

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería  
Civil.



ESTUDIO EXPERIMENTAL DE NUDOS INTERIORES  
VIGA-COLUMNA DE ENTRAMADOS DE HORMIGÓN  
ARMADO CON DETALLES NO-DÚCTILES, CON  
COLUMNAS REFORZADAS MEDIANTE ANGULARES Y  
PRESILLAS DE ACERO, SOMETIDOS A CARGAS  
CÍCLICAS

TESIS DOCTORAL

**Autor:**

Joaquín G. Ruiz Pinilla

**Dirigida por:**

Dra. Ester Giménez Carbó

Dr. Francisco J. Pallarés Rubio

*Valencia, Octubre de 2013*



Joaquín G. Ruiz Pinilla

ICITECH, Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil.

Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n, 46071 Valencia, España

Tel.: +34 963877000 ext. 75610; +34 963877561; fax: +34 963877569

E-mail: [joaruipl@upvnet.upv.es](mailto:joaruipl@upvnet.upv.es)

## AGRADECIMIENTOS

Este pequeño apartado posee un valor especial, ya que, a pesar de carecer de cuestiones técnicas, desvela la importancia del apoyo de las personas que han cubierto esta andadura. Este trabajo es el resultado del empeño, dedicación y entusiasmo depositado, tratando de indagar en una de mis pasiones, la “concepción estructural”, que por sí sola justifica el esfuerzo dedicado. Pero su realización no habría sido posible sin el soporte brindado por las personas que han estado involucradas, a las cuales deseo mostrar mi agradecimiento.

En primer lugar, agradecer el apoyo y la confianza que me han ofrecido durante todo este tiempo mis directores de Tesis: Francisco J. Pallarés y Ester Giménez. Agradecimiento que quiero extender al resto de personal docente, investigador y técnico de ICITECH y del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de la Ingeniería Civil de la Universitat Politècnica de València, que me han impulsado en el proyecto. En especial, a Pedro A. Calderón y a José M. Adam, puntales de referencia muy importantes por sus cualidades profesionales y calidad humana, cuya continua fe depositada sobre mí ha potenciado mi motivación. No quiero olvidarme en mi agradecimiento de Vicente Miguel y de Julio Garzón, quienes realizaron un trabajo extraordinario para hacer funcionar los equipos de laboratorio necesarios para los ensayos.

También quiero expresar mi agradecimiento a Ciro Faella, a Roberto Realfonzo y a Annalisa Napoli. Ellos han hecho posible mi estancia de investigación durante el doctorado en la Università degli Studi di Salerno durante un periodo de seis meses, tiempo en el cual hemos compartido experiencias y conocimientos enriquecedores.

Agradecer además al Ministerio de Ciencia e Innovación de España la financiación que ha permitido el desarrollo de esta investigación, quien me ha concedido el disfrute de una ayuda predoctoral de Formación de Personal Investigador en el marco del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica (I+D+i).

Por último, destacar el mérito que se debe a mis padres, grandes maestros de mi vida que, junto a mi hermana, me han inculcado la fuerza de voluntad y la capacidad de sacrificio que he necesitado, apoyando las decisiones de mi vida. Personas por las que siento respeto y admiración, mi mayor agradecimiento se lo debo a ellos.

## RESUMEN

Tras la acción de un sismo, es frecuente encontrarnos con estructuras de hormigón armado que llegan al colapso o quedan fuera de servicio debido al daño sufrido en los elementos estructurales de la misma. Con el fin de reforzar las estructuras susceptibles de sufrir daños importantes, o bien reparar las estructuras que ya los han sufrido, surgen diferentes técnicas de refuerzo, destacando el empleo de angulares y presillas metálicas como una de las técnicas de refuerzo de soportes de hormigón armado más utilizada a nivel mundial. No obstante, en la actualidad no existen investigaciones que hayan tratado el comportamiento frente a carga cíclica de nudos interiores viga-columna de HA cuando el soporte es reforzado con esta técnica.

Considerando la necesidad del estudio de este refuerzo, se planteó la investigación “Estudio experimental y numérico de nudos viga-soporte y losa-soporte en pilares de HA reforzados”, financiada por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España, con cargo al proyecto de investigación BIA 2008-06268. Dicha investigación se desarrollada en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València. Esta Tesis Doctoral se engloba dentro este proyecto de investigación, y pretende ser una continuación al trabajo desarrollado por Gimenez (2007), Adam (2007) y Garzón-Roca (2013).

El objetivo de la presente Tesis Doctoral es conocer el comportamiento de estos nudos frente a cargas cíclicas. Para ello, se ha realizado un estudio experimental constituido por 20 ensayos de nudos interiores viga-columna a escala real, como parte representativa del comportamiento sísmico de una estructura porticada de HA. La geometría y armado de los especímenes, han sido diseñados según construcciones habituales de edificación proyectadas únicamente frente a cargas gravitatorias, sin detalles sísmicos y bajo el concepto de viga fuerte-columna débil. El refuerzo de las columnas se ha ejecutado con angulares y presillas metálicas, y se han probado varias formas de conexión entre las columnas a través del nudo, que a su vez sirve como refuerzo de éste.

Se han obtenido diferencias importantes en los ensayos realizados en función del tipo empleado conexión columna-nudo, del tipo de armado de las vigas, y de la combinación de cargas aplicadas sobre los especímenes. Por tanto, el programa experimental desarrollado ha permitido estudiar las pautas de comportamiento frente a cargas cíclicas de los elementos reforzados en su conjunto. Asimismo, ha permitido estudiar las mejoras en el comportamiento a cortante del nudo interior viga-columna.

**Palabras clave:** nudos interiores viga-columna de HA, refuerzo sísmico, estudio experimental, angulares y presillas metálicas, cargas cíclicas, cargas gravitatorias.

## RESUM

Després de l'acció d'un sisme, és freqüent trobar-nos amb estructures de formigó armat que arriben al col·lapse o queden fora de servici a causa del dany patit en els elements estructurals de la mateixa. A fi de reforçar les estructures susceptibles de patir danys importants, o bé reparar les estructures que ja els han patit, sorgeixen diferents tècniques de reforç, destacant l'ocupació d'angulars i gafetes metàl·liques com una de les tècniques de reforç de suports de formigó armat més utilitzada a nivell mundial. No obstant això, en l'actualitat no hi ha investigacions que hagen tractat el comportament enfront càrregues cícliques de nucs interiors biga-columna de FA quan el suport és reforçat amb esta tècnica.

Considerant la necessitat de l'estudi d'este reforç, es va plantejar la investigació "Estudi experimental i numèric de nucs biga-suport i llosa-suport en pilars de FA reforçat", finançada pel Ministeri de Ciència i Innovació d'Espanya, amb càrrec al projecte d'investigació BIA 2008-06268. Aquesta investigació es desenrotllada en l'Institut de Ciència i Tecnologia del Formigó (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València. Esta Tesi Doctoral s'engloba dins d'este projecte d'investigació, i pretén ser una continuació al treball desenrotllat per Gimenez (2007), Adam (2007) i Garzón-Roca (2013).

L'objectiu de la present Tesi Doctoral és conèixer el comportament d'estos nucs enfront de càrregues cícliques. Per això, s'ha realitzat un estudi experimental constituït per 20 assajos de nucs interiors biga-columna a escala real, com a part representativa del comportament sísmic d'una estructura porticada de FA. La geometria i armat dels espècimens han sigut dissenyats segons construccions habituals d'edificació projectades únicament davant càrregues gravitatòries, sense detalls sísmics i davall el concepte de biga fort-columna dèbil. El reforç de les columnes s'ha executat amb angulars i gafetes metàl·liques, i s'han provat diverses formes de connexió entre les columnes a través del nuc, que serveix com a reforç d'aquest.

S'han obtingut diferències importants en els assajos realitzats en funció del tipus empleat de connexió columna-nuc, del tipus d'armat de les bigues, i de la combinació de càrregues aplicades sobre els espècimens. Per tant, el programa experimental desenrotllat ha permès estudiar les pautes de comportament davant càrregues cícliques dels elements reforçats en el seu conjunt. Així mateix, ha permès estudiar les millores en el comportament a tallant del nuc interior biga-columna.

**Paraules clau:** nucs interiors biga-columna de FA, reforç sísmic, estudi experimental, angulars i gafetes metàl·liques, càrregues cícliques, càrregues gravitatòries.

## ABSTRACT

After an earthquake, it is usual to find many building concrete structures that collapse or are out of service because of damage in the structural elements. Sometimes with the aim of strengthen and reduce the vulnerability of structures to having serious damage, or repair the structures that have already experienced an earthquake, different strengthening techniques arise. Steel caging (steel angles and stripes welded) is one of the techniques more extended around the world to strengthen the columns. However, currently there are not researches about the cyclic behavior of interiors beam-column joints when columns are strengthened with this technique.

Given the need to study this technique, a research was proposed entitled "Experimental and numerical study of beam-column and slab-column joints in strengthened RC columns" founded by Spanish Ministry of Science and Innovation under Research Project BIA 2008-06268. This research was carried out at the Institute of Concrete Science and Technology (ICITECH) of the Technical University of Valencia (Universitat Politècnica de València, UPV). This Thesis is enclosed in the research project mentioned, and intends to be a continuation of the work carried out by Gimenez (2007), Adam (2007) and Garzón-Roca (2013).

The principal aim of the present Thesis is to know the behavior of interior beam-column joints under cyclic loads. For this purpose, an experimental study of 20 full-scale interior beam-column joints was conducted. The specimen type was chosen as a representative part of RC frame structures under seismic behavior. The geometry and reinforcement of the specimens were performed according to usual building constructions only designed under gravity loads, without seismic details and with the assumption of strong beam-weak column concept. The columns were strengthened with steel angles and strips, and different types of connections through the joint were tested. These connections are used also as joint strengthening.

Very different responses of the specimens were found depending on the column-joint connection employed, beam reinforcement type, and the load combination applied on the specimens. Therefore, the conducted experimental program made possible to study the response patterns of the strengthened elements under cyclic load. Furthermore, it also allowed studying the improvement of the shear response of the interior beam-column joints.

**Key words:** RC interior beam-column joint, seismic strengthening, experimental study, steel caging, cyclic loads, gravity loads.

## SOMMARIO

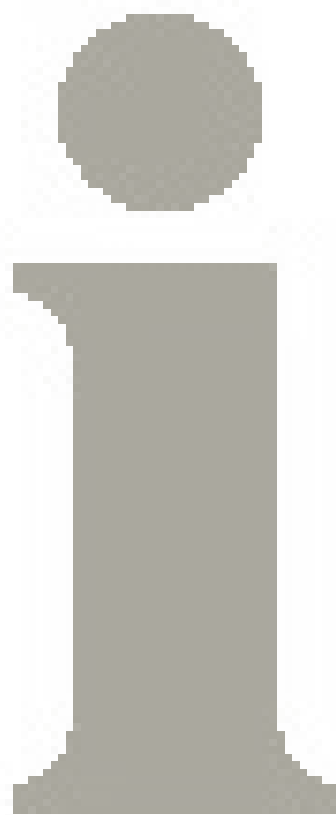
A seguito di un sisma, è frequente trovare strutture in calcestruzzo armato che hanno raggiunto il collasso o che, comunque, per i danni subiti, non sono più utilizzabili per la loro funzione strutturale. Per il rinforzo di strutture danneggiate o che, per le loro caratteristiche potrebbero danneggiarsi, esistono diverse tecniche di consolidamento, tra cui l'uso di angolari e piatti metallici. Questa è una delle tecniche più frequentemente impiegate per il rinforzo di pilastri in calcestruzzo armato. Tuttavia, ad oggi sono piuttosto limitati i contributi in letteratura che esaminano il comportamento, sotto carico ciclico, di nodi interni trave-pilastro in calcestruzzo armato rinforzati mediante questa tecnica.

Al fine di approfondire l'efficacia di questa tecnica di rinforzo, è stato sviluppato un progetto di ricerca dal titolo: "Studio sperimentale e numerico di nodi trave-pilastro e solaio-pilastro su pilastri di calcestruzzo armato rinforzati", finanziata dal "Ministero della Scienza e dell'Innovazione" della Spagna, dal progetto di ricerca BIA 2008-06268. L'attività di ricerca è stata condotta nell' "Istituto di Scienza e Tecnologia del calcestruzzo" (ICITECH) dell' "Universitat Politècnica de València". La presente Tesi di Dottorato si inserisce nell'ambito di questo progetto di ricerca, come prosecuzione del lavoro sviluppato da Gimenez (2007), Adam (2007) e Garzón-Roca (2013).

L'obiettivo della presente Tesi di Dottorato è approfondire la conoscenza sul comportamento di questi nodi sotto carichi ciclici. Per questo motivo, è stato messo a punto un ampio programma sperimentale costituito da n.20 prove su nodi interni trave-pilastro, in scala reale, che simulano il comportamento sotto sisma di elementi strutturali di edifici intelaiati in c.a. La geometria e l'armatura dei provini utilizzati sono assimilabili a quelle tipicamente adottate per edifici esistenti, progettati solo per resistere a carichi gravitazionali, ovvero senza porre particolare cura alle azioni sismiche, e basati sul concetto di "trave-forte, colonna-debole". Il rinforzo delle colonne è stato eseguito adoperando angolari e piastre metalliche. Inoltre, attraverso il nodo e come rinforzo dello stesso, sono state anche sperimentate diverse forme di collegamento dei pilastri.

Ne corso dei test eseguiti, sono state riscontrate differenze significative nel comportamento dei provini al variare del tipo di connessione colonna-nodo, del tipo di armatura delle travi e della combinazione dei carichi applicati. Pertanto, il programma sperimentale eseguito ha permesso di studiare lo schema di comportamento sotto carichi ciclici degli elementi rinforzati. Successivamente, sono state individuate delle migliorie sul comportamento a taglio dei nodi interni trave-pilastro.

**Parole chiavi:** nodi interiori trave-colonna in calcestruzzo armato, rinforzo sismico, studio sperimentale, carichi ciclici, carichi gravitazionali.



**ÍNDICE**

## ÍNDICE GENERAL

### ÍNDICE DE FIGURAS

### ÍNDICE DE TABLAS

### NOTACIÓN Y ABREVIATURAS

### CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

- 1.1 Introducción
- 1.2 Objetivos
- 1.3 Contenido
- 1.4 Mención de “Doctor Internacional”

### CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

- 2.1 Introducción
- 2.2 Antecedentes
  - 2.2.1 Daños en estructuras producidos por terremotos
  - 2.2.2 Técnicas de refuerzo empleadas en columnas
  - 2.2.3 Estudio sobre nudos vigas columna
- 2.3 Características de los refuerzos con angulares y presillas metálicas
  - 2.3.1 Mecanismos que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM
    - 2.3.1.1 Confinamiento
    - 2.3.1.2 Transmisión por tensiones rasantes
    - 2.3.1.3 Transmisión directa
- 2.4 Investigaciones llevadas a cabo sobre SHARAPM
  - 2.4.1 Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996)
  - 2.4.2 Cirtek (2001a; 2001b)
  - 2.4.3 Corinaldesi V y Moriconi G (2006)



- 2.4.4 Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007) y Giménez et al. (2009a; 2009b)
- 2.4.5 Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b)
- 2.4.6 Estudio experimental de Montuori y Piluso (2009) realizado en Italia.
- 2.4.7 Li et al. (2009)
- 2.4.8 Nagraprasad P. et al. (2009)
- 2.4.9 Badalamenti et al. (2010) y Campione (2012a; 2012b; 2013)
- 2.4.10 Garzón-Roca et al (2011a, 2011b, 2012), Jørgensen et al. (2013) y Garzón-Roca (2013)
  - 2.4.10.1 Estudio experimental Garzón-Roca et al. (2011b)
  - 2.4.10.2 Estudio experimental Garzón-Roca et al. (2011a)
  - 2.4.10.3 Modelo numérico Garzón-Roca et al. (2012)
  - 2.4.10.4 Propuesta de diseño basada en redes neuronales. Jørgensen et al. (2013)
- 2.4.11 Otras investigaciones en SHARAPM
- 2.5 Conclusiones relativas al estado del arte en SHARAPM

## **CAPÍTULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYO**

- 3.1 Introducción
- 3.2 Características de las probetas
  - 3.2.1 Número de probetas
  - 3.2.2 Geometría
  - 3.2.3 Materiales
    - 3.2.3.1 Hormigón
    - 3.2.3.2 Armaduras
  - 3.2.4 Armado interior de las probetas
  - 3.2.5 Refuerzo metálico
    - 3.2.5.1 Refuerzo de la columna
    - 3.2.5.2 Refuerzo del nudo
- 3.3 Instrumentación
  - 3.3.1 Instrumentación de la armadura
  - 3.3.2 Instrumentación del refuerzo
  - 3.3.3 Instrumentación del nudo
- 3.4 Acciones sobre probeta
  - 3.4.1.1 Cargas gravitatorias

- 3.4.1.2 Cargas cíclicas
- 3.5 Procedimiento de ensayo
  - 3.5.1 Aplicación de las cargas
  - 3.5.2 Control de ensayo
  - 3.5.3 Esquema de ensayo
  - 3.5.4 Pórtico de ensayos
- 3.6 Conclusiones relativas al programa experimental

## **CAPÍTULO 4. RESULTADOS GENERALES**

- 4.1 Introducción
- 4.2 Resultados de probetas Tipo S
  - 4.2.1 Respuesta histerética Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo S
  - 4.2.2 Envoltentes Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo S
  - 4.2.3 Energía y rigidez. Probetas Tipo S
    - 4.2.3.1 Energía. Probetas Tipo S
    - 4.2.3.2 Rigidez. Probetas Tipo S
- 4.3 Resultados de probetas Tipo A.  $N = 0$ 
  - 4.3.1 Respuesta histerética Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo A.  $N = 0$
  - 4.3.2 Envoltentes Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo A.  $N = 0$
  - 4.3.3 Energía y rigidez. Probetas Tipo A.  $N = 0$ 
    - 4.3.3.1 Energía. Probetas Tipo A,  $N=0$
    - 4.3.3.2 Rigidez. Probetas Tipo A,  $N=0$
- 4.4 Resultados de probetas Tipo A.  $N \neq 0$ 
  - 4.4.1 Respuesta histerética Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo A.  $N \neq 0$
  - 4.4.2 Envoltentes Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo A.  $N \neq 0$
  - 4.4.3 Energía y rigidez. Probetas Tipo A.  $N \neq 0$ 
    - 4.4.3.1 Energía. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$
    - 4.4.3.2 Rigidez. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$
- 4.5 Comparativa general entre tipos de probetas
  - 4.5.1 Principales características de los ensayos realizados con o sin cargas gravitatorias
  - 4.5.2 Comparativa de curvas Fuerza-Desplazamiento
- 4.6 Conclusiones relativas a los resultados generales

## **CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

- 5.1 Introducción
- 5.2 Análisis de resultados. Probetas Tipo S
  - 5.2.1 Comportamiento de las armaduras interiores. Probetas Tipo S
  - 5.2.2 Comportamiento de las barras exteriores de refuerzo. Probetas Tipo S
  - 5.2.3 Comportamiento de los angulares metálicos del refuerzo. Probetas Tipo S
  - 5.2.4 Comportamiento de las presillas metálicas del refuerzo. Probetas Tipo S
- 5.3 Análisis de resultados. Probetas Tipo A.  $N = 0$ 
  - 5.3.1 Comportamiento de las armaduras interiores. Probetas Tipo A.  $N = 0$
  - 5.3.2 Comportamiento de las barras exteriores de refuerzo. Probetas Tipo A,  $N=0$
  - 5.3.3 Comportamiento de los angulares metálicos del refuerzo. Probetas Tipo A,  $N=0$
  - 5.3.4 Comportamiento de las presillas metálicas del refuerzo. Probetas Tipo A,  $N=0$
- 5.4 Análisis de resultados. Probetas Tipo A.  $N \neq 0$ 
  - 5.4.1 Comportamiento de las armaduras interiores. Probetas Tipo A.  $Axil \neq 0$
  - 5.4.2 Comportamiento de las barras exteriores de refuerzo. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$
  - 5.4.3 Comportamiento de los angulares metálicos del refuerzo. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$
  - 5.4.4 Comportamiento de las presillas metálicas del refuerzo. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$
- 5.5 Conclusiones relativas al análisis de resultados

## **CAPÍTULO 6. MODOS DE FALLO Y PAUTAS DE COMPORTAMIENTO DEL NUDO**

- 6.1 Introducción
- 6.2 Modos de fallo
  - 6.2.1 Modo de fallo probetas Tipo S
  - 6.2.2 Modo de fallo probetas Tipo A,  $N=0$
  - 6.2.3 Modo de fallo probetas Tipo A,  $N \neq 0$
  - 6.2.4 Modos de fallo generales
- 6.3 Pautas de comportamiento del nudo
  - 6.3.1 Pautas de comportamiento de las armaduras de los pilares
  - 6.3.2 Pautas de comportamiento de las columnas
  - 6.3.3 Pautas de comportamiento armaduras vigas
  - 6.3.4 Pautas de comportamiento del nudo
- 6.4 Conclusiones relativas a los modos de fallo y a las pautas de comportamiento del nudo

## **CAPÍTULO 7. CONCLUSIONI E LAVORO FUTURO**

- 7.1 Conclusioni
- 7.2 Contributo originale della Tesi
- 7.3 Lavoro futuro

## **REFERENCIAS**

## **ANEJOS**

Anejo I. Medidas de galgas extensométricas

Anejo II. Deformación de armaduras interiores a través del nudo

## ÍNDICE DE FIGURAS

- Fig. 2.1. Edificios de HA afectados por terremotos. a) desplome de planta baja en piso débil. Izmit, Turquía 1999 (Bonett RL, 2003); b) mecanismo de fallo viga fuerte-columna débil, Kocaeli, Turquía 1999. (Saatcioglu M et al., 2001); c) fallo de columna corta provocado por los cerramientos ([www.proteccioncivil.org](http://www.proteccioncivil.org)); d) fallo de columna corta, Lorca 2011; e) falta de confinamiento en columna ([www.proteccioncivil.org](http://www.proteccioncivil.org)); f) rotura por cortante en columna, Lorca 2011; g) falta de continuidad de armado en columnas ([www.proteccioncivil.org](http://www.proteccioncivil.org)); h) fallos en nudo viga-columna (Sezen et al., 2003); i) falta de confinamiento en extremo de viga (Arslan MH, 2006); j) fallo de anclaje armadura de vigas, Lorca 2011.
- Fig. 2.2. Técnicas principales empleadas para el refuerzo de columnas. a) recrecidos de hormigón, b) materiales compuestos FRP, c) encamisado metálico con chapa continua, d) encamisado metálico con angulares y presillas.
- Fig. 2.3. Confinamiento en altura impuesto por el refuerzo en un SHARAPM (Adam, 2007).
- Fig. 2.4. Interfaces acero-mortero-hormigón en que se produce la transmisión por tensiones rasantes (Adam, 2007).
- Fig. 2.5. Transmisión de carga a los angulares del refuerzo a través de las presillas (Giménez, 2007; Calderón, 2009).
- Fig. 2.6. Transmisión directa de tensiones del nudo viga-soporte al refuerzo metálico (Adam, 2007).
- Fig. 2.7. Tipologías de refuerzo de los soportes (cotas en mm) ensayados por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al.
- Fig. 2.8. SHARAPM (cotas en mm) ensayados por Cirtek (2001a; 2001b).
- Fig. 2.9. Estudio experimental de Corinaldesi V y Moriconi G (2006). a) acciones cíclicas sobre probetas, b) refuerzo de nudo viga-columna aplicado.
- Fig. 2.10. Roturas tras ensayos (Corinaldesi V y Moriconi G, 2006). a) rotura en nudo de probeta testigo. b) rotura en extremo de viga en probeta reforzada.
- Fig. 2.11. Refuerzo de los soportes ensayados a compresión centrada con 5 presillas: a) probetas ADa, AC, ADb y MEAD; b) probetas BD y BC; c) probeta MEBD (adaptada de Adam, 2007).

- Fig. 2.12. Refuerzo de los soportes ensayados a compresión centrada con 7 presillas: a) probetas PAC y PAD; b) probetas PBC y PBD (adaptada de Adam, 2007) .
- Fig. 2.13. Imágenes de la rotura de una de las probetas ensayadas (Giménez, 2007).
- Fig. 2.14. Modos de fallo observados en el refuerzo metálico en los modelos de elementos finitos (se muestran la tensión de von Mises). a) plastificación del primer tramo de angular; b) plastificación del angular en el tramo central (nótese la disposición de una presilla adicional); c) plastificación de la primera presilla (Adam et al., 2009b).
- Fig. 2.15. Probetas ensayadas por Adam (2007), Adam et al. (2008a, 2008b). a) geometría, b) refuerzo probetas AxL.C, c) refuerzo probetas AxL.T. (Cotas en mm.).
- Fig. 2.16. Modo de rotura de la probeta AxL.C (Adam 2007), Adam et al. (2008a, 2008b).
- Fig. 2.17. Modo de rotura de la probeta AxL.T (Adam 2007), Adam et al. (2008a; 2008b).
- Fig. 2.18. Ensayos desarrollados por Montuori y Piluso (2009). a) vista un ensayo; b) esquema de los elementos empleados en los ensayos.
- Fig. 2.19. Estudio experimental Li J. et al. (2009). a) refuerzo mediante angulares y presillas metálicas, b) probeta de referencia, c) probeta reforzada con angulares y presillas.
- Fig. 2.20. Geometría de las probetas. (Nagaprasad P. et al., 2009). a) detalles de armado, b) probeta reforzada RCO, (c) probeta reforzada RCS1.
- Fig. 2.21. Nivel de daño y respuesta histerética de las probetas. (Nagaprasad P. et al., 2009). a) probeta testigo RCO, b) probeta reforzada RCS1, c) probeta reforzada RCS2.
- Fig. 2.22. Probetas ensayadas. Campione (2013).
- Fig. 2.23. Refuerzo de probetas (Garzón-Roca et al., 2011b). a) refuerzo del soporte. b) refuerzo tipo C. c) refuerzo tipo T.
- Fig. 2.24. Rotura de probetas tipo C. (Garzón-Roca et al., 2011b). a) foto general del ensayo. c) fisura de tracción en cara inferior de la probeta, con despegue del capitel. c) fisuras de descompresión del nudo en zona superior comprimida, con penetración del capitel en el hormigón.
- Fig. 2.25. Rotura de probetas tipo T. (Garzón-Roca et al., 2011b). a) foto general del ensayo. b) zona de rotura c) aplastamiento del hormigón por compresión y abolladura de los angulares.
- Fig. 2.26. Refuerzo de probetas (Garzón-Roca et al., 2011a). a) refuerzo del soporte. b) refuerzo tipo A. c) refuerzo tipo B.

- Fig. 2.27. Rotura de probetas tipo A (Garzón-Roca et al., 2011a). a) foto frontal del nudo. b) fisuras de compresión del nudo en zona superior, con penetración del capitel en el hormigón. c) fisura de tracción por cono de arrancamiento del taco químico.
- Fig. 2.28. Rotura de probetas tipo B (Garzón-Roca et al., 2011a). a) foto frontal del nudo. b) fisuras de compresión del nudo en zona superior, con penetración del capitel en el hormigón c) fisura de tracción con despegue de capitel debido a su deformación. d) deformación de capitel en zona inferior traccionada.
- Fig. 2.29. Diagrama numérico N-M SHARAPM. Garzón-Roca et al. (2012).
- Fig. 3.1. Zona de un entramado de edificación simulada en los ensayos.
- Fig. 3.2. Ley de momentos flectores bajo cargas gravitatorias (izquierda) y cargas horizontales (derecha), mostrando la posición de los puntos de inflexión (momento flector nulo) y la longitud de los tramos de viga y de columna de las probetas. (Cotas en m.).
- Fig. 3.3. Geometría de las probetas (cotas en mm.).
- Fig. 3.4. Cajón metálico situado en los extremos de la probeta (cotas en mm.).
- Fig. 3.5. Fabricación de la probeta de hormigón armado. a) ferralla de la probeta colocada en el encofrado para su hormigonado, b) probeta finalizada con la instrumentación protegida en bolsas.
- Fig. 3.6. Barras corrugadas embebidas en la probeta para asegurar la conexión entre la probeta y el pórtico de ensayos.
- Fig. 3.7. a) Vertido de hormigón en probeta. b) prensa hidráulica para ensayo de compresión. c) rotura a compresión de probeta cilíndrica.
- Fig. 3.8. Ensayo de tracción de la armadura diámetro nominal 16mm. a) curva fuerza-desplazamiento. b) estricción de la barra.
- Fig. 3.9. Armado viga Tipo A.
- Fig. 3.10. Fotografías del armado de la viga Tipo A. a) terminación en extremo, b) solape de armadura discontinua en nudo.
- Fig. 3.11. Armado viga Tipo S.
- Fig. 3.12. Fotografías del armado de la viga Tipo S. a) terminación en extremo, b) continuidad de armaduras en el nudo.
- Fig. 3.13. Armado de soporte.
- Fig. 3.14. Fotografías de la armadura del soporte .
- Fig. 3.15. Acopio de algunas probetas en fase de ejecución.

- Fig. 3.16. Equivalencia soporte completo–semisoporte. a) soporte real. b) simetría utilizada.
- Fig. 3.17. Refuerzo tramos de soporte.
- Fig. 3.18. Capitel empleado para refuerzo de nudo con barra vertical.
- Fig. 3.19. Refuerzo de nudos. a) sin refuerzo, b) solo capitel, c) taco químico, d) barra vertical, e) barra diagonal.
- Fig. 3.20. Galga extensométrica en armado interior. a) preparación de la superficie de la armadura, b) galga colocada en dirección longitudinal, c) protección de la galga.
- Fig. 3.21. Galgas extensométricas en armado de soportes.
- Fig. 3.22. Galgas extensométricas en armado de viga Tipo A.
- Fig. 3.23. Galgas extensométricas en armado de viga Tipo S.
- Fig. 3.24. Galgas extensométricas en refuerzo exterior de soportes.
- Fig. 3.25. Galgas extensométricas en refuerzo metálico.
- Fig. 3.26. Captadores de desplazamiento colocados para medir la distorsión del nudo. a) probeta reforzada con barras verticales, b) probeta reforzada con barras diagonales.
- Fig. 3.27. Acciones gravitatorias aplicadas en probetas. a) sobre soporte, b) sobre vigas.
- Fig. 3.28. Acciones horizontales resultantes en las probetas.
- Fig. 3.29. Modos de ensayo para la aplicación de las cargas. a) en columnas, b) en vigas.
- Fig. 3.30. Protocolos de carga. a, b, c) probetas Tipo A. Drift/desplazamiento/fuerza-tiempo, d, e, f) probetas Tipo S. Drift/desplazamiento/fuerza-tiempo.
- Fig. 3.31. Equipos informáticos controlando los parámetros de entrada y de salida del ensayo.
- Fig. 3.32. Esquema de ensayo (cotas en mm.).
- Fig. 3.33. a) Actuador hidráulico para carga cíclica y transductor de fuerza, b) conexión articulada de extremo de viga con actuador hidráulico, c) conexión articulada de actuador hidráulico en la base, d) actuador hidráulico para carga axil, e) conexión articulada de cabeza de columna, f) deslizadera vertical articulada, g) conexión articulada de pie columna.
- Fig. 3.34. Pórtico de ensayos.
- Fig. 3.35. Probeta dentro del pórtico lista para ser ensayada.
- Fig. 4.1. Probeta S.VB.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.



- Fig. 4.2. Probeta S.VB.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.3. Probeta S.DB.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.4. Probeta S.DB.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.5. Envolvente  $F-\delta$  probeta Tipo S. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift.
- Fig. 4.6. Parámetros fuerza-desplazamiento utilizados.
- Fig. 4.7. Energía disipada acumulada. Probetas Tipo S.
- Fig. 4.8. Energía disipada por cada ciclo. Probetas Tipo S. a) probeta con barra vertical, b) probeta con barra diagonal.
- Fig. 4.9. Rigidez probetas Tipo S. a) rigidez todas las probetas. b) rigidez unitaria probeta con barras verticales y probeta con barras diagonales.
- Fig. 4.10. Probeta A.W.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift.
- Fig. 4.11. Probeta A.W.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.12. Probeta A.C.L0. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.13. Probeta A.CA.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.14. Probeta A.CA.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.15. Probeta A.VB.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.16. Probeta A.VB.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.17. Probeta A.DB.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.18. Probeta A.DB.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.19. Envolvente  $F-\delta$  probeta Tipo A,  $N=0$ . a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift.

- Fig. 4.20. Media de envolventes  $F-\delta$  probetas Tipo A,  $N=0$ . a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift.
- Fig. 4.21. Energía disipada acumulada. Probetas Tipo A.  $N=0$ .
- Fig. 4.22. Energía disipada por cada ciclo. Probetas Tipo A,  $N=0$ . a) probeta A.W.L0, b) probeta A.C.L0, c) A.CA.L0, d) A.VB.L0, e) A.DB.L0.
- Fig. 4.23. Rigidez probetas Tipo A,  $N=0$ . a) rigidez de las probetas, b) rigidez unitaria de las probetas.
- Fig. 4.24. Cociente de rigideces de probetas Tipo A,  $N=0$ .
- Fig. 4.25. Probeta A.CA.L1-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 2.5%.
- Fig. 4.26. Probeta A.CA.L1-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 2.5%.
- Fig. 4.27. Probeta A.C.L1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.0%.
- Fig. 4.28. Probeta A.VB.L1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.0%.
- Fig. 4.29. Probeta A.DB.L1-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 2.5%.
- Fig. 4.30. Probeta A.DB.L1-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%.
- Fig. 4.31. Probeta A.VB.L1-R. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.0%.
- Fig. 4.32. Envolvente  $F-\delta$  probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift.
- Fig. 4.33. Comparativa de envolvente  $F-\delta$  probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . a) probetas A.CA.L1, b) probetas  $N \approx 750$  KN.
- Fig. 4.34. Media de envolventes  $F-\delta$  probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift.
- Fig. 4.35. Energía disipada acumulada. Probetas Tipo A.  $N \neq 0$ .
- Fig. 4.36. Energía disipada por cada ciclo. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$ .
- Fig. 4.37. Rigidez probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . a) rigidez de las probetas, b) rigidez unitaria de las probetas.

- Fig. 4.38. Ciclos de histéresis para ensayos sin cargas gravitatorias. Probeta S.VB.L0-1. a) Fuerza cortante en columna versus Drift, b) Fuerza cortante en vigas versus Drift.
- Fig. 4.39. Ciclos de histéresis para ensayos con cargas gravitatorias. Probeta A.DB.L1-2. a) Fuerza cortante en columna versus Drift, b) Fuerza cortante en vigas versus Drift.
- Fig. 4.40. Fuerza cortante en columna versus Drift. a) efecto tipo de conexión columna-nudo, b) probetas con carga axial, c) efecto carga axial, d) efecto de barras diagonales, e) efecto de tipo de viga, f) efecto de reparación post-ensayo.
- Fig. 5.1. Valores medidos por la galga C3.-2 en función del tiempo. Probeta S.VB.L0-1
- Fig. 5.2. Valores medidos por la galga C3.-2 en función del desplazamiento, probeta S.VB.L0-1: a) todos los ciclos, b) uno de los ciclos de para cada Drift 1, 3 y 5 %
- Fig. 5.3. Envolventes de deformaciones medidas en la armadura del pilar de probetas S.VB.L0: a) galga C3.-2 de probeta S.VB.L0-1, b) galgas en posiciones +/-2 de la pareja de probetas S.VB.L0
- Fig. 5.4. Deformaciones promedias medidas en las armaduras del pilar para las probetas Tipo S: a) Probeta S.VB.L0, b) Probeta S.DB.L0
- Fig. 5.5. Deformaciones promedias medidas en las armaduras de la viga para las probetas Tipo S: a) Probeta S.VB.L0, b) Probeta S.DB.L0
- Fig. 5.6. Deformaciones promedias medidas en las armaduras interiores de las probetas Tipo S para un desplazamiento de Drift 1%: a) armaduras de pilares, b) armaduras de vigas
- Fig. 5.7. Valores medidos por las galgas de barras exteriores en función del tiempo: a) probeta S.VB.L0-1, b) probeta S.DB.L0-2
- Fig. 5.8. Valores medidos por las galgas de barras exteriores en función del desplazamiento: a) probeta S.VB.L0-1, b) probeta S.DB.L0-2
- Fig. 5.9. Valores medidos por las galgas de barras exteriores en función del desplazamiento para algunos ciclos: a) probeta S.VB.L0-1, b) probeta S.DB.L0-2
- Fig. 5.10. Envolventes de deformaciones medidas en una barra exterior de cada tipo de probeta Tipo S: a) deformaciones versus Drift, b) deformaciones versus cortante en columna.
- Fig. 5.11. Ratio  $\mu\epsilon/V_c$  para las deformaciones promedias medidas en las armaduras exteriores para las probetas Tipo S
- Fig. 5.12. Valores medidos por las galgas en angulares en función del desplazamiento: a) probeta S.VB.L0-1, b) probeta S.DB.L0-2
- Fig. 5.13. Envolventes de deformaciones medidas en angulares para de cada tipo de probeta Tipo S: a) deformaciones versus Drift, b) deformaciones versus cortante en columna.

- Fig. 5.14. Relación de fuerzas axiales entre angulares y barras exteriores. Probetas Tipo S
- Fig. 5.15. Sección mixta hormigón /angulares. Probetas Tipo S. a) momento flector soportado por cada sección, b) porcentajes de participación a flexión de cada sección
- Fig. 5.16. Envolvente de deformaciones medidas en presillas metálicas BT.L: a) S.VB.L0, b) S.DB.L0
- Fig. 5.17. Envolvente de deformaciones medidas en presillas metálicas BT.S.1 y BT.I.1: a) S.VB.L0, b) S.DB.L0
- Fig. 5.18. Envolvente de deformaciones medidas en presillas metálicas BT.S.2 y BT.I.2: a) S.VB.L0, b) S.DB.L0
- Fig. 5.19. Deformaciones promedias medidas en las armaduras del pilar para las probetas Tipo A, N=0, a) probeta A.W.L0, b) probeta A.C.L0, c) probeta A.CA.L0, d) probeta A.VB.L0, e) A.DB.L0
- Fig. 5.20. Deformaciones promedias medidas en las armaduras interiores del pilar para las probetas Tipo A, N=0, a) Drfit 1%, b) Drift 2%
- Fig. 5.21. Ratio  $\mu\epsilon/V_c$  para las deformaciones promedias medidas en las armaduras interiores del pilar para las probetas Tipo A, N=0, a) Drfit 1%, b) Drift 2%
- Fig. 5.22. Valores medidos por las galgas BAC.-1 y BA4.-1 en función del tiempo. Probeta A.C.L0
- Fig. 5.23. Valores medidos por las galgas BAC.-1 y BA4.-1 en función del Drift. Probeta A.C.L0
- Fig. 5.24. Valores medidos por las galgas BAC.3 y BA4.-3 en función del Drift. Probeta A.VB.L0-1
- Fig. 5.25. Valores medidos por las galgas BA1.3 de las probetas A.VB.L0-1 y A.C.L0 en función del tiempo.
- Fig. 5.26. Valores medidos por las galgas BA1.3 de las probetas A.VB.L0-1 y A.C.L0 en función del Drift.
- Fig. 5.27. Medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N=0 bajo carga gravitatoria en vigas, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3.
- Fig. 5.28. Medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N=0, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3.
- Fig. 5.29. Comparativa de medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N=0, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3, para los Drift 0.25, 1.00 y 4.00%.

- Fig. 5.30. Coeficiente deformación unitaria/carga sobre viga de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N=0, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3, para el Drift 1.00%
- Fig. 5.31. Valores medidos por las galgas de las barras exteriores en función del desplazamiento: a) probetas A.VB.L0, b) probetas A.DB.L0
- Fig. 5.32. Envolventes de los valores medidos por las galgas de las cuatro barras exteriores en función del desplazamiento: a) probeta A.VB.L0-1, b) probeta A.DB.L0-1
- Fig. 5.33. Envolventes de deformaciones promedias en una barra exterior de cada tipo de probeta Tipo A con barra exterior: a) deformaciones versus Drift, b) deformaciones versus cortante en columna
- Fig. 5.34. Ratio  $\mu\varepsilon/V_c$  para las deformaciones promedias medidas en las armaduras exteriores para las probetas Tipo A, N=0
- Fig. 5.35. Valores medidos por las galgas en angulares en función del desplazamiento. Probetas Tipo A, N=0
- Fig. 5.36. Envolvente media de medidas de las medidas de las galgas colocadas en angulares en función del desplazamiento.
- Fig. 5.37. Sección mixta hormigón /angulares. Probetas Tipo A, N=0. Columna izquierda) momento flector soportado por cada sección; columna derecha) porcentajes de participación a flexión de cada sección
- Fig. 5.38. Relación de fuerzas entre angulares y barras exteriores. Probetas Tipo A, N=0
- Fig. 5.39. Valores medidos por la galga C2.2 en función del tiempo. Probeta A.C.L1
- Fig. 5.40. Deformaciones promedias medidas en las armaduras del pilar para las probetas Tipo A, N≠0, a) probeta A.CA.L-1, b) probeta A.CA.L1-2, c) probeta A.C.L1, d) probeta A.VB.L1, e) A.DB.L1, f) A.VB.L1-R
- Fig. 5.41. Deformaciones promedias medidas en las armaduras interiores del pilar para las probetas Tipo A, N≠0, a) Drift 1%, b) Drift 2%
- Fig. 5.42. Valores medidos por las galgas BA4.1 y BAC.1 en función del tiempo. Probeta A.DB.L1-1
- Fig. 5.43. Valores medidos por las galgas BA4.1 y BAC.1 en función del Drift. Probeta A.DB.L1-1
- Fig. 5.44. Valores medidos por las galgas BA1.1 y BA1.3 en función del Drift. Probeta A.DB.L1-1
- Fig. 5.45. Valores medidos por las galgas BA1.1 y BAA.3 en función del Drift. Probeta A.DB.L1-1
- Fig. 5.46. Medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N≠0 bajo carga gravitatoria en vigas, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3.

