mientras que en color rojo se representa las zonas por donde ha colapsado el relleno. Al igual que en el Ensayo III, al retirar el marco el relleno estaba prácticamente integro, a excepción en este caso de la hilada vertical y la esquina inferior izquierda.



*Figura 62: Modo de fallo relleno Ensayo IV*



## **CAPÍTULO VI: MARCOS DE HORMIGÓN A ESCALA REAL**

En base a la experiencia obtenida con el estudio y ensayo de los marcos de hormigón armado a escala reducida se plantea el diseño de los marcos de hormigón armado a escala real.

El proceso que se ha llevado a cabo para el diseño de los especímenes, tanto su geometría como su armado, y todos los utillajes necesarios ha sido el siguiente:

- Estudio de una estructura de edificación a base de pórticos de hormigón armado de características convencionales de la edificación de España: altura de planta 3 metros, luz de vigas 5 metros, armados convencionales.
- Estudio de una planta tipo de la estructura para ser planteada de forma aislada y ser el pórtico objeto de estudio para los ensayos.
- Determinación de la geometría y armado completamente definida.
- Estimación de la carga última para el dimensionado de todos los utillajes necesarios para la realización del ensayo así como del actuador.
- Dimensionamiento y comprobación de todos los utillajes del ensayo así como estructuras auxiliares.

El modelo teórico empleado es el mismo que se ha descrito para los marcos de hormigón armado a escala reducida (Paulay y Prestley (30)). En este caso se modifican las dimensiones de los elementos tipo barra así como las características mecánicas de las secciones del pórtico y de la biela para adecuarse a la geometría y armado que conforman el modelo.

En la *Figura 54* se presenta una vista general del ensayo. Se trata de someter a acciones horizontales un marco de hormigón armado de tres metros de altura y cinco metros de luz para estudiar la influencia del relleno en su comportamiento estructural. El pórtico esta simplemente apoyado en sus dos muñones inferiores mediante un sistema de utillajes que están anclados a la losa del laboratorio. La carga se introduce mediante un actuador de doble efecto situado a la altura del dintel. El sistema permite introducir cargas cíclicas en el dintel superior del pórtico de modo que se realizan ciclos de carga introduciendo solo compresiones en dicho dintel. El utillaje superior está anclado al muro del laboratorio.



## CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES

### 7.1. Rigidez

La introducción del relleno supone un aumento medio de la rigidez de un 50% para un pórtico con el ratio luz/altura de 0.7 y un relleno de mampostería a base de ladrillos de arcilla hueca cocida y mortero M5.

Los valores teóricos calculados de rigidez son mucho mayores a los experimentales obtenidos.

La deformación en la columna cuando el marco no tiene relleno es considerablemente mayor que en los casos de pórtico relleno. En los dos pórticos rellenos (los resultados del ensayo IV no se tienen en cuenta) las deformaciones en la columna son similares para la carga estudiada de 80 KN, siendo en el caso del pórtico vacío las deformaciones obtenidas entre 1.4 y 1.9 veces las del pórtico relleno.

### 7.2. Carga última

La carga última al igual que la rigidez ha aumentado con la introducción del relleno. El aumento de carga última debido a la inclusión del relleno es aproximadamente del 13.5%.

La carga última teórica obtenida ha sido un 1.5 % mayor que la experimental para el marco vacío mientras que para el marco relleno ha sido un 8.7 % mayor.

El material de relleno de la junta superior entre el tabique y el pórtico no influye en cuanto a carga última se refiere.

Con el factor de empotramiento 0.7 se obtienen resultados similares a los obtenidos experimentalmente tanto para el marco vacío como para el relleno.

El ancho de biela es un factor muy influyente en la estimación de carga última, siendo el propuesto por Paulay y Priestley (30) una buena aproximación.

### 7.3. Frecuencias de vibración

Como líneas generales en base fundamentalmente a los resultados obtenidos en las mediciones del Ensayo IV, se puede decir que la inclusión del relleno de mampostería aumenta la frecuencia de vibración propia del pórtico en el sentido de su plano, siendo un 34 % mayor respecto al marco sin relleno. La inclusión del relleno tiene un efecto depreciable en las frecuencias de vibración del pórtico en el plano perpendicular al mismo. Cuando la unión entre

marco y relleno esta degrada las frecuencias de vibración se asemejan a la del marco vacío. Tras la realización de los ensayos se observa una disminución en las frecuencias de los modos propios de vibración debido a la degradación de la estructura.

#### 7.4. Deformabilidad del nudo

A partir de los datos obtenidos mediante las medidas de los sensores DEMEC se puede decir que la introducción del relleno de mampostería reduce la deformación del nudo, Siendo del orden de 3 veces inferior el giro producido en el nudo.

#### 7.5. Modo de fallo

Los modos de fallos en cuanto al colapso del pórtico se refiere han sido muy similares, la fisuración en viga y pilares ha seguido los mismos patrones. La diferencia se ha producido en los nudos, en el marco vacío la fisuración en los nudos se abre en forma de abanico en cambio, parece que la presencia del relleno produce menor número de fisuras pero anchos mayores.

En cuanto al relleno, la forma de producirse el colapso ha sido diferente. En el caso del Ensayo II han aparecido fisuras paralelas a la diagonal, mientras que en el Ensayo III y IV, el relleno parece que haya girado en el interior del marco como un sólido rígido machacando los ladrillos que se encuentran en ambos extremos de la diagonal.

## **CAPÍTULO VIII: FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

Con la experiencia obtenida mediante el ensayo experimental de marcos reducidos de hormigón armado se pretende diseñar ensayos con marcos de hormigón armado a escala real.

A partir de los resultados obtenidos y el estudio de la bibliografía especializada se puede decir que hay una falta de conocimiento en la dependencia del factor H/L (la relación entre la altura del pórtico y la luz) y la carga última-rigidez de un marco de hormigón armado relleno de mampostería.

Los valores teóricos obtenidos de rigidez no se corresponden con los experimentales. Sería conveniente realizar un modelo numérico con el fin de refinar los resultados y tratar de obtener valores acordes con los ensayos experimentales.

También se ha constatado la falta de conocimiento sobre el tipo de relleno objeto de estudio: relleno de ladrillos de arcilla hueca cocida con mortero M5. Al tratarse de un relleno que no se le confieren funciones estructurales y solamente es usado para la compartimentación, hay muy poca información disponible acerca de sus propiedades mecánicas. Como se ha verificado, pese a ser colocado sin funciones resistentes es capaz de colaborar con la resistencia de la estructura, por lo que queda pendiente la tarea de la realización de todos los ensayo correspondientes que bien no han sido realizados o los resultados no han sido los esperados en este trabajo. Finalmente remarcar la importancia del estudio exhaustivo del modulo de elasticidad en dirección normal al relleno así como en la dirección diagonal que trabaja el relleno cuando se activa el mecanismo de la biela.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Antonio Aretxabala Díez, Cristina Sanz Larrea. Why was it so damaging? In International Journal of environmental protection; 2011. p. 1-10.
2. Pereira, Ferrerira, Lourenco. Behavior of masonry infill panels in RC frames subjected to in plane and out of plane loads. 7th International Conference AMCM. 2011.
3. M. F. Paulo Pereira, M. F. Neto Pereira, J. E. Dias Ferreira, P. B. Lourenço. Behavior of masonry infill panels in RC frames subjected to in plane and out of plane loads. In 7th International Conference amcm; 2011; Krakow. p. 1-20.
4. Ju, Lee, Cheng, Tao. Experimental study on separating reinforced concrete infill walls from steel moment frames. Journal of Constructional Steel Research. 2012;; p. 119-128.
5. Mohammad, Aliaari, Ali M. Memari. Analysis of masonry infilled steel frames with seismic isolator subframes. Engineering Structures. 2004;; p. 487-500.
6. Mohammad, Aliaari, Ali M. Memari. Experimental Evaluation of a Sacrificial Seismic Fuse. Engineering Structures. 2007;; p. 111-125.
7. S. Pujol, D. Fick. The test of a full-scale three-story RC structure with masonry infill walls. Engineering Structures. 2010 Julio;; p. 3112-3121.
8. Ozgur Anil SA. An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames. Engineering structures. 2006 Julio;; p. 449-460.
9. Altin OAEKMK. An experimental study on strengthening of masonry infilled RC frames using diagonal CFRP strips. Engineering Structures. 2007 Agosto;; p. 680-693.
10. Altin OAMEK. Strengthening of RC nonductile frames with RC infills- An experimental study. Engineering Structures. 2007 Agosto;; p. 612-621.
11. Ibrahim Erdem UAUEGO. An experimental study on two different strengthening techniques for RC frames. Engineering Structures. 2006

Mayo;; p. 1843-1851.

12. F. Marjani UE. Behavior of Brick Infilled Reinforced Concrete Frames Under Reversed Cyclic Loading. In International Symposium on Structural and Earthquake Engineering; 2002; Ankara. p. 142-150.
13. Smith, Carter. Methods for predicting the lateral stiffness and strength of mutli-storey infilled frames. Building Sci. 1967;; p. 247-257.
14. Stylianidis KC. Experimental Investigation of Masonry Infilled R-C Frames. The Open Construction and Building Technology Journal. 2012;; p. 194-212.
15. Güney Özcebe, Uur Ersoy, Tugrul Tankut. Strengthening of Brick-Infilled RC Frames with CFRP. ; 2003.
16. Damir Markulak IRVS. Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry infill. Engineering Structures. 2013 Marzo;; p. 267-277.
17. Al-Chaar MISS. Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced concrete frames. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING. 2002 Agosto;; p. 1055-1063.
18. A. Balsamo ACGMPNAP. Seismic behavior of a full scale RC frame repaired using CFRP laminates. 2005 Febrero;; p. 769-780.
19. Vitelmo Bertero FASB. Infills in seismic resistant building. Journal of Structural Engineering. 1983;; p. 1337-1361.
20. Wei-Wen Chen YKYSJHCHLCCC. Out-of-plane seismic behavior and CFRP retrofitting of RC frames infilled with brick walls. Engineering Structures. 2011 Noviembre;; p. 213-224.
21. A. Madan, M. Reinhorn, J. B. Mander, R. E. Valles. Modelig of Masonry infill panels for structural analysis. Journal of Structural Engineering. 1997 Octubre;; p. 1295-1302.
22. Mohyeddin, Goldsworthy, Gad. FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. Engineering Structures. 2013;; p. 73-87.

23. Asteris. Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. Engineering Structures. 2003;; p. 1071-1079.
24. G. Baloevic JRAH. Numerical dynamic tests of masonry-infilled RC frames. Engineering Structures. 2013 Enero;; p. 43-55.
25. Daniel Celarec PRMD. The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry infilled reinforced concrete frames. Engineering Structures. 2011 Noviembre;; p. 165-177.
26. Matjaz Dolsek PF. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforce concrete frame\_deterministic. Engineering Structure. 2008 Febrero;; p. 1991-2001.
27. Alessandra Fiore ANPM. The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings. Engineering Structures. 2012 Julio;; p. 133-145.
28. D. D'Ayala JWOR. Realistic shear capacity assessment of infill frames\_Comparison of two. Engineering Structures. 2009 Marzo;; p. 1745-1761.
29. Francisco J. Crisafulli, Athol J.Carr. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. BULLETIN OF THE NEW ZEALAND SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING. 2007; 40(II).
30. T. Paulay, M.J.N Priestley. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings; 1992.
31. S.V. Polyakov. On the interaction between masonry filler walls. Earthquake Engineering Research Institute. 1960;; p. 36-42.
32. Holmes, M. Combined Loading on Infilled Frames. Proceedings of the Institution of Civils. 1963 Mayo; 25.
33. BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. 1997..
34. Mainstone RJ. On the Stiffness and strength of infilled frames. Proc. Supplement, Trans. of Instn. Of Civil Engrs. 1974.

35. Liaw TC, Kwan KH. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. Comput. Struct. 1984;(18).
36. Decanini LD, Fantin GE. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. 1986; 22.
37. Durrani AJ, Luo YH. Seismic Retrofit of Flat-slab Buildings with Masonry Infills. NCEER workshop on seismic response in Masonry Infills. 1994.
38. Benjamin, J.R., and H.A. Williams. The Behavior of One-Story Brick Shear Walls. Journal. 1958 Julio; 84.
39. Smith, S. Lateral Stiffness of Infilled Frames. Journal of the Structural Division. 1962 Diciembre; 88.
40. Miha tomazevic. Earthquake-resistant design of masonry buildings Londres; 1999.
41. Oller S., Barbat A.H. Modelo estructural para pórticos con muros de mampostería sometidos a acciones sísmicas. 2013 Octubre.
42. Shady Gerguis, Wael Hassan. Macro-Modeling for seismic shear strength of masonry infilled reinforced concrete frames. In Tenth U.S National conference on Earthquake Engineering; 2014; Anchorage, Alaska.
43. UNE-EN 12390-3. 2009 Septiembre..
44. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-F. Seguridad Estructural: Fábrica. 2009..
45. UNE-EN 196-1. 2005 Noviembre..
46. UNE-EN 772-1..
47. UNE-EN 12390-3:2009/AC. 2011..
48. UNE-EN 1052-1. 1999 Abril..
49. ASTM E 519 – 02. 2003 Abril..
50. UNE-EN 1052-3:2003/A1. 2008 Enero..

51. Wael W. El-Dakhakhni MEAAH. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel frames. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING. 2003 Febrero;: p. 177-185.



## **ANEJOS**

### **ANEJO I: : FICHAS DE LOS ENSAYOS**

A continuación se muestran el resumen de los resultados obtenidos para los cuatro marcos estudiados.

La estructura de las fichas es la siguiente: En primer lugar se presenta el espécimen con su armado y características del relleno, en segundo lugar se muestran los datos obtenidos a partir de las galgas extensométricas. A continuación los resultados de los transductores de desplazamiento así como de los acelerómetros y el DEMEC. Finalmente se muestran imágenes de los nudos superiores tras la realización del ensayo así como una vista general del espécimen.

Adicionalmente se muestra para cada ensayo la relación carga-desplazamiento acompañada de las imágenes que corresponde a cada uno de los cambios de rigidez calculados en el Capítulo V así como las mediciones correspondientes de galgas y transductores.

Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

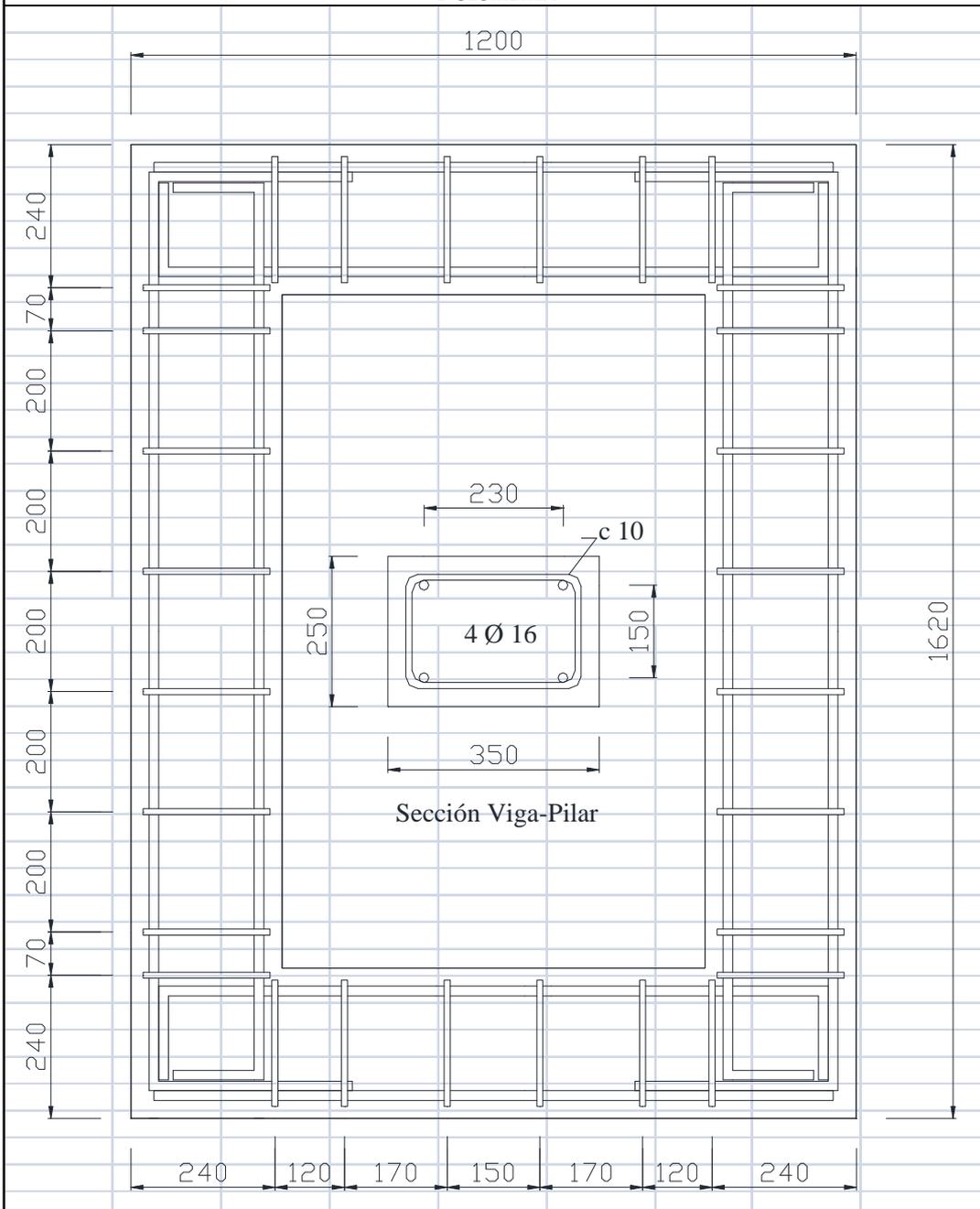
Andrés Belda Revert

MARCO I

**A- DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO**

|  |                                |             |
|--|--------------------------------|-------------|
| Elemento: Ensayo I, MARCO VACÍO                                  | Barras roscadas                | $\phi$ 16   |
| Fecha hormigonado: 04 de Julio de 2013                           | Armadura longitudinal superior | 2 $\phi$ 16 |
| Fecha ensayo: 14 de Marzo de 2014                                | Armadura longitudinal inferior | 2 $\phi$ 16 |
| Edad (días): 253   | Armadura vertical              | c 10        |
| Sección dintel (mm): 350x230                                     | Acero                          | B 500 S     |
| Sección apoyos (mm): 350x230                                     | Hormigón                       | HA35/F/12/I |
|  | $f_{ck}$                       | 36.78 Mpa   |
| Carga última: 83.5 KN  |                                |             |
| Tipo de rotura: Plastificación de los nudos, mecanismo flexible. |                                |             |

**B-GEOMETRÍA**

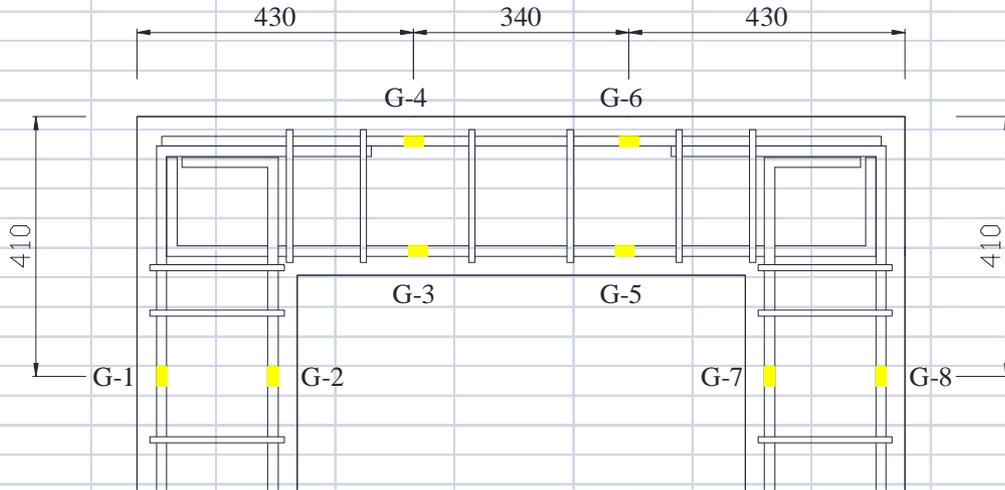


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

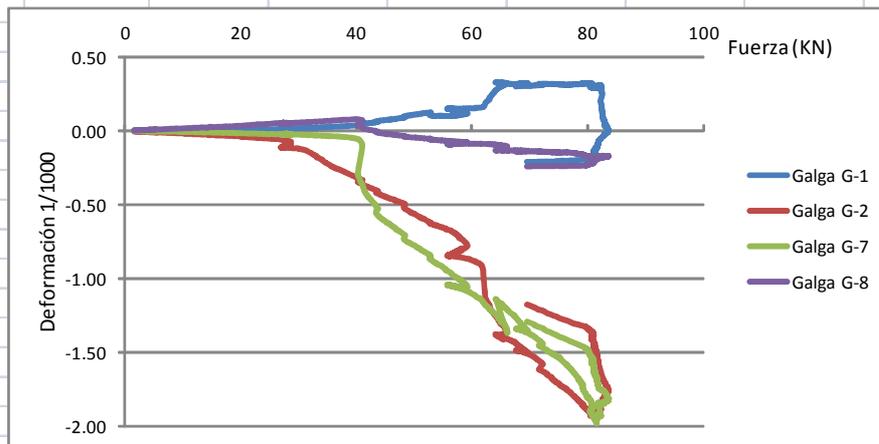
Andrés Belda Revert

MARCO I

C - GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN BARRAS DE ACERO

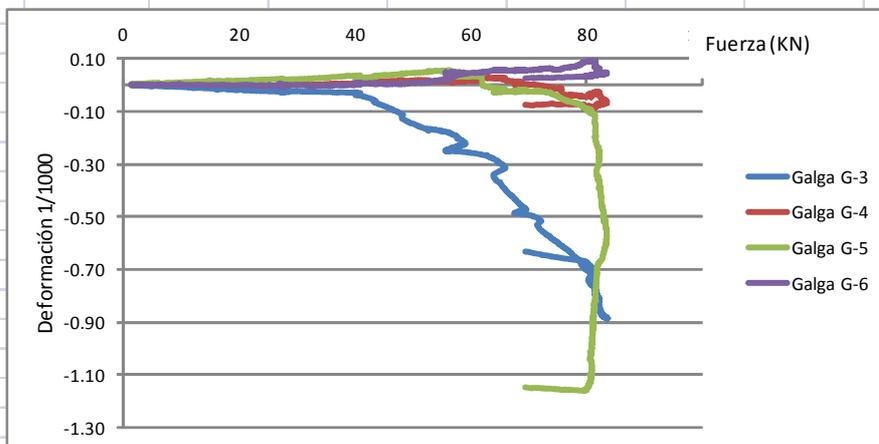


D-CARGA-DEFORMACIÓN: PILARES



\* El signo negativo indica tracción

E-CARGA-DEFORMACIÓN: VIGA



\* El signo negativo indica tracción

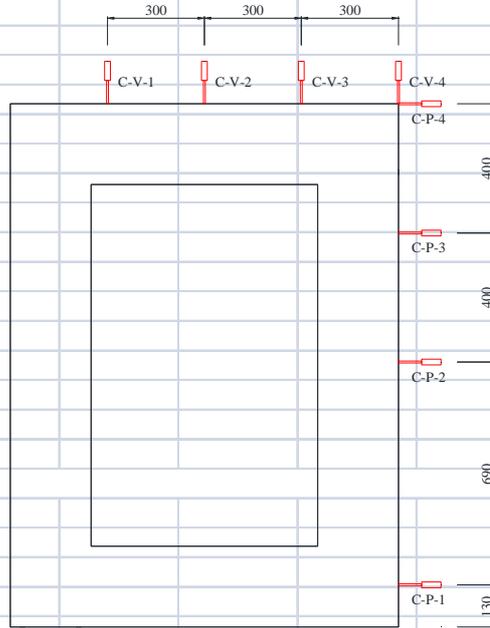


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

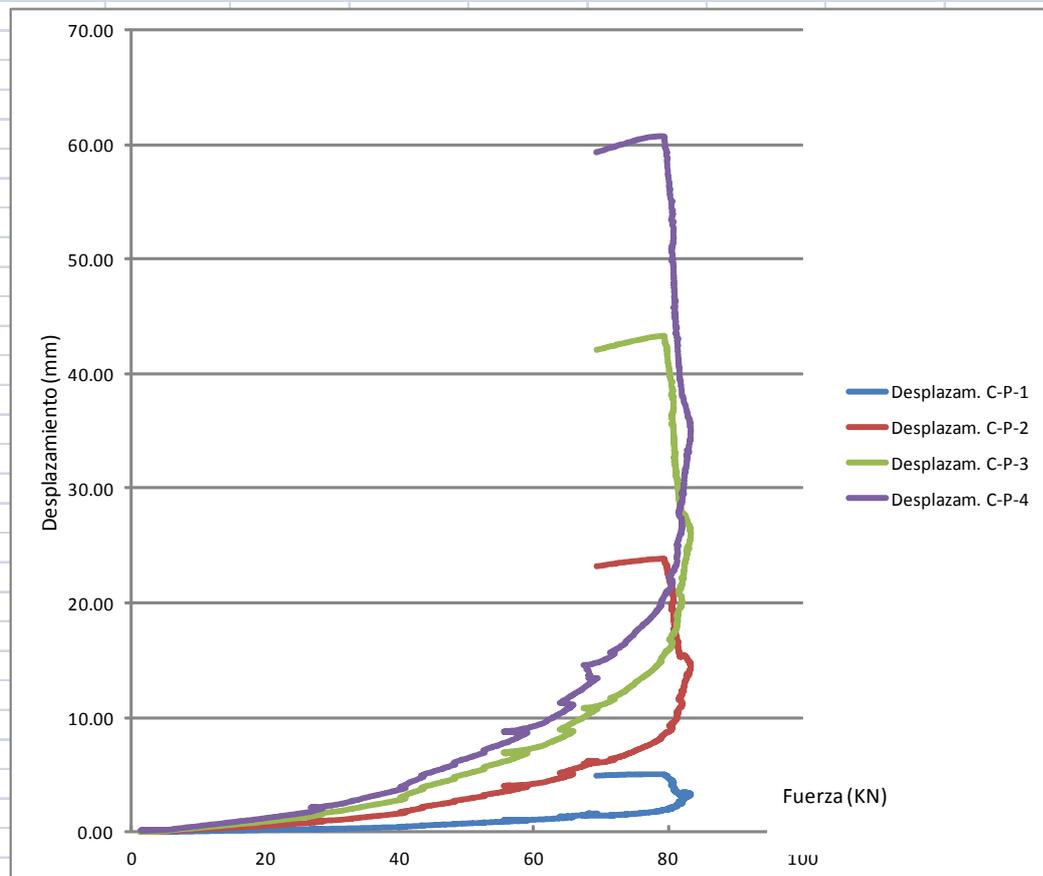
Andrés Belda Revert

MARCO I

**F- CAPTADORES DE DESPLAZAMIENTO**



**G- CARGA-DESPLAZAMIENTO: PILAR**

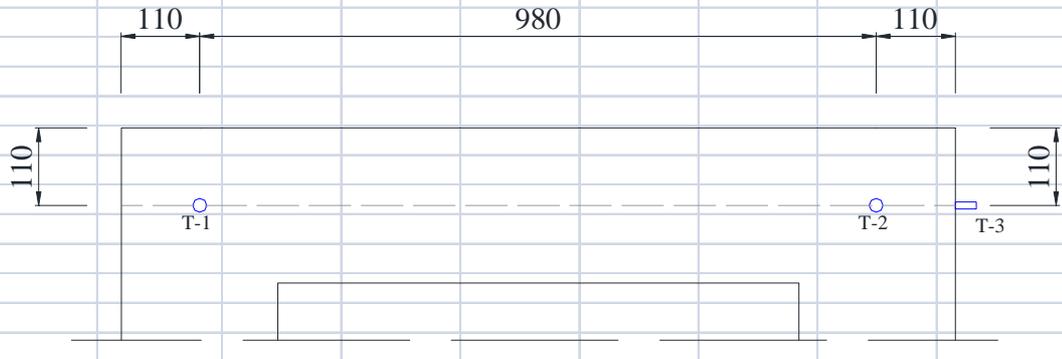


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

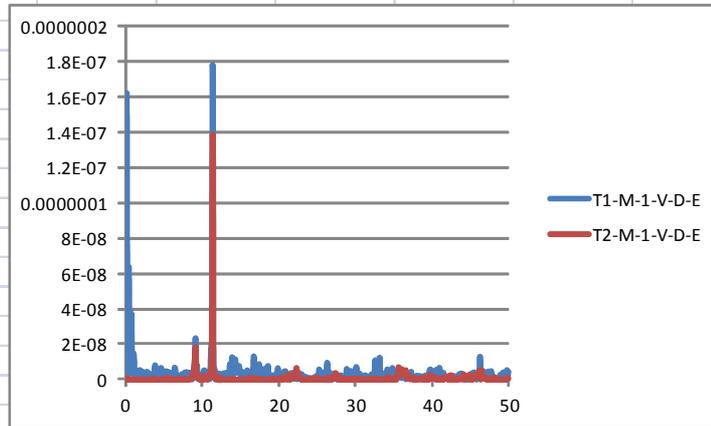
Andrés Belda Revert

MARCO I

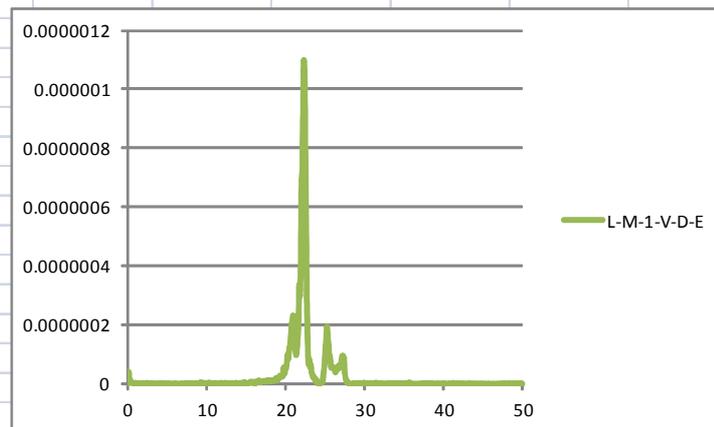
**H- ACCELERÓMETROS - GOLPE LONGITUDINAL**



**I- Frecuencias propias T-1 Y T-2**



**J- Frecuencias propias T-3**

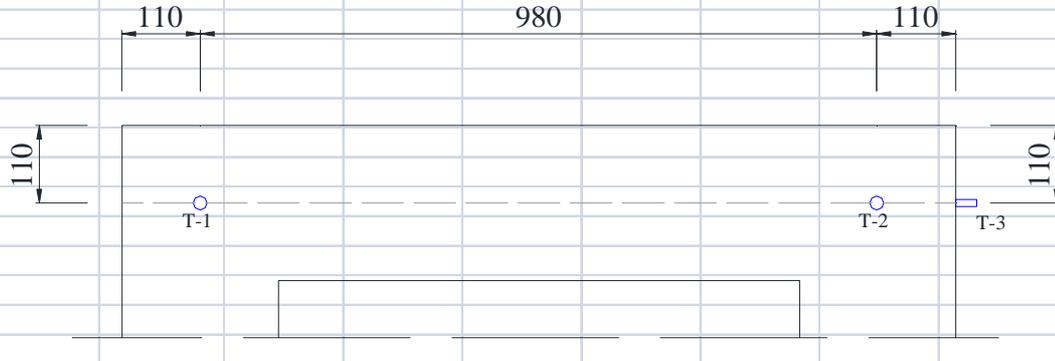


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

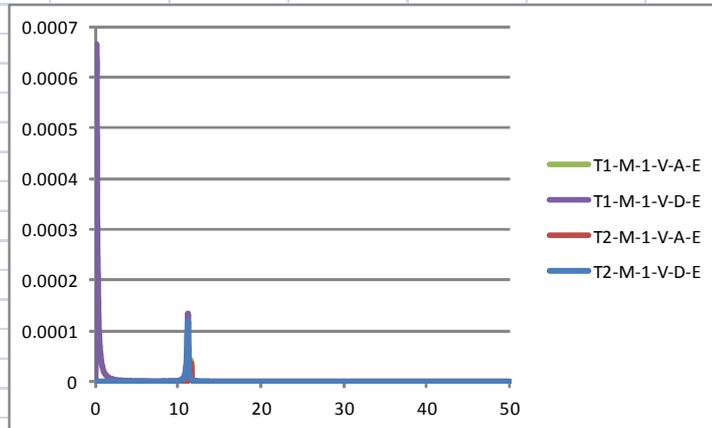
Andrés Belda Revert

MARCO I

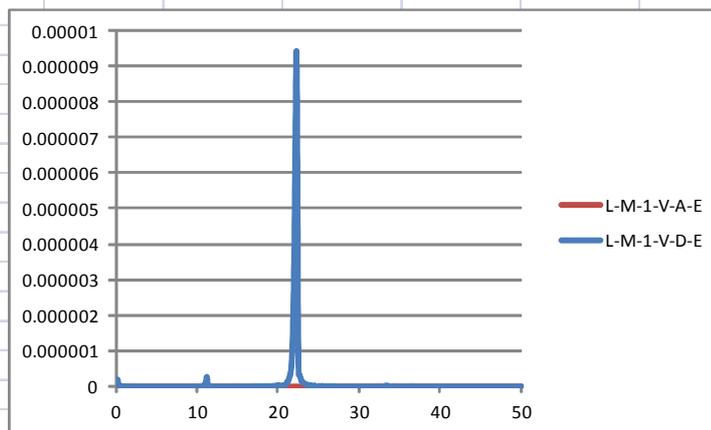
**K- ACCELERÓMETROS - GOLPE TRANSVERSAL**



**L- Frecuencias propias T-1 Y T-2**



**LL- Frecuencias propias T-3**

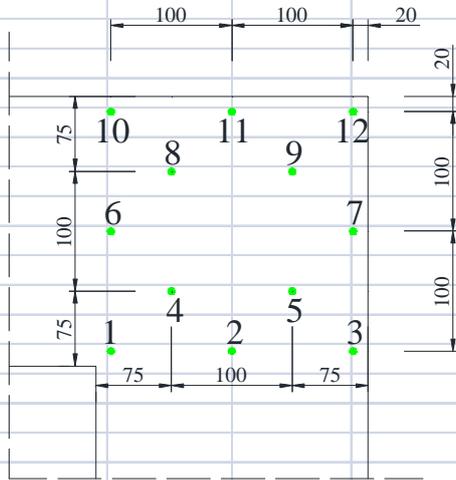


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

Andrés Belda Revert

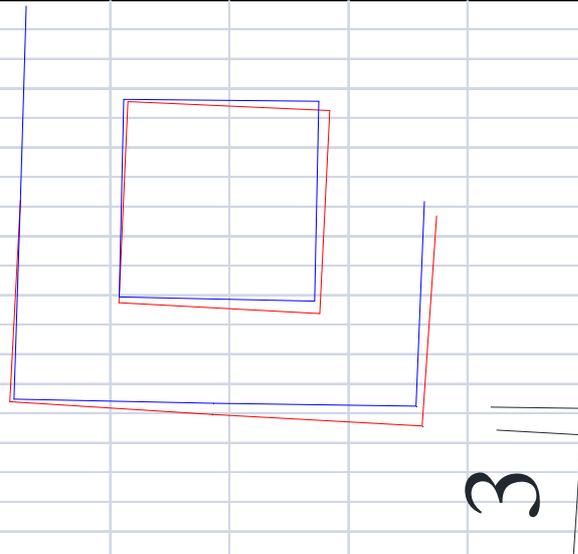
MARCO I

M- DISTRIBUCIÓN DEMEC



| DMEC  | Distancia (mm) |          |           |         |
|-------|----------------|----------|-----------|---------|
|       | P= 0 Tn        | P= 2.8Tn | P=5.92 Tn | P= 0 Tn |
| 1-2   | 0.039          | 0.026    | 0.016     | 0.020   |
| 1-6   | -0.258         | -0.254   | -0.319    | -0.093  |
| 2-3   | -1.157         | -1.160   | -1.167    | -1.170  |
| 3-7   | -0.889         | -0.884   | -0.905    | -0.430  |
| 4-5   | -2.929         | -2.929   | -2.916    | -2.924  |
| 4-8   | -0.818         | -0.810   | -0.844    | -0.034  |
| 5-9   | -1.173         | -1.185   | -1.189    | -1.128  |
| 6-10  | -0.801         | -0.799   | -0.849    | -0.824  |
| 7-12  | 0.928          | 0.931    | 0.926     | 0.935   |
| 8-9   | -2.528         | -2.566   | -2.576    | -2.109  |
| 10-11 | 4.205          | 4.208    | 4.266     | 4.659   |
| 11-12 | 0.299          | 0.300    | 0.292     | 1.622   |

N- ROTACIÓN DEL NUDO



O- SITUACIÓN DMEC TRAS EL ENSAYO

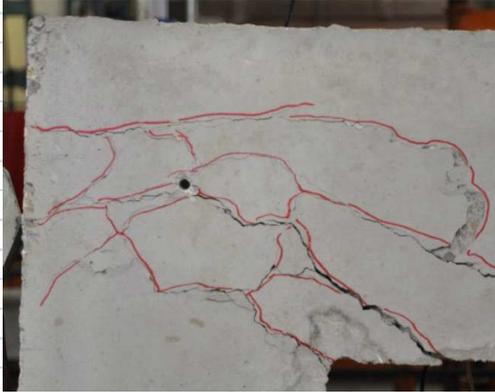


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pòrticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

Andrés Belda Revert

MARCO I

**P-IMÁGENES ESQUINAS MARCO**



Nudo superior izquierdo



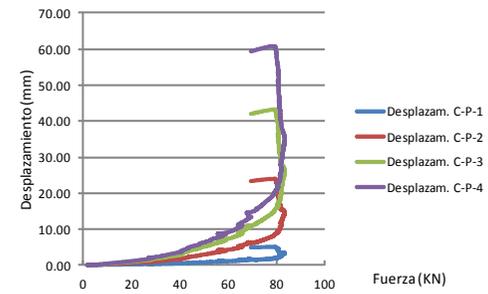
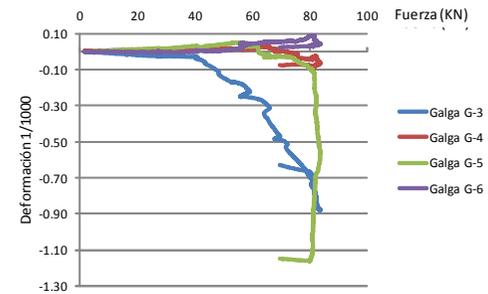
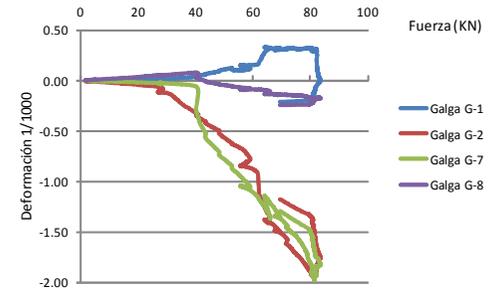
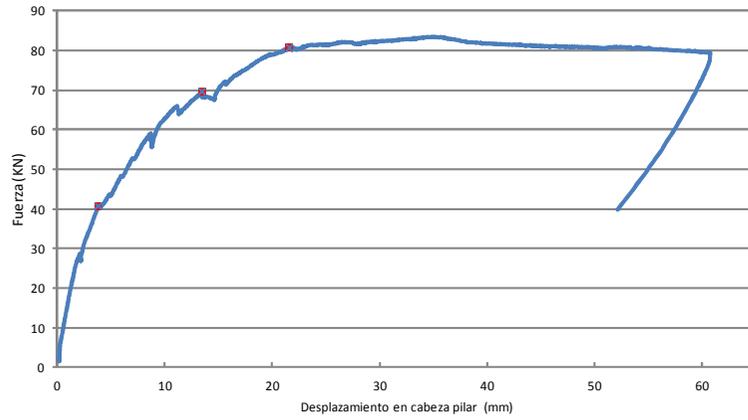
Nudo superior derecho

**Q-VISTA GENERAL MARCO**



ENSAYO I

| Carga (KN) | Deformación galgas columna 1/1000 |      |      |      | Deformación galgas columna 1/1000 |      |      |      | Desplazamiento captadores columna (mm) |      |       |       |
|------------|-----------------------------------|------|------|------|-----------------------------------|------|------|------|--|------|-------|-------|
|            | G-1                               | G-2  | G-7  | G-8  | G-3                               | G-4  | G-5  | G-6  | 1                                      | 2    | 3     | 4     |
| 41.23      | 4.85                              | 2.27 | 2.22 | 2.24 | 2.24                              | 2.24 | 2.23 | 2.24 | 0.50                                   | 1.88 | 3.33  | 4.23  |
|            |                                   |      |      |      |                                   |      |      |      | 1.60                                   | 6.26 | 10.80 | 13.44 |
|            |                                   |      |      |      |                                   |      |      |      | 2.20                                   | 9.72 | 17.51 | 23.04 |



P= 5.27 KN



P= 41.23 KN



P= 69.05 KN



P= 81.07 KN



P= 80 KN



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Ficha

II

Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

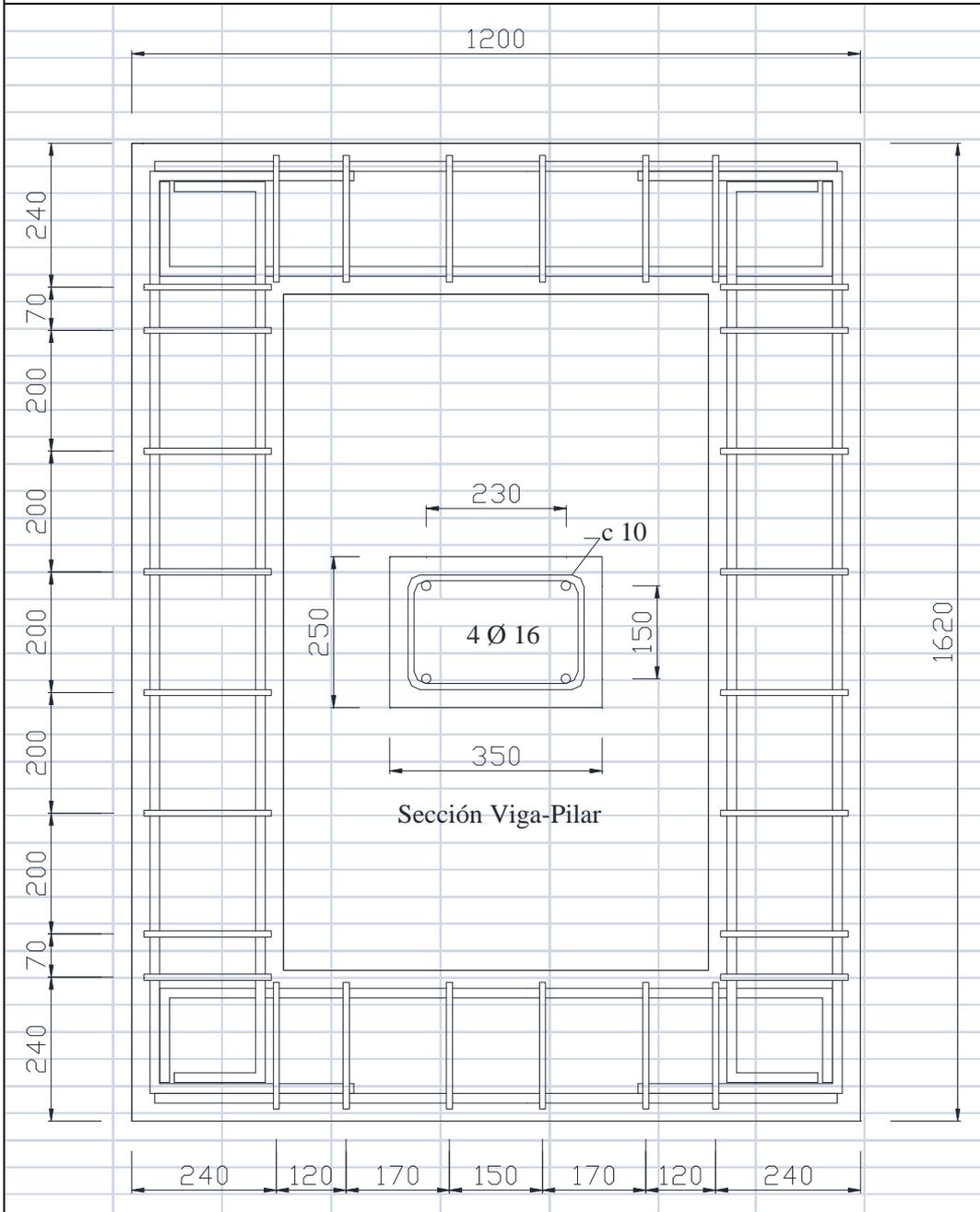
Andrés Belda Revert

MARCO II

**A- DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO**

|  |                                |             |
|--|--------------------------------|-------------|
| Elemento: Ensayo II, MARCO RELLENO   | Barras roscadas                | $\phi$ 16   |
| Fecha hormigonado: 04 de Julio de 2013   | Armadura longitudinal superior | 2 $\phi$ 16 |
| Fecha ensayo: 14 de Marzo de 2014  | Armadura longitudinal inferior | 2 $\phi$ 16 |
| Edad (días): 253   | Armadura vertical              | c 10        |
| Sección dintel (mm): 350x230   | Acero                          | B 500 S     |
| Sección apoyos (mm): 350x230   | Hormigón                       | HA35/F/12/I |
|  | $f_{ck}$                       | 36.78 Mpa   |
| Carga última: 93.6 KN  | $f_{c \text{ Mortero}}$        | 6.21 Mpa    |
| Tipo de rotura: Plastificación de los nudos, rotura por corte del relleno, mecanismo flexible. |                                |             |

**B-GEOMETRÍA**

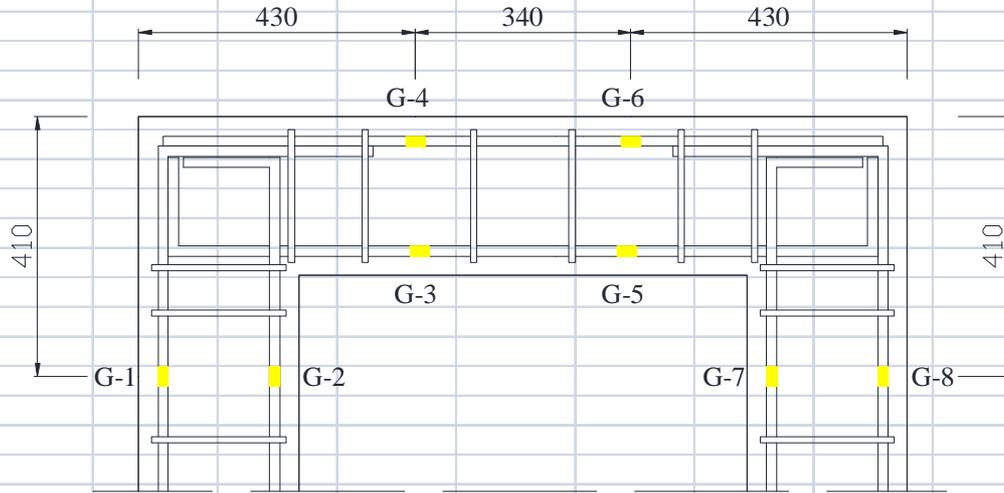


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

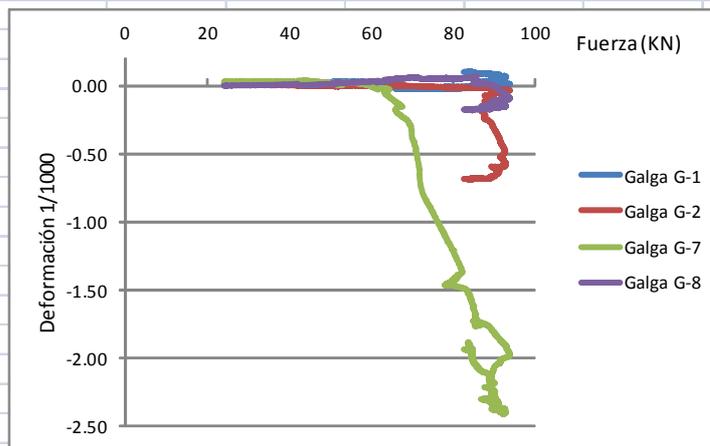
Andrés Belda Revert

MARCO II

**C - GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN BARRAS DE ACERO**

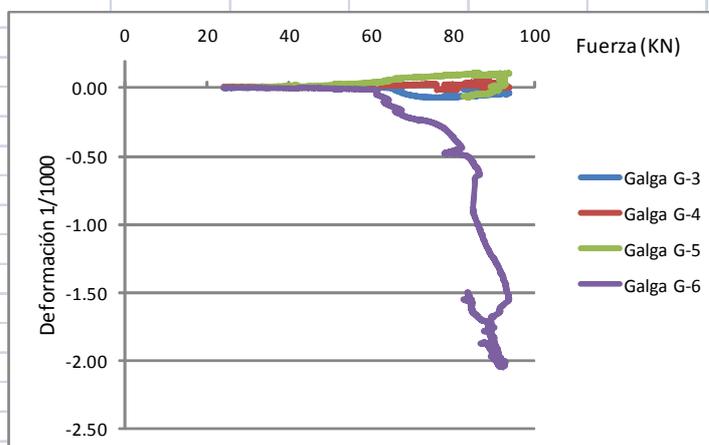


**D-CARGA-DEFORMACIÓN: PILARES**



\* El signo negativo indica tracción

**E-CARGA-DEFORMACIÓN: VIGA**



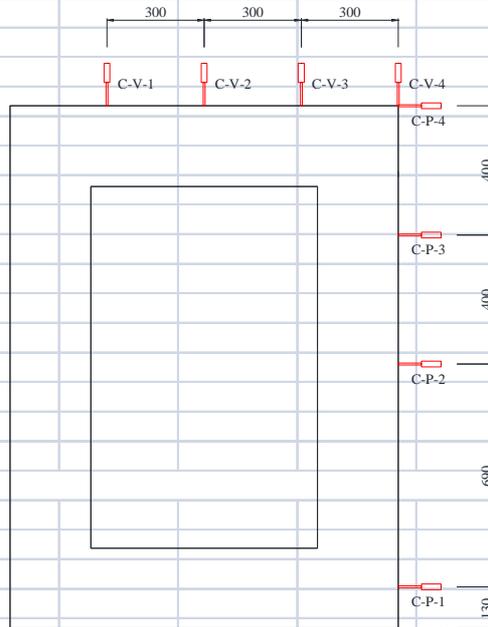
\* El signo negativo indica tracción

Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

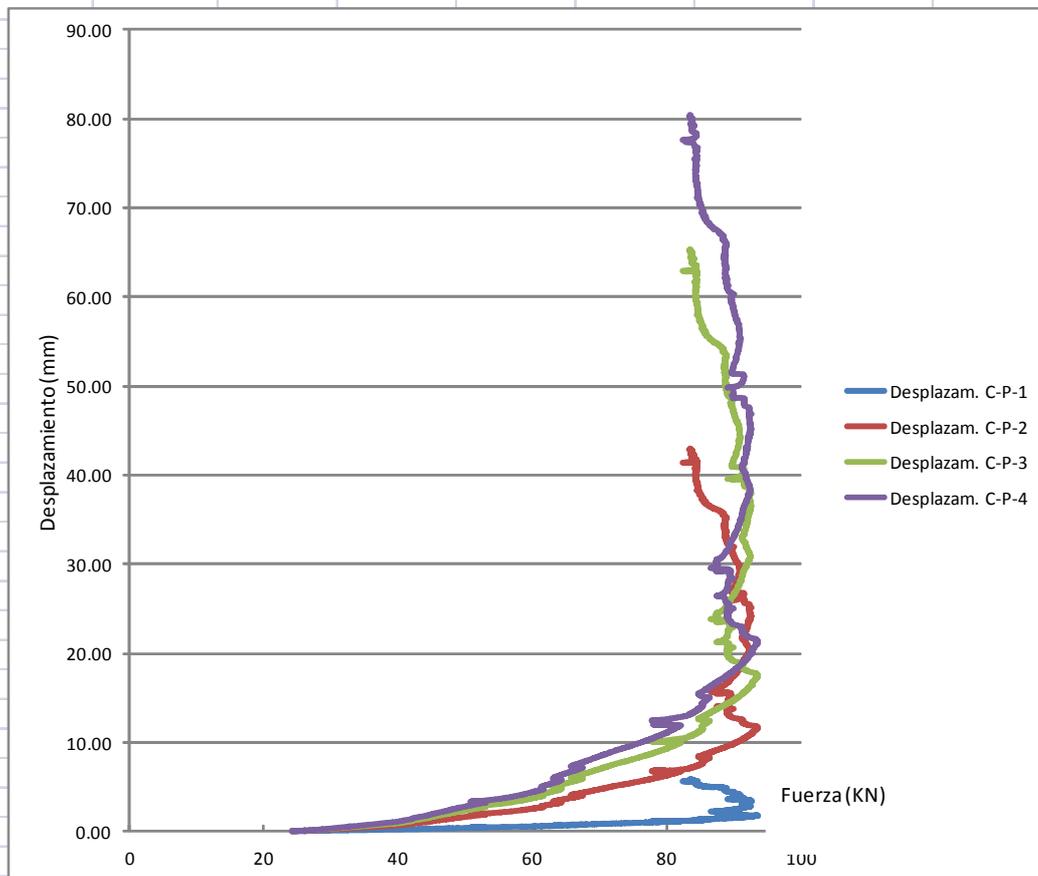
Andrés Belda Revert

MARCO II

**F- CAPTADORES DE DESPLAZAMIENTO**



**G- CARGA-DESPLAZAMIENTO: PILAR**

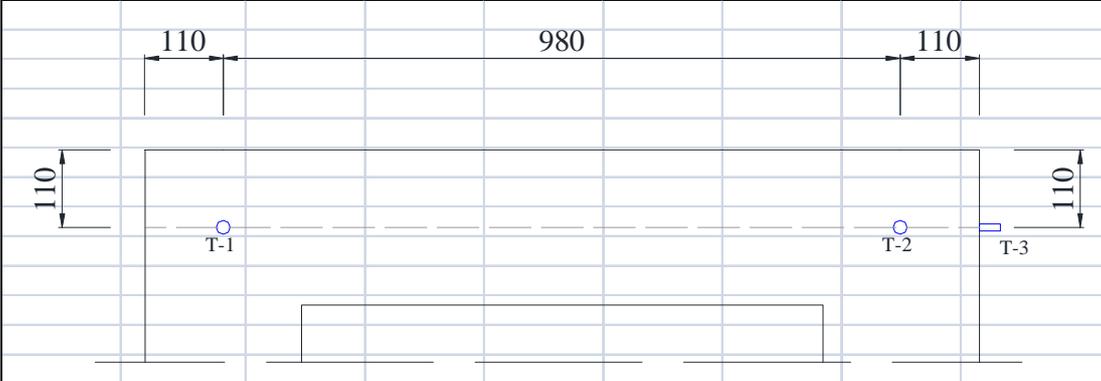


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

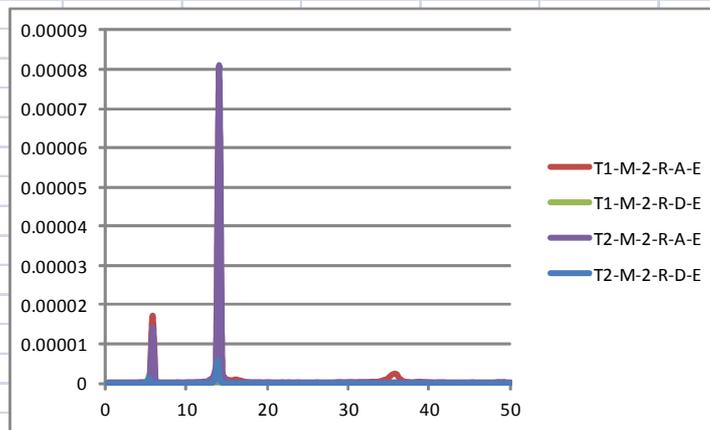
Andrés Belda Revert

MARCO II

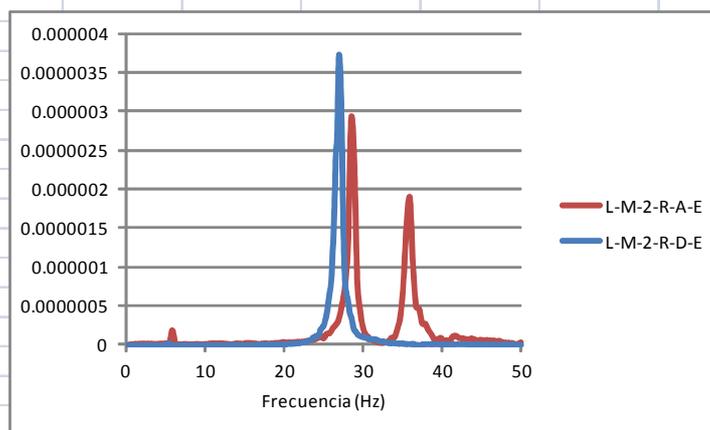
**H- ACCELERÓMETROS - GOLPE LONGITUDINAL**



**I- Frecuencias propias T-1 Y T-2**



**J- Frecuencias propias T-3**

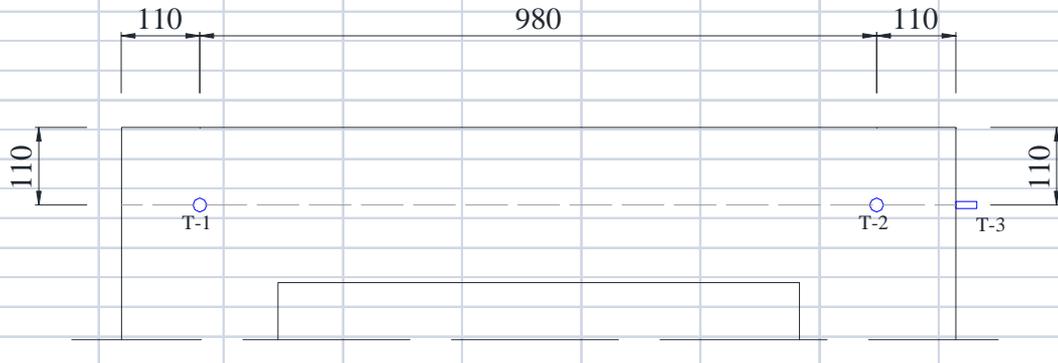


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

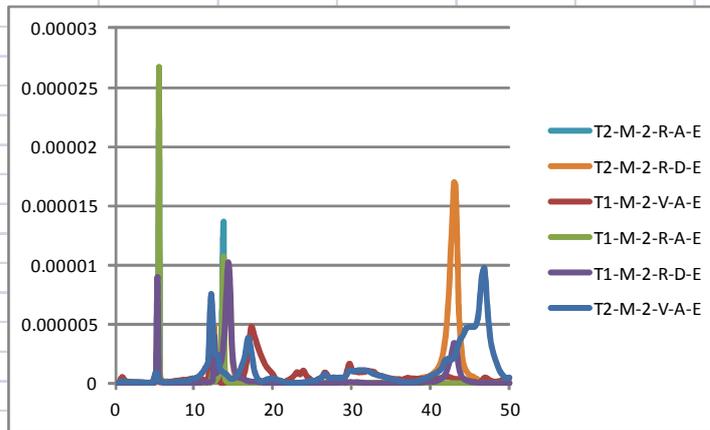
Andrés Belda Revert

MARCO II

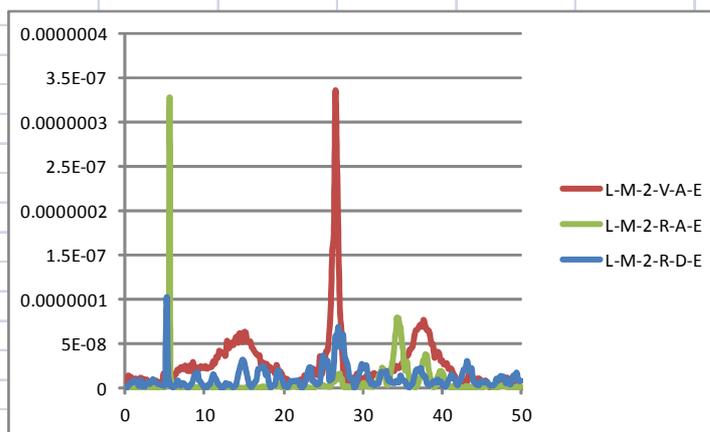
**K- ACCELERÓMETROS - GOLPE TRANSVERSAL**



**L- Frecuencias propias T-1 Y T-2**



**LL- Frecuencias propias T-3**







UNIVERSITAT  
POLITECNICA  
DE VALÈNCIA



Ficha

II

Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

Andrés Belda Revert

MARCO II

**P-IMÁGENES ESQUINAS MARCO**

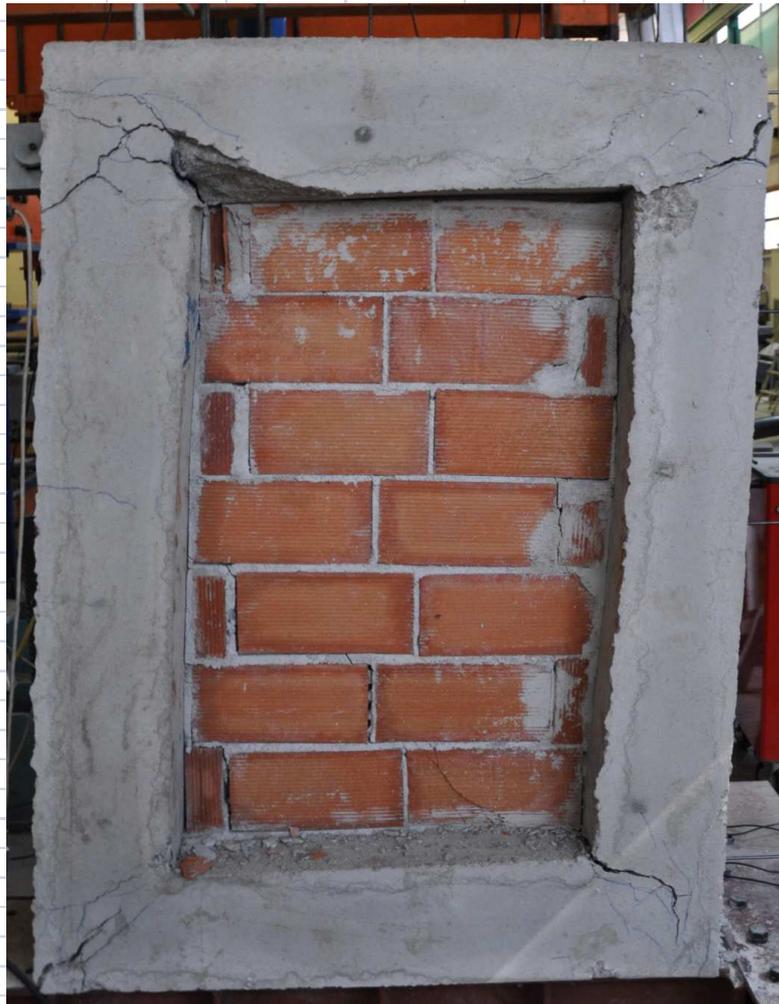


Nudo superior izquierdo

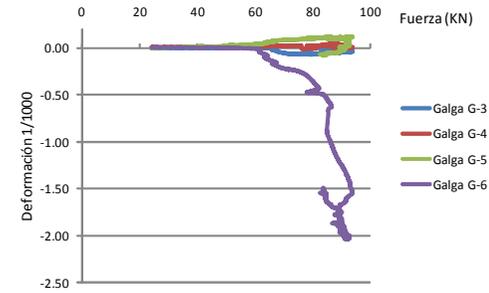
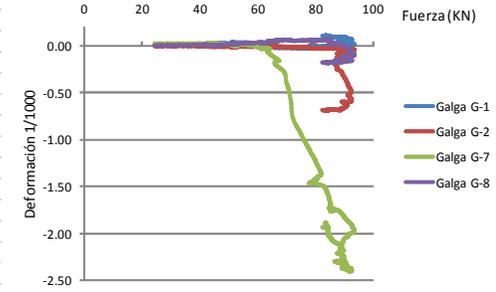
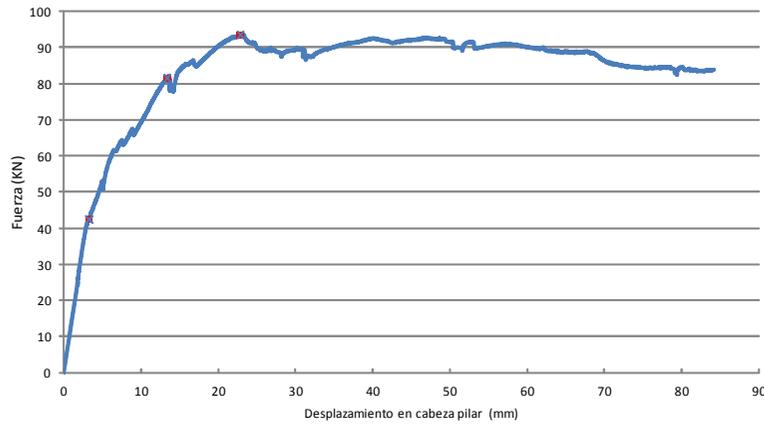


Nudo superior derecho

**Q-VISTA GENERAL MARCO**



| ENSAYO II  |                                   |       |       |       |                                   |      |      |       |  |       |       |       |
|------------|-----------------------------------|-------|-------|-------|-----------------------------------|------|------|-------|--|-------|-------|-------|
| Carga (KN) | Deformación galgas columna 1/1000 |       |       |       | Deformación galgas columna 1/1000 |      |      |       | Desplazamiento captadores columna (mm) |       |       |       |
|            | G-1                               | G-2   | G-7   | G-8   | G-3                               | G-4  | G-5  | G-6   | 1                                      | 2     | 3     | 4     |
| 42.37      | 0.02                              | 0.00  | 0.03  | 0.00  | 0.00                              | 0.01 | 0.01 | 0.00  | 0.25                                   | 0.89  | 1.28  | 3.26  |
| 81.51      | 0.00                              | -0.02 | -1.48 | 0.06  | -0.06                             | 0.02 | 0.10 | -0.48 | 1.16                                   | 6.88  | 10.37 | 14.52 |
| 93.55      | 0.01                              | -0.04 | -1.98 | -0.10 | -0.03                             | 0.00 | 0.11 | -1.55 | 1.79                                   | 11.73 | 17.65 | 23.20 |



P=25 KN



P=42.37KN



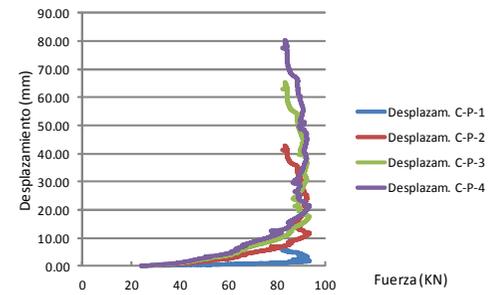
P=81 KN



P=93.6 KN



P= 83.5 Tn



Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pòrticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

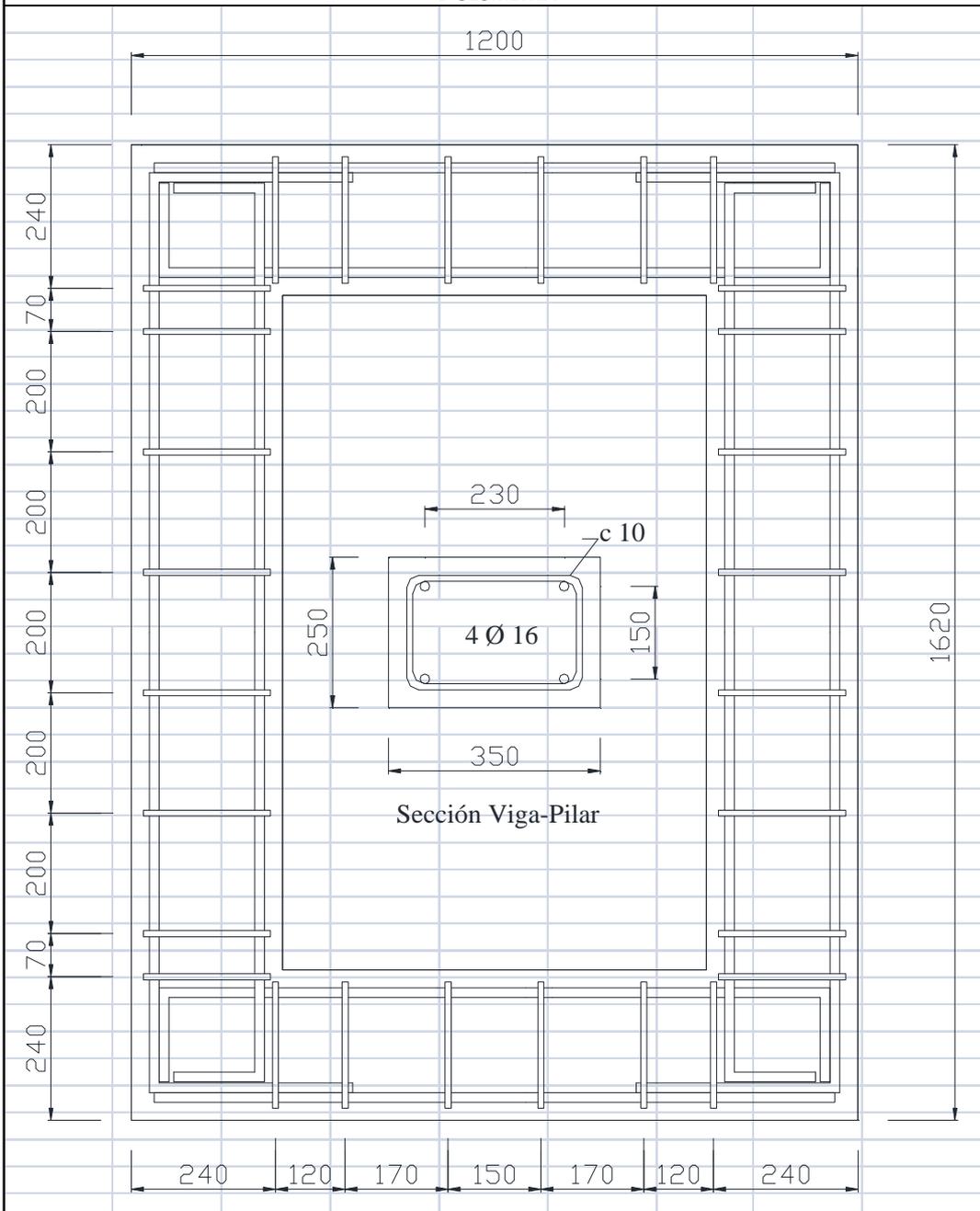
Andrés Belda Revert

MARCO III

**A- DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO**

|  |                                |             |
|--|--------------------------------|-------------|
| Elemento: Ensayo III, MARCO RELLENO  | Barras roscadas                | $\phi$ 16   |
| Fecha hormigonado: 04 de Julio de 2013   | Armadura longitudinal superior | 2 $\phi$ 16 |
| Fecha ensayo: 27 de Marzo de 2014  | Armadura longitudinal inferior | 2 $\phi$ 16 |
| Edad (días): 266   | Armadura vertical              | c 10        |
| Sección dintel (mm): 350x230   | Acero                          | B 500 S     |
| Sección apoyos (mm): 350x230   | Hormigón                       | HA35/F/12/I |
|  | $f_{ck}$                       | 36.78 Mpa   |
| Carga última: 95.35 KN   | $f_{c \text{ Mortero}}$        | 9.56 Mpa    |
| Tipo de rotura: Plastificación de los nudos, rotura por corte del relleno, mecanismo flexible. |                                |             |

**B-GEOMETRÍA**

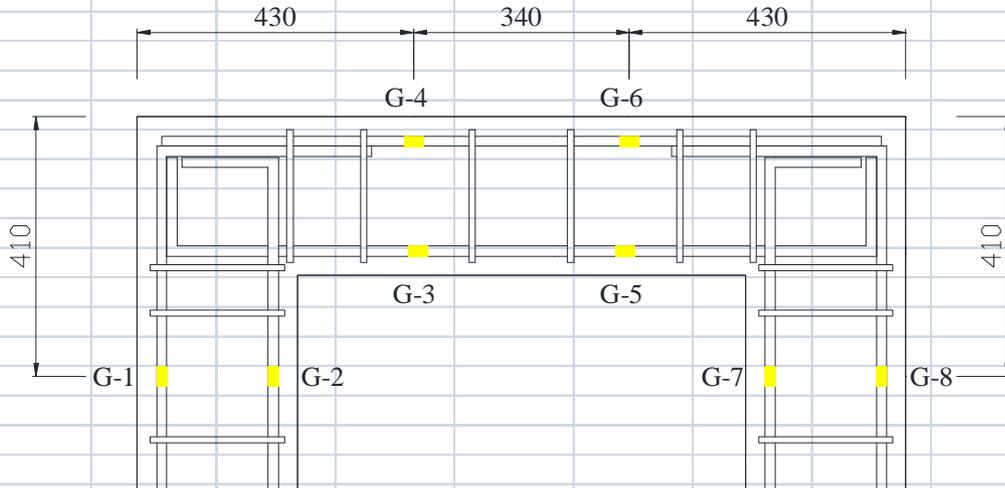


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

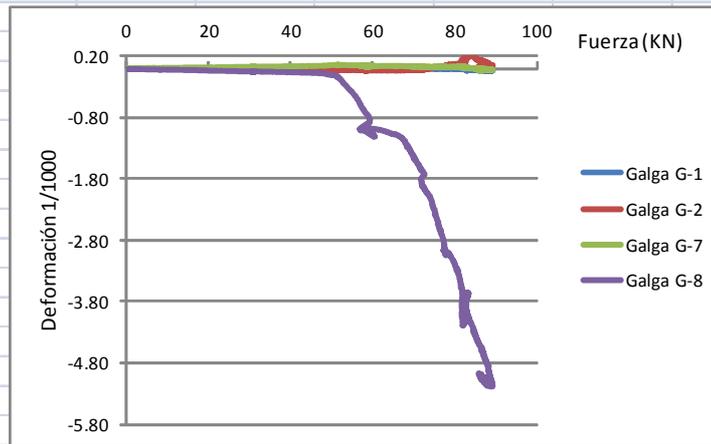
Andrés Belda Revert

MARCO III

**C - GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN BARRAS DE ACERO**

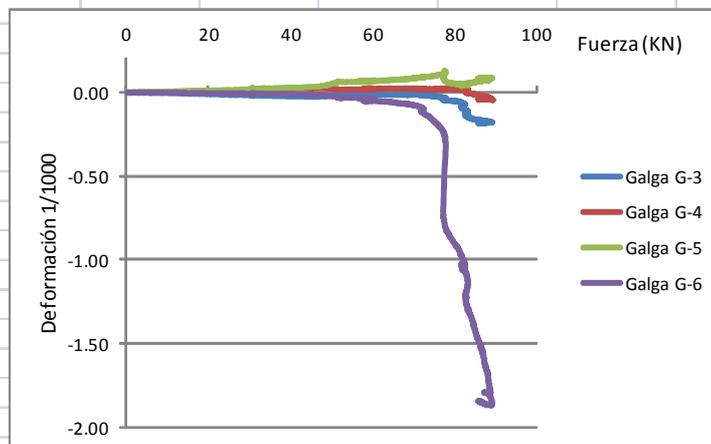


**D-CARGA-DEFORMACIÓN: PILARES**



\* El signo negativo indica tracción

**E-CARGA-DEFORMACIÓN: VIGA**



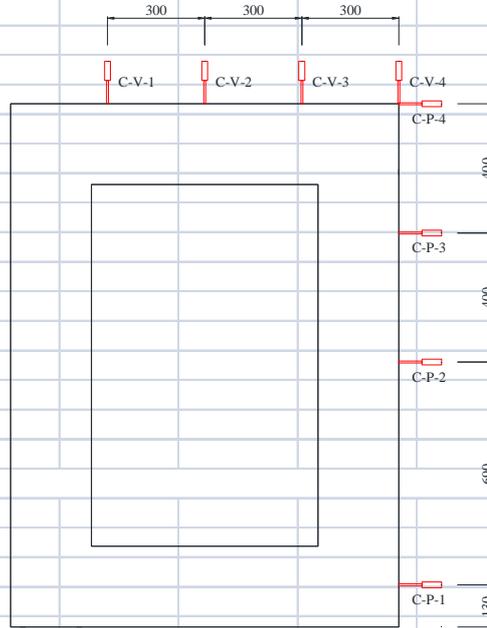
\* El signo negativo indica tracción

Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

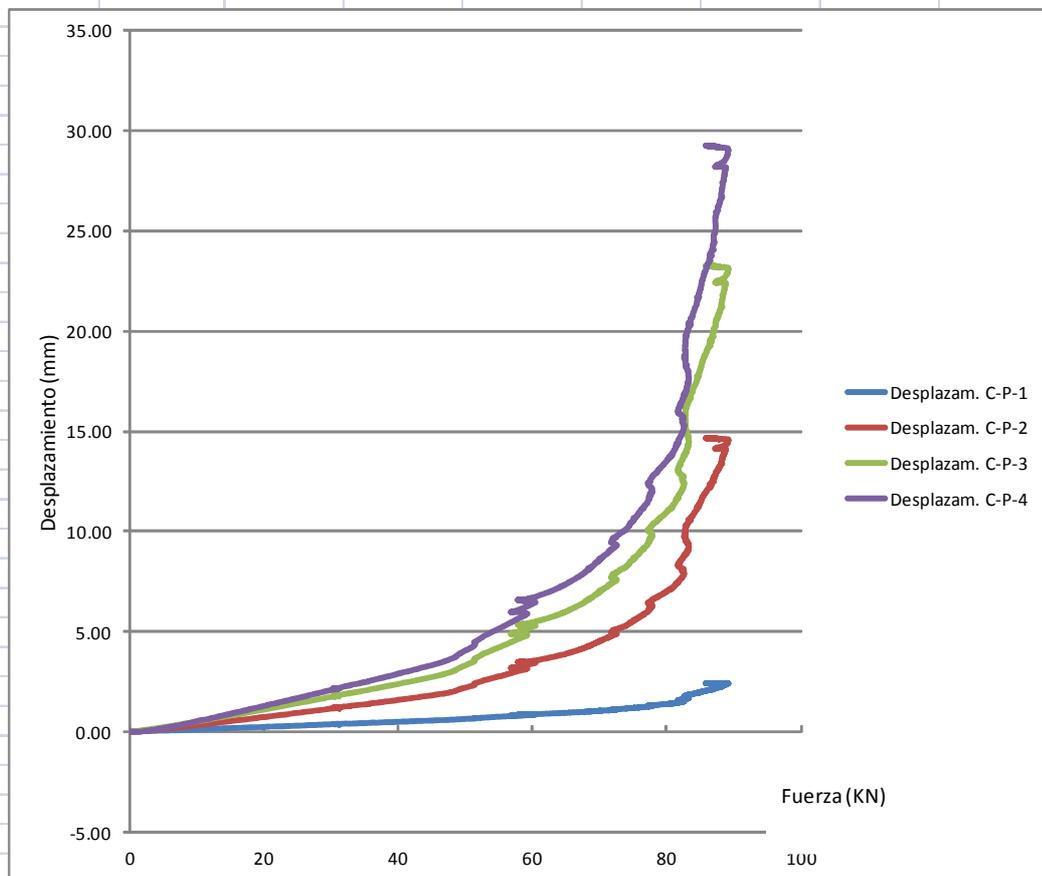
Andrés Belda Revert

MARCO III

F- CAPTADORES DE DESPLAZAMIENTO



G- CARGA-DESPLAZAMIENTO: PILAR

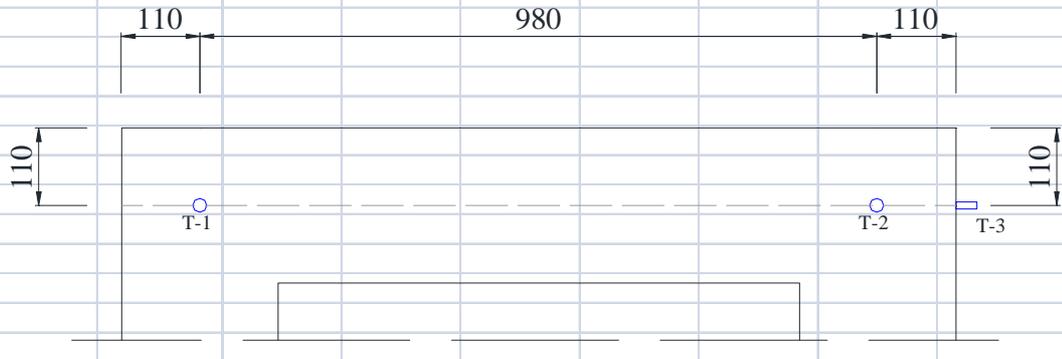


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

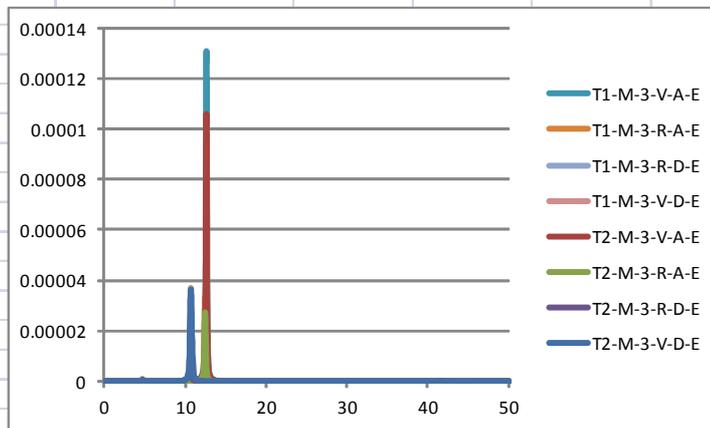
Andrés Belda Revert

MARCO III

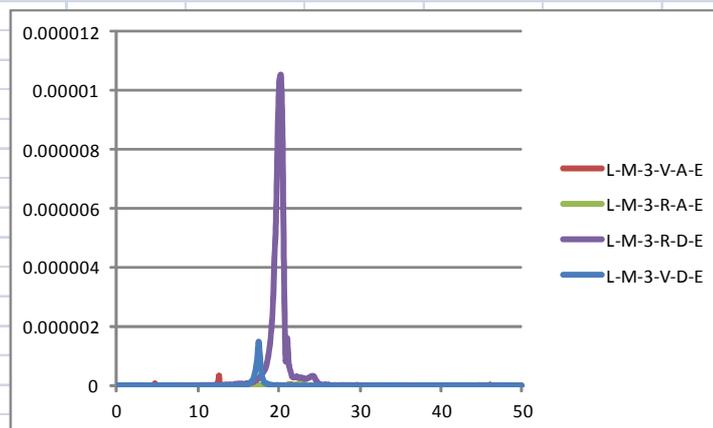
**H- ACCELERÓMETROS - GOLPE LONGITUDINAL**



**I- Frecuencias propias T-1 Y T-2**



**J- Frecuencias propias T-3**

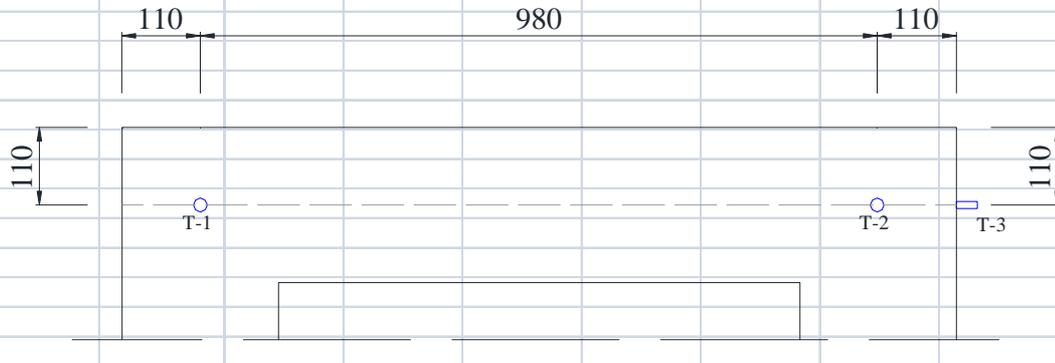


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

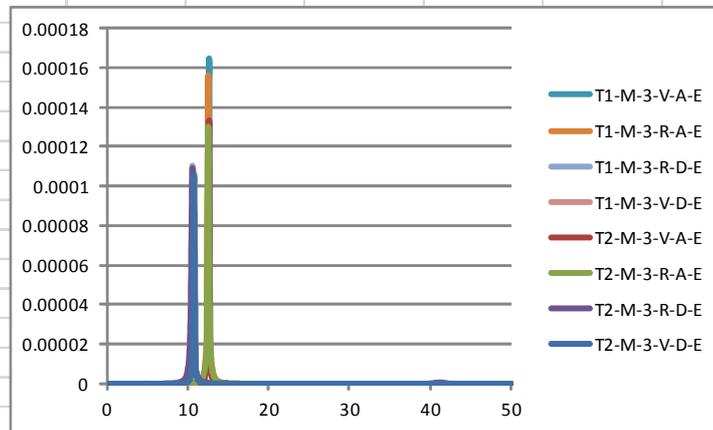
Andrés Belda Revert

MARCO III

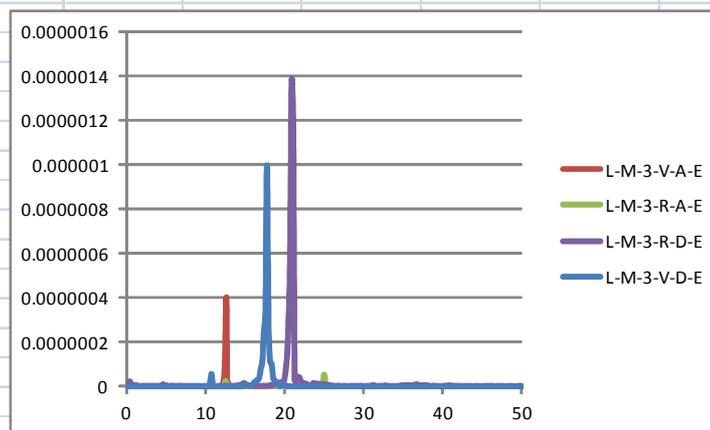
**K- ACCELERÓMETROS - GOLPE TRANSVERSAL**



**L- Frecuencias propias T-1 Y T-2**



**LL- Frecuencias propias T-3**

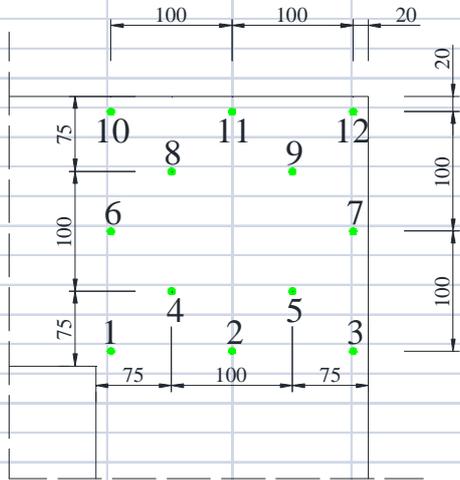


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

Andrés Belda Revert

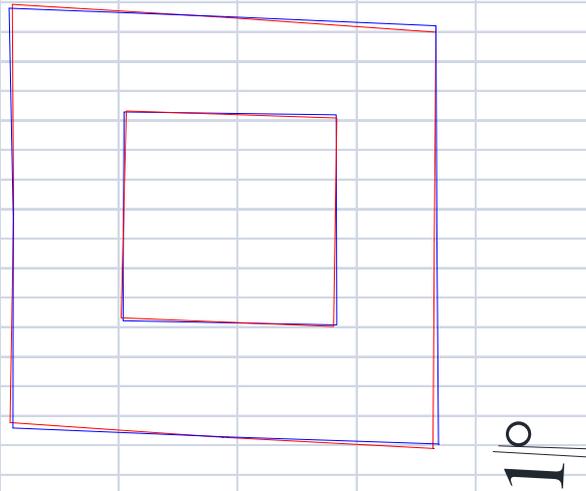
MARCO III

M- DISTRIBUCIÓN DEMEC



| DMEC  | Distancia (mm) |         |        |         |
|-------|----------------|---------|--------|---------|
|       | P= 0 Tn        | P= 3 Tn | P=6 Tn | P= 9 Tn |
| 1-2   | 0.893          | 0.890   | 0.885  | 0.845   |
| 1-6   | -0.791         | -0.792  | -0.804 | -0.800  |
| 2-3   | -0.419         | -0.421  | -0.423 | -0.116  |
| 3-7   | -0.947         | -0.937  | -0.927 | -0.904  |
| 4-5   | 1.084          | 1.088   | 1.088  | 1.069   |
| 4-8   | -0.825         | -0.820  | -0.824 | -0.832  |
| 5-9   | -0.626         | -0.617  | -0.616 | -0.623  |
| 6-10  | 0.478          | 0.478   | 0.484  | 0.490   |
| 7-12  | -0.485         | -0.479  | -0.478 | -0.483  |
| 8-9   | -0.182         | -0.175  | -0.170 | -0.184  |
| 10-11 | 1.060          | 1.076   | 1.150  | 1.666   |
| 11-12 | 0.501          | 0.510   | 0.506  | 0.487   |

N- ROTACIÓN DEL NUDO



0- SITUACIÓN DMEC TRAS EL ENSAYO



Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

Andrés Belda Revert

MARCO III

**P-IMÁGENES ESQUINAS MARCO**



Nudo superior izquierdo



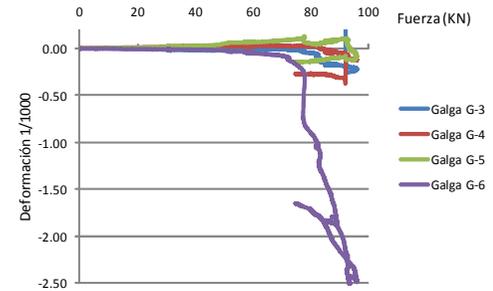
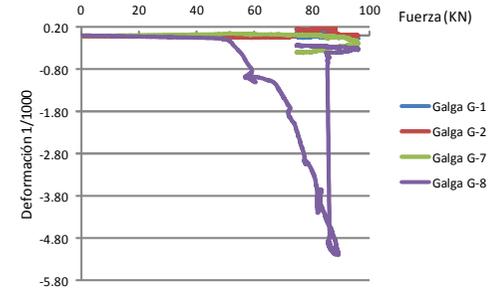
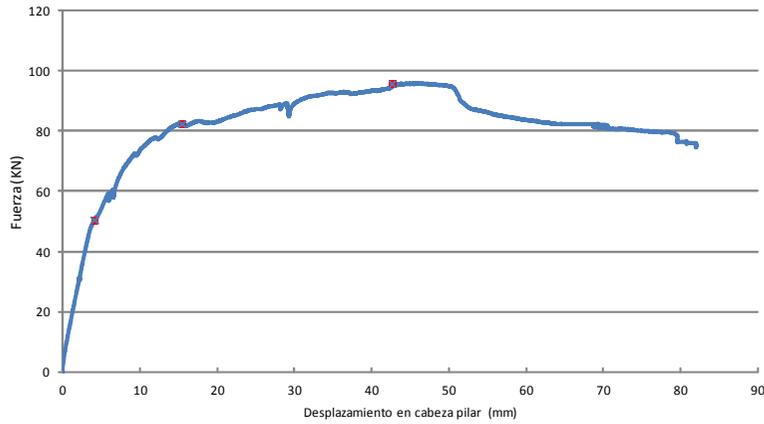
Nudo superior derecho

**Q-VISTA GENERAL MARCO**



ENSAYO III

| Carga (KN) | Deformación galgas columna 1/1000 |       |       |       | Deformación galgas columna 1/1000 |       |       |       | Desplazamiento captadores columna (mm) |       |       |       |
|------------|-----------------------------------|-------|-------|-------|-----------------------------------|-------|-------|-------|--|-------|-------|-------|
|            | G-1                               | G-2   | G-7   | G-8   | G-3                               | G-4   | G-5   | G-6   | 1                                      | 2     | 3     | 4     |
| 50.39      | 0.01                              | -0.02 | 0.05  | -0.10 | -0.02                             | 0.02  | 0.06  | -0.02 | 0.65                                   | 2.24  | 3.37  | 4.11  |
| 82.24      | -0.02                             | 0.12  | 0.02  | -4.05 | -0.07                             | 0.02  | 0.05  | -1.04 | 1.54                                   | 8.00  | 12.55 | 15.45 |
| 95.35      | -0.06                             | 0.02  | -0.11 | -0.33 | -0.21                             | -0.12 | -0.04 | -2.46 | 3.28                                   | 21.97 | 33.79 | 42.63 |



P=0 KN



P=50.4 KN



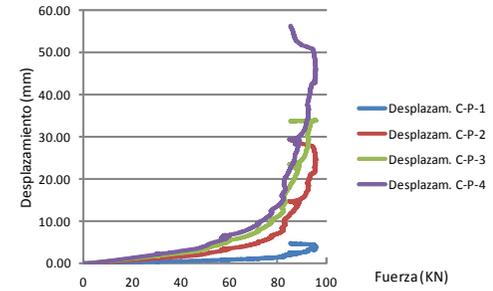
P=82.2 KN



P=95.4 KN



P= 75 Tn





Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

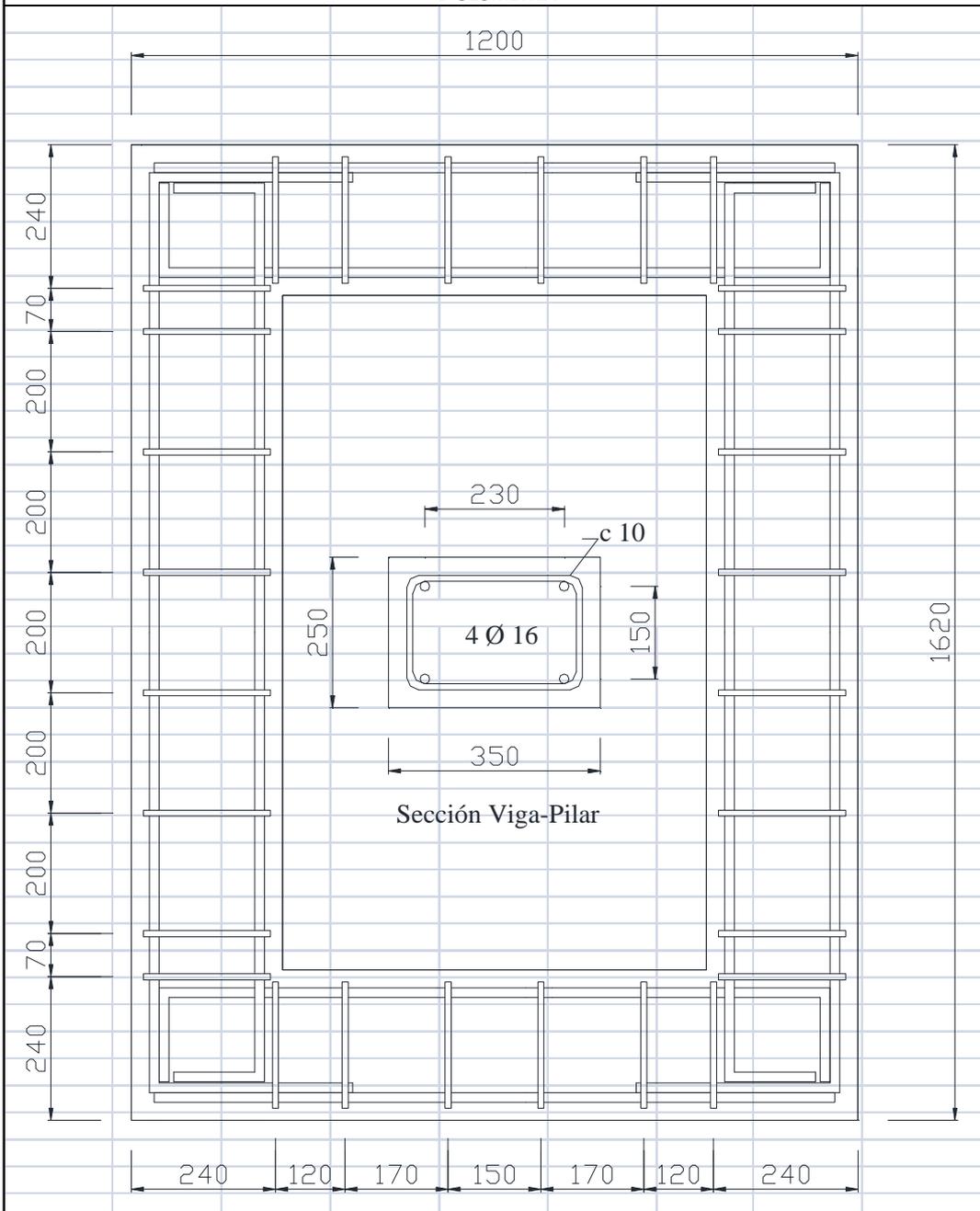
Andrés Belda Revert

MARCO IV

**A- DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO**

|  |                                |             |
|--|--------------------------------|-------------|
| Elemento: Ensayo IV, MARCO RELLENO   | Barras roscadas                | $\phi$ 16   |
| Fecha hormigonado: 04 de Julio de 2013   | Armadura longitudinal superior | 2 $\phi$ 16 |
| Fecha ensayo: 04 de Julio de 2014  | Armadura longitudinal inferior | 2 $\phi$ 16 |
| Edad (días): 372   | Armadura vertical              | c 10        |
| Sección dintel (mm): 350x230   | Acero                          | B 500 S     |
| Sección apoyos (mm): 350x230   | Hormigón                       | HA35/F/12/I |
|  | $f_{ck}$                       | 36.78 Mpa   |
| Carga última: 85.5 KN  | $f_{c \text{ Mortero}}$        | 9.53 Mpa    |
| Tipo de rotura: Plastificación de los nudos, rotura por corte del relleno, mecanismo flexible. |                                |             |