- Fig. 5.47. Medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A  $N \neq 0$ , para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3.
- Fig. 5.48. Comparativa de medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A  $N \neq 0$ , para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3, para los Drift 0.25, 1.00 y 2.00%.
- Fig. 5.49. Valores medidos por las galgas de las barras exteriores en función del desplazamiento: a) probetas A.VB.L1, b) probetas A.DB.L1
- Fig. 5.50. Envolventes de los valores medidos por las galgas de las cuatro barras exteriores en función del desplazamiento: a) probeta A.VB.L1, b) probeta A.DB.L1
- Fig. 5.51. Envolventes de deformaciones promedias en una barra exterior de cada tipo de probeta Tipo A con carga axial sobre columnas: a) deformaciones versus Drift, b) deformaciones versus cortante en columna
- Fig. 5.52. Ratio  $\mu\epsilon/V_c$  para las deformaciones promedias medidas en las armaduras exteriores para las probetas Tipo A,  $N \neq 0$
- Fig. 5.53. Valores medidos por las galgas en angulares en función del desplazamiento. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$
- Fig. 5.54. Envolvente media de medidas de las medidas de las galgas colocadas en angulares en función del desplazamiento. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$
- Fig. 5.55. Sección mixta hormigón /angulares. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . Columna izquierda) momento flector soportado por cada sección; columna derecha) porcentajes de participación a flexión de cada sección
- Fig. 5.56. Relación de fuerzas entre angulares y barras exteriores. Probetas Tipo A,  $N \neq 0$
- Fig. 6.1. Modos de fallo probetas Tipo S: a,b) probetas reforzadas con barras verticales (Drift +/- 4%), c,d) probetas reforzadas con barras diagonales (Drift +/- 6%)
- Fig. 6.2. Rotura de barras diagonales. Probetas S.DB.L0: a) Fotografía tomada en el momento de la rotura, b) extremos de barra rotos, c) extremos de barra con deformaciones de plastificación remanentes
- Fig. 6.3. Fotografías del daño en el nudo de probetas S.VB.L0
- Fig. 6.4. Fisura de entronque pilar-nudo. Probeta S.DB.L0: a) fisura durante la flexión del pilar, b) sección donde se produce la fisura, c,d) corrugas de las armaduras de las vigas marcadas sobre sección de columna

- Fig. 6.5. Adherencia armadura de pilar. Probeta S.DB.L0: a) fisura durante la flexión del pilar, b) arrastre de material por deslizamiento de la armadura, c) orificio en el nudo tras la extracción de la armadura del pilar
- Fig. 6.6. Modos de fallo probetas Tipo A.W.L0, Drift +/- 6%
- Fig. 6.7. Entronque pilar-nudo en probetas tipo A.W.L0, A.C.L0 y A.CA.L0. a) fisuración concentrada pilar-nudo, b) despegue capitel, c y d) pérdida contacto armadura-hormigón, e y f) corrugas de armaduras marcadas en el hormigón.
- Fig. 6.8. Pérdida de adherencia armadura pilar
- Fig. 6.9. Fallo del taco químico. Probetas A.CA.L0
- Fig. 6.10. Fotografías de daño en probetas con capiteles, sin y con taco químico. a) A.C.L0, b) A.CA.L0-1, c) A.CA.L0-2
- Fig. 6.11. Modos de fallo probetas Tipo A.VB.L0, Drift +/- 6%
- Fig. 6.12. Capiteles probetas A.VB.L0. a) despegue de capitel por tracción, b) aplastamiento del hormigón por compresión bajo el capitel
- Fig. 6.13. Modos de fallo probetas Tipo A.DB.L0, Drift +/- 9%
- Fig. 6.14. Plastificación de la rosca de una de las barras diagonales de las probetas A.DB.L0. a) arandela presionando sobre el capitel en ciclo de tracción, b) arandela despegando del capitel en ciclo de compresión, c) deformaciones plásticas remanentes en rosca
- Fig. 6.15. Lijado de las corrugas en el hormigón marcadas por las armaduras
- Fig. 6.16. Modos de fallo probetas Tipo A.CA.L1, Drift +/- 3.5%. a,b) probeta A.CA.L1-1, c,d) probeta A.CA.L1-2
- Fig. 6.17. Modos de fallo probeta A.C.L1. a,b) Drift +/- 3%, c,d) Drift +/- 3.5%, e,f) armadura interior de pilar pandeada, g,h) daños por presión entre capitel y viga.
- Fig. 6.18. Modos de fallo probeta A.DB.L1. a,b) probeta A.DB.L1-1 Drift +/- 2.5%, c,d) probeta A.DB.L1-2 Drift +/- 3.5%, g,h) estado final probeta A.DB.L1-2, pandeo de armaduras y núcleo de hormigón disgregado
- Fig. 6.19. Fisuras de flexión en una viga de la probeta A.DB.L1-2
- Fig. 6.20. Modos de fallo probeta A.VB.L1. a,b) Drift +/- 1.5%, c,d) Drift +/- 3%, e) estado final del nudo después del ensayo, f) holgura remanente entre arandelas de una barra exterior vertical y capitel
- Fig. 6.21. Reparación de probeta A.VB.L1-R. a) Vaciado del material dañado del nudo, b) vista de armaduras superiores de viga, c) vista de armaduras inferiores de viga, d y e) soldadura de armaduras solapadas superiores e inferiores

- Fig. 6.22. Modos de fallo probeta A.VB.L1-R. a,b) Drift +/- 2.5%, c,d) Drift +/- 3.5%, e,f) Drift +/- 4.5%, g) pandeo por compresión de armadura inferior ,h) tracción de armadura inferior, i) rotura por tracción de armadura inferior, j) estado de daño final
- Fig. 6.23. Fotografías de los principales modos de fallo. a) fallo por flexión en uniones soportado (espécimen A.W.L0-2). b) fallo por flexión positiva y negativa en vigas (espécimen A.DB.L1-1). c) fallo por cortante en el nudo (espécimen S.VB.L0-1). d) fallo trasladado a las vigas tras la reparación espécimen (espécimen A.VB.L1-R). e) fallo por tracción de barras las exteriores (espécimen S.DB.L0-1). f) fallo por arrancamiento del taco químico (espécimen A.CA.L0-2)
- Fig. 6.24. Deformaciones y tensiones rasantes de armaduras interiores de pilares.a y b) probeta A.CA.L0, c y d) probeta S.VB.L0, e y f) probeta A.DB.L1
- Fig. 6.25. Comprobación seccional de columnas. N=0. a y b) probetas A.W.L0; c y d) probeta A.C.L0; e y f) probeta S.VB.L0; g, h e i) probeta S.DB.L0
- Fig. 6.26. Comprobación seccional de columnas. N≠0. a, b y c) probetas A.C.L1; d, e y f) probeta A.VB.L1; g, h e i) probeta A.DB.L1; j, k y l) probeta A.VB.L1-R
- Fig. 6.27. Deformaciones de armaduras continuas de vigas. a y b) probeta S.VB.L0, c y d) probeta A.C.L0, e y f) probeta A.DB.L1
- Fig. 6.28. Tensiones tangenciales de armaduras continuas de vigas. a y b) probeta S.VB.L0, c y d) probeta A.C.L0, e y f) probeta A.DB.L1
- Fig. 6.29. Deformaciones de armaduras discontinuas de vigas. a y b) probeta A.CA.L0, c y d) probeta A.DB.L1
- Fig. 6.30. Esquema conceptual del comportamiento del nudo. a) armaduras continuas con adherencia, b) armaduras continuas sin adherencia, c) efecto de la carga gravitatoria en las vigas, d) armaduras discontinuas
- Fig. 6.31. Esquema conceptual del comportamiento del nudo. a) con capiteles, b) con barras verticales, c) con barras diagonales, e) con carga axial en columna



## ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla 3.1. Algunas características de ensayos similares.
- Tabla 3.2. Número y propiedades de los especímenes ensayados.
- Tabla 3.3. Resultado de probetas cilíndricas a los 28 días y el día del ensayo de los nudos viga-columna. Carga axial aplicada sobre las columnas
- Tabla 4.1. Valores de principales resultados. Probetas con vigas simétricas Tipo S.
- Tabla 4.2. Valores de principales resultados. Probetas con vigas asimétricas Tipo A,  $N = 0$ .
- Tabla 4.3. Valores de principales resultados. Probetas con vigas asimétricas Tipo A,  $N \neq 0$ .
- Tabla 6.1. Valor orientativo de las compresiones de las bielas diagonales de los nudos

## NOTACIÓN Y ABREVIATURAS

$A_c$	Área de la sección transversal del soporte de hormigón armado
$A_a$	Área de la sección transversal del angular del refuerzo de la columna
$A_b$	Área de la sección transversal de la barra exterior del refuerzo
$^{\circ}\text{C}$	Grados centígrados
Drift	Desplome entre plantas consecutivas
$E$	Módulo de elasticidad del material considerado
$E_a$	Módulo de elasticidad del angular del refuerzo de la columna
$E_b$	Módulo de elasticidad de la barra exterior del refuerzo
$F$	Fuerza
$f_c$	Resistencia a compresión del hormigón
$H$	Longitud de la columna de la probeta
$L$	Longitud de la viga de la probeta
$M$	Momento flector
$N$	Carga axial
$N_0$	Carga axial de agotamiento de la sección de hormigón
$N_a$	Fuerza axial de los angulares metálicos
$N_b$	Componente vertical de la fuerza axial de las barras exteriores
$T$	Temperatura
$V_c$	Fuerza cortante sobre la columna
$V_1$	Fuerza cortante sobre la viga aplicada por el actuador hidráulico 1
$V_2$	Fuerza cortante sobre la viga aplicada por el actuador hidráulico 2
$\alpha$	Ángulo que forman las barras exteriores con el eje vertical
$\delta$	Desplazamiento

$\delta_c$	Desplazamiento lateral del pilar
$\varepsilon$	Deformación del material considerado
$\varepsilon_a$	Deformación del angular del refuerzo de la columna
$\varepsilon_b$	Deformación de la barra exterior del refuerzo
$\mu\varepsilon$	Deformación del material considerado, expresado en micras
$\nu$	Carga axial normalizada
$\varnothing$	Diámetro de la armadura
FRP	Polímero reforzado con fibras (fibre-reinforced polymers)
HA	Hormigón armado
ICITECH	Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón
LVDT	Captador de desplazamiento (linear variable differential transformer)
SHARAPM	Soporte de hormigón armado reforzado con angulares y presillas metálicas



## **CAPÍTULO 1:**

### **INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS**

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

### 1.1 Introducción

En muchas ocasiones, tras la acción de un sismo, se encuentran escenarios desoladores en los que se produce la pérdida irreversible de vidas humanas y el daño o destrucción total de muchas de nuestras infraestructuras. Al revisar la seguridad de edificios situados en zonas sísmicas, es frecuente encontrar estructuras de hormigón armado que no cumplen con los requisitos mínimos exigidos por la normativa vigente y precisan ser intervenidas para que puedan superar un evento sísmico sin sufrir daños de relevancia.

El refuerzo de estructuras con objeto de reducir su vulnerabilidad es una operación bastante habitual. Se tiene conocimiento de cómo mejorar el comportamiento de elementos aislados como vigas y pilares de hormigón armado (en adelante HA) mediante diferentes técnicas, pero el tratamiento de los nudos viga-columna resulta más complicado. En él se produce una alta concentración de esfuerzos, y la accesibilidad para su intervención es limitada en estructuras existentes.

De entre los daños que se pueden encontrar en las construcciones tras la acción de un sismo, los más críticos suelen ser los producidos en los nudos y en las columnas. Son estos elementos los que sustentan la estructura, y su fallo supone un alto riesgo de colapso (American Concrete Institute 2002, Calavera 2005). Cuando surge la necesidad de reforzar un soporte de HA, las tipologías más habituales consisten en cubrir el soporte mediante camisas de hormigón, metálicas o de materiales compuestos.

La técnica de refuerzo mediante angulares y presillas metálicas (una variante del encamisado metálico continuo, en adelante SHARAPM, “Soportes de Hormigón Armado Reforzados con Angulares y Presillas Metálicas”) ha sido muy empleada en diversos países a nivel mundial, como la República Checa (Cirtek 2001a Cirtek 2001b), Grecia (Dritsos y Palakoutas 1992), Estados Unidos (Oey y Aldrete 1996), Japón (Fukuyama y Sugano 2000) o China (Li et al. 2009). Además, el boletín nº24 de CEB-FIB (2003) analiza diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA de aplicación en zonas con sismicidad elevada, mencionando al refuerzo mediante angulares y presillas como una de las técnicas más idóneas.

No obstante, pese a lo extendido que está el uso del refuerzo de pilares mediante angulares y presillas metálicas, no existen precedentes de estudios rigurosos que traten el comportamiento sísmico del nudo viga-columna cuando la columna es reforzada con dicha técnica.

Considerando la necesidad de su estudio, se planteó la investigación “Estudio experimental y numérico de nudos viga-soporte y losa-soporte en pilares de HA reforzados”, financiada por el

Ministerio de Ciencia e Innovación de España, con cargo al proyecto de investigación BIA 2008-06268. Dicha investigación se desarrolla en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València. Así mismo, la presente Tesis Doctoral se engloba dentro del proyecto de investigación mencionado, y pretende ser continuación al trabajo desarrollado por Gimenez (2007), Adam (2007) y Garzón-Roca (2013).

Llegados a este punto, es necesario señalar que tal y como establece CEB (1983), los conceptos de reparación y refuerzo son distintos, estando el primero dirigido a la devolución del elemento afectado a su estado original, y el segundo al incremento de la capacidad portante del elemento que se refuerza. No obstante, a efectos de esta Tesis Doctoral se va a emplear únicamente el concepto de refuerzo, entendiéndola como aquella actuación que se realiza para incrementar la capacidad resistente de un elemento estructural.

## **1.2 Objetivos**

El objetivo principal de esta Tesis Doctoral es conocer el comportamiento sísmico de nudos interiores viga-columna de estructuras porticadas de HA carentes de detalles dúctiles cuyos pilares se refuerzan con encamisados metálicos, y su respuesta sísmica cuando se realiza un tratamiento de conexión de éstos a través del nudo.

Concretamente, con el propósito de alcanzar este objetivo, se plantea un estudio experimental que tratará de forma pormenorizada los siguientes puntos:

- a) Revisión bibliográfica sobre el refuerzo de soportes de hormigón armado mediante elementos metálicos. De esta manera, se realiza una primera aproximación sobre el comportamiento de este tipo de refuerzo y los mecanismos que intervienen.
- b) Estudio de investigaciones realizadas acerca del comportamiento de nudos con y sin detalles dúctiles, diversas formas de reforzarlos para mejorar su respuesta sísmica y cuáles son las cargas y esfuerzos que actúan sobre los nudos viga-columna.
- c) Determinación de las cargas a aplicar sobre las probetas y la combinación de éstas (si procede) con las cargas gravitatorias de tal modo que los esfuerzos generados sobre los especímenes se aproximen en la medida de lo posible a los esfuerzos reales del elemento dentro del conjunto de la estructura completa, manteniendo siempre coherencia con el armado dispuesto en las vigas.
- d) Descripción del refuerzo planteado en la investigación cuyo objeto es subsanar las deficiencias frente a cargas sísmicas de estructuras porticadas de HA que han sido diseñadas únicamente frente a cargas gravitatorias. Un condicionante importante a la hora de diseñar el refuerzo del nudo es que éste debe ser fácilmente ejecutable en una estructura que esté en servicio, dado que, por lo general, el acceso al mismo para su intervención no resulta sencillo.
- e) Análisis de los resultados obtenidos en el estudio experimental, estudiando la eficacia del refuerzo metálico en su conjunto (columnas y nudo) y las pautas de comportamiento de los

diferentes elementos que constituyen los nudos viga-columna, determinando de este modo la influencia de las variables que intervienen.

### 1.3 Contenido

La estructura de la presente Tesis Doctoral sigue el esquema siguiente:

- Capítulo 1. Introducción y objetivos
- Capítulo 2. Antecedentes y estado del arte
- Capítulo 3. Programa experimental y procedimiento de ensayo
- Capítulo 4. Resultados generales
- Capítulo 5. Análisis de resultados
- Capítulo 6. Modos de fallo y pautas de comportamiento del nudo
- Capítulo 7 – Capitulo 7. Conclusioni e lavoro futuro (Conclusiones y Trabajo Posterior)
- Referencias
- Anejos:
  - Anejo I. Medidas de galgas extensométricas
  - Anejo II. Deformación de armaduras interiores a través del nudo

El Capítulo 1 sirve de introducción general a la presente Tesis Doctoral, planteando los motivos por los que puede resultar necesaria la intervención en estructuras, y comentando los tipos más comunes de refuerzos de soportes de HA. Asimismo, también se incluyen aquí los objetivos que se persiguen con la realización de este trabajo.

El Capítulo 2 presenta el estado del arte relativo al refuerzo de soportes de HA, analizando en detalle el caso de los refuerzos ejecutados mediante angulares y presillas metálicas. Se estudian además los diversos mecanismos que intervienen en el incremento de la capacidad portante de los SHARAPM.

El Capítulo 3 recoge el programa experimental realizado, comentando justificadamente las ideas principales sobre su diseño desde un punto de vista crítico, sirviendo como base de comparación frente a otros ensayos experimentales o para el diseño de futuros ensayos.

En el Capítulo 4 se presentan los resultados generales de las probetas ensayadas, comparando la influencia de los diferentes factores considerados en el programa experimental en términos de resistencia, ductilidad, energía y rigidez.

El Capítulo 5 incluye el análisis de las medidas obtenidas por la instrumentación utilizada en los ensayos y, a partir de ellas, se comenta la respuesta de las armaduras interiores de las probetas y de los refuerzos metálicos.

Basándonos en el estudio realizado en el Capítulo 4 y 5, en el Capítulo 6 se recogen los modos de fallo detectados en las probetas ensayadas y las pautas de comportamiento que tienen lugar en el nudo y en su interfaz con las columnas y vigas.

Finalmente, el Capítulo 7 recoge las principales conclusiones extraídas del estudio desarrollado. Se expone asimismo la aportación original que el presente trabajo realiza a la comunidad científica, y se realiza una propuesta de nuevas y futuras investigaciones que podrían continuar el trabajo aquí desarrollado.

Se incluyen dos anejos (en CD) en los que se presentan todos los datos obtenidos de los ensayos experimentales a partir de la instrumentación de las probetas que, por claridad expositiva, se ha preferido no incluir dentro de los capítulos. Estos datos constituyen la base a partir de la cual se desarrolla el análisis de los resultados experimentales.

#### **1.4 Mención de “Doctor Internacional”**

El Artículo 22 del R.D. 1393/2007 de 29 de octubre, que regula la obtención de la mención de “Doctor Internacional”, exige entre otros aspectos, que “parte de la tesis doctoral, al menos el resumen y las conclusiones, se haya redactado y sea presentado en una de las lenguas habituales para la comunicación científica en su campo de conocimiento, distinta a cualquiera de las lenguas oficiales en España”. Por ello, y con objeto de obtener dicha mención, el Capítulo 7 correspondiente a las conclusiones y trabajo posterior, ha sido redactado en lengua italiana.





## **CAPÍTULO 2:**

### **ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE**

## **CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE**

### **2.1 Introducción**

Cuando surge la necesidad de reforzar un soporte de HA, el empleo de encamisados metálicos es una de las técnicas de refuerzo más comunes (Tamai et al., 2000). Dentro de éstos, una de las variantes más empleada en España es el refuerzo mediante angulares y presillas metálicas. Tal y como indican Wu et al. (2006), un refuerzo de este tipo es plenamente efectivo para incrementar la resistencia y ductilidad de un soporte de HA.

Esta técnica de refuerzo ha sido muy empleada en diversos países europeos, pudiendo citar que en la República Checa se realizaron hasta el año 2000 más de 5000 refuerzos de este tipo (Cirtek, 2001a). También se empleó de manera generalizada en Grecia después del terremoto de Kalamata de 1986 (Wu et al., 2006). Se tiene incluso constancia de que esta técnica fue empleada en Japón con el objeto de reforzar soportes de HA afectados por la acción de un sismo (Fukuyama y Sugano, 2000) y también se empleó para reparar edificios dañados tras el terremoto de 1985 en México (Foutch et al., 1989). Además, el boletín nº24 de CEB-FIB (2003) analiza diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA de aplicación en zonas con sismicidad elevada, mencionando al refuerzo mediante angulares y presillas como una de las técnicas más idóneas.

Tal y como indican Adam (2007), Giménez (2007) y Adam et al. (2009b), el número de investigaciones que estudian esta técnica de refuerzo es reducido en comparación con las investigaciones relacionadas con otras técnicas.

En este Capítulo se pretende establecer los antecedentes de partida que motivan el desarrollo de la presente Tesis Doctoral, así como describir las características más importantes de un refuerzo con angulares y presillas. Se estudian los diferentes mecanismos que intervienen en el incremento de la resistencia, ductilidad y rigidez, y se presenta un resumen del conocimiento actual sobre el comportamiento de SHARAPM.

### **2.2 Antecedentes**

En esta apartado se comentan los antecedentes que existen sobre la investigación, como son: los daños que se producen en algunas construcciones tras ser afectadas por terremotos, las técnicas más empleadas para el refuerzo de columnas de HA, y las investigaciones realizadas sobre nudos.

### **2.2.1 Daños en estructuras producidos por terremotos**

En las últimas décadas se han podido observar numerosos daños en estructuras de HA tras la acción de un sismo, llegando a dejar fuera de servicio a la estructura o incluso al colapso repentino. Según autores que han estudiado estructuras de HA dañadas tras terremotos (Mohele y Mahin, 1991; Saatcioglu M. et al., 2001; Sezen, 2003; Dogangún A., 2004; Ghobarah A. et al., 2006; Arslan, 2006; Kim y Elnashai, 2009), las principales causas que provocan el fallo estructural durante un sismo son: diferencias de rigidez entre elementos estructurales o entre plantas (viga fuerte-pilar débil, planta débil), existencia de columnas cortas, insuficiencia de armado transversal en la zona del nudo o en extremos de las vigas y de las columnas, y la discontinuidad de elementos verticales (Figura 2.1).

### **2.2.2 Técnicas de refuerzo empleadas en columnas**

De la variedad de tipologías de refuerzo para columnas de hormigón armado planteadas a lo largo de la historia, son tres las más empleadas en la actualidad (Figura 2.2): recercados de hormigón (Ramírez y Báracena, 1975; del Río y Ortiz, 1991; Braci et al., 1995; Fukuyama et al., 2000), materiales compuestos FRP (Teng et al., 2002; Parvin y Wang, 2001; Li B. and Chua GHY, 2009; Lee W.T. et al., 2010; Pantelides et al., 2008; Realfonzo R. and Napoli A., 2009) y encamisados metálicos (Uy, 2002; Calderon et al., 2009). Según Adam 2009b, la técnica de refuerzo más estudiada es la que emplea materiales compuestos, esta tendencia sigue en la actualidad y la mayoría de los trabajos publicados sobre refuerzos de columnas estudian dicha técnica (Dalalbashi et al., 2012; Akguzel and Pampanin, 2012). Sin embargo, el empleo de angulares y presillas metálicas se ha empleado en numerosas ocasiones para el refuerzo de estructuras, tal como indican Wu et al. (2006) un refuerzo de este tipo es plenamente efectivo para incrementar la resistencia y la ductilidad de un soporte de HA. Además, el boletín nº 24 de CEB-FIB (2003) analiza diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA de aplicación en zonas con sismicidad elevada, mencionando que el refuerzo mediante angulares y presillas es una de las técnicas más idóneas.

### **2.2.3 Estudio sobre nudos vigas columna**

De acuerdo American Concrete Institute (2002), cuando se refuerza un soporte en una estructura, un aspecto de suma importancia es el tratamiento del nudo viga-soporte (o forjado-soporte). Esto es así, ya que en numerosas ocasiones esta es la zona que condiciona el comportamiento del soporte reforzado.

Varios informes sobre los terremotos en Tehuacan (México) de 15-06-1999 (EERI 1999a), Atenas (Grecia) de 7-09-1999 (EERI 1999b), y Chi-Chi (Taiwán) de 21-09-1999 (EERI 1999c) muestran que los terremotos causaron daños en los nudos. Muchos de los daños severos y/o colapso observados en los edificios de hormigón armado durante sismos, tales como por ejemplo: Asnam (1980) México (1985), San Salvador (1986) y Loma Prieta (1989), entre otros, fueron producidos por el fallo de las conexiones viga-columna (Paulay y Priestley, 1992).

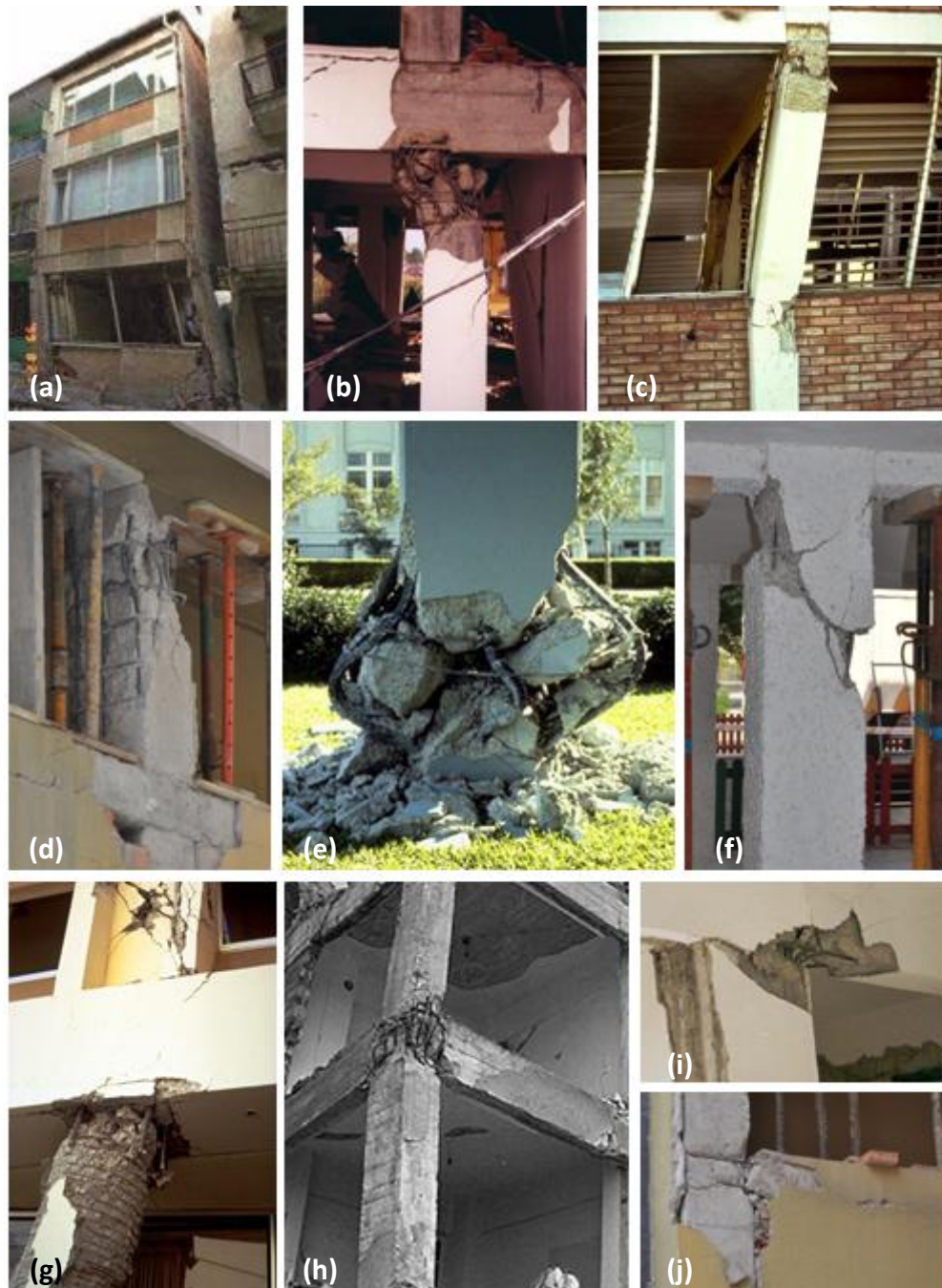


Fig. 2.1. Edificios de HA afectados por terremotos. a) desplome de planta baja en piso débil, Izmit, Turquía 1999 (Bonett RL, 2003); b) mecanismo de fallo viga fuerte-columna débil, Kocaeli, Turquía 1999. (Saatcioglu M et al., 2001); c) fallo de columna corta provocado por los cerramientos ([www.proteccioncivil.org](http://www.proteccioncivil.org)); d) fallo de columna corta, Lorca 2011; e) falta de confinamiento en columna ([www.proteccioncivil.org](http://www.proteccioncivil.org)); f) rotura por cortante en columna, Lorca 2011; g) falta de continuidad de armado en columnas ([www.proteccioncivil.org](http://www.proteccioncivil.org)); h) fallos en nudo viga-columna (Sezen et al., 2003); i) falta de confinamiento en extremo de viga (Arslan MH, 2006); j) fallo de anclaje armadura de vigas, Lorca 2011.

Los primeros estudios sobre el comportamiento de nudos en estructuras de HA frente a acciones sísmicas datan de los años 60. En estas primeras investigaciones se estudiaba el nudo de forma aislada (Hanson and Connor, 1967; Meinheit and Jirsa, 1981; Durrani and Wight, 1982; Paulay and

Park, 1984), el cual podía deformarse libremente, sin incluir las restricciones de deformación que sufre el nudo dentro de la estructura completa. En la década de los 90 se empezaron a realizar ensayos experimentales sobre partes de estructura que contemplaban columnas, vigas y su elemento de entronque, el nudo (Beres et al., 1996).

Otras investigaciones están orientadas a mejorar el comportamiento sísmico de los nudos para estructuras de nueva construcción, en las que se realizan ensayos con nuevas disposiciones de armaduras en la zona del nudo (Au F. et al., 2005; Hakuto SH. Et al., 2000; Zaid S. et al., 1999; Xilin Lu et al., 2012) o incluso con el empleo hormigones especiales (Shannag MJ et al., 2005).

Y por último tenemos los nudos que son reforzados con el objeto de mejorar su comportamiento sísmico. En este último grupo se podría hablar de dos variantes, ya que en algunos casos primero se aplica el refuerzo antes de someterlo al ensayo (Mukherjee A. and Joshi M., 2004; Prota A. et al., 2000; Prota A. et al., 2004; Pantelides CP et al., 2008; Lee WT et al., 2010), y en otros casos primero se ensaya el elemento original y después se refuerza para ser re-ensayado (French et al., 1990; Beres A. et al., 1992; Kazem et al., 2012), estudiando así la eficacia de la intervención.

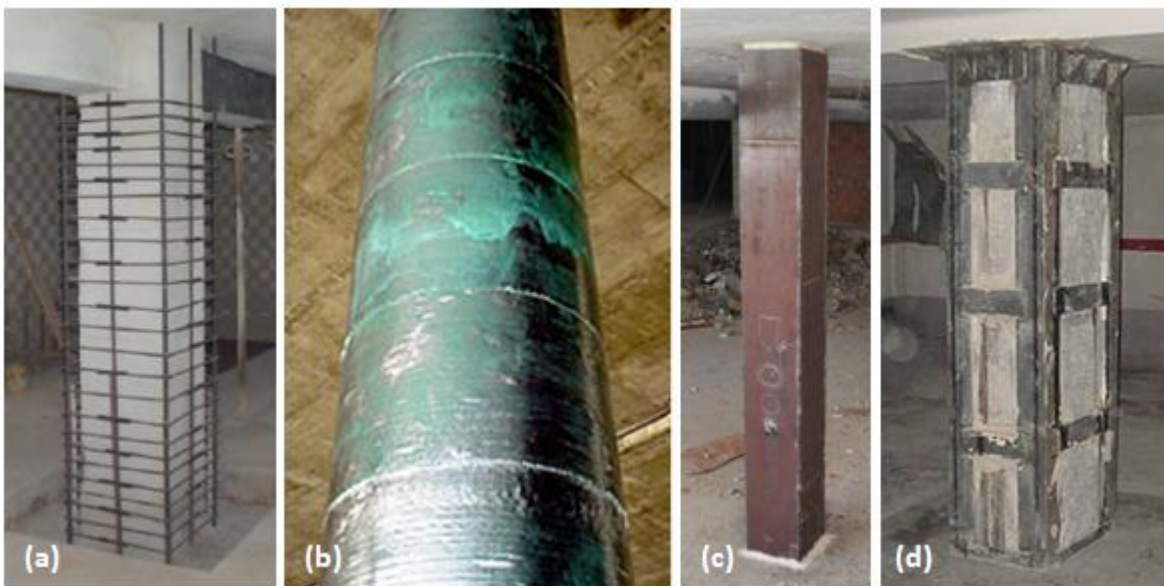


Fig. 2.2. Técnicas principales empleadas para el refuerzo de columnas. a) recercados de hormigón, b) materiales compuestos FRP, c) encamisado metálico con chapa continua, d) encamisado metálico con angulares y presillas

### **2.3 Características de los refuerzos con angulares y presillas metálicas**

El empleo de acero para reforzar elementos de HA es un método clásico muy extendido por todo el mundo. Se tiene constancia de investigaciones sobre el empleo de acero para reforzar vigas ya por los años 60 y 70 en Francia (L'Hemite, 1967; Bresson, 1971), así como en Sudáfrica (Dussek, 1974). Este método ha resultado ser muy efectivo, al proveer al hormigón de la columna de un confinamiento lateral que incrementa la ductilidad y la resistencia de éste frente a esfuerzos axiales, flectores y cortantes (del Río y Ortiz, 1991; Li et al., 2002; Uy, 2002).



La técnica consiste en colocar un angular metálico en cada una de las cuatro esquinas de la columna, y posteriormente soldar entre ellos unas presillas metálicas (Figura 2.2d). Para asegurar una buena adherencia entre el refuerzo y el soporte original, previamente a la colocación de los elementos metálicos se debe incorporar una capa de mortero de cemento o de resina epoxi.

El uso de esta técnica está muy extendido desde hace mucho tiempo, sin embargo las investigaciones llevadas a cabo sobre su comportamiento no se han realizado en profundidad hasta hace pocos años. Sin embargo, actualmente casi no existen investigaciones que analicen el comportamiento de los angulares y presillas metálicas frente a cargas cíclicas, y casi nulas en las que se ha tenido además en consideración el nudo. La falta de estudios y el gran empleo de esta técnica justifican la necesidad de profundizar en su comportamiento.

### 2.3.1 Mecanismos que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM

El comportamiento de los SHARAPM se rige por tres mecanismos principales: el confinamiento proporcionado al hormigón, la transmisión directa de las cargas entre forjados y angulares metálicos por medio de posibles capiteles, y la transmisión de carga al angular a través del rozamiento entre éste y la columna. Los siguientes apartados tratarán los tres mecanismos resistentes mencionados.

#### 2.3.1.1 Confinamiento

El confinamiento en un SHARAPM se produce cuando la sección de la columna se deforma transversalmente por el efecto Poisson cuando ésta es sometida a esfuerzos de compresión. Estas deformaciones de dilatación son coartadas en parte por el refuerzo en función de su rigidez, y generan unas tensiones perpendiculares al eje de la columna.

Dado que el refuerzo no es continuo en altura, tampoco es uniforme el confinamiento a lo largo de todo el soporte, sino que el efecto se concentra en las zonas de presillas, y es menor conforme nos alejamos de ellas (Figura 2.3).

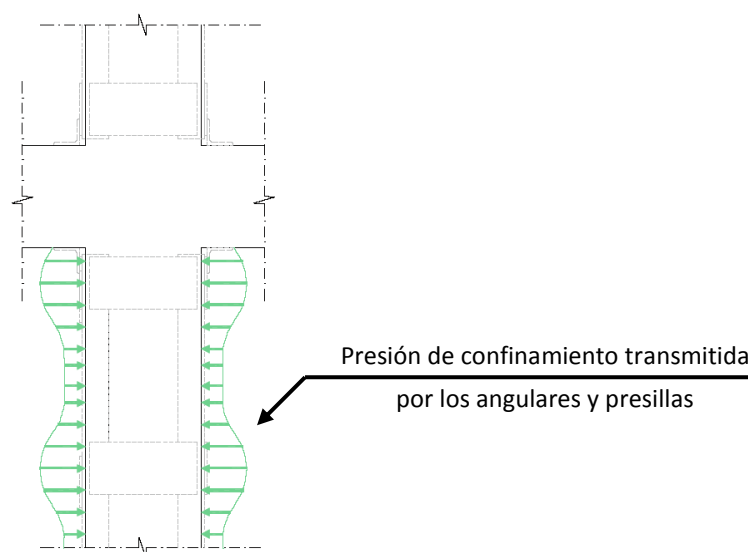


Fig. 2.3. Confinamiento en altura impuesto por el refuerzo en un SHARAPM (Adam, 2007)

### 2.3.1.2 Transmisión por tensiones rasantes

Como consecuencia de la existencia de rozamiento entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo, una parte de la carga aplicada en los extremos se transmitirá al refuerzo a través de la fricción entre ambos materiales.

El contacto entre el acero y el hormigón se asegura mediante la disposición de una interfaz de mortero entre los elementos del refuerzo y el soporte, el cual puede ser de base epoxi o de cemento (Figura 2.4).

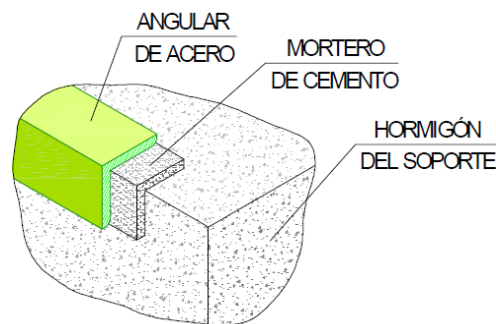


Fig. 2.4. Interfaces acero-mortero-hormigón en que se produce la transmisión por tensiones rasantes (Adam, 2007)

El confinamiento proporcionado por el refuerzo genera unas tensiones perpendiculares sobre la columna que benefician la fricción y hace más efectivo el mecanismo de transmisión por tensiones rasantes. Por ello, como indica Adam et al. (2006), las condiciones de ejecución influyen en el coeficiente de rozamiento.

De forma simplificada se puede considerar que la transmisión de tensiones tangenciales se realiza de forma exclusiva en las secciones con presillas, y que, entre ellas, las tensiones rasantes se mantienen uniformes (Giménez, 2007; Calderón, 2009), tal y como se muestra en la Figura 2.5. Por este motivo, la zona de mayor concentración de tensiones rasantes será siempre los extremos del soporte, donde la carga aún no ha comenzado a ser transferida al refuerzo.

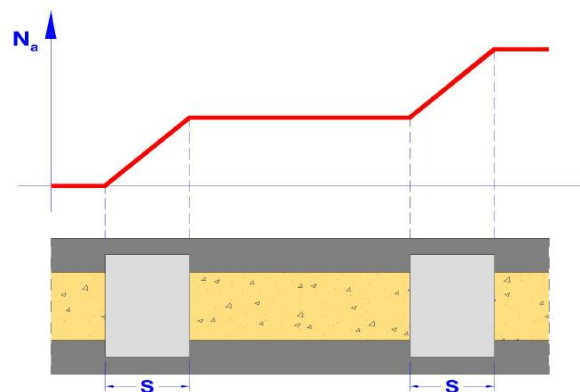


Fig. 2.5. Transmisión de carga a los angulares del refuerzo a través de las presillas (Giménez, 2007; Calderón, 2009)

### 2.3.1.3 Transmisión directa

Si se dota a los extremos del refuerzo de unos capiteles metálicos, entonces es posible que parte de las cargas que recibe el soporte a través del nudo se transfieran de forma directa al refuerzo, tal y como se aprecia en la Figura 2.6. De esta forma las secciones de hormigón de los extremos de la columna reciben menor carga.

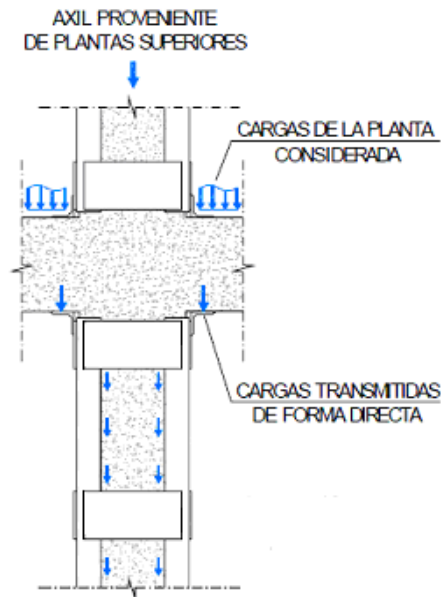


Fig. 2.6. Transmisión directa de tensiones del nudo viga-soporte al refuerzo metálico (Adam, 2007)

Los capiteles deben estar en contacto con la viga (o el forjado en su caso) y a su vez soldados al refuerzo, de forma que sea posible compatibilizar las deformaciones entre el refuerzo y el soporte. Además, es recomendable que los capiteles se suelden sobre la última presilla del refuerzo, pues se observa que de este modo el confinamiento en los extremos aumenta y mejora el comportamiento del SHARAPM (Adam et al., 2007b; Giménez, 2007). Del Río y Ortiz (1992) destaca la importancia de un buen diseño del capitel en cuanto a la rigidez y a la resistencia.

Otro aspecto a tener en cuenta en el diseño del capitel, es la posible afección que pueda tener sobre las vigas que llegan al nudo, ya que pueden provocar una concentración de tensiones en esta zona que origine una rotura frágil de la viga. Este aspecto fue analizado por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1996), Fernández (1994), Regalado (1999) y Ruiz et al. (2000).

## 2.4 Investigaciones llevadas a cabo sobre SHARAPM

Conocidas las características y el empleo de este tipo de refuerzos, se procede a continuación a repasar las principales investigaciones realizadas hasta la fecha, que son:

- a) Los estudios experimentales de Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996), sobre SHARAPM sometidos a compresión centrada, desarrollados en España.



- b) Los estudios analíticos y experimentales de Cirtek (2001a; 2001b), sobre SHARAPM sometidos a compresión centrada, desarrollado en la República Checa.
- c) Los estudios experimentales de Corinaldesi y Moriconi (2006), sobre nudos exteriores en SHARAPM sometidos a cargas cíclicas, desarrollados en Italia.
- d) Los estudios experimentales y numéricos de Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007) y Giménez et al. (2009a; 2009b), sobre nudos en SHARAPM sometidos a compresión centrada, llevados a cabo en España.
- e) El estudio experimental de Adam (2007) y Adam et al. (2008a; 2008b), sobre nudos en SHARAPM sometidos a compresión, realizados en España.
- f) El estudio experimental de Montuori y Piluso (2009), sobre SHARAPM sometidos a flexocompresión, realizado en Italia.
- g) El estudio experimental de Li et al. (2009), sobre nudos en SHARAPM sometidos a flexocompresión cíclica, efectuado en la República China.
- h) El estudio experimental de Nagaprasad (2009), sobre SHARAPM sometidos a flexocompresión cíclica, realizado en la India.
- i) Los trabajos de Badalamenti et al. (2010) y Campione (2012a; 2012b; 2013), sobre SHARAPM sometidos a flexocompresión, efectuados en Italia.
- j) Los estudios experimentales y numéricos de Garzón-Roca et al. (2011a; 2011b; 2012) y Jørgensen et al. (2013), sobre nudos en SHARAPM sometidos a flexocompresión, desarrollados en España.

#### **2.4.1 Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996)**

El trabajo del profesor Ramírez puede considerarse pionero a nivel mundial en lo que al estudio de los SHARAPM se refiere. En sus investigaciones se estudió el comportamiento de soportes reforzados mediante recrecidos de hormigón y reforzados con angulares y presillas metálicas bajo carga axil. A continuación se analizan los soportes reforzados con la segunda de las técnicas. Cabe señalar que las presillas fueron calentadas antes de su colocación para que éstas proporcionasen un pre-confinamiento sobre la columna al perder temperatura.

Se ensayaron tres tipos refuerzos en los soportes (Figura 2.7):

- a) *Refuerzo A*: angulares y presillas dispuestos directamente sobre el soporte con una ejecución similar a la que se ha expuesto en los apartados anteriores.
- b) *Refuerzo B*: el recubrimiento del soporte se pica, se introducen conectadores metálicos y se rellena con mortero de resina epoxi; tras esto se procede al refuerzo con angulares y presillas.

- c) *Refuerzo C*: se atraviesa la parte superior del soporte con un perfil metálico en doble T (el relleno de la zona atravesada se realiza con resina epoxi) y se refuerza con angulares y presillas.

La investigación se dividió en dos fases. La primera de las tipologías (Refuerzo A), corresponde con la primera fase de ensayos (Ramírez y Bárcena, 1975), y las otras dos tipologías (Refuerzo B y Refuerzo C) se realizaron en la segunda fase (Ramírez et al., 1977). En ambos casos, se ensayó además un soporte sin reforzar para que sirviera de referencia.

En los tres tipos de probetas la rotura ocurría en la cabeza superior. No obstante, mientras que en el “Refuerzo A” la rotura se producía debido a las tensiones tangenciales provocadas por el capitel sobre la cabeza de hormigón que simulaba el nudo viga-soporte, en los otros dos casos el agotamiento era consecuencia de la expansión del nudo originada por la compresión aplicada por la prensa.