**B-GEOMETRÍA**



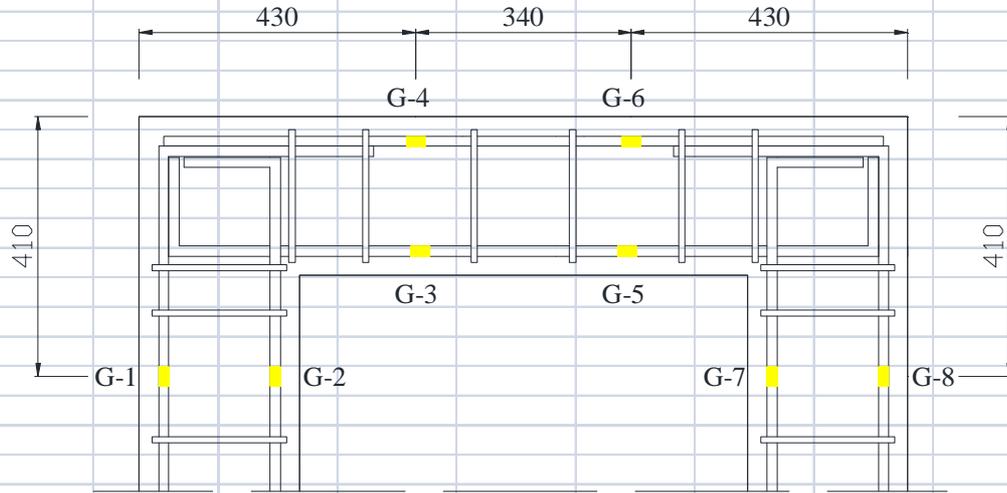


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

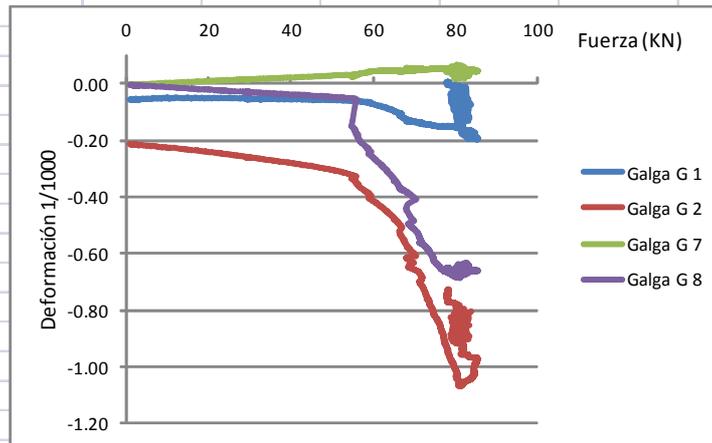
Andrés Belda Revert

MARCO IV

C - GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN BARRAS DE ACERO

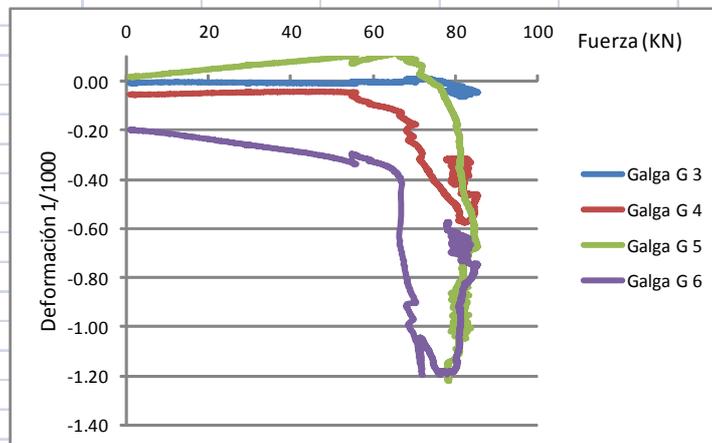


D-CARGA-DEFORMACIÓN: PILARES



\* El signo negativo indica tracción

E-CARGA-DEFORMACIÓN: VIGA



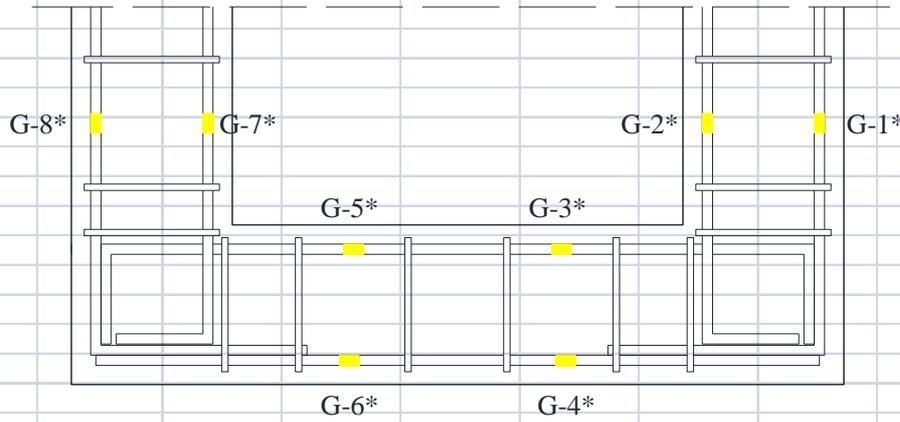
\* El signo negativo indica tracción

Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

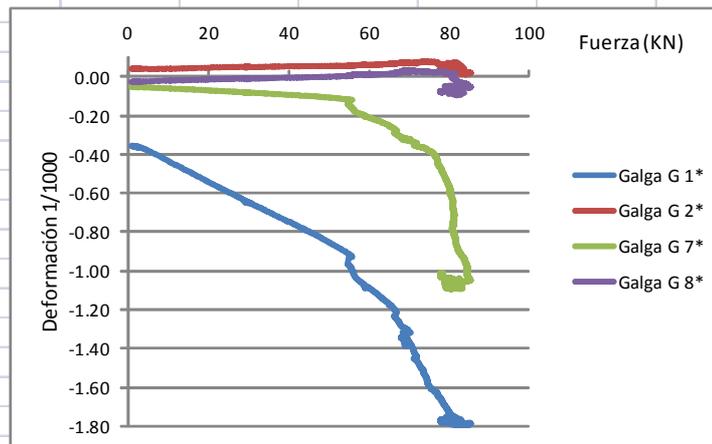
Andrés Belda Revert

MARCO IV

**C\* - GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN BARRAS DE ACERO**

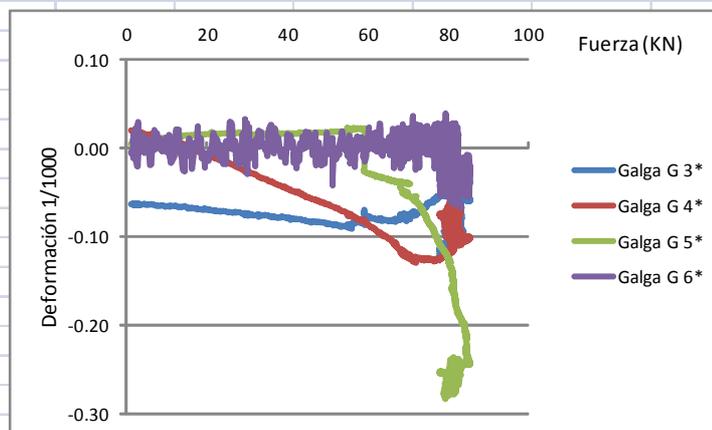


**D\* - CARGA-DEFORMACIÓN: PILARES**



\* El signo negativo indica tracción

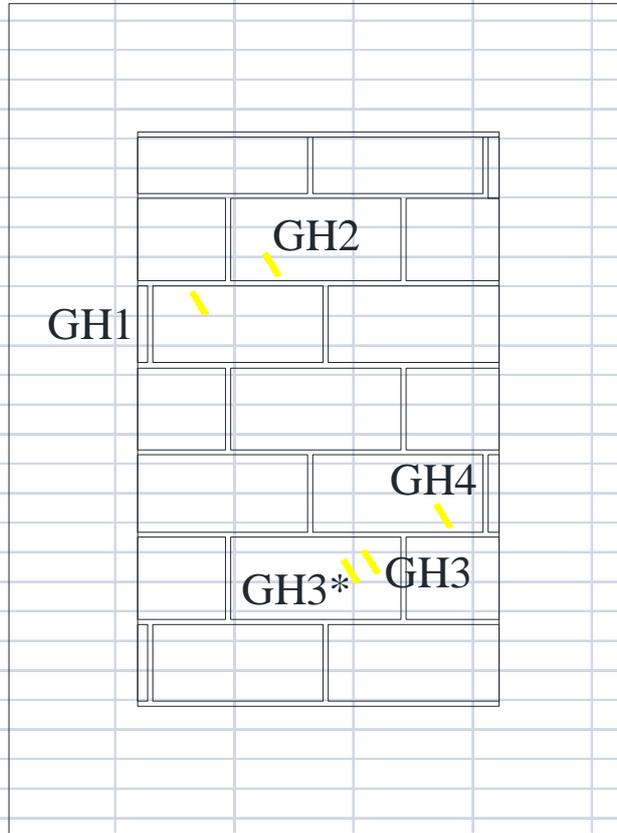
**E\* - CARGA-DEFORMACIÓN: VIGA**



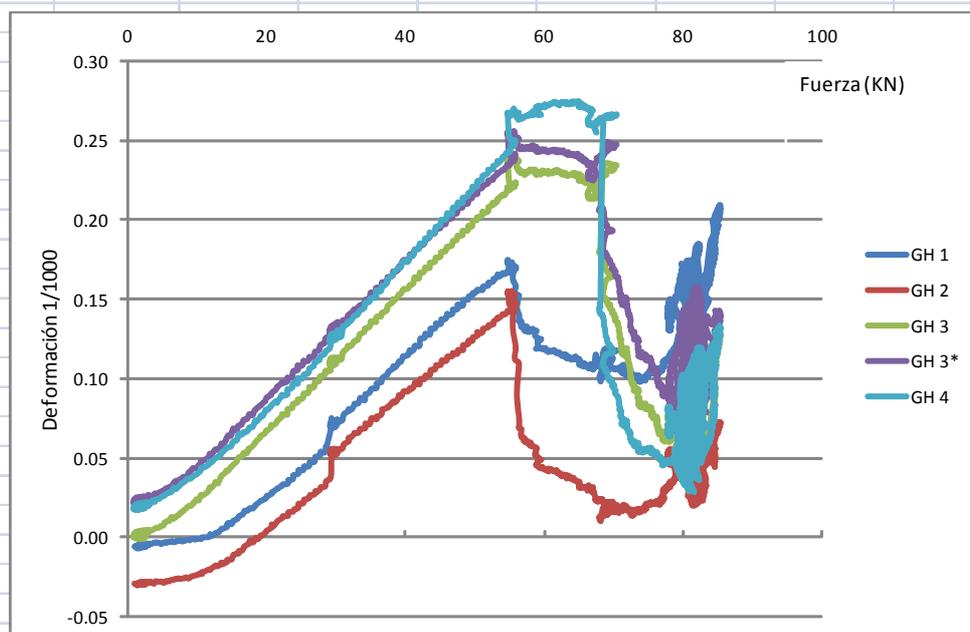
\* El signo negativo indica tracción



**F - GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN RELLENO**



**G-CARGA-DEFORMACIÓN: VIGA**



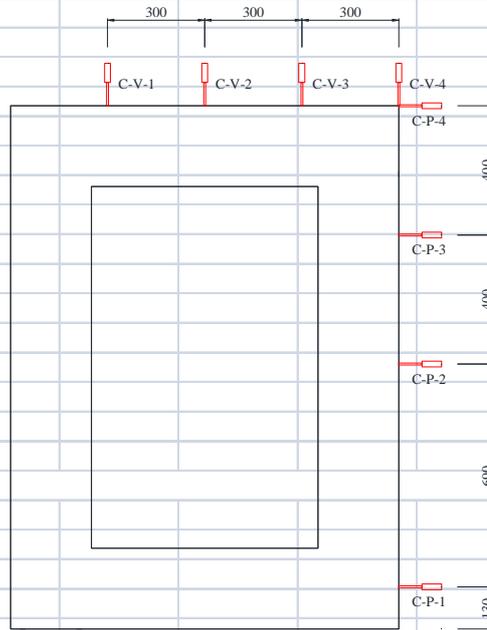
\* El signo positivo incide compresión

Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

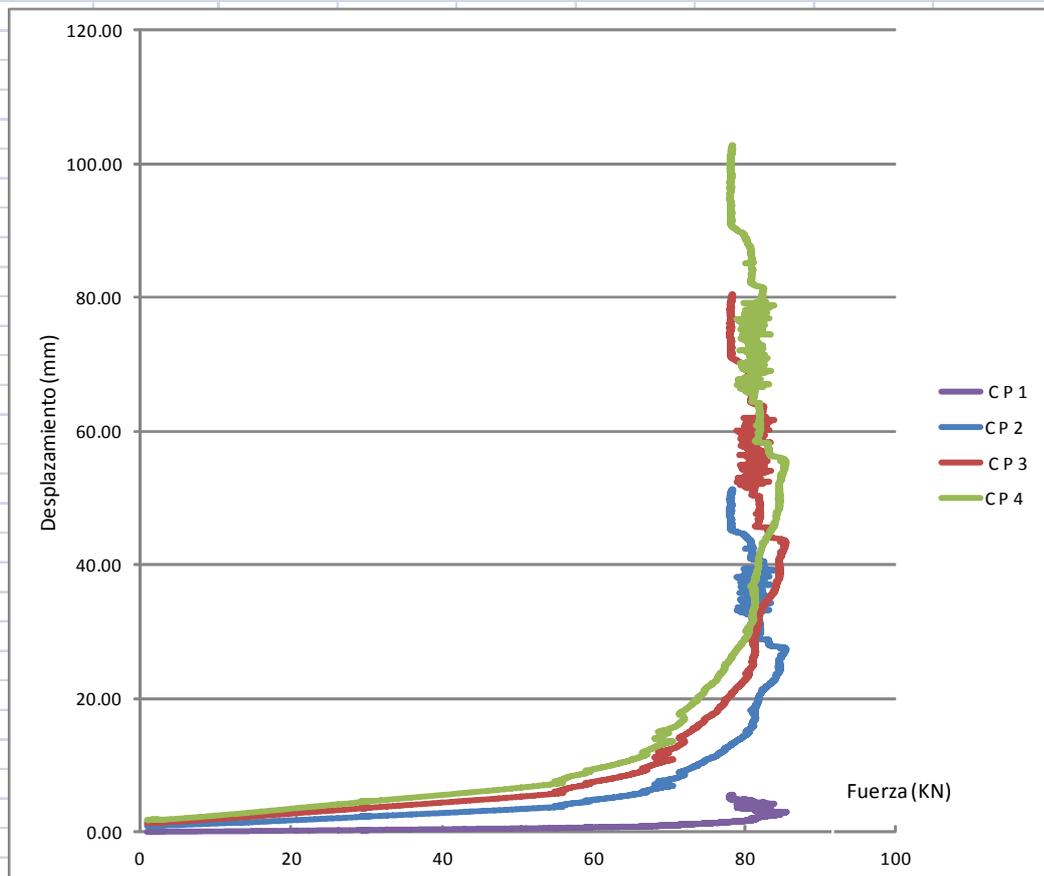
Andrés Belda Revert

MARCO IV

**H- CAPTADORES DE DESPLAZAMIENTO**



**I- CARGA-DESPLAZAMIENTO: PILAR**

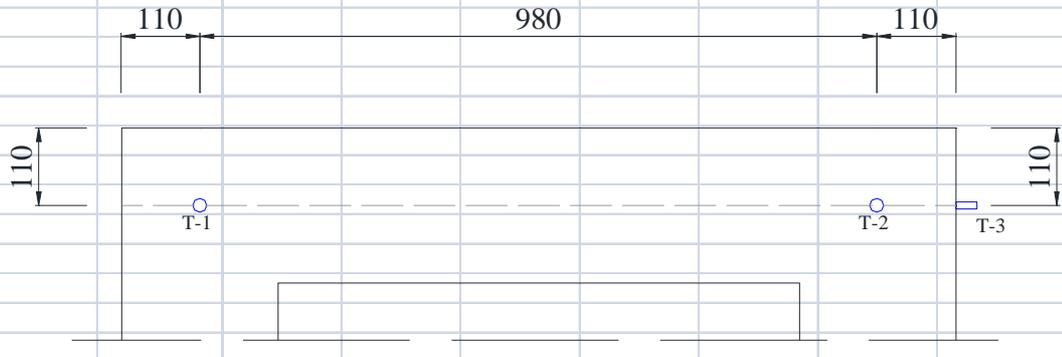


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

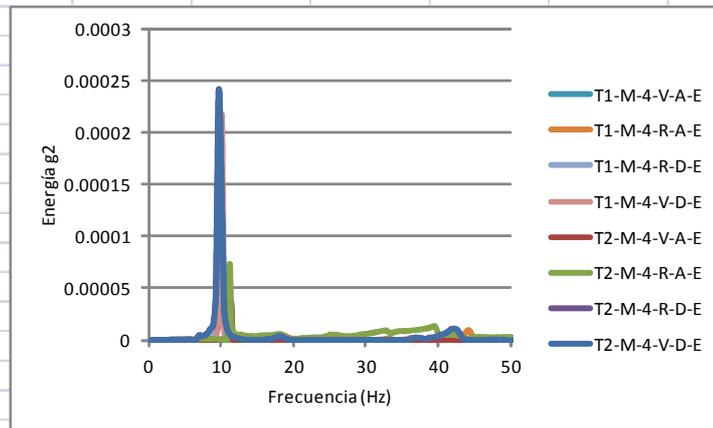
Andrés Belda Revert

MARCO IV

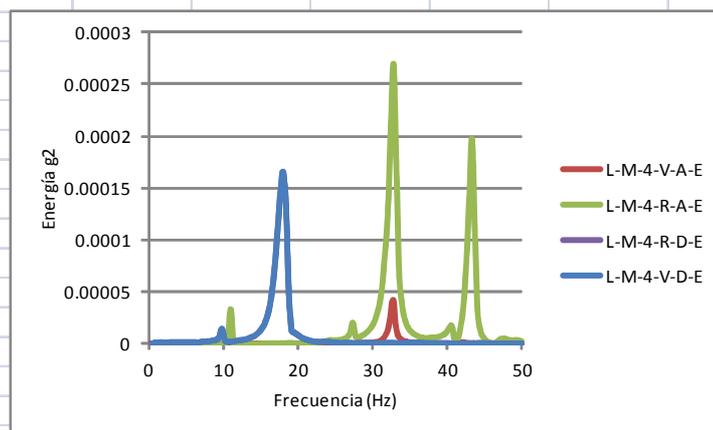
**J- ACCELERÓMETROS - GOLPE LONGITUDINAL**



**K- Frecuencias propias T-1 Y T-2**



**L- Frecuencias propias T-3**



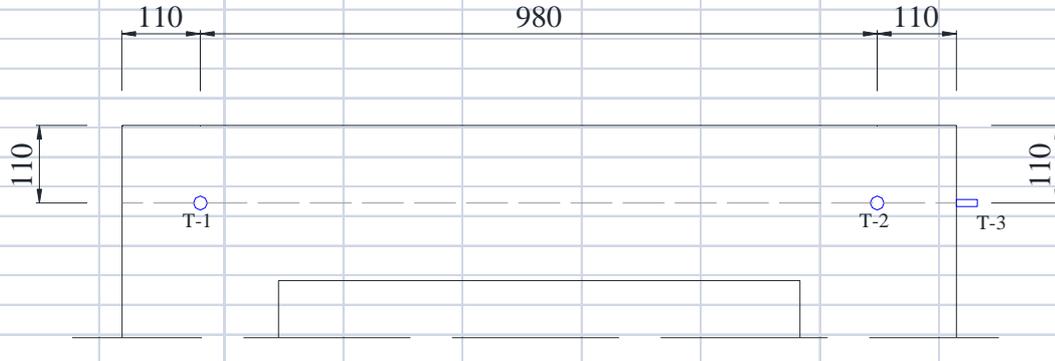


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

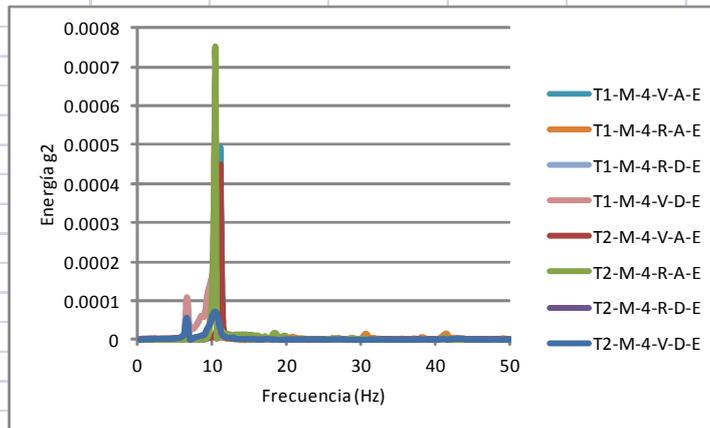
Andrés Belda Revert

MARCO IV

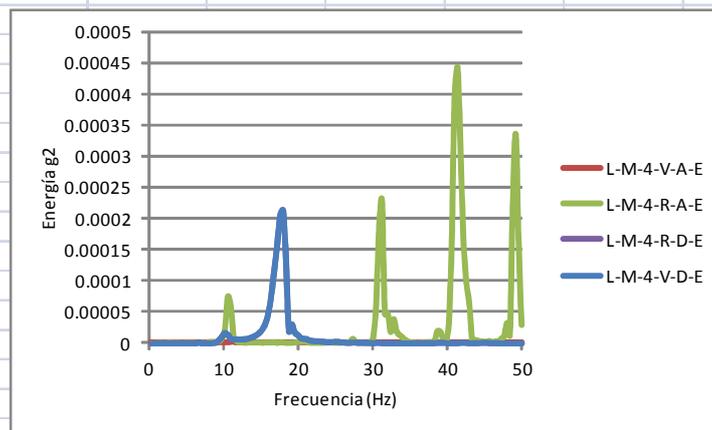
LL- ACCELERÓMETROS - GOLPE TRANSVERSAL



M- Frecuencias propias T-1 Y T-2



N- Frecuencias propias T-3

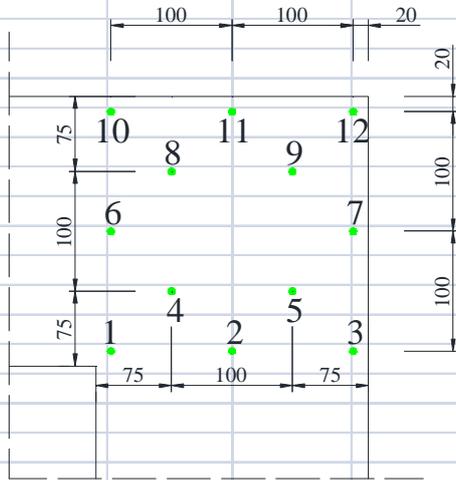


Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pórticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

Andrés Belda Revert

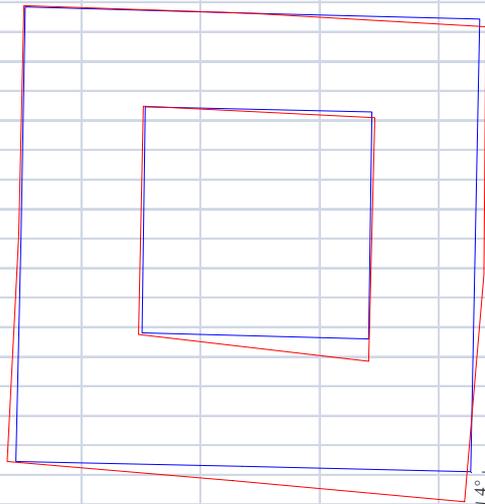
MARCO IV

**O- DISTRIBUCIÓN DEMEC**



| DMEC  | Distancia (mm) |          |           |         |
|-------|----------------|----------|-----------|---------|
|       | P= 0 Tn        | P= 2.8Tn | P=5.92 Tn | P= 0 Tn |
| 1-2   | -0.288         | -0.289   | -0.294    | -0.178  |
| 1-6   | -0.675         | -0.690   | -0.736    | 0.108   |
| 2-3   | 1.407          | 1.405    | 1.445     |         |
| 3-7   | -0.095         | -0.082   | -0.098    | -0.055  |
| 4-5   | 0.226          | 0.221    | 0.215     | 1.413   |
| 4-8   | -0.265         | -0.256   | -0.263    | 1.174   |
| 5-9   | 0.155          | 0.163    | 0.152     |         |
| 6-10  | 1.568          | 1.577    | 1.589     | 1.594   |
| 7-12  | -0.403         | -0.399   | -0.403    |         |
| 8-9   | 0.277          | 0.282    | 0.287     | 2.301   |
| 10-11 | 0.395          | 0.398    | 0.402     | 0.435   |
| 11-12 | 0.750          | 0.751    | 0.752     | 3.646   |

**P- ROTACIÓN DEL NUDO**



**Q- SITUACIÓN DMEC TRAS EL ENSAYO**



Estudio experimental de la influencia del relleno de mampostería sobre pòrticos de hormigón armado frente a acciones horizontales

Andrés Belda Revert

MARCO IV

**R-IMÁGENES ESQUINAS MARCO**



Nudo superior izquierdo



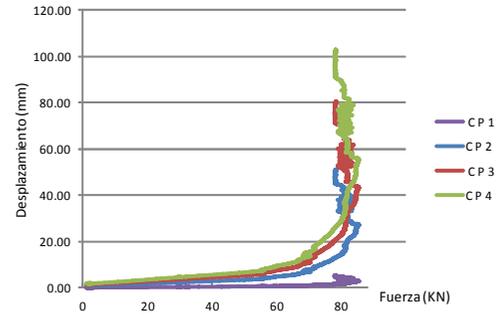
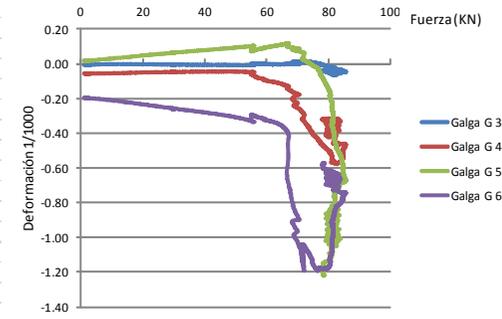
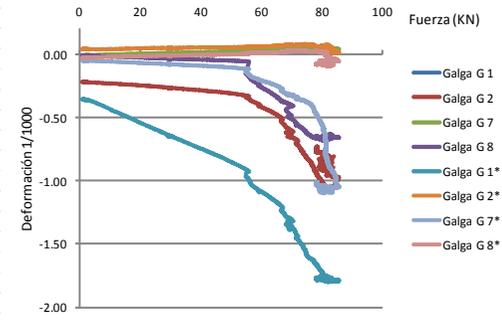
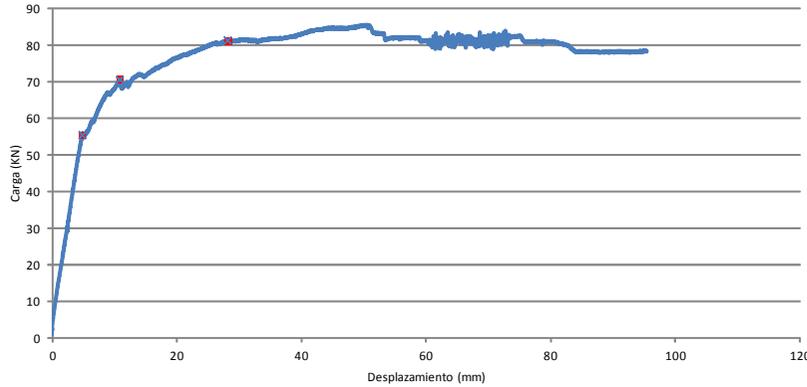
Nudo superior derecho

**S-VISTA GENERAL MARCO**



ENSAYO IV

| Carga (KN) | Deformación galgas cabeza columna 1/1000 |       |      |       | Deformación galgas base columna 1/1000 |      |       |      | Deformación galgas columna 1/1000 |       |       |       | Desplazamiento captadores columna (mm) |       |       |       |
|------------|--|-------|------|-------|--|------|-------|------|-----------------------------------|-------|-------|-------|--|-------|-------|-------|
|            | G-1                                      | G-2   | G-7  | G-8   | G-1*                                   | G-2* | G-7*  | G-8* | G-3                               | G-4   | G-5   | G-6   | CP 1                                   | CP 2  | CP 3  | CP 4  |
| 55.52      | -0.06                                    | -0.35 | 0.03 | -0.17 | -0.99                                  | 0.06 | -0.16 | 0.01 | 0.00                              | -0.07 | 0.08  | -0.30 | 0.71                                   | 3.98  | 6.28  | 7.92  |
| 70.41      | -0.13                                    | -0.66 | 0.05 | -0.52 | -1.37                                  | 0.07 | -0.33 | 0.03 | 0.01                              | -0.26 | 0.07  | -1.05 | 1.11                                   | 7.93  | 12.53 | 15.72 |
| 81.12      | -0.15                                    | -1.05 | 0.05 | -0.67 | -1.76                                  | 0.05 | -0.63 | 0.01 | -0.02                             | -0.53 | -0.22 | -1.08 | 1.90                                   | 15.68 | 24.82 | 31.58 |



P=0 KN



P=55.5 KN



P=70.41 KN



P=81.12 KN



P= 78.3 Tn



## ANEJO II: : ENSAYOS DE CONTROL DEL HORMIGÓN

La determinación de la resistencia a compresión simple del hormigón se realiza conforme a la norma *UNE-EN 12390-3:2003* (43), (47). Se trata de probetas cilíndricas de de altura 300 mm y diámetro 150 mm. Las superficies que reciben la carga se refrentan con azufre. Como se trata de hormigón de resistencia inferior a 50 MPa, el refrentado mediante azufre es adecuado según el Anexo A de la citada norma.

El número total de ensayos realizados es de 8. Se tienen dos probetas de acompañamiento por cada uno de los pórticos ensayados. A continuación se muestra un resumen con los resultados obtenidos.

| Fecha hormigonado | Fecha de ensayo | Probeta      | Edad Probeta (días) | Carga máxima (T) | R (Mpa) |
|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|------------------|---------|
| 04/07/2013        | 06/03/2014      | P1 (Marco 1) | 245                 | 76.5             | 42.47   |
| 04/07/2013        | 06/03/2014      | P2 (Marco 1) | 245                 | 62               | 34.42   |
| 04/07/2013        | 14/03/2014      | P3 (Marco 2) | 253                 | 61.5             | 34.14   |
| 04/07/2013        | 14/03/2014      | P4 (Marco 2) | 253                 | 60.5             | 33.59   |
| 04/07/2013        | 27/03/2014      | P5 (Marco 3) | 266                 | 70               | 38.86   |
| 04/07/2013        | 27/03/2014      | P6 (Marco 3) | 266                 | 67               | 37.19   |
| 04/07/2013        | 04/07/2014      | P7 (Marco 4) | 372                 | 68.2             | 37.86   |
| 04/07/2013        | 04/07/2014      | P8 (Marco 4) | 372                 | 65.2             | 36.19   |

*Tabla 18: Resultado probetas de acompañamiento hormigón*

El curado de las probetas en los ensayos se realiza a partir del desmoldeado a las 24 horas en cámara húmeda a una temperatura de 20°C y con una humedad relativa del 95%

Los cuatro marcos han sido elaborados con hormigón proveniente de la misma amasada. Se trata de hormigón elaborado en central y transportado mediante camión hormigonera hasta las instalaciones del laboratorio. El hormigón que se ha especificado en planta es el siguiente: HA 35-F-12-I. Por ello se calcula la resistencia media de todos los ensayos:

$$f_{cm}=36.78 \text{ MPa}$$

A continuación se adjuntan los resultados de los ensayos.

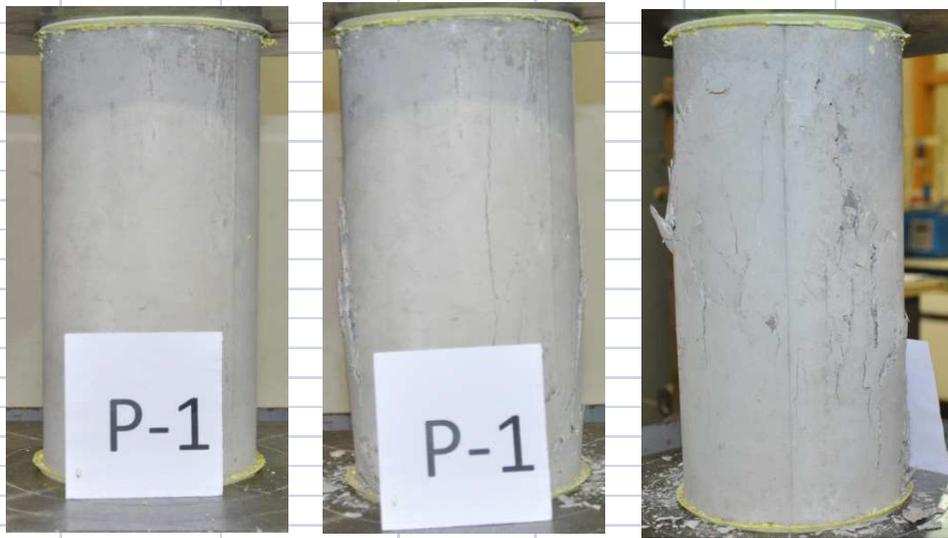


Proyecto: **INSISO** Autor: **Andrés Belda** **UNE-EN 12390-3**

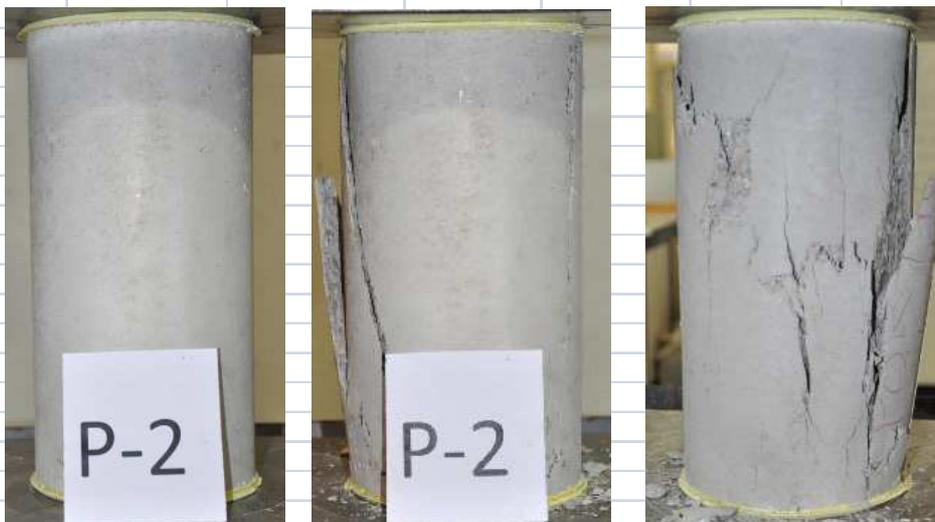
**Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas**

**PROBETAS DE ACOMPAÑAMIENTO MARCO I**

| Fecha hormigonado | Fecha de ensayo | Probeta      | Edad Probeta (días) | Carga máxima (Tn) |
|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-------------------|
| 04/07/2013        | 07/03/2014      | P1 (Marco 1) | 245                 | 76.5              |
| 04/07/2013        | 07/03/2014      | P2 (Marco 1) | 245                 | 62                |



Probeta P1: 1- Puesta en ensayo. 2- Rotura vista frontal. 3. Rotura vista dorsal



Probeta P2: 1- Puesta en ensayo. 2- Rotura vista frontal. 3. Rotura vista dorsal

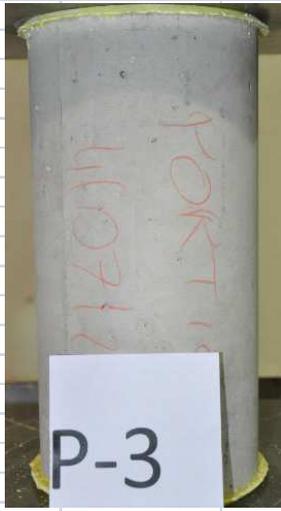


Proyecto: **INSISO** Autor: **Andrés Belda** **UNE-EN 12390-3**

**Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas**

**PROBETAS DE ACOMPAÑAMIENTO MARCO I**

| Fecha hormigonado | Fecha de ensayo | Probeta      | Edad Probeta (días) | Carga máxima (Tn) |
|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-------------------|
| 04/07/2013        | 14/03/2014      | P3 (Marco 1) | 253                 | 61.5              |
| 04/07/2013        | 14/03/2014      | P4 (Marco 1) | 253                 | 60.5              |



**P-3**



**P-3**



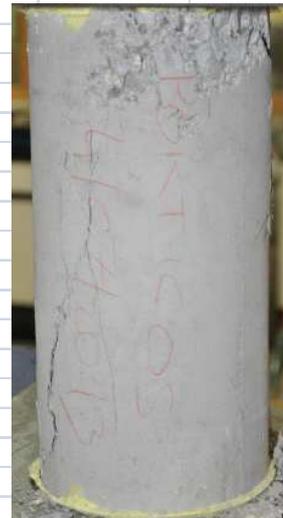
Probeta P3: 1- Puesta en ensayo. 2- Rotura vista frontal. 3. Rotura vista dorsal



**P-4**



**P-4**



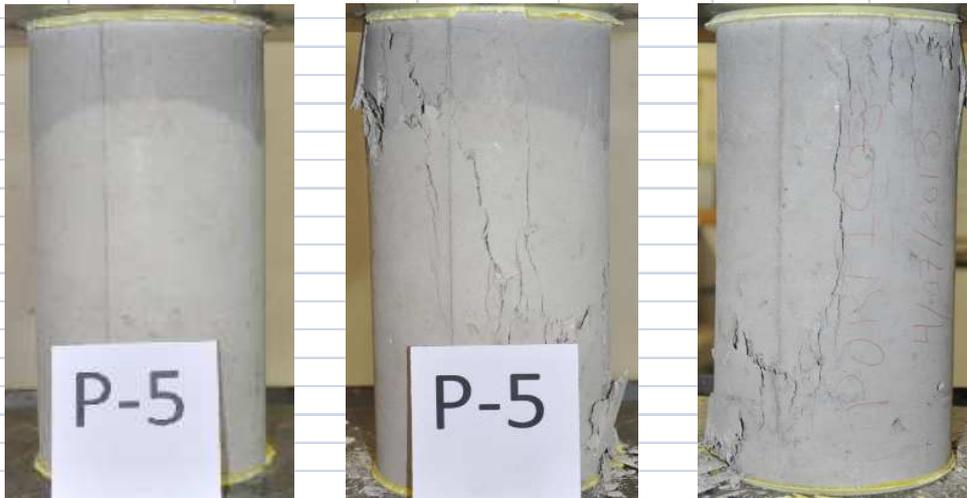
Probeta P4: 1- Puesta en ensayo. 2- Rotura vista frontal. 3. Rotura vista dorsal

Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda UNE-EN 12390-3

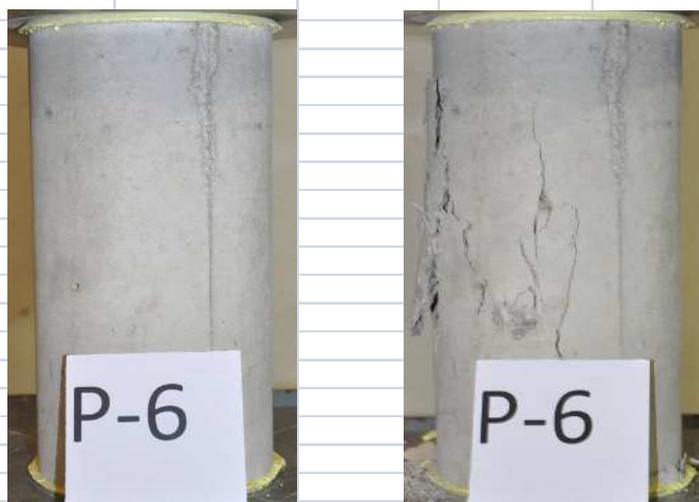
Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas

PROBETAS DE ACOMPAÑAMIENTO MARCO I

| Fecha hormigonado | Fecha de ensayo | Probeta      | Edad Probeta (días) | Carga máxima (Tn) |
|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-------------------|
| 04/07/2013        | 27/03/2014      | P1 (Marco 1) | 266                 | 70                |
| 04/07/2013        | 27/03/2014      | P2 (Marco 1) | 266                 | 67                |



Probeta P5: 1- Puesta en ensayo. 2- Rotura vista frontal. 3. Rotura vista dorsal



Probeta P6: 1- Puesta en ensayo. 2- Rotura vista frontal. 3. Rotura vista dorsal

### **ANEJO III: : ENSAYO DE CONTROL MORTERO**

La determinación de la resistencia a compresión simple del mortero usado en la fabricación del relleno de mampostería así como a flexión simple se ha realizado mediante la norma UNE-EN 196-1 (45). Para cada relleno que se construye se realizan tres probetas prismáticas que son ensayadas tras realizar el ensayo del pórtico con relleno.

Para la caracterización del mortero, se ha elaborado un batería de probetas prismáticas que han sido ensayadas en diversos tiempos desde su elaboración para ver cómo cambia su resistencia con el tiempo. Han sido ensayadas a los:

1 día

3 días

7 días

14 días

21 días

28 días

60 días

90 días

Cada vez que se realiza un ensayo se procede a la rotura de tres probetas prismáticas a flexión. De este primer ensayo se obtienen seis muestras que son ensayadas a compresión. De este modo según la norma citada anteriormente cada valor de resistencia a flexión se obtiene a partir de 3 resultados y cada uno de los de compresión a partir de 6 resultados.

Las probetas prismáticas se elaboran a partir de moldes metálicos disponibles en el laboratorio. Las dimensiones de las piezas son de 40 x 40 x 160 mm.

El proceso de elaboración se compone de los siguientes pasos:

- **Elaboración del mortero:** Se realiza a partir de una mezcla que viene predosificada y ensacada. Se trata de una mezcla de cemento con arena a la cual se le debe añadir una cantidad de agua específica. Para los ensayos de mortero la dosificación es de 3 litros de agua por saco de preparado. Para elaborar el mortero se vierte el preparado en la amasadora y seguidamente el agua.
- **Colocación del mortero en los moldes:** Una vez elaborado el mortero se dispone en los moldes. Para ello se coloca el molde sobre la mesa de vibrado normalizada y se procede al relleno del mismo mediante tres capas de espesor similar. Cada

vez que se coloca una capa se procede al vibrado. Una vez realizadas las probetas se repasa con una llana la cara vista de las probetas.

- Curado de las probetas: Tras su elaboración se colocan en la cámara húmeda del laboratorio. Las condiciones son de 20 °C de temperatura y 70 % de humedad.
- Desmoldeo: A las 24 horas de la elaboración de las probetas se procede al desmoldeo. Para ello se sacan de la cámara húmeda, se procede a la apertura del molde con cuidado para no dañar las probetas, se identifican escribiendo con tinta indeleble en un lateral y finalmente se vuelven a introducir en la cámara húmeda. Los moldes se limpian cuidadosamente y se almacenan.

A continuación se adjuntan las fichas de los ensayos relativos a las probetas de mortero.



Proyecto:

INSISO

Autor:

Andrés Belda Revert

NORMA: UNE-EN 196-1

**Métodos de ensayos de cementos. Parte 1: Determinación de resistencias mecánicas.**

Se han ensayado a flexión tres prismas de mortero de dimensiones 40x40x160 mm. Tras el ensayo a flexión se han obtenido 6 prismas que han sido ensayados a compresión. Las probetas se han identificado con la nomenclatura: 1, 2 y 3; tras la rotura a flexión: 1A, 1B, 2A, 2B, 3A y 3B. El mortero usado se trata de una mezcla preparada ensacada a la cual sólo se le añade agua. Por cada saco de 25 Kg. de mezcla se añade 3 litros de agua.

Fecha de amasado: Viernes 7 de Marzo de 2014

| DÍAS |                | 1     |       | 2     |       | 3     |       | Media (Mpa) |
|------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|
|      |                | A     | B     | A     | B     | A     | B     |             |
| 3    | Largo (mm)     | 160   |       | 160   |       | 160   |       | 1.44        |
|      | Ancho (mm)     | 40    |       | 40    |       | 40    |       |             |
|      | Canto (mm)     | 40    |       | 40    |       | 40    |       |             |
| 3    | F t (Mpa)      | 1.52  |       | 1.56  |       | 1.24  |       | 6.97        |
|      | $\sigma$ (MPa) | 8.57  | 8.25  | 6.24  | 6.29  | 6.26  | 6.21  |             |
| 7    | F t (Mpa)      | 2.48  |       | 2.53  |       | 1.36  |       | 6.57        |
|      | $\sigma$ (MPa) | 7.72  | 6.43  | 6.28  | 6.24  | 6.46  | 6.29  |             |
| 14   | F t (Mpa)      | 2.21  |       | 2.35  |       | 2.46  |       | 8.30        |
|      | $\sigma$ (MPa) | 7.73  | 8.77  | 8.40  | 8.03  | 8.46  | 8.40  |             |
| 21   | F t (Mpa)      | 2.90  |       | 2.62  |       | 2.53  |       | 8.89        |
|      | $\sigma$ (MPa) | 10.42 | 9.99  | 7.30  | 8.40  | 8.58  | 8.65  |             |
| 28   | F t (Mpa)      | 2.94  |       | 2.71  |       | 2.74  |       | 10.22       |
|      | $\sigma$ (MPa) | 11.16 | 9.93  | 9.32  | 10.18 | 10.55 | 10.18 |             |
| 60   | F t (Mpa)      | 2.48  |       | 2.90  |       | 2.71  |       | 10.10       |
|      | $\sigma$ (MPa) | 10.06 | 10.12 | 10.06 | 11.04 | 9.99  | 9.32  |             |

F t : Resistencia a flexotracción

$\sigma$  : Resistencia a compresión simple



Ejecución de probetas mediante molde normalizado



Curado de la probeta en cámara húmeda





Proyecto:

INSISO

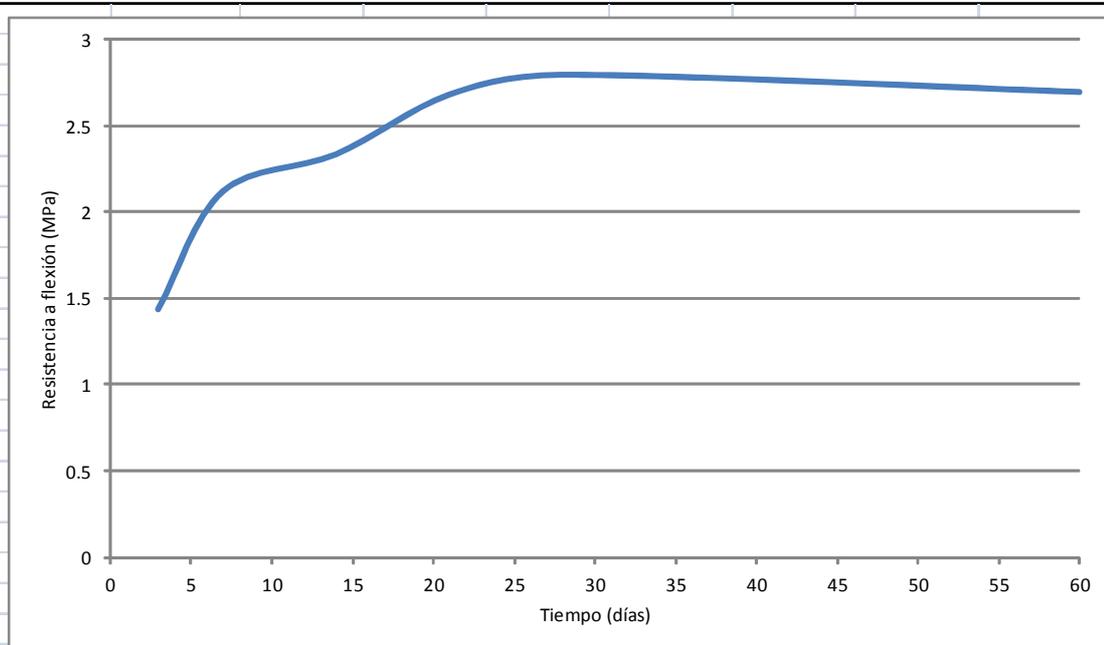
Autor:

Andrés Belda Revert

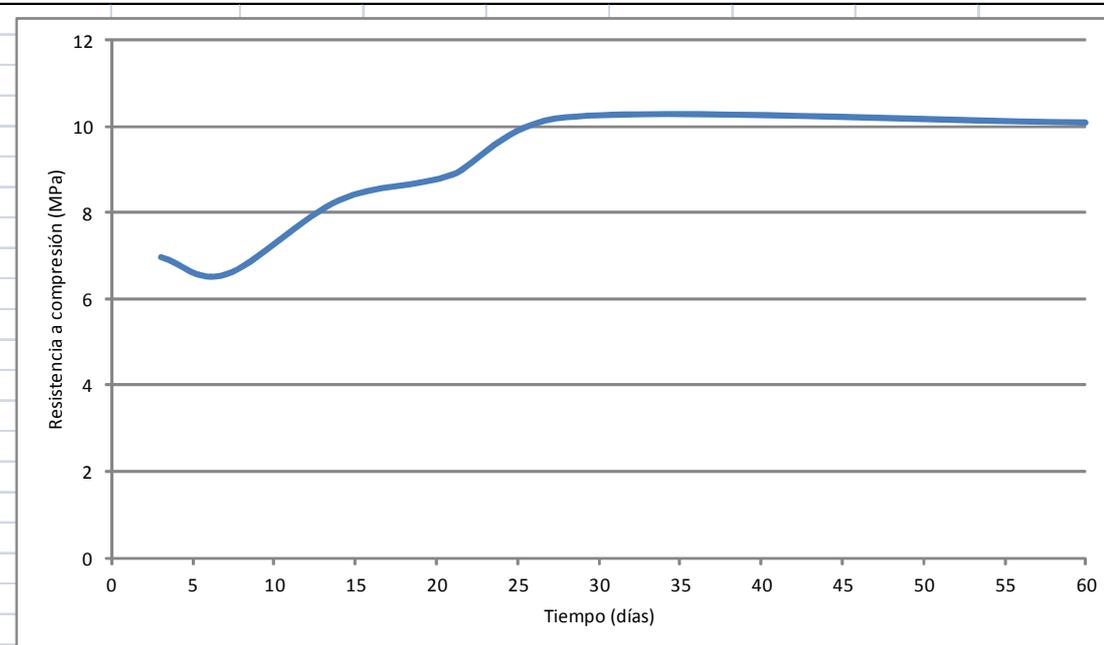
NORMA: UNE-EN 196-1

Métodos de ensayos de cementos. Parte 1: Determinación de resistencias mecánicas a los 3 días.

ENSAYO A FLEXIÓN



ENSAYO A COMPRESIÓN



Cada dato se corresponde con tres ensayos para el caso de flexión y seis para el caso de compresión. Los ensayos se han realizado desde la ejecución de las probetas para los siguientes tiempos:

- 3 días
- 7 días
- 14 días
- 21 días
- 28 días



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Ficha

Ensayos

Proyecto:

INSISO

Autor:

Andrés Belda Revert

NORMA: UNE-EN 196-1

Métodos de ensayos de cementos. Parte 1: Determinación de resistencias mecánicas a los 3 días.

ENSAYO A FLEXIÓN



ENSAYO A COMPRESIÓN





## ANEJO IV: : ENSAYO A COMPRESIÓN LADRILLO

Los ladrillos se ensayan a compresión para conocer su resistencia media a la compresión, tanto en sentido vertical como en horizontal según la norma UNE-EN 772-1 (46) . Para ello se realiza un refrentado mediante azufre por las dos caras que van a recibir carga.

| CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS                                    |                                | Método de Ensayo        | Valores declarados por el fabricante                          |            |           |
|---|--------------------------------|-------------------------|---|------------|-----------|
| PIEZAS FISURADAS  |                                | VISUAL                  | ≤ 1 de cada 6   |            |           |
| TOLERANCIAS DIMENSIONALES                                   |                                | UNE-EN 772-16           | Longitud  | 323 mm     |           |
|   |                                |                         | Anchura   | 160 mm     |           |
|   |                                |                         | Altura  | 69 mm      |           |
| ESPESOR DE PARED  | PARED EXTERIOR NO VISTA        | UNE-EN 772-16           | ≥ 6 mm  |            |           |
|   | PARED INTERIOR                 |                         | ≥ 5 mm  |            |           |
| PLANEIDAD   | DIAGONALES                     | UNE-EN 772-20           | L ≥ 300 mm  |            |           |
|   |                                |                         | 300 L ≥ 250   |            |           |
|   |                                |                         | L ≤ 250 mm  |            |           |
| PORCENTAJE EN HUECOS  |                                | %                       | UNE-EN 772-3  |            |           |
|   |                                |                         | 62%   |            |           |
| DENSIDAD  | ABSOLUTA (Kg/ m <sup>3</sup> ) | UNE-EN 772-13           | 1.900 Kg/ m <sup>3</sup>                                      |            |           |
|   | APARENTE (Kg/ m <sup>3</sup> ) |                         | 714 Kg/ m <sup>3</sup>  |            |           |
|   | TOLERANCIA (%)                 |                         | T = D2 5%   |            |           |
| RESISTENCIA A COMPRESIÓN (Categoría II)                     |                                |                         | 6.5 N/ mm <sup>2</sup>  |            |           |
| RESISTENCIA CARACTERÍSTICA NORMALIZADA A COMPRESIÓN         | (N/mm <sup>2</sup> )           | UNE-EN 772-1            | 4.9 N/mm <sup>2</sup>   |            |           |
| CONTENIDO EN SALES SOLUBLES ACTIVAS                         |                                | UNE-EN 772-5            | Mg 0.00 %   | Na 0.006 % | K 0.016 % |
| DURABILIDAD (HELACIDAD)                                     |                                | ---                     | F0 (NO DESTINADO A SER EXPUESTO)                              |            |           |
| REACCION AL FUEGO   |                                | UNE-EN 13501-1          | EUROCLASE A1  |            |           |
| ADHERENCIA<br>Resistencia característica inicial a cortante |                                | Anexo C<br>UNE-EN 998-2 | 0,15 N/ mm <sup>2</sup> con morteros de uso general y ligeros |            |           |

Figura 65: Ficha técnica ladrillos

A continuación se adjuntan las fichas de los ensayos a compresión de los ladrillos.



|           |        |        |                     |                     |
|-----------|--------|--------|---------------------|---------------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | NORMA: UNE-EN 772-1 |
|-----------|--------|--------|---------------------|---------------------|

**Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.**

Se han ensayado a compresión simple ocho ladrillos para obtener la resistencia a compresión del ladrillo según la Norma UNE-EN 772-1. El refrentado se ha realizado con azufre. También se ha obtenido el módulo de elasticidad debido a que el equipo empleado permite registrar el desplazamiento en función de la carga introducida.

Fecha de ensayo: Martes 4 de Marzo de 2014

| Muestra        | 1       | 2       | 3       | 4       | 5       | 6       | 1*      | 2*      |
|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Largo (mm)     | 328     | 329     | 331     | 329     | 326     | 330     | 325     | 325     |
| Ancho (mm)     | 71      | 69      | 68      | 68      | 67      | 69      | 69      | 69      |
| Canto (mm)     | 152     | 155     | 153     | 155     | 155     | 153     | 154     | 154     |
| F máx (KN)     | 186.7   | 272.66  | 189.35  | 204.01  | 116     | 180.45  | 240.01  | 242.65  |
| $\sigma$ (MPa) | 8.02    | 12.01   | 8.41    | 9.12    | 5.31    | 7.92    | 10.70   | 10.82   |
| E (Mpa)        | 2148.68 | 2888.00 | 2888.00 | 2886.00 | 2311.40 | 3080.70 | 4408.40 | 5058.14 |

RESISTENCIA A COMPRESIÓN MEDIA

|         |      |
|---------|------|
| f (Mpa) | 9.04 |
|---------|------|

MÓDULO DE ELASTICIDAD MEDIO

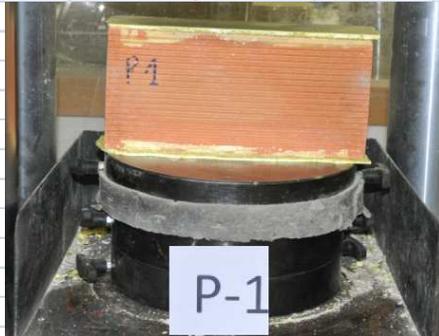
|         |         |
|---------|---------|
| E (Mpa) | 3208.67 |
|---------|---------|





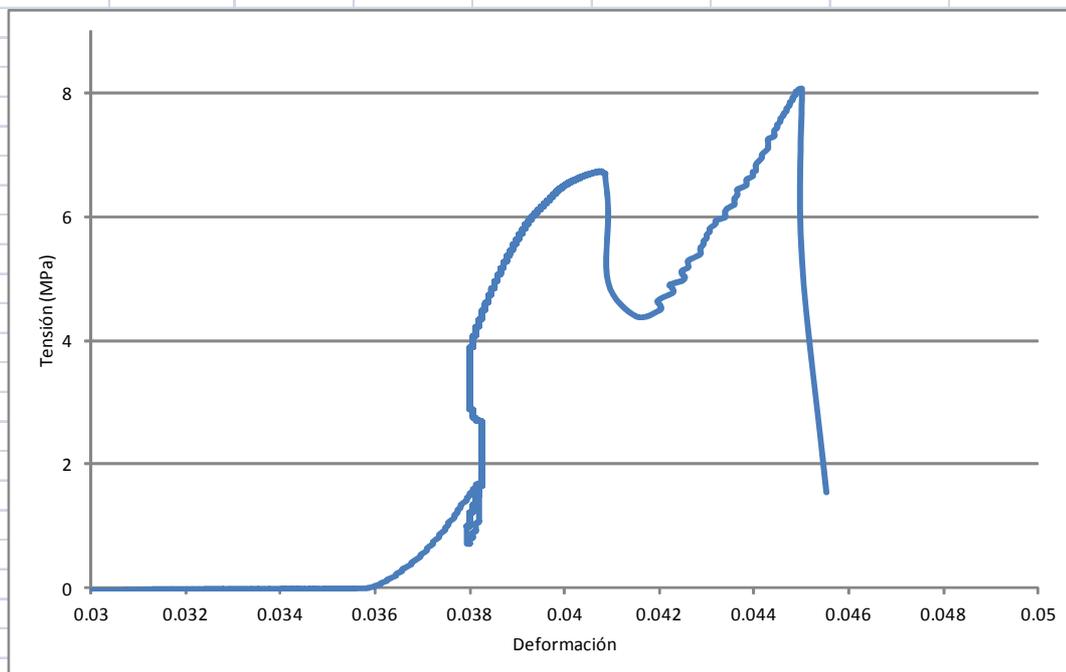
Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 772-1

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |       |
|----------------|-------|
| Largo (mm)     | 328   |
| Ancho (mm)     | 71    |
| Canto (mm)     | 152   |
| F máx (KN)     | 186.7 |
| $\sigma$ (Mpa) | 8.02  |

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



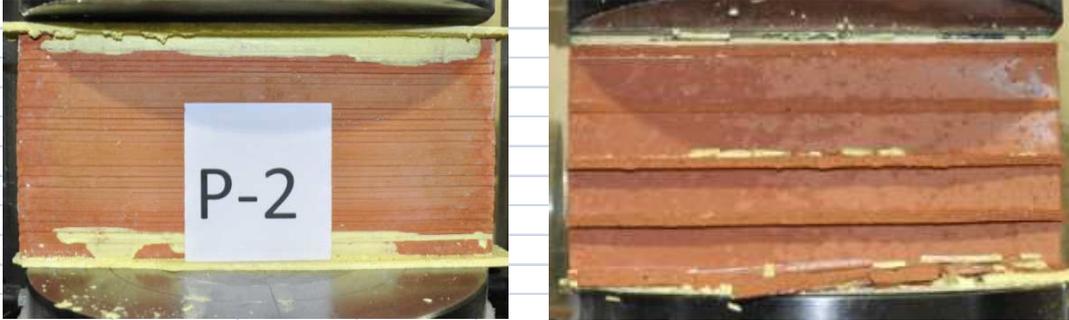
|         |         |
|---------|---------|
| E (Mpa) | 2148.68 |
|---------|---------|

Se ha producido una rotura de la cara vertical trasera así como de todas las superficies horizontales a excepción de la base inferior y la mitad de la base superior. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



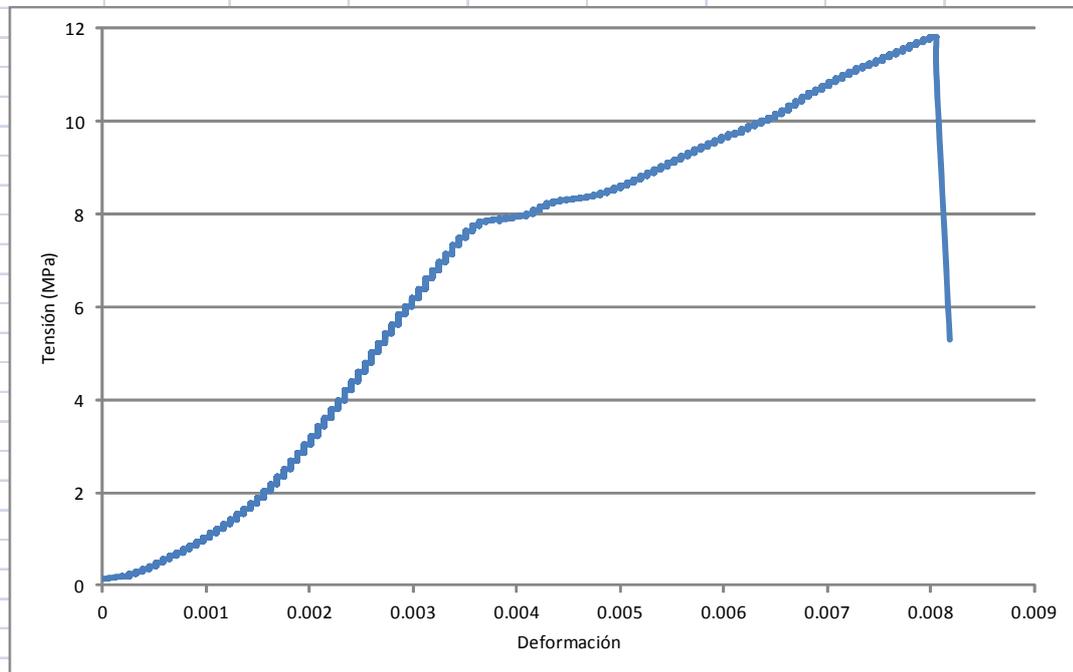
Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 772-1

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 329    |
| Ancho (mm)     | 69     |
| Canto (mm)     | 155    |
| F máx (KN)     | 272.66 |
| $\sigma$ (Mpa) | 12.01  |

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



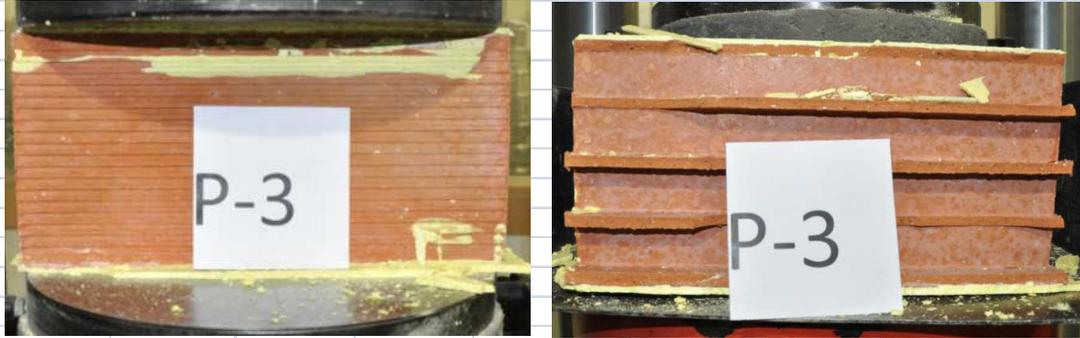
|         |      |
|---------|------|
| E (Mpa) | 2888 |
|---------|------|

Se ha producido una rotura de la cara vertical trasera así como de todas las superficies horizontales de la parte trasera. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



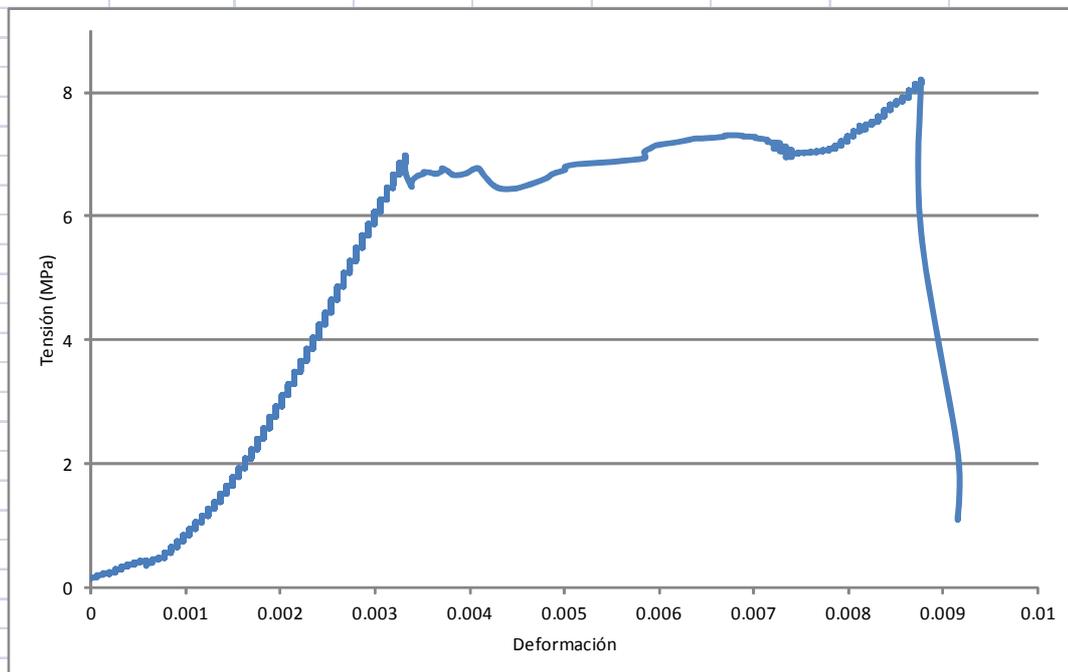
Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 772-1

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 331    |
| Ancho (mm)     | 68     |
| Canto (mm)     | 153    |
| F máx (KN)     | 189.35 |
| $\sigma$ (Mpa) | 8.41   |

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



|         |      |
|---------|------|
| E (Mpa) | 2888 |
|---------|------|

Se ha producido una rotura de la cara vertical trasera así como de todas las superficies horizontales de la parte trasera. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



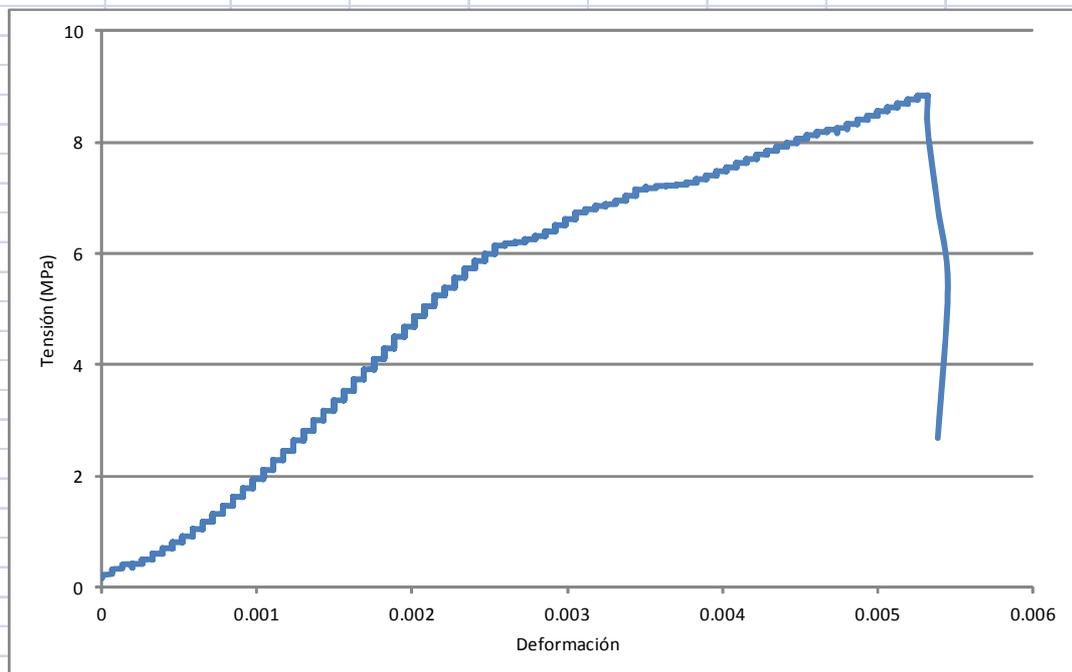
Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 772-1

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 329    |
| Ancho (mm)     | 68     |
| Canto (mm)     | 155    |
| F máx (KN)     | 204.01 |
| $\sigma$ (Mpa) | 9.12   |

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



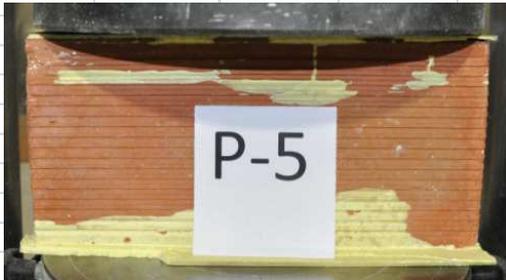
|         |      |
|---------|------|
| E (Mpa) | 2886 |
|---------|------|

Se ha producido una rotura de la cara vertical trasera así como de todas las superficies horizontales de la parte trasera. El refrentado consiste en una capa uniforme de azulre de espesor aproximado de 3 mm.



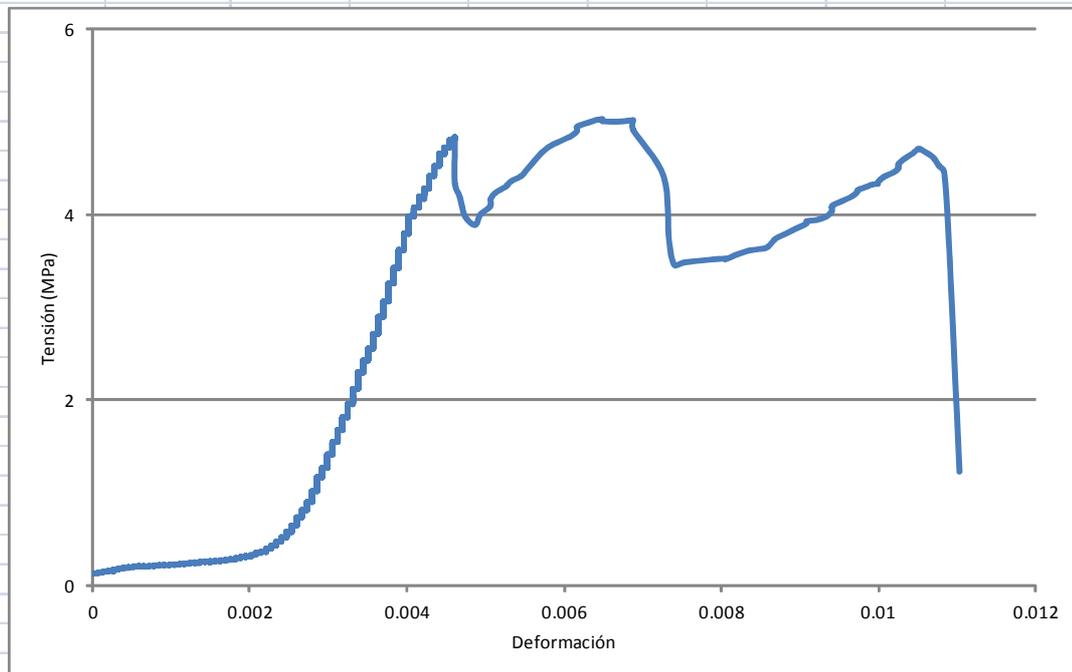
Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 772-1

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |      |
|----------------|------|
| Largo (mm)     | 326  |
| Ancho (mm)     | 67   |
| Canto (mm)     | 155  |
| F máx (KN)     | 116  |
| $\sigma$ (Mpa) | 5.31 |

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



|         |        |
|---------|--------|
| E (Mpa) | 2311.4 |
|---------|--------|

Se ha producido una rotura de la cara vertical trasera así como de todas las superficies horizontales de la parte trasera a excepción del primer canuto del ladrillo. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



Proyecto:

INSISO

Autor:

Andrés Belda Revert

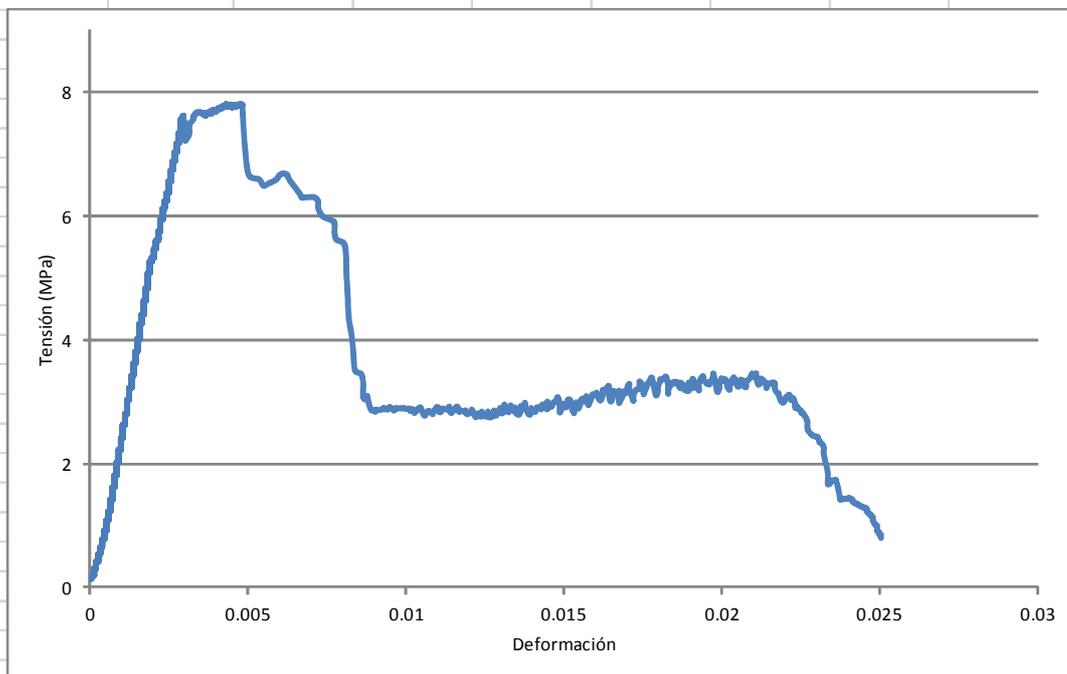
NORMA: UNE-EN 772-1

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 330    |
| Ancho (mm)     | 69     |
| Canto (mm)     | 153    |
| F máx (KN)     | 180.45 |
| $\sigma$ (Mpa) | 7.92   |

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



|         |        |
|---------|--------|
| E (Mpa) | 3080.7 |
|---------|--------|

Se ha producido una rotura de la cara vertical trasera así como de todas las superficies horizontales de la parte trasera a excepción del primer canuto del ladrillo. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



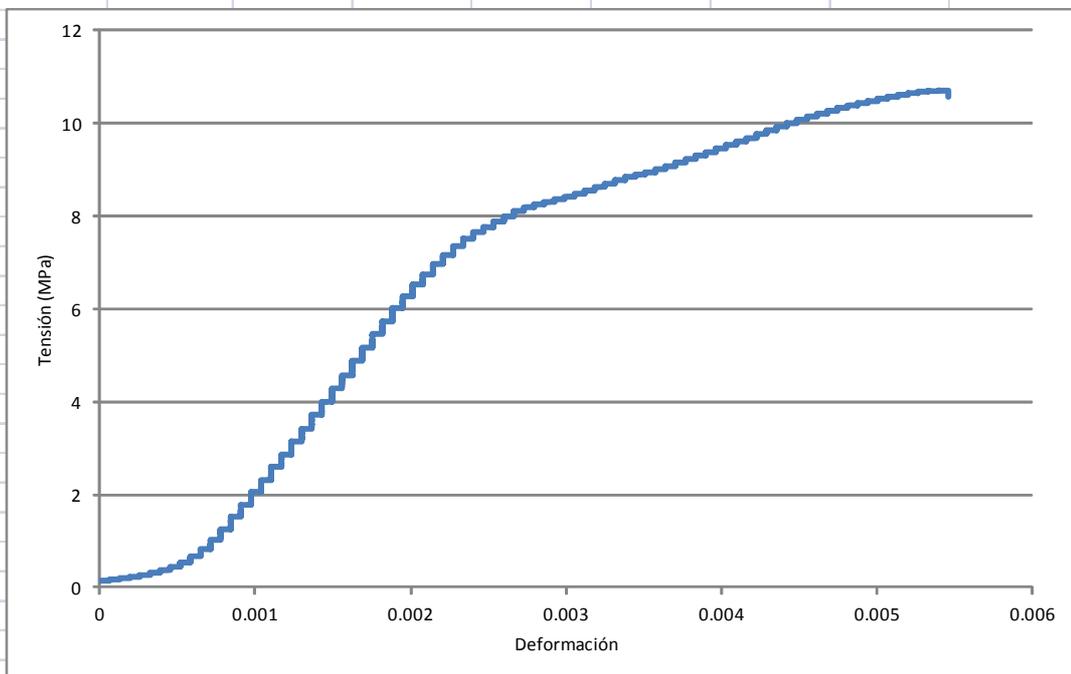
Proyecto: INSISO      Autor: Andrés Belda Revert      NORMA: UNE-EN 772-1

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 325    |
| Ancho (mm)     | 69     |
| Canto (mm)     | 154    |
| F máx (KN)     | 240.01 |
| $\sigma$ (Mpa) | 10.70  |

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



|         |        |
|---------|--------|
| E (Mpa) | 4408.4 |
|---------|--------|

Se ha producido una rotura de la cara vertical trasera así como de todas las superficies horizontales de la parte trasera a excepción del primer canuto del ladrillo. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



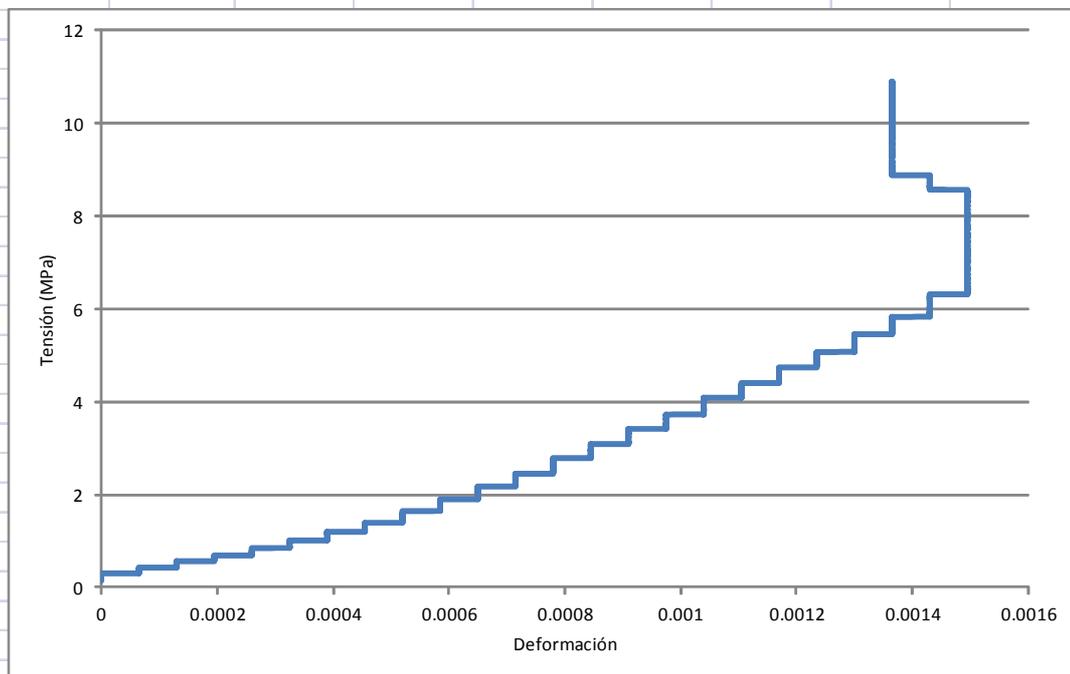
|           |        |        |                     |                     |
|-----------|--------|--------|---------------------|---------------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | NORMA: UNE-EN 772-1 |
|-----------|--------|--------|---------------------|---------------------|

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 325    |
| Ancho (mm)     | 69     |
| Canto (mm)     | 154    |
| F máx (KN)     | 242.65 |
| $\sigma$ (Mpa) | 10.82  |

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



|         |         |
|---------|---------|
| E (Mpa) | 5058.14 |
|---------|---------|

Se ha producido una rotura de la cara vertical trasera así como de todas las superficies horizontales de la parte trasera a excepción del primer canuto del ladrillo. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 772-1\*

**Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.\***

Se han ensayado a compresión simple seis ladrillos para obtener la resistencia a compresión del ladrillo según la Norma UNE-EN 1052-3. En este caso los ladrillos han sido ensayados en sentido vertical. El refrentado se ha realizado con azufre. A su vez, se han ensayado otros tres ladrillos, uno entero y dos mitades, para obtener el módulo de elasticidad.

Fecha de ensayo: Martes 25 de Marzo de 2014

| Muestra        | 1       | 2       | 3      | 4       | 5       | 6        |
|----------------|---------|---------|--------|---------|---------|----------|
| Largo (mm)     | 329     | 329     | 330    | 325     | 325     | 321      |
| Ancho (mm)     | 70      | 68      | 66     | 68      | 66      | 70       |
| Canto (mm)     | 158     | 160     | 158    | 159     | 160     | 158      |
| F máx (KN)     | 259.965 | 161.865 | 264.87 | 210.915 | 201.105 | 223.1775 |
| $\sigma$ (MPa) | 23.50   | 14.88   | 25.40  | 19.51   | 19.04   | 20.18    |

RESISTENCIA A COMPRESIÓN MEDIA      f (Mpa)      20.42

| Muestra    | V-1     | V-2*    | V-3*    |
|------------|---------|---------|---------|
| Largo (mm) | 154     | 159     | 159     |
| Ancho (mm) | 68      | 68      | 68      |
| Canto (mm) | 330     | 162     | 153     |
| F máx (KN) | 155.89  | 209.91  | 210.57  |
| E (Mpa)    | 5815.36 | 5225.08 | 5886.74 |

MÓDULO DE ELASTICIDAD MEDIO      E (Mpa)      5642.39

\* Se trata de una mitad de ladrillo cortado mediante amoladora con disco de corte





Proyecto:

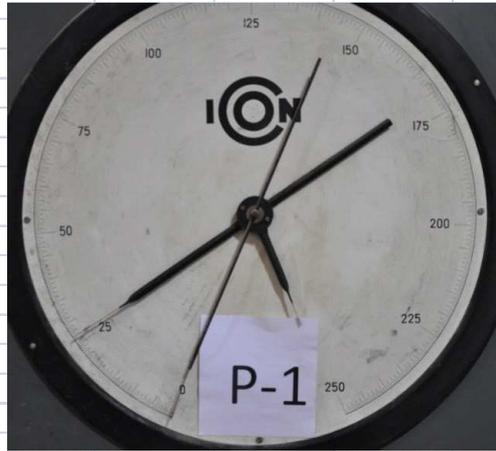
INSISO

Autor:

Andrés Belda Revert

NORMA: UNE-EN 772-1\*

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.\*



|                |         |
|----------------|---------|
| Largo (mm)     | 329     |
| Ancho (mm)     | 70      |
| Canto (mm)     | 158     |
| F máx (KN)     | 259.965 |
| $\sigma$ (Mpa) | 23.50   |

VISTA ENSAYO



Se ha producido una rotura de la en ambas caras verticales con el desprendimiento de la la mitad del lateral izquierdo. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



Proyecto:

INSISO

Autor:

Andrés Belda Revert

NORMA: UNE-EN 772-1\*

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.\*



|                |         |
|----------------|---------|
| Largo (mm)     | 329     |
| Ancho (mm)     | 68      |
| Canto (mm)     | 160     |
| F máx (KN)     | 161.865 |
| $\sigma$ (Mpa) | 14.88   |

VISTA ENSAYO



Se ha producido la rotura del laretaI izquierdo. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de esperor aproximado de 3 mm.



Proyecto: INSISO      Autor: Andrés Belda Revert      NORMA: UNE-EN 772-1\*

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.\*



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 330    |
| Ancho (mm)     | 66     |
| Canto (mm)     | 158    |
| F máx (KN)     | 264.87 |
| $\sigma$ (Mpa) | 25.40  |

VISTA ENSAYO



Se ha producido una rotura generalizada en todo el ladrillo. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



|           |        |        |                     |                      |
|-----------|--------|--------|---------------------|----------------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | NORMA: UNE-EN 772-1* |
|-----------|--------|--------|---------------------|----------------------|

**Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.\***



|                |         |
|----------------|---------|
| Largo (mm)     | 325     |
| Ancho (mm)     | 68      |
| Canto (mm)     | 159     |
| F máx (KN)     | 210.915 |
| $\sigma$ (Mpa) | 19.51   |

**VISTA ENSAYO**

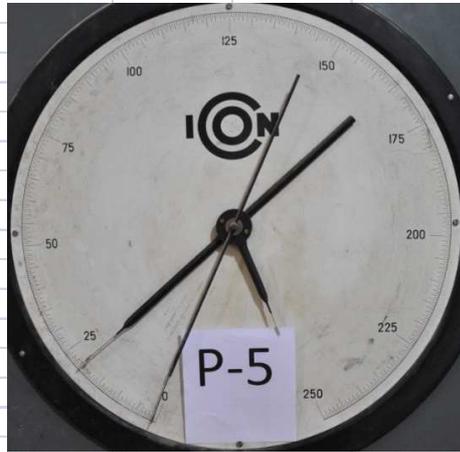


Se ha producido una rotura en toda la parte frontal trasera con desprendimiento. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 772-1\*

Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.\*



|                |         |
|----------------|---------|
| Largo (mm)     | 325     |
| Ancho (mm)     | 66      |
| Canto (mm)     | 160     |
| F máx (KN)     | 201.105 |
| $\sigma$ (Mpa) | 19.04   |

VISTA ENSAYO



Se ha producido una rotura de la en ambas caras verticales con el desprendimiento de la la mitad del lateral izquierdo superior. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



Proyecto:

INSISO

Autor:

Andrés Belda Revert

NORMA: UNE-EN 772-1\*

**Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.\***



|                |          |
|----------------|----------|
| Largo (mm)     | 321      |
| Ancho (mm)     | 70       |
| Canto (mm)     | 158      |
| F máx (KN)     | 223.1775 |
| $\sigma$ (Mpa) | 20.18    |

**VISTA ENSAYO**



Se ha producido una rotura de la en ambas caras verticales con el despredimiento de la la mitad del lateral derecho inferior. El refrentado consiste en una capa uniforme de azufre de espesor aproximado de 3 mm.



## **ANEJO V: ENSAYO A COMPRESIÓN FÁBRICA**

La fábrica se ensaya a compresión según la norma UNE-EN 1052-1 (48). Los ladrillos que componen el relleno, de dimensiones 160 x 70 x 330 mm, hacen que las probetas a ensayar según la tabla 2 de la citada norma sean piezas formadas por 5 hiladas con dos ladrillos por hilada.

Se realizan probetas de acompañamiento de mortero para ser ensayadas a la vez que se realiza el ensayo a compresión de la mampostería.

A continuación se adjunta la ficha del correspondiente ensayo.



|           |        |        |                     |                       |
|-----------|--------|--------|---------------------|-----------------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | NORMA: UNE-EN 1052-1* |
|-----------|--------|--------|---------------------|-----------------------|

**Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.**

Se han ensayado a compresión simple siete fábricas para obtener la resistencia a compresión del relleno según la Norma UNE-EN 1052-1\*. La fabrica consiste un un tabique rectangular, formado por tres hiladas de tres ladrillos. Se han empleado ladrillos huecos de arcilla cocida, de dimensiones nominales 160x 330x 70 mm. El mortero se trata de mortero M 5 con dosificación tres litros por cada 25 Kg de material. También se han realizado probetas de mortero de acompañamiento. Se ha obtenido el módulo de elasticidad.

\* No se cumple la norma debido a que  $h_s < l_s$  y a que no tiene una llaga centrada en su hilada central

Fecha de ensayo: Jueves 29 Mayo de 2014, Lunes 2 de Junio de 2014

| Muestra        | P      | 1      | 2      | 3      | 5        | 6        | 8        |
|----------------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|----------|
| Largo (mm)     | 653    | 658    | 654    | 655    | 654      | 659      | 665      |
| Ancho (mm)     | 70     | 70     | 69     | 69     | 69       | 70       | 69       |
| Canto (mm)     | 517    | 525    | 514    | 519    | 516      | 514      | 515      |
| F máx (KN)     | 62     | 96.74  | 145.33 | 101.89 | 99.13    | 96.99    | 125.62   |
| $\sigma$ (MPa) | 1.36   | 2.10   | 3.22   | 2.25   | 2.20     | 2.10     | 2.74     |
| E (Mpa)        | 230.44 | 397.47 | 438.38 | 343.00 | 357.79   | 365.30   | 401.46   |
|                | NO     | NO     | NO     | NO     | 59354.65 | 59323.06 | 29096.33 |

\* Datos obtenidos a partir del recorrido del hidráulico del actuador

\*\* Datos obtenidos a partir de las mediciones del captador de desplazamiento

RESISTENCIA A COMPRESIÓN MEDIA

f (Mpa) 2.66

MÓDULO DE ELASTICIDAD MEDIO

E (Mpa) \*



Especímenes tras el curado antes de ensayo



Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 1052-1

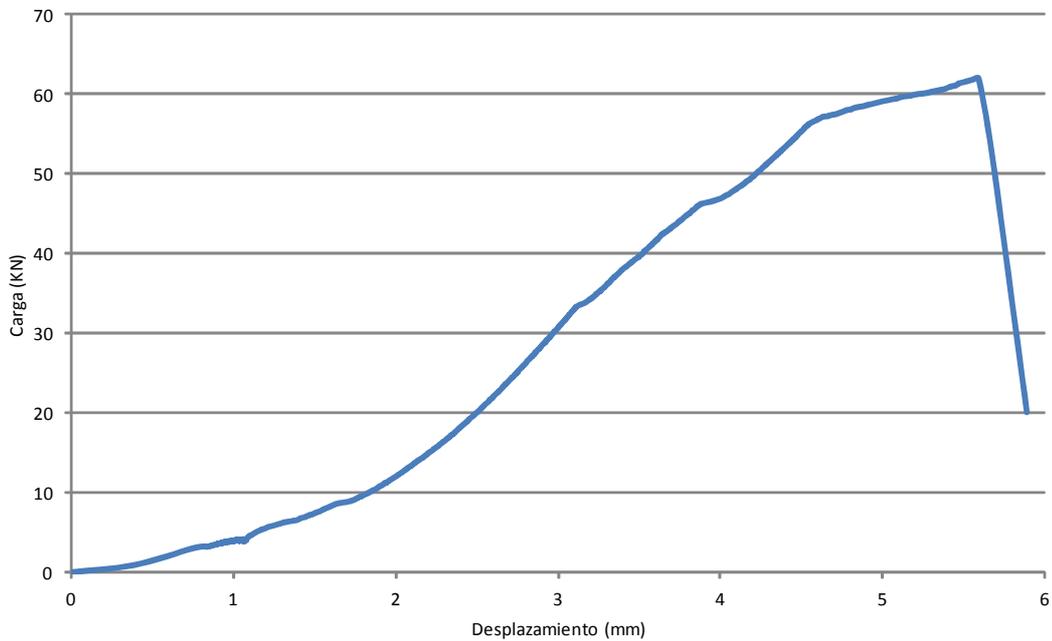
Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |      |
|----------------|------|
| Largo (mm)     | 653  |
| Ancho (mm)     | 70   |
| Canto (mm)     | 517  |
| F máx (KN)     | 62   |
| $\sigma$ (Mpa) | 1.36 |

La rotura se ha producido por la parte superior de la muestra. Ha empezado a ceder la mitad superior de la primera hilada de ladrillos dando lugar al colapso de la muestra debido a la rotura de los ladrillos.

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



E (Mpa) 230.44

El módulo de elasticidad de este ensayo ha sido obtenido a partir de las medidas de desplazamiento obtenidas mediante el hidráulico del actuador.



Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 1052-1

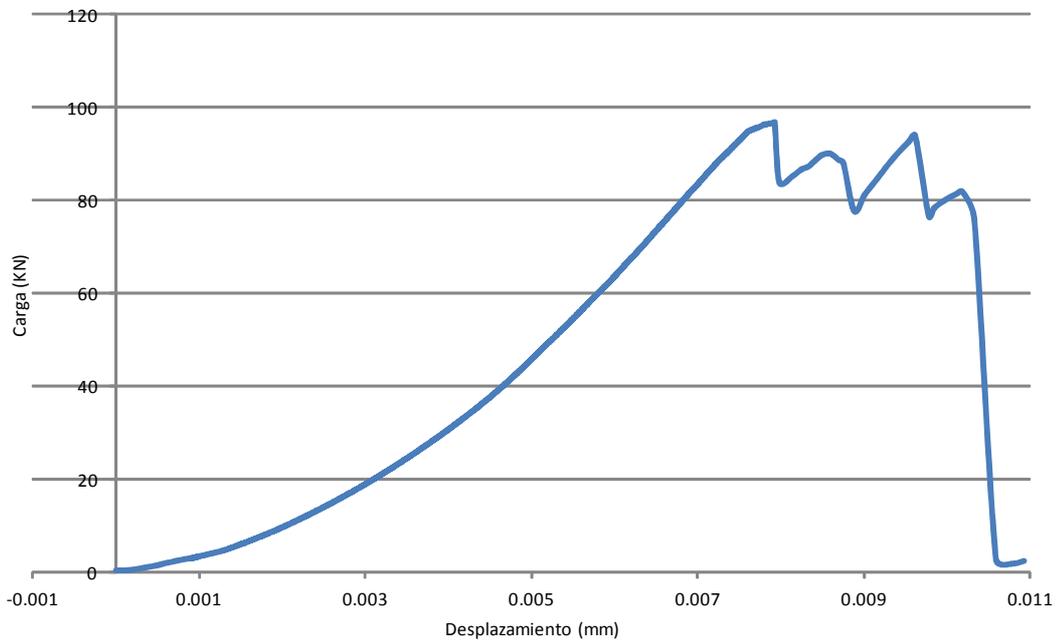
Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |       |
|----------------|-------|
| Largo (mm)     | 658   |
| Ancho (mm)     | 70    |
| Canto (mm)     | 525   |
| F máx (KN)     | 96.74 |
| $\sigma$ (Mpa) | 2.10  |

La rotura se ha producido por la parte derecha superior de la muestra. Ha cedido la parte derecha colapsando el ladrillo de la primera y segunda hilada más extremos.

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



E (Mpa) 397.47

El módulo de elasticidad de este ensayo ha sido obtenido a partir de las medidas de desplazamiento obtenidas mediante el hidráulico del actuador.



Proyecto: INSISO      Autor: Andrés Belda Revert      NORMA: UNE-EN 1052-1

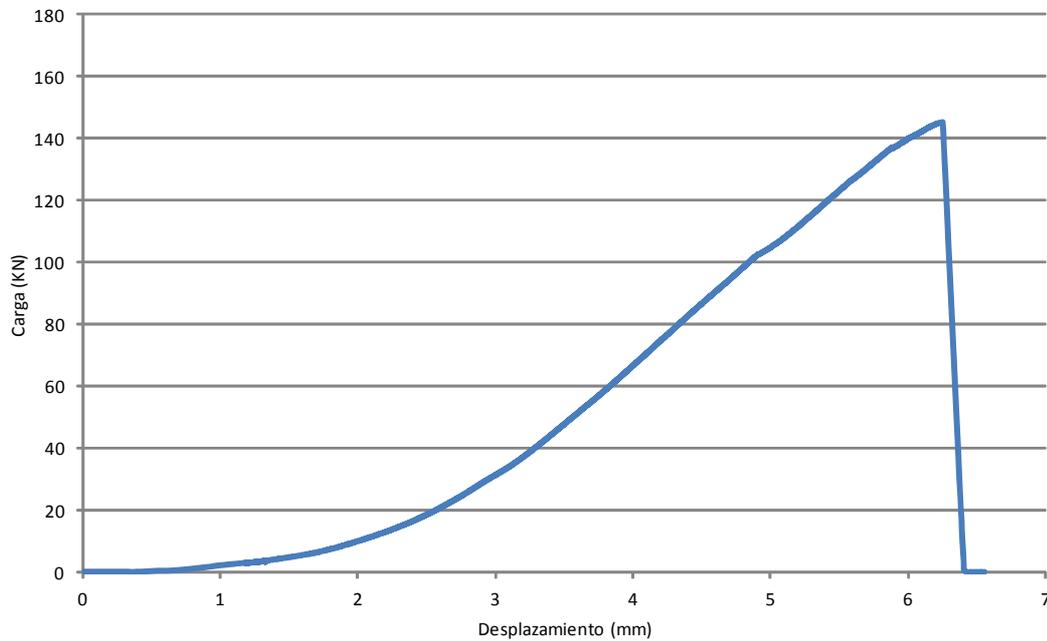
**Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.**



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 654    |
| Ancho (mm)     | 69     |
| Canto (mm)     | 514    |
| F máx (KN)     | 145.33 |
| $\sigma$ (Mpa) | 3.22   |

Se ha producido un colapso global del relleno. Tras la rotura se ha desprendido completamente la fábrica.

**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**



E (Mpa)      438.38

El módulo de elasticidad de este ensayo ha sido obtenido a partir de las medidas de desplazamiento obtenidas mediante el hidráulico del actuador.



Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 1052-1

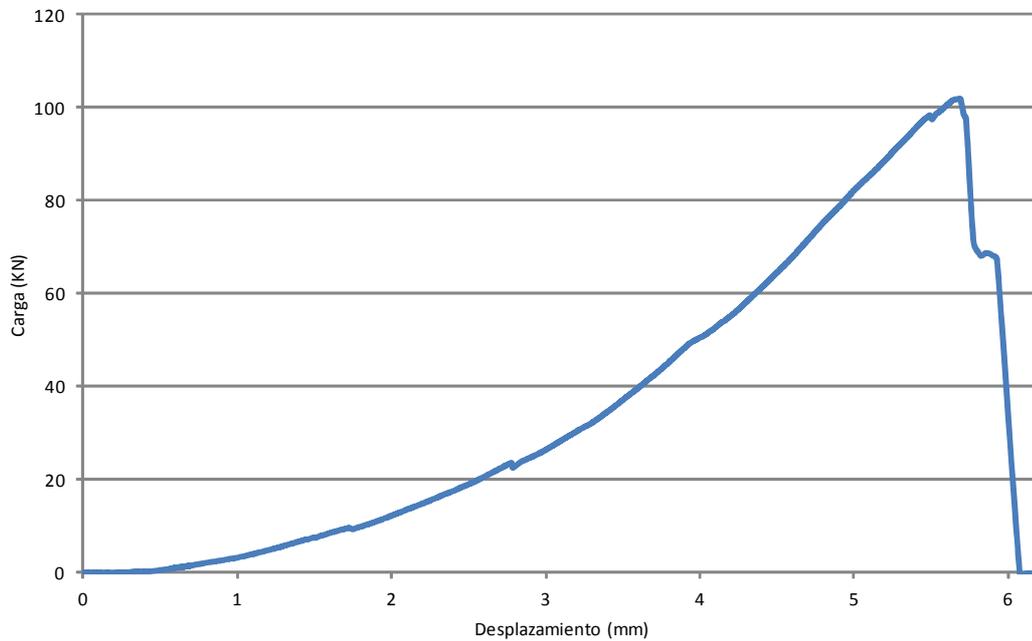
Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 655    |
| Ancho (mm)     | 69     |
| Canto (mm)     | 519    |
| F máx (KN)     | 101.89 |
| $\sigma$ (Mpa) | 2.25   |

Se ha producido el colapso de la parte inferior del relleno. Primero ha cedido el mortero de asiento y seguidamente la tercera hilada de ladrillos.