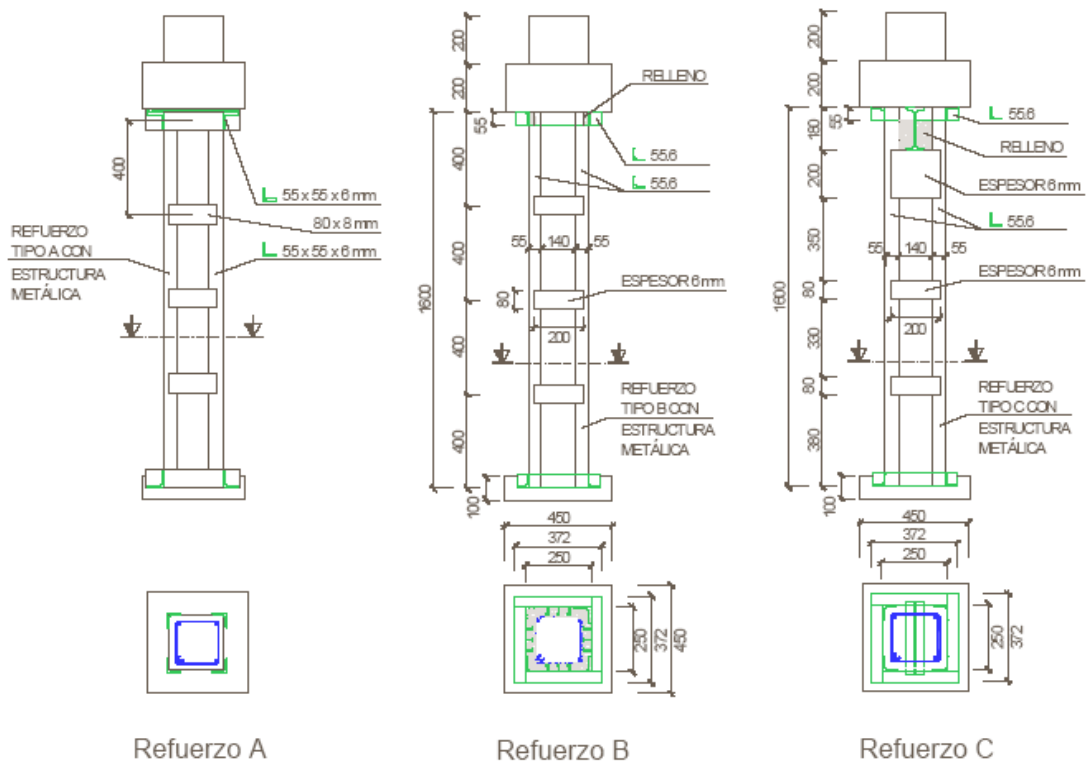


Fig. 2.7. Tipologías de refuerzo de los soportes (cotas en mm) ensayados por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1996)

A la vista de los resultados, la mayor eficacia se obtuvo con el Refuerzo C aunque tal y como señala Ramírez et al. (1996) presenta un elevado coste de ejecución, además de ocasionar riesgos estructurales durante el montaje del refuerzo debido al cajado que es necesario realizar para poder insertar el perfil metálico.

El refuerzo más económico es el primero (Refuerzo A) que además presenta una eficacia elevada y es precisamente la tipología de refuerzo de soportes de HA más empleada en el ámbito español. Con

esta investigación queda también de manifiesto la importancia de estudiar con detalle el nudo viga-soporte.

### 2.4.2 Cirtek (2001a; 2001b)

Hace unos años, el profesor Cirtek de la Brno University of Technology de la República Checa llevó a cabo una investigación para estudiar el funcionamiento de los SHARAPM sometidos a compresión centrada. Se ensayaron 39 unidades, de las cuales 5 se ensayaron sin reforzar, de forma que sirvieran como probetas de referencia.

En el estudio se plantearon dos tipologías de refuerzo con angulares y presillas: en la primera de ellas los angulares eran continuos, de la forma que se viene exponiendo en los apartados anteriores; en la segunda tipología los angulares eran discontinuos y sólo se localizaban en las secciones con presillas. La Figura 2.8 ilustra los dos tipos de refuerzo planteados. Para nuestro propósito, solamente se describe el refuerzo continuo por ser el más empleado.

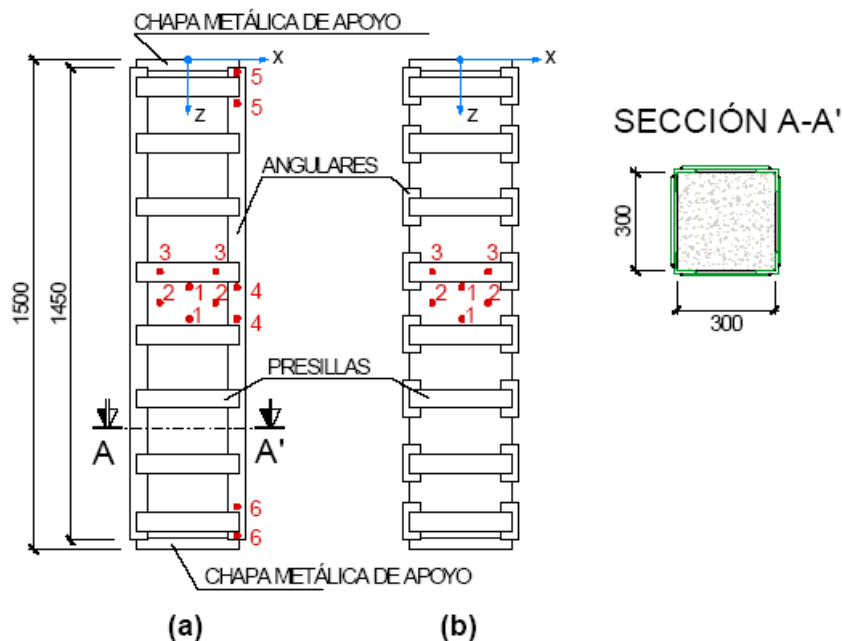


Fig. 2.8. SHARAPM (cotas en mm) ensayados por Cirtek (2001a; 2001b)

En esta investigación se estudió la influencia que tenían los siguientes factores en la carga última:

- El efecto que del precalentamiento de las presillas previo a su soldadura con los angulares.
- La dimensión de los angulares y las presillas.
- La separación entre presillas.

En todos los casos se observó que la rotura de los soportes se iniciaba en los extremos, prologándose hacia el centro de los mismos. Asimismo se detectó que en el momento del agotamiento se producía el deslizamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte. En cualquier caso, se obtenía un incremento en la carga última y en la deformación última de los soportes reforzados al compararlos con los soportes de referencia.

Comparado con los ensayos de Ramirez y Bárcena (1975), Cirtek reduce la separación a la mitad o incluso a menos; esto lleva a que la eficacia del refuerzo aumente debido a que el confinamiento es mayor y además se produce de forma más distribuida. Otro aspecto que llama la atención de los resultados es que conforme aumenta la dimensión del perfil, se reduce la eficacia del refuerzo; la capacidad del soporte reforzado no aumenta proporcionalmente a la sección de los angulares dispuestos. Cabe señalar que en estos ensayos los angulares se soldaban en sus extremos a las chapas sobre las que se aplicaba la carga axial, por tanto no reproduce fielmente la realidad.

Posteriormente al estudio experimental, Cirtek (2001b) realizó un análisis mediante elementos finitos para realizar un estudio paramétrico basado en la influencia de los siguientes factores:

- Separación entre presillas.
- Sección transversal de las presillas.
- Dimensión de los angulares.
- Calidad del hormigón.
- Forma de la sección transversal.
- Tamaño máximo del árido en el hormigón del soporte.
- Historial de cargas del soporte.
- Precalentamiento de las presillas.
- Armadura longitudinal del soporte.

Una de las conclusiones interesantes de este autor es la relativa al precalentamiento de las presillas. Si bien afirma que dentro del rango  $0 \leq T \leq 210$  °C se mejora el comportamiento del refuerzo, también indica que si la temperatura es excesiva existe el riesgo de ocasionar fisuras microscópicas en el hormigón del soporte. Por otro lado, señala que también es posible que al precalentar las presillas se provoque la plastificación temprana del refuerzo de acero.

### **2.4.3 Corinaldesi V y Moriconi G (2006)**

El trabajo de Corinaldesi y Moriconi forma parte de un amplio estudio relacionado con el comportamiento estructural de hormigones preparados mediante la sustitución de áridos naturales por áridos reciclados procedentes de la demolición de edificios. Se fabricaron para ello varios nudos viga-columna y fueron ensayados bajo carga cíclica. Además, con el objetivo de evitar el fallo en el nudo, propusieron un refuerzo en él con elementos metálicos como muestra la Figura 2.9.

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

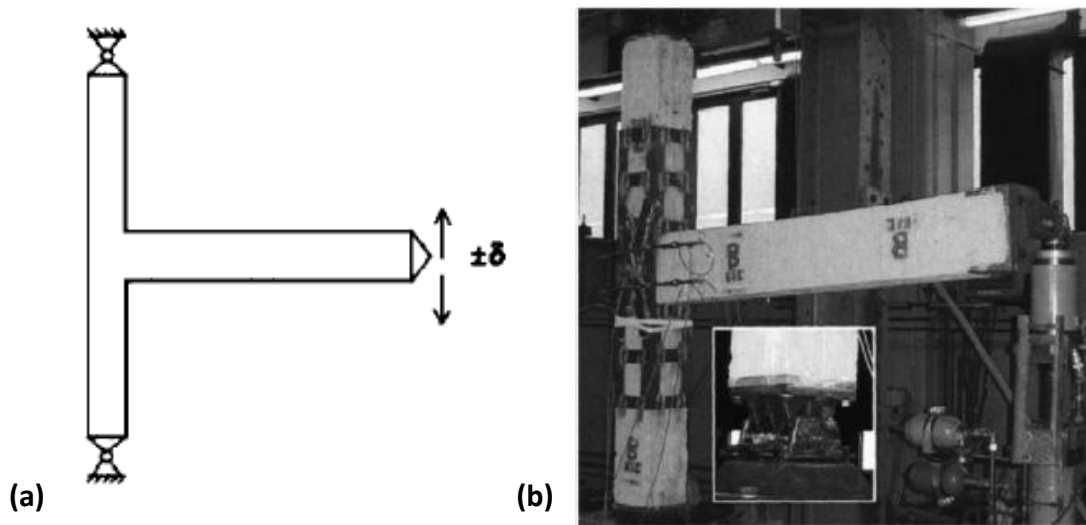


Fig. 2.9. Estudio experimental de Corinaldesi V y Moriconi G (2006). a) acciones cíclicas sobre probetas, b) refuerzo de nudo viga-columna aplicado.

El objetivo del refuerzo en la investigación consistía en trasladar el fallo del nudo fuera del nudo, consiguiendo de este modo un comportamiento más dúctil. En la Figura 2.10 puede observarse el estado de las probetas tras el ensayo. Para las probetas no reforzadas la rotura se producía en el nudo y para las probetas reforzadas la rotura se producía en el extremo de la viga.

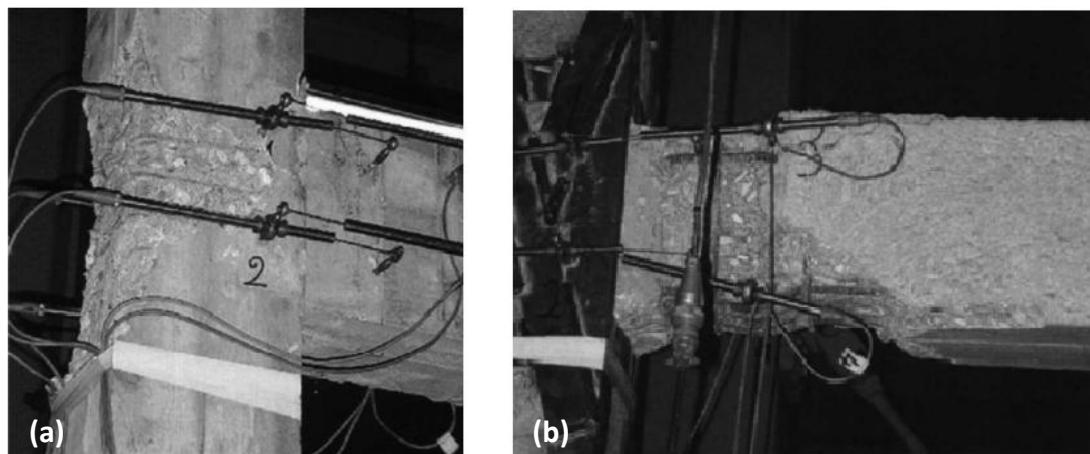


Fig. 2.10. Roturas tras ensayos (Corinaldesi V y Moriconi G, 2006). a) rotura en nudo de probeta testigo. b) rotura en extremo de viga en probeta reforzada

#### 2.4.4 Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007) y Giménez et al. (2009a; 2009b)

Con el fin de mejorar el conocimiento de los SHARAPM, en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia se desarrolló un estudio experimental y numérico sobre el refuerzo bajo esfuerzos axiales.

La parte experimental se dividió en dos etapas, ensayándose un total de 26 soportes. En los extremos de éstos se ejecutaron unos elementos de mayor dimensión para simular el entronque del soporte con el nudo viga-soporte, los cuales se armaron fuertemente para evitar que los ensayos quedaran condicionados por una rotura temprana en esta zona.

Se plantearon 13 tipologías de probetas, según Figuras 2.11 y 2.12. El diseño de cada una de ellas se llevó a cabo según las siguientes premisas:

- Conocer la forma en que intervienen los diferentes mecanismos de comportamiento.
- Revisar la práctica constructiva habitual española.
- Estudiar la diferencia entre emplear como interfaz un mortero de cemento o de epoxi.
- Estudiar el efecto que tiene la descarga del soporte previo al refuerzo (para ello se cargaban los soportes sin reforzar al 65% de su carga última y luego se reforzaban manteniendo la carga o descargado, según el caso).
- Observar las diferencias en el comportamiento del refuerzo, si éste consta o no de capiteles.
- Determinar la mejora que se produce en el refuerzo si se incorpora una presilla adicional en los extremos del soporte.

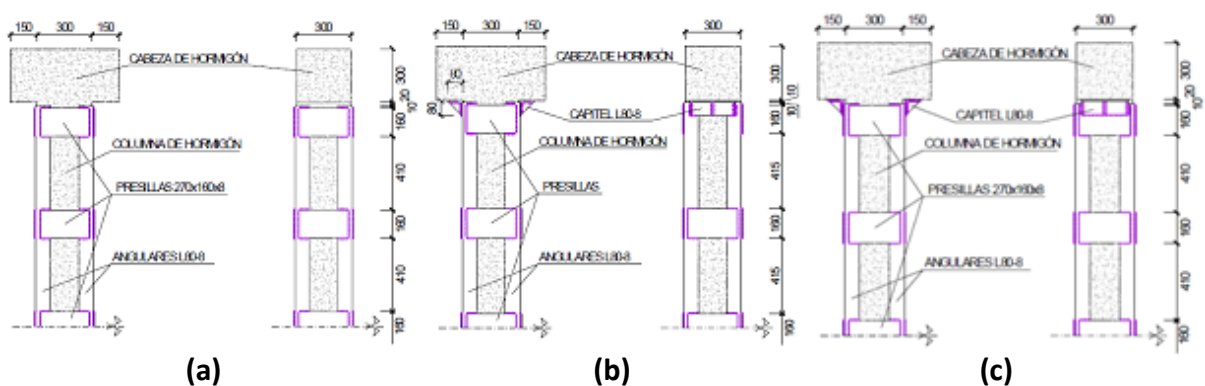


Fig. 2.11. Refuerzo de los soportes ensayados a compresión centrada con 5 presillas: a) probetas ADa, AC, ADb y MEAD; b) probetas BD y BC; c) probeta MEBD (adaptada de Adam, 2007)

*Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas*

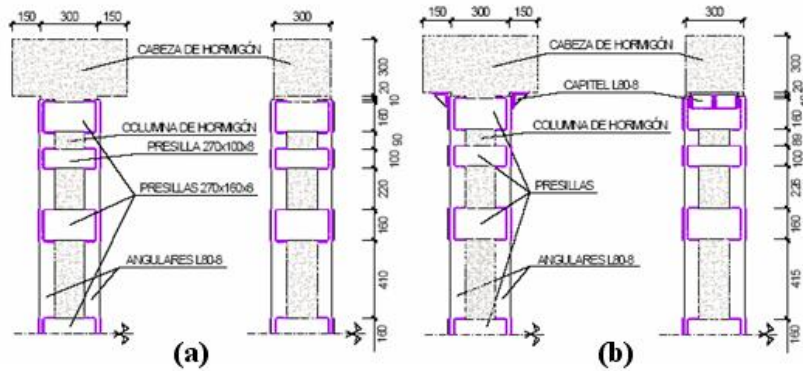


Fig. 2.12. Refuerzo de los soportes ensayados a compresión centrada con 7 presillas: a) probetas PAC y PAD; b) probetas PBC y PBD (adaptada de Adam, 2007)

En la Figura 2.13 se muestran unas imágenes de la rotura de una de las probetas ensayadas, concretamente una sin capitel, en la que el agotamiento se produjo en uno de los extremos del soporte entre las dos últimas presillas.

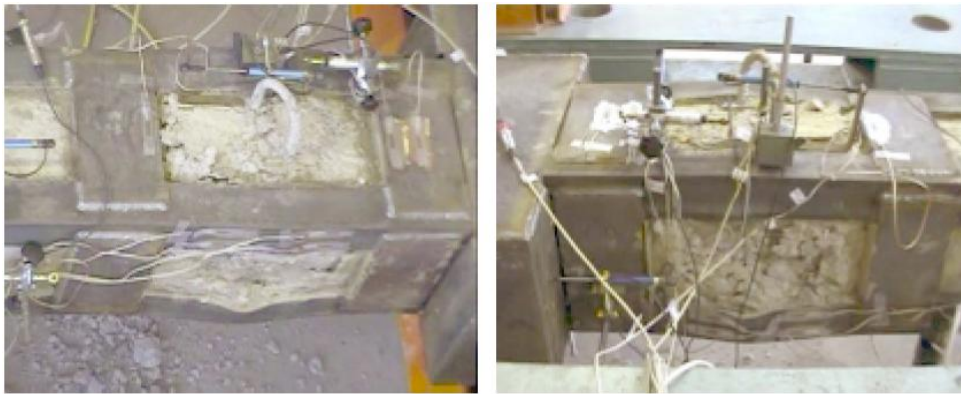


Fig. 2.13. Imágenes de la rotura de una de las probetas ensayadas (Giménez, 2007)

Posteriormente a los ensayos experimentales se llevó a cabo una modelización numérica mediante elementos finitos, realizando asimismo un estudio paramétrico en el que se estudiaron los siguientes factores:

- Eliminación o no de la presilla bajo el capitel.
- Dimensión de los angulares.
- Límite elástico del acero.
- Resistencia a compresión (uniaxial) del hormigón.
- Dimensión de las presillas.
- Colocación de presillas adicionales en los extremos.
- Variación en el coeficiente de rozamiento entre el mortero y el acero del refuerzo.
- Influencia de la separación inicial del capitel de la viga, como consecuencia del enfriamiento del capital tras ser soldado.
- Forma del soporte (ratio lado mayor/lado menor).
- Influencia del confinamiento.

La Figura 2.14 recoge los modos de fallo detectados en los modelos numéricos: plastificación de primer tramo de angulares; plastificación de los angulares en el tramo central; y plastificación de la primera presilla. En estas imágenes tan sólo se muestra el refuerzo metálico, y debido a la doble simetría de las probetas sólo se modelizó un cuarto ésta. Por esa razón, las imágenes sólo recogen el refuerzo de una esquina de soporte, desde el nudo hasta el centro de la probeta.

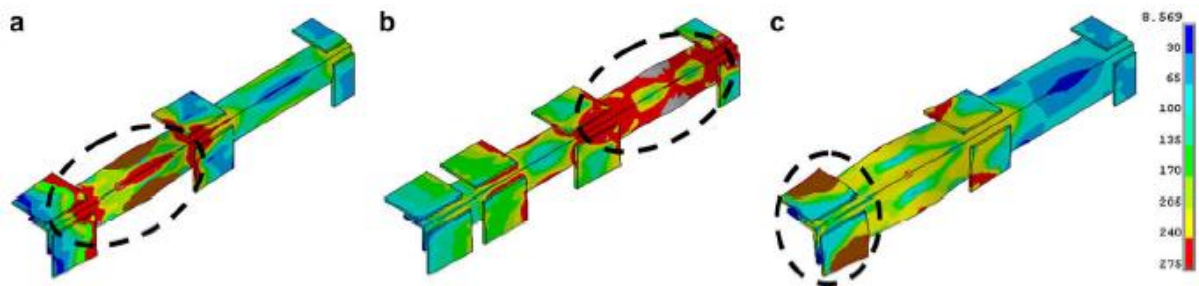


Fig. 2.14. Modos de fallo observados en el refuerzo metálico en los modelos de elementos finitos (se muestran la tensión de von Mises). a) plastificación del primer tramo de angular; b) plastificación del angular en el tramo central (nótese la disposición de una presilla adicional); c) plastificación de la primera presilla (Adam et al., 2009b)

Una vez completado el estudio experimental y numérico, se extrajeron las siguientes conclusiones:

- a) Se observa un considerable incremento en la carga última en comparación con las probetas sin reforzar. Asimismo, el acortamiento de la columna en rotura es mucho mayor.
- b) A partir de un cierto nivel de carga se produce el deslizamiento entre el mortero y el acero en los extremos del soporte.
- c) No existe diferencia apreciable entre emplear mortero de epoxi o de cemento.
- d) El estado tensional de las presillas es elevado, lo que indica que efectivamente el refuerzo confina la columna.
- e) Disponer una presilla adicional en los extremos mejora de forma considerable el comportamiento, aumentando el efecto de confinamiento del refuerzo, mejorando los mecanismos de transmisión directa y los mecanismos por tensiones tangenciales, y elevando tanto la carga última como el acortamiento en rotura.
- f) La rotura de las probetas ocurre en los extremos; si se dispone la presilla adicional, la rotura se traslada hacia la zona central.
- g) Descargar el soporte previo a su refuerzo mejora el comportamiento, pero este efecto es muy reducido.
- h) El agotamiento del refuerzo se produce en general por la plastificación de los angulares o las presillas de los extremos.
- i) Cuando al disponer capiteles se eliminan las presillas de los extremos, el refuerzo es menos eficaz.
- j) Cuanto mayor es el calibre de los angulares menor es la eficacia del refuerzo, pero mayor es la carga última y la ductilidad.
- k) Aumentar el límite elástico del acero no resulta eficaz.



- l) Cuanto mayor es la dimensión de las presillas, mejor es el reparto de cargas entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte; asimismo, la carga última y la eficacia también se incrementan.
- m) Si se no se disponen capiteles, la eficacia del soporte es muy sensible al valor del coeficiente de rozamiento, incrementándose cuanto mayor es éste. Por el contrario, el valor del rozamiento es poco importante en SHARAPM que incorporen capiteles.

También en esta investigación se presenta una propuesta de cálculo para un SHARAPM sometido a compresión simple (Calderón et al., 2009), en la cual se asume que la transmisión del esfuerzo rasante se produce sólo en las secciones con presillas (del modo que se indicó en el *Apartado 2.3.1.2* y en la Figura 2.5).

#### **2.4.5 Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b)**

Esta investigación es continuación del trabajo anterior, desarrollada por el mismo grupo de investigación en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València. En ella se estudió el comportamiento bajo carga axial de un SHARAPM en el que se incluyó la influencia del nudo.

La decisión de hacer este estudio fue motivada al observar que tanto en los ensayos anteriores realizados por el mismo grupo de investigación como en otras fuentes bibliográficas (comentadas en este Capítulo) el agotamiento del soporte ocurría en los extremos del mismo en las proximidades al nudo. La investigación se dividió nuevamente en dos etapas, una primera fase experimental y una segunda fase numérica.

Con este fin, se ensayaron dos tipologías de probetas a escala real (Figura 2.15), constituidas por dos semitramos de soporte y un nudo interior de un entramado de edificación de forjado unidireccional. Los dos tipos de refuerzos únicamente se diferenciaron en el elemento que se utilizó para transmitir las cargas del refuerzo al nudo:

- a) *Probeta AxL.C*: en el encuentro entre el refuerzo del soporte y la viga se dispusieron unos capiteles soldados a los angulares y a la última de las presillas, y en contacto con la viga. Estos capiteles se formaron con angulares metálicos rigidizados.
- b) *Probeta AxL.T*: los refuerzos de los dos semitramos de soporte se conectaron mediante unos perfiles tubulares de acero, de forma similar a como propone Fernández-Cánovas (1994).

Realizados los ensayos experimentales se observó que en la *probeta AxL.C* la rotura se localizaba en el elemento central que simulaba la viga para una carga axial de 1618 KN, y que era consecuencia de dos fenómenos: el bajo confinamiento del hormigón en esa zona, y el aplastamiento del hormigón por la transmisión de tensiones a través de los capiteles (Figura 2.16). Sin embargo, la rotura de la *probeta AxL.T* se localizó en uno de los extremos para la carga axial de 1684 KN, detectándose la rotura del hormigón por compresión, además de la plastificación de los angulares (Figura 2.17).

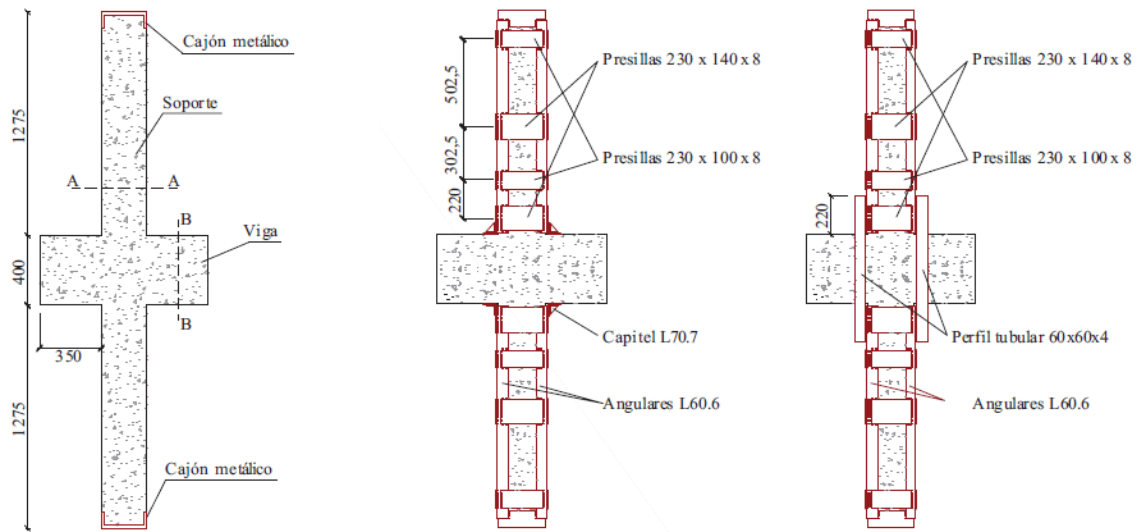


Fig. 2.15. Probetas ensayadas por Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b). a) geometría, b) refuerzo probetas AxL.C, c) refuerzo probetas AxL.T. (Cotas en mm.) (adaptada de Garzón-Roca 2013)



Fig. 2.16. Modo de rotura de la probeta AxL.C (Adam 2007), Adam et al. (2008a, 2008b)



Fig. 2.17. Modo de rotura de la probeta AxL.T (Adam 2007), Adam et al. (2008a; 2008b)

En la segunda fase de la investigación se desarrolló un estudio numérico mediante elementos finitos que representaba el comportamiento de las probetas, validado con los resultados experimentales obtenidos. En el estudio fueron estudiados los siguientes factores:

- Dimensión de los capiteles del refuerzo AxL.C
- Calibre del tubo del refuerzo AxL.T
- Comportamiento del nudo si no se dispone de ningún tipo de conexión.

Las conclusiones que se obtuvieron en esta fueron las siguientes:

- a) Si no se dispone ningún elemento auxiliar en el nudo, la totalidad de la carga aplicada por la prensa es transmitida al nudo, produciéndose la rotura en esta zona.
- b) Cuando se emplean capiteles, la rotura también se produce en el nudo, pero con un comportamiento general mejorado. Asimismo, no se encuentran diferencias apreciables cuando se varía el calibre de los capiteles, tanto en el comportamiento de las probetas, como en la carga última de las mismas.
- c) La disposición de unos tubos de conexión con un calibre adecuado mejora la transmisión de carga entre el refuerzo y el soporte, además de la carga última, localizándose la rotura del SHARAPM en el tramo de soporte. Si los tubos no tienen el calibre adecuado dicha rotura se podría producir en el nudo debido a una temprana plastificación de los tubos.
- d) El empleo de tubos metálicos para la conexión entre tramos de soporte, hace que la rotura de la probeta se produzca en una zona donde el hormigón está confinado, lo que supone que la rotura será dúctil. Por el contrario, el empleo de capiteles causa el agotamiento en una zona donde el confinamiento es muy reducido, lo que provoca que el mecanismo de rotura sea frágil.

Los resultados de esta investigación demostraron que la consideración del nudo viga-soporte es muy importante, ya que suele ser el elemento que condiciona el agotamiento del SHARAPM, por tanto es un aspecto a tener en cuenta a la hora de obtener la carga última del conjunto. Finalmente, en esta investigación se realiza una propuesta de cálculo que considera dos situaciones para su diseño: el fallo en el tramo de soporte y el fallo en el nudo viga-soporte.

#### **2.4.6 Estudio experimental de Montuori y Piluso (2009) realizado en Italia.**

El trabajo de los investigadores Rosario Montuori y Vincenzo Piluso fue desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Salerno (Italia). Este trabajo estudia el comportamiento de los SHARAPM frente a compresión excéntrica con la finalidad de obtener un modelo teórico que permitiera reproducir el diagrama momento-curvatura de un SHARAPM. Estos autores distinguen entre el confinamiento debido a los estribos, el refuerzo y la combinación de ambos.

Para validar el modelo, los autores llevaron a cabo un total de 13 ensayos con probetas de sección cuadrada a escala reducida. En los extremos de los soportes se dispusieron unos capiteles, de dimensiones considerables comparadas con el resto de los elementos de ensayo, con el fin de asegurar que la rotura de la probeta se dirigiera al centro del soporte. La Figura 2.18 muestra una

imagen de los ensayos llevados a cabo por estos autores, así como un esquema de los elementos empleados para aplicar las cargas a las probetas.

No se dispuso ningún elemento de contacto entre el refuerzo y el hormigón de soporte original, pues de acuerdo con el modelo teórico desarrollado, el refuerzo sólo trabaja por confinamiento y por transmisión directa de tensiones. Esto último fue estudiado especialmente, ya que en algunas de las probetas se cortó intencionadamente el refuerzo, de forma que se evitase la transmisión directa nudo-soporte de las compresiones, las tracciones o ambos esfuerzos.

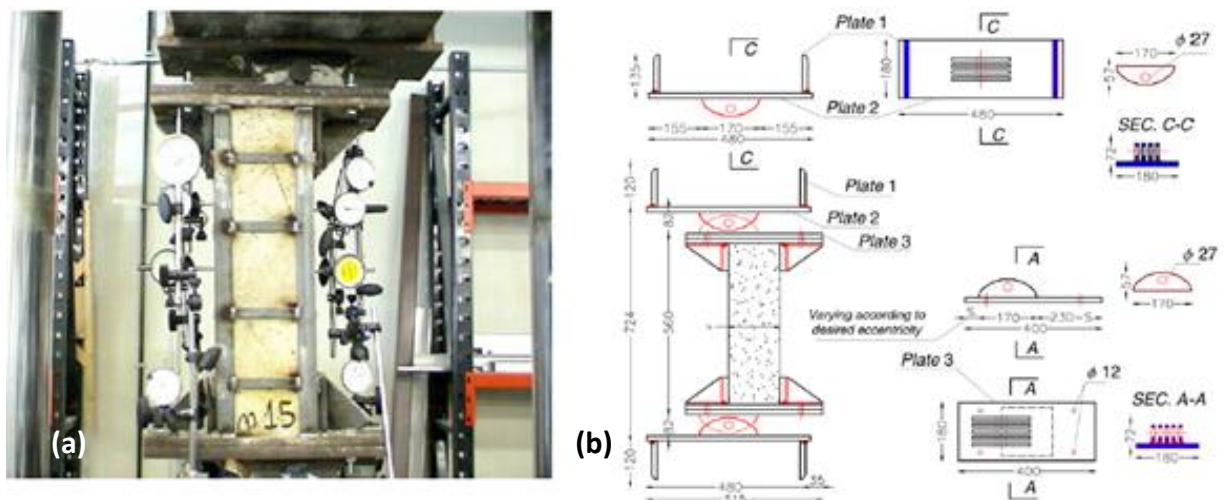


Fig. 2.18. Ensayos desarrollados por Montuori y Piluso (2009). a) vista un ensayo; b) esquema de los elementos empleados en los ensayos

Los resultados experimentales sirvieron para validar el modelo teórico. Los autores argumentaban que la diferencia entre la carga última obtenida en el modelo teórico y los ensayos experimentales se debía, entre otros factores, a la existencia real de rozamiento entre el refuerzo y el soporte, que no se considera en el modelo teórico planteado.

#### 2.4.7 Li et al. (2009)

La técnica de refuerzo con angulares y presillas metálicas también ha sido investigada por Li J. et al. (2009), para determinar la mejora de comportamiento cíclico proporcionado por el refuerzo a las columnas de HA sometidas previamente a un proceso de corrosión acelerada (Figura 2.19a). Estas probetas fueron reforzadas posteriormente con angulares y presillas metálicas y sometidas a esfuerzos de flexocompresión.

En concreto, los autores estudian el comportamiento sísmico de soportes de hormigón dañados por la corrosión y reforzados con tres tipologías: fibras de carbono (FRP), angulares y presillas, y la unión de ambos tipos.

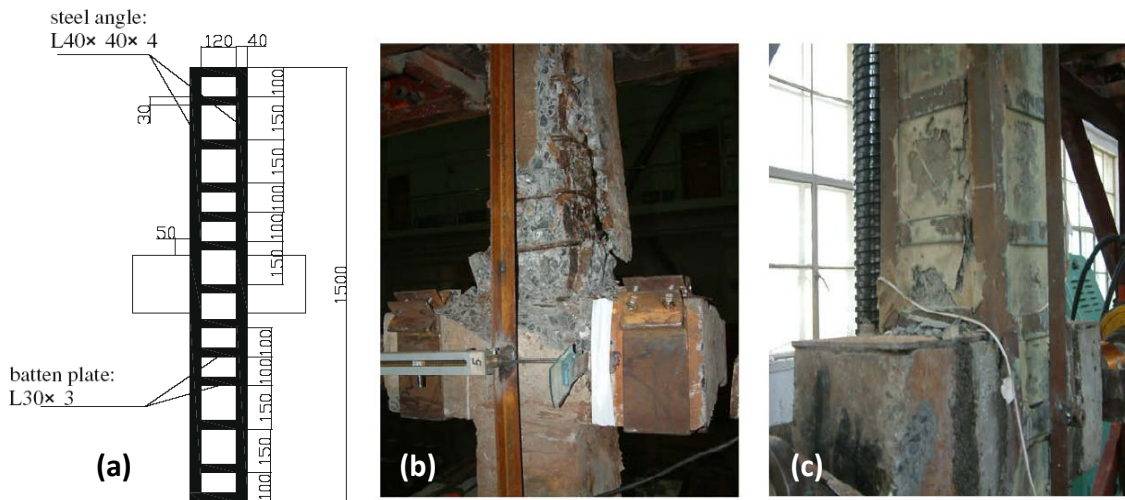


Fig. 2.19. Estudio experimental Li J. et al. (2009). a) refuerzo mediante angulares y presillas metálicas, b) probeta de referencia, c) probeta reforzada con angulares y presillas.

Durante los ensayos de las probetas testigo se observó que, a medida que se aumentaban los ciclos, las fisuras longitudinales de corrosión incrementaron su tamaño, y finalmente el hormigón del recubrimiento se desprendía, reduciéndose la adherencia de las armaduras expuestas. El empleo del refuerzo mejora el confinamiento de la columna evitando la pérdida de hormigón y obteniendo importantes incrementos de resistencia y ductilidad. La Figura 2.19b y 2.19c muestra el estado final de dos probetas después de ser ensayadas.

Tras el análisis de dichos resultados, los autores proponen un método de cálculo que permite estimar el diagrama momento-curvatura y la pareja axil-momento en una sección de un SHARAPM sometido a flexocompresión.

#### 2.4.8 Nagraprasad P. et al. (2009)

Nagraprasad P. et al. (2009) realizó ensayos con cargas cíclicas de columnas en ménsula reforzadas con angulares y presillas metálicas con el fin de aumentar la resistencia a flexión, rigidez y energía de disipación de la columna, retrasando la formación de rótulas plásticas en la base.

Realizaron el ensayo de tres probetas, una sin reforzar y las otras dos reforzadas con disposiciones de presillas diferentes (Figura 2.20). Éstas fueron sometidas a una carga axial constante y a su vez a cargas cíclicas laterales.



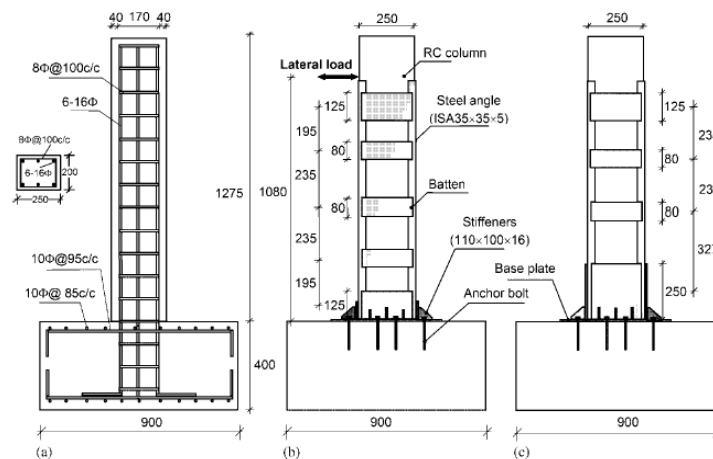


Fig. 2.20. Geometría de las probetas. (Nagaprasad P. et al., 2009). a) detalles de armado, b) probeta reforzada RCO, (c) probeta reforzada RCS1

El estado de daño de las probetas y la respuesta histerética carga-desplazamiento puede observarse en la Figura 2.21. El refuerzo ejecutado en las probetas RCS1 y RCS2 consigue aumentar considerablemente la carga última de rotura y los desplazamientos máximos, así como su ductilidad.

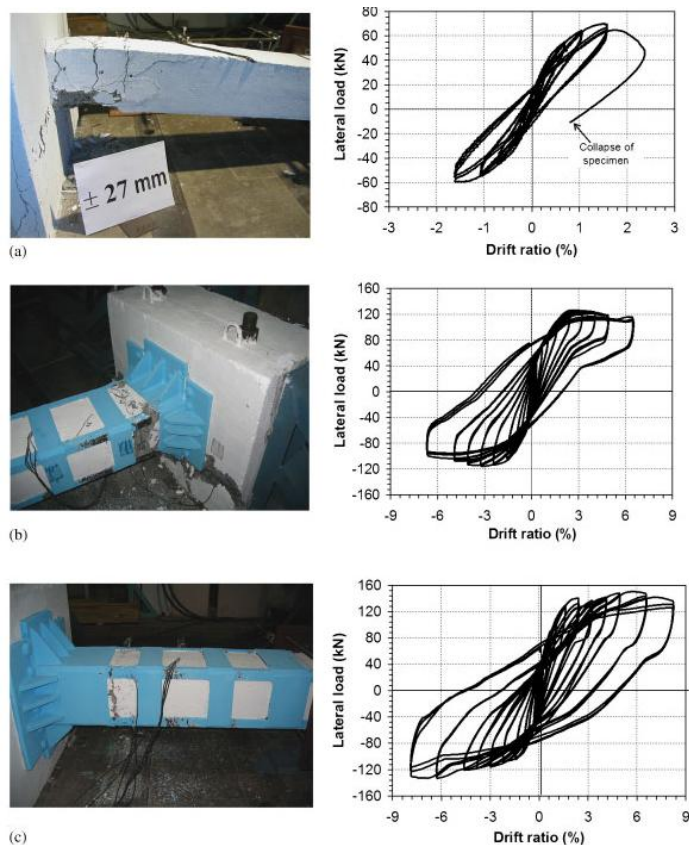


Fig. 2.21. Nivel de daño y respuesta histerética de las probetas. (Nagaprasad P. et al., 2009). a) probeta testigo RCO, b) probeta reforzada RCS1, c) probeta reforzada RCS2

### 2.4.9 Badalamenti et al. (2010) y Campione (2012a; 2012b; 2013)

Badalamenti y Campione realizaron una recopilación de diferentes modelos analíticos de cálculo existentes para el diseño de SHARAPM, así como la propuesta de nuevos modelos que tengan en cuenta los diferentes mecanismos que intervienen en el comportamiento. Los autores comparan y validan sus propuestas de diseño a partir de una serie de ensayos experimentales propios y de otros autores.

Ensayaron un tramos de soporte de HA bajo carga axil reforzado con tres tipologías diferentes (Figura 2.22). La diferencia entre ellas era el número y la separación de las presillas.

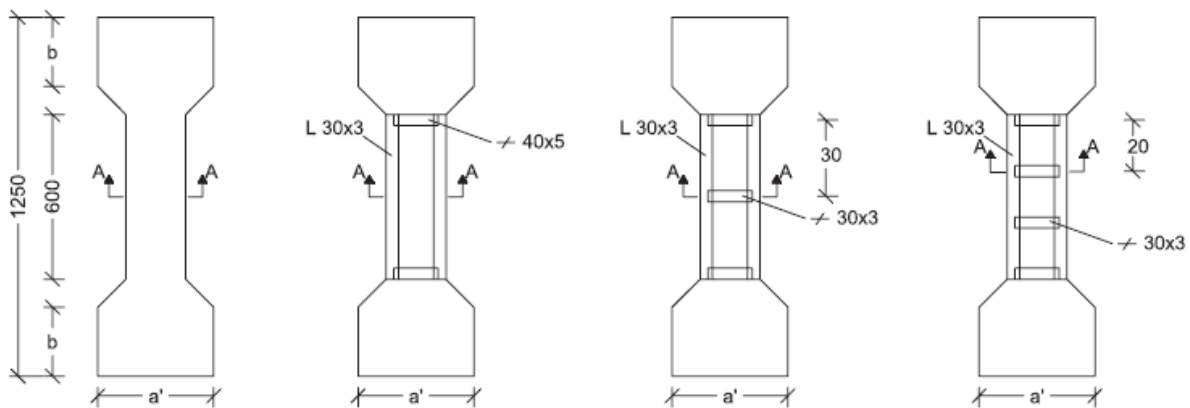


Fig. 2.22. Probetas ensayadas. Campione (2013)

### 2.4.10 Garzón-Roca et al (2011a, 2011b, 2012), Jørgensen et al. (2013) y Garzón-Roca (2013)

Continuando con la línea de investigación llevada a cabo por el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València (Apartados 2.4.4 y 2.4.5), se realizó una nueva campaña de ensayos experimentales (Garzón-Roca et al., 2011a y 2011b) en el que se estudió el comportamiento de un SHARAPM con el nudo sometido a esfuerzos de flexocompresión. A partir de esta campaña experimental se desarrolló un estudio numérico de las probetas (Garzón-Roca et al., 2012) y finalmente se realizó una propuesta de cálculo a partir de redes neuronales (Jørgensen et al., 2013).

En la campaña experimental realizada se utilizó la misma geometría que se empleó en la investigación anterior de Adam et al. (2008a; 2008b). Estos ensayos fueron realizados en dos fases, diferenciándose entre ellas en el tipo de conexión soporte-nudo empleada. En una se estudió el comportamiento de probetas reforzadas con capiteles o tubos pasantes (Garzón-Roca et al., 2011b), y en otra se estudió el comportamiento de probetas reforzadas con capiteles y tacos químicos o barras pasantes (Garzón-Roca, 2011a).

### 2.4.10.1 Estudio experimental Garzón-Roca et al. (2011b)

Todas las probetas presentan el mismo esquema de refuerzo con angulares y presillas en la columna, sin embargo se definen dos tipologías de conexiones con el nudo: capiteles o perfiles tubulares pasantes (Figura 2.23).

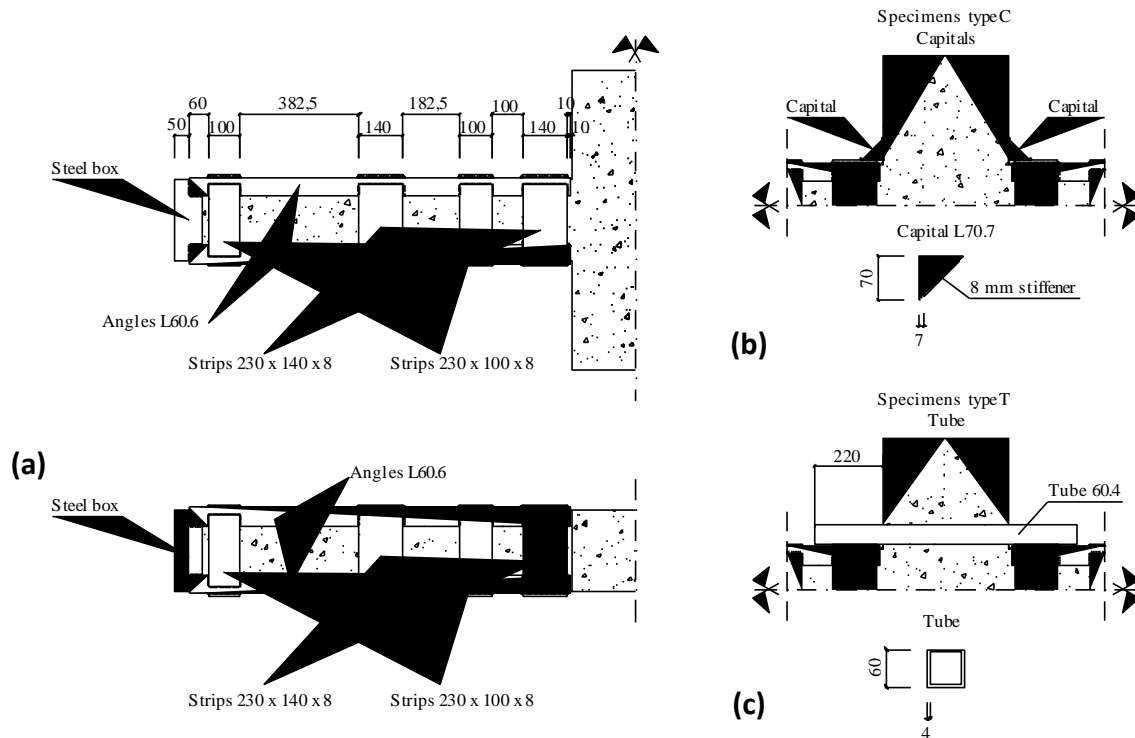


Fig. 2.23. Refuerzo de probetas (Garzón-Roca et al., 2011b). a) refuerzo del soporte. b) refuerzo tipo C. c) refuerzo tipo T.

El total de probetas ensayadas fue de cinco. Una de ellas se ensayó sin reforzar, sirviendo como probeta testigo. De las cuatro restantes, en dos de ellas se realizó el encuentro entre el refuerzo del soporte y la viga con capiteles soldados a los angulares y la última de las presillas (tipo C), y en las otras dos, se adoptó como solución la disposición de unos perfiles tubulares cuadrados metálicos pasantes a través del nudo, y soldados a los angulares de ambos tramos del soporte (Fernández-Cánovas, 1994) (tipo T).

En las probetas tipo C, la rotura se producía de forma frágil en el nudo viga-soporte debido a la falta de confinamiento de éste. Dicha rotura venía acompañada además por la existencia de un desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo. La Figura 2.24 muestra el daño de estas probetas tras el ensayo.

Por otra parte, la rotura de las probetas tipo T se producía fuera del nudo en un espacio entre presillas, donde el confinamiento era menor (Figura 2.25). Los tramos de angulares en dicha zona quedaron completamente plastificados por compresión, como consecuencia de la combinación del empuje transversal del hormigón y las cargas de flexocompresión a la que se sometían.





Fig. 2.24. Rotura de probetas tipo C. (Garzón-Roca et al., 2011b). a) foto general del ensayo. c) fisura de tracción en cara inferior de la probeta, con despegue del capitel. c) fisuras de descompresión del nudo en zona superior comprimida, con penetración del capitel en el hormigón.



Fig. 2.25. Rotura de probetas tipo T. (Garzón-Roca et al., 2011b). a) foto general del ensayo. b) zona de rotura c) aplastamiento del hormigón por compresión y abolladura de los angulares.

Del análisis efectuado los autores concluyen que el agotamiento se debe fundamentalmente al aplastamiento del hormigón, bien sea en el nudo viga-soporte (probetas tipo C), o bien fuera del nudo, en los espacios entre presillas (probetas tipo T).

El empleo de angulares y presillas como refuerzo de un soporte de HA no sólo permite aumentar la capacidad axial del soporte, sino también aumentar el momento último y ductilidad de la columna. Este aumento es muy significativo para las probetas tipo T, debido a que su comportamiento es más parecido al de una sección mixta de hormigón y acero. No obstante, la instalación en obra de dichos perfiles cuadrados presenta una mayor complejidad, al ser necesario practicar agujeros en los forjados, añadido al riesgo estructural que presenta.

#### 2.4.10.2 Estudio experimental Garzón-Roca et al. (2011a)

Se emplearon dos procedimientos más para la transmisión de cargas a través del nudo: conectar los capiteles al nudo viga-soporte mediante tacos químicos (tipo A), y unir los capiteles a ambos lados del nudo mediante barras de acero (tipo B). La configuración de éstos se muestra en la Figura 2.26. Se ensayaron un total de 14 probetas, dos de ellas sin refuerzo en el nudo, y del resto la mitad fue reforzada mediante el tipo A y la otra mitad mediante el tipo B.

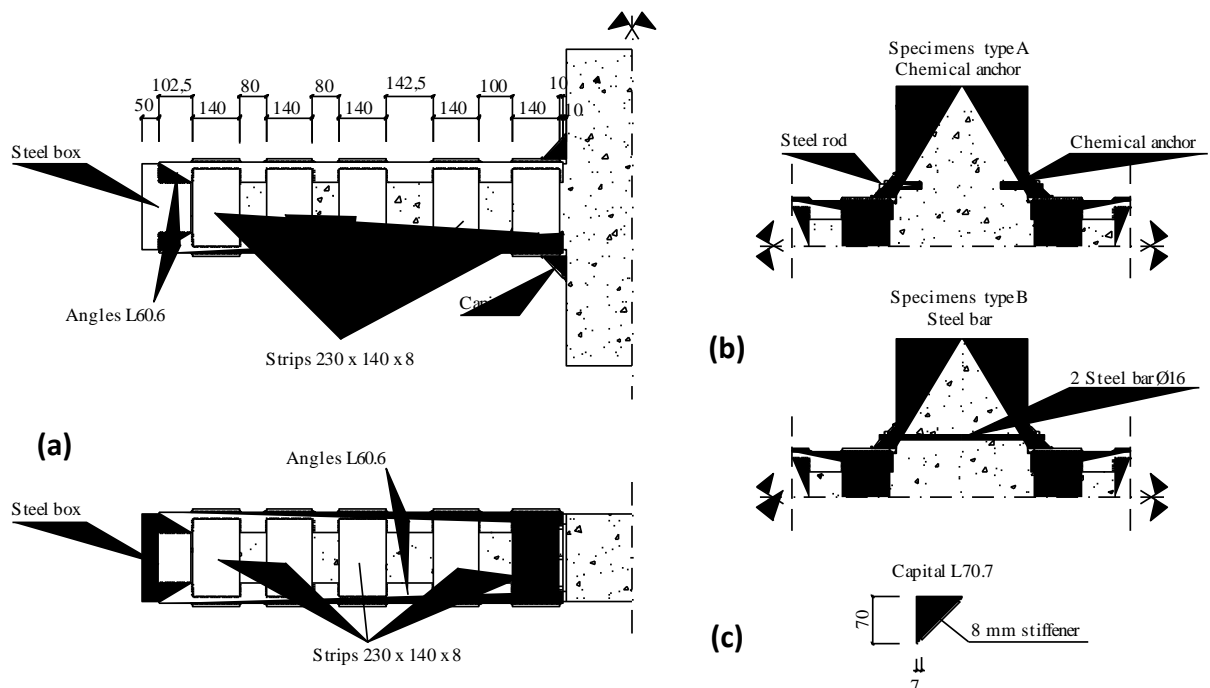


Fig. 2.26. Refuerzo de probetas (Garzón-Roca et al., 2011a). a) refuerzo del soporte. b) refuerzo tipo A. c) refuerzo tipo B.

En los ensayos de las probetas tipo A se observó la formación de fisuras de tracción en la zona donde se encontraba al taco químico. Debido al momento flector, aparecen esfuerzos de tracción en la parte inferior del soporte que intentan despegar los capiteles de la zona inferior del nudo viga-soporte; sin embargo, el taco químico se opone a ello tirando del hormigón en el que se ancla. A partir de un determinado esfuerzo el hormigón supera su resistencia a tracción y ocasiona la

aparición de unas fisuras de pautas similares a las de un cono de arrancamiento (Figura 2.27c). Por otra parte los capiteles de la parte superior, que eran sometidos a compresión, provocaban el aplastamiento del hormigón sobre el que reaccionaba (Figura 2.27b).



Fig. 2.27. Rotura de probetas tipo A (Garzón-Roca et al., 2011a). a) foto frontal del nudo. b) fisuras de compresión del nudo en zona superior, con penetración del capitel en el hormigón. c) fisura de tracción por cono de arrancamiento del taco químico.

El comportamiento de las probetas tipo B es similar al de las probetas tipo A, con la diferencia de que las fisuras de tracción en la parte inferior del nudo y despegue del capitel inferior no es debida al cono de arrancamiento, sino a la deformación del capitel bajo las dos cargas puntuales que generan las barras pasantes sobre él. Las fotografías de la Figura 2.28 muestran los daños de estas probetas tras el ensayo.

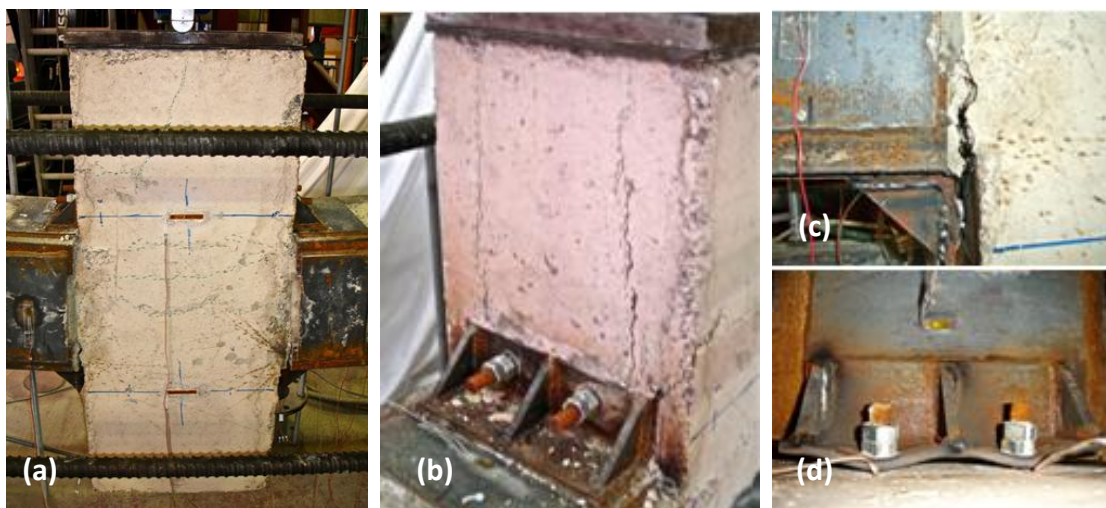


Fig. 2.28. Rotura de probetas tipo B (Garzón-Roca et al., 2011a). a) foto frontal del nudo. b) fisuras de compresión del nudo en zona superior, con penetración del capitel en el hormigón c) fisura de tracción con despegue de capitel debido a su deformación. d) deformación de capitel en zona inferior traccionada.

Ambos tipos de conexiones aumentan significativamente la carga lateral que son capaces de soportar, en particular para el caso de las probetas reforzadas con el tipo B. Por otra parte, a pesar de los mejores resultados de las probetas tipo B, la instalación en obra de una barra que conecte los capiteles es mucho más compleja que la instalación de un taco químico.

### 2.4.10.3 Modelo numérico Garzón-Roca et al. (2012)

Continuando con esta línea de investigación, Garzón-Roca et al., (2012) realizó un estudio numérico mediante elementos finitos de las probetas ensayadas en Garzón-Roca et al., (2011a; 2011b) para cargas de flexocompresión en SHARAPM, en el cual se consideraron los efectos de segundo orden, las no linealidades del hormigón y el acero, y la interfaz entre angulares y mortero/hormigón.

El modelo numérico se utilizó para constituir las curvas N-M de las probetas (Figura 2.29). Se consideraron cuatro tipologías de refuerzo además de la tipología sin ningún tipo de refuerzo (FEM-U), una de ellas consistía en el refuerzo de la columna sin ningún tipo de conexión al nudo (FEM-S), y para el resto se utilizaron capiteles en contacto con la viga (FEM-C) y, en dos de ellas se añadieron además tacos químicos (FEM-A) o barras pasantes (FEM-B).

Con el objeto de determinar la influencia de cada factor en la respuesta de las probetas se realizó un análisis paramétrico, incluyendo: dimensiones de angulares, número de presillas, dimensiones de los capiteles, resistencia de los materiales (hormigón de la probeta y acero del refuerzo), y la cuantía de armado de la columna.

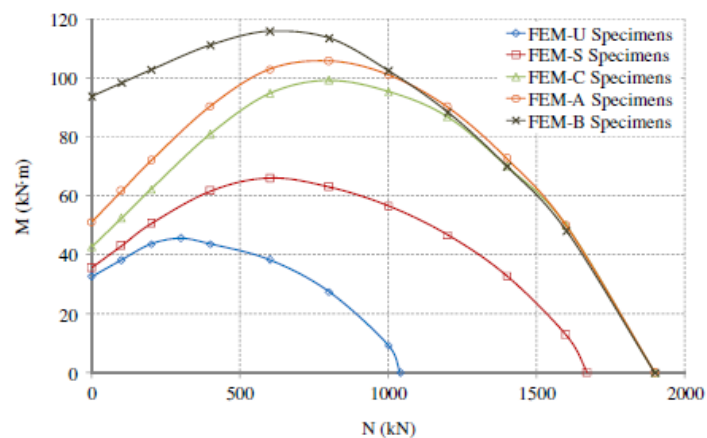


Fig. 2.29. Diagrama numérico N-M SHARAPM. Garzón-Roca et al. (2012)

### 2.4.10.4 Propuesta de diseño basada en redes neuronales. Jørgensen et al. (2013)

Como una continuación del trabajo desarrollado en el apartado anterior, se tienen el trabajo de Jørgensen et al. (2013), también desarrollado en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València. En esta nueva investigación se realizó una estimación del diagrama de interacción N-M de SHARAPM sometidos a esfuerzos de flexocompresión basados en redes neuronales, a partir de los resultados numéricos de Garzón-Roca et al. (2012).

Los datos se organizan en un formato de seis parámetros de entrada teniendo en cuenta varios aspectos como son: la geometría de la columna de hormigón armado y su resistencia, las dimensiones del refuerzo y el límite elástico del acero, y la carga axial sobre la columna; obteniendo como resultado el valor del momento flector máximo soportado por el SHARAPM.

Finalmente, basado en los resultados de las redes neuronales realizadas, Jørgensen et al. (2013) desarrolla una expresión matemática para la estimación de la capacidad máxima de SHARAPM. Dicha



expresión es comparada con tres propuestas analíticas de diseño (CEN.EN 1994-1-1, Li et al., 2009 y Montuori et al., 2009).

#### **2.4.11 Otras investigaciones en SHARAPM**

Además de las investigaciones tratadas, en la búsqueda bibliográfica se han encontrado otros trabajos relacionados con refuerzos de soportes con angulares y presillas, que son:

*Dritsos y Pilakoutas (1992)* proponen una formulación que permite representar el confinamiento que impone el refuerzo sobre el hormigón del soporte. Destacan además, que las secciones críticas son las zonas cercanas a los extremos del elemento reforzado.

*Cobo et al. (1997)* plantean un estudio en el que señalan la importancia de la descarga previa del soporte a reforzar, proponiendo además un sistema de refuerzo activo de difícil aplicación práctica debido a la complejidad que entraña su ejecución.

*Ghobarah A., et al. (1997)*, realizó un estudio experimental para analizar el comportamiento cíclico de nudos exteriores de HA reforzados mediante camisas de acero corrugadas. Los resultados demostraron que el refuerzo planteado proporcionaba mayor resistencia a cortante del nudo y mayor ductilidad a flexión, mejorando el confinamiento y deformación de las probetas y evitando los fallos por adherencia y pandeo de las armaduras interiores.

*Ruiz et al. (2000)* señalaron la necesidad de analizar el comportamiento del nudo viga-soporte, comprobando los posibles riesgos de rotura originados por el capitel del refuerzo. Plantean además la unión de los capiteles a las vigas mediante tornillos mecánicos o químicos, con el objeto de mejorar el comportamiento del soporte reforzado para el caso en que existan esfuerzos de flexocompresión.

*Realfonzo y Napoli (2009)* estudian el comportamiento de columnas reforzadas mediante el uso combinado de angulares metálicos y láminas de FRP que envuelven la columna y los angulares metálicos. Los autores concluyen que la adición de los angulares metálicos en el sistema incrementa la resistencia a flexocompresión y dotan al soporte de mayor ductilidad.

### **2.5 Conclusiones relativas al estado del arte en SHARAPM**

El refuerzo mediante el empleo de angulares y presillas metálicas es una de las técnicas más empleadas para el refuerzo de columnas en estructuras de hormigón armado (Adam et al., 2009b), pudiendo proporcionar un importante incremento de resistencia y de ductilidad si se diseña correctamente; en cambio, no existen muchos investigadores que estudien su comportamiento en todas sus vertientes.

Existen varias investigaciones en las que se ha estudiado el comportamiento de SHARAPM sometidos a compresión centrada en las que se demuestra la eficacia de la técnica, como son: *Ramírez y Bárcena (1975)*, *Ramírez et al. (1977)*, *Ramírez (1996)*, *Cirtek (2001a; 2001b)*, *Adam et al. (2006)*, *Adam (2007)*, *Adam et al (2007)*, *Adam et al. (2009a; 2009b)*, *Calderón et al. (2009)*, *Giménez (2007)* y *Giménez et al. (2009a; 2009b)*; y *Montuori y Piluso (2009)* añadió una excentricidad a la carga axial

en su estudio experimental sobre el refuerzo. Con estas investigaciones se comprobó que, en general, la rotura de las probetas se producía en los extremos, en las proximidades al nudo, y Adam (2007) y Adam et al. (2008a; 2008b) realizó una campaña experimental y numérica a compresión centrada de SHARAPM incluyendo en el diseño el nudo, dejando de manifiesto la gran influencia que tiene en el comportamiento. Li et al. (2009) también añadió el nudo en su estudio experimental del refuerzo bajo cargas cíclicas de flexocompresión, y desarrolló un modelo de cálculo para estimar el diagrama momento-curvatura y el diagrama axil-momento.

Garzón-Roca et al (2011a; 2011b) realizó un estudio experimental de los SHARAPM sometidos a cargas de flexocompresión en la que se incluyó el nudo y se plantearon diferentes formas de conexión columna-nudo, estudiando sus ventajas, que sirvieron para el calibrado del modelo numérico de Garzón-Roca et al. (2012), con el que pudo efectuar un estudio paramétrico de los diferentes factores que intervienen en el comportamiento. Además, basándose en estos resultados, Jørgensen et al. (2013) consiguió desarrollar una expresión matemática basada en redes neuronales para la estimación de la capacidad máxima de las probetas anteriores. Por otra parte Nagaprasad (2009) estudió la mejora que introduce el refuerzo en el comportamiento cíclico de columnas en ménsula.

En las investigaciones anteriores se estudia el comportamiento de los SHARAPM sometidos a cargas de compresión y de flexión, y en algunos casos se incluía el nudo para determinar su importancia, pero no contemplan el comportamiento que éste puede ofrecer frente a acciones sísmicas. Los investigadores Corinaldesi y Moriconi (2006) trataron el problema del nudo viga-soporte frente a cargas cíclicas en el que se emplearon angulares y presillas metálicas para reforzar las zonas adyacentes del soporte al nudo, colocando además en el propio nudo unas chapas en cruz soldadas a los angulares con las que conseguían evitar la rotura del nudo.



## **CAPÍTULO 3:**

**PROGRAMA EXPERIMENTAL Y  
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO**

## **CAPÍTULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYO**

### **3.1 Introducción**

Como se ha podido ver en el Capítulo anterior, son escasas las investigaciones que estudien el comportamiento de los SHARAPM frente a cargas cíclicas. En los laboratorios del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València se ha realizado un estudio experimental a escala real con el fin de mejorar el conocimiento de estos elementos.

El estudio ha sido diseñado teniendo en cuenta las pautas de comportamiento expuestas en el *Capítulo 2*, así como los resultados obtenidos en las investigaciones de Adam (2007), Giménez (2007) y Garzón-Roca (2010a; 2010b) desarrolladas en ICITECH.

Este Capítulo recoge el programa experimental realizado con el fin de conocer el comportamiento de la técnica planteada como sistema de refuerzo de estructuras porticadas de hormigón armado sin detalles dúctiles, únicamente diseñadas frente a cargas gravitatorias. Se comentan justificadamente las ideas principales sobre el diseño del programa experimental desde un punto de vista crítico, sirviendo como base de comparación frente a otros ensayos experimentales o para el diseño de futuros ensayos.

En primer lugar se expone el planteamiento de los ensayos experimentales, indicando las directrices seguidas en el diseño de éstos, y a continuación se efectúa una descripción de las probetas ensayadas, definiendo su geometría, armado, materiales y refuerzo. Posteriormente se explica el procedimiento seguido para llevar a cabo los ensayos. Se describe la instrumentación utilizada en las probetas a partir de la cual se obtiene información relevante sobre el comportamiento. Se incluye además el procedimiento de ensayo diseñado para la aplicación de cargas sobre los especímenes, el modo de aplicación de éstas, y los medios necesarios para ello.

### **3.2 Características de las probetas**

En este programa experimental han sido incluidas diferentes variables con un peso importante en la respuesta final de los especímenes, como son: consideración o no de cargas gravitatorias sobre vigas y columnas, valor de las cargas gravitatorias, procedimiento de aplicación de las cargas, número de ciclos, tipo y número de probetas, simetría o asimetría del armado, técnicas de refuerzo, instrumentación a colocar, etc.



Cuando se realiza el refuerzo de las columnas de una estructura no diseñada para cargas laterales el fallo se puede trasladar a otras zonas más débiles, como son los nudos viga-columna. Con el propósito de estudiar dicha zona, las probetas representan un nudo interior viga-columna habitual en estructuras de barras con vigas fuertes-columnas débiles.

Los especímenes han sido diseñados según construcciones habituales de las décadas 80-90 en España, las cuales carecen de detalles dúctiles necesarios para resistir acciones cíclicas. En la Tabla 3.1 se detallan las características principales de los especímenes ensayados por otros investigadores con propósitos similares, tomadas como referencia para el diseño del programa experimental.

### **3.2.1 Número de probetas**

El número total de probetas fabricadas fue de 19 unidades. Se utilizaron dos probetas de referencia (sin refuerzos en el nudo, probetas A.W.L0) que sirvieron de base de comparación frente a la probeta en la que se utilizaron capiteles metálicos en la conexión nudo-columna (probeta A.C.L0). Esta última a su vez sirvió de referencia para estudiar la ventaja del resto de tipos de refuerzos en el nudo sobre ella, que se ejecutaron con capiteles y otros elementos complementarios (tacos químicos, barras verticales o barras diagonales). Se ejecutaron dos unidades de casi todas las tipologías a fin de verificar la repetividad de los resultados.

La probeta A.C.L1 fue reparada tras su ensayo y reforzada mediante barras verticales para ser re-ensayada (A.VB.L1-R), con lo que el número total de ensayos realizados resultó de 20 unidades. En la Tabla 3.2 se detallan las características de las probetas.

La primera letra de la nomenclatura de las probetas A o S hace referencia a la tipología del armado de las vigas, **A**simétricas o **S**imétricas (Apartado 3.2.4). La siguiente letra indica el tipo de refuerzo empleado en el nudo (Apartado 3.2.5.2): W, sin refuerzo; C, solo capitel; CA, taco químico; VB, barra vertical; DB, barra diagonal. Y a continuación se designa el nivel de carga axial aplicado sobre la columna (Apartado 3.4.1.1): L0, axil normalizado = 0; L1, axil normalizado = 0.3.

Se define como carga axil normalizada “ $v$ ” a la relación entre el axil aplicado “ $N$ ” y el axil de agotamiento de la sección “ $N_0$ ”, obtenido como producto del área transversal del soporte “ $A_c$ ” y la resistencia del hormigón empleada “ $f_c$ ”.

	Nº total de probetas (nudo interior)	Sección (mm)		Dimensiones (mm) Ancho/Alto (Viga/Columna) (*) incluye accesorios	Armado		Nivel de carga axial (N/N <sub>0</sub> ) (**) N <sub>0</sub> no proporcionada por autores	Tipo de refuerzo	Aplicación de la carga cíclica	Resistencia hormigón (MPa)
		Viga Ancho/Canto	Columna Ancho/Canto		Continuo	Simétrico				
Au et al., 2005	6	250x300	300x300	3300x2060	Si	Si	0, 0.30	Armado interior nudo	En vigas	40
Li and Chua, 2009	6	300x230 600x230	820x280 1600x300	3600x3275*	No	No	0.35	GFRP, CFRP	En columna	19
Lee et al., 2010	3	300x600	400x400	4500x3850	Si	Si	0.19	CFRP	En columna	27
Dhakal et al., 2005	6	300x550	350x500	5400x3700	No	No	0.12	--	En vigas	31.6 32.7
Pantelides et al., 2008	8	406x610 406x406	406x406	3251x4064*	No	No	0.10	CFRP	En vigas	43
Shannag et al., 2005	6	125x200	125x150	1600x745	Si/No	No	0	HPFRC	En columna	27 75
Mukherjee and Joshi, 2005	13	100x100	100x100	900x900	Si/No	Si	0.50	GFRP, CFRP	En vigas	30
Li et al., 2009	5	200x400	200x400 400x200	4500x2460	Si	No	0	--	En columna	31
Parra-Montesinos et al 2005	2	150x350	350x350	4880x2600*	Si	Si	0.04	HPFRCC	En columna	35
Beres et al 1992	20	356x610	406x406	2794x3391	Si/No	No	1557 kN**	Placas metálicas	En vigas	24.1
Benavent-Climent et al. 2008	1	1740x18	270x270	4200x1800*	No	No	355 kN**	--	En columna	19.4
French et al., 1990	4	305x510	380x380	4800x2400*	Si	Si	0	Epoxy	En columna	63
Prota et al., 2000	12	-	-	3048 x2642	Si	No	125 kN** 249 kN**	FRP	En vigas	31.7
Prota et al., 2004	11	200x355	200x200	3050x2640	Si	No	0.10, 0.20, 0.30	CFRP	En vigas	30
Hakuto et al., 2000	6	300x500	300x460	3510x2900	Si	No	0	--	En columna	31-53
Lu et al., 2012	10	250x400	400x400	3500x3500	Si	Si	200 kN**	Armado interior nudo	En columna	21.4-40
<b>Presente investigación</b>	<b>20</b>	<b>300x400</b>	<b>300x300</b>	<b>3300x2200 (4000x2800*)</b>	<b>Si/No</b>	<b>Si/No</b>	<b>0, 0.30</b>	<b>SHARAPM</b>	<b>En vigas</b>	<b>13-30</b>

Tabla 3.1. Algunas características de ensayos similares

Número	Nomenclatura	Armado de viga	Refuerzo nudo	Nivel de carga axial ( $N/N_0$ )*
1	A.W.L0-1	Asimétrica	--	0
2	A.W.L0-2	Asimétrica	--	0
3	A.C.L0 (única)	Asimétrica	Capitel	0
4 (4.1)	A.C.L1 (única)	Asimétrica	Capitel	0.3
5	A.CA.L0-1	Asimétrica	Capitel + Taco químico	0
6	A.CA.L0-2	Asimétrica	Capitel + Taco químico	0
7	A.CA.L1-1	Asimétrica	Capitel + Taco químico	0.3
8	A.CA.L1-2	Asimétrica	Capitel + Taco químico	0.3
9	A.VB.L0-1	Asimétrica	Capitel + Barra vertical	0
10	A.VB.L0-2	Asimétrica	Capitel + Barra vertical	0
11	A.VB.L1 (única)	Asimétrica	Capitel + Barra vertical	0.3
12 (4.2)	A.VB.L1-R (reparada)	Asimétrica	Capitel + Barra vertical	0.3
13	A.DB.L0-1	Asimétrica	Capitel + Barra diagonal	0
14	A.DB.L0-2	Asimétrica	Capitel + Barra diagonal	0
15	A.DB.L1-1	Asimétrica	Capitel + Barra diagonal	0.3
16	A.DB.L1-2	Asimétrica	Capitel + Barra diagonal	0.3
17	S.VB.L0-1	Simétrica	Capitel + Barra vertical	0
18	S.VB.L0-2	Simétrica	Capitel + Barra vertical	0
19	S.DB.L0-1	Simétrica	Capitel + Barra diagonal	0
20	S.DB.L0-2	Simétrica	Capitel + Barra diagonal	0

\*  $N_0$  capacidad a compresión de la sección de hormigón

Tabla 3.2. Número y propiedades de los especímenes ensayados

### 3.2.2 Geometría

Para estudiar el comportamiento de las estructuras porticadas de hormigón armado frente a cargas laterales, se adoptó el nudo viga-columna a escala real como parte representativa de ésta (Figura 3.1). Como puede verse en la Tabla 3.1, la geometría y dimensiones usadas en esta investigación es similar a la de otros autores, excepto Shannag et al. (2005) y Mukherjee et al. (2004) cuyas probetas son de menor escala. En este tipo de ensayos es usual considerar la geometría de construcciones típicas de las décadas anteriores no diseñadas para soportar acciones horizontales, con sus deficiencias con sus dimensiones reales.

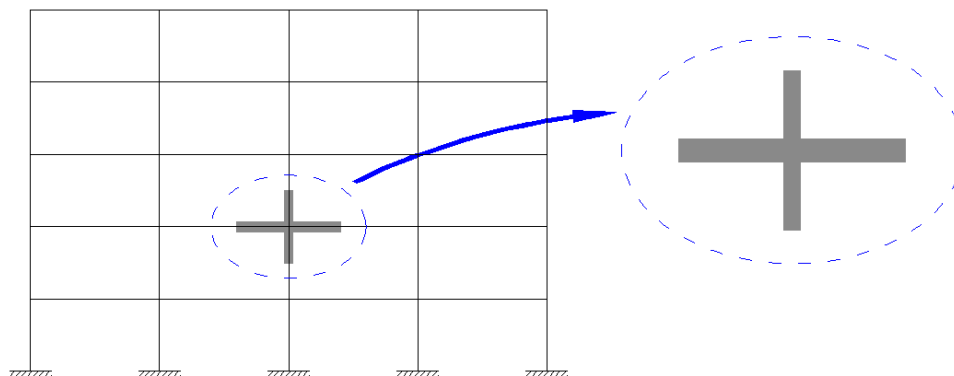


Fig. 3.1. Zona de un entramado de edificación simulada en los ensayos

En todas las probetas de las investigaciones recogidas en la Tabla 1 se toma como longitud de las vigas y de las columnas la mitad de la luz del entramado y la mitad de la altura de planta, respectivamente. En las columnas interiores de las construcciones en las que no existen esfuerzos descentrados, para cargas gravitatorias el punto de inflexión se encuentra a la mitad de su altura; en cambio no ocurre del mismo modo en las vigas cuando entran en consideración las cargas gravitatorias sobre ellas. Para cargas gravitatorias los puntos de inflexión oscilan entre un cuarto y un quinto de la luz, mientras que para cargas cíclicas se encuentran en la mitad de la luz (Figura 3.2), variando su posición dependiendo del valor de las cargas cíclicas respecto de las gravitatorias. Autores como Dhakal et al. (2005), Pantelides et al. (2008) o Shannag et al. (2005) entre otros, asumen los puntos de inflexión localizados a la mitad de la luz para vigas y pilares, dado que no aplican cargas gravitatorias sobre las vigas, en cambio la armadura dispuesta en las ellas no es simétrica.

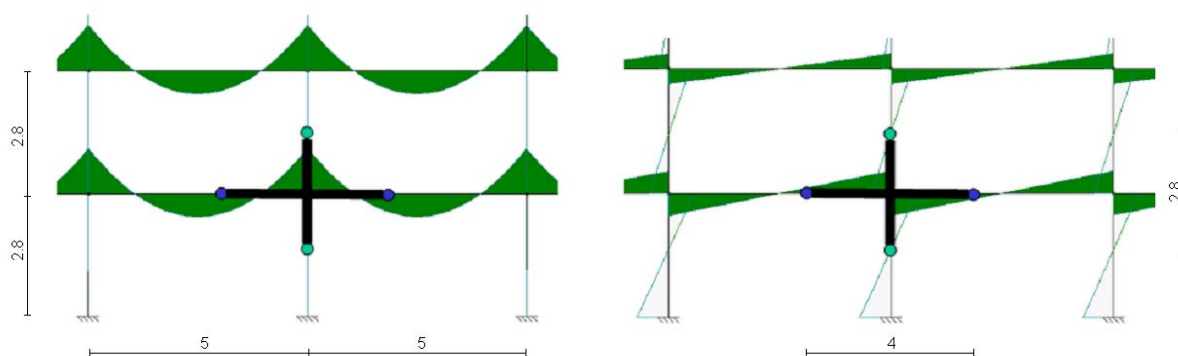


Fig. 3.2. Ley de momentos flectores bajo cargas gravitatorias (izquierda) y cargas horizontales (derecha), mostrando la posición de los puntos de inflexión (momento flector nulo) y la longitud de los tramos de viga y de columna de las probetas. (Cotas en m.)

Esta investigación tiene en consideración la carga gravitatoria que transmite el forjado sobre las vigas, y el diseño de las probetas se ha realizado según las particularidades que ello presenta. La localización del punto de inflexión se adoptó, como solución de compromiso, entre la mitad y el quinto de la luz del entramado, fuera de la región D próxima al nudo y con una longitud tal que permitiese el ajuste de los extremos de las vigas a los actuadores hidráulicos anclados a la losa del laboratorio.

Referencias como Beres et al. (1992), Benavent-Climent et al. (2008) y Prota et al. (2004) también consideran las cargas gravitatorias sobre las vigas en sus ensayos, pero no comentan los criterios geométricos de sus probetas.

La Figura 3.3 muestra las dimensiones usadas finalmente para las probetas. Las dimensiones de las secciones de vigas y columnas fueron tomadas según las construcciones habituales en España durante las décadas 80 y 90. Los tramos de las columnas se ejecutaron con una sección de 300x300 mm. y una longitud de 900 mm, la altura total de probeta 2200 mm., y los tramos de las vigas de

300x400 mm. de sección, con una longitud de 1500 mm., siendo la longitud total entre extremos de 3300 mm.

Considerando los accesorios requeridos para las uniones de la probeta al pórtico de ensayos (Figura 3.32), la longitud entre puntos de inflexión de las piezas es de 2800 mm para los pilares y de 4000 mm para las vigas. Estos accesorios están formados por perfiles UPN de acero y placas soldadas en los laterales (Figura 3.4) que sirven de refuerzo para la zona de aplicación de las cargas en los extremos de vigas y pilares, evitando así el fallo en estas partes debido a la concentración de las cargas.

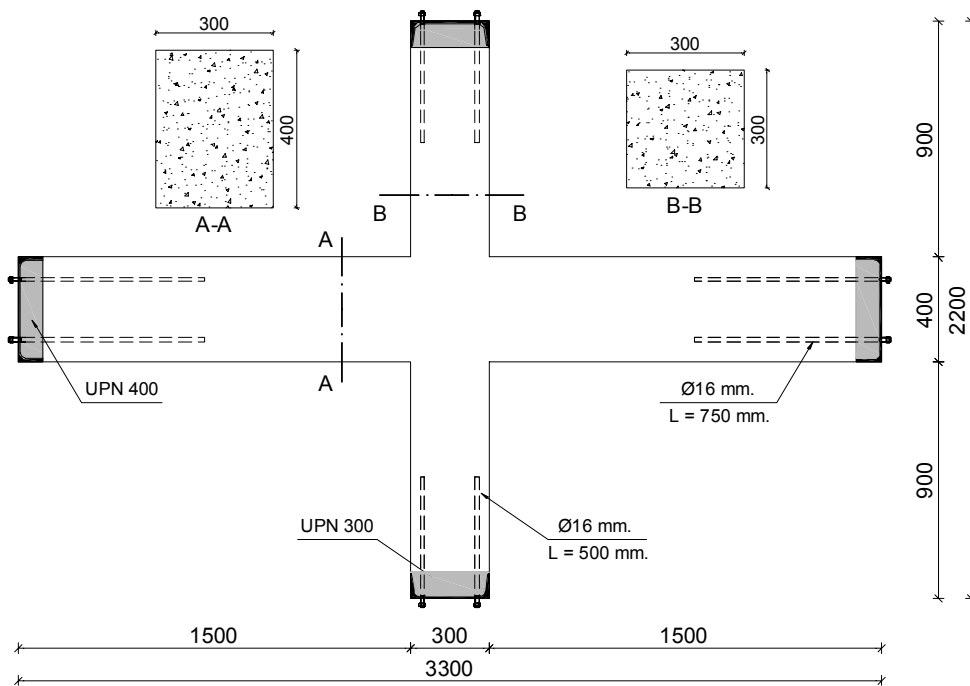


Fig. 3.3. Geometría de las probetas (cotas en mm.)

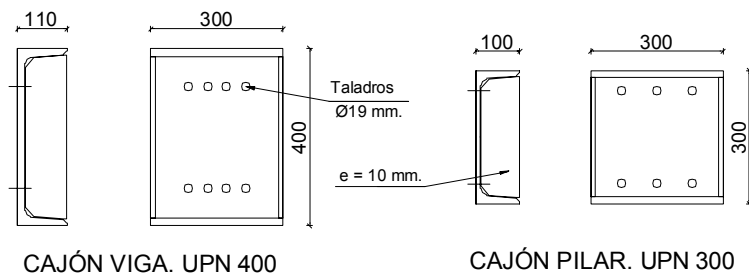


Fig. 3.4. Cajón metálico situado en los extremos de la probeta (cotas en mm.)

En la Figura 3.5a se muestra la fotografía de una probeta colocada dentro del encofrado para su hormigonado. Cabe señalar que la continuidad de esfuerzos entre pórtico de ensayos y probeta se consigue solapando barras corrugadas (con los extremos roscados) con la armadura propia de la probeta. Su disposición puede verse en la Figura 3.3 y 3.6.

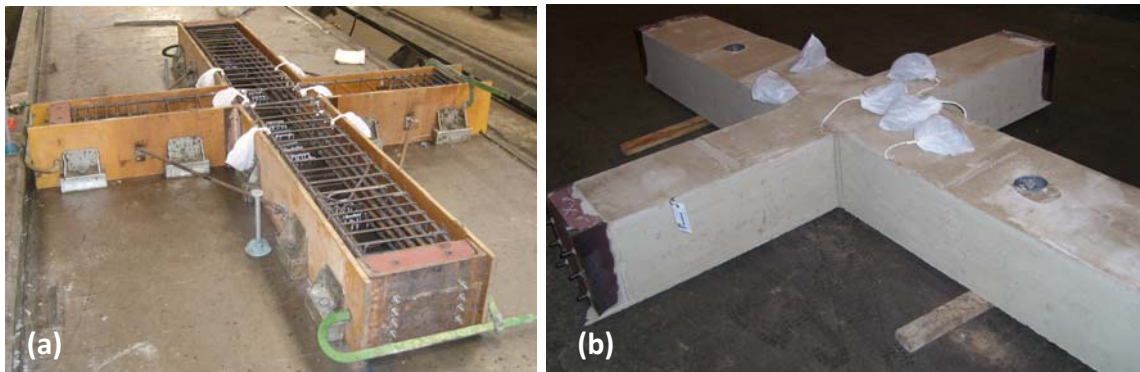


Fig. 3.5. Fabricación de la probeta de hormigón armado. a) ferralla de la probeta colocada en el encofrado para su hormigonado, b) probeta finalizada con la instrumentación protegida en bolsas.

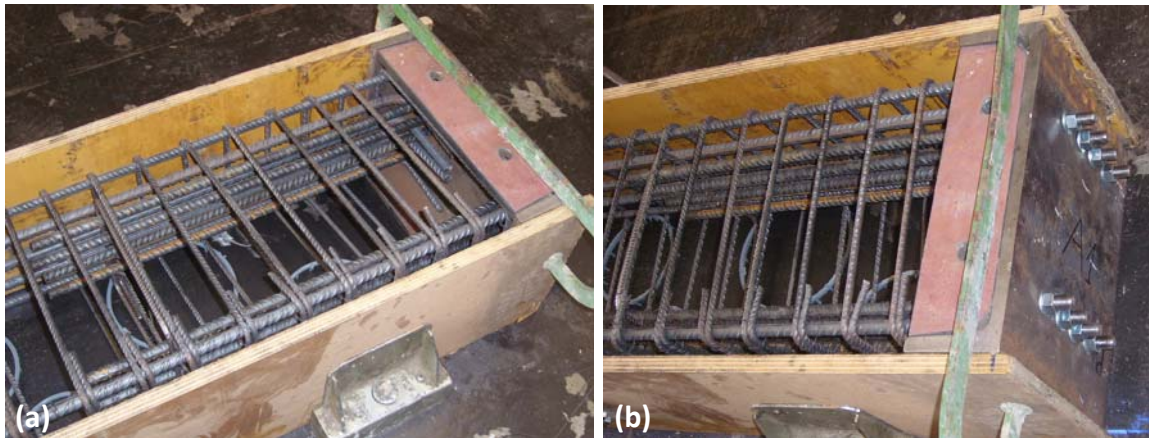


Fig. 3.6. Barras corrugadas embebidas en la probeta para asegurar la conexión entre la probeta y el pórtico de ensayos

Existen investigaciones en las cuales se ha tenido en consideración los efectos del forjado sobre las vigas para el diseño de éstas. Algunos autores han utilizado elementos auxiliares para simular el confinamiento transversal que genera el forjado sobre las vigas (Pantelides et al., 2008 y Beres et al., 1992). Y autores como Li et al. (2009) y Benavent-Climent et al. (2008) llegan a incluir una parte de forjado en la parte superior de las vigas.

No obstante, Beres et al. (1992) señala que el forjado no tiene un efecto significativo en la resistencia, la degradación de rigidez y la energía disipada, pero sí se producen algunos cambios en la distribución del daño. En el resto de referencias nombradas en la Tabla 3.1 no se incluyen los efectos del forjado, y en la presente investigación tampoco se aplicó ningún sistema que lo simulase.

### **3.2.3 Materiales**

Para la elección de los materiales utilizados para la fabricación de las probetas (hormigón y acero) se tuvo en consideración las características de los materiales que se utilizaban en los años 80 y 90, excepto el acero para el refuerzo exterior, que se utilizó el más común en la actualidad.