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



E (Mpa) 343

El módulo de elasticidad de este ensayo ha sido obtenido a partir de las medidas de desplazamiento obtenidas mediante el hidráulico del actuador.



|           |        |        |                     |                      |
|-----------|--------|--------|---------------------|----------------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | NORMA: UNE-EN 1052-1 |
|-----------|--------|--------|---------------------|----------------------|

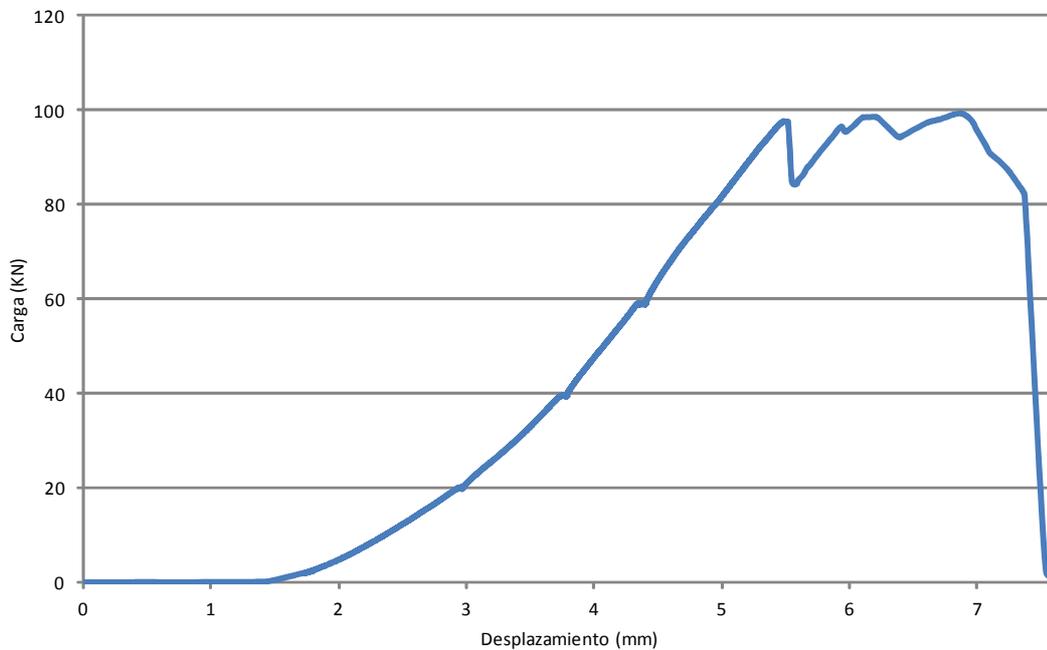
**Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.**



|                |       |
|----------------|-------|
| Largo (mm)     | 654   |
| Ancho (mm)     | 69    |
| Canto (mm)     | 516   |
| F máx (KN)     | 99.13 |
| $\sigma$ (Mpa) | 2.20  |

Se ha producido el colapso de la parte inferior del relleno. Primero ha cedido el mortero de asiento y seguidamente la tercera hilada de ladrillos sin desprendimiento.

**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**



| E (Mpa) | Cap     |           | Hidra  |  |
|---------|---------|-----------|--------|--|
|         | Tramo 1 | 122327.27 | 37.78  |  |
|         | Tramo 2 | 120075.79 | 276.64 |  |
|         | Tramo 3 | 59354.65  | 357.79 |  |

El módulo de elástico de este ensayo ha sido obtenido a partir de las medidas de desplazamiento obtenidas mediante el hidráulico del actuador así como con el captador. Se han realizado tres escalones de carga y se ha obtenido el módulo de elasticidad en cada uno de ellos.



|           |        |        |                     |                      |
|-----------|--------|--------|---------------------|----------------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | NORMA: UNE-EN 1052-1 |
|-----------|--------|--------|---------------------|----------------------|

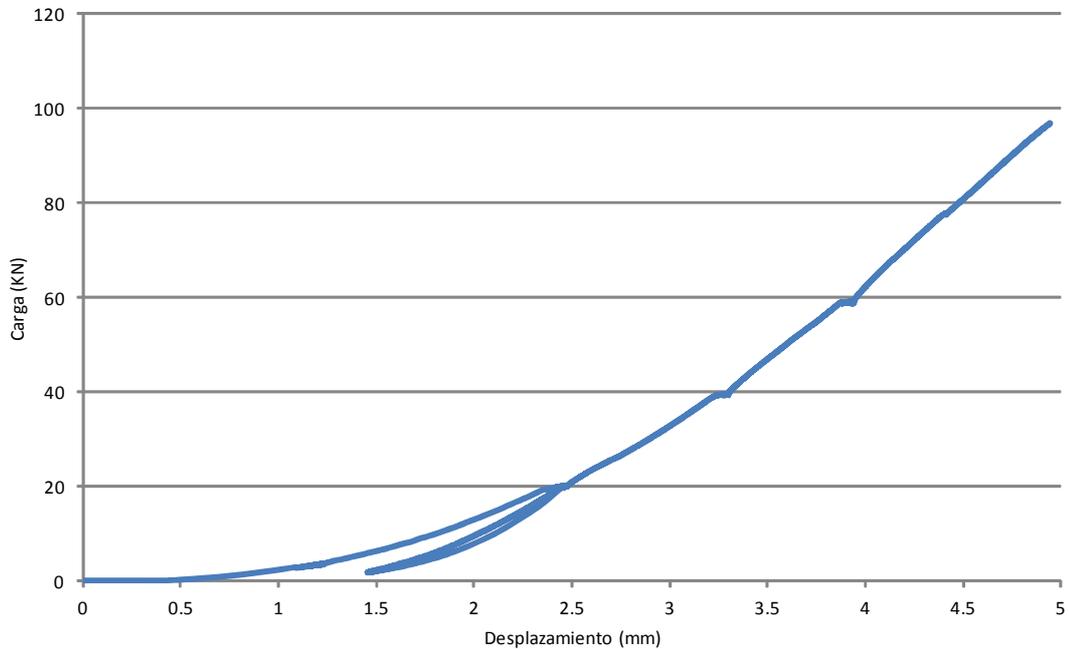
**Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.**



|                |       |
|----------------|-------|
| Largo (mm)     | 659   |
| Ancho (mm)     | 70    |
| Canto (mm)     | 514   |
| F máx (KN)     | 96.99 |
| $\sigma$ (Mpa) | 99.13 |

Se ha producido el colapso general de la probeta. Tras llegar a la carga última se ha producido una rotura frágil de la fábrica.

**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**



| E (Mpa) | Cap       |           | Hidra    |        |
|---------|-----------|-----------|----------|--------|
|         | Tramo 1   | Tramo 2   | Tramo 3  |        |
|         | 131346.10 | 121165.96 | 59323.06 | 42.38  |
|         |           |           |          | 273.30 |
|         |           |           |          | 365.30 |

El módulo de elasticidad de este ensayo ha sido obtenido a partir de las medidas de desplazamiento obtenidas mediante el hidráulico del actuador así como con el captador. Se han realizado tres escalones de carga y se ha obtenido el módulo de elasticidad en cada uno de ellos.



Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert NORMA: UNE-EN 1052-1

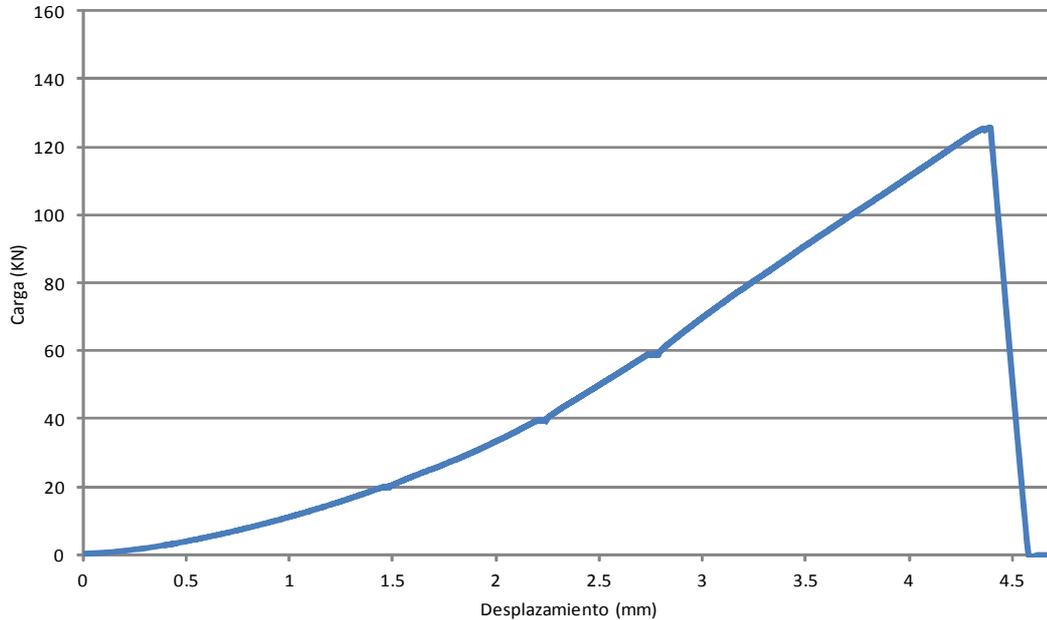
**Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.**



|                |        |
|----------------|--------|
| Largo (mm)     | 665    |
| Ancho (mm)     | 69     |
| Canto (mm)     | 515    |
| F máx (KN)     | 125.62 |
| $\sigma$ (Mpa) | 99.13  |

Se ha producido el colapso de la parte inferior del relleno. Primero ha cedido el mortero de asiento y seguidamente la tercera hilada de ladrillos sin desprendimiento.

**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**



| E (Mpa) | Cap     |          | Hidra  |  |
|---------|---------|----------|--------|--|
|         | Tramo 1 | 56167.83 | 66.54  |  |
|         | Tramo 2 | 53014.54 | 296.77 |  |
|         | Tramo 3 | 29096.33 | 401.46 |  |

El módulo de elasticidad de este ensayo ha sido obtenido a partir de las medidas de desplazamiento obtenidas mediante el hidráulico del actuador así como con el captador. Se han realizado tres escalones de carga y se ha obtenido el módulo de elasticidad en cada uno de ellos.



## **ANEJO VI: : ENSAYO A COMPRESIÓN DIAGONAL FÁBRICA**

La fábrica se ensaya a compresión diagonal según la norma ASTM E-519-02 (49). La muestra consiste en una fábrica de ladrillo de dimensiones aproximadas de 1 x 1 metros que se realiza a partir de un total de 6 hiladas con 3 ladrillos por hilada. Las juntas se realizan de 1 cm de espesor.

Para la realización de los ensayos se han ejecutado las piezas metálicas para la introducción de la carga según se especifica en la citada norma.

Se ejecutan probetas de acompañamiento de mortero para ser ensayadas a la vez que se realiza el ensayo diagonal en la mampostería.

A continuación se muestran los ensayos realizados.



Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert ASTM E 519-2

**Estándar Test Method for Diagonal Tension Shear in Masonry Assemblages**

Se han preparado un total de 6 muestras para ser ensayadas a compresión diagonal según la ASTM E 519-2. Las muestras se componen de seis hiladas con tres ladrillos por hilada, lo que le confiere unas dimensiones de 1 x 1 metros aproximadamente. La fábrica se compone ladrillo hueco de arcilla cocida y mortero M5. El mortero se ha realizado a partir de mezcla predosificada ensacada mediante amasadora automática con una dosificación de 3 litros de agua por cada 25 Kg de preparado, se han realizado probetas de mortero de acompañamiento. Las muestras han sido curadas mediante riego directo y láminas de polietileno en ambiente de laboratorio. Las muestras se instrumentan mediante dos captadores de desplazamiento, uno horizontal y otro vertical, a excepción de la primera que se ha ensayado para estimar la carga última.

Fecha de ejecución: Muestra P y A: Viernes 14 de Marzo de 2014  
Muestras 1 y 2: Martes 3 de Junio de 2014  
Muestras 3 y 4: Miércoles 4 de Junio de 2014

| Muestra          | P    | A         | 1 | 2 | 3 | 4 |
|------------------|------|-----------|---|---|---|---|
| Largo (mm)       | 1005 | 1008      |   |   |   |   |
| Ancho (mm)       | 70   | 70        |   |   |   |   |
| Altura (mm)      | 1010 | 1005      |   |   |   |   |
| F máx (KN)       | 78.4 | 94.43     |   |   |   |   |
| S (MPa)          | 0.79 | 0.95      |   |   |   |   |
| $\gamma$ (mm/mm) | NO   | 4.436E-04 |   |   |   |   |
| G (Mpa)          | NO   | 2136.24   |   |   |   |   |

Resistencia vertical a compresión media piezas fábrica 20.42 MPa  
Resistencia horizontal a compresión media piezas fábrica 9.04 MPa



Curado y montaje especímenes



Proyecto: INSISO      Autor: Andrés Belda Revert      ASTM E 519-2

**Estándar Test Method for Diagonal Tension Shear in Masonry Assemblages**



|                |      |
|----------------|------|
| Largo (mm)     | 1005 |
| Ancho (mm)     | 70   |
| Altura (mm)    | 1010 |
| F máx (KN)     | 78.4 |
| S (Mpa)        | 0.79 |
| $\gamma$ (Mpa) | NO   |
| G (Mpa)        | NO   |

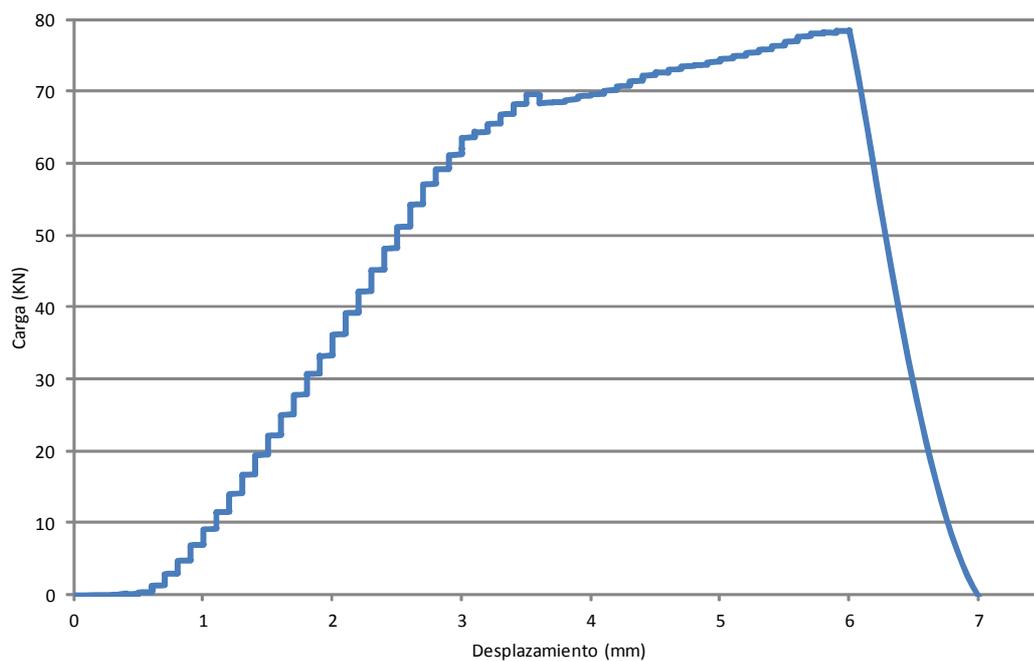
La rotura se ha producido debido a que la diagonal ha cedido y se ha abierto hasta producir el colapso del espécimen. Se ha partido en dos mitades que han caído hacia sendos lados de la muestra.

Fecha de ensayo: Jueves 5 de Junio de 2014

Resistencia a compresión media del mortero      9.88 MPa

Resistencia flexión media del mortero      2.4 MPa

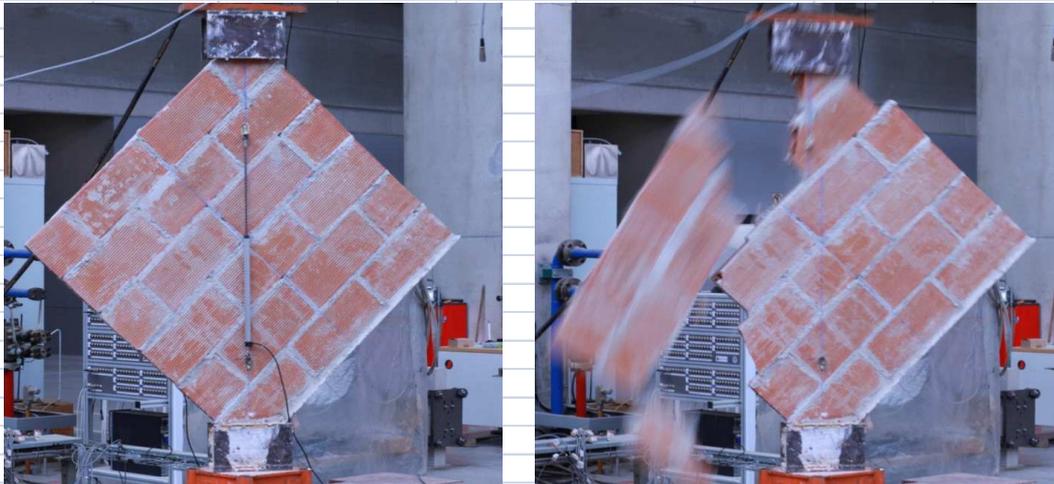
**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**





Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert ASTM E 519-2

**Estándar Test Method for Diagonal Tension Shear in Masonry Assemblages**



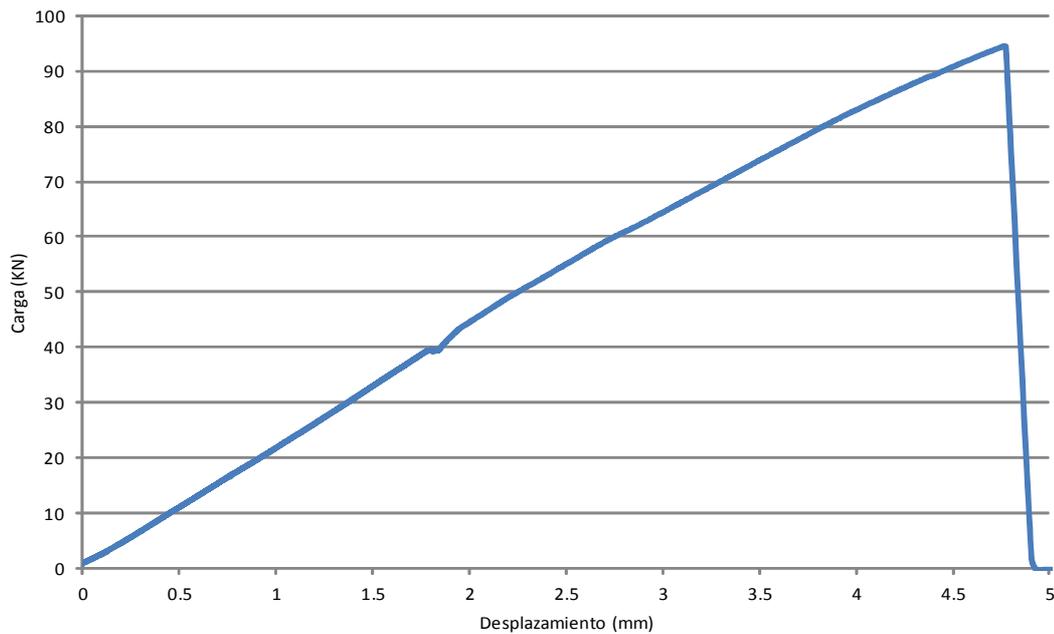
|                |            |  |         |          |     |
|----------------|------------|--|---------|----------|-----|
| Largo (mm)     | 1008       | $\Delta H$ (mm)  | 0.17259 | H o (mm) | 592 |
| Ancho (mm)     | 70         | $\Delta V$ (mm)  | 0.11195 | V o (mm) | 736 |
| Altura (mm)    | 1005       |  |         |          |     |
| F máx (KN)     | 94.43      | Se ha producido el fallo debido al deslizamiento de la segunda hilada con la rotura de varios ladrillos a compresión diagonal. |         |          |     |
| S (Mpa)        | 0.95       |  |         |          |     |
| $\gamma$ (Mpa) | 0.00044364 |  |         |          |     |
| G (Mpa)        | 2136.23685 |  |         |          |     |

Fecha de ensayo: Viérnes 6 de Junio de 2014

Resistencia a compresión media del mortero 9.88 MPa

Resistencia flexión media del mortero 2.4 MPa

**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**



## **ANEJO VII: : ENSAYO A CORTE FÁBRICA**

Se ha realizado el ensayo a corte de la fábrica según la norma UNE-EN 1052-3:2003/A1 (50). Se ha utilizado el método de ensayo que permite el ensayo de los especímenes para compresión axial nula, es decir el ensayo consiste en la aplicación de una carga de corte sin ninguna carga axial. A continuación se muestran los resultados obtenidos.



|           |        |        |                     |                       |
|-----------|--------|--------|---------------------|-----------------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | UNE-EN 1052-3:2003/A1 |
|-----------|--------|--------|---------------------|-----------------------|

**Métodos de ensayo para fábricas de albañilería: Parte 3: Determinación de la resistencia inicial a cortante.**

Se han ensayado a corte tres especímenes de fábrica de mampostería compuestos por tres ladrillos cada uno según la norma UNE-EN 1052-3:2003/A1. Se trata de ladrillo hueco de arcilla cocida y mortero M5. El mortero se ha realizado a partir de mezcla predosificada ensacada mediante amasadora automática con una dosificación de 3 litros de agua por cada 25 Kg de preparado, se han realizado probetas de mortero de acompañamiento. Las muestras han sido curadas mediante riego directo y láminas de polietileno en ambiente de laboratorio. Se realiza el procedimiento de ensayo B, seis muestras sin compresión. Debido a problemas técnicos, solo ha sido posible ensayar tres muestras.

Fecha de ejecución: Viércoles 14 de Marzo de 2014

Fecha de ensayo: Jueves 29 Mayo de 2014, Lunes 2 de Junio de 2014

| Muestra      | 1    | 2    | 3    |
|--------------|------|------|------|
| Largo (mm)   | 332  | 334  | 330  |
| Ancho (mm)   | 69   | 68   | 70   |
| Canto (mm)   | 156  | 153  | 154  |
| F máx (KN)   | 4.49 | 2.88 | 8.75 |
| $\tau$ (MPa) | 0.10 | 0.06 | 0.19 |

$\tau$  media (Mp) 0.117

|  |           |
|--|-----------|
| Resistencia vertical a compresión media piezas fábrica   | 20.42 MPa |
| Resistencia horizontal a compresión media piezas fábrica | 9.04 MPa  |
| Resistencia a compresión media del mortero               | 8.67 MPa  |
| Resistencia flexión media del mortero                    | 2.1 MPa   |



Ejecución especímenes



Proyecto:

INSISO

Autor:

Andrés Belda Revert

UNE-EN 1052-3:2003/A1

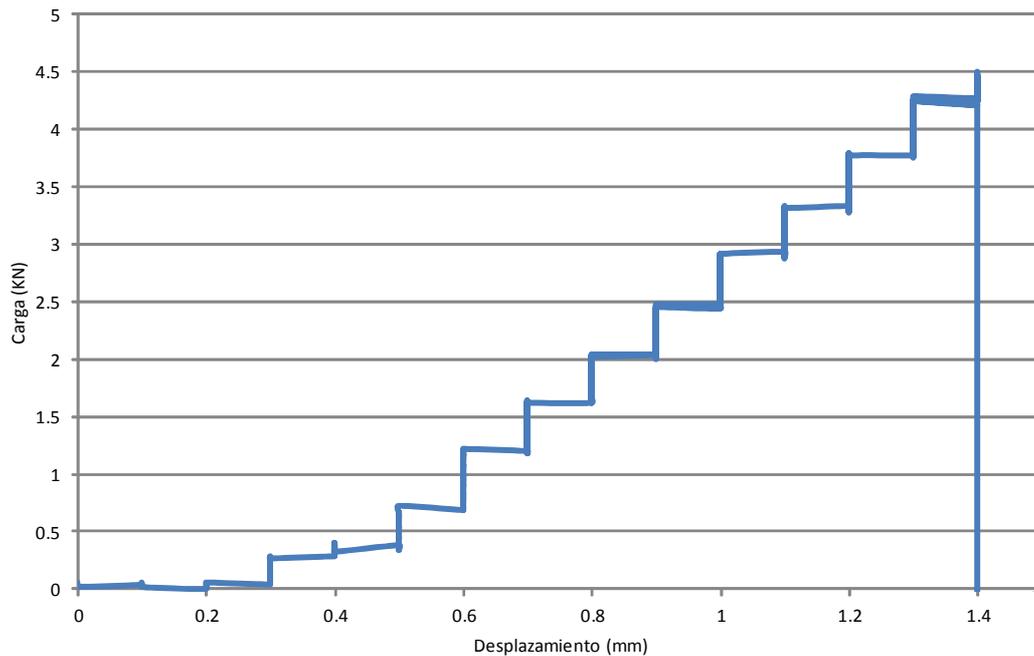
**Métodos de ensayo para fábricas de albañilería: Parte 3: Determinación de la resistencia inicial a cortante.**



|              |      |
|--------------|------|
| Largo (mm)   | 332  |
| Ancho (mm)   | 69   |
| Canto (mm)   | 156  |
| F máx (kN)   | 4.49 |
| $\tau$ (Mpa) | 0.10 |

La rotura se ha producido debido a que ha cedido la junta vertical entre la segunda hilada y la tercera hilada, dando lugar al colapso del espécimen. Se corresponde con el fallo incluido en el Anejo A de la norma UNE-EN 1052-3:2003/A1 fallo de cortante en el área de unión de la pieza/mortero.

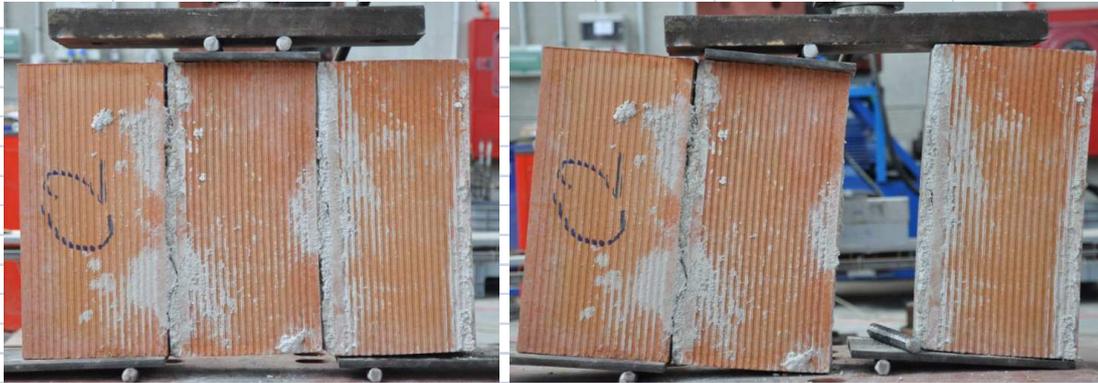
**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**





|           |        |        |                     |                       |
|-----------|--------|--------|---------------------|-----------------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | UNE-EN 1052-3:2003/A1 |
|-----------|--------|--------|---------------------|-----------------------|

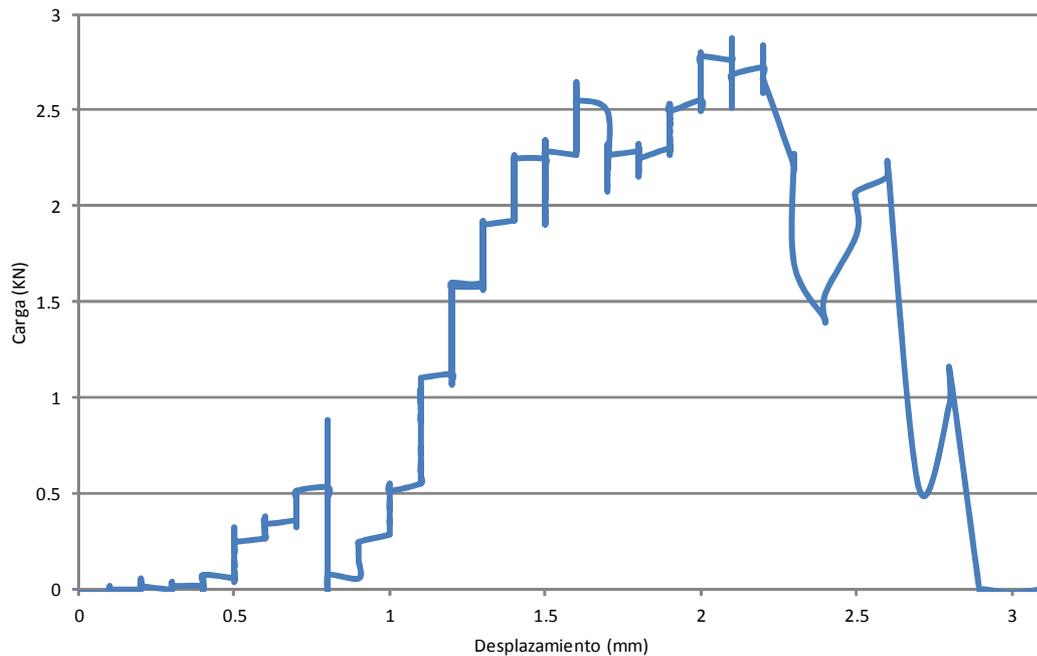
**Métodos de ensayo para fábricas de albañilería: Parte 3: Determinación de la resistencia inicial a cortante.**



|              |      |
|--------------|------|
| Largo (mm)   | 334  |
| Ancho (mm)   | 68   |
| Canto (mm)   | 153  |
| F máx (KN)   | 2.88 |
| $\tau$ (Mpa) | 0.06 |

La rotura se ha producido debido a que ha cedido la junta vertical entre la segunda hilada y la tercera hilada, dando lugar al colapso del espécimen. Se corresponde con el fallo incluido en el Anejo A de la norma UNE-EN 1052-3:2003/A1 fallo de cortante en el área de unión de la pieza/mortero.

**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**





Proyecto: INSISO Autor: Andrés Belda Revert UNE-EN 1052-3:2003/A1

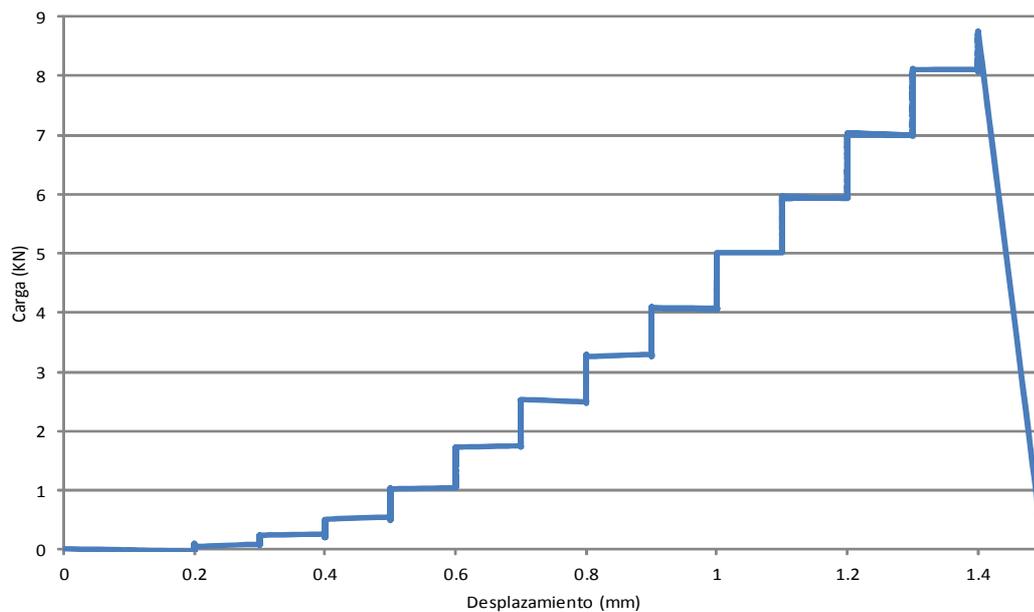
**Métodos de ensayo para fábricas de albañilería: Parte 3: Determinación de la resistencia inicial a cortante.**



|              |      |
|--------------|------|
| Largo (mm)   | 330  |
| Ancho (mm)   | 70   |
| Canto (mm)   | 154  |
| F máx (KN)   | 8.75 |
| $\tau$ (Mpa) | 0.19 |

La rotura se ha producido debido a que ha cedido la junta vertical entre la segunda hilada y la tercera hilada, dando lugar al colapso del espécimen. Se corresponde con el fallo incluido en el Anejo A de la norma UNE-EN 1052-3:2003/A1 fallo de cortante en el área de unión de la pieza/mortero.

**TENSIÓN-DEFORMACIÓN**





## **ANEJO VIII: : ENSAYO A CORTE FÁBRICA NO NORMATIVO**

Debido a la dificultad de realizar el ensayo a corte de la fábrica según norma con diferentes cargas axiales y la dificultad de ensayar las muestras sin carga axial, en este caso debido a que su resultado es muy variable y se despegan los ladrillos del mortero con mucha facilidad, se ha decidido ensayar muestras como las utilizadas en el ensayo de compresión a corte. A continuación se muestran los resultados obtenidos.



|           |        |        |                     |              |
|-----------|--------|--------|---------------------|--------------|
| Proyecto: | INSISO | Autor: | Andrés Belda Revert | NO NORMATIVO |
|-----------|--------|--------|---------------------|--------------|

**Ensayo a corte sobre fábrica de mampostería**

Se han ensayado a corte dos especímenes de fábrica de mampostería compuestos por tres hiladas de dos ladrillos cada uno. Se trata de ladrillo hueco de arcilla cocida y mortero M5. Se han realizado probetas de mortero de acompañamiento. El ensayo se fundamenta en la norma UNE-EN 1052-3:2003/A1 pero sobre fábrica de varios ladrillos.

Fecha de ensayo: Jueves 29 Mayo de 2014, Lunes 2 de Junio de 2014

|              |       |      |
|--------------|-------|------|
| Muestra      | 4     | 7    |
| Largo (mm)   | 648   | 652  |
| Ancho (mm)   | 70    | 69   |
| Canto (mm)   | 511   | 513  |
| F máx (KN)   | 33.49 | 24.7 |
| $\tau$ (MPa) | 0.37  | 0.27 |

**RESISTENCIA TANGENCIAL MEDIA**

|              |      |
|--------------|------|
| $\tau$ (Mpa) | 0.32 |
|--------------|------|

|  |           |
|--|-----------|
| Resistencia vertical a compresión media piezas fábrica   | 20.42 MPa |
| Resistencia horizontal a compresión media piezas fábrica | 9.04 MPa  |
| Resistencia a compresión media del mortero               | 8.67 MPa  |
| Resistencia flexión media del mortero                    | 2.1 MPa   |



Curado especímenes



Proyecto: INSISO      Autor: Andrés Belda Revert      NO NORMATIVO

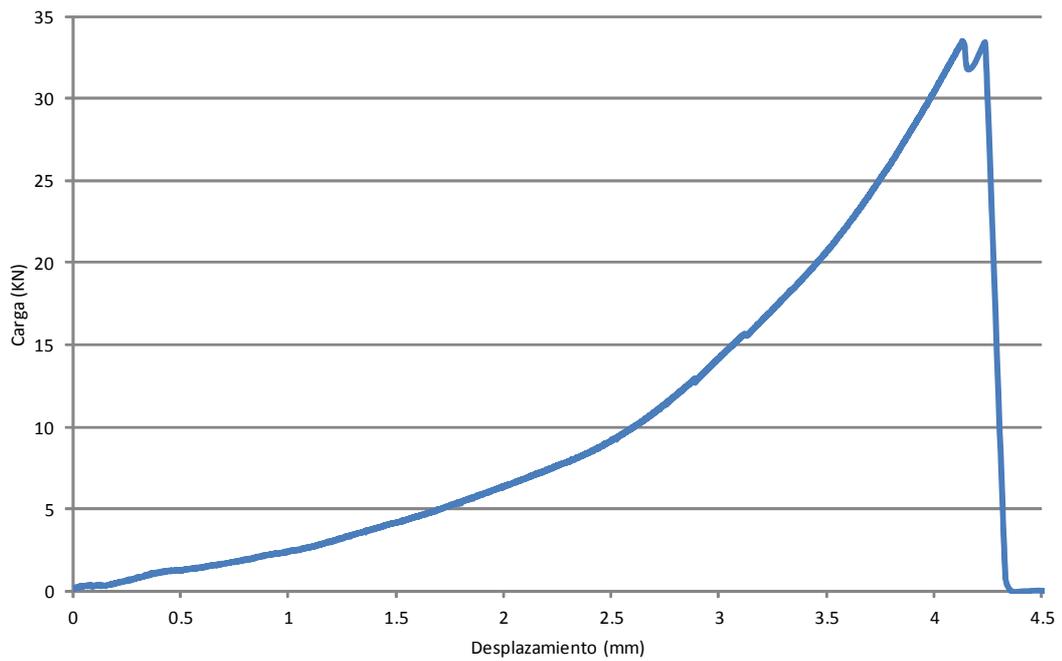
Ensayo a corte sobre fábrica de mampostería



|              |       |
|--------------|-------|
| Largo (mm)   | 648   |
| Ancho (mm)   | 70    |
| Canto (mm)   | 511   |
| F máx (KN)   | 33.49 |
| $\tau$ (Mpa) | 0.37  |

La rotura se ha producido debido a que ha cedido la junta vertical entre la primera hilada y la segunda hilada, dando lugar al colapso del espécimen.

TENSIÓN-DEFORMACIÓN





Proyecto: INSISO

Autor: Andrés Belda Revert

NO NORMATIVO

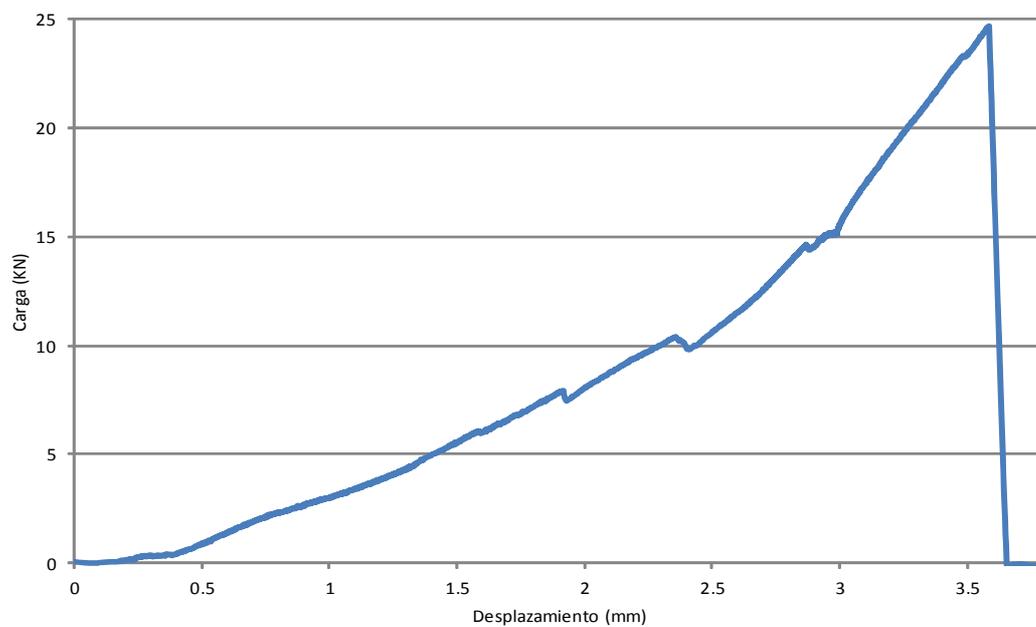
Ensayo a corte sobre fábrica de mampostería



|              |      |
|--------------|------|
| Largo (mm)   | 652  |
| Ancho (mm)   | 69   |
| Canto (mm)   | 513  |
| F máx (KN)   | 24.7 |
| $\tau$ (Mpa) | 0.27 |

La rotura se ha producido debido a que han cedido ambas juntas verticales casi a la vez, dando lugar al colapso del espécimen. Parece que primero ha cedido la derecha seguida de la izquierda.

TENSIÓN-DEFORMACIÓN



## ANEJO IX: MARCOS DE HORMIGÓN ARMADO A ESCALA REAL

### ÍNDICE

|        |  |    |
|--------|--|----|
| 1.     | Introducción .....   | 1  |
| 2.     | Objeto.....  | 1  |
| 3.     | Metodología .....  | 1  |
| 3.1    | Descripción del pórtico .....  | 6  |
| 4.     | Justificación armado propuesto.....                                    | 10 |
| 4.1.   | Armado pilares .....   | 10 |
| 4.2.   | Armado vigas.....  | 11 |
| 4.2.1. | Longitudes de armado por cálculo .....                                 | 14 |
| 4.3.   | Mínimos.....   | 15 |
| 4.4.   | Dimensionamiento armadura de cortante pilar .....                      | 16 |
| 4.5.   | Dimensionamiento armadura de cortante viga .....                       | 16 |
| 4.5.1. | Compresión oblicua del alma.....                                       | 16 |
| 4.5.2. | Tracción en el alma.....   | 17 |
| 4.5.3. | Mínimos.....   | 18 |
| 4.6.   | Armado propuesto pilares .....   | 18 |
| 4.7.   | Armado propuesto vigas .....   | 19 |
| 4.8.   | Comprobación armado muñones .....                                      | 20 |
| 5.     | Análisis.....  | 22 |
| 5.1.   | Pórtico sin relleno .....  | 22 |
| 5.1.1. | Resultados Modelo I: Marco sin relleno .....                           | 22 |
| 5.2.   | Pórtico con relleno .....  | 24 |
| 5.2.1. | Resultados Modelo II: Pórtico relleno. Ensayo Push Over SAP .....      | 24 |
| 5.2.2. | Resultados Modelo 3: Pórtico relleno. Análisis paso a paso manual..... | 26 |
| 5.2.3. | Comparación rigideces teóricas .....                                   | 27 |
| 5.2.4. | Comparación ancho de biela.....  | 28 |
| 6.     | Dimensionamiento elementos del ensayo.....                             | 28 |

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 7.    | Dimensionamiento Utillaje I.....                                      | 29 |
| 7.1.  | Pieza I .....   | 30 |
| 7.2.  | Perno .....   | 38 |
| 7.3.  | Pieza II .....  | 39 |
| 8.    | Utillaje II .....   | 48 |
| 8.1.  | Barras de anclaje Losa .....  | 50 |
| 9.    | Utillaje III .....  | 50 |
| 9.1.  | Barras de anclaje Muro .....  | 51 |
| 10.   | Utillaje IV .....   | 52 |
| 10.1. | Pieza I .....   | 54 |
| 10.2. | Perno .....   | 59 |
| 10.3. | Pieza II .....  | 59 |
| 10.4. | Pieza III .....   | 61 |
| 10.5. | Barras Dywidag.....   | 62 |
| 11.   | Actuador .....  | 62 |
| 12.   | Piezas de centrado de las barras Dywidag de anclaje Losa y Muro ..... | 63 |
| 13.   | Estructura auxiliar instrumentación.....                              | 64 |
| 14.   | Plantillas de elaboración .....                                       | 67 |

## FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1: Vista 3D modelo generado mediante Cype.....            | 2  |
| Figura 2: Modelo generado mediante SAP 2000.....                 | 2  |
| Figura 3: Geometría pórtico propuesto.....                       | 3  |
| Figura 4: Vista general ensayo.....                              | 4  |
| Figura 5: Despiece apoyo inferior.....                           | 5  |
| Figura 6: Despiece conjunto superior.....                        | 6  |
| Figura 7: Sección transversal pilar.....                         | 7  |
| Figura 8: Secciones transversales viga.....                      | 8  |
| Figura 9: Armado pórtico.....                                    | 9  |
| Figura 10: Diagrama interacción N-M de la sección del pilar..... | 11 |
| Figura 11: Dimensionamiento armado.....                          | 13 |
| Figura 12: Geometría carga concentrada.....                      | 20 |
| Figura 13: Modelo de bielas y tirantes carga concentrada.....    | 21 |
| Figura 14: Detalle armado muñón.....                             | 22 |
| Figura 15: Orden de aparición rotulas Modelo I.....              | 23 |
| Figura 16: Resultado análisis Push Over Modelo I.....            | 23 |
| Figura 17: Reacciones base pórtico Modelo I.....                 | 23 |
| Figura 18: Orden de aparición rotulas Modelo II.....             | 25 |
| Figura 19: Resultado análisis Push Over Modelo II.....           | 26 |
| Figura 20: Reacciones base pórtico Modelo II.....                | 26 |
| Figura 21: Reacciones base pórtico Modelo III.....               | 27 |
| Figura 22: Comparación de rigideces.....                         | 27 |
| Figura 23: Comparación ancho de biela.....                       | 28 |
| Figura 24: Utillaje I: Despiece apoyo simple.....                | 30 |
| Figura 25: Detalle Pieza I.....                                  | 31 |
| Figura 26: Geometría tornillería Pieza I.....                    | 33 |
| Figura 27: Posible desgarro Pieza I.....                         | 35 |
| Figura 28: Efecto palanca: Ala flexible.....                     | 36 |
| Figura 29: Efecto palanca: Ala semirrígida.....                  | 36 |
| Figura 30: Efecto palanca: Ala rígida.....                       | 36 |
| Figura 31: Chapa apoyo parte inferior.....                       | 39 |
| Figura 32: Detalle tornillería Pieza II.....                     | 40 |
| Figura 33: Posible desgarro Pieza II.....                        | 41 |
| Figura 34: Utillaje I, vista apoyo simple.....                   | 43 |
| Figura 35: Distribución de fuerzas en orejetas.....              | 43 |
| Figura 36: Orejeta tipo Pieza I.....                             | 44 |
| Figura 37: Orejeta tipo Pieza II.....                            | 44 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 38: Tensiones en el plano de garganta de soldadura .....                   | 46 |
| Figura 39: Aplastamiento orejeta.....   | 46 |
| Figura 40: Desgarro orejeta .....   | 47 |
| Figura 41: Comprobación orejeta CTE.....  | 47 |
| Figura 42: Utillaje II.....   | 49 |
| Figura 43: Utillaje III.....  | 51 |
| Figura 44: Utillaje IV: Apoyo simple.....   | 52 |
| Figura 45: Detalle Pieza III apoyada en pórtico.....                              | 54 |
| Figura 46: Utillaje IV: Pieza I.....  | 54 |
| Figura 47: Orejetas Utillaje IV.....  | 55 |
| Figura 48: Distribución fuerzas orejetas.....                                     | 56 |
| Figura 49: Tensiones soldadura en plano de garganta abatido.....                  | 57 |
| Figura 50: Aplastamiento orejeta.....   | 57 |
| Figura 51: Desgarro orejeta.....  | 58 |
| Figura 52: Comprobación orejeta CTE.....  | 58 |
| Figura 53: Utillaje IV: Pieza II.....   | 60 |
| Figura 54: Utillaje IV: Pieza III.....  | 61 |
| Figura 55: Actuador ensayos.....  | 63 |
| Figura 56: Pieza de centrado.....   | 63 |
| Figura 57: Vista pieza de centrado en agujero.....                                | 64 |
| Figura 58: Detalle triangularización captadores.....                              | 65 |
| Figura 59: Estructura auxiliar instrumentación.....                               | 66 |
| Figura 60: Plantilla base pórtico.....  | 68 |
| Figura 61: Plantilla base Utillaje II.....  | 68 |
| Figura 62: Distribución captadores de desplazamiento.....                         | 70 |
| Figura 63: Instrumentación galgas extensiométricas de acero nudos superiores..... | 71 |
| Figura 64: Instrumentación galgas extensiométricas de acero nudos inferior.....   | 71 |

## TABLAS

|  |    |
|--|----|
| Tabla 1: Esfuerzos pilares. ....   | 10 |
| Tabla 2: Momentos último sección viga. ....                              | 12 |
| Tabla 3: Longitudes para las diferentes armaduras dispuestas. ....       | 20 |
| Tabla 4: Características geométricas necesarias para el modelo. ....     | 24 |
| Tabla 5: Reacciones modelos estudiados. ....                             | 28 |
| Tabla 6: Comprobación barras Dywidag Apoyo I. ....                       | 31 |
| Tabla 7: Comprobación barras Dywidag Apoyo II. ....                      | 32 |
| Tabla 8: Resistencia perno en función del diámetro. ....                 | 38 |
| Tabla 9: Fuerza por orejeta en los modelos estudiados. ....              | 44 |
| Tabla 10: Tensiones en borde inferior orejeta. ....                      | 45 |
| Tabla 11: Tensiones cordones longitudinales. ....                        | 45 |
| Tabla 12: Tensiones cordones transversales. ....                         | 45 |
| Tabla 13: Comprobación tensional plano de garganta de los cordones. .... | 46 |
| Tabla 14: Resistencia al aplastamiento de la orejeta. ....               | 47 |
| Tabla 15: Resistencia al desgarro de la orejeta. ....                    | 47 |
| Tabla 16: Comprobación orejeta CTE. ....                                 | 48 |
| Tabla 17: Combinación de tensiones seccional. ....                       | 49 |
| Tabla 18: Características mecánicas perfil HEB 300. ....                 | 50 |
| Tabla 19: Fuerzas en las barras de anclaje del perfil HEB 300. ....      | 50 |
| Tabla 20: Combinación tensiones Utillaje III traccionado. ....           | 51 |
| Tabla 21: Tensiones en borde inferior orejeta. ....                      | 56 |
| Tabla 22: Tensión en los cordones de soldadura. ....                     | 57 |
| Tabla 23: Comprobación tensional de los cordones de soldadura. ....      | 57 |
| Tabla 24: Comprobación orejeta CTE Utillaje IV. ....                     | 58 |
| Tabla 25: Comprobación barras de anclaje Muro. ....                      | 59 |
| Tabla 26: Comprobación barras Utillaje IV. ....                          | 62 |
| Tabla 27: Dimensionamiento actuador. ....                                | 62 |

## 1. Introducción

En el presente anejo se muestra el proceso realizado para la definición de la geometría y armado de los marcos a ensayar y se estudia el diseño del sistema de carga para el ensayo de pórticos de edificación frente a cargas horizontales como especímenes del Proyecto de Investigación concedido por el Ministerio de Educación y Economía bajo el acrónimo INSISO – BIA2012-35186. Se estudia el pórtico de edificación sin relleno y con relleno de mampostería.

Se plantean los elementos de sujeción entre el pórtico y la losa del laboratorio así como del actuador con el muro de carga y las estructuras auxiliares necesarias para la instrumentación.

## 2. Objeto

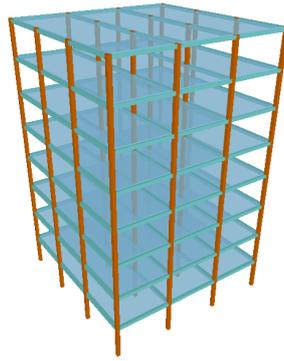
El objeto del presente documento es el diseño del sistema de carga para llevar a cabo los ensayos sobre pórticos de edificación de hormigón armado a escala real, cuyo objetivo general es el análisis de la influencia de la mampostería en el comportamiento sismorresistente de los edificios.

Para ello, se estudiará el comportamiento paso a paso (análisis Push Over) de un pórtico de edificación genérico a escala real tanto relleno de mampostería como en vacío y a partir de los resultados obtenidos se diseñaran todos los elementos necesarios para la realización de los ensayos experimentales en laboratorio.

## 3. Metodología

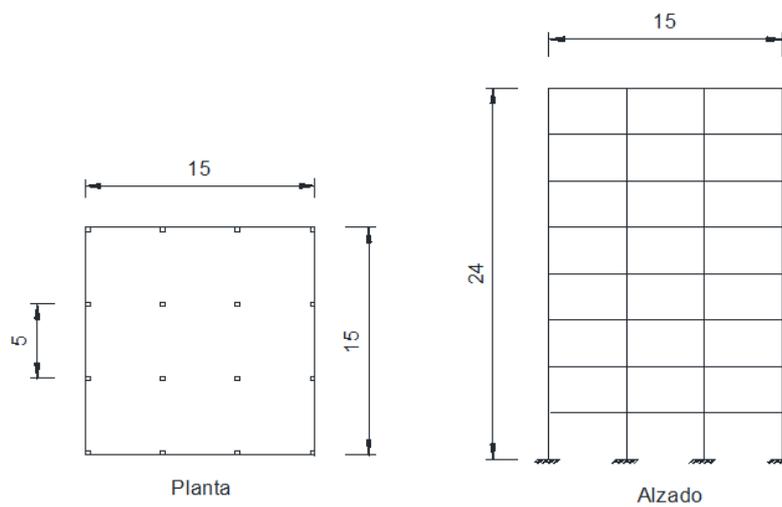
Con el fin de abordar el estudio del sistema de carga sobre un pórtico genérico de edificación se lleva a cabo el análisis numérico mediante SAP 2000. De los análisis realizados se obtendrá la carga máxima a soportar por el espécimen a ensayar y se podrá dimensionar el sistema de carga conforme a dicha carga.

Como predimensionamiento previo al ensayo, se ha realizado un modelo mediante el programa Cype (*Figura 1*) de una estructura de edificación convencional. Se trata de una edificación de planta rectangular de 15 x 15 metros con una altura por planta de 3 metros y un total de 8 plantas. De este modo se generan pórticos de 5 metros de luz con 3 de altura. Las secciones para todas las vigas son de 30 x 30 cm así como para los pilares. Se ha calculado sin detalles dúctiles frente a sismo y se ha estudiado el armado obtenido.



*Figura 1: Vista 3D modelo generado mediante Cype.*

Para contrastar los resultados obtenidos con el Cype se ha realizado otro modelo con el SAP (*Figura 2*) aplicando las mismas acciones y realizando las mismas combinaciones.



*Figura 2: Modelo generado mediante SAP 2000.*

A partir del contraste de los dos modelos estudiados se ha decidido pasar al estudio de un pórtico tipo de los que forman la estructura planteada con la siguiente geometría (*Figura 3*) que será sometido a una carga puntual horizontal en cabeza de pilar:



*Figura 3: Geometría pórtico propuesto.*

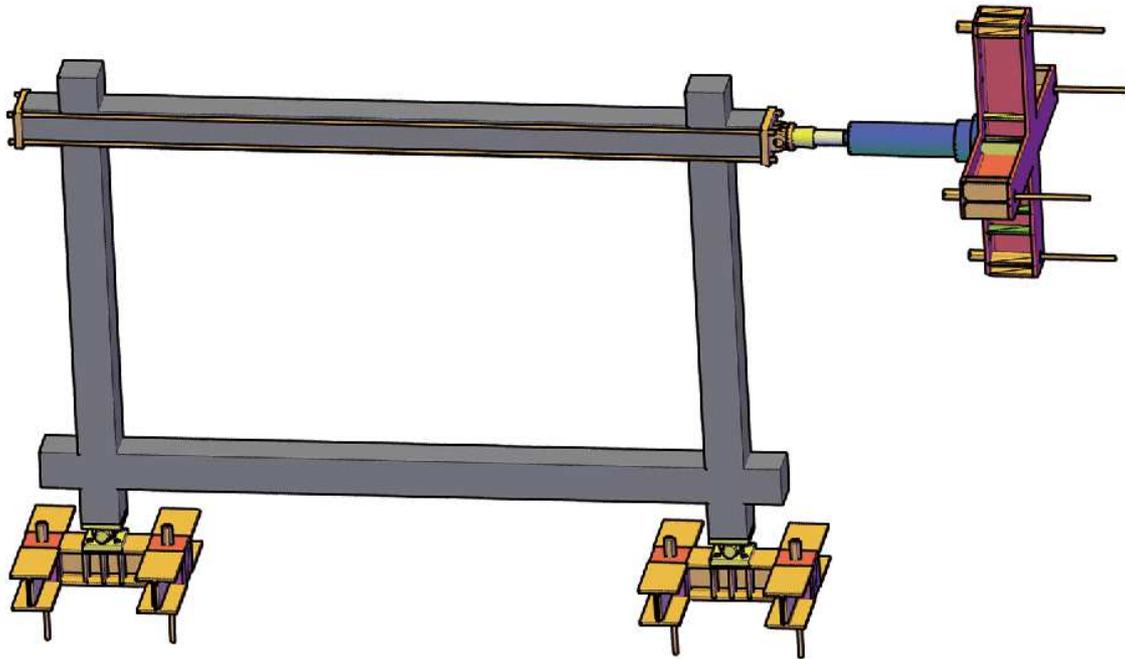
Con el armado y dimensiones propuestas para el pórtico, en primer lugar se estudia el comportamiento del pórtico sin relleno, y en segundo lugar se realizan dos modelos en los cuales se introduce el relleno de mampostería mediante la formulación propuesta por Paulay y Priestley (30):

- Modelo I: Se trata del pórtico sin relleno.
- Modelo II: Se trata del análisis del pórtico relleno de mampostería mediante un análisis Push Over con el programa Sap 2000.
- Modelo III: Se trata del mismo modelo anterior pero se hace un estudio semimanual paso a paso de las sucesivas rótulas plásticas que se producen en el pórtico.

El modelo consiste en un marco de nudos rígidos que está simplemente apoyado en su base con la geometría y armado propuesto, y sometido a una acción horizontal en cabeza de pilar. Se trata del mismo modelo explicado para los marcos de hormigón armado a escala pero cambiando las dimensiones de los especímenes.

Mediante estos modelos se procede a evaluar los esfuerzos a los cuales quedan sometidos los diferentes elementos que componen el ensayo para proceder a su dimensionamiento. Por

una parte, están las piezas que forman los apoyos inferiores, que son dos conjuntos exactamente idénticos y por otra parte el conjunto superior que introduce la carga (*Figura 4*).



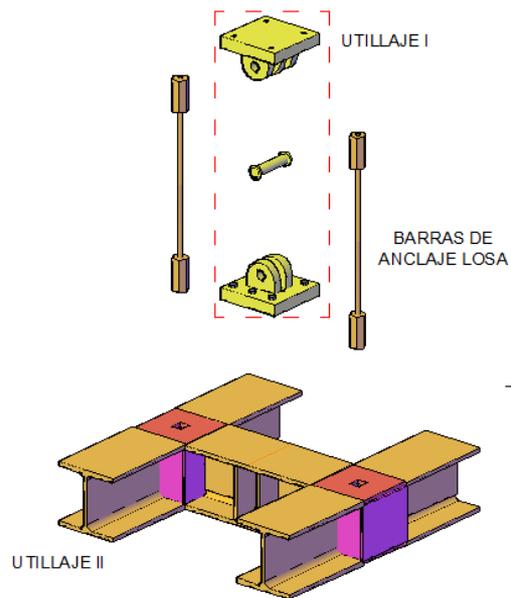
*Figura 4: Vista general ensayo.*

El apoyo inferior (*Figura 5*) para su estudio y dimensionamiento se divide en las siguientes partes:

- Utillaje I:
  - Pieza I: Se trata de la parte superior del apoyo simple.
  - Perno.
  - Pieza II: Se trata de la parte inferior del apoyo simple.
- Utillaje II: Pieza a base de perfiles HEB 300.
- Barras de anclaje losa.

Para las diferentes comprobaciones realizadas, la nomenclatura utilizada para describir los apoyos es la siguiente:

- Apoyo I: Se trata del apoyo izquierdo en la *Figura 4*, en el modelo realizado mediante SAP, solo se empuja en una dirección (Push Over) y este apoyo es el que recibe la tracción.
- Apoyo II: Se trata del apoyo derecho en la *Figura 4*, en el modelo realizado mediante SAP, solo se empuja en una dirección (Push Over) y este apoyo es el que recibe la compresión.



*Figura 5: Despiece apoyo inferior.*

El conjunto superior encargado de introducir la carga se divide en las siguientes partes (Figura 6):

- Utillaje III: Pieza a base de perfiles HEB 400
- Actuador
- Utillaje IV:
  - Pieza I: Se trata de una de las partes que forma el apoyo simple. Esta parte es la que va roscada al actuador
  - Perno
  - Pieza II: Se trata de una de las partes que forma el apoyo simple. Esta parte es la que queda en contacto con el pórtico.
  - Barras Dywidag diámetro 20: Se trata de la barras que van a lo largo del dintel superior del pórtico.
  - Pieza III: Se trata de la pieza que queda a la otra parte del pórtico.
  - Barras de anclaje muro

Los materiales empleados para la elaboración de los distintos utillajes son los siguientes:

- Chapas, mecanizados y rigidizadores: Acero S 350.
- Perfiles comerciales: S 275.
- Pernos: Acero F 125.

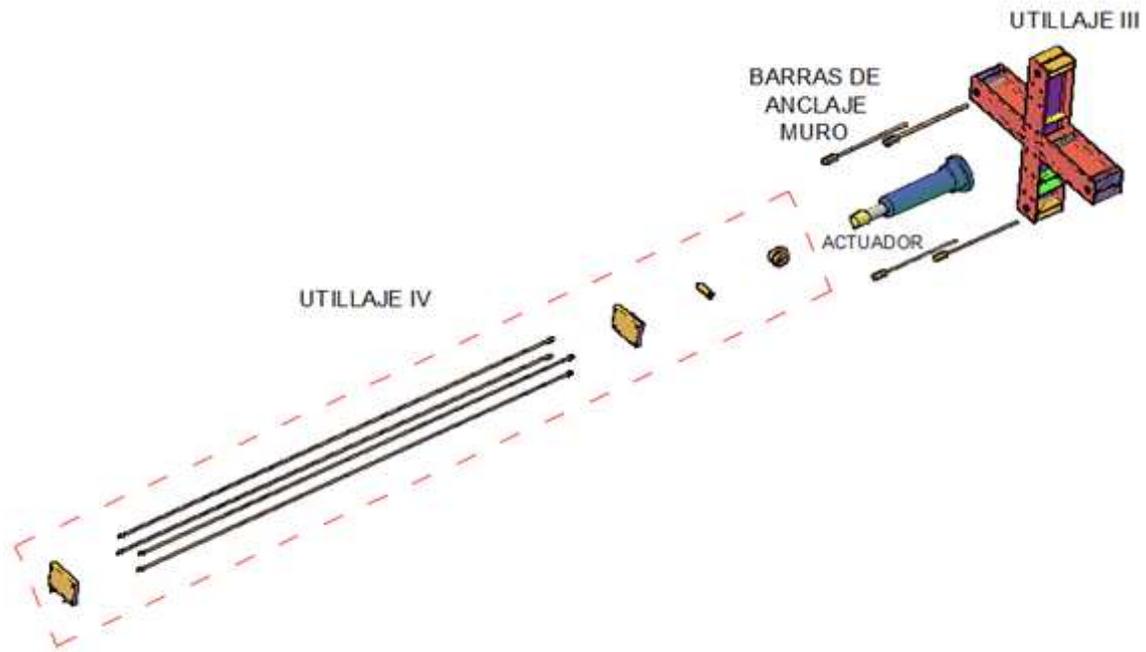


Figura 6: Despiece conjunto superior.

### 3.1 Descripción del pórtico

Se parte de unas dimensiones de pórtico consideradas comunes en la práctica habitual de la edificación y extraídas del análisis previo realizado con programas comerciales. Como se puede observar en la *Figura 3*, el pórtico objeto del ensayo consiste en un marco cerrado de 5 metros de luz y 3 de altura. En sus extremos tiene unos muñones de 45 cm de longitud contando desde la directriz del cuadrado que forma el marco. Todos los elementos que componen el marco son de sección constante de 30 x 30 cm.

Las dimensiones del pórtico se han concebido con estas magnitudes para poder garantizar que los muñones inferiores sean capaces de resistir las acciones a las cuales quedan sometidos y los mecanismos de rotura se produzcan bien en los pilares, las vigas o el nudo y no en los muñones. A su vez, los muñones superiores y laterales permiten el correcto anclaje de la armadura, para que el estudio del marco durante el ensayo sea lo más parecido al comportamiento que tendría una estructura en la realidad y no se produzcan mecanismos de fallo asociados a la forma de ensayar el espécimen. La comprobación resistente de la carga introducida en los muñones superiores se ha realizado a partir del modelo de bielas y tirantes planteado en el artículo de la EHE-08: Cargas concentradas sobre macizos.

El armado longitudinal del marco, *Figura 9*, se realiza a partir de redondos de diámetro 12 para los pilares y de diámetro 16 para las vigas. El armado es idéntico para ambos pilares así como para las vigas entre sí.

El armado de los pilares se ha propuesto a partir del resultado obtenido mediante el modelo del Cype y se ha comprobado que resiste los esfuerzos obtenidos mediante SAP. Consiste en un total de 8 redondos dispuestos uno en cada esquina y uno en cada mitad del lado de la sección (Figura 7).

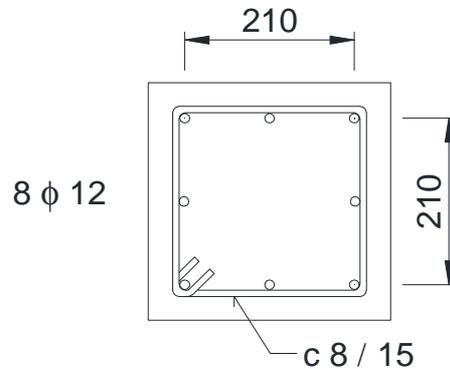


Figura 7: Sección transversal pilar.

Este armado empieza en la parte superior de los nudos inferiores y se extiende a lo largo de toda la longitud de los pilares. Para su correcto funcionamiento se solapa con las barras Dywidag que van atornilladas al apoyo simple, es decir, Desde el inicio de los muñones inferiores hasta la parte superior del nudo inferior lo que se tiene como armado longitudinal son 6 barras Dywidag por pilar más otros dos redondos de diámetro 12 mm que se solapan con los dos redondos diámetro 12 mm del pilar. De este modo se permite anclar el pórtico mediante las barras Dywidag diámetro 15 mm a la parte superior del utillaje I.

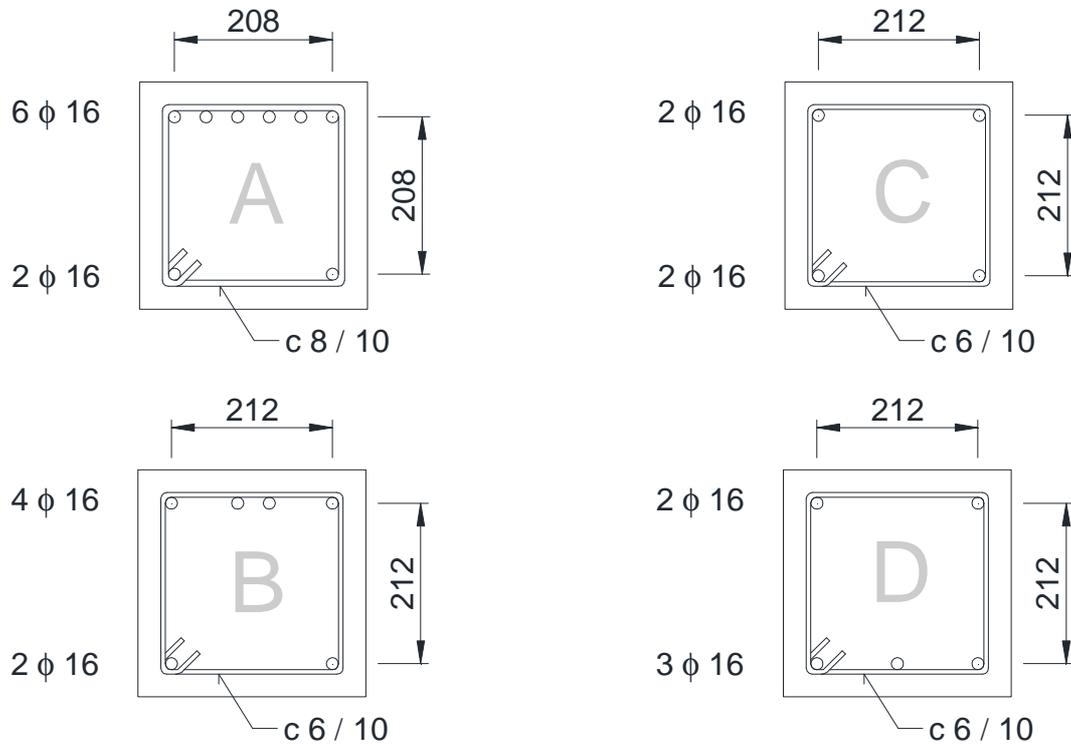
En cuanto a la viga el armado se diferencia en tres tramos para su parte superior y en dos tramos para la parte inferior. El armado de la cara superior se desglosa en:

- Armado refuerzo en apoyo I: Esta armadura se usa para resistir el flector máximo en apoyo. Consisten en 2  $\phi$  16 que se anclan a partir donde el siguiente refuerzo es capaz de resistir los esfuerzos.
- Armado refuerzo en apoyo II: Esta armadura ayuda a resistir el flector en apoyo se prolonga hasta que la armadura base es capaz de resistir el flector. Consiste también en 2  $\phi$  16.
- Armado base: Es continua a lo largo de toda la viga, nudos y muñones. Se trata como las dos anteriores de 2  $\phi$  16.

El armado de la cara inferior de la viga se desglosa en:

- Armado refuerzo centro luz: Se trata de un refuerzo que se coloca a partir de donde el armado base no resiste el flector. Se trata de 1  $\phi$  16.
- Armado base: Es igual que el armado base superior: 2  $\phi$  16.

En la *Figura 8* se define cada configuración de armado de la viga que ha sido explicado.



*Figura 8: Secciones transversales viga.*

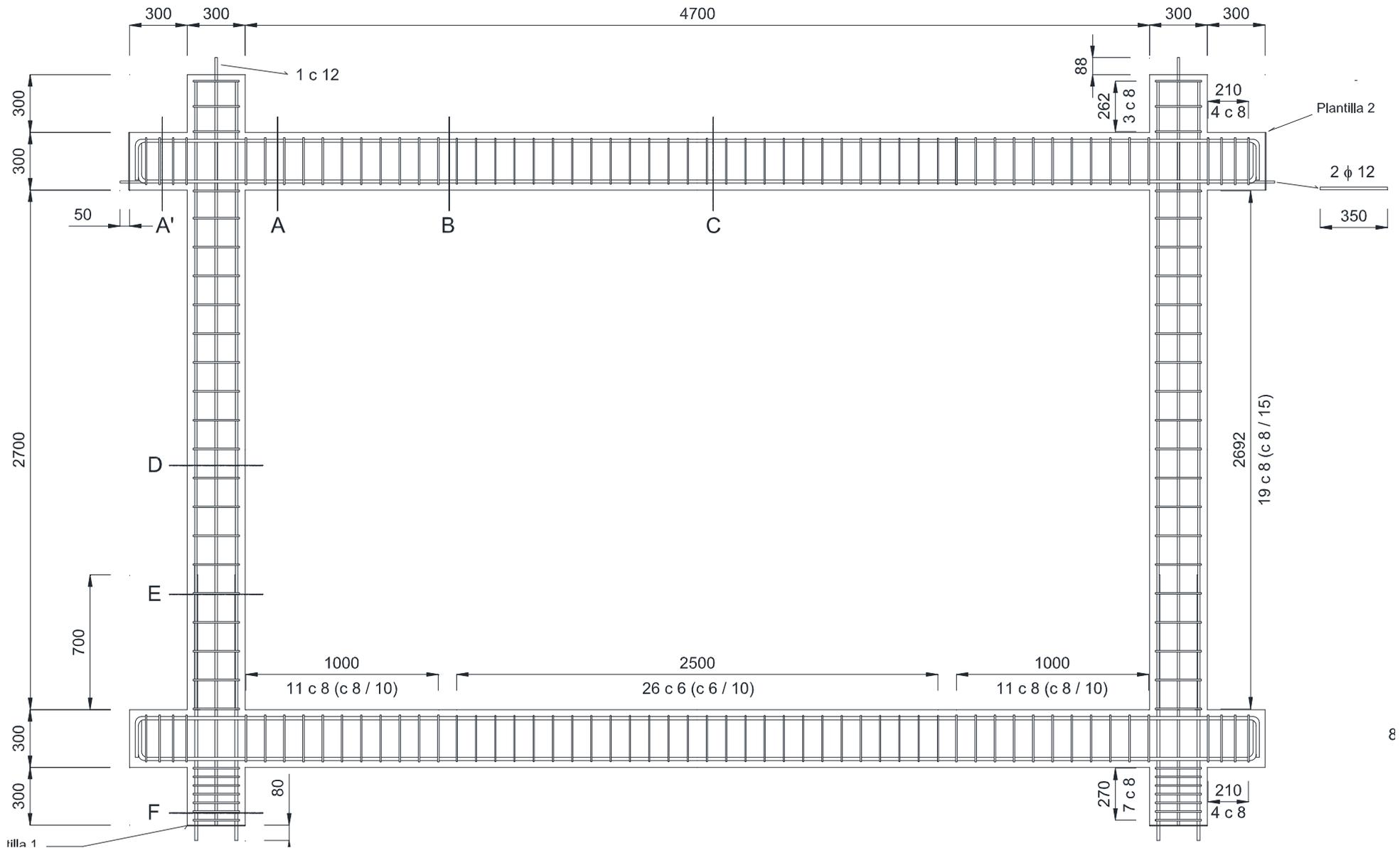


Figura 9: Armado pórtico.

#### 4. Justificación armado propuesto

Para el diseño del armado se minoró la resistencia de los materiales con los siguientes coeficientes de seguridad:

$$\gamma_{\text{hormigón}}=1.5$$

$$\gamma_{\text{acero}}=1.15$$

Las cargas consideradas han sido gravitatorias y sismo. Se ha supuesto un ancho del vano de 5 metros:

- Peso propio: Se trata del peso de la estructura: 15 KN/m
- Carga muerta: Tabiquería más solado: 8 KN/m
- Sobrecarga de uso: 8 KN/m

Para el sismo se ha introducido el espectro de respuesta elástico en el SAP, mientras que en Cype se calcula por defecto a partir de la norma NCSE-02.

##### 4.1. Armado pilares

El armado de los pilares se ha propuesto a partir del armado obtenido mediante el modelo del Cype. Consiste en un total de 8 redondos dispuestos uno en cada esquina y uno en cada mitad del lado de la sección. De esta forma cuando se ensaya la pieza mediante la acción horizontal a tracción trabajan 3 de ellos (Figura 7).

Este armado se verifica que es capaz de resistir los esfuerzos obtenidos mediante SAP, tanto para la combinación con carga vertical como para sismo (*Tabla 1*):

|                   | <b>Comb.Gravi.</b> | <b>Comb. sismo</b> |
|-------------------|--------------------|--------------------|
| <b>M + (KN m)</b> | 2.2                | 51.45              |
| <b>M - (KN m)</b> | -1.8               | -48.6              |
| <b>Q máx (KN)</b> | 1.34               | 32.9               |
| <b>N máx (KN)</b> | 1188               | 685                |

*Tabla 1: Esfuerzos pilares.*

Como se puede observar, la combinación sismo es mucho más desfavorable para los pilares. Lo que se hace, como muestra la *Figura 10*, es verificar que la sección descrita sea capaz de resistir los esfuerzos obtenidos:

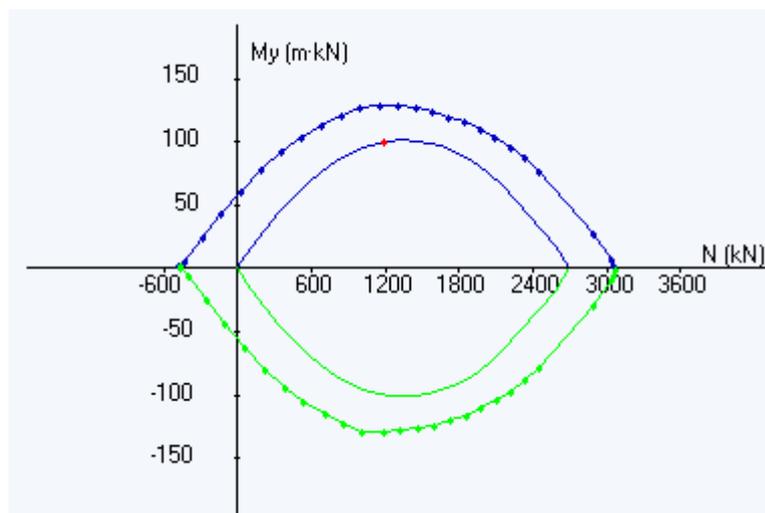


Figura 10: Diagrama interacción N-M de la sección del pilar.

Como se puede observar a partir del diagrama de interacción N-M mostrado en la Figura 10, la sección es capaz de resistir los esfuerzos expuestos. En concreto si se tiene un axil de 685 KN, el flector último que resiste la sección es de 113.5 KN. El diagrama interior se corresponde con la sección de hormigón sin armar, el exterior al diagrama de la sección con el armado propuesto.

Para que el amado sea representativo de los realizados en edificación se ha propuesto un solape en el arranque del pilar. Se trata de un solape en prolongación recta, entre las barras Dywidag diámetro 15 mm y el armado B 500 S de diámetro 12 mm.

$$L_n = 1.3 \cdot 12^2 \cdot 2 + 20 \cdot 12 = 614.4mm$$

El término  $20 \phi$  se añade por tratarse de una estructura bajo solicitaciones sísmicas. La interacción flexión-cortante es muy pequeña, la longitud  $s_d$  que se obtiene es menor a 1 cm. Finalmente se coloca solape de longitud de 700 mm.

#### 4.2. Armado vigas

El armado de las vigas se ha realizado a partir de redondos de diámetro 16 mm. El armado también se ha hecho a partir del propuesto por el Cype pero se ha calculado según la ley de flectores obtenida en el SAP:

$$\text{Cargas gravitatorias: } 1.35G+1.5Q$$

$$\text{Sismo: } 1G+1Sismo+0.15Q$$

En todo el armado de refuerzo propuesto los anclajes se realizan mediante prolongación recta. Los armados base de ambas caras se anclan en patilla donde finalizan los muñones laterales.

A partir de la ley de flectores se dimensionan los diferentes armados que se han comentado. Las vigas, tanto frente a cargas gravitatorias como frente a sismo su axil es prácticamente nulo. Por ello el diseño se realiza como si estuvieran sometidas a flexión pura.

Hay que tener en cuenta que en el pórtico del ensayo la viga superior e inferior están sometidas a flexión y a compresión. La viga superior está sometida a compresión mientras que la viga inferior está sometida a tracción. Estos esfuerzos varían entre el pórtico vacío y el pórtico relleno con mampostería. Este hecho puede favorecer que la viga inferior colapse siempre antes que la superior por estar sometida a tracción, pero en principio, el mecanismo de rotura esperado es que el colapso se produzca en los pilares.

A continuación, en la *Tabla 2* se muestran los momentos últimos para las diferentes secciones transversales en función del armado de la viga (*Figura 8*) para flexión pura:

|                             | <b>Momento último (KN*m)</b> |      |      |       |
|-----------------------------|------------------------------|------|------|-------|
| <b>Sección</b>              | A                            | B    | C    | D     |
| <b>M<sub>u</sub> (KN m)</b> | 118.86                       | 81.9 | 43.2 | 62.58 |

*Tabla 2: Momentos último sección viga.*

Para el estudio de las longitudes necesarias de cada armado se representa gráficamente la ley de flectores debido a las cargas junto con el flector que es capaz de resistir cada sección. De este modo se establecen las longitudes necesarias de cada armado a la cual se le añade la longitud de solape necesaria así como el incremento de longitud debido a la interacción flexión cortante y  $10 \phi$  por tratarse de una estructura sometida a sollicitaciones sísmicas.

Como se trata de una ley de flectores simétrica, sólo se representa la mitad de la viga. Las leyes de esfuerzos que se representan son las envolventes de las combinaciones de estado último con cargas gravitatorias y las correspondientes a sismo.

Esta longitud adicional de  $10 \phi$  ha sido obtenida del Anejo 10 de la EHE 08: Requisitos especiales recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas. En el punto 7: Anclaje de armaduras, se dice que la longitud de anclaje de una estructura sometida a sollicitaciones sísmicas debe aumentarse en  $10 \phi$ , se ha extrapolado a la longitud de solape

para el caso del armado de pilares; debido a los materiales empleados se obtiene finalmente un incremento de  $20 \phi$  (Figura 11).

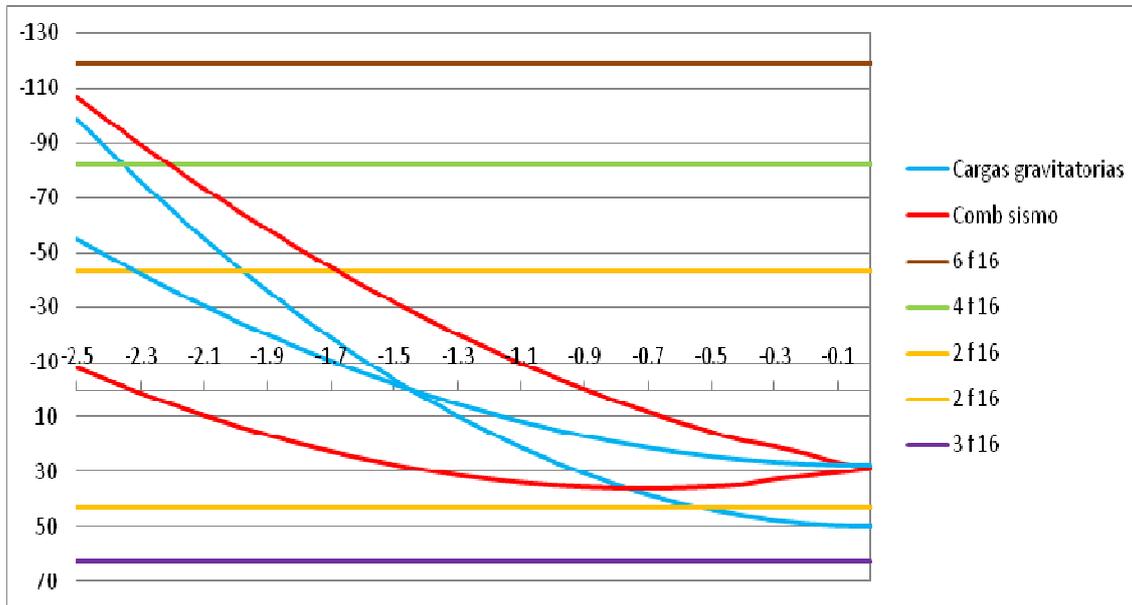


Figura 11: Dimensionamiento armado.

Las líneas azules se corresponden con la envolvente de los esfuerzos obtenidos para las combinaciones de cargas gravitatorias en estado límite último.

Las líneas rojas se corresponden con la envolvente de los esfuerzos obtenidos para las combinaciones de carga con sismo en estado límite último.

La línea marrón se corresponde con el flector último para un axil nulo de la sección A, que se trata de 6 redondos de diámetro 16 mm trabajando a tracción en la parte superior de la sección y 2 a compresión en la parte inferior.

La línea verde se corresponde con el flector último para un axil nulo de la sección B, que se trata de 4 redondos de diámetro 16 mm trabajando a tracción en la parte superior de la sección y 2 a compresión en la parte inferior.

Las líneas amarillas se corresponden con el flector último para un axil nulo de la sección C, que se trata del armado base: 2 redondos de diámetro 16 mm trabajando a tracción en la parte superior de la sección y 2 a compresión en la parte inferior o bien lo contrario.

La línea morada se corresponde con el flector último para un axil nulo de la sección D, que se trata de 3 redondos de diámetro 16 mm trabajando a tracción en la parte inferior de la sección y 2 a compresión en la parte superior.

#### 4.2.1. Longitudes de armado por cálculo

Como se puede observar el refuerzo I del armado superior solo es necesario los 30 primeros cm del inicio de la viga, por lo que este armado se ancla a partir de este punto (2  $\phi$  16). El siguiente tramo de armado de refuerzo es necesario por cálculo 90 cm, por lo que a partir de este punto se ancla (2  $\phi$  16). El armado base va continuo a lo largo de toda la viga.

En cuanto al refuerzo de la parte inferior, es necesario por cálculo hasta 60 cm de centro luz, por lo que se ancla a partir de estos punto en ambas direcciones. Se trata de 1  $\phi$  16.

A las longitudes de armado que se han comentado se les debe añadir la longitud debido a la interacción entre la flexión y el cortante así como la longitud de anclaje y los 10  $\phi$  comentados anteriormente.

##### 4.2.1.1. Cálculo longitudes de anclaje

Los refuerzos que se colocan van anclados en prolongación recta. Los de la cara inferior de la viga encuentran en posición de hormigonado I mientras que los de la cara superior de la viga en posición II. Teniendo en cuenta la reducción que se puede realizar por tener más armadura dispuesta de la estrictamente necesaria por cálculo lo anclajes tienen las siguientes dimensiones:

$$\text{Refuerzo superior I: } L_n = 1.3 \cdot 1.4 \cdot 16^2 \cdot \frac{81.14}{118.86} = 318mm$$

$$\text{Refuerzo superior II: } L_n = 1.3 \cdot 1.4 \cdot 16^2 \cdot \frac{37.88}{81.9} = 216mm$$

$$\text{Refuerzo inferior: } L_n = 1.3 \cdot 16^2 \cdot \frac{41.33}{62.58} = 220mm$$

La parte del armado que queda en el muñón se ancla en patilla. En esta zona el flector es nulo por lo que la longitud necesaria sería la mínima, que son 160 mm. Finalmente se ha colocado un anclaje en patilla de 200 mm de longitud.

#### 4.2.1.2. Interacción flexión-cortante

Debido a la interacción flexión-cortante el armado se prolonga una longitud  $s_d$  que es función del cortante que hay en la sección donde se ancla el armado:

$$s_d = z \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{su}}{V_{rd}} \right)$$

Para los anclajes planteados se obtienen las siguientes  $s_d$ :

Refuerzo superior I: 128 mm

Refuerzo superior II: 151 mm

Refuerzo inferior: 22 mm

#### 4.3. Mínimos

- Geométrico

La cuantía mínima geométrica viene determinada por la tabla 42.3.5 de la EHE 08:

- Pilar: Cuantía de armado en la sección: 4 por mil de la sección bruta

$$A_{\min} = 0.004 \cdot 30 \cdot 30 = 3.6 \text{ cm}^2$$

- Viga:

- Tracción :2.8 por mil de la sección bruta:

$$A_{\min} = 0.0028 \cdot 30 \cdot 30 = 2.52 \text{ cm}^2$$

- Compresión :30% de la de tracción:

$$A_{\min} = 2.52 \cdot 0.3 = 0.756 \text{ cm}^2$$

- Mecánico

En el caso de los pilares, el axil de cálculo sería igual al cortante obtenido en el extremo de la viga, que son 126.6 KN. Si se supone que es un pórtico interior de un edificio que tiene por encima 4 plantas más, este valor hay que multiplicarlo por 8: N=1012 KN:

$$A_{s1} \geq \frac{0.05 \cdot 1012}{40} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Esta cuantía se corresponde a la armadura por cara.

En el caso de las vigas el mínimo mecánico se obtiene de la siguiente expresión:

$$A_s \geq \frac{W_1}{z \cdot f_{yd}} f_{ct,m,fl} = \frac{101.25}{22.8 \cdot 40} 2.89 = 0.32 \text{ cm}^2$$

Esta armadura se corresponde con la que trabaja a tracción.

#### 4.4. Dimensionamiento armadura de cortante pilar

Al igual que para el armado longitudinal, el pilar se ha armado en base a los resultados del modelo del Cype. A continuación se comprueba que resiste los esfuerzos de cálculo:

$$V_{Rd} = 32.9 \text{ KN}$$

$$V_{u1} = 685.8 \text{ KN}$$

$$V_{cu} = 44.6 \text{ KN}$$

$$V_{su} = z \cdot \sum A_{\alpha} f_{y\alpha d} = 0.228 \cdot 40 \cdot \frac{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 2}{4 \cdot 0.15} = 61.12 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = 44.6 + 61.12 = 105.72 \text{ KN}$$

A continuación se detallan las expresiones aplicándolas al estudio de la viga

#### 4.5. Dimensionamiento armadura de cortante viga

##### 4.5.1. Compresión oblicua del alma

$$V_{u1} = k \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g \theta^2} = 1 \cdot 18 \cdot 0.3 \cdot 0.254 \cdot \frac{1+0}{1+1} \cdot 1000 = 685.8 \text{ KN}$$

$k = 1 \rightarrow$  Del lado de la seguridad se supone axil nulo

$$f_{1cd} = 0.6 \cdot f_{cd} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 0.3 \text{ m}$$

$$d = 0.3 - 0.03 - 0.008 - \frac{0.016}{2} = 0.254m$$

$$\theta = 45^\circ$$

Los estribos son perpendiculares a la directriz de la viga:  $\alpha = 45^\circ$

La comprobación  $V_{rd} < V_{u1}$  se debe realizar en el borde del apoyo.

#### 4.5.2. Tracción en el alma

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Contribución del hormigón:

$$V_{cu} = \left[ \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] \cdot \beta \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{cu} = \left[ \frac{0.15}{1.5} 1.88 \cdot (100 \cdot 0.0106 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 0.254 = 45.39KN$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{254}} = 1.88$$

$$\rho_l = \frac{\pi \cdot 1.6^2 \cdot 4}{30 \cdot 25.4} = 0.0106 \rightarrow \text{Del lado de la seguridad se ha colocado la sección con}$$

menor armado longitudinal: 4  $\phi$  16.

$$f_{cv} = 30MPa$$

$$\sigma'_{cd} = 0 \text{ del lado de la seguridad}$$

$$\beta = 1$$

$$b_0 = 0.3m$$

Valor mínimo que se debe adoptar:

$$V_{cu} = \left[ \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{2/3} f_{cv}^{1/3} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d = \left[ \frac{0.075}{1.5} 1.88^{2/3} 30^{1/3} \right] \cdot 0.3 \cdot 0.254 = 18 \text{KN}$$

Contribución armadura transversal:

$$V_{su} \geq V_{rd} - V_{cu}$$

La comprobación  $V_{rd} < V_{u2}$  se debe realizar a un canto útil del borde del apoyo.

$$V_{rd} = 114 \text{KN} \rightarrow V_{su} \geq 68.5 \text{KN}$$

$$V_{su} = z \cdot \sum A_{\alpha} f_{y\alpha d}$$

$$\sum A_{\alpha} \geq \frac{68.5}{0.228 \cdot 40} = 7.49 \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$f_{y\alpha d} = 400 \text{Mpa}$$

$$z = 0.9 \cdot d = 0.228 \text{m}$$

#### 4.5.3. Mínimos

Cuantía mínima:

$$\sum A_{\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5 \cdot f_{y\alpha d}} \cdot b_0 = \frac{2.89}{7.5 \cdot 40} \cdot 0.3 = 2.89 \text{cm}^2 / \text{m}$$

Separación máxima:

$$V_{rd} \leq \frac{V_{ul}}{5} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot 254 = 190 \text{mm}$$

#### 4.6. Armado propuesto pilares

Los pilares están formados a partir de dos tramos de armadura. El inferior va desde la base inferior de los muñones inferior hasta la una altura sobre el nudo inferior de 69 cm para

garantizar el solape con la armadura superior del pilar. La armadura superior se inicia donde acaba el nudo inferior y se prolonga hasta el final de los muñones superiores:

- Armado inferior:  $L=1580$  mm
- Armado superior:  $L= 3270$  mm

La armadura transversal es constante a lo largo del pilar y consiste en cercos de diámetro 8 mm con una separación de 15 cm. Los estribos tienen dos ramas y están correctamente atados a la armadura longitudinal del pilar. Los estribos no se prolongan en el interior de los nudos. Este armado supone una cuantía de  $6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Los muñones inferiores van fuertemente armados a cortante para evitar cualquier tipo de rotura en ellos. El máximo esfuerzo cortante al que puede estar sometido un muñón es de 170 KN, con el armado propuesto de cercos con dos ramas de diámetro 8 mm separados cada 5 cm se obtiene una  $V_{u2}=45.39+183.3=228.7$  KN.

Del lado de la seguridad estos muñones inferiores van encamisado mediante un perfil de acero exterior para garantizar que no se produce ningún tipo de rotura en ellos.

#### 4.7. Armado propuesto vigas

A continuación, se muestra en la *Tabla 3* un esquema del armado así como las longitudes finales de las armaduras a disponer, tanto para pilares como para vigas.

Cabe destacar que a las longitudes comentadas en el texto hay que añadir los tramos correspondientes a los nudos y a los muñones laterales y verticales.

|                | Anclaje pat. | Muñon | nudo | L cálculo | L decalaje | L anclaje | 10 $\phi$ | L armadura |
|----------------|--------------|-------|------|-----------|------------|-----------|-----------|------------|
| A. refuerzo I  | 200          | 250   | 300  | 300       | 128        | 318       | 160       | 1656       |
| A. refuerzo II | 200          | 250   | 300  | 900       | 151        | 215       | 160       | 2176       |
| A. base sup.   | 200          | 250   | 300  | 5000      | 0          | 0         | 160       | 5910       |
| A. base inf.   | 200          | 250   | 300  | 5000      | 0          | 0         | 160       | 5910       |
| Refuerzo inf.  | 0            | 0     | 0    | 600       | 21         | 220       | 160       | 1001       |

Tabla 3: Longitudes para las diferentes armaduras dispuestas.

Estas longitudes son las que se toman para el plano. No son exactamente las mismas debido a que se redondean para hacer que los valores sean realmente construibles.

Hay una pequeña armadura adicional colocada en los muñones horizontales superiores. Se trata de 2  $\phi$  12 en cada con una longitud de 25 cm: están embebidos 30 cm dentro del muñón y sobresalen 5 cm. Este pequeño saliente se usa para el montaje del ensayo. De este modo se puede apoyar sobre esta armadura saliente la pieza que sirve para transmitir la carga del actuador al pórtico.

#### 4.8. Comprobación armado muñones

En el modelo que plantea la EHE08 (Figura 13), se supone que la carga es concentrada y no ocupa toda la sección. Del lado de la seguridad y debido a que la pieza II del utillaje IV es considerablemente más rígida en su zona central por la presencia de las orejetas, se ha supuesto que actúa una carga concentrada (Figura 12) en una sección de 15 x 15 cm centrada en el muñón de 30 x 30 cm.

- Resistencia característica a compresión del hormigón:  $f_{ck}=35$  MPa
- Resistencia característica a tracción del acero:  $f_{yk}= 500$  MPa
- Área total:  $900$  cm<sup>2</sup>
- Área donde actúa la carga concentrada:  $225$  cm<sup>2</sup>

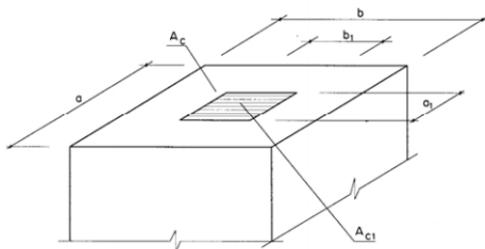


Figura 12: Geometría carga concentrada.

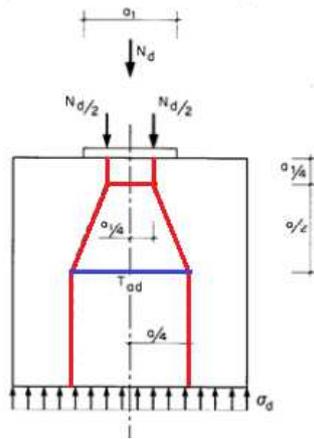


Figura 13: Modelo de bielas y tirantes carga concentrada.

Siendo:

- $a = 30 \text{ cm}$
- $a_1 = 15 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm}$
- $b_1 = 15 \text{ cm}$

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \cdot f_{cd} \leq 3.3 \cdot f_{cd} = \sqrt{\frac{900}{225}} \cdot 23.33 = 46.67 \text{ MPa}$$

$$N_d \leq A_{c1} \cdot f_{3cd} = 225 \cdot \frac{36.67}{10} = 1050 \text{ KN}$$

$$T_{ad} = T_{bd} = 0.25 \cdot N_d \cdot \left(\frac{a - a_1}{a}\right) = 0.25 \cdot N_d \cdot \left(\frac{b - b_1}{b}\right) = 0.25 \cdot 1050 \cdot \left(\frac{30 - 15}{30}\right) = 131.25 \text{ KN}$$

$$A_{nec} = \frac{131.25}{40} = 3.28 \text{ cm}^2$$

El armado que debe resistir estas tracciones generadas por la introducción de la carga concentrada son los estribos dispuestos en los muñones. Como se puede observar en se trata de 4 cercos de diámetro 8 mm (Figura 14).

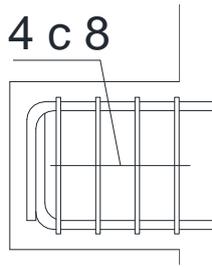


Figura 14: Detalle armado muñón.

$$A_{dispuesta} = \frac{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 2}{4} \cdot 4 = 4\text{cm}^2$$

## 5. Análisis

Se lleva a cabo el análisis de dos especímenes según se ha explicado en el apartado del modelo teórico implementado mediante el software SAP2000. En el primero de los análisis, se estudia el pórtico sin relleno, mientras que en el segundo se estudia el pórtico con un relleno de mampostería mediante dos modelos distintos.

### 5.1. Pórtico sin relleno

El pórtico mostrado en la *Figura 3*, ha sido modelado mediante el SAP 2000. El procedimiento es exactamente el mismo que se ha realizado para los marcos a escala reducida.

#### 5.1.1. Resultados Modelo I: Marco sin relleno

Se ha realizado un análisis Push-Over; el orden de aparición de las rótulas plásticas ha sido el siguiente (*Figura 15*):

- Primera rótula: Aparece en la parte superior del pilar izquierdo, es decir, el pilar donde esta aplicada la carga del actuador del ensayo.
- Segunda y tercera rótula: Aparecen simultáneamente en la parte inferior del pilar izquierdo y la parte superior del pilar derecho.
- Cuarta rótula: Aparece en la parte inferior del pilar derecho.

Los resultados obtenidos se pueden resumir en la *Figura 16*:

- Carga última: 79.86 KN
- Desplazamiento colapso: 286 mm

Las reacciones en la base del pórtico se encuentran en la *Figura 17*.