#### **3.2.3.1 Hormigón**

La resistencia del hormigón convencional que se utiliza en la actualidad para la construcción de los edificios en España es de 25-30 MPa, pero el propósito de la investigación no solo es reforzar edificios no diseñados a cargas horizontales, sino también poder contemplar estructuras deterioradas. Por lo tanto, el rango de resistencias del hormigón que se utilizó para la fabricación de las probetas oscila entre 13 y 30 MPa. Este rango de resistencias cubre los casos de construcciones deficientes, o que hayan sido dañadas por acciones accidentales como en el caso de terremotos, o por la necesidad de cambiar el uso de la estructura y requieran del aumento de su capacidad resistente. Los valores usados por otros grupos de investigación (Tabla 3.1) en su mayoría no son mayores a 20 MPa, los cuales cubren solamente una parte de los casos anteriores.

El ritmo de fabricación de las probetas fue de 1 unidad al día, por lo que cada una de ellas se fabricó a partir de amasadas diferentes, ejecutadas en la planta de una empresa prefabricadora. Las características mecánicas de este hormigón se determinaban mediante el ensayo de probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. De cada amasada se ensayaron 2 probetas de estas dimensiones a compresión simple a una edad de 28 días para determinar la resistencia característica del hormigón, siguiendo la normativa española correspondiente (AENOR 2003). Asimismo, se ensayaron 2 probetas cilíndricas más de la misma amasada el mismo día que se realizaba el ensayo de la probeta. Dichas probetas cilíndricas se conservaron en las mismas condiciones que los especímenes a ensayar, y permitieron conocer la resistencia del hormigón en el momento de los ensayos. La Tabla 3.3 recoge, para las diferentes probetas, el valor medio de la resistencia a compresión simple obtenida a los 28 días y el día del ensayo del espécimen correspondiente.

Nomenclatura	$f_c$ 28 días (MPa)	Edad probeta el día de ensayo (días)	$f_c$ día ensayo (MPa)	Carga axial (KN)
A.W.L0-1	43.5	225	54.5	0
A.W.L0-2	15.8	224	23.2	0
A.C.L0 (única)	19.2	210	20.7	0
A.C.L1 (única)	16.0	386	23.2	625
A.CA.L0-1	11.1	228	15.6	0
A.CA.L0-2	18.8	233	23.9	0
A.CA.L1-1	10.1	340	13.2	350
A.CA.L1-2	14.5	378	19.7	530
A.VB.L0-1	20.4	256	27.4	0
A.VB.L0-2	17.8	241	24.5	0
A.VB.L1 (única)	17.9	331	27.5	625
A.DB.L0-1	13.6	261	22.4	0
A.DB.L0-2	14.9	256	22.2	0
A.DB.L1-1	20.7	306	28.5	765
A.DB.L1-2	22.2	311	28.3	765
S.VB.L0-1	25.0	263	28.3	0
S.VB.L0-2	16.9	294	20.6	0
S.DB.L0-1	19.4	270	26.9	0
S.DB.L0-2	23.2	279	30.4	0

Tabla 3.3. Resultado de probetas cilíndricas a los 28 días y el día del ensayo de los nudos viga-columna. Carga axial aplicada sobre las columnas

En la Figura 3.7 se muestran las fotografías del vertido de hormigón en una de las probetas, la prensa hidráulica para la realización del ensayo de compresión de probetas cilíndricas, y la rotura a compresión de una de las probetas cilíndricas.



Fig. 3.7. a) Vertido de hormigón en probeta. b) prensa hidráulica para ensayo de compresión. c) rotura a compresión de probeta cilíndrica.



### 3.2.3.2 Armaduras

El acero que se empleó para el armado de las probetas fue B500SD, de mayor resistencia al utilizado en las construcciones de los años 80 y 90 (B400S), pero éste último no se pudo encontrar en el mercado. El acero B500SD está recogido por la normativa española actual EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008) y por la mayoría de códigos internacionales (CEB-FIB, 1991; CEN, 2004a). Su caracterización se realizó en los laboratorios de ICITECH, cuyos resultados figuran en el Anexo I. El límite elástico y la tensión de rotura de las armaduras fue de 550/660 MPa para las armaduras de diámetro nominal 12mm. y de 570/675 MPa para las armaduras de diámetro nominal 16mm.

En la Figura 3.8a se muestra la curva fuerza-desplazamiento del ensayo a tracción de una armadura de 16 mm. de diámetro. La pequeña pendiente inicial se debe al acople de la barra con las mordazas de la prensa. En la curva se distingue claramente la zona elástica, la zona de fluencia y la zona de endurecimiento, y finalmente se llega a la zona de rotura, en la cual se produce la estricción de la barra (Figura 3.8 b).

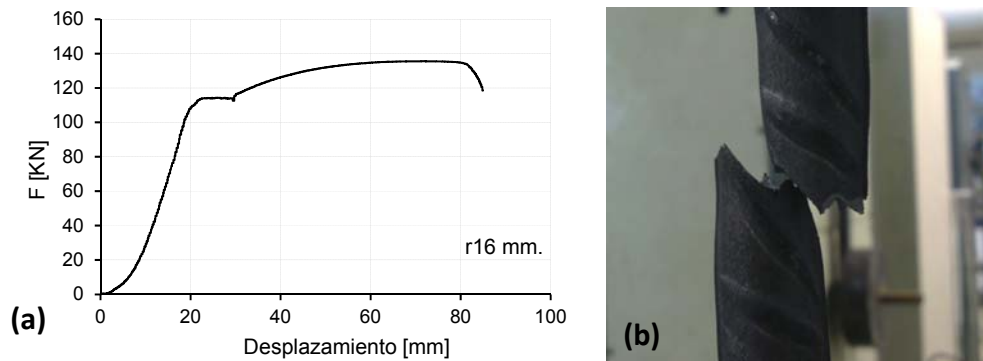


Fig. 3.8. Ensayo de tracción de la armadura diámetro nominal 16mm. a) curva fuerza-desplazamiento. b) estricción de la barra

### 3.2.4 Armado interior de las probetas

Han sido considerados dos tipos de armado para las vigas de las probetas. Uno simétrico (Tipo S) y otro asimétrico (Tipo A) que cubren dos tipos de casos.

La práctica constructiva de ejecución de vigas de forjados de edificación en España consiste (por cuestiones constructivas) en colocar tramos de vigas formados por una armadura base discontinua que solapa dentro del nudo, y un refuerzo de armadura para negativos en el apoyo que cubre el esfuerzo de cálculo restante. La presente investigación pretende estudiar el comportamiento real de estructuras que mantengan esta configuración, por ello un tipo de armado (Tipo A) empleado en la fabricación de las probetas se ha elaborado a partir de las cuantías y disposiciones que se puede encontrar en la práctica a la hora de ejecutar el refuerzo de una estructura de la tipología descrita.

Este tipo consiste en un armado asimétrico compuesto por dos tramos de vigas con una armadura discontinua (armado superior  $2\varnothing 12$ , armado inferior  $2\varnothing 16$ ) que solapa en el interior del nudo con una longitud de 250 mm., con estribos  $\varnothing 8/100$  mm y un armado de refuerzo superior continuo  $3\varnothing 16$  mm. (Figuras 3.9 y 3.10).

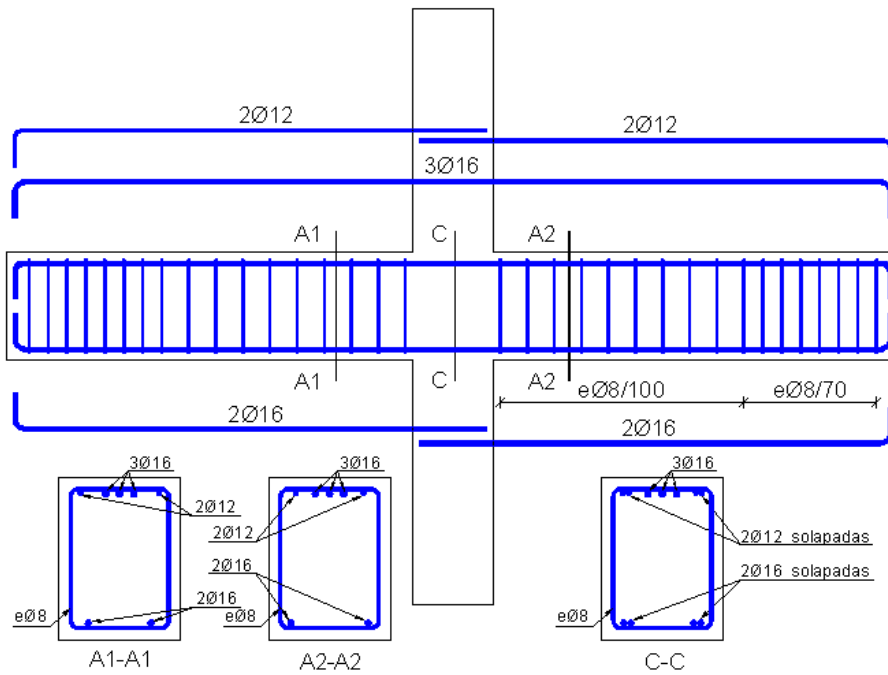


Fig. 3.9. Armado viga Tipo A

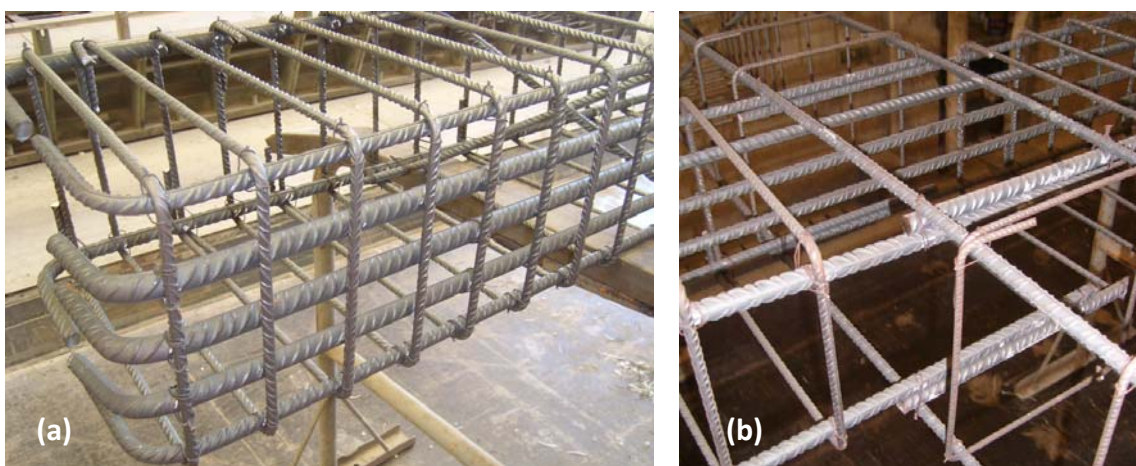


Fig. 3.10. Fotografías del armado de la viga Tipo A. a) terminación en extremo, b) solape de armadura discontinua en nudo.

El tipo de armado simétrico presenta una cuantía mayor a la habitual, y continua, pretendiendo cubrir los casos en los que la armadura de la que dispone la construcción es capaz de soportar las cargas horizontales, bien por un correcto diseño de la misma, o bien porque ha sido reforzada posteriormente. Con esta tipología de armado se evita por tanto el fallo en la viga, trasladando el posible fallo al nudo o a la columna. La armadura de este tipo de probetas consta de  $5\phi 20$  mm. para la armadura longitudinal superior e inferior y estribado doble  $2\phi 8/100$  mm. (Figuras 3.11 y 3.12).

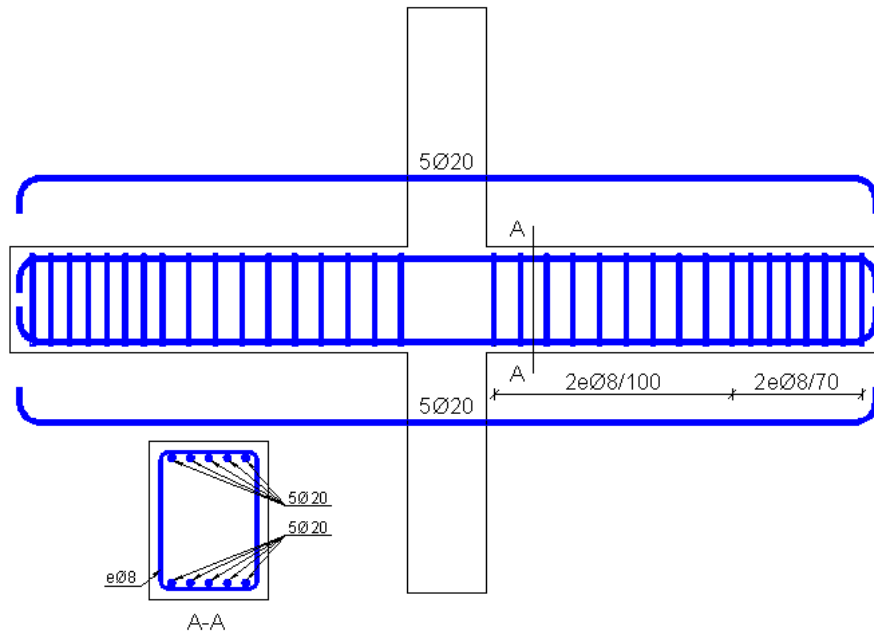


Fig. 3.11. Armado viga Tipo S

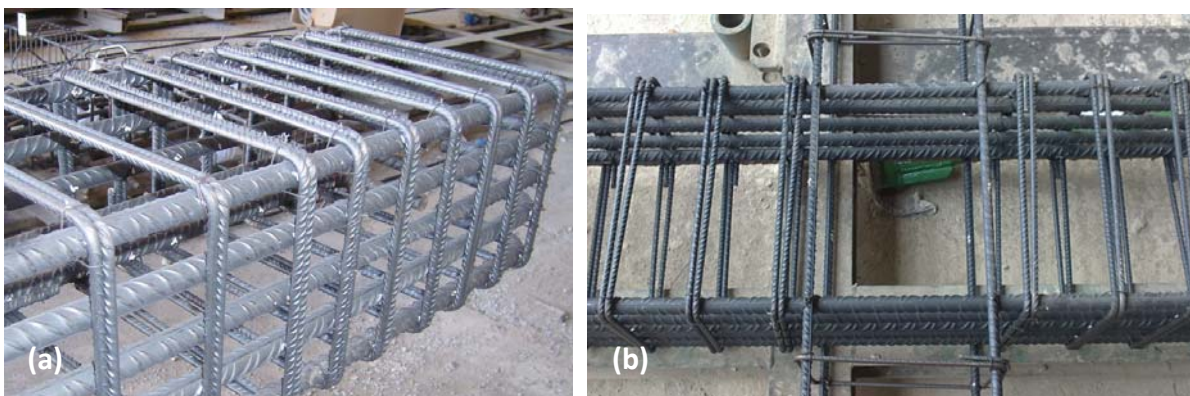


Fig. 3.12. Fotografías del armado de la viga Tipo S. a) terminación en extremo, b) continuidad de armaduras en el nudo.

Investigadores como Dhakal et al. (2005) y Li et al. (2009) utilizaron disposiciones de armado similares, pero solapando las armaduras fuera del nudo. Otros investigadores como Lee et al. (2010) o Au et al. (2005) no consideraron el solape. Pantelides et al. (2008) realizó algunos estudios considerando el pull-out de las armaduras inferiores de las vigas en el interior del nudo, normalmente causado por la falta de longitud de anclaje de la armadura en el interior del nudo, pero en sus ensayos no se tuvo en consideración el efecto de la carga gravitatoria sobre las vigas.

No se utilizó armado transversal en el interior del nudo para ninguna de las probetas ejecutadas.

El armado del soporte de las probetas se diseñó con cuantías mínimas de armadura. La armadura longitudinal consiste en  $4\varnothing 12$  mm. y la armadura transversal en estribos  $\varnothing 6/150$  mm. (Figura 3.13 y 3.14).

La armadura longitudinal se ejecutó de forma continua sin solapes sobre el nivel de las vigas. Algunos investigadores como Pantelides et al. (2008) o Beres et al. (1992) sí consideraron los solapes en dicha armadura. No obstante, la discontinuidad de las armaduras de las vigas provocó el fallo de éstas antes de causar daños en las columnas. Por ello, con el fin de reducir el número de variables contempladas en el este programa experimental, y considerando que el empresillado metálico proporciona mayor confinamiento a la sección de HA el cual beneficia la adherencia de sus armaduras, se decidió no contemplar el solape de las armaduras longitudinales de la columna.

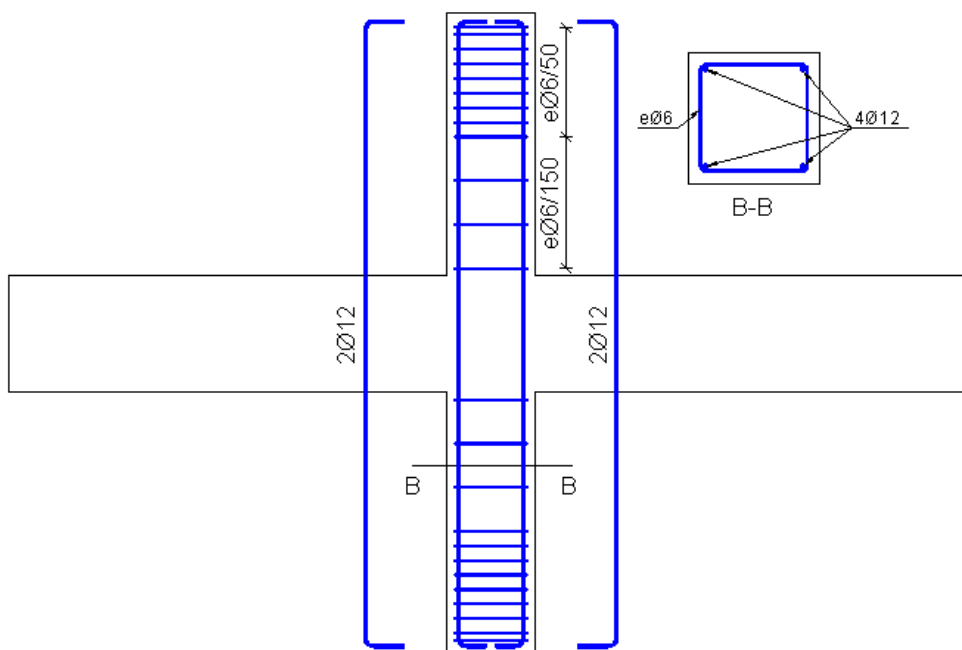


Fig. 3.13. Armado de soporte

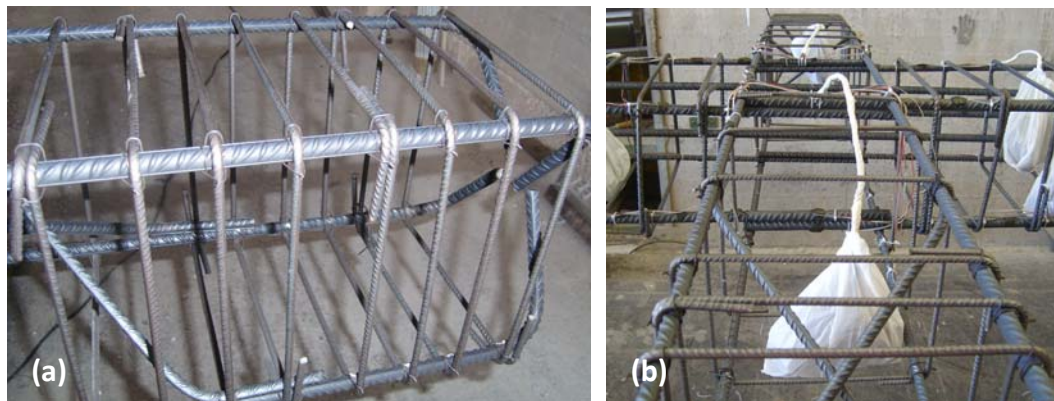


Fig. 3.14. Fotografías de la armadura del soporte

El recubrimiento nominal dispuesto para las armaduras fue de 25 mm., coincidiendo con el mínimo permitido por la normativa española de hormigón “EHE-98” anterior a la actual, para una “Clase general de exposición I” y un “nivel normal” de control de ejecución.

Con el fin de evitar posibles problemas originados por la concentración de tensiones debido a la carga aplicada por las prensas, el armado transversal se concentró en los extremos, de forma que el efecto de confinamiento que proporcionan los estribos sobre el hormigón sea mayor, y por tanto la resistencia a compresión y a cortante del hormigón en esta zona aumente (Figuras 3.10a, 3.12a y 3.14a).

### **3.2.5 Refuerzo metálico**

Dado que el presente estudio pretende analizar el funcionamiento de los SHARAPM como técnica de refuerzo de estructuras de hormigón armado no diseñadas a esfuerzos horizontales, las probetas se refuerzan con angulares y presillas en los tramos de soporte, y con diferentes elementos de conexión con el nudo.

El refuerzo en el tramo de soporte mejora la capacidad de absorber esfuerzos axiales, cortantes y flectores, mientras que los refuerzos de nudo pretenden aumentar la superficie de transmisión de cargas, conectar los perfiles metálicos de ambos tramos de soporte a través del nudo, y mejorar la resistencia a cortante del propio nudo.

Los elementos metálicos que formaron el refuerzo, se fabricaron con acero laminado de 275 MPa de límite elástico, y para el mortero de cemento colocado entre los elementos de refuerzo y el hormigón (excepto entre capitel y nudo), se ha empleado una relación cemento/arena de 1/2.





Fig. 3.15. Acopio de algunas probetas en fase de ejecución

### 3.2.5.1 Refuerzo de la columna

La longitud de los angulares del refuerzo se obtuvo a partir de la configuración de angulares y presillas de un soporte completo, según se muestra en la Figura 3.16a. La configuración del refuerzo de las columnas se muestra en la Figura 3.16b, obtenida mediante simetría considerando los elementos de conexión de éstas con el pórtico (Figura 3.32).

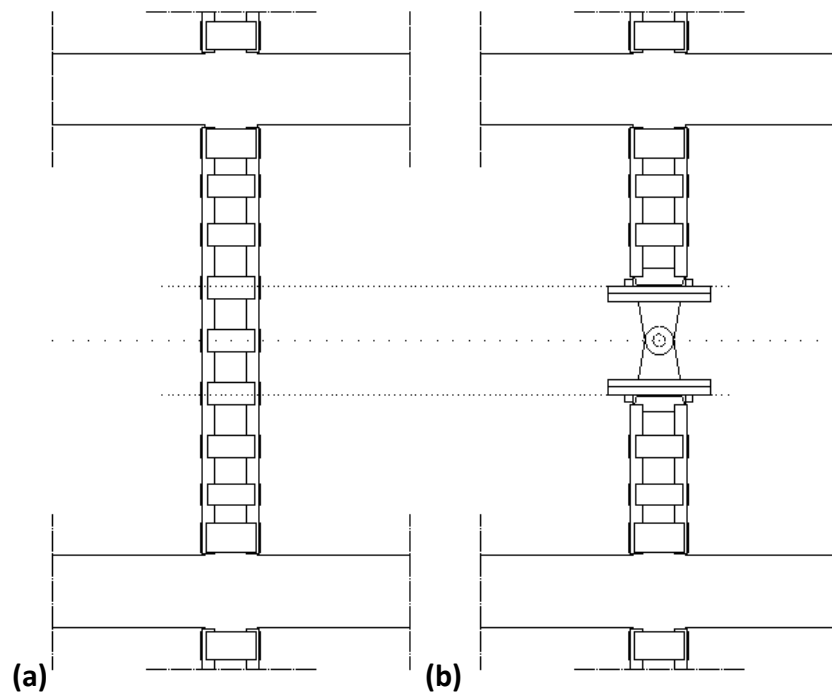


Fig. 3.16. Equivalencia soporte completo–semisoporte. a) soporte real. b) simetría utilizada

Bajo acciones horizontales los esfuerzos cortantes son constantes a lo largo del soporte, pero no así los momentos flectores, que son nulos en el centro del soporte y aumentan linealmente hasta el nudo, en el cual el momento flector es máximo. Por ello la concentración de presillas se aumentó en la cabeza y en el pie del soporte.

Los cuatro angulares de las esquinas del soporte que se colocaron fueron de L70.7 mm., y las presillas de 260x120x8 mm., excepto las más próximas al nudo en el que se colocaron presillas de 280x160x8 mm., según las separaciones que se indican en la Figura 3.17. Asimismo, para asegurar una buena transmisión de cargas del pórtico de ensayos al refuerzo, los angulares se soldaron a los cajones metálicos de los extremos.

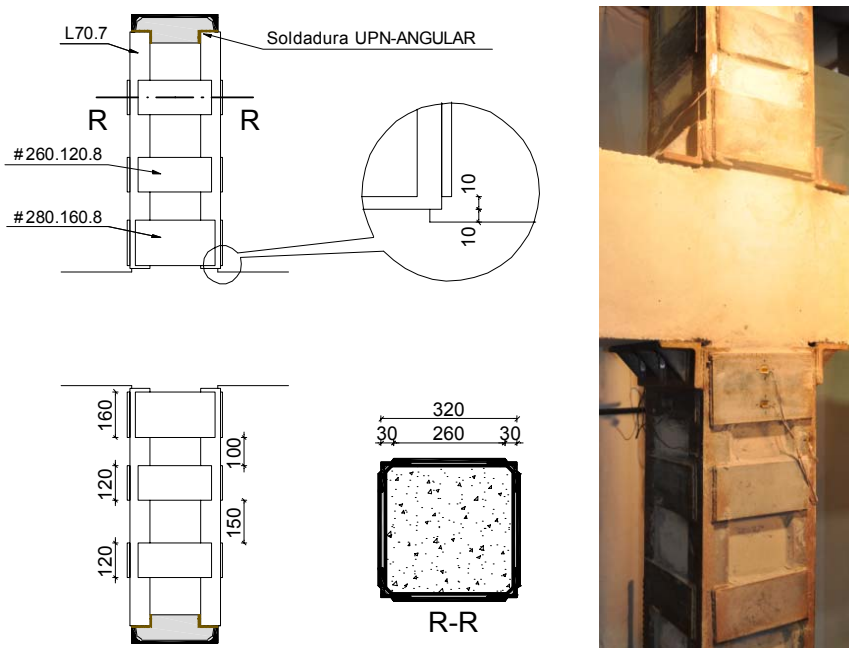


Fig. 3.17. Refuerzo tramos de soporte

### 3.2.5.2 Refuerzo del nudo

Se han planteado diferentes tipos de refuerzo del nudo. Además de la probeta testigo que se fabricó sin ningún tipo de conexión entre las columnas y el nudo, se ejecutaron cuatro tipologías de refuerzo, las cuales tienen en común el uso de capiteles metálicos.

El capitel del refuerzo está formado por un angular metálico de mayor sección que el angular utilizado para el soporte. Este se soldaba a la presilla más próxima al nudo con un cordón de soldadura longitudinal, y soldados además a los angulares metálicos de las esquinas de las columnas mediante dos cordones de soldadura transversales. De este modo los capiteles quedan soldados al refuerzo del soporte por los tres bordes.

Las dimensiones de los capiteles se fijaron teniendo en cuenta los resultados obtenidos por Garzón-Roca et al. (2011a). Cabe destacar dos cuestiones referentes a los capiteles que se emplearon en dicha investigación:

- Capiteles en la zona comprimida: Los capiteles se realizaron con una longitud menor a la anchura del nudo, por lo que, en compresión, penetraban dentro de él, provocando el desprendimiento del hormigón del recubrimiento con unas fisuras muy marcadas. La Figura 2.27b del Capítulo 2 muestra una fotografía que recoge este efecto.
- Capiteles en la zona traccionada: Los capiteles no eran lo suficientemente rígidos como para transmitir los esfuerzos de tracción que se generaban sin sufrir altas deformaciones. La Figura 2.28d del Capítulo 2 muestra una fotografía en la que puede verse la deformación del capitel como consecuencia de las dos fuerzas puntuales aplicadas por las barras pasantes del refuerzo.

Para evitar los problemas descritos sobre los capiteles, y teniendo en cuenta que en esta investigación los capiteles deben transmitir esfuerzos en el nudo en compresión y tracción alternadamente, en esta investigación los angulares empleados para formar los capiteles se han empleado con una longitud mayor a la anchura del nudo, y con un espesor mayor al espesor del angular del refuerzo del soporte. Los capiteles consistieron por tanto, en angulares L100.14 mm. con con varios rigidizadores metálicos de 12 mm. de espesor (Figura 3.18).

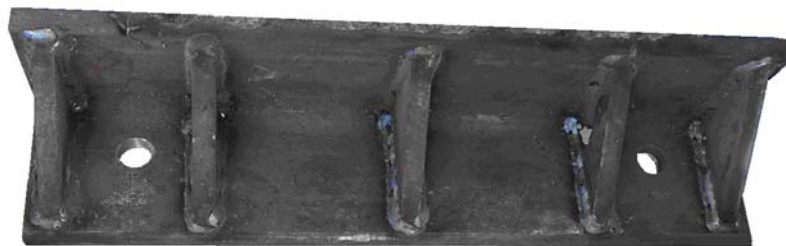


Fig. 3.18. Capitel empleado para refuerzo de nudo con barra vertical

La Figura 3.19 muestra todas las tipologías de refuerzo ensayadas. Cabe destacar que las barras de refuerzo en el nudo se colocaron exteriores a la sección de hormigón para evitar dañar las armaduras de la viga al ejecutar taladros pasantes a través de ésta.

La conexión con barras de refuerzo se ha materializado con barras de acero corrugado de 16 mm de diámetro de acero B 500SD; estas barras eran roscadas en sus extremos, de forma que una vez ejecutado el refuerzo, se apretaban y se fijaban con doble tuerca. Para el caso de que el elemento de conexión se tratase de taco químico, se han seguido las recomendaciones del fabricante del producto y se ha empleado una varilla de acero roscada de 16 mm. de diámetro.



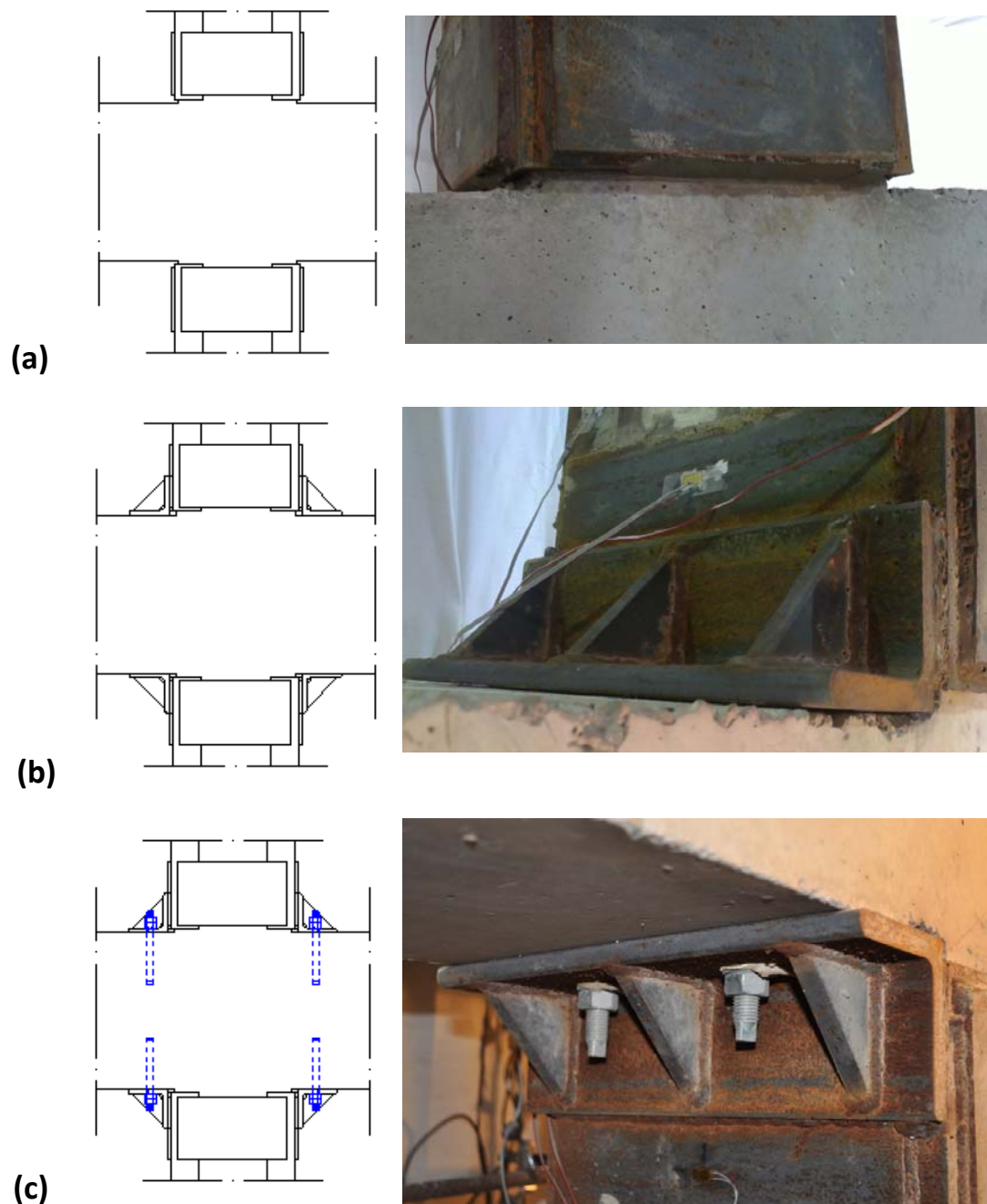


Fig. 3.19. Refuerzo de nudos. a) sin refuerzo, b) solo capitel, c) taco químico, d) barra vertical, e) barra diagonal

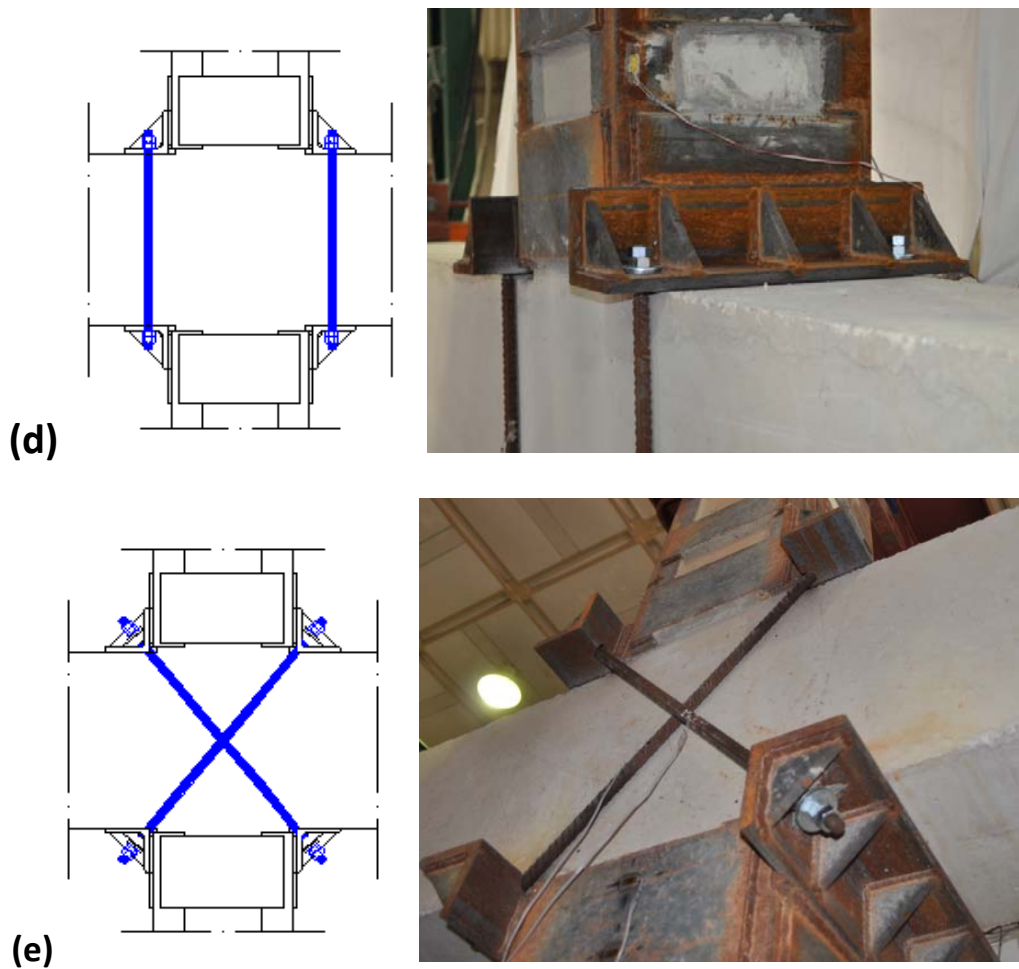


Fig. 3.19. Refuerzo de nudos. a) sin refuerzo, b) solo capitel, c) taco químico, d) barra vertical, e) barra diagonal

### 3.3 Instrumentación

Las diferentes probetas a ensayar se instrumentaron con una serie de galgas extensométricas y captadores de desplazamiento (LVDTs). Asimismo, para registrar la carga aplicada por las prensas hidráulicas se emplearon transductores de fuerza y captadores de presión.

La instrumentación en las probetas es diferente según se trate de vigas Tipo A o Tipo S, y del tipo de refuerzo empleado en el nudo. En el caso de que se empleen barras exteriores como elemento de conexión en el nudo, dichas barras también eran instrumentadas.

#### 3.3.1 Instrumentación de la armadura

Para medir las deformaciones de la armadura interior de las probetas se utilizan bandas extensométricas (galgas), colocadas en diferentes barras y posiciones. En la Figura 3.20 se muestra la fotografía de una galga colocada en una barra de  $\varnothing 20$  mm. perteneciente al armado de viga Tipo S.

Para cada elemento soporte o viga, se instrumentaron las cuatro barras de las esquinas para las secciones de entronque soporte-viga y además se instrumentaron, con varias galgas, dos barras de las esquinas opuestas de la sección, tanto para soportes como para vigas Tipo A, y también se instrumentaron las barras continuas situadas en el centro de las secciones de los dos tipos de vigas.

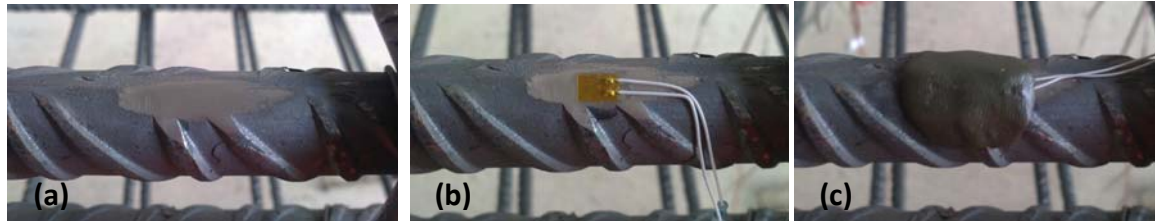


Fig. 3.20. Galga extensométrica en armado interior. a) preparación de la superficie de la armadura, b) galga colocada en dirección longitudinal, c) protección de la galga

Algunas de las armaduras de las vigas o columnas se instrumentaban en varias secciones próximas entre ellas con el fin de captar la evolución de las deformaciones de cada sección de la barra a lo largo de ésta. Su importancia estriba en valorar la pérdida de adherencia de las armaduras en las zonas próximas al nudo, donde los esfuerzos de tracción y compresión se producen alternadamente. Este fenómeno ha sido observado en ensayos experimentales como los de Zaid A et al. (1999), Au FTK et al. (2005) y Li B et al. (2009).

La armadura de las probetas se instrumentó del siguiente modo:

#### Instrumentación de la armadura del soporte

Se colocan 14 galgas en los soportes (Figura 3.21):

- 4 en cada sección de entronque soporte-viga (posición -1 y 1).
- 3 más en dos de las barras situadas en esquinas opuestas de la sección (posición -2, 0 y 2).

#### Instrumentación de la armadura de la viga Tipo A

Se colocan 27 galgas en las vigas Tipo A (Figura 3.22):

- 4 en cada sección de entronque soporte-viga (posición -2 y 2).
- 6 más en dos de las barras situadas en esquinas opuestas de la sección (posición -3, -1, 0, 1 y 3).
- 7 en la barra continua situada en el centro de la sección (posición -3, -2, -1, 0, 1, 2 y 3).

#### Instrumentación de la armadura de la viga Tipo S

Se colocan 22 galgas en las vigas Tipo S (Figura 3.23):

- 4 en cada sección de entronque soporte-viga (posición -2 y 2).
- 7 en las dos barras continuas situadas en el centro de la sección (posición -3, -2, -1, 0, 1, 2 y 3).

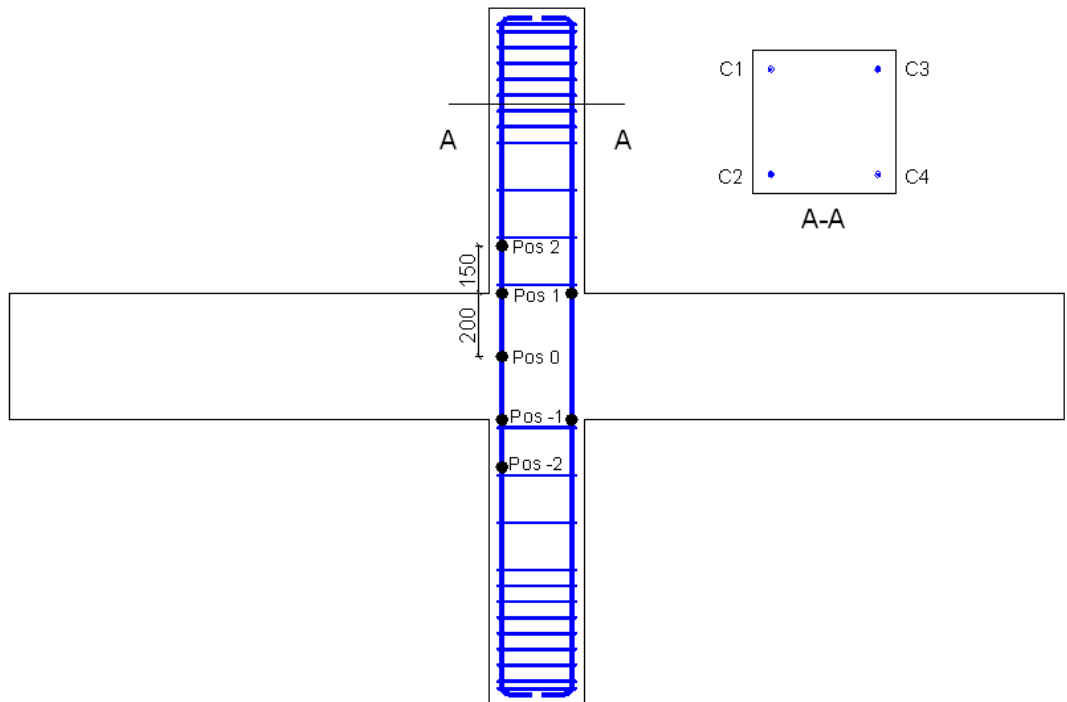


Fig. 3.21. Galgas extensométricas en armado de soportes

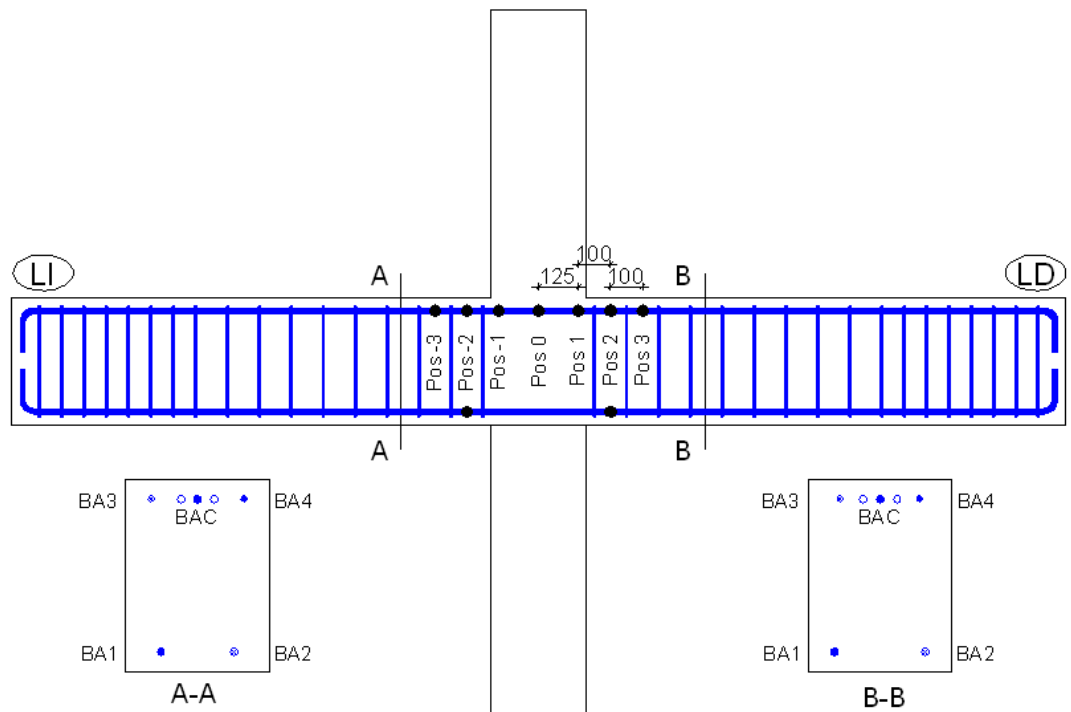


Fig. 3.22. Galgas extensométricas en armado de viga Tipo A

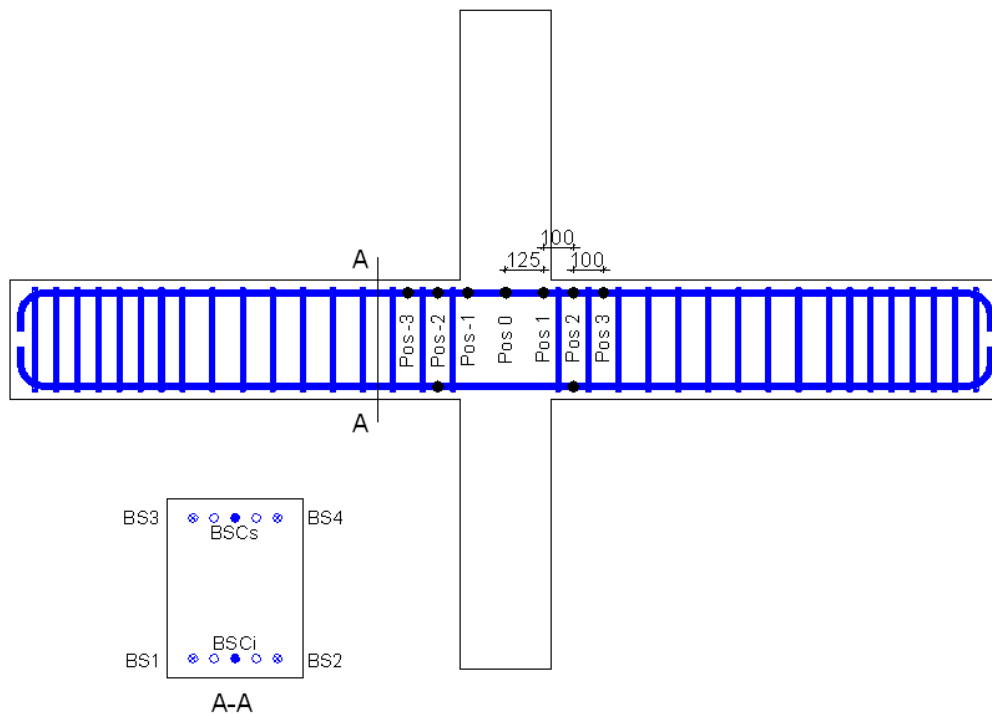


Fig. 3.23. Galgas extensométricas en armado de viga Tipo S

### 3.3.2 Instrumentación del refuerzo

El refuerzo exterior de las probetas se instrumenta con bandas extensométricas dispuestas en diferentes posiciones de los angulares y de las presillas, y también en cada una de las barras exteriores del refuerzo del nudo.

La Figura 3.25 recoge un esquema de la instrumentación empleada en el refuerzo exterior de los soportes. Se coloca una galga en cada angular de cada tramo de soporte en la sección libre más próxima al nudo (8 bandas), y en las presillas solamente se instrumenta grupo más próximo al nudo, dos galgas en la presilla frontal superior, dos en la presilla trasera inferior y una más en cada presilla del lateral derecho.



Fig. 3.24. Galgas extensométricas en refuerzo exterior de soportes

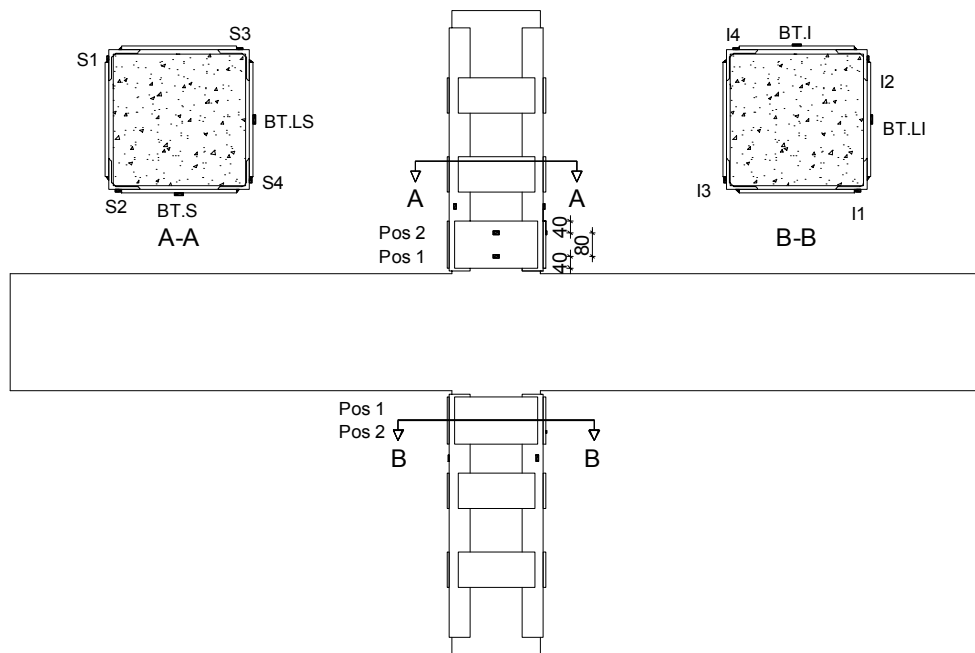


Fig. 3.25. Galgas extensométricas en refuerzo metálico

### 3.3.3 Instrumentación del nudo

Para medir las deformaciones del nudo se utilizaron captadores de desplazamiento formando una cuadrícula diagonalizada (Figura 3.26). En total se utilizaron 5 captadores de desplazamiento con los cuales poder estimar las distorsiones del nudo durante el ensayo.



Fig. 3.26. Captadores de desplazamiento colocados para medir la distorsión del nudo. a) probeta reforzada con barras verticales, b) probeta reforzada con barras diagonales

La instrumentación del nudo fue retirada después de ser superados los ciclos de desplazamiento Drift 1% para evitar que éstos pudiesen resultar dañados, dada la fuerte degradación que se producía en algunos nudos ensayados sobre los cuales se anclaban los captadores de desplazamiento. Adicionalmente, se utilizó una cámara fotográfica para capturar imágenes digitalizadas que permiten obtener, tras su análisis, los desplazamientos de cualquier punto del plano enfocado.

Para controlar el desplazamiento lateral de la probeta por posibles problemas de pandeo causado por la degradación de ésta durante el ensayo, se empleó otro captador de desplazamiento situado horizontalmente a mitad de altura de la probeta.

### **3.4 Acciones sobre probeta**

El presente trabajo trata de estudiar el comportamiento de estructuras de hormigón reforzadas con angulares y presillas metálicas, prestando especial atención al nudo viga-soporte. En este apartado se justifican las acciones a aplicar sobre las probetas que tratan de reflejar la situación real de una estructura.

La naturaleza de las acciones contempladas en el estudio experimental es de dos tipos: acciones gravitatorias y acciones horizontales. Dentro del primer grupo están englobados el peso propio, las cargas muertas y sobrecargas de uso, las cuales generan esfuerzos axiales en los soportes y de flexión y cortante en las vigas de los forjados. El segundo grupo de acciones, trata de movimientos horizontales que pueden provocar importantes esfuerzos cíclicos de cortante y de flexión en los pilares y las vigas y, en menor medida y en función de la configuración de la estructura, axiales variables sobre los soportes, que en este estudio no se han considerado.

#### **3.4.1.1 Cargas gravitatorias**

Las acciones gravitatorias sobre las probetas se introdujeron en el extremo superior de los soportes y en los extremos de las vigas. La Figura 3.27 representa el esquema de cargas gravitatorias considerado.

##### Cargas gravitatorias sobre las columnas

El valor de carga axial sobre el soporte es un parámetro variable que depende de la planta en la que nos encontremos dentro de la estructura. El valor de la carga axial influye en la capacidad resistente del nudo, por ello se han fijado dos valores de axial normalizado "v" diferentes, un mínimo "0" y un máximo "0.3" expresado como el porcentaje de la capacidad última de la sección de hormigón del soporte estudiado, que tratan de recoger las plantas altas y las plantas bajas respectivamente.

El valor del porcentaje de axial máximo se ha obtenido como la inversa del producto de los coeficientes de seguridad empleados según la normativa española en el dimensionamiento de acciones y de materiales. El coeficiente de seguridad de acciones se obtiene como el cociente entre las cargas mayoradas de proyecto para el dimensionamiento a rotura y las cargas realmente existentes durante situaciones accidentales, y el coeficiente de seguridad para materiales corresponde a la minoración de resistencia del hormigón empleada en el cálculo.

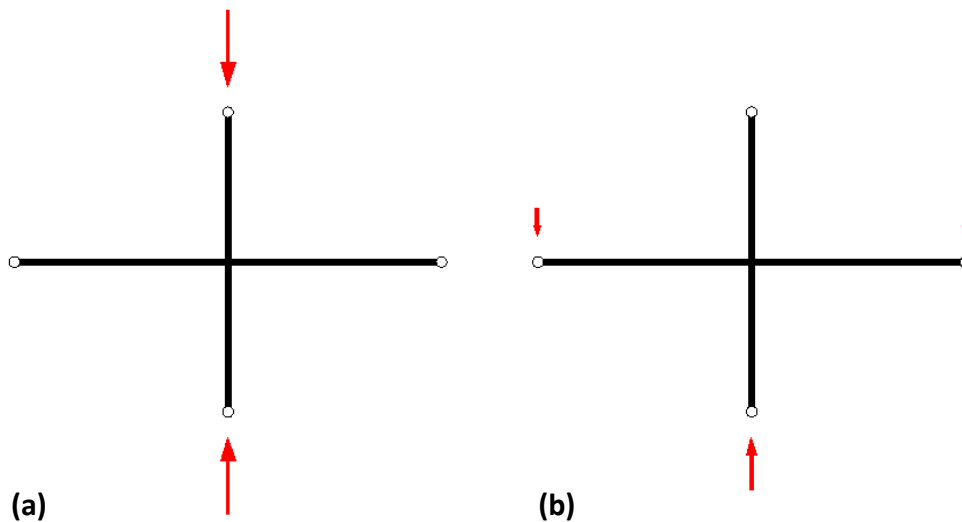


Fig. 3.27. Acciones gravitatorias aplicadas en probetas. a) sobre soporte, b) sobre vigas

#### Carga gravitatoria sobre las vigas

Únicamente se aplicaron cargas gravitatorias sobre las vigas en las probetas Tipo A. No se aplicaron en las probetas Tipo S dado que éstas no tienen un armado “real”, éste se diseñó con el fin de evitar el fallo de las vigas.

El valor de la carga gravitatoria sobre las vigas (sólo para el caso de vigas con armado Tipo A) se fija en un valor de 30 KN aplicado en el extremo de cada viga para simular las cargas del forjado. Dicho valor de carga puntual se ha determinado de tal manera que el esfuerzo flector que genera en su encuentro con el nudo sea similar al que se generaría, en ese mismo punto, en una estructura real por las cargas gravitatorias que se estiman que actuarían sobre el forjado durante un evento sísmico (situación accidental).

Dado que las leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores no se reproducen de la misma manera a lo largo de la viga en la estructura real (cargas uniformes) y en la probeta (carga puntual), debía elegirse cuál de estos esfuerzos se debían respetar más para obtener un comportamiento más afín a la realidad en las proximidades al nudo. La decisión tomada fue prestar más atención al esfuerzo flector generado, ya que es éste el que somete al nudo a esfuerzos cortantes (Au FTK et al., 2005) y pueden a su vez producir el fallo de anclaje de las armaduras de las vigas.

Beres et al. (1992) consideró un valor constante de carga gravitatoria puntual sobre las vigas de 89 KN (20 kips), mientras Prota et al. (2000; 2004) consideró 40 KN, el cual generaba momentos flectores iguales a la mitad del momento de diseño, de acuerdo a ACI. Hakuto et al. (2000) prefirió en su lugar aplicar un desplazamiento vertical impuesto en la base de la columna, flectando de este modo a las vigas.



### 3.4.1.2 Cargas cíclicas

El movimiento sísmico en estructuras de barras genera esfuerzos horizontales que se superponen a las acciones gravitatorias, y generan fuerzas cíclicas de corte en sentidos opuestos como se ilustra en la Figura 3.28. El valor de estas fuerzas depende de la intensidad del movimiento sísmico y de la respuesta de la estructura. En el ensayo se comienza aplicando valores pequeños incrementándolos gradualmente hasta provocar el fallo de las probetas.

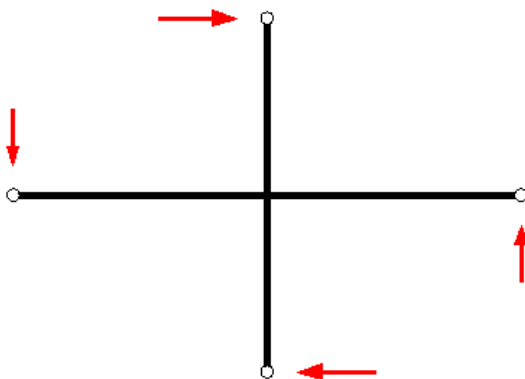


Fig. 3.28. Acciones horizontales resultantes en las probetas

## 3.5 Procedimiento de ensayo

Un punto importante de la investigación es la definición del procedimiento de ensayo. El objetivo es reproducir de la forma más fiel posible el comportamiento real de estructuras de barras de hormigón armado cuando son sometidas a la acción de un sismo. El diseño de los ensayos se ha realizado teniendo en cuenta que se puedan aplicar las acciones descritas anteriormente sobre las probetas, que son: axil en el soporte, precarga gravitatoria en vigas y simulación de cargas cíclicas para todos los elementos. A continuación se describe el protocolo de aplicación de las cargas sobre las probetas para tal fin.

### 3.5.1 Aplicación de las cargas

La carga sobre la columna fue aplicada mediante un actuador hidráulico situado en la parte superior de la probeta y en la dirección de la columna, la cual tenía permitido el movimiento vertical para permitir deformaciones en esta dirección manteniendo la carga constante (Figura 3.32) y la reacción vertical del actuador era soportado por el pórtico de ensayos. Otras posibilidades de ello pueden ser mediante barras exteriores ancladas a la base (Benavent-Climent et al. 2008) o el empleo de tendones interiores a la probeta tensados a un valor inicial, sin posibilidad de asegurar un valor constante de fuerza (Dhakal RP. et al. 2005).

En esta investigación las cargas gravitatorias sobre las vigas han sido consideradas con el objetivo de reproducir la situación real de las construcciones, las cuales tienen un efecto importante en el comportamiento de la misma. No obstante, considerar las cargas gravitatorias sobre las vigas supone

una dificultad añadida. Para ello se ha requerido realizar el ensayo en dos fases, una con control de fuerza impuesta y otra con control de desplazamiento impuesto, como se explica a continuación.

Existen dos modos diferentes empleados por distintos investigadores para aplicar las cargas cíclicas sobre las probetas (Pantelides CP et al., 2008). Un modo consiste en aplicar fuerzas horizontales en el extremo superior del soporte permitiendo el movimiento horizontal de las vigas, pero no el vertical (Figura 3.29a), utilizado en investigaciones como Supaviriyakit T et al. (2007) y Lee WT et al. (2010). Y el otro modo consiste en aplicar fuerzas verticales en los extremos de las vigas con sentido contrario, impidiendo el movimiento horizontal de los extremos del soporte (Figura 3.29.b), como en el caso de Beres A et al. (1992) y Dhakal RJ et al. (2005). En la Tabla 3.1 pueden verse ambos modos de aplicación de las cargas cíclicas.

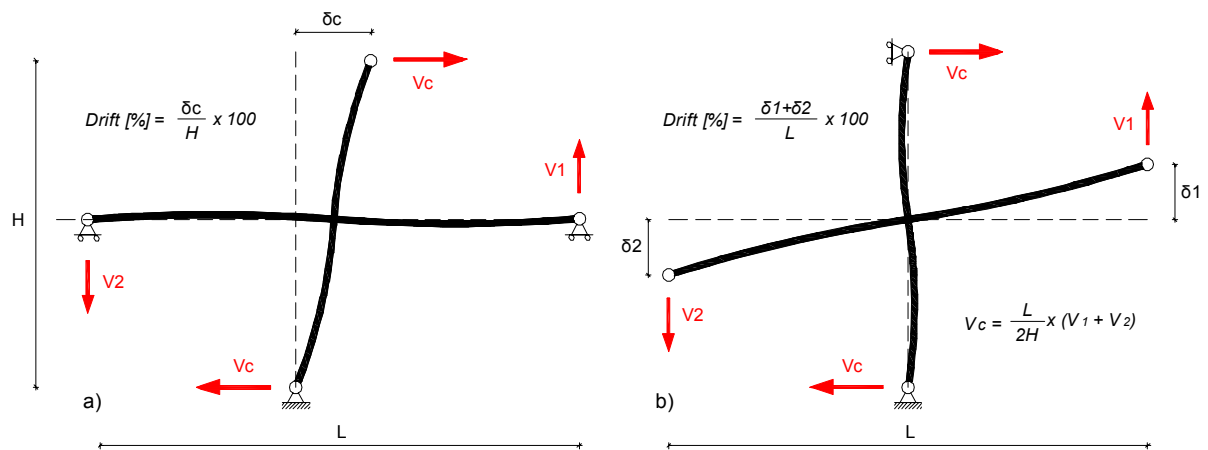


Fig. 3.29. Modos de ensayo para la aplicación de las cargas. a) en columnas, b) en vigas

El segundo modo de ensayo comentado (aplicación de carga sobre las vigas) es un sistema más complicado porque requiere la coordinación de dos actuadores hidráulicos, pero permite mantener la carga gravitatoria constante y el control total de las cargas o desplazamientos que actúan sobre ellas. Es por ello que se ha elegido este modo de ensayo para la investigación.

El protocolo de aplicación de cargas puede realizarse de varios modos cuando se tiene en consideración las cargas gravitatorias. Uno de los principales problemas es mantener dicha carga constante sobre las vigas.

Beres et al. (1992) realizó los ensayos en dos fases. En la primera fase mantenían constante la carga mediante control de fuerza impuesta sobre las probetas incrementando la carga cada tres repeticiones del ciclo, y realizando la inversión del sentido de fuerza cuando se alcanzaba un cierto valor de fuerza. La segunda fase comentan que la realizaron mediante control de desplazamiento, manteniendo constante la suma algebraica de fuerzas en las vigas (inicialmente cargadas gravitatoriamente) incrementando los valores de rotación de las vigas, pero no especifican los detalles sobre estos incrementos. Puede deducirse que el control de desplazamiento que realizaron

consiste en efectuar la inversión de los ciclos al alcanzar un cierto valor de rotación, pero el ensayo parece ser continuado mediante fuerza impuesta. Este es un punto importante, dado que ello permite mantener constante la carga gravitatoria inicial sobre las vigas pero presenta desventajas cuando los efectos no lineales comienzan a desarrollarse. Si en una de las vigas se forma una rótula plástica, en ésta se concentraría la mayor parte de la rotación y podría alcanzar el valor de Drift preestablecido para la inversión, limitando la capacidad de la probeta, ya que no se permitiría que otros elementos proporcionasen más resistencia. Esta deducción se obtiene a partir de la gráfica de resultados publicada, la fuerza cortante en las vigas es simétrica durante todo el ensayo pero la armadura dispuesta en ellas no lo es en ambas caras de flexión, por tanto, dado que la rigidez no es la misma, el ensayo debió realizarse por control de fuerza impuesta con inversión de movimiento al alcanzar cierto valor de deformación.

Por otra parte, Prota et al. (2000; 2004) realiza dos fases de fuerza impuesta, cambiando el sentido de los ciclos tras obtener un cierto valor de fuerza. Este modo de control hace imposible lograr la rama de descarga del ensayo. Como puede verse en las figuras de estas publicaciones, la fuerza resultante diverge tras superar el pico de carga máximo.

Benavent-Climent et al. (2008) y Hakuto et al. (2000) realizaron sus ensayos mediante control de desplazamiento impuesto, obteniendo la degradación de resistencia de las probetas una vez superada la capacidad máxima.

En esta investigación, se decidió realizar los ensayos combinando ambos tipos de control, fuerza y desplazamiento, para las probetas Tipo A. Para las probetas Tipo S únicamente se realizó el control mediante desplazamiento impuesto dado que en este tipo de probetas no se incluía la carga gravitatoria sobre las vigas. Cada uno de los ciclos se repetía tres veces para identificar el aumento o no de la degradación con el número de repeticiones, del mismo modo que Lee JY et al. (2009) y Li B. et al. (2009). La inversión del movimiento se realizaba tras alcanzar un valor de desplazamiento concreto expresado como "Drift". Se define como Drift el porcentaje de desplome entre plantas consecutivas, como se muestra en la Figura 3.29.

Las Figuras 3.30a, 3.30b y 3.30c muestran el protocolo de carga utilizado para los ensayos de las probetas Tipo A, en las que se diferencian las dos fases interrumpidas por un tiempo de espera necesario para ajustar los parámetros del cambio de fase, y en las Figuras 3.30 d, 3.30e y 3.30f se muestran las gráficas correspondientes a las probetas Tipo S (un único sistema de control, desplazamiento impuesto).

Se decidió utilizar una velocidad de ensayo más lenta al inicio del ensayo, cuando los movimientos son más pequeños y la probeta no está muy dañada, y más tarde más rápida, para no extender demasiado la duración de los ensayos.

El periodo de los ciclos de la primera parte del ensayo para las probetas Tipo S establecido fue de 240 segundos por ciclo en el control de desplazamiento, mientras que para el control de fuerza de la primera fase de las probetas Tipo A se utilizó una velocidad de carga de 0.33 KN por segundo. El Drift fue incrementado a 0.25%, 0.50% 0.75% y 1.00% en esta primera etapa. En la segunda fase, el control para ambos tipos de probetas se realizó mediante desplazamiento impuesto a una velocidad

de desplazamiento variable en cada ciclo para que los ciclos se completasen en 120 segundos, incrementándolos en 0.50% de Drift hasta alcanzar el fallo de la probeta.

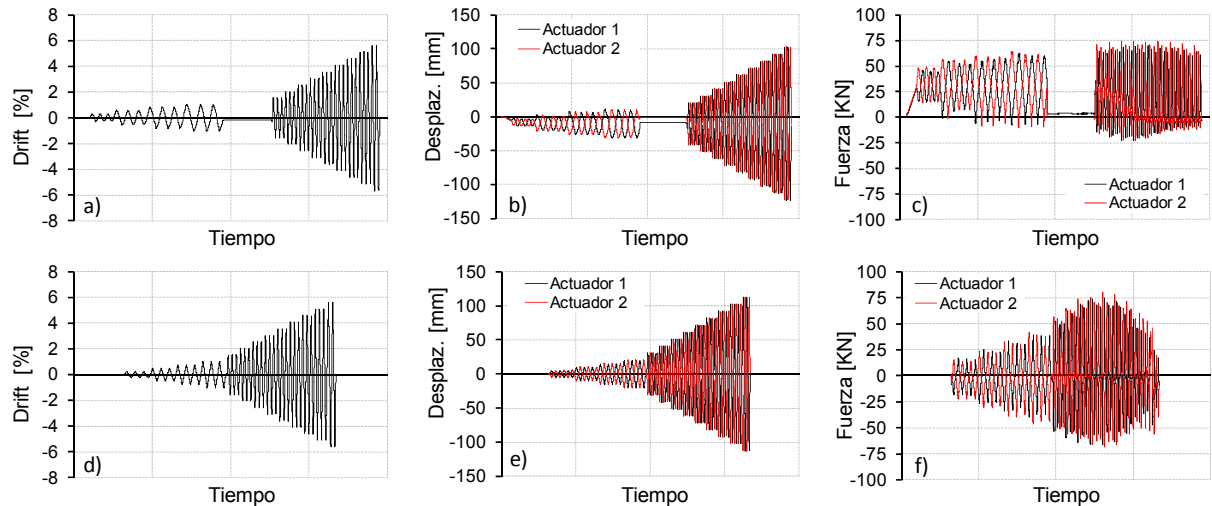


Fig. 3.30. Protocolos de carga. a, b, c) probetas Tipo A. Drift/desplazamiento/fuerza-tiempo, d, e, f) probetas Tipo S. Drift/desplazamiento/fuerza-tiempo

El valor de desplazamiento Drift 1% para realizar el cambio de fase se estimó como un valor en el que la probeta no presentaría daños importantes. El daño de este tipo de nudos se suele producir entre el Drift 1% y el Drift 2% según otras investigaciones, raramente se produce a desplazamientos mayores al Drift 3%. La segunda fase continúa a partir del Drift 1% hasta el fallo de la probeta. En esta fase la carga gravitatoria sobre las vigas dependen del estado de degradación de éstas, dado que el control no se realiza mediante fuerza impuesta, sino mediante desplazamiento impuesto, y el valor de la fuerza obtenida depende de la rigidez de la pieza, que cada vez es menor. Como puede verse en la Figura 3.30b, el desplazamiento inicial requerido para obtener la carga gravitatoria constante durante la primera fase del ensayo cada vez es mayor. En la segunda fase el desplazamiento es simétrico dado que es impuesto, mientras que el valor de las fuerzas no lo son.

Gracias a esta combinación de fases, la carga gravitatoria de las vigas se mantiene constante durante toda la primera fase (dado que la fuerza es impuesta), y también se mantiene constante para los primeros ciclos de la segunda fase a pesar se controlarse con desplazamientos impuestos (Figura 3.30c). La suma algebraica de las fuerzas sobre las vigas equivale a la suma de cargas gravitatorias sobre las vigas. En cambio, para desplazamientos mayores el valor de esta suma decrece paulatinamente según la degradación de rigidez de las vigas. La no simetría de las vigas hace que la fuerza en ambas sea diferente para un mismo desplazamiento, y ello permite que se produzca una redistribución de esfuerzos en la probeta, permitiendo que los elementos más fuertes continúen participando en la respuesta de la probeta cuando otros han alcanzado su capacidad máxima, como ocurre en las estructuras reales.

Todos los ensayos de las probetas Tipo S fueron realizados mediante control de desplazamiento. En la Figura 3.30d y 3.30e puede observarse la simetría de los desplazamientos aplicados, y también en la Figura 3.30f, pero con incrementos no proporcionales a los desplazamientos.

### **3.5.2 Control de ensayo**

Fue desarrollado un software Ad-hoc para seguir el ensayo en tiempo real, monitorizando los parámetros y medidas de interés. La Figura 3.31 muestra los monitores de dos equipos empleados para los ensayos. Uno de ellos se empleó para el control del ensayo (equipamiento hidráulico y protocolo de carga) y el otro se utilizó para recoger las medidas del ensayo (instrumentación).

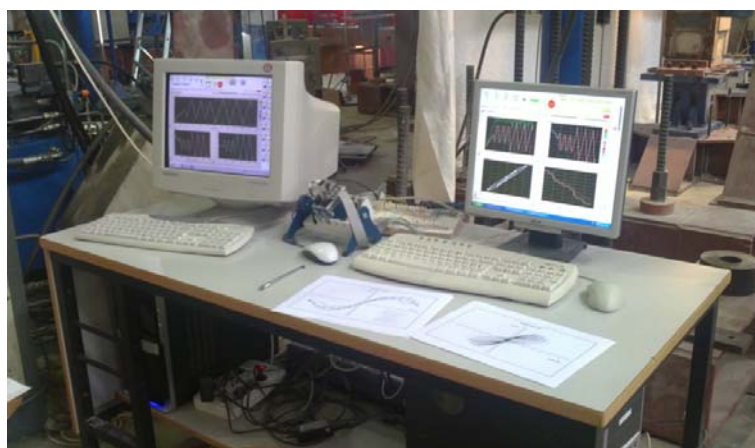


Fig. 3.31. Equipos informáticos controlando los parámetros de entrada y de salida del ensayo

Los datos de la instrumentación colocada en las probetas son recogidos mediante un sistema de adquisición de datos de National Instruments tipo Field Point. El tratamiento de estos datos se realiza en tiempo real en un ordenador mediante el programa CEAD elaborado en Labview por ICITECH. Asimismo, para mantener la carga axil constante durante la aplicación de la carga vertical, se emplea otro ordenador equipado con el mismo programa. Para el control de las cargas aplicadas se emplea otro ordenador con el programa CEAD y un sistema de adquisición de datos de National Instruments tipo Compact DAQ.

### **3.5.3 Esquema de ensayo**

La carga axil se aplica verticalmente mediante una prensa hidráulica de 1000 KN de capacidad máxima sobre el soporte de la probeta, cuyo movimiento horizontal está impedido, pero no el vertical. Las cargas cíclicas sobre las vigas se aplican en ambos extremos utilizando dos actuadores hidráulicos de doble efecto con una capacidad máxima de 250 KN y 500 mm. de carrera. Las Figuras 3.32 y 3.33 muestran el esquema del ensayo en la que se representa la probeta, las articulaciones de los extremos (a través de los cuales se fija al pórtico de ensayos), y la disposición de los actuadores hidráulicos.

La secuencia de aplicación de cargas durante el ensayo es la siguiente:

- Aplicación de la carga axil sobre el soporte (si procede).

- Aplicación de la carga gravitatoria en los extremos de las vigas (si procede).
- Aplicación de las cargas cíclicas en los extremos de las vigas.

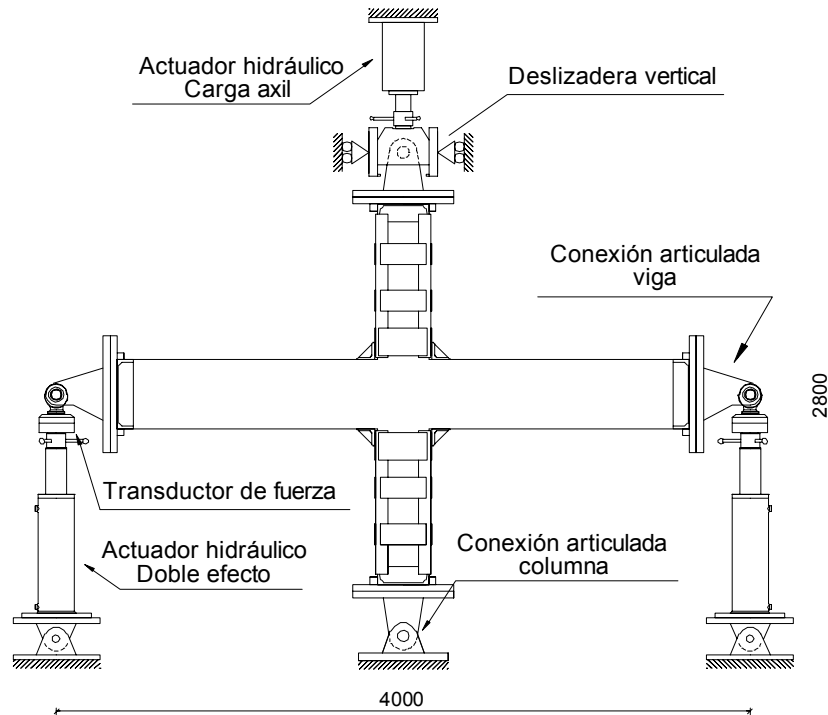


Fig. 3.32. Esquema de ensayo (cotas en mm.)

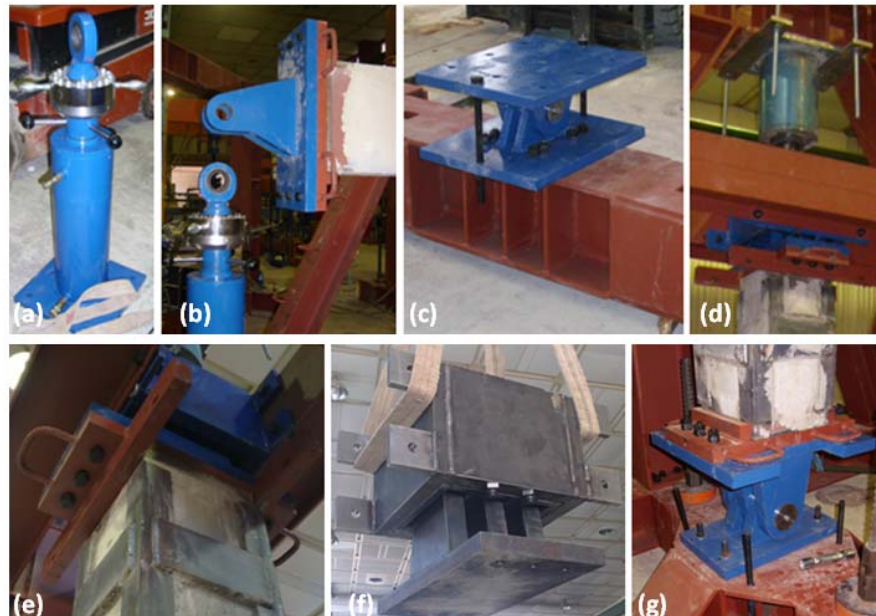


Fig. 3.33. a) Actuador hidráulico para carga cíclica y transductor de fuerza, b) conexión articulada de extremo de viga con actuador hidráulico, c) conexión articulada de actuador hidráulico en la base, d) actuador hidráulico para carga axial, e) conexión articulada de cabeza de columna, f) deslizadera vertical articulada, g) conexión articulada de pie columna.

### **3.5.4 Pórtico de ensayos**

Los ensayos se han llevado a cabo en los laboratorios de ICITECH. Para ello fue necesario diseñar un pórtico de ensayos (Figura 3.34) con las propiedades adecuadas para albergar en su interior las probetas, con la resistencia y robustez necesaria para ser capaz de soportar los esfuerzos derivados de los ensayos.

Dicho pórtico se fabricó a partir de uno existente, realizando sobre él las modificaciones necesarias de las piezas existentes y el acople de otras nuevas con el fin de obtener la resistencia y rigidez requerida para soportar los esfuerzos de reacción, sobre el que se conectan otras piezas auxiliares para la unión de las probetas al pórtico (Figura 3.33), con las tolerancias estrictamente necesarias para permitir su montaje.

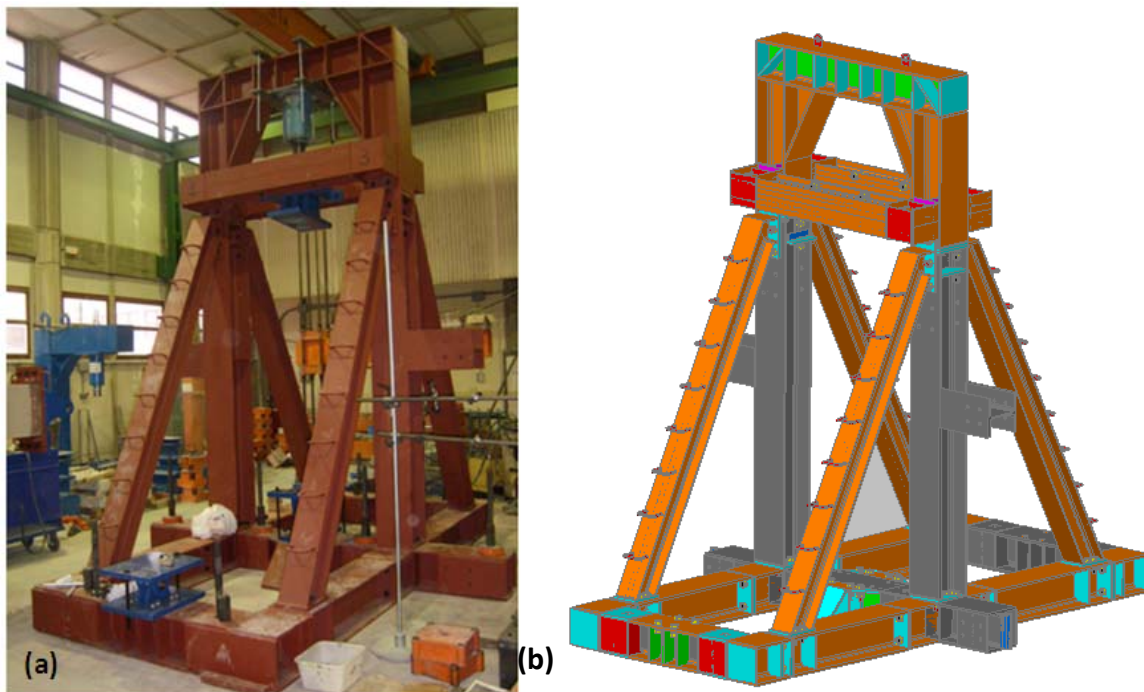


Fig. 3.34. Pórtico de ensayos

Las probetas se introducían en el interior del pórtico en posición vertical, quedando por tanto los tramos de viga en horizontal. La Figura 3.35 muestra una de las probetas montada dentro del pórtico, lista para ser ensayada.

Todas las conexiones probeta-pórtico son articuladas en el plano de la probeta de manera que ésta pueda girar libremente (respecto de un eje perpendicular a la misma), pero manteniendo fijo el movimiento horizontal de los extremos del soporte (Figura 3.32). El pórtico queda fijado a la losa del laboratorio mediante varios anclajes puntuales distribuidos a lo largo y ancho de la base del pórtico.





Fig. 3.35. Probeta dentro del pórtico lista para ser ensayada

### 3.6 Conclusiones relativas al programa experimental

Esta investigación surge de la necesidad de cubrir el desconocimiento sobre el comportamiento de SHARAPM como sistema de refuerzo de columnas de HA frente a cargas cíclicas, centrándose particularmente en la unión viga-columna.

En este capítulo se presenta una descripción detallada del programa experimental diseñado. Para su planteamiento, se realizó una revisión bibliográfica sobre investigaciones realizadas acerca del comportamiento de nudos, de las diversas formas de reforzarlos para mejorar su respuesta sísmica, y de cuáles deberían ser las cargas a aplicar sobre los especímenes.

Se han realizado 20 ensayos de nudos interiores viga-columna a escala real como parte representativa del comportamiento sísmico de una estructura de barras de HA. La geometría y armado de los especímenes se diseñaron según construcciones habituales de edificación de los años 80-90 en España, proyectadas únicamente frente a cargas gravitatorias, sin detalles sísmicos y bajo el concepto de viga fuerte-columna débil. El refuerzo de las columnas se ejecutó del mismo modo en todas ellas, variando únicamente el sistema de conexión entre éstas y el nudo.



En el diseño del programa experimental se prestó especial atención para tratar de conseguir, en la medida de lo posible, el mayor parecido con la realidad. Para ello se cuestionaron diferentes aspectos, como son:

- Secciones de vigas y columnas habituales y la determinación de la longitud de dichos elementos según la localización de los puntos de inflexión sobre los que aplicar las cargas puntuales en los ensayos.
- Valores de axil máximos y mínimos aplicados para recoger las columnas de plantas altas y las columnas de plantas bajas.
- Aplicación o no de cargas gravitatorias en las vigas según el armado dispuesto en las mismas.
- Consideración de las cargas gravitatorias junto con las cargas cíclicas. Este es un aspecto importancia, dado que la relación del valor de dichas cargas afecta al estado tensional de las vigas y a la transmisión de esfuerzos cortantes a través del nudo.
- Diseño del refuerzo del nudo considerando los problemas de accesibilidad al mismo en una estructura existente, de modo que su aplicación sea viable.

Por tanto, el programa experimental planteado en esta investigación nos permite estudiar las pautas de comportamiento frente a cargas cíclicas de SHARAPM y de los sistemas de conexión utilizados para el refuerzo entre columnas y nudos. Asimismo nos permite estudiar las mejoras que se consiguen en cuanto al comportamiento a cortante del nudo, y la adherencia de las armaduras de vigas y columnas a través del mismo.



## **CAPÍTULO 4:**

### **RESULTADOS GENERALES**

## CAPÍTULO 4. RESULTADOS GENERALES

### 4.1 Introducción

En este capítulo se presentan resultados generales de las probetas ensayadas. El análisis en detalle se realizará en el capítulo siguiente. Estos resultados permiten comparar la influencia, en términos de resistencia, ductilidad, energía y rigidez, de los diferentes factores considerados en el programa experimental, como son: tipo de armado de las vigas, tipo de conexión pilar-nudo y la aplicación o no de cargas gravitatorias sobre vigas y pilares.

Los resultados de las probetas se presentan en tres grupos:

- Probetas con armadura de viga Tipo S
- Probetas con armadura de viga Tipo A sin carga axial en columnas,  $N=0$
- Probetas con armadura de viga Tipo A con carga axial en columnas,  $N\neq 0$

### 4.2 Resultados de probetas Tipo S

Se han realizado cuatro ensayos de probetas con armadura de viga Tipo S (armadura de viga simétrica, ensayadas sin cargas gravitatorias), dos reforzadas exteriormente con barras verticales y dos reforzadas con barras diagonales, una pareja para cada tipo de refuerzo. En este apartado puede apreciarse la diferencia entre ambos refuerzos.

#### 4.2.1 Respuesta histerética Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo S

Las siguientes gráficas representan los ciclos de histéresis para el cortante en el soporte (reacción horizontal en cabeza y pie de pilar,  $V_c$ ) y para el cortante de cada uno de los extremos de las vigas (fuerza de los actuadores hidráulicos sobre las vigas,  $V_1$  y  $V_2$ ) para cada una de las probetas (ver esquema de fuerzas en Figura 3.29b). Asimismo se muestran las imágenes del estado del nudo viga-soporte para la primera de las repeticiones de los ciclos para el desplazamiento Drift +3.5% y -3.5%.

Nótese la simetría resultante para ambos sentidos de desplazamientos tanto en las gráficas como en las fotografías.