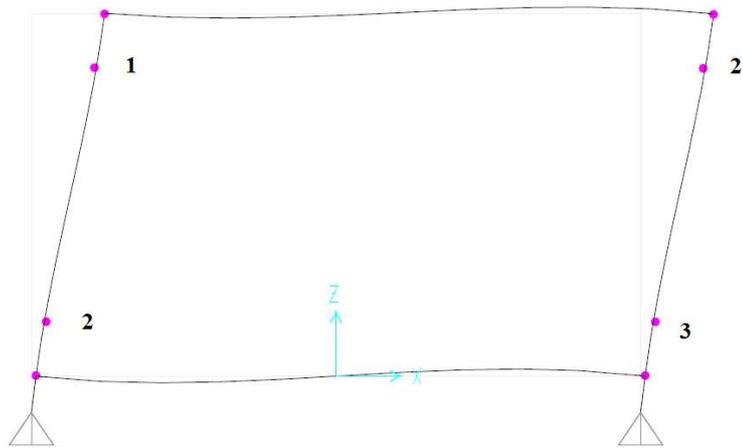


Figura 15: Orden de aparición rotulas Modelo I.



Figura 16: Resultado análisis Push Over Modelo I.

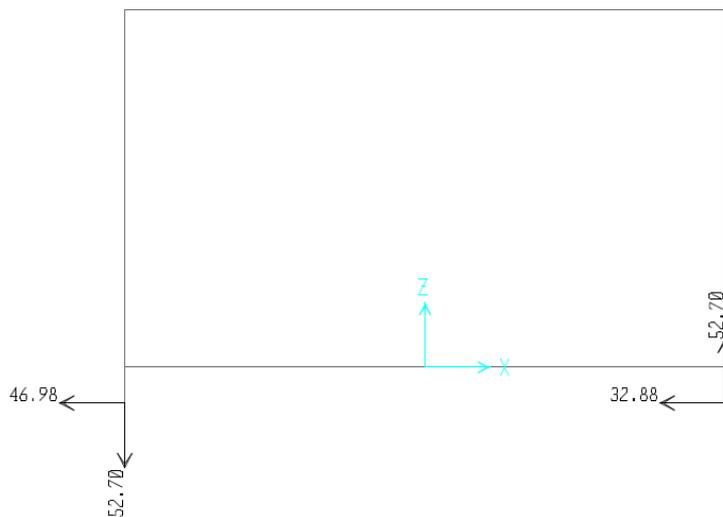


Figura 17: Reacciones base pórtico Modelo I.

## 5.2. Pórtico con relleno

Se trata del mismo modelo realizado para el pórtico sin relleno pero introduciendo un elemento articulado en la diagonal del marco que sólo trabaja a compresión y solamente es capaz de resistir una carga a axil determinada a partir del modelo de Paulay y Priestley (30).

El relleno consiste en un cerramiento típico interior de edificaciones convencionales. Se trata de un tabique de hoja simple de ladrillo de arcilla cocida de dimensiones 330 x 154 x 70 mm. Se ejecuta con mortero M 5 con juntas de 1 cm de espesor.

- Estimación de las características mecánicas de la biela. En la *Tabla 4* se detallan los valores necesarios para estimar la capacidad de la biela.
  - $E_{\text{hormigón}}$ : 30000 MPa
  - Resistencia a compresión del relleno: 2000 KPa
  - $E_{\text{ladrillo}}$ : 2000 MPa

| h (m) | l (m) | h <sub>m</sub> (m) | l <sub>m</sub> (m) | ancho (m) | alto (m) | espesor (m) |
|-------|-------|--------------------|--------------------|-----------|----------|-------------|
| 3     | 5     | 2.7                | 4.7                | 0.3       | 0.3      | 0.07        |

*Tabla 4: Características geométricas necesarias para el modelo.*

- Agotamiento por deslizamiento por cortante

$$R_s = \frac{0.03 f'_m}{1 - 0.3 \left( \frac{h}{l} \right)} d_m t = \frac{0.03 \cdot 2000}{1 - 0.3 \left( \frac{3}{5} \right)} \cdot 5.42 \cdot 0.07 = 27.76 \text{ KN}$$

- Agotamiento por compresión de la biela

$$R_s = \frac{2}{3} z f'_m \sec \theta = \frac{2}{3} \cdot 1.82 \cdot 0.07 \cdot 2000 \cdot \sec(29.79) = 196 \text{ KN}$$

$$z = \frac{\pi}{2} \left( \frac{4 E_c I_g h_m}{E_m t \sin 2\theta} \right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2} \left( \frac{4 \cdot 30000 \cdot 0.000675 \cdot 2.7}{2000 \cdot 0.07 \cdot \sin(59.58)} \right)^{\frac{1}{4}} = 1.82$$

### 5.2.1. Resultados Modelo II: Pórtico relleno. Ensayo Push Over SAP

Del lado de la seguridad, se ha supuesto que el fallo que se producirá será el de compresión de la biela. De otra forma, la carga de colapso que se obtiene es menor y todos los elementos que componen el ensayo podrían estar infradimensionados. De este modo se introduce una barra articulada en los extremos en la diagonal del marco que recibe la carga

horizontal y tiene una carga axial máxima de 196 KN. Cuando alcanza este valor se bloquea la carga resistida por la biela y se mantiene constante.

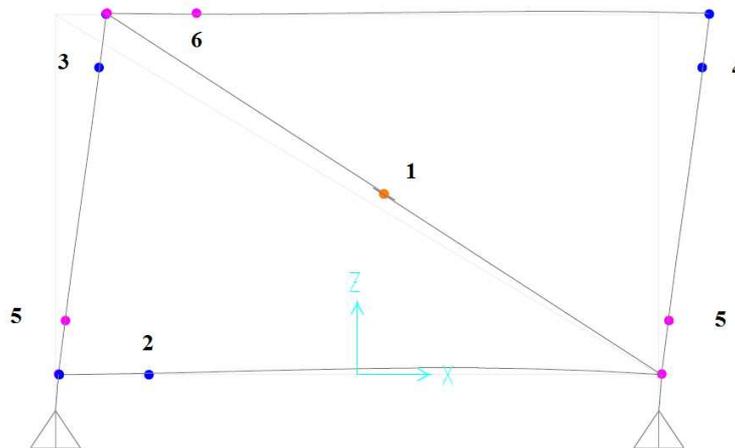
Se ha realizado un análisis Push Over, siendo el orden de aparición de las rótulas plásticas el siguiente (*Figura 18*):

- Primera rótula: Aparece en la biela del relleno.
- Segunda rótula: Aparece en la parte izquierda de la viga inferior.
- Tercera rótula: Aparece en la parte superior del pilar izquierdo.
- Cuarta rótula: Aparece en la parte superior del pilar derecho.
- Quinta y sexta rótula: Aparece en la parte inferior del pilar derecho e izquierdo.
- Séptima rótula: Aparece en la parte izquierda de la viga superior.

Los resultados obtenidos (*Figura 19*):

- Carga última: 268.69KN
- Desplazamiento inicio mecanismo: 90.77 mm

Las reacciones en la base del pórtico Modelo II se encuentran en la *Figura 20*.



*Figura 18: Orden de aparición rotulas Modelo II.*

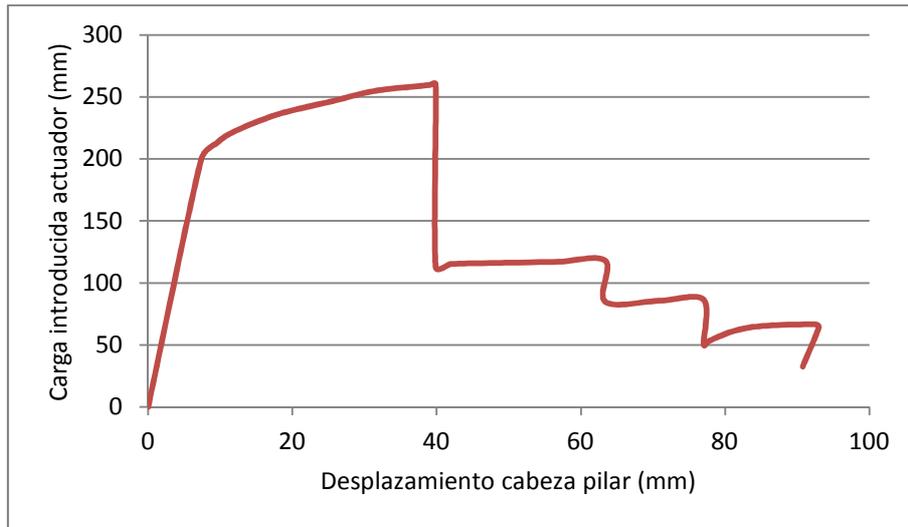


Figura 19: Resultado análisis Push Over Modelo II.

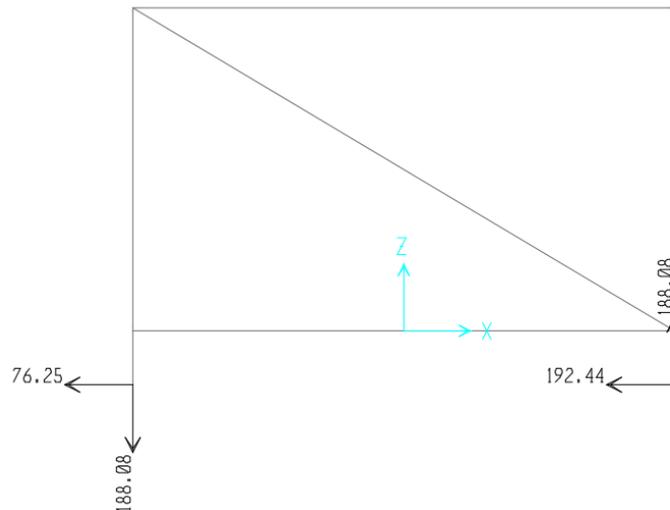


Figura 20: Reacciones base pórtico Modelo II.

### 5.2.2. Resultados Modelo 3: Pórtico relleno. Análisis paso a paso manual

Debido a la gran diferencia que se obtiene entre las reacciones horizontal, en el caso del pórtico con relleno se ha realizado un modelo similar, ilustrado en la *Figura 21*, pero el análisis se ha realizado manualmente paso a paso introduciendo rótulas plásticas en las secciones que plastifican. De este modo, la carga última calculada ha sido 264 KN. En este caso, el apoyo comprimido también resiste mayor carga de corte que el traccionado, pero la diferencia obtenida no es tan elevada.

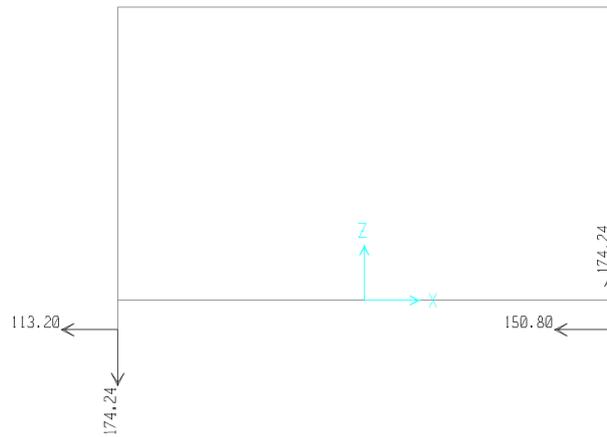


Figura 21: Reacciones base pórtico Modelo III.

### 5.2.3. Comparación rigideces teóricas

A continuación, se comparan las rigideces teóricas obtenidas mediante el modelo planteado y los diversos autores incluidos en el estado del arte, como se muestra en la Figura 22:

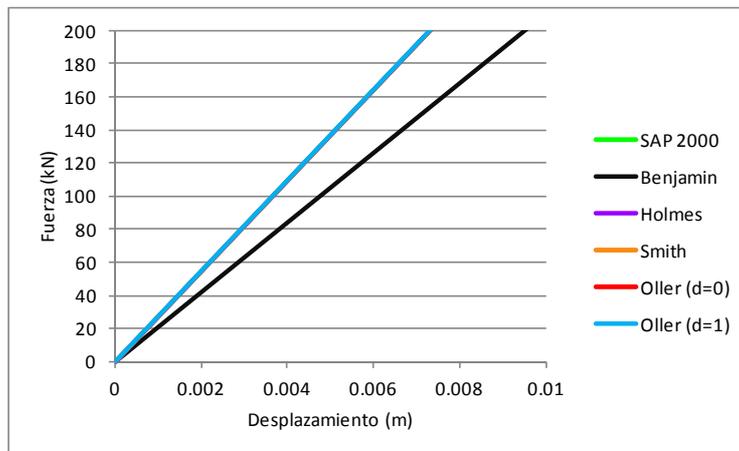
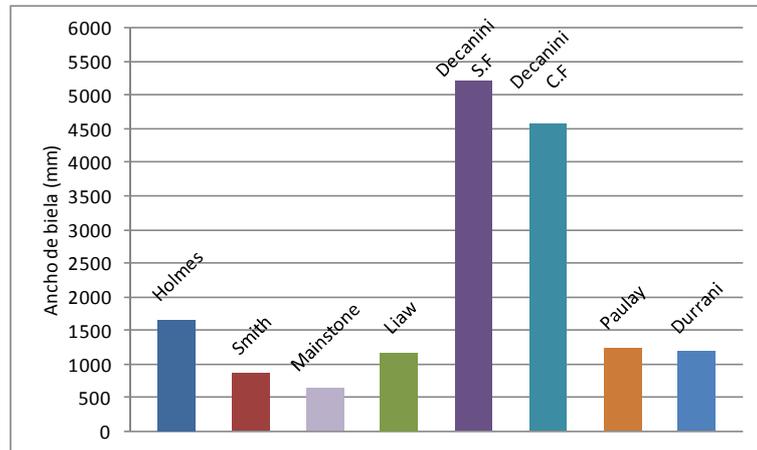


Figura 22: Comparación de rigideces.

Con la geometría y características mecánicas del pórtico a escala real, la distribución de las rigideces es diferente a la obtenida para el marco de hormigón a escala reducida, que sus proporciones no son habituales. Mediante las formulaciones de Benjamin y Holes se obtienen rigideces inferiores a la obtenida mediante el modelo teórico. Con la de Smith y Oller se obtienen valores superiores, siendo la de Oller muy superior a la de Smith. Para el caso de Oller con el relleno colapsado el valor que se obtiene es similar al del modelo del SAP 2000.

#### 5.2.4. Comparación ancho de biela

A continuación, en la *Figura 23* se comparan los anchos de biela obtenidos mediante las diferentes formulaciones planteados por los autores estudiados en el apartado del estado del arte.



*Figura 23: Comparación ancho de biela.*

Como se puede observar los valores obtenidos son bastante similares para los diversos autores a excepción de Decanini, que tanto para el relleno fisurado como sin fisurar obtiene valores muy superiores a las otras formulaciones. El resto de valores son cercanos al de Paulay que es el que ha sido empleado siendo el de Liaw y Durrani muy similares mientras que el de Holmes es algo superior y los de Mainstone y Smith algo inferiores.

#### 6. Dimensionamiento elementos del ensayo

Las piezas que sirven para realizar el montaje del pórtico se dimensionan a partir de las reacciones obtenidas en los modelos anteriores. Durante el ensayo, como se harán ciclos de carga, estas reacciones se producirán en ambos apoyos del pórtico, por lo que el dimensionamiento se hace a partir de las fuerzas obtenidas más desfavorables en el modelo más crítico, como se muestran en la *Tabla 5*.

|          |                   | Modelo1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|----------|-------------------|---------|----------|----------|
| Apoyo I  | Carga última (KN) | 79.86   | 268.69   | 264      |
|          | F horizontal (KN) | 46.98   | 76.25    | 113.2    |
|          | F vertical (KN)   | 52.7    | 188.08   | 174.24   |
| Apoyo II | F horizontal (KN) | 32.88   | 192.44   | 150.8    |
|          | F vertical (KN)   | 52.7    | 188.08   | 174.24   |

*Tabla 5: Reacciones modelos estudiados.*

**El factor de seguridad empleado frente a las acciones es 2**, es decir, todos los elementos se **dimensionan para ser capaces de resistir el doble de carga** a la que van a estar sometidos en lo que a acciones se refiere.

En cuanto al material el coeficiente de seguridad empleado es de 1.15, excepto en las comprobaciones de uniones y tornillos que los coeficientes varían en función de la comprobación que se realice.

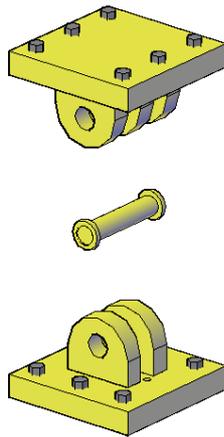
Cabe destacar que la mayoría de los elementos se dimensionan según criterios de resistencia, pero a la hora de ejecutar las piezas en taller, finalmente hay variaciones en los espesores de los elementos por razones constructivas que siempre quedan del lado de la seguridad.

## 7. Dimensionamiento Utillaje I

Como se puede observar en la *Figura 24*, el apoyo simple se compone de varias piezas:

- Pieza I, parte superior del apoyo simple: Consiste en una pieza metálica la cual se une mediante barras de acero Diwydag al pórtico. La pieza es una chapa de acero perforada para que las barras puedan atravesarla y unirse mediante tuercas con tres orejetas soldadas que son las que sirven para unirse a la parte inferior del apoyo mediante el perno.
- Perno que une parte superior e inferior: Consiste en un perno metálico de acero F 125 de diámetro 50 mm y longitud 200 mm con dos tapas de 10 mm de espesor y diámetro 60 mm.
- Pieza II, parte inferior del apoyo simple: Se trata de otra chapa de acero perforada que en este caso va unida mediante tornillos a la pieza metálica Utillaje II. Esta pieza tiene dos orejetas metálicas soldadas. Las orejetas de esta pieza son similares a las de la Pieza I pero tienen 20 mm más de altura.

El Utillaje I se concibe como un conjunto que viene montado de taller y se trabaja sin separar las piezas. En cada ensayo lo que se hace es montar y desmontar el Utillaje I como un bloque.



*Figura 24: Utillaje I: Despiece apoyo simple.*

### 7.1. Pieza I

La parte superior va anclada al pórtico mediante barras de acero roscadas. Para ello lo que se hace es dejar embebidas barras en la parte inferior del pórtico con una longitud saliente del hormigón suficiente para roscar tuercas más el espesor de la chapa de acero del apoyo. En este caso con 9 cm es suficiente.

De este modo lo que se hace para cada ensayo es colocar la pieza y roscar las tuercas para fijar la parte superior del apoyo.

Para asegurar la posición exacta de las barras Dywidag, cuando se ejecuta el pórtico se introduce una plantilla metálica en los extremos de los muñones inferiores con una distribución de taladros exactamente igual a la que se tiene en la parte superior del apoyo. También se coloca una segunda plantilla que va de pilar a pilar para asegurar que la distancia entre los apoyos es la requerida. Se trata de una pieza a base de chapas de 5 mm de espesor compuesta por tres partes que se unen mediante tornillería (*Figura 60*). De este modo se asegura que las barras Dywidag se encuentran en su posición correcta así como la distancia entre los dos apoyos inferiores del pórtico.

El apoyo consiste en una chapa de 30 mm de espesor de dimensiones 30 x 30 cm a la cual se unen tres orejetas de 40 mm de espesor (*Figura 25*).

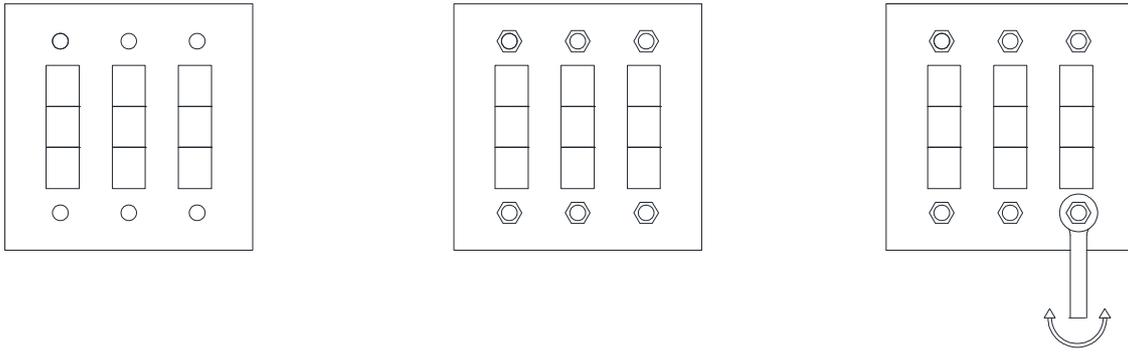


Figura 25: Detalle Pieza I.

- Anclaje apoyo-pórtico

Las barras Dywidag que sirven para unir el apoyo simple al pórtico, están embebidas en el hormigón y se solapan con la armadura longitudinal del pilar. Se distribuyen de forma que se puedan solapar correctamente con las armaduras.

Las barras deben resistir tanto esfuerzos normales como tangenciales. Para su comprobación se estudian ambos apoyos.

- Apoyo I: Como está traccionado, las barras deben ser capaces de resistir todas las fuerzas: la tracción y el corte. El caso más desfavorable es el Modelo III:
  - Fuerza tangencial=113.2 KN
  - Fuerza normal=174.24 KN

La orejeta de la chapa superior del apoyo tiene un orificio para pasar el perno a 10 cm de la base de la chapa. Esta excentricidad genera un flector en la base del soporte de: 11.32 KN\*m

Se calcula como si se tratase de tornillos sometidos a tracción y corte. Se emplean barras Dywidag de tensión de rotura 1000 MPa.

Suponiendo que la unión se hace mediante 6 barras de diámetro 15 mm (Tabla 6):

|                                |        |
|--------------------------------|--------|
| <b>F<sub>v</sub> , Ed (KN)</b> | 37.73  |
| <b>F<sub>v</sub> , Rd (KN)</b> | 70.69  |
| <b>F<sub>t</sub> , Ed (KN)</b> | 94.19  |
| <b>F<sub>t</sub> , Rd (KN)</b> | 127.23 |

Tabla 6: Comprobación barras Dywidag Apoyo I.

Interacción axil-cortante:

$$\frac{F_{v,ED}}{F_{v,RD}} + \frac{F_{t,ED}}{1.4 \cdot F_{t,RD}} \leq 1$$

$$\frac{37.73}{70.69} + \frac{94.19}{1.4 \cdot 127.23} = 1.06$$

- Apoyo II: Como esta comprimido, las barras deben ser capaces de resistir la fuerza de corte, la compresión se la lleva el hormigón. El caso más desfavorable se da en el Modelo 2:
  - Fuerza tangencial=192.44 KN
  - Fuerza normal=0 KN

La orejeta de la chapa superior del apoyo tiene un orificio para el pasar el perno a 10 cm de la base de la chapa. Esta excentricidad genera un flector en la base del soporte de: 19.24 KN\*m

Suponiendo que la unión se hace mediante 6 barras de diámetro 15 mm (Tabla 7):

|                                |        |
|--------------------------------|--------|
| <b>F<sub>v</sub> , Ed (KN)</b> | 64.15  |
| <b>F<sub>v</sub> , Rd (KN)</b> | 70.69  |
| <b>F<sub>t</sub> , Ed (KN)</b> | 61.38  |
| <b>F<sub>t</sub> , Rd (KN)</b> | 127.23 |

Tabla 7: Comprobación barras Dywidag Apoyo II.

Interacción axil-cortante:

$$\frac{F_{v,ED}}{F_{v,RD}} + \frac{F_{t,ED}}{1.4 \cdot F_{t,RD}} \leq 1$$

$$\frac{64.15}{70.69} + \frac{61.38}{1.4 \cdot 127.23} = 1.25$$

No se cumple con la comprobación, pero se ha decidido no ir a armados mayores. Realmente en lugar de tener un coeficiente de seguridad de 2 frente a las acciones, lo que se tiene es un coeficiente de seguridad de 1.6.

- Longitud de solapo

La armadura compuesta por barras Dywidag se prolonga para poder transmitir de forma correcta las tensiones a la armadura longitudinal del pilar. La armadura longitudinal del pilar se inicia en la parte superior del nudo inferior del marco. Lo que se hace es prolongar las barras Dywidag una longitud suficiente para garantizar su anclaje. Las barras Dywidag se anclan a partir de la base del pilar, para calcular la longitud de solape se tiene en cuenta que se coloca más armadura de la estrictamente necesaria por cálculo:

$$L_n = 1.3 \cdot 15^2 \cdot 2 \cdot \frac{3.2}{5.3} + 20 \cdot 15 = 653 \text{ mm}$$

Se trata de la longitud de anclaje a la cual se le ha añadido  $20 \phi$  por tratarse de una estructura sometida a esfuerzos sísmicos.

Para garantizar el correcto funcionamiento finalmente se ha colocado una longitud de solapo de 700 mm.

- Unión atornillada

La Pieza I va a estar apoyada contra el hormigón en su parte superior y unida al pórtico mediante las tuercas de las barras Dywidag. A continuación, en la *Figura 26* se muestra la geometría y las dimensiones necesarias para el dimensionamiento de la unión.

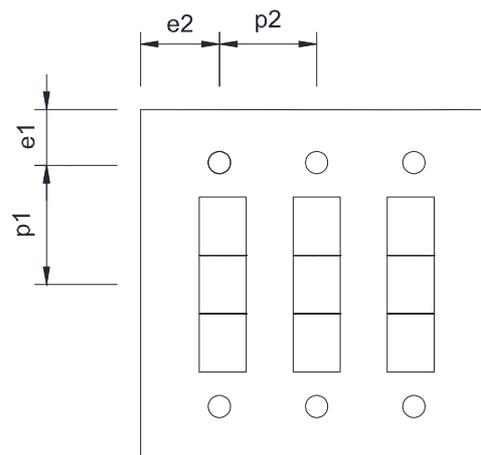


Figura 26: Geometría tornillería Pieza I.

➤ e1= 4.55 cm

➤ e2= 6.72 cm

$$\rightarrow p_2 = 8.3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow p_1 = 20.9 \text{ cm}$$

Los tornillos son las barras de acero Dywidag de diámetro 15 mm.

○ Apoyo I

A continuación se comprueba que la unión atornillada sea capaz de resistir los esfuerzos calculados. En cuanto a los tornillos, barras Dywidag, ya se sabe que no son capaces de resistir las fuerzas calculadas con un coeficiente de seguridad 2.

Las fuerzas más desfavorables se dan en el Modelo III:

Fuerza por tornillo:

$$\text{Cortante: } 37.7 \text{ KN}$$

$$\text{Axil: } 83.36 \text{ KN}$$

A continuación se muestran las comprobaciones realizadas:

- Resistencia a cortante tornillo:

$$F_{v, Rd1} = 70.69 \text{ KN}$$

- Aplastamiento chapa

La fuerza máxima a cortante por tornillo es de:

$$F_{b, Rd} = 308.92 \text{ KN}$$

- Desgarro chapa

El posible desgarro de la chapa considerado es el que se muestra en la *Figura 27*:

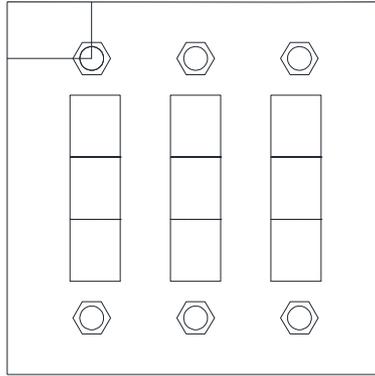


Figura 27: Posible desgarro Pieza I.

Hay una parte que trabaja a corte (los laterales) y otra parte que trabaja a tracción.

Suponiendo esta superficie de desgarro se obtiene una fuerza máxima por tornillo a cortante:

$$F_{Q,m\acute{a}x}=946 \text{ KN}$$

- Resistencia tracción tornillo

Fuerza máxima a tracción resistida por un tornillo:

$$F_{t,Rd}=127.23 \text{ KN}$$

- Punzonamiento chapa

Tracción máxima por tornillo:

$$F_{p,Rd}=700.29 \text{ KN}$$

Adición del efecto palanca. Hay tres modos de fallo debido al efecto palanca en una unión.

El mecanismo de fallo que se produce depende de la relación entre la rigidez a flexión de la chapa y de la resistencia de los tornillos. A continuación se detallan los 3 modos de fallo:

- Mecanismo de ala flexible: Ocurre cuando la chapa de la unión que sujeta a los tornillos es flexible en relación con los tornillos. Se producen plastificaciones locales en los bordes inferiores del casquillo, que en este caso serían las orejetas y la posición de los taladros de los tornillos (*Figura 28*).
- Mecanismo de ala semirrígida. Es un caso intermedio entre el mecanismo de ala flexible y el de ala rígida. En este caso solo se producen plastificaciones en los bordes inferiores del casquillo (*Figura 29*).

- Mecanismo de ala rígida: En este caso el efecto palanca es nulo. La chapa es suficientemente rígida a flexión para no plastificar y son los tornillos trabajando a tracción los que limitan la carga última que puede aguantar el casquillo (Figura 30).

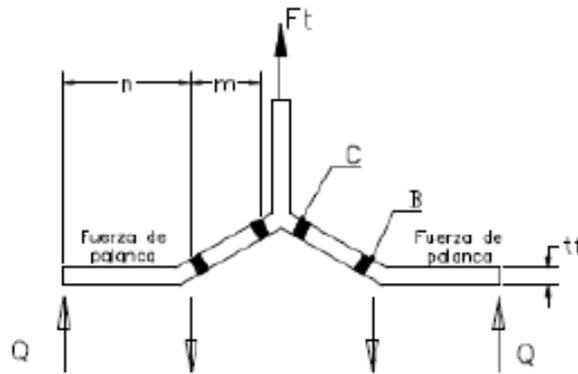


Figura 28: Efecto palanca: Ala flexible.

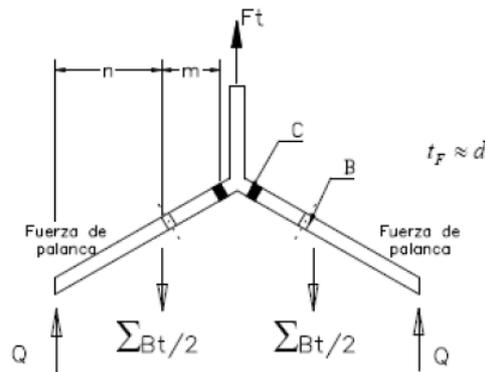


Figura 29: Efecto palanca: Ala semirrígida.

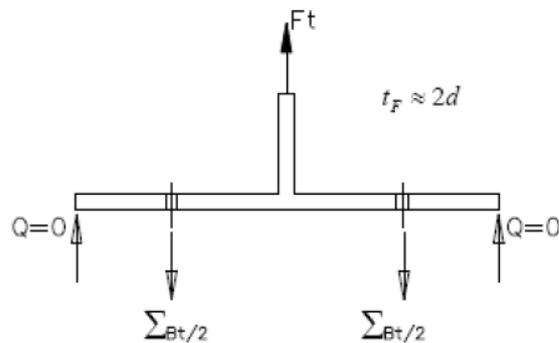


Figura 30: Efecto palanca: Ala rígida.

Para saber el mecanismo de fallo que se produce se debe plantear los tres modos de fallos y el que presente una menor carga última será el que suceda. Planteando el equilibrio en cada

uno de los modos de fallo se puede obtener la expresión de  $F_t$  en cada uno de ellos en función de la geometría de la unión y el momento de plastificación de la chapa base:

- Ala flexible  $F_t = \frac{4 \cdot M_p}{m} = 2912 \text{ KN}$
- Ala semirrígida  $F_t = \frac{2 \cdot M_p + n \cdot \sum B_t}{m + n} = 1035.9 \text{ KN}$
- Ala rígida  $F_t = \sum B_t = 763.4 \text{ KN}$

En este caso, el efecto palanca ha resultado nulo, debido a que el mecanismo de fallo que se produce es el de ala rígida.

- Combinación cortante-axil en tornillos

Aplicando la siguiente expresión:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{tv,Rd}} = 1.06 \leq 1$$

- Apoyo II

En el apoyo derecho los tornillos solo deben resistir corte y el flector que produce la fuerza horizontal, la fuerza vertical como es una compresión la absorbe el hormigón. En este caso los esfuerzos más desfavorables se dan en el Modelo II:

Fuerza por tornillo:

Cortante: 64.15 KN

Axil: 61.38 KN

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{tv,Rd}} = 1.25 \leq 1$$

- Orejetas

La Pieza I y la Pieza II tienen orejetas de geometría similar, la única diferencia es que las presentes en la Pieza II tienen 20 mm más de altura. Debido a que tanto la orejeta central de la Pieza I como las dos que forman la Pieza II deben resistir las mismas acciones; (las otras dos de

la Pieza I resisten la mitad de carga (*Figura 35*)), el comprobamiento de las orejetas se hace en el apartado

Orejetas de la Pieza II, por ser el caso más desfavorable.

## 7.2. Perno

El perno debe soportar las reacciones horizontal y vertical que se producen.

El caso más desfavorable se corresponde con el apoyo comprimido del Modelo 2, que supone una fuerza resultante de corte para el perno de 269 KN.

El acero utilizado para la construcción del perno es F 125: Se trata de acero al carbono de uso general, para piezas con una resistencia media de 1000 MPa.

Como se puede observar en la *Figura 24*, el apoyo dispone de tres orejetas en la Pieza I, y dos orejetas en la Pieza II. De este modo se generan 4 planos de corte en el perno. Suponiendo una tensión máxima en el perno de 1000 MPa se obtienen las siguientes resistencias máximas mostradas en la *Tabla 8*:

| $\phi$ (mm) | Área (cm <sup>2</sup> ) | Fv rd (KN) |
|-------------|-------------------------|------------|
| 20          | 3.14                    | 502.65     |
| 30          | 7.07                    | 1130.97    |
| 40          | 12.57                   | 2010.62    |
| 50          | 19.63                   | 3141.59    |
| 60          | 28.27                   | 4523.89    |

*Tabla 8: Resistencia perno en función del diámetro*

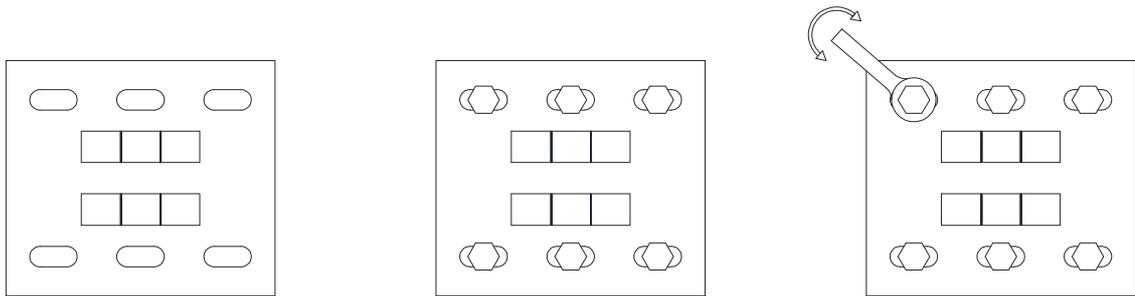
Muy del lado de la seguridad el perno que se proyecta es de 50 mm de diámetro. Con esto lo que se pretende es que la pieza pueda ser utilizada en todos los ensayos sin tener problemas por plastificaciones locales o deformaciones plásticas.

En el CTE en el apartado de seguridad estructural, acero, en el punto 8.5.4: Pasadores, se dan nociones sobre el dimensionamiento de este elemento así como de las orejetas. Con los datos planteados se verifica si se cumple. En el caso del perno, se proyecta para que entre las orejetas no haya holgura, por lo tanto el perno solo va a trabajar a corte y no es necesaria la comprobación de la interacción con la flexión, que es lo que se propone en esta sección del CTE.

En el perno se realizan una serie de taladros de diámetro 5 mm tanto en la dirección de su directriz como en la transversal para permitir la inyección de lubricante en la unión y asegurar el deslizamiento entre el perno y las orejetas.

### 7.3. Pieza II

La parte inferior del apoyo simple (*Figura 31*) es similar a la superior, pero en lugar de 3 orejetas tiene 2 orejetas. En esta pieza, las orejetas son 2 cm más altas que en la superior para tener suficiente espacio para poder apretar los tornillos de la unión.



*Figura 31: Chapa apoyo parte inferior.*

Los agujeros de la chapa son rasgados, para tener mayor tolerancia frente a pequeños errores geométricos en la ejecución del marco de hormigón. La dirección del rasgado es en el sentido del pórtico.

El desgarro consiste en una forma alargada que se compone de un rectángulo de lado 34 mm con una altura igual al diámetro nominal del agujero, 26 mm y dos mitades de círculo de diámetro 26 mm.

A continuación, se estudian las diferentes partes de la pieza así como los posibles modos de fallo que pueden ocurrir.

- Unión atornillada parte apoyo inferior-perfil HEB 300 (*Figura 32*).

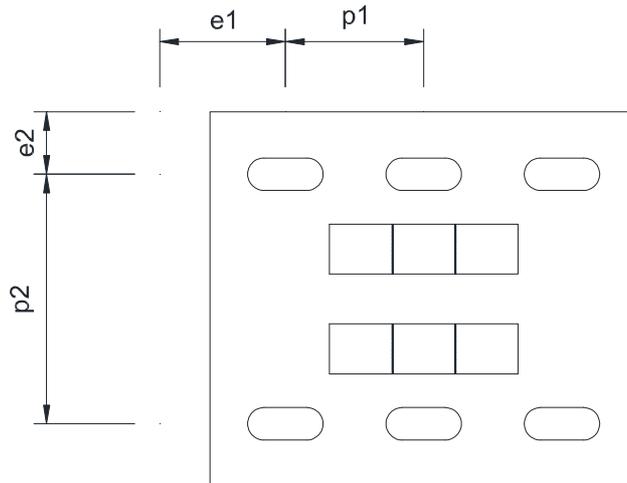


Figura 32: Detalle tornillería Pieza II.

- e1= 4 cm
- e2= 5 cm
- p2= 10 cm
- p1= 22 cm

○ Apoyo I

A continuación, se comprueba que la unión atornillada sea capaz de resistir los esfuerzos calculados. En cuanto a los tornillos, se trata de seis tornillos de métrica 24 de acero 8.8. La geometría está definida en la *Figura 32*.

Como los agujeros son rasgados, esto hace que en las comprobaciones que se realicen se deben minorar la fuerza máxima que se puede resistir un 20% debido al efecto negativo de los agujeros rasgados.

Las fuerzas más desfavorables se dan en el Modelo III:

Fuerza por tornillo:

Cortante: 37.7 KN

Axil: 104.39 KN

A continuación se muestran las comprobaciones realizadas:

- Resistencia a cortante tornillo:

$F_{v,Rd1}=144.76$  KN (la rosca no cae en el plano de corte)

$$F_{v,Rd2}=112.96\text{KN (rosca en el plano de corte)}$$

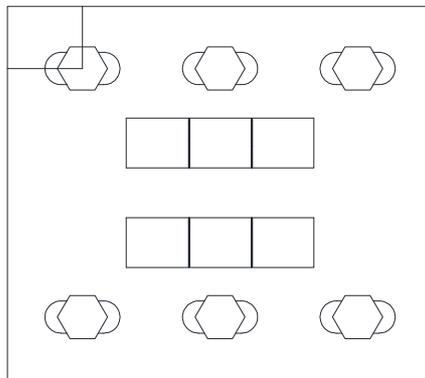
- Aplastamiento chapa

La fuerza máxima a cortante por tornillo es de:

$$F_{b,Rd}=146.8\text{ KN}$$

- Desgarro chapa

El posible desgarro de la chapa considerado es el que se muestra en la *Figura 33*:



*Figura 33: Posible desgarro Pieza II.*

Hay una parte que trabaja a corte (los laterales) y otra parte que trabaja a tracción.

Suponiendo esta superficie de desgarro se obtiene una fuerza máxima por tornillo a cortante:

$$F_{Q\text{máx}}=407.2\text{ KN}$$

- Resistencia tracción tornillo

Fuerza máxima a tracción resistida por un tornillo:

$$F_{t,Rd}=203.3\text{ KN}$$

- Punzonamiento chapa

Tracción máxima por tornillo:

$$F_{p,Rd}=354.8\text{ KN}$$

Adición efecto palanca: En este caso el modo de fallo que ocurre es el de ala semirrígida:

- Ala flexible  $F_t = \frac{4 \cdot M_p}{m} = 2147 \text{ KN}$
- Ala semirrígida  $F_t = \frac{2 \cdot M_p + n \cdot \sum B_t}{m + n} = 1155 \text{ KN}$
- Ala rígida  $F_t = \sum B_t = 1219.9 \text{ KN}$

El incremento de tracción por tornillo debido a la inclusión del efecto palanca:

$$B = \frac{\sum B_t - F_t}{2} = \frac{1219.9 - 1155}{2} = 32.46 \text{ KN}$$

- Combinación cortante-axil en tornillos

Aplicando la siguiente expresión:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{tv,Rd}} = 0.74 \leq 1$$

- Apoyo II

En el apoyo II los tornillos solo deben resistir corte y el flector que produce la fuerza horizontal, la fuerza vertical como es una compresión la absorbe el hormigón. En este caso los esfuerzos más desfavorables se dan en el Modelo II:

Fuerza por tornillo:

Cortante: 64.15 KN

Axil: 78.7 KN

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{tv,Rd}} = 0.72 \leq 1$$

- Orejetas

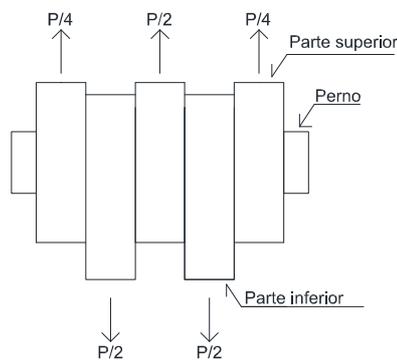
Se ha pensado en una distribución como se observa en la *Figura 34*. La parte superior del apoyo está compuesta por 3 orejetas mientras que la inferior por 2. La distancia total entre orejetas extremas se ha hecho relativamente grande para garantizar la estabilidad lateral del

pórtico mientras se garantiza que las compresiones transmitidas por las orejetas no produzcan la rotura del recubrimiento de hormigón de las barras Dywidag. Las orejetas se han dispuesto con la mínima separación entre ellas, en principio la holgura entre ellas es debe ser nula, de este modo el perno solo queda sometido a corte.



*Figura 34: Utilaje I, vista apoyo simple.*

Para el cálculo de las orejetas se va a realizar independientemente de si pertenecen a la parte del apoyo inferior o superior. Debido a la distribución de las mismas las dos orejetas de la parte inferior van a estar sometidas a los mismos esfuerzos que la central de la parte superior. Asimismo, las dos extremas de la parte superior van a estar sometidas al mismo esfuerzo (*Figura 35*):



*Figura 35: Distribución de fuerzas en orejetas.*

Las orejetas se han diseñado según la carga que reciben las más solicitadas, por lo que las comprobaciones se realizan para éstas. A su vez, las de la parte inferior (*Figura 37*) del apoyo tienen una altura 2 cm mayor que las de la superior (*Figura 36*), por lo que las comprobaciones se hacen para las orejetas de la parte inferior del apoyo, que son las más desfavorables. A continuación, se enumeran las comprobaciones:

- Comprobación tensional borde inferior orejeta.
- Comprobación cordones de soldadura.
- Comprobación desgarró chapa orejeta.

- Comprobación aplastamiento chapa orejeta.
- Cumplimiento CTE.

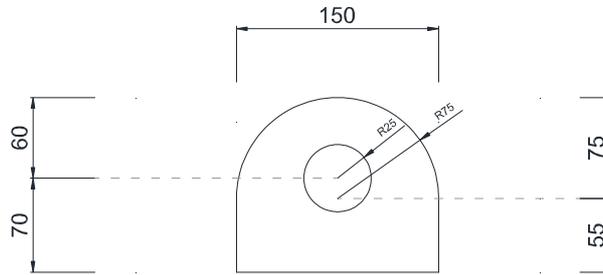


Figura 36: Orejeta tipo Pieza I.

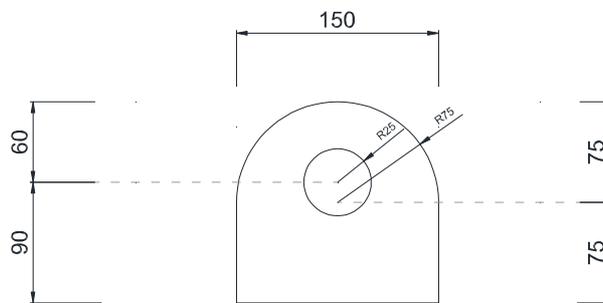


Figura 37: Orejeta tipo Pieza II.

- Carga a resistir

Todas las comprobaciones se realizan para el apoyo II por ser más desfavorable, a excepción de la comprobación del desgarro de la chapa de la orejeta, que sólo tiene sentido en el apoyo I, donde el perno puede desgarrar la orejeta. Se muestran las fuerzas que reciben las orejetas más solicitadas en la *Tabla 9*.

|                 |                   | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-----------------|-------------------|----------|----------|----------|
| Apoyo izquierdo | F horizontal (KN) | 23.49    | 38.13    | 56.60    |
|                 | F vertical (KN)   | 26.35    | 94.04    | 87.12    |
|                 | F resultante (KN) | 35.30    | 101.47   | 103.89   |
| Apoyo derecho   | F horizontal (KN) | 16.44    | 96.22    | 75.40    |
|                 | F vertical (KN)   | 26.35    | 94.04    | 87.12    |
|                 | F resultante (KN) | 31.06    | 134.54   | 115.22   |

Tabla 9: Fuerza por orejeta en los modelos estudiados.

- Comprobación tensional borde inferior orejeta

Las orejetas en su parte inferior donde se unen con la chapa de apoyo están sometidas a esfuerzos normales y tangenciales. Los esfuerzos tangenciales se producen debido a la fuerza horizontal en el apoyo mientras que los normales a la suma de la reacción vertical con el flector debido a la excentricidad entre la fuerza horizontal y la base de la orejeta, que es de 90 mm. De este modo, las tensiones que se generan para el caso de carga más desfavorable son las siguientes (*Tabla 10*):

|                                  |        |
|----------------------------------|--------|
| <b><math>\sigma</math> (Mpa)</b> | 146.81 |
| <b><math>\tau</math> (Mpa)</b>   | 32.07  |
| <b>Tensión (Mpa)</b>             | 150.27 |

*Tabla 10: Tensiones en borde inferior orejeta.*

- Comprobación cordones de soldadura

Para la comprobación resistente de la soldadura se han calculado las tensiones en cada cordón de soldadura (*Figura 38*) y se ha comprobado que sea inferior a los valores límites. Las orejetas están soldadas en todo el perímetro de la base inferior. Se tienen dos cordones longitudinales de 15 cm de longitud y otros dos cordones transversales de 4 cm de longitud. Los cordones longitudinales (*Tabla 11*) a la orejeta absorben la reacción horizontal y la parte proporcional de la reacción vertical en función de la longitud de los cordones longitudinales respecto a los transversales. Los cordones transversales (*Tabla 12*) absorben el resto de acción vertical y el flector producido por la fuerza horizontal.

| <b>Tensiones plano cordón</b> |        |
|-------------------------------|--------|
| $\tau$ para.(MPa)             | 71.27  |
| $\tau$ perpen.(MPa)           | 184.71 |
| $\sigma$ (MPa)                | 184.71 |

*Tabla 11: Tensiones cordones longitudinales*

| <b>Tensiones plano cordón</b> |        |
|-------------------------------|--------|
| $\tau$ para.(MPa)             | 0      |
| $\tau$ perpen.(MPa)           | 162.65 |
| $\sigma$ (MPa)                | 162.65 |

*Tabla 12: Tensiones cordones transversales.*

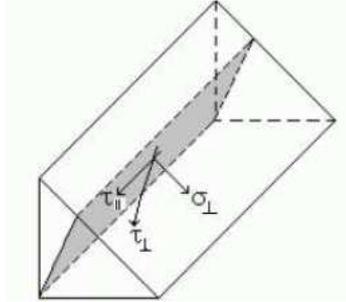


Figura 38: Tensiones en el plano de garganta de soldadura.

Las limitaciones de tensiones que se tiene (Tabla 13):

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{para}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp}^2 \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

|   | Cordones Long. | Cordones Trans. |
|---|----------------|-----------------|
| <b>Comb. Tensiones (Mpa)</b>                  | 389.50         | 325.31          |
| <b>Valor umbral comb. (Mpa)</b>               | 404.71         | 404.71          |
| <b>Valor umbral <math>\sigma</math> (MPa)</b> | 344.00         | 344.00          |

Tabla 13: Comprobación tensional plano de garganta de los cordones.

- Comprobación aplastamiento chapa orejeta

El apoyo sometido a compresión puede fallar debido al aplastamiento de la chapa (Figura 39). En la Tabla 14: Resistencia al aplastamiento de la orejeta. Tabla 14 se muestra la comprobación realizada.

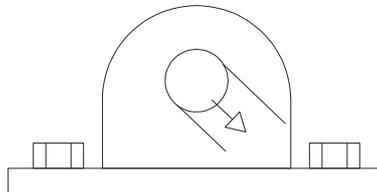


Figura 39: Aplastamiento orejeta.

|                                 |        |
|---------------------------------|--------|
| <b>Carga apoyo (KN)</b>         | 269.08 |
| <b>Carga aplastamiento (KN)</b> | 1720   |

Tabla 14: Resistencia al aplastamiento de la orejeta.

- Comprobación desgarro chapa orejeta

El apoyo sometido a tracción puede fallar debido al desgarro de la chapa (Figura 40). En la Tabla 15 se puede observar la resistencia al desgarro de la orejeta.

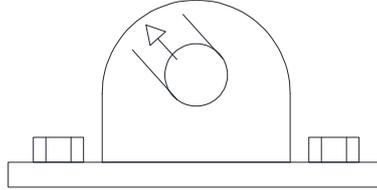


Figura 40: Desgarro orejeta.

|                            |        |
|----------------------------|--------|
| <b>Carga apoyo (KN)</b>    | 207.78 |
| <b>Carga desgarro (KN)</b> | 404.15 |

Tabla 15: Resistencia al desgarro de la orejeta.