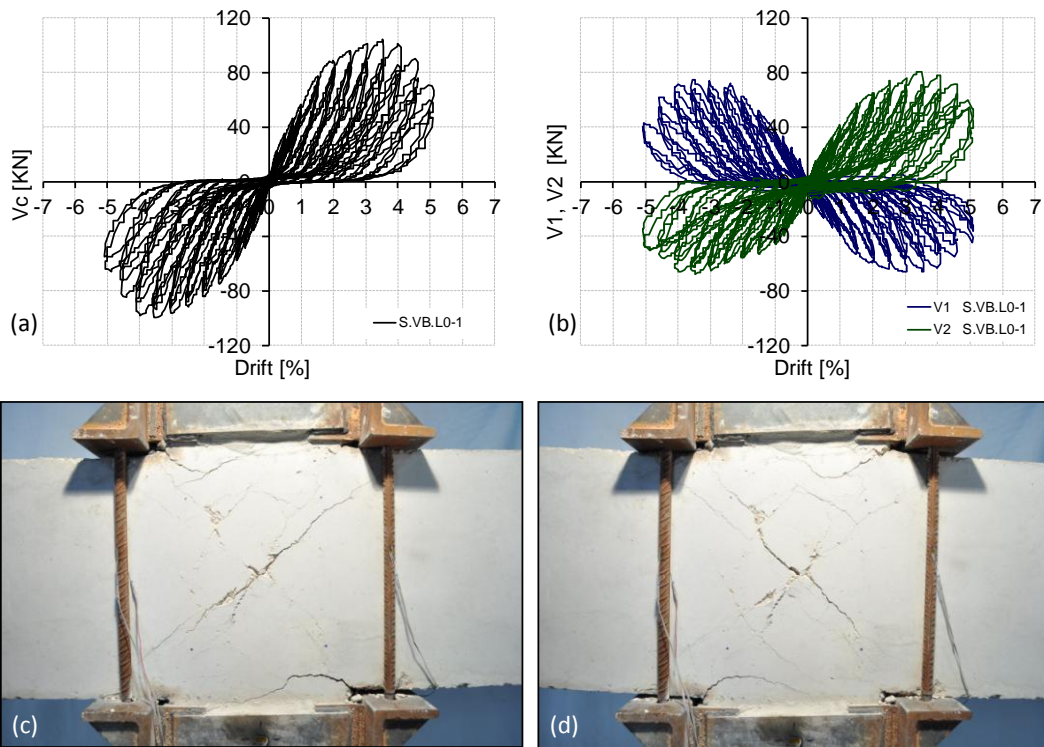


Fig 4.1. Probeta S.VB.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

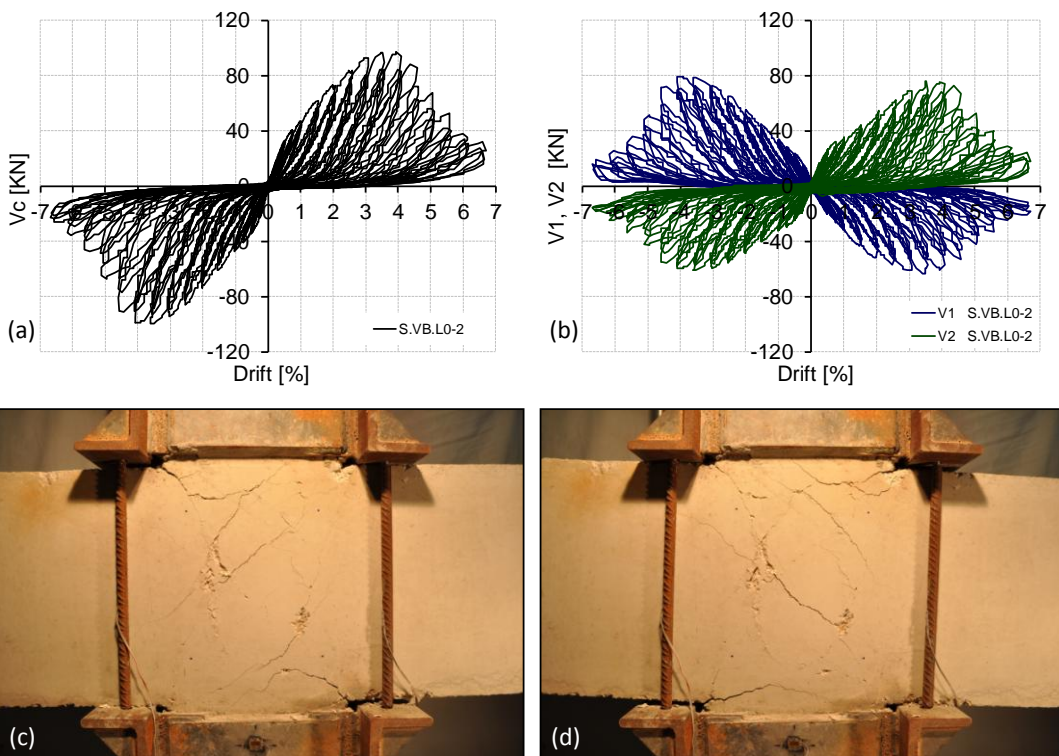


Fig 4.2. Probeta S.VB.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

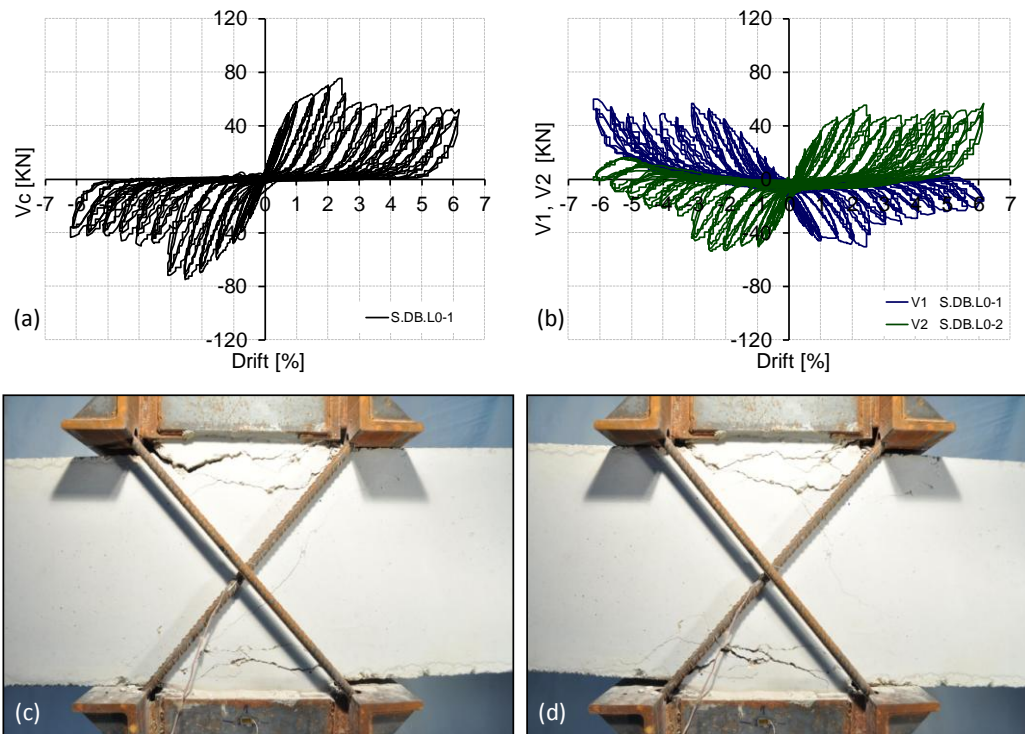


Fig 4.3. Probeta S.DB.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

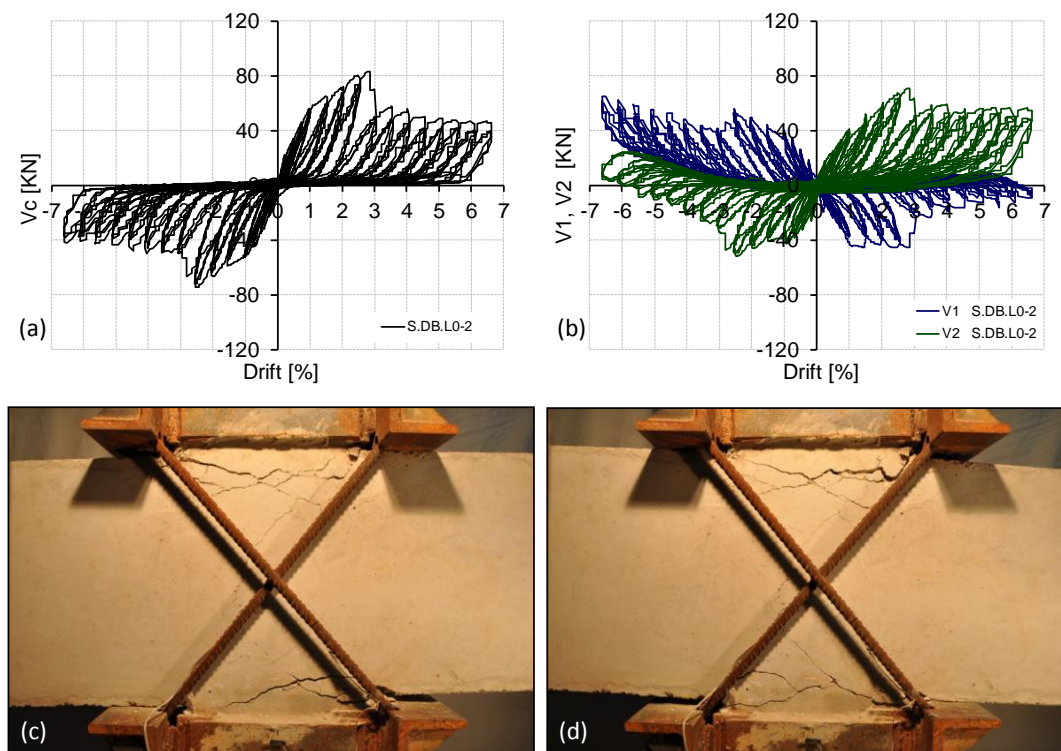


Fig 4.4. Probeta S.DB.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%



#### 4.2.2 Envoltentes Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo S

En la Figura 4.5 se muestra la envolvente de fuerzas-desplazamientos obtenidas para las cuatro probetas con armadura de viga simétrica. Cabe destacar la similitud en los resultados obtenidos para cada pareja de probetas, guardan gran correspondencia tanto para el cortante en el soporte como para el cortante en cada una de las vigas.

De las gráficas puede apreciarse que ambas parejas presentan un comportamiento similar hasta el Drift 2.00-2.50 %, pero en adelante se aprecia un diferencia significativa que se debe, como se verá más adelante, a la rotura de las barras diagonales del refuerzo, mientras que las barras verticales continúan trabajando durante todo el ensayo.

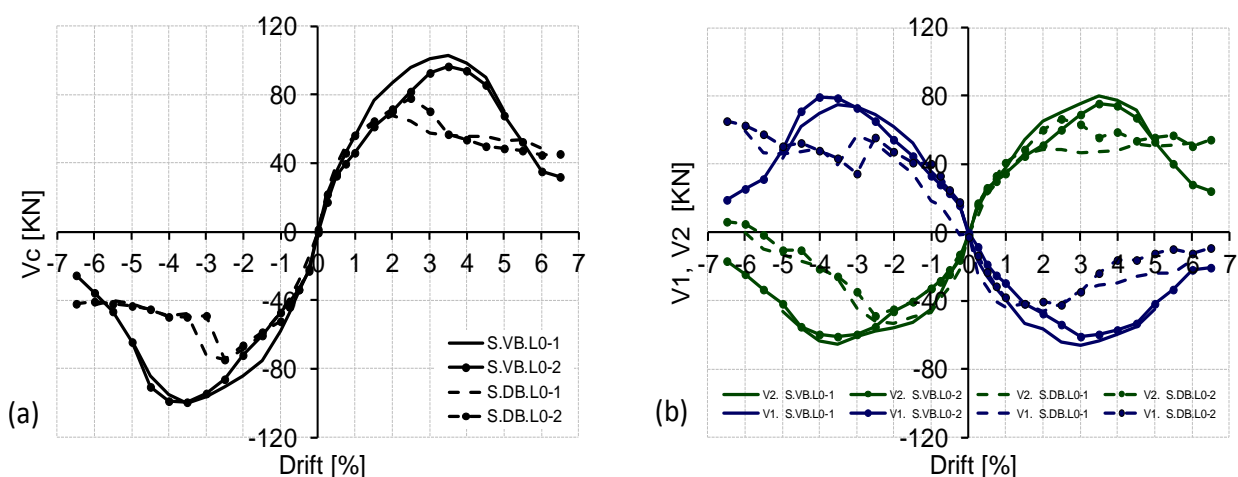


Fig 4.5. Envoltente F- $\delta$  probeta Tipo S. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift

La Tabla 4.1 recoge los valores principales de los resultados de las probetas. En particular se detalla:

- La fuerza cortante máxima sobre los pilares en ambas direcciones de carga ( $V_c^+$  y  $V_c^-$ ) y sus desplazamientos correspondientes ( $Drift^+$  y  $Drift^-$ ).
- El menor de los máximos desplazamientos laterales medidos para la carga de colapso.  $Drift_{85\%} = \min(Drift^+_{85\%}; Drift^-_{85\%})$ .

Se ha establecido como carga de colapso aquella para la cual se alcanza un 15% de degradación de la resistencia (ver Figura 4.6).

CÓDIGO PROBETA	$V_c^+$ (KN)	$V_c^-$ (KN)	$Drift^+$ (%)	$Drift^-$ (%)	$Drift_{85\%}$
S.VB.L0-1	102.6	-99.9	3.50	-3.50	4.47
S.VB.L0-2	96.7	-99.7	3.50	-3.50	4.60
S.DB.L0-1	67.6	-74.8	2.00	-2.50	2.99
S.DB.L0-2	77.7	-74.6	2.50	-2.50	2.72

Tabla 4.1. Valores de principales resultados. Probetas con vigas simétricas Tipo S

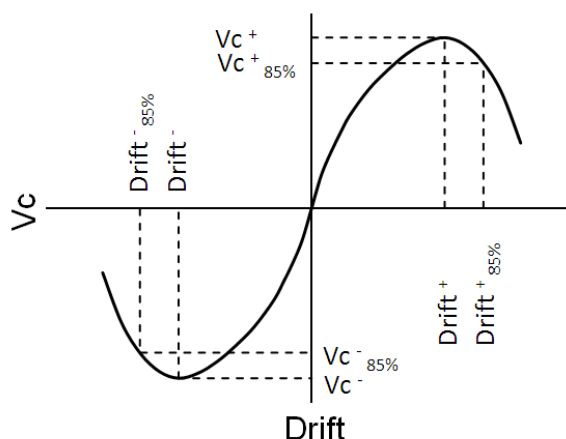


Fig. 4.6. Parámetros fuerza-desplazamiento utilizados

Dada la repetitividad de los resultados se puede concluir que el empleo de las barras verticales ha permitido incrementar en un 35% la resistencia obtenida en las probetas con barras diagonales. Además las cargas máximas soportadas se producen a un valor de desplazamiento diferente, Drift 3,50% para probetas con barra vertical y Drift 2,50% para probetas con barra diagonal.

La rotura de las barras diagonales causa una repentina pérdida de resistencia de las probetas, en cambio a partir de ese momento la resistencia se mantiene constante con un comportamiento dúctil, mientras que para el caso de las probetas con barra vertical, una vez superada la resistencia máxima se produce una degradación continua de la resistencia.

### 4.2.3 Energía y rigidez. Probetas Tipo S

En este apartado se incluyen los resultados de energía y rigidez para las probetas ensayadas con armadura de viga Tipo S.

#### 4.2.3.1 Energía. Probetas Tipo S

En la Figura 4.7 se incluyen los resultados de energía disipada obtenidos de los ensayos de las cuatro probetas. Una vez más se obtienen resultados próximos para cada pareja. Todas ellas disipan la misma cantidad de energía hasta el momento de la rotura de las barras diagonales, a partir del cual las probetas reforzadas con barras verticales obtienen mejores resultados.

Este fenómeno puede verse con mayor claridad en la Figura 4.8. En ella se muestra la energía disipada por cada ciclo para una probeta reforzada con barras verticales (Figura 4.8a) y para otra reforzada con barras diagonales (Figura 4.8b). Cabe destacar lo siguiente:

- Para ambas probetas, en la segunda y en la tercera repetición del ciclo se disipa una cantidad de energía similar, menor a la energía disipada para la primera repetición.

- En la Figura 4.8a la energía disipada por los ciclos aumenta hasta aproximadamente el Drift 4.5%, a partir del cual comienza la degradación, la cual queda reflejada en la gráfica por una disminución de la cantidad de energía disipada por los ciclos, y porque la segunda repetición y la tercera no convergen en un mismo punto.
- En la Figura 4.8b existe un salto en la gráfica correspondiente con la rotura de las barras diagonales. No obstante, las segundas y terceras repeticiones de los ciclos siempre son parecidas, lo que nos indica que no existe una degradación de la probeta, únicamente se ha perdido rigidez de forma repentina.

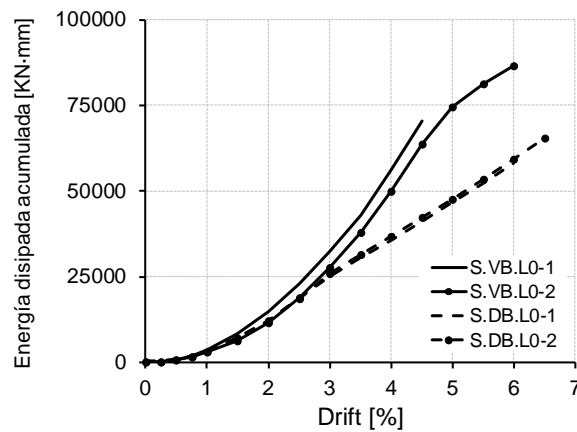


Fig 4.7. Energía disipada acumulada. Probetas Tipo S

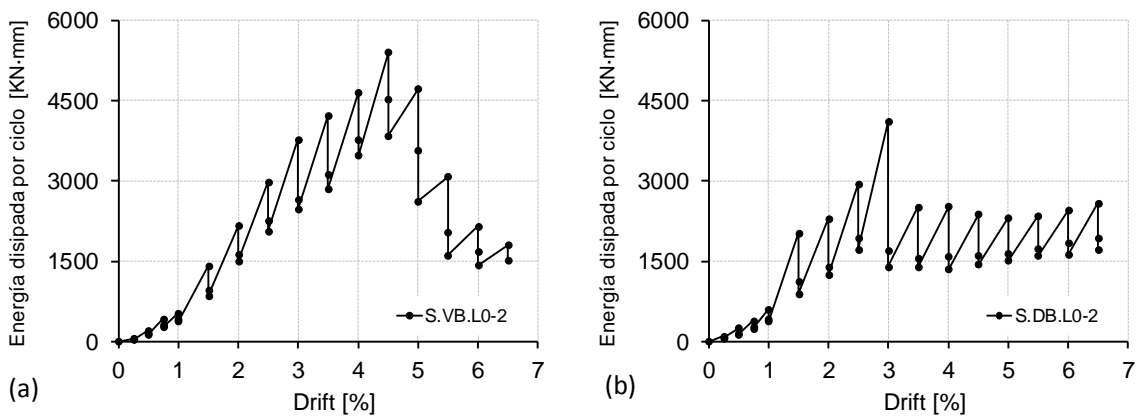


Fig 4.8. Energía disipada por cada ciclo. Probetas Tipo S. a) probeta con barra vertical, b) probeta con barra diagonal

#### 4.2.3.2 Rigidez. Probetas Tipo S

En la Figura 4.9 se representa la rigidez de las probetas Tipo S. La rigidez inicial de todas las probetas prácticamente es la misma, la cual se pierde rápidamente al principio y con menor pendiente una vez superado el Drift 1%. En la Figura 4.9b se han representado únicamente dos de las cuatro probetas en la cual se incluye además la degradación que se produce para cada repetición de los ciclos, con el fin de comparar el comportamiento entre ambos tipos de refuerzo practicados. De dicha gráfica puede decirse:



- Hasta el Drift 1% no se aprecia diferencia de rigidez entre ambas probetas. Para este valor de desplazamiento la pérdida de rigidez que se produce es del 40%.
- Para desplazamientos mayores se produce una mayor degradación de rigidez en las probetas reforzadas con barras diagonales
- Existe un cambio de rigidez brusco en la probeta S.DB.L0-2 en el Drift 2.50%, el cual corresponde con el momento de ruptura de las barras diagonales.

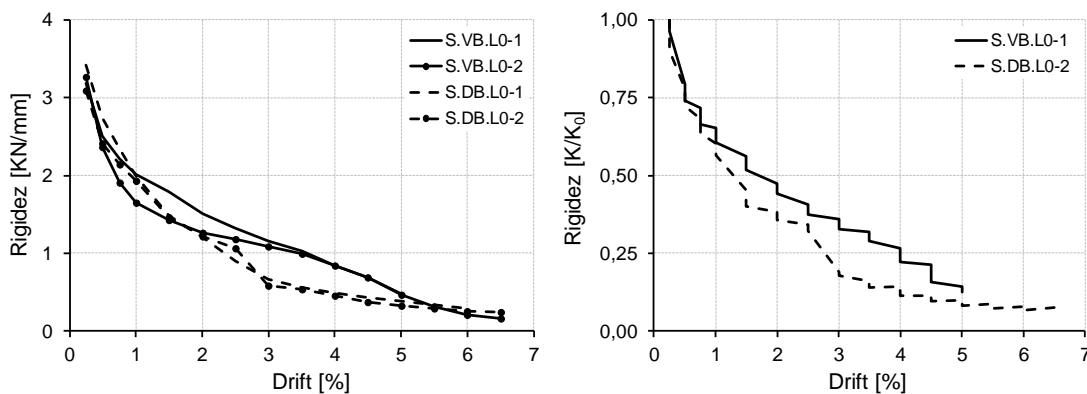


Fig 4.9. Rigidez probetas Tipo S. a) rigidez todas las probetas. b) rigidez unitaria probeta con barras verticales y probeta con barras diagonales

### 4.3 Resultados de probetas Tipo A. $N = 0$

El número total de probetas Tipo A sin carga axial sobre columnas es de 9 unidades. En dos de ellas solo se ejecutó el refuerzo en las columnas (A.W.L0-1 y A.W.L0-2), en otra probeta se añadieron capiteles (A.C.L0), y en cada una de las parejas restantes se añadió un sistema de conexión diferente: tacos químicos (A.CA.L0-1 y A.CA.L0-2), barras verticales (A.VB.L0-1 y A.VB.L0-2) y barras diagonales (A.DB.L0-1 y A.DB.L0-2).

#### 4.3.1 Respuesta histerética Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo A. $N = 0$

Las siguientes gráficas representan los ciclos de histéresis para el cortante en el soporte (reacción horizontal en cabeza y pie de pilar,  $V_c$ ) y para el cortante de cada uno de los extremos de las vigas (fuerza de los actuadores hidráulicos sobre las vigas,  $V_1$  y  $V_2$ ) para cada una de las probetas (ver esquema de fuerzas en Figura 3.29b). Asimismo se muestran las imágenes del estado del nudo viga-soporte para la primera de las repeticiones de los ciclos para el Drift de +3.5% y -3.5%.

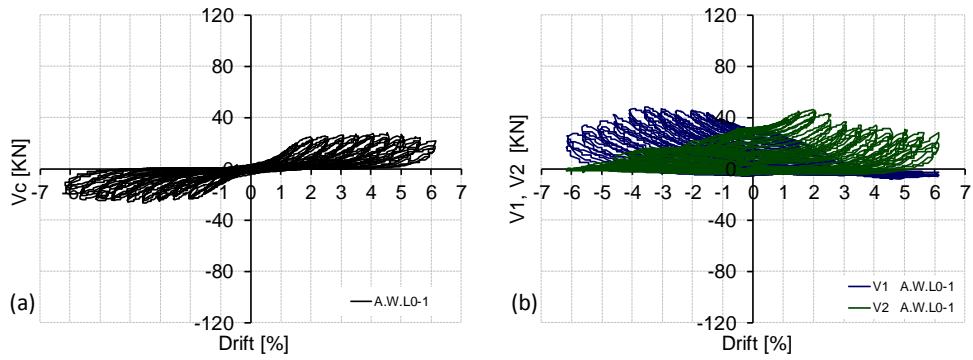


Fig 4.10. Probeta A.W.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift

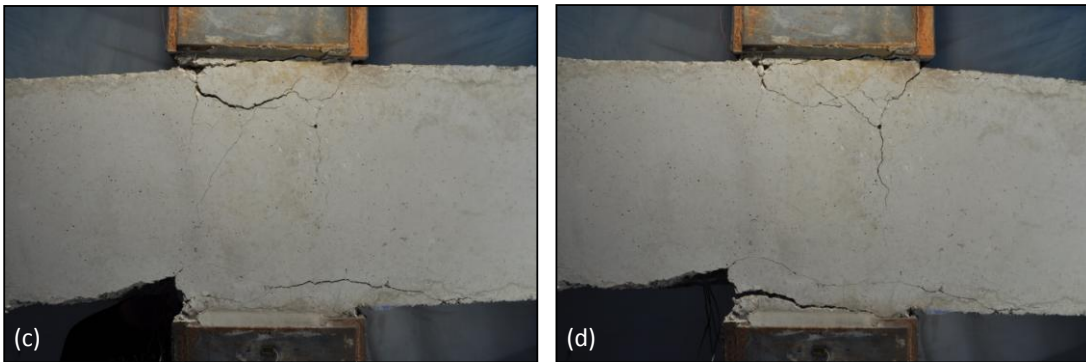
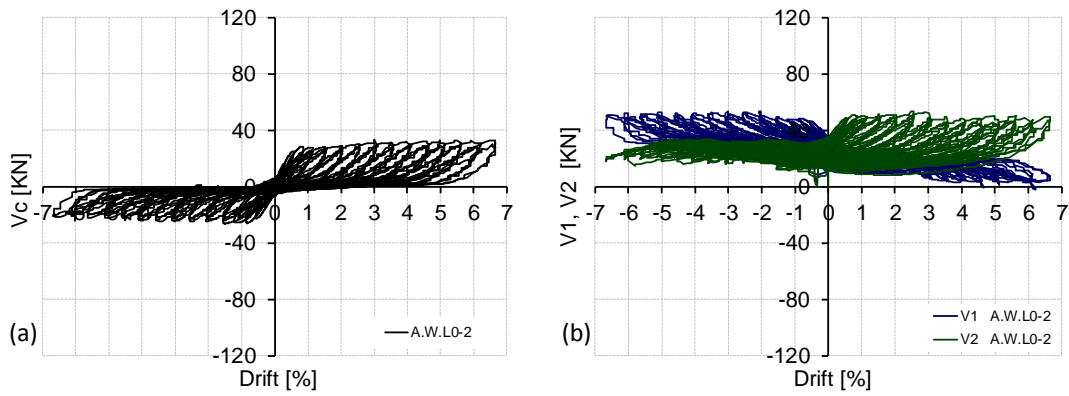


Fig 4.11. Probeta A.W.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

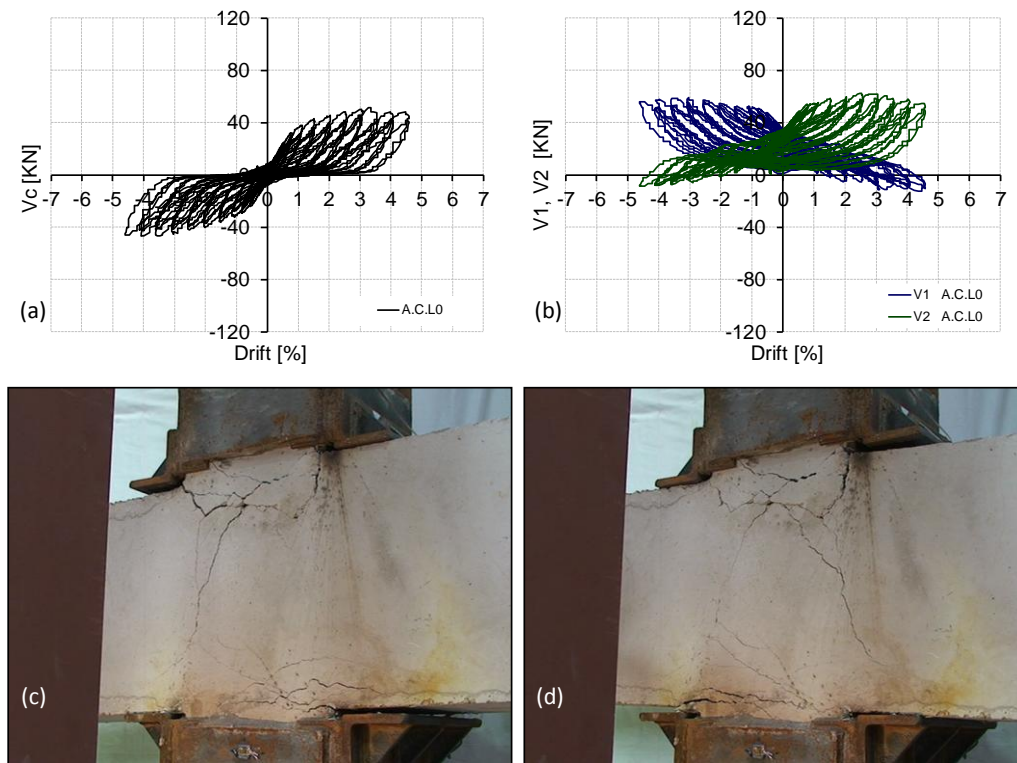


Fig. 4.12. Probeta A.C.L0. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

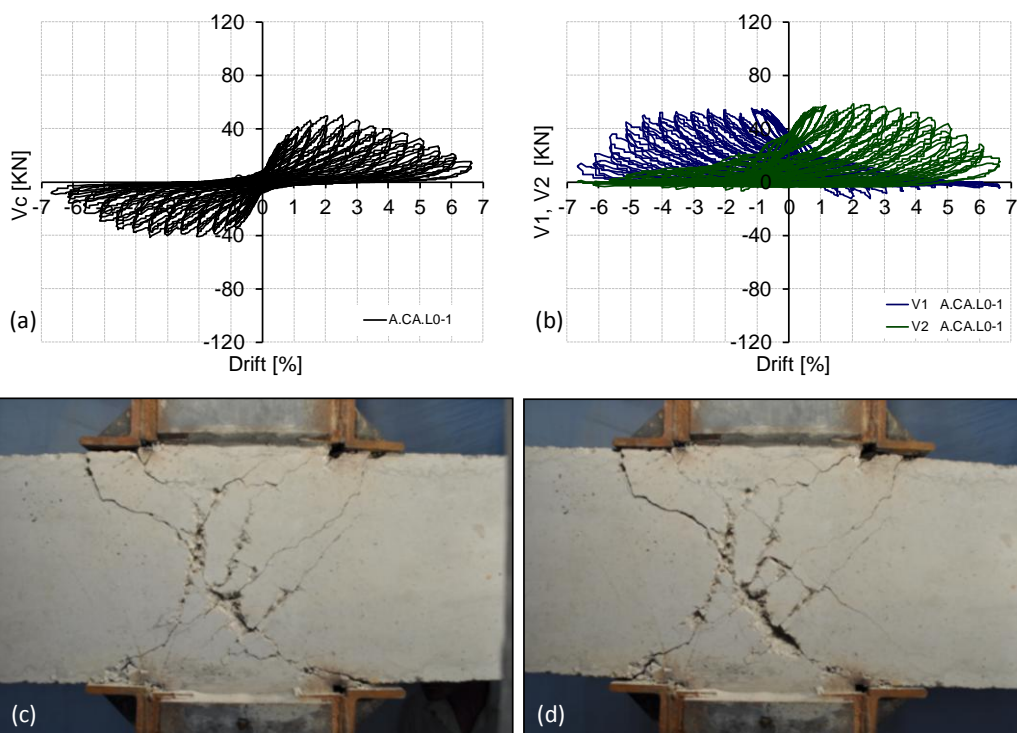


Fig. 4.13. Probeta A.CA.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

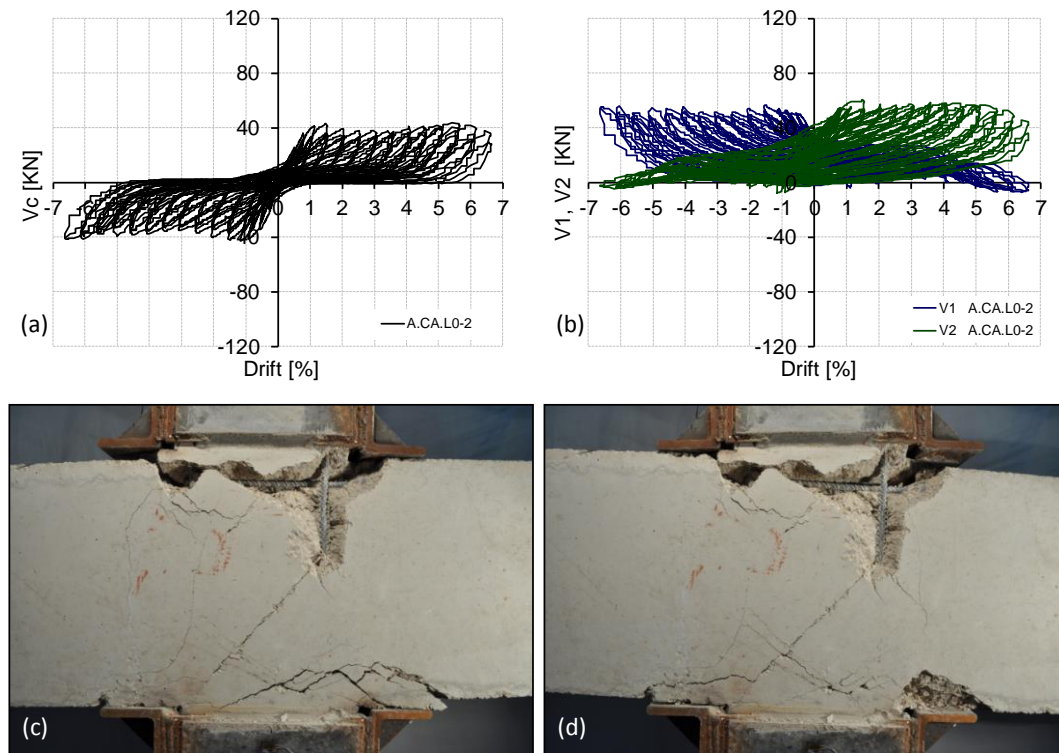


Fig 4.14. Probeta A.CA.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

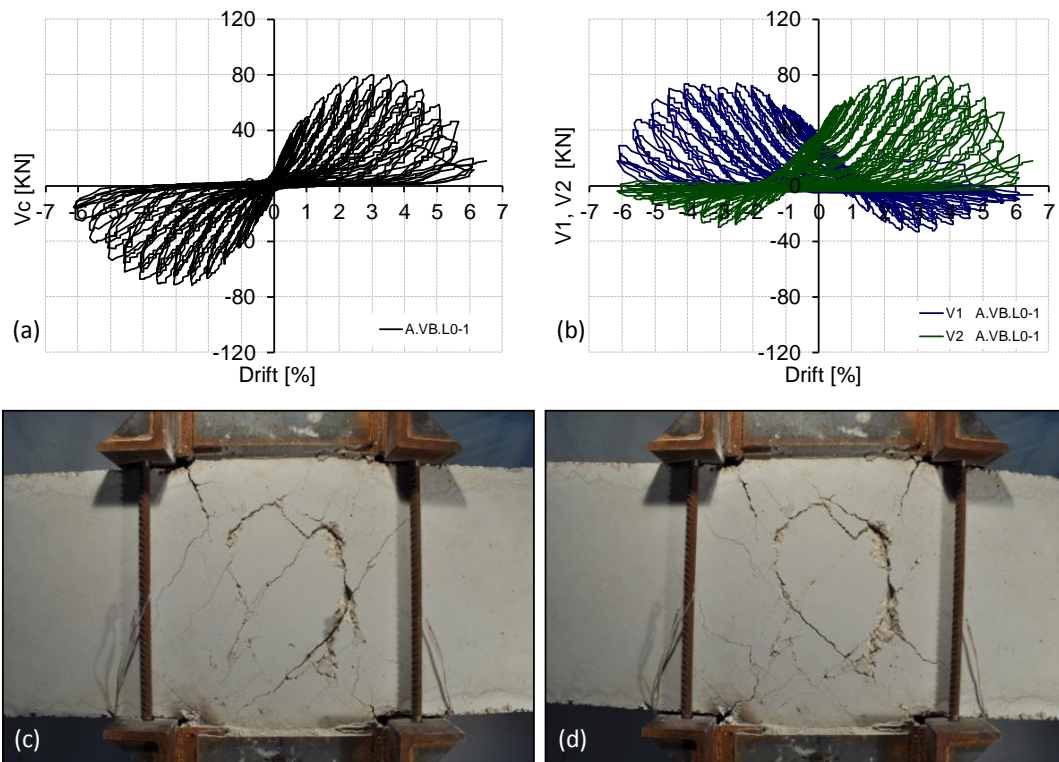


Fig 4.15. Probeta A.VB.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%



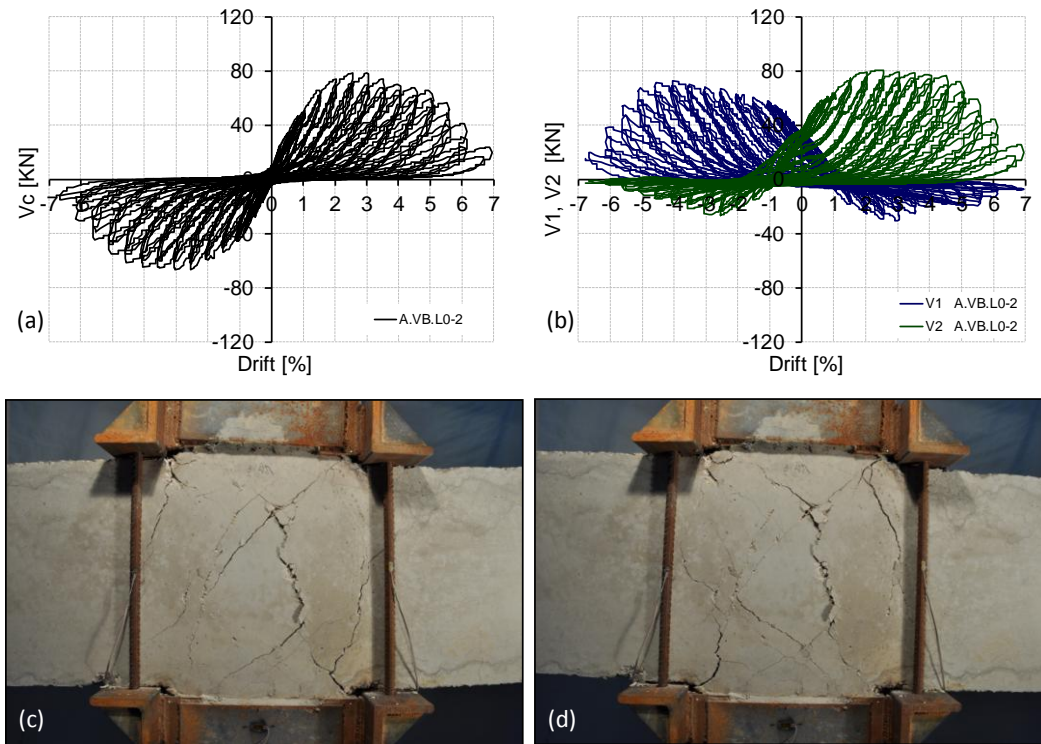


Fig 4.16. Probeta A.VB.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

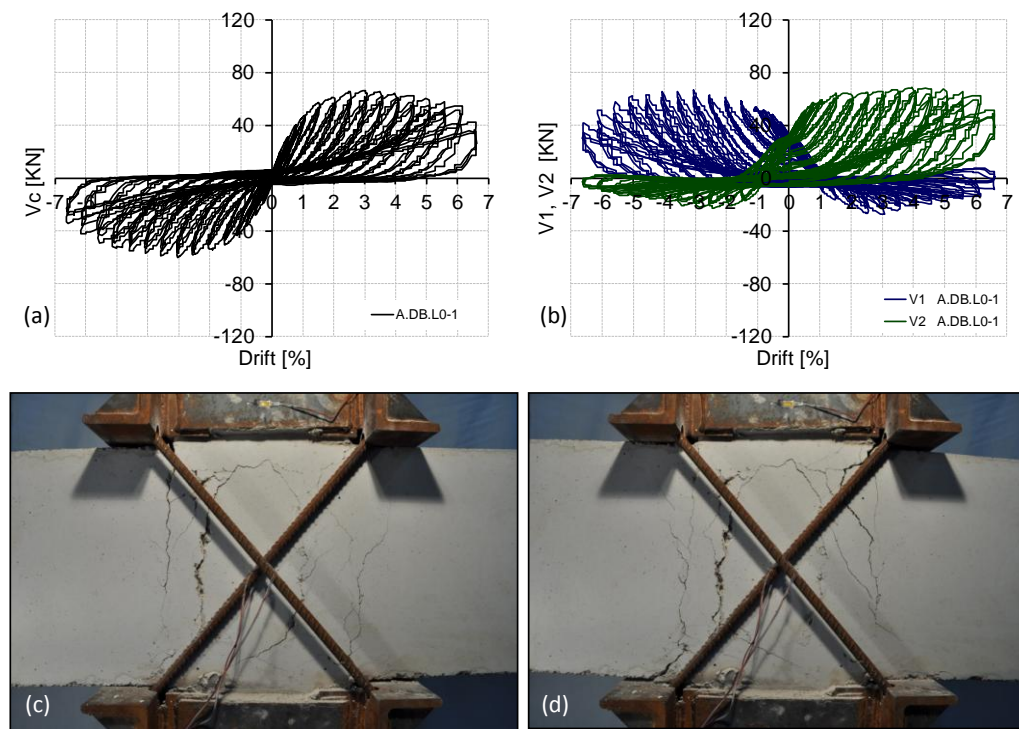


Fig 4.17. Probeta A.DB.L0-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

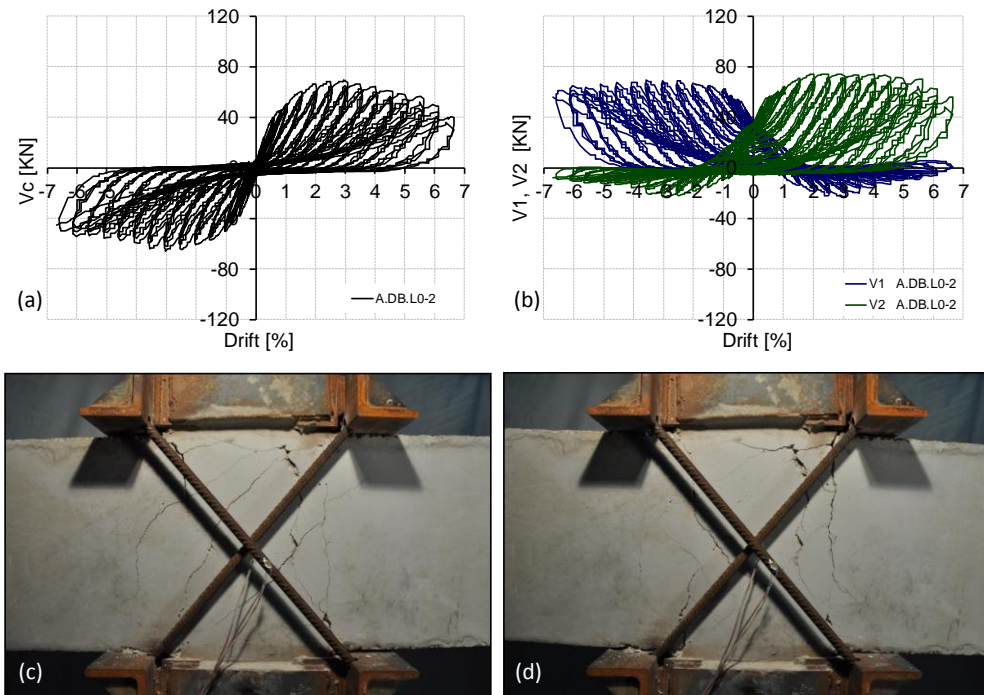


Fig 4.18. Probeta A.DB.L0-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

#### 4.3.2 Envoltentes Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo A. $N = 0$

En la Figura 4.19 se muestra la envolvente de fuerzas-desplazamientos obtenidas para las nueve probetas con armadura de viga asimétrica y sin carga axial sobre pilares. Cabe destacar la similitud en los resultados para cada pareja de probetas, excepto en las probetas A.W.L0 y A.CA.L0. La probeta A.W.L0-1 fue utilizada para calibrar los ensayos, y debido a varias pruebas que se realizaron sobre ella se produjo una degradación de rigidez para pequeños ciclos, pero para desplazamientos mayores este daño no se ocasionó.