- Cumplimiento CTE

El CTE presenta dos posibilidades para el dimensionamiento de la orejeta: fijar el espesor de la orejeta o bien la geometría. En este caso se ha fijado el espesor de la orejeta en 40 mm, y la comprobación de la orejeta se puede observar en la Figura 41 y con los datos aportados en la Tabla 16:

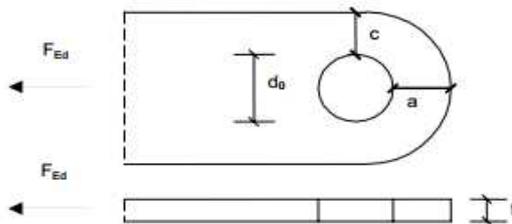


Figura 41: Comprobación orejeta CTE.

$$a \geq \frac{F_{Ed}}{2 \cdot t \cdot f_{yd}} + \frac{2 \cdot d_0}{3}$$

$$c \geq \frac{F_{Ed}}{2 \cdot t \cdot f_{yd}} + \frac{d_0}{3}$$

|               | Apoyo I  |            |       | Apoyo II |            |       | Orejeta |
|---------------|----------|------------|-------|----------|------------|-------|---------|
|               | Mecánico | Geométrico | Total | Mecánico | Geométrico | Total |         |
| <b>a (mm)</b> | 7.25     | 33.33      | 40.58 | 9.61     | 33.33      | 42.94 | 35      |
| <b>c (mm)</b> | 7.25     | 16.67      | 23.91 | 9.61     | 16.67      | 26.28 | 48.5    |

*Tabla 16: Comprobación orejeta CTE.*

Como se puede observar el valor de a no se cumple por 5.58 mm.

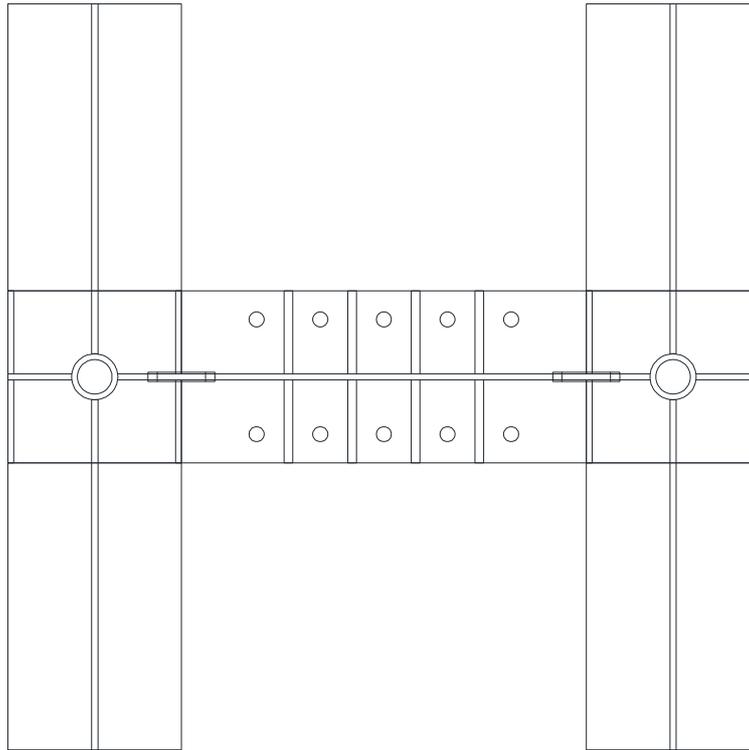
## 8. Utillaje II

El pórtico se ancla mediante el apoyo simple a perfiles metálicos realizados a partir de perfiles HEB 300 que a su vez van anclados a la losa del laboratorio. Los perfiles tienen taladros en el ala superior para permitir atornillar el apoyo simple y en sus extremos disponen de huecos verticales para permitir el anclaje a la losa. Para garantizar la estabilidad del pórtico fuera de su plano estos perfiles tienen unos perfiles transversales soldados lo que finalmente le confiere forma de H al perfil final (*Figura 42*).

El perfil dispone de 4 rigidizadores en la unión con el apoyo simple para garantizar el buen funcionamiento de la misma y reducir el efecto palanca en la unión. Además se realizan taladros en exceso para tener mayor margen en las holguras en caso de errores en la ejecución del marco. Se proyectan dos argollas para poder ser transportado mediante el puente grúa por el interior del laboratorio.

En los extremos dispone de dos orificios para poder ser anclado a la losa. Para la realización de estos orificios se ha procedido de la siguiente forma: Se dispone de un perfil HEB 300 de longitud según planos 1300 mm. En cada extremo del perfil, a 150 mm se practica un taladro tanto en ala superior e inferior de diámetro 80 mm. En esta sección de ancho 80 mm el alma se corta. A continuación se introduce un perfil cilíndrico de diámetro exterior 80 mm y espesor 10 mm. Se suelda por sus laterales al alma del perfil resultante del corte anterior. A continuación ya se pueden soldar los rigidizadores adyacentes.

Los perfiles transversales para ser unidos lo que se hace es recortarles las alas superiores e inferiores y el trozo de alma que chocaría contra el cilindro metálico que sirve para el anclaje del utillaje y se sueldan todos los elementos por todo su perímetro.



*Figura 42: Utillaje II.*

El perfil recibe las reacciones verticales y horizontales calculadas en los modelos. A estas fuerzas, se añade un flector debido a la excentricidad entre el punto donde está aplicada la fuerza, el perno, y el centro de gravedad del perfil. Esto ocurre solo con la fuerza horizontal, la fuerza vertical está centrada con el centro de gravedad del perfil.

Cuando el perfil trabaja recibiendo fuerza vertical de compresión, la fuerza la resiste en la sección que esta atornillada al apoyo simple a corte contra la losa, mientras que la fuerza horizontal se reparte entre sendas barras de anclaje

Cuando el perfil trabaja recibiendo fuerza vertical de tracción, la fuerza la resiste como una viga biapoyada y se produce flexión. La fuerza horizontal se reparte entre sendas barras de anclaje. En la *Tabla 17* se muestran los esfuerzos obtenidos mientras en la *Tabla 18* se presentan las características mecánicas del elemento.

|                 | $\sigma$ (Mpa) | $\tau$ (Mpa) | $\sigma_{com}$ (Mpa) |
|-----------------|----------------|--------------|----------------------|
| <b>Apoyo I</b>  | 90.66          | 45.77        | 120.43               |
| <b>Apoyo II</b> | 68.54          | 89.70        | 169.81               |

*Tabla 17: Combinación de tensiones seccional.*

|                                    | Eje inercia débil | Eje inercia fuerte |
|------------------------------------|-------------------|--------------------|
| Área cortante (cm <sup>2</sup> )   | 95                | 33                 |
| Inercia (cm <sup>4</sup> )         | 8560              | 25170              |
| Módulo plástico (cm <sup>2</sup> ) | 870               | 1680               |
| M p (KN*m)                         | 208.04            | 401.74             |

Tabla 18: Características mecánicas perfil HEB 300.

### 8.1. Barras de anclaje Losa

En el laboratorio existentes diversos tipos de barras para realizar el anclaje de los elementos a losa. En este caso se ha pensado utilizar barras roscadas Dywigag de 36 mm de diámetro. La comprobación igual que con la armadura de anclaje de la parte superior del apoyo simple, se ha realizado como si se tratara de tornillos.

Los esfuerzos más desfavorables se dan en el Modelo III, a continuación en la *Tabla 19* se muestra la fuerza en la barra más solicitada de cada apoyo:

|                      | Apoyo I | Apoyo II |
|----------------------|---------|----------|
| <b>F v , Ed (KN)</b> | 113.20  | 192.44   |
| <b>F v , Rd (KN)</b> | 407.15  | 407.15   |
| <b>F t , Ed (KN)</b> | 249.21  | 103.92   |
| <b>F t , Rd (KN)</b> | 732.87  | 732.87   |

Tabla 19: Fuerzas en las barras de anclaje del perfil HEB 300.

Combinación de esfuerzos:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

- Barra más solicitada apoyo I: Combinación=0.52
- Barra más solicitada apoyo II: Combinación=0.57

### 9. Utillaje III

Para introducir la carga horizontal se debe colocar el actuador a una altura de 4 metros sobre la losa para que quede centrado con la sección transversal del muñón que recibe la carga. Para ello se proyecta una pieza metálica a base de perfiles HEB 400, de acero S 275, que anclada al muro permite colocar el actuador a esta cota. El Utillaje tiene forma de cruz, teniendo un orificio para el anclaje de la pieza contra el muro en cada uno de sus extremos. El actuador se va atornillado en el centro de la cruz (*Figura 43*).

La pieza dispone de una argolla en su parte superior para permitir el transporte y colocación en laboratorio.

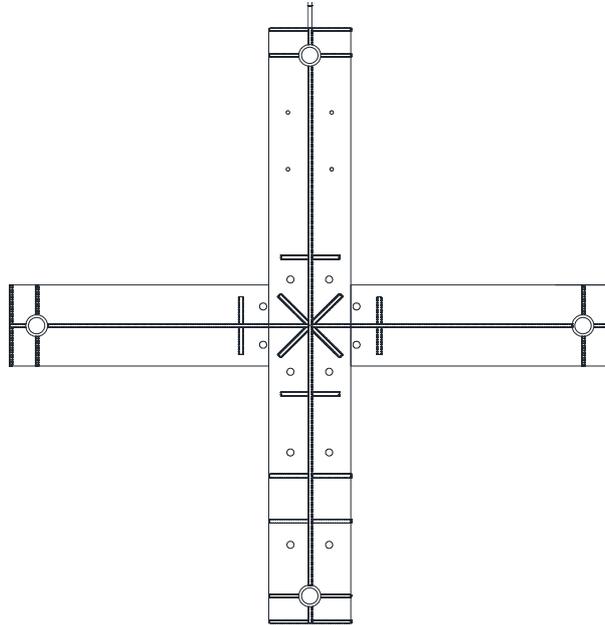


Figura 43: Utillaje III.

Las acciones que debe soportar esta pieza son las que introduce el actuador. Cuando el actuador introduce compresiones en el perfil, solo trabaja a corte la sección central de la cruz. Cuando el actuador introduce tracciones, la cruz trabaja a flexión en dos direcciones.

Para el caso que el perfil recibe tracciones por parte del actuador, se obtienen las tensiones en centro luz del utillaje que se presentan en la *Tabla 20*:

| $\sigma$ (Mpa) | $\tau$ (Mpa) | $\sigma_{com}$ (Mpa) |
|----------------|--------------|----------------------|
| 41.77          | 19.29        | 53.49                |

Tabla 20: Combinación tensiones Utillaje III traccionado.

En el caso que el utillaje recibe compresiones por parte del actuador, solo se trabaja a corte en la sección de centro luz, obteniéndose la tensión tangencial:

$$\tau = \frac{F}{A_q} = \frac{268.7 \cdot 2}{7} = 77.15 \text{MPa} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{250}{\sqrt{3}} = 144.3 \text{MPa}$$

### 9.1. Barras de anclaje Muro

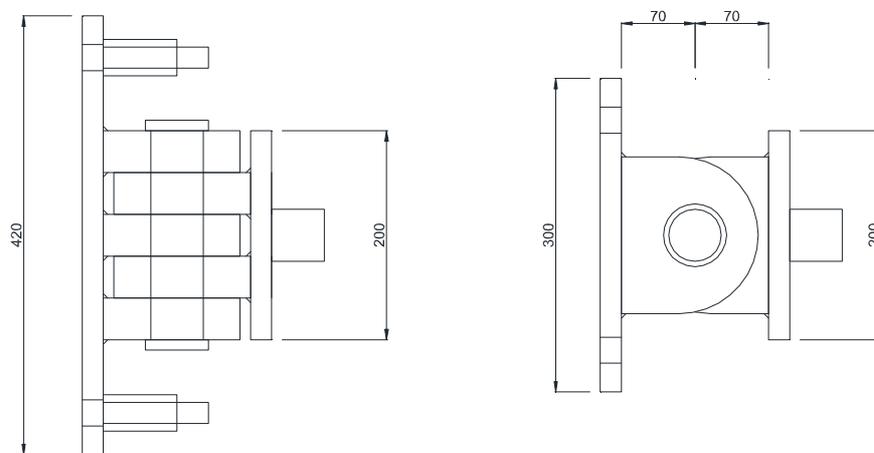
Las barras que anclan el Utillaje III al Muro son iguales que las que anclan el Utillaje II a la Losa. En este caso estas barras solo trabajan a axil debiendo resistir la carga que introduce el

actuador cuando trabaja a tracción. Realmente, hay una barra que también resiste a corte, de trata de la barra superior que es la que tiene el accesorio para su centrado en el agujero del Muro. De este modo la comprobación se hace para esta barra por ser la más desfavorable, debe resistir la tracción del actuador y el corte que produce el peso de los diferentes elementos que quedan en voladizo cuando el marco no está colocado en su posición de ensayo: Utillaje III, Actuador y Piezas I y II del Utillaje III.

#### 10. Utillaje IV

Esta pieza consiste en el apoyo simple que se atornilla al actuador y por la parte del pórtico se une a otra chapa mediante barras de acero de alto límite elástico. Su función es que durante los ensayos cíclicos la carga que se introduce al pórtico sea solamente mediante compresiones.

En la *Figura 44* se presenta el detalle del apoyo simple entre el actuador y el pórtico. Lo que se pretende es introducir al pórtico una carga que se compone solamente de fuerza horizontal. Para materializar la articulación al igual que en el Utillaje I se recurre a la formación de una rótula a base de orejetas unidas mediante un perno pasante.



*Figura 44: Utillaje IV: Apoyo simple.*

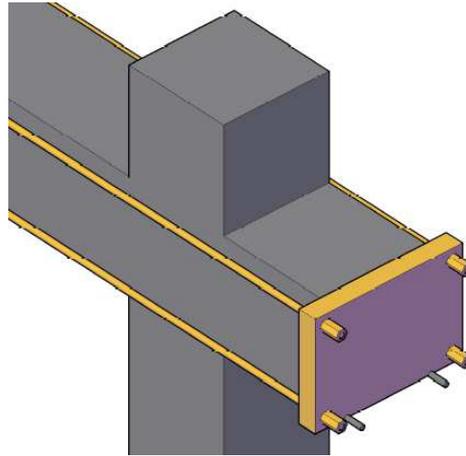
Las comprobaciones se realizan sobre las diferentes piezas que componen el Utillaje IV:

- Pieza I: Pieza que va roscada al actuador. Cosiste en una chapa circular de diámetro 200 mm y espesor 30 mm que por una parte tiene soldada un cilindro mecanizado con rosca que se inserta en el actuador y por la otra cara dos orejetas (*Figura 46*).

- Pieza II: Se trata de la parte del apoyo simple que se enfrenta con el pórtico. Consiste en una chapa de sección cuadrada de 420 x 300 mm con un espesor de 30 mm (*Figura 47*). Por una parte tiene tres orejetas soldadas y por la otra es completamente plana. Dispone de taladros para ser unida, mediante barras Dywidag a la Pieza III.
- Perno: Se trata de la pieza que une ambas parte que forma la articulación: la Pieza I y II. El perno al igual que en los apoyos simples inferiores es de diámetro 50 mm y longitud 200 mm con dos tapas en sus extremos de espesor 10 mm y diámetro 60 mm. También dispone de los correspondientes taladros para permitir el lubricado de la unión. Se realiza en acero F 125.
- Pieza III: Se trata de la pieza que queda a la otra parte del pórtico. Es una chapa metálica de dimensiones 420 x 300 mm con un espesor de 30 mm. Dispone de taladros para ser unida mediante barras Dywidag a la Pieza II.
- Barras Dywidag: Se trata de barras de Dywidag de diámetro 20 mm y longitud 6120 mm. Se encargan de unir la Pieza II con la Pieza III.

Debido a que el apoyo simple va roscado al actuador, cada vez que se realiza un ensayo se debe montar la otra parte del utillaje (barras Dywidag y la Pieza III). El apoyo simple cuenta con un mecanismo que permite bloquear la articulación para que la Pieza II quede perpendicular al pórtico. Una vez colocado el pórtico en el lugar de ensayo, mediante la ayuda del puente grúa se colocan las 4 barras Dywidag y la Pieza III. La pieza III tiene unas endiduras para dejarla apoyada sobre una barras salientes en el muñón del marco (*Figura 45*). Se trata de elementos pesados, por lo que es una operación delicada:

- Cada una de las 4 barras pesa (longitud: 6120 mm): 15.4 Kg
- La Pieza III pesa: 21 Kg

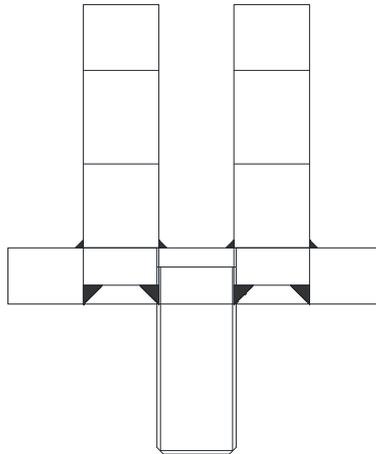


*Figura 45: Detalle Pieza III apoyada en pórtico.*

La acción máxima prevista para este conjunto de barras y chapas es de 268.7 KN en sentido horizontal, que se trata de la fuerza máxima que se prevé introducir con el actuador.

#### 10.1. Pieza I

La pieza I del Utillaje IV se muestra en la *Figura 46*:



*Figura 46: Utillaje IV: Pieza I.*

En la pieza I se hacen las siguientes comprobaciones:

- Resistencia a tracción del cilindro mecanizado
- Comprobación tensional orejetas:
  - Tensiones orejeta
  - Cordones de soldadura
  - Aplastamiento
  - Desgarro

- Comprobación CTE

Tanto la Pieza I como la II tienen las orejetas con la misma geometría, por lo que la comprobación solo se hace en este apartado.

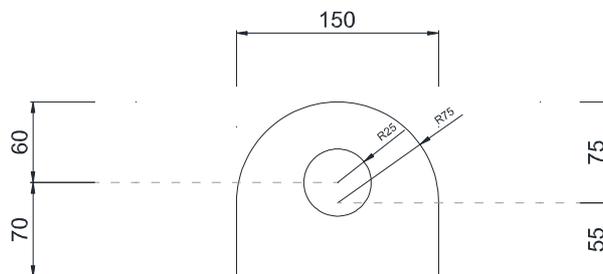
- Resistencia a tracción del cilindro mecanizado

Se trata de un cilindro macizo de acero F 125 al cual mediante mecanizado se le realiza una rosca de paso 2 mm. Esta pieza es la encargada de resistir la compresión o tracción introducida por el actuador, que ha sido estimada como valor máximo en 269.68 KN. La carga última para este elemento:

$$F_{T, RD} = 698.26 \text{ KN}$$

- Comprobación tensional orejetas

Las orejetas tienen la misma geometría que las de la parte superior del apoyo simple del pórtico (*Figura 47*). Al igual que ocurre en las otras orejetas unas reciben más carga que otras (*Figura 48*). Para las comprobaciones, en este caso, como la geometría de todas es la misma se hace para las que reciben mayor carga, es decir  $P/2$ . En este caso la máxima fuerza a transmitir prevista es de 270 KN, la cual será mayorada por un coeficiente de seguridad de 2.



*Figura 47: Orejetas Utilaje IV.*

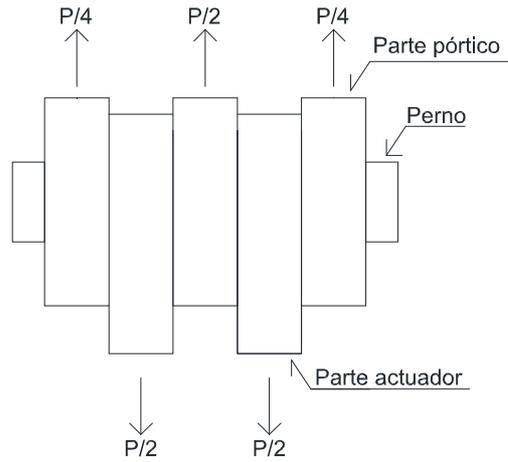


Figura 48: Distribución fuerzas orejetas.

o Tensiones orejeta

Las orejetas en su parte inferior donde se unen con la chapa de apoyo están sometidas a esfuerzos normales debido a la acción del actuador. De este modo las tensiones que se generan son las siguientes (Tabla 21):

|                      |    |
|----------------------|----|
| $\sigma$ (Mpa)       | 45 |
| $\tau$ (Mpa)         | 0  |
| $\sigma_{com}$ (Mpa) | 45 |

Tabla 21: Tensiones en borde inferior orejeta.

o Cordones soldadura

Las orejetas están soldadas en todo su perímetro inferior. El cordón de soldadura como la acción está centrada respecto a ellos solo reciben tensión tangencial perpendicular en el plano de garganta abatido (Figura 49). En la Tabla 22, se detalla la tensión en los cordones de soldadura, mientras que en la Tabla 23 se pueden observar la comprobación tensional realizada de los cordones de soldadura.

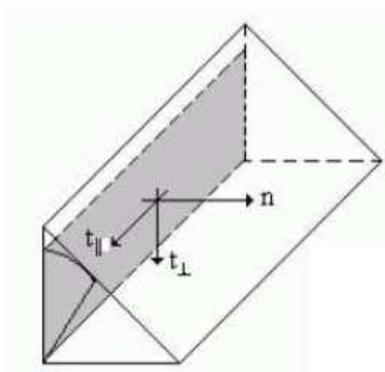


Figura 49: Tensiones soldadura en plano de garganta abatido.

| Tensiones plano cordón |        |
|------------------------|--------|
| <b>τ para.(MPa)</b>    | 0.00   |
| <b>τ perpen.(MPa)</b>  | 167.47 |
| <b>σ (MPa)</b>         | 167.47 |

Tabla 22: Tensión en los cordones de soldadura.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{para}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp}^2 \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

|                          | Valores tensión |
|--------------------------|-----------------|
| Comb. Tensiones (Mpa)    | 334.95          |
| Valor umbral comb. (Mpa) | 404.71          |
| Valor umbral σ (MPa)     | 344.00          |

Tabla 23: Comprobación tensional de los cordones de soldadura.

- Aplastamiento (Figura 50)

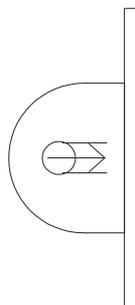


Figura 50: Aplastamiento orejeta.

Cada orejeta puede resistir una máxima fuerza frente al aplastamiento de 1700 KN.

- Desgarro (Figura 51)

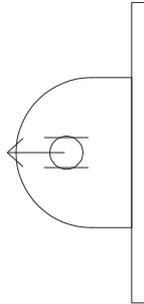


Figura 51: Desgarro orejeta.

Cada orejeta puede resistir una máxima fuerza frente al desgarro de 381 KN

- Comprobación CTE

El CTE presenta dos posibilidades para el dimensionamiento de la orejeta: fijar el espesor de la orejeta (Figura 52) o bien la geometría. En este caso se ha fijado el espesor de la orejeta en 40 mm. Se muestran las comprobaciones realizadas (Tabla 24):

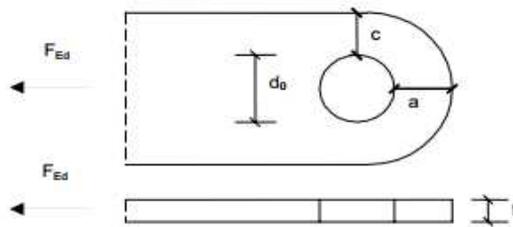


Figura 52: Comprobación orejeta CTE.

$$a \geq \frac{F_{Ed}}{2 \cdot t \cdot f_{yd}} + \frac{2 \cdot d_0}{3}$$

$$c \geq \frac{F_{Ed}}{2 \cdot t \cdot f_{yd}} + \frac{d_0}{3}$$

|          | Mecánico | geométrico | total (mm) | Orejeta |
|----------|----------|------------|------------|---------|
| <b>a</b> | 9.64     | 33.33      | 42.98      | 35      |
| <b>c</b> | 9.64     | 16.67      | 26.31      | 48.5    |

Tabla 24: Comprobación orejeta CTE Utillaje IV.

Como se puede observar el valor de  $a$  no se cumple por 7.98 mm.

### 10.2.Perno

El diseño del perno se hace de la misma forma que se ha realizado para los pernos del Utillaje I. En este caso la acción a resistir es la que introduce el actuador, que como valor máximo se ha estimado 269.68 KN.

Muy del lado de la seguridad el perno que se proyecta es de 50 mm de diámetro, como se puede observar en la *Tabla 8*. Con esto lo que se pretende es que la pieza pueda ser utilizada en todos los ensayos sin tener problemas por plastificaciones locales o deformaciones plásticas.

Como en los otros pernos se realizan una serie de taladros de diámetro 5 mm tanto en la dirección de su directriz como en la transversal para permitir la inyección de lubricante en la unión y asegurar el deslizamiento entre el perno y las orejetas.

A continuación se muestra la comprobación en la *Tabla 25*:

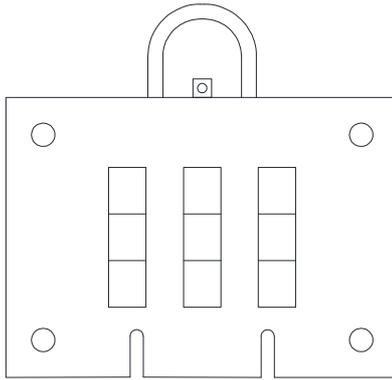
|                                |        |
|--------------------------------|--------|
| <b>F<sub>v</sub> , Ed (KN)</b> | 24.8   |
| <b>F<sub>v</sub> , Rd (KN)</b> | 407.15 |
| <b>F<sub>t</sub> , Ed (KN)</b> | 147.4  |
| <b>F<sub>t</sub> , Rd (KN)</b> | 732.87 |

*Tabla 25: Comprobación barras de anclaje Muro.*

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.21 \leq 1$$

### 10.3.Pieza II

A continuación se muestra la pieza III del Utillaje IV (*Figura 54*)



*Figura 53: Utillaje IV: Pieza II.*

Las comprobaciones que se realizan:

- Comprobaciones chapa.
- Comprobación tensional orejetas.

La comprobación de las orejetas se realiza en el apartado correspondiente de la Pieza I (*Pieza I*) debido a que las orejetas son iguales que en la Pieza II.

- Comprobaciones chapa

$$M_p = \frac{0.03^2 \cdot 0.3 \cdot 350000}{4 \cdot 1.1} = 21.47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Momento generado con coeficiente de seguridad igual a 2:

$$M = 270 \cdot 0.02 = 5.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Resistencia tracción barra.

Fuerza máxima a tracción resistida por una barra:

$$F_{t, Rd} = 248.8 \text{ KN}$$

- Punzonamiento chapa.

Tracción máxima por tornillo:

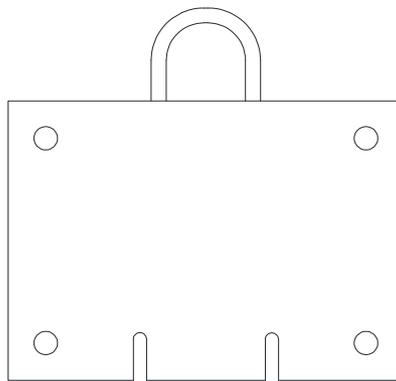
$$F_{p, Rd} = 350 \text{ KN}$$

- Comprobación tensional orejetas.

Se trata de las mismas comprobaciones realizadas en *Pieza I*.

#### 10.4. Pieza III

El ancho de los muñones de pórtico es de 30 cm, por lo que por cada parte la chapa sobresale 6 cm. Las barras están a una distancia a eje de 4 cm respecto al borde de la chapa y a 2 cm respecto a la sección de hormigón. En la otra dimensión tiene 30 cm, que es el mismo canto que los muñones. Las perforaciones dispuestas para sujetar la chapa con los salientes del pórtico están colocadas de forma que la chapa quede perfectamente centrada para introducir un hipotético esfuerzo de axil puro. Tiene un espesor de 30 mm (*Figura 54*).



*Figura 54: Utilaje IV: Pieza III.*

Las comprobaciones realizadas sobre la chapa:

- Resistencia chapa a flexión:

$$M_p = \frac{0.03^2 \cdot 0.3}{4} \cdot \frac{350000}{1.1} = 21.47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Momento generado:

$$M = 270 \cdot 0.02 = 5.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Resistencia tracción barra.

Fuerza máxima a tracción resistida por una barra:

$$F_{t, Rd} = 248.8 \text{ KN}$$

- Punzonamiento chapa.

Tracción máxima por tornillo:

$$F_{p,Rd}=350 \text{ KN}$$

### 10.5. Barras Dywidag

Se trata de las barras Dywidag que unen las Pieza II y III del Utillaje IV para que el actuador solo introduzca compresiones en los ciclos de carga sobre el dintel superior del pórtico. Se trata de 4 barras de diámetro 20 mm y longitud 6120 mm.

La carga a repartir entre ellas es de 269.68 KN. A continuación se muestra la comprobación en la *Tabla 26*:

|                 |        |
|-----------------|--------|
| $F_{v,Ed}$ (KN) | 24.8   |
| $F_{v,Rd}$ (KN) | 125.66 |
| $F_{t,Ed}$ (KN) | 147.4  |
| $F_{t,Rd}$ (KN) | 226.19 |

*Tabla 26: Comprobación barras Utillaje IV.*

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.67 \leq 1$$

### 11. Actuador

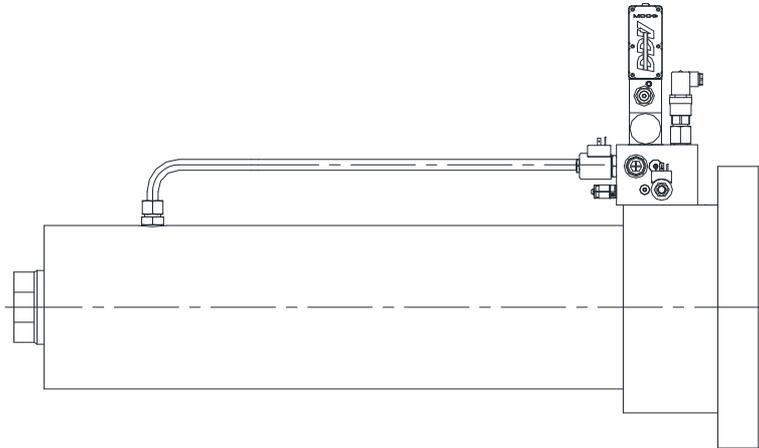
El actuador se encarga para la elaboración de los ensayos en función de los resultados obtenidos. Según los modelos teóricos se han obtenidos los resultados mostrados en la *Tabla 27*:

| Marco vacío   |            | Carga última (KN) | Desplazamiento (mm) |
|---------------|------------|-------------------|---------------------|
| Marco Relleno | Modelo I   | 79.86             | 286                 |
|               | Modelo II  | 268.69            | 90.77               |
|               | Modelo III | 264               | -                   |

*Tabla 27: Dimensionamiento actuador.*

El estudio realizado se trata de un ensayo en el cual la carga solo actúa en una dirección hasta que se produce el agotamiento de la estructura (Push Over), en el laboratorio se quieren realizar ensayos cíclicos (Push and Pull) por lo tanto es necesario aplicar los recorridos calculados en ambas direcciones así como ser capaces de aplicar la fuerza calculada con un actuador de doble efecto también en ambas direcciones.

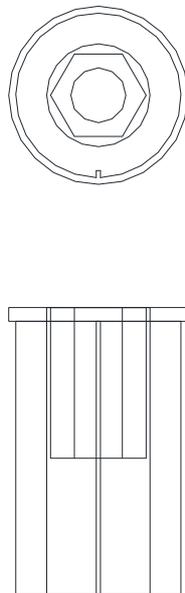
Finalmente, con los datos obtenidos y comparando con la bibliografía consultada, se ha encargado un actuador de recorrido 500 mm y carga máxima 500 KN (*Figura 55*).



*Figura 55: Actuador ensayos.*

#### 12. Piezas de centrado de las barras Dywidag de anclaje Losa y Muro

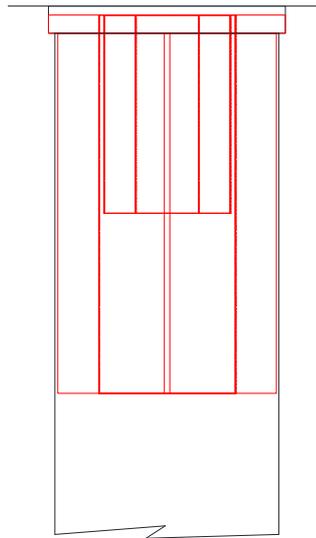
Los agujeros de Muro y Losa, tienen un diámetro aproximado de 123 mm. Las barras de anclaje en Muro y Losa tienen un diámetro de 36 mm. Hay una gran diferencia entre los diámetros y para evitar problemas con el posicionamiento de los Utillaje II y III se introduce en los agujeros de Muro y Losa una piezas para centrar las barras en el centro (*Figura 56*).



*Figura 56: Pieza de centrado.*

Las piezas consisten en una tapa de 10 mm de espesor y diámetro 130 mm que sirve para hacer de tope con el agujero de la losa (*Figura 56*). Esta pieza esta soldada a un cilindro

metálico de diámetro exterior 120 mm y altura 200 mm. Ambas piezas tienen un taladro interior de 75 mm. En este hueco interior se suelda una tuerca Dywidag, se trata de una pieza de altura 110 mm con forma de hexágono de lado 34,6 mm. De este modo la pieza no va a trabajar y solo se introduce para centrar las barras en el centro de los agujeros. Las piezas tienen una muesca a lo largo de la altura del cilindro de 120 mm para encajar con la muesca que tienen los agujeros (*Figura 57*).



*Figura 57: Vista pieza de centrado en agujero.*

Se necesitan un total de 5 piezas: Dos por cada Utillaje II y una para una de las barras de anclaje del Utillaje III.

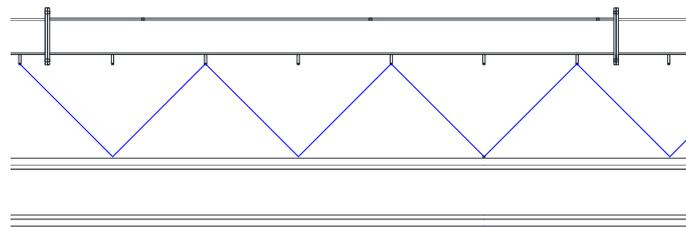
### 13. Estructura auxiliar instrumentación

Para la instrumentación del pórtico se requiere una estructura auxiliar capaz de albergar la instrumentación prevista (*Figura 59*). Para ello se ha planteado una estructura metálica a base de perfiles IPE 160 que va sobre el marco de hormigón y se apoya por una parte en la Losa y por otra parte sobre el Utillaje III.

La estructura se compone de un pilar y una viga formada por tres tramos. Todas las uniones son atornilladas. El pilar se atornilla por su base a un perfil disponible en el laboratorio que a su vez va anclado a la Losa. La viga se atornilla al pilar y entre sus tres partes así como con el Utillaje III.

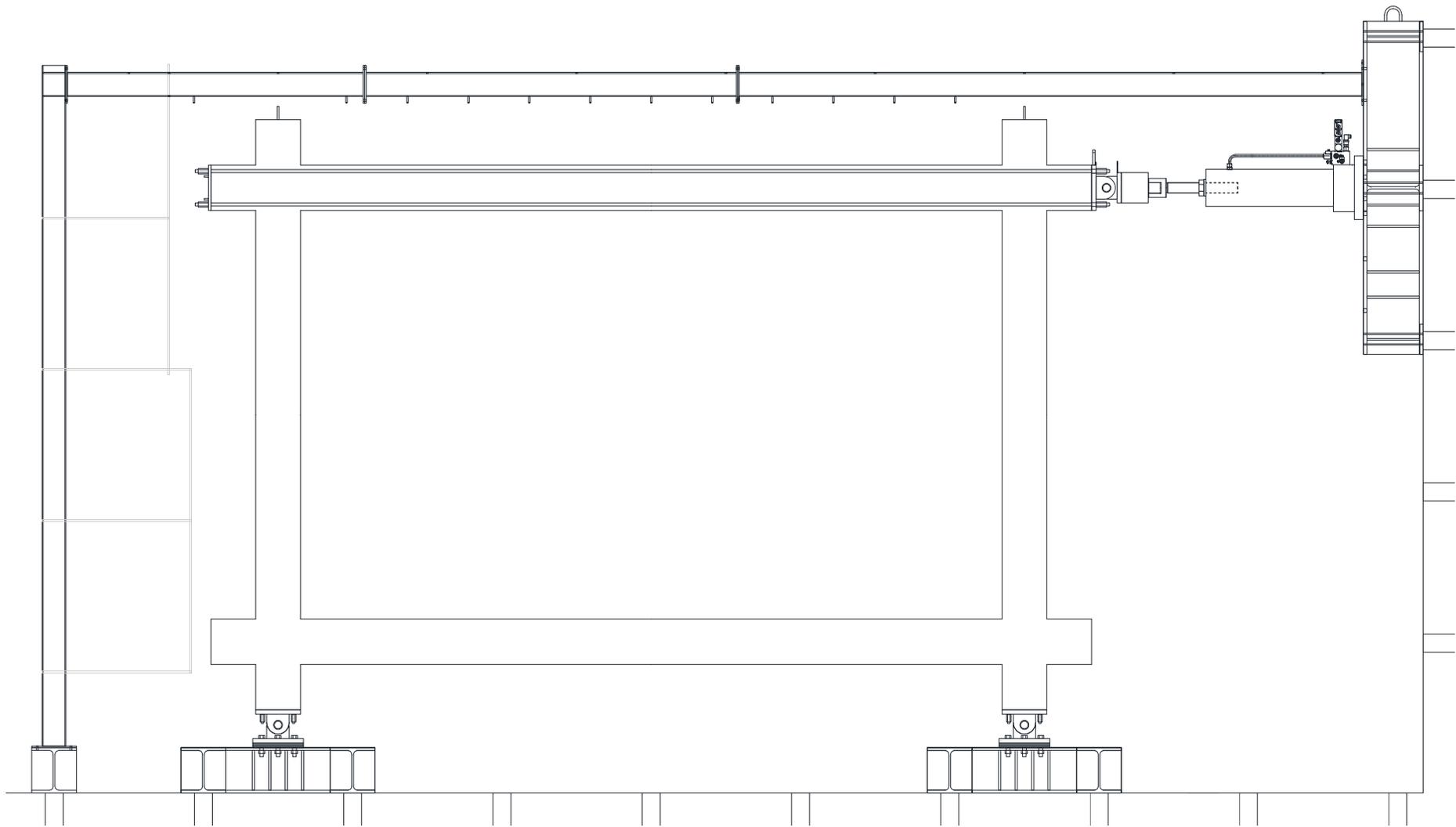
Con la geometría propuesta se consigue que el dintel de la estructura auxiliar de instrumentación quede a 415 mm de la parte superior del dintel del marco mientras que el pilar de la estructura auxiliar queda a 1270 mm.

La función de esta estructura es albergar los captadores de desplazamientos que van a emplearse en el ensayo. Tras la experiencia adquirida en el ensayo de los marcos de hormigón armado a escala reducida objeto de este trabajo, se comprobó que la opción de dejar captadores perpendiculares al dintel para medir la deformación del dintel no es un buen método, debido a los desplazamientos horizontales que sufre el pórtico y los captadores no son capaces de absorber. Por ello, para la instrumentación del dintel superior se han colocados piezas soldadas a la viga de la estructura auxiliar que permite alojar captadores dando lugar a una triangularización. De este modo se puede tener la deformada de cada punto por trigonometría. Se emplean captadores de recorrido 300 mm con un ángulo de  $45^\circ$ , por ello es importante conseguir la distancia que se comentaba anteriormente entre pórtico y estructura auxiliar de 415 mm, de este modo los captadores quedan a mitad de su recorrido para que puedan trabajar en los dos sentidos de desplazamiento (*Figura 58*).



*Figura 58: Detalle triangularización captadores.*

En cuanto a la instrumentación del pilar del pórtico se hace también mediante captadores. El pilar de la estructura auxiliar de instrumentación tiene una serie de taladros que permiten albergar barras Dywidag para montar una estructura auxiliar que permite localizar el apoyo de los captadores a una distancia variable respecto del marco de hormigón. Se ha planteado de esta forma porque como los ensayos van a ser cíclicos, los captadores deben estar colocados a mitad recorrido y que a partir de este punto empiecen a introducir carrera y a sacar carrera. La deformada del marco decrece con la altura de la columna: Los captadores de la parte superior de la columna necesitan tener más recorrido que los de la parte inferior. Por ello se dispone de este mecanismo a base de barras Dywidag que permite regular la distancia entre pilar metálico y pórtico de hormigón.



*Figura 59: Estructura auxiliar instrumentación.*

#### 14. Plantillas de elaboración

Para intentar conseguir que el pórtico pueda ser colocado lo más fácilmente sobre el Utillaje I y ser unido al Utillaje II se elaboran dos plantillas de elaboración distintas:

- Plantilla base pórtico (*Figura 60*): Esta plantilla se coloca en la ferralla del pórtico para asegurar por una parte que la distancia a eje de apoyos es exactamente 5000 mm y por otra parte para asegurar la correcta posición de la barras dywidag que se atornillan en la pieza I del Utillaje I.
- Plantilla base Utillaje II (*Figura 61*): Esta plantilla se coloca sobre los dos Utillaje II para posicionar los utillajes en su posición definitiva disponiendo de la holgura que hay entre las barras de anclaje al muro (Dywidag diámetro 36) y el agujero pasador del Utillaje 2 (diámetro 60 mm). De este modo se colocan los utillajes para que el centro de los mismos quede separado exactamente 5000 mm.

En ambos casos las plantillas consisten en un conjunto de 3 partes que se atornillan entre sí dando lugar a la plantilla. La única diferencia entre ambas plantillas es que la que se utiliza en el pórtico tiene los taladros correspondientes a la unión de la pieza I del Utillaje I y la que se utiliza para colocar los Utillaje II tiene los taladros correspondientes a la unión de la Pieza II del Utillaje

Se trata de una chapa de espesor 5 mm y ancho 300 mm con un rigidizador del mismo espesor y canto 100 mm. El rigidizador se ha dispuesto para evitar la flexión en la plantilla y que el posicionamiento de los elementos sea el más exacto posible.



*Figura 60: Plantilla base pórtico.*

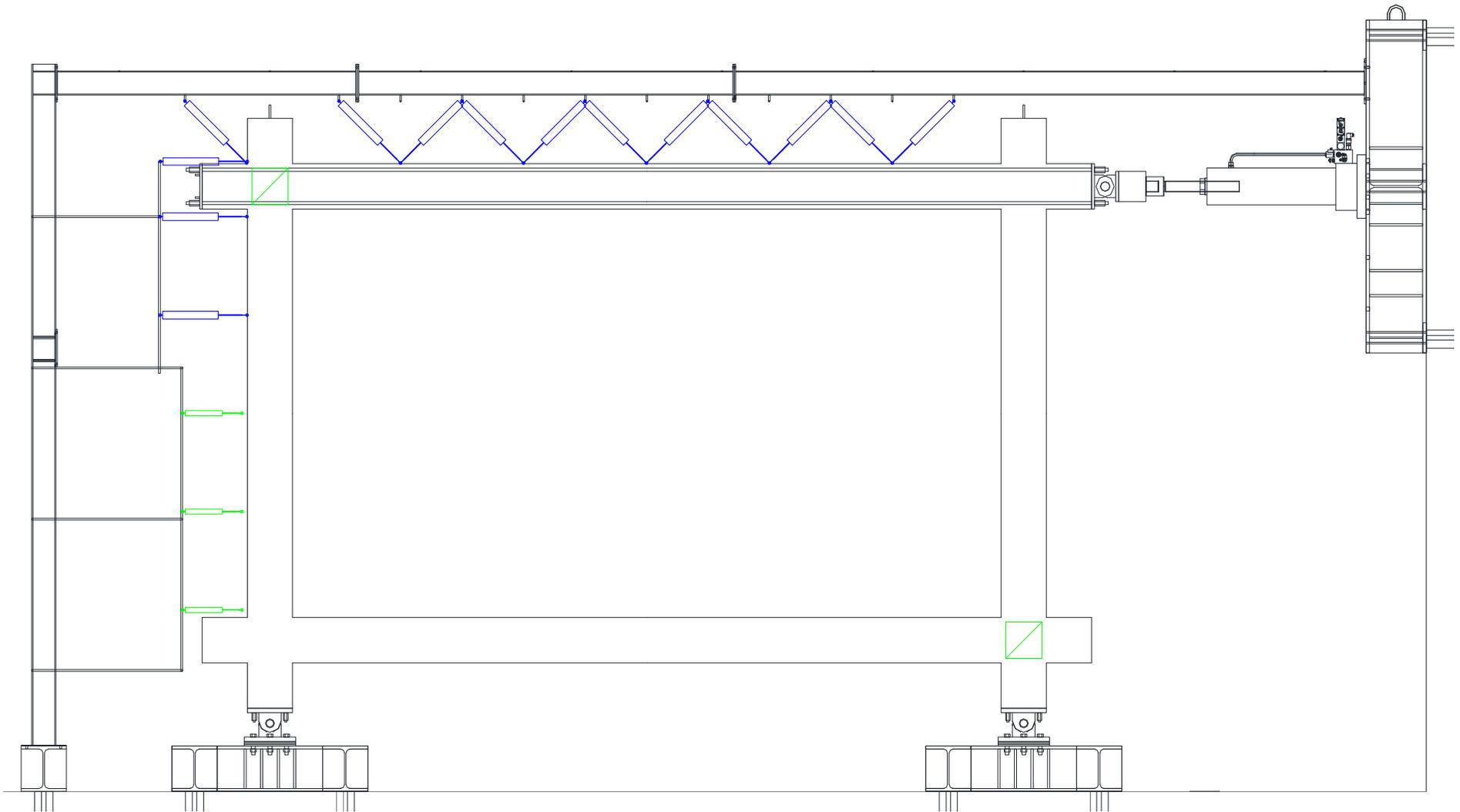


*Figura 61: Plantilla base Utillaje II.*

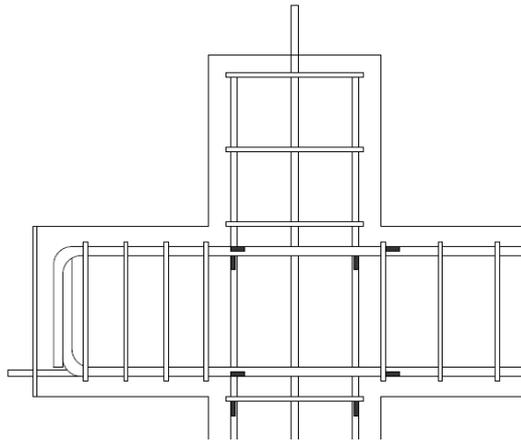
## 15. Instrumentación pórtico

El pórtico se instrumenta para medir las siguientes magnitudes:

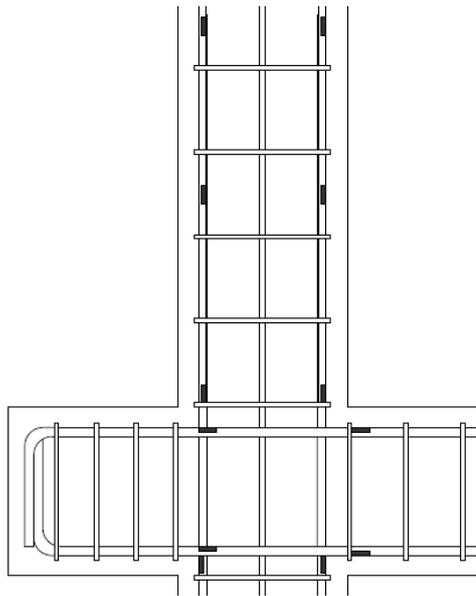
- Frecuencias y modos de vibración: Se miden frecuencias de vibración y se identifican con sus modos de vibración colocando acelerómetros de forma similar a como se ha realizado en los marco de hormigón a escala reducida.
- Rigidez: Se monitoriza la relación entre la fuerza aplicada por el actuador y el desplazamiento horizontal en muñón superior.
- Deformada: Se instrumenta mediante captadores de desplazamiento el dintel superior y la columna opuesta al actuador como se ha comentado en *Estructura auxiliar instrumentación*. En la *Figura 62* se puede observar la distribución de captadores prevista tanto para monitorizar la deformación del marco como la de los nudos.
- Deformabilidad de los nudos: Se coloca en los nudos captadores de desplazamiento para registrar las deformaciones en los nudos (*Figura 62*).
- Deformación relleno: En los marcos rellenos se colocan galga de hormigón para localizar donde se concentran las compresiones.
- Esfuerzos en armado: Se colocan galgas extensiométricas de acero para controlar los esfuerzos en la barras. Se instrumentan los cuatro nudos del pórtico y el solapo entre el armado del pilar y las barras Dywidag de diámetro 15 mm. En la *Figura 63* y *Figura 64*, se puede observar la distribución de galgas previstas. La leyenda utilizada para la representación de las galgas es una forma rectangular sombreada. Cada símbolo representa dos galgas, es decir, en cada sección se instrumentan dos galgas. La distribución de las galgas presenta simetría de eje vertical, lo que confiere un total de 88 galgas extensiométricas de acero para la instrumentación del marco.



*Figura 62: Distribución captadores de desplazamiento.*



*Figura 63: Instrumentación galgas extensiométricas de acero nudos superiores.*



*Figura 64: Instrumentación galgas extensiométricas de acero nudos inferior.*