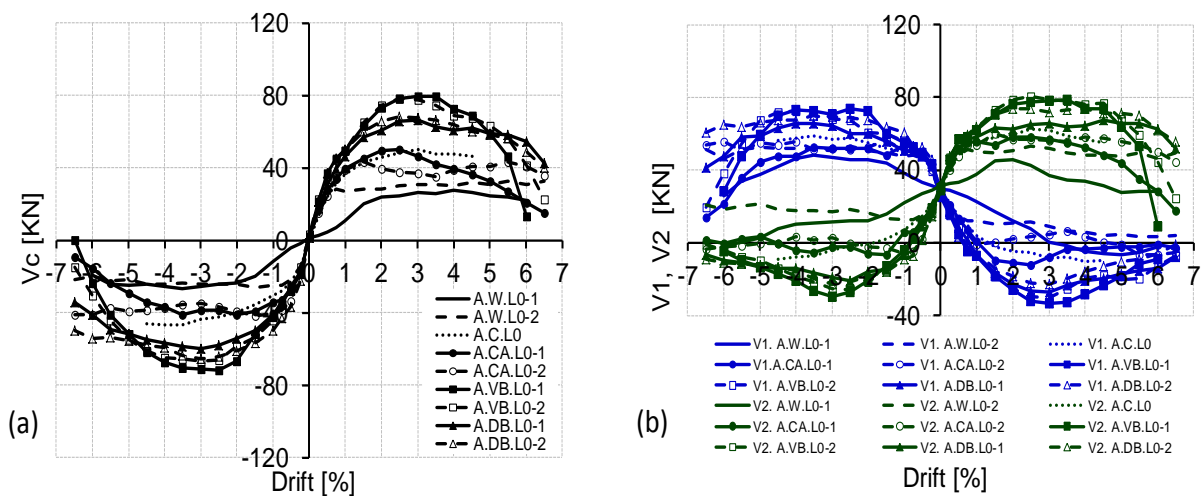


Fig 4.19. Envoltente F- $\delta$  probeta Tipo A,  $N=0$ . a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift

Del mismo modo a la Tabla 4.1 sobre las vigas S, en la Tabla 4.2 se incluye un resumen de los valores principales obtenidos para estas probetas.

CÓDIGO PROBETA	$V_c^+$ (KN)	$V_c^-$ (KN)	Drift <sup>+</sup> (%)	Drift <sup>-</sup> (%)	Drift <sub>85%</sub>
A.W.L0-1	27.6	-26.7	4.00	-3.50	5.63
A.W.L0-2	32.7	-25.9	5.50	-1.50	>5.00
A.C.L0	49.9	-46.9	3.00	-4.00	>4.50
A.CA.L0-1	49.9	-41.4	2.50	-3.50	3.88
A.CA.L0-2	43.1	-42.1	1.50	-1.50	>6.00
A.VB.L0-1	79.5	-71.8	3.50	-2.50	4.56
A.VB.L0-2	78.4	-66.8	2.50	-3.00	4.74
A.DB.L0-1	66.4	-59.7	3.00	-3.00	5.47
A.DB.L0-2	68.4	-65.8	2.50	-3.00	4.94

Tabla 4.2. Valores de principales resultados. Probetas con vigas asimétricas Tipo A, N = 0

Dada la similitud entre las parejas de probetas con un mismo refuerzo, y para mayor claridad de los datos obtenidos, en la Figura 4.20 se representan las medias de los resultados para cada tipo de refuerzo. De la Figura 4.20a y la Tabla 4.2 puede observarse:

- La probeta A.W.L0 mantiene la carga máxima con gran ductilidad
- El empleo de capiteles aumenta un 65% la fuerza máxima resistida
- El uso de taco químico no aumenta la resistencia de las probetas, en cambio se produce una degradación de resistencia anticipada
- Las probetas reforzadas con barras exteriores alcanzan una resistencia entre 2 y 2.5 veces mayor respecto a la probeta A.W.L0, resultando las barras verticales el refuerzo que ha permitido mayor carga.

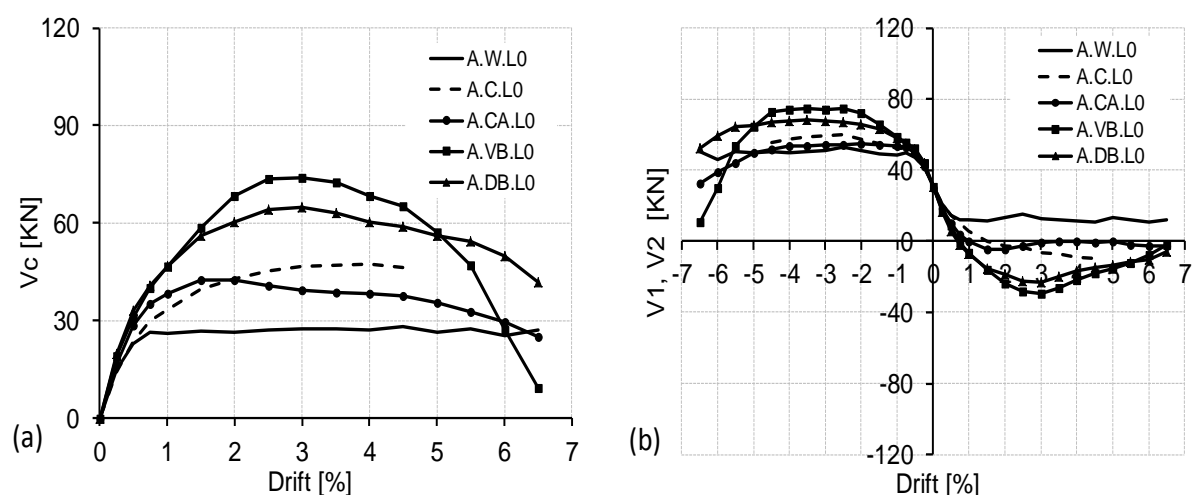


Fig 4.20. Media de envolventes F- $\delta$  probetas Tipo A, N=0. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift

La gráfica de la Figura 4.20b representa la media entre las envolventes  $V_1$  y  $V_2$  de cada tipo de probeta. Los valores positivos de fuerza indican el sentido de la gravedad, que generan esfuerzos flectores negativos en las vigas. Los valores negativos de cortante en las vigas indican por tanto cargas en contra de la gravedad, generando esfuerzos flectores positivos en las vigas. Para el desplazamiento Drift = 0%, las cargas sobre las vigas es de 30 KN, que corresponde con la carga gravitatoria aplicada. La aplicación de las cargas cíclicas incrementa positiva o negativamente el valor de las cargas sobre las vigas. Dado que la armadura interior de las vigas no es simétrica en ambas caras, su respuesta tampoco lo es cuando se imponen desplazamientos sobre ellas, ésta depende de la rigidez de las vigas en el sentido de aplicación de los desplazamientos.

### 4.3.3 Energía y rigidez. Probetas Tipo A. $N = 0$

En este apartado se incluyen los resultados de energía y rigidez para las probetas ensayadas con armadura de viga Tipo A sin axil sobre la columna.

#### 4.3.3.1 Energía. Probetas Tipo A, $N=0$

En la Figura 4.21 se incluyen los resultados de energía disipada obtenidos de los ensayos de probetas con armadura de viga Tipo A y sin aplicación de carga gravitatoria sobre columnas, pero sí en vigas. La probeta sin capiteles es la que menos energía acumula durante el ensayo. El resto de probetas presenta un resultado similar (algo menor cuando solo se refuerza con capiteles) para valores de desplazamientos medios-bajos, mientras que para valores de desplazamientos mayores a Drift 4% la diferencia puede apreciarse. Son las probetas reforzadas con barras exteriores las que acumulan mayor energía.

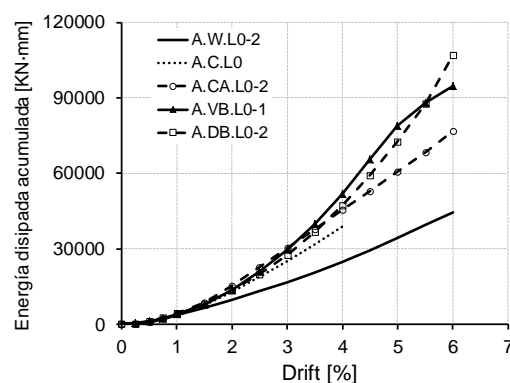


Fig 4.21. Energía disipada acumulada. Probetas Tipo A.  $N=0$

En las siguientes gráficas de la Figura 4.22 se representa la energía disipada por cada ciclo para cada tipo de probeta. En el caso de las probetas A.W.L0 y A.C.L0 la repetición segunda y tercera obtienen prácticamente la misma energía disipada en el ciclo, lo cual indica que no se está produciendo una degradación de resistencia. En cambio, en la probeta A.CA.L0, la tercera repetición del mismo desplazamiento es menor a la segunda repetición, indicando así que existe mayor degradación, el fallo del taco químico genera un deterioro en el hormigón donde se anclaba disminuyendo su resistencia a compresión, necesaria para recibir las cargas que transmiten los capiteles en dicha zona.



El comportamiento energético de las probetas reforzadas con barras exteriores es similar hasta el desplazamiento Drift 5%. A partir de este punto se produce una degradación acelerada en la probeta A.VB.L0, mientras que la probeta A.DB.L0 continúa disipando una energía importante en cada ciclo.

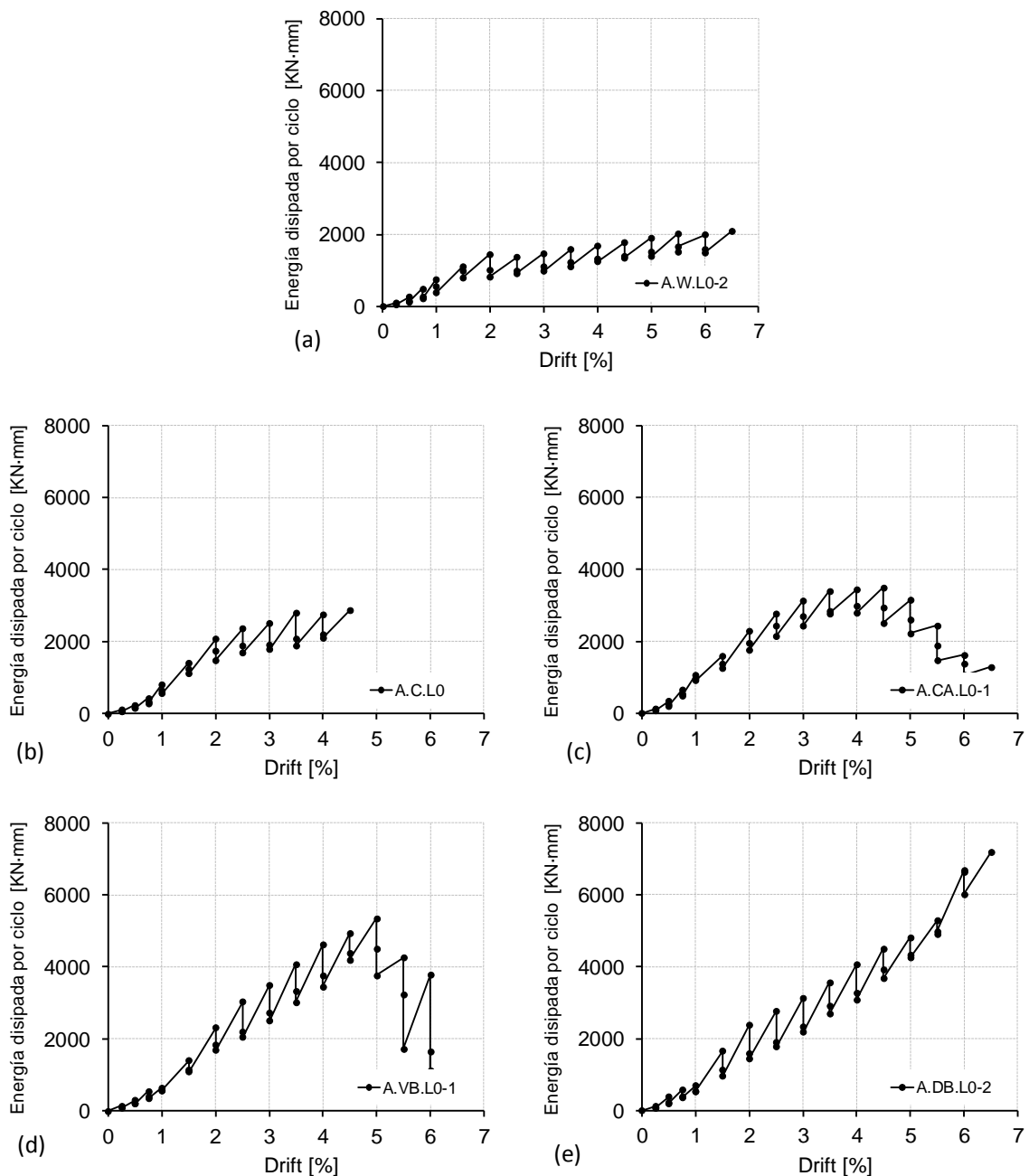


Fig 4.22. Energía disipada por cada ciclo. Probetas Tipo A, N=0. a) probeta A.W.L0, b) probeta A.C.L0, c) A.CA.L0, d) A.VB.L0, e) A.DB.L0

#### 4.3.3.2 Rigidez. Probetas Tipo A, N=0

En la Figura 4.23a se representa la rigidez de las probetas. La rigidez inicial varía entre 2 y 3 KN-mm en función del refuerzo de nudo aplicado. La rigidez inicial de la probeta reforzada con capiteles es similar a la A.W.L0, pero a medida que inician los desplazamientos el capitel toma contacto con la viga y su influencia comienza a notarse en la rigidez, igualándose a la rigidez de las probetas en las que se utilizaba el taco químico. Las probetas reforzadas con barras verticales obtienen de nuevo los valores más altos. Cabe notar que la pérdida porcentual de rigidez de las probetas respecto a la rigidez inicial de cada una de ellas (Figura 4.23b) es muy similar para todas las probetas, excepto la A.W.L0 que pierde la rigidez con mayor velocidad.

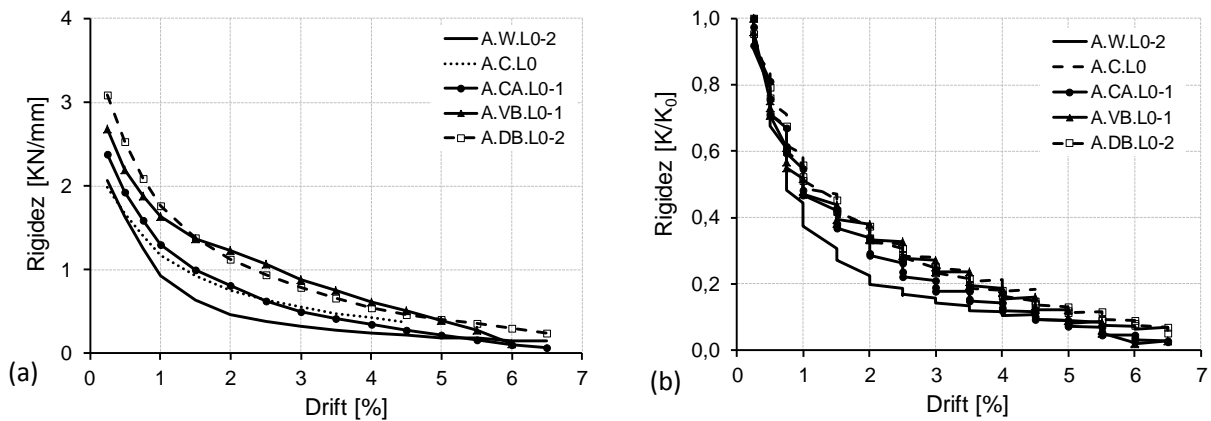


Fig 4.23. Rigidez probetas Tipo A, N=0. a) rigidez de las probetas, b) rigidez unitaria de las probetas

En la Figura 4.24 se representa la relación de rigidez de todas las probetas respecto de la A.W.L0 (cociente de rigideces). Se observa cómo la utilización del capitel incrementa la rigidez hasta un 50 % más, y el empleo de barras exteriores la incrementa de forma significativa, alcanzando valores de hasta 2-3 veces la rigidez de la probeta sin capiteles.

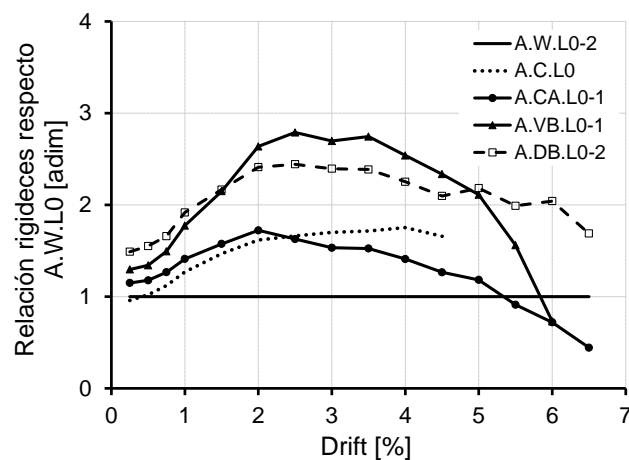


Fig 4.24. Cociente de rigideces de probetas Tipo A, N=0

#### 4.4 Resultados de probetas Tipo A. $N \neq 0$

El número de probetas Tipo A con carga axial sobre columnas es de 7 unidades. En dos de ellas se ejecutó el refuerzo con capiteles y tacos químicos (A.CA.L1-1 y A.CA.L1-2), en otra probeta se utilizaron únicamente capiteles (A.C.L1), en otra capiteles más barras verticales (A.VB.L1), en otras dos se utilizaron capiteles con barras diagonales (A.DB.L1-1 y A.DB.L1-2), y otra de ellas surge a partir del refuerzo de la probeta A.C.L1 tras su ensayo, del modo ilustrado en las fotografías de la Figura 6.21.

El axil aplicado sobre las columnas es diferente en cada una de ellas. Éste corresponde con el valor de axil reducido de 0.30 en función de la resistencia del hormigón de cada espécimen (Tabla 3.2).

##### 4.4.1 Respuesta histerética Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo A. $N \neq 0$

Las siguientes gráficas representan los ciclos de histéresis para el cortante en el soporte (reacción horizontal en cabeza y pie de pilar,  $V_c$ ) y para el cortante de cada uno de los extremos de las vigas (fuerza de los actuadores hidráulicos sobre las vigas,  $V_1$  y  $V_2$ ) para cada una de las probetas (ver esquema de fuerzas en Figura 3.29b). Asimismo se muestran las imágenes del estado del nudo viga-soporte para la primera de las repeticiones de los ciclos en un Drift concreto, positivo y negativo.

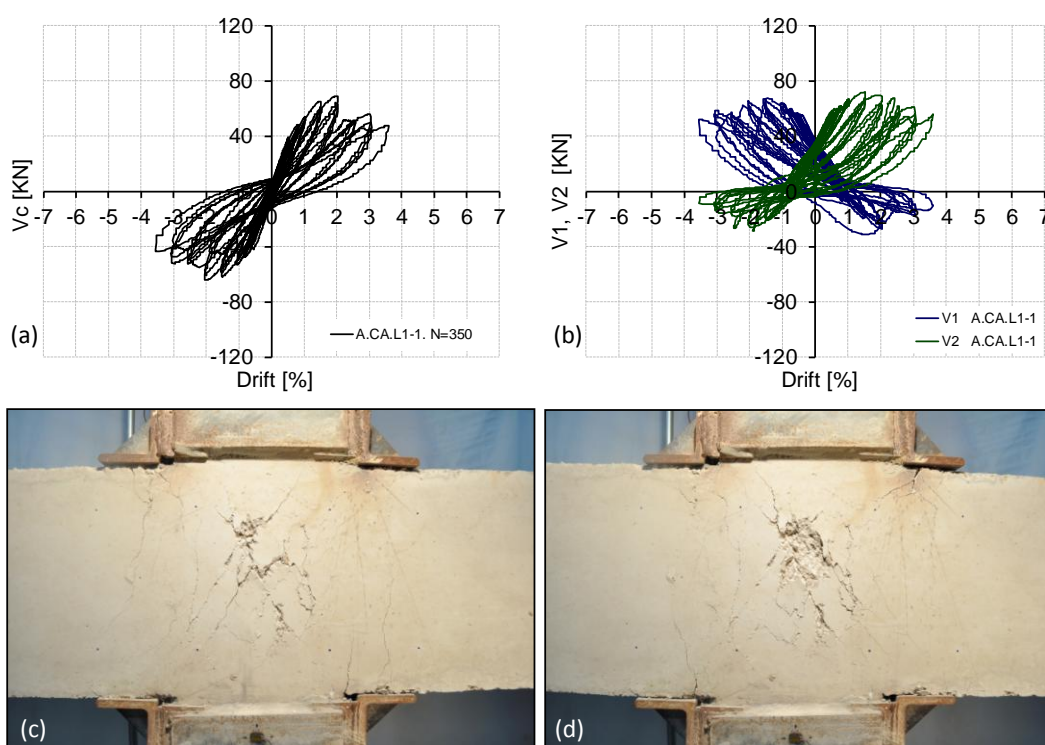


Fig 4.25. Probeta A.CA.L1-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 2.5%

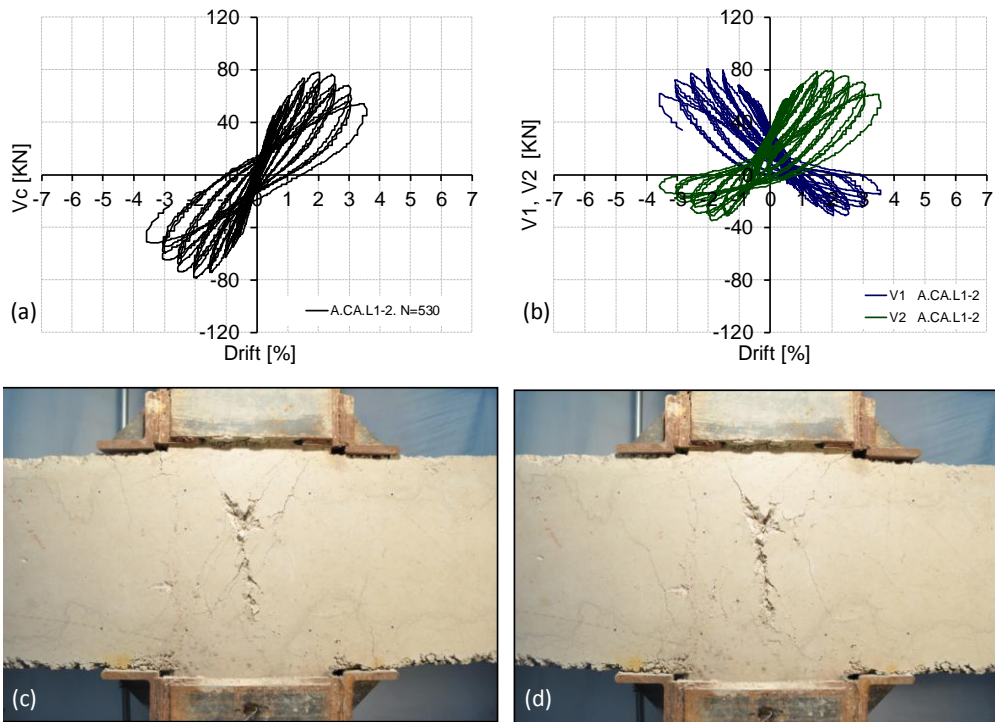


Fig 4.26. Probeta A.CA.L1-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 2.5%

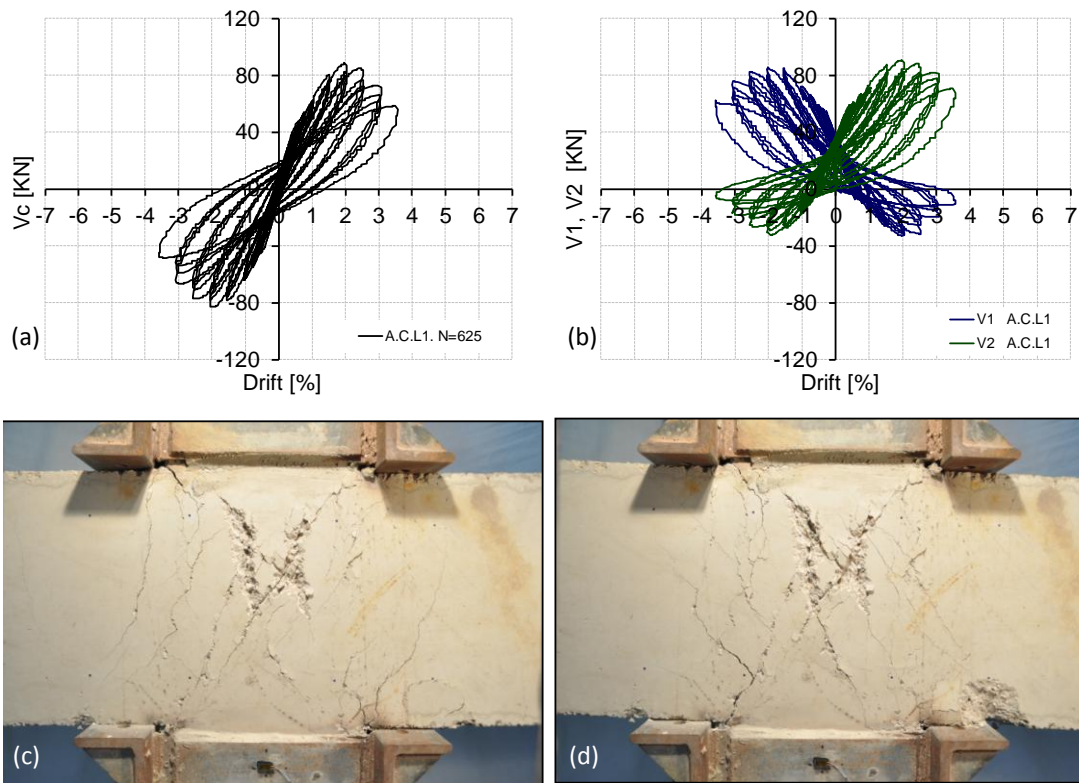


Fig 4.27. Probeta A.C.L1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.0%

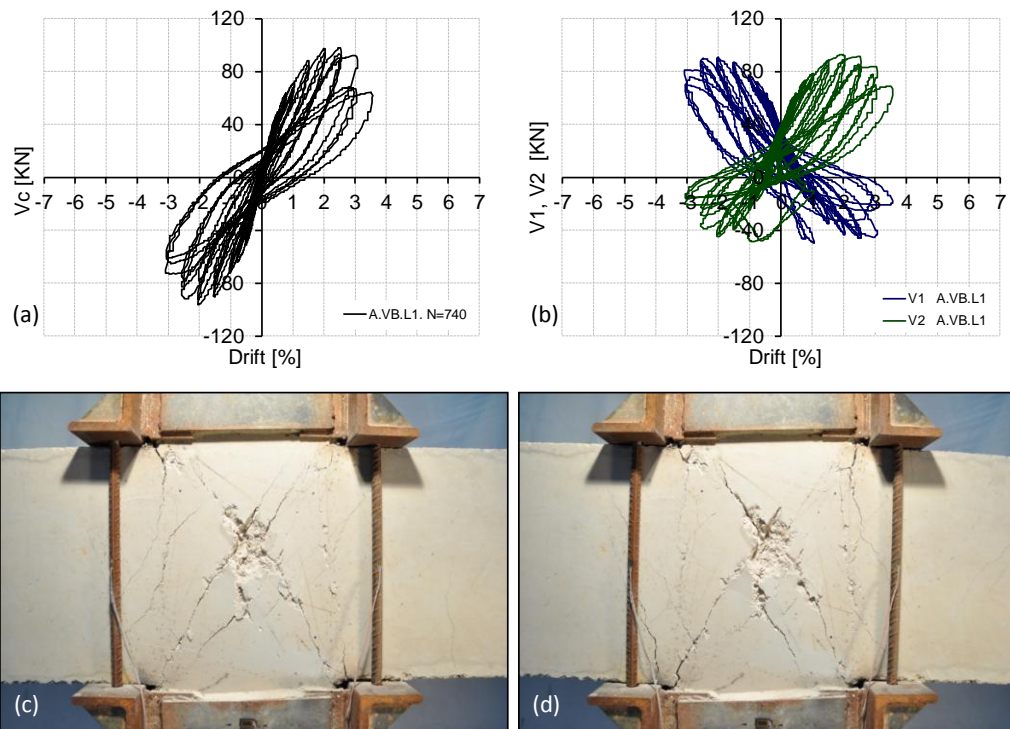


Fig 4.28. Probeta A.VB.L1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.0%

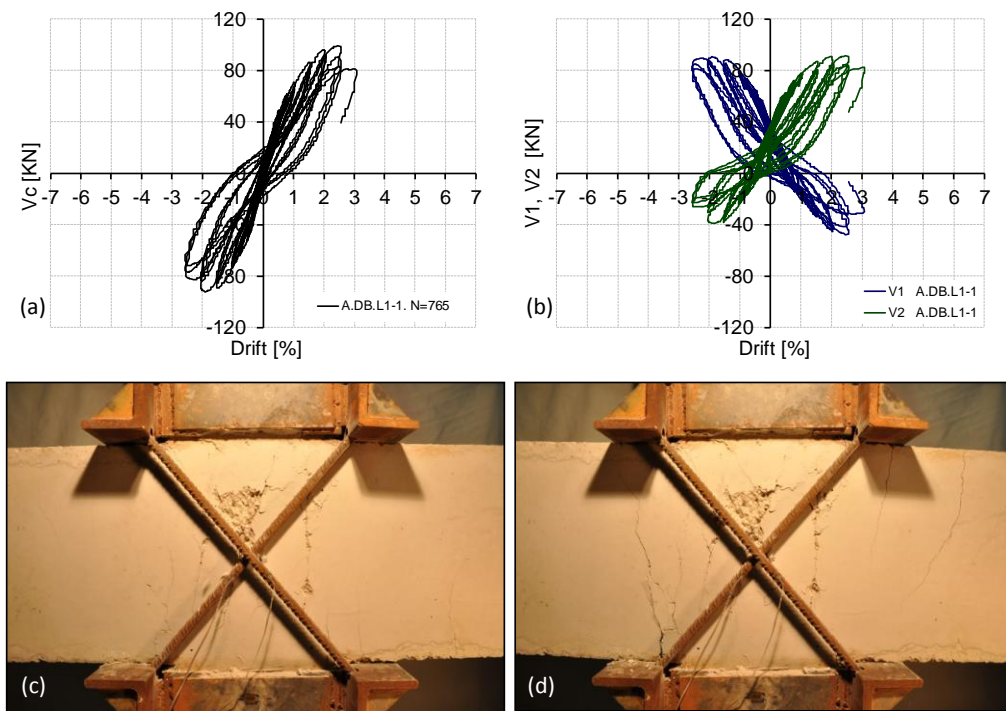


Fig 4.29. Probeta A.DB.L1-1. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 2.5%



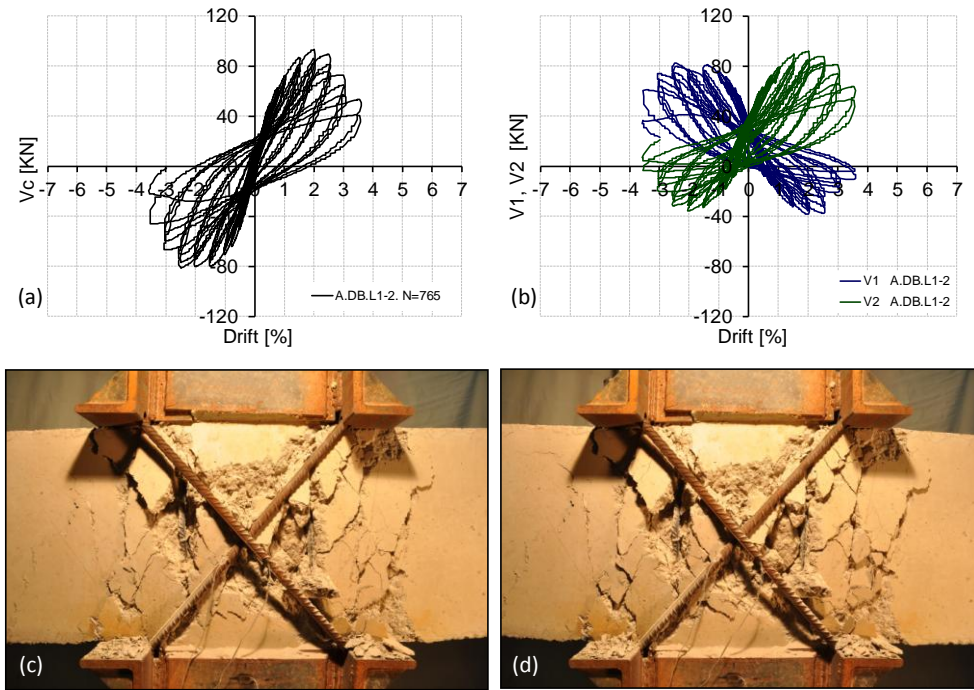


Fig 4.30. Probeta A.DB.L1-2. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.5%

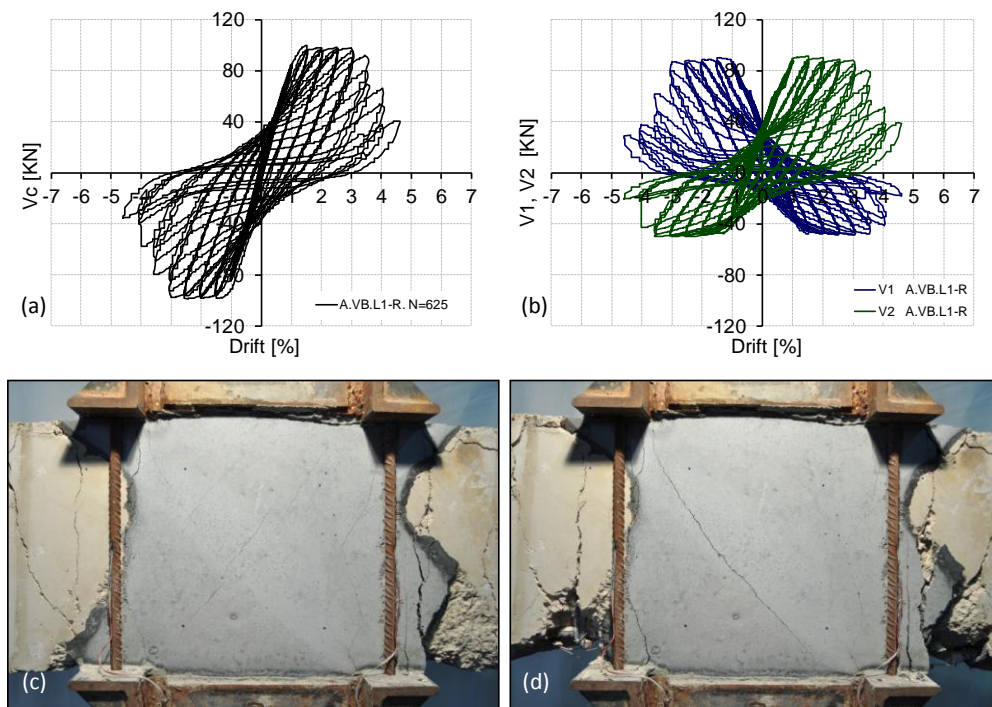


Fig 4.31. Probeta A.VB.L1-R. a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift, c y d) fotografías Drift +/- 3.0%

#### 4.4.2 Envoltentes Fuerza-Desplazamiento. Probetas Tipo A. $N \neq 0$

En la Figura 4.32 se muestra la envolvente de fuerzas-desplazamiento obtenidas para las siete probetas con armadura de viga no simétrica y con carga axial aplicada sobre pilares. En ella puede observarse que no existe una correspondencia de la carga soportada con el tipo de refuerzo, pero sí existe relación con la carga axial aplicada en la columna.

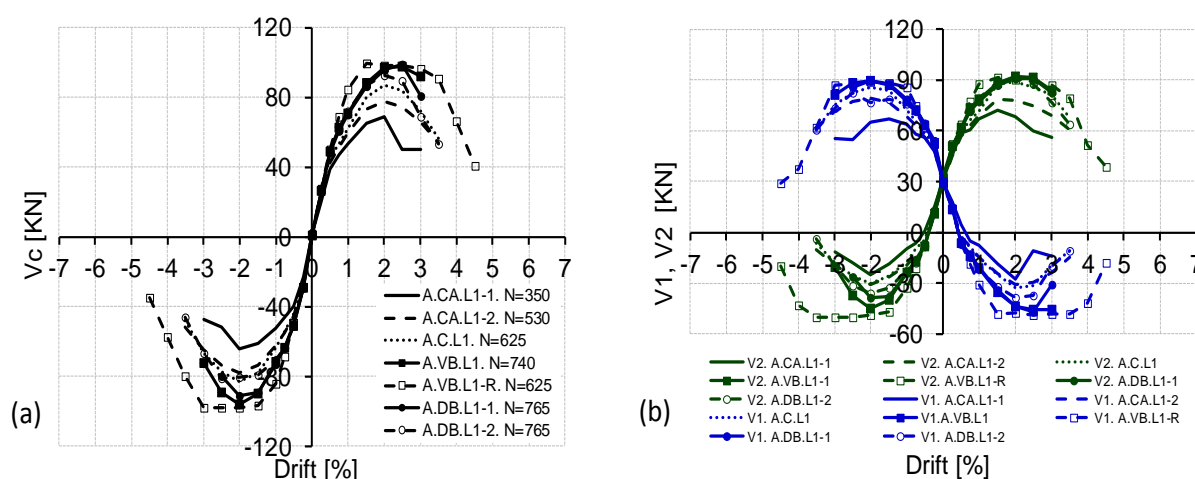


Fig 4.32. Envoltente F- $\delta$  probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift

En la Tabla 4.3 se incluye un resumen de los valores principales obtenidos para estas probetas. La resistencia de las probetas es diferente, en cambio la ductilidad es similar, excepto para el caso de la probeta reparada y reforzada A.VB.L1-R.

CÓDIGO PROBETA	$V_c^+$ (KN)	$V_c^-$ (KN)	Drift <sup>+</sup> (%)	Drift <sup>-</sup> (%)	Drift <sub>85%</sub>
A.CA.L1-1	68.7	-64.4	2.00	-2.00	2.33
A.CA.L1-2	77.8	-78.2	2.00	-2.00	2.94
A.C.L1	86.7	-82.8	2.00	-2.00	2.87
A.VB.L1	97.8	-95.9	2.50	-2.00	2.74
A.DB.L1-1	98.6	-91.5	2.50	-2.00	2.92
A.DB.L1-2	92.7	-81.1	2.00	-2.50	2.85
A.VB.L1-R	99.7	-98.4	1.50	-2.50	3.51

Tabla 4.3. Valores de principales resultados. Probetas con vigas asimétricas Tipo A,  $N \neq 0$

Las probetas reforzadas con taco químico fueron ensayadas bajo niveles de carga axial diferentes (350 y 530 KN), y los resultados obtenidos demuestran que la carga axial influye en la respuesta de la probeta, obteniéndose mayor capacidad de carga lateral para la probeta en la que se aplicó mayor carga axial (Figura 4.33a). Por otro lado, tres de estas probetas fueron ensayadas bajo una carga axial similar sobre la columna, dos de ellas fueron reforzadas con barras diagonales (A.DB.L1) y otra con barras verticales (A.VB.L1). En la Figura 4.33b se puede observar que la respuesta de estas tres probetas es prácticamente la misma y no depende del tipo de refuerzo aplicado.

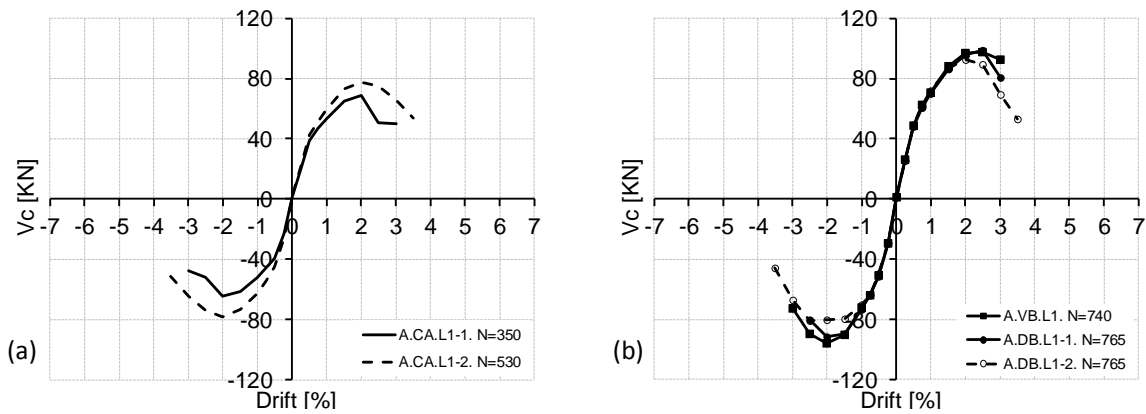


Fig 4.33. Comparativa de envolvente F- $\delta$  probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . a) probetas A.CA.L1, b) probetas  $N \approx 750$  KN

Para mayor claridad de datos, en la Figura 4.34 se representan los resultados de las probetas ensayadas agrupadas según la carga axial aplicada sobre la columna. En ella puede observarse la dependencia de la respuesta con el nivel de carga axial, independientemente del tipo de refuerzo.

La gráfica de la Figura 4.34b representa la media entre las envolventes  $V_1$  y  $V_2$  de cada tipo de probeta. Los valores positivos de fuerza indican el sentido de la gravedad, lo que indica que las vigas quedan sometidas a esfuerzos flectores negativos. Los valores negativos de cortante en las vigas indican por tanto cargas en contra de la gravedad, generando esfuerzos flectores positivos en las vigas. Para el desplazamiento Drift = 0 las cargas sobre las vigas son de 30 KN, que corresponde con la carga gravitatoria aplicada. La aplicación de las cargas cíclicas incrementa positiva o negativamente el valor de las cargas sobre las vigas. Dado que la armadura interior de las vigas no es simétrica en ambas caras, su respuesta tampoco lo es cuando se imponen desplazamientos sobre ellas, ésta depende de la rigidez de las vigas en el sentido de aplicación de los desplazamientos.

La reparación y el refuerzo de la probeta A.C.L1 han permitido obtener unos resultados por encima de los demás tanto en resistencia como en ductilidad. El fallo final de las probetas cargadas con axil se producía por la rotura del nudo, excepto en la probeta reparada, cuyo el fallo se produjo después de la plastificación de las armaduras superiores e inferiores de las vigas.

La carga axial tiene una importancia significativa sobre el solape de las armaduras. A mayor carga axial aplicada sobre las columnas, mayor es la carga soportada por las vigas en ambos sentidos de carga. El límite del valor de estas fuerzas se obtiene de los resultados de la probeta A.VB.L1-R.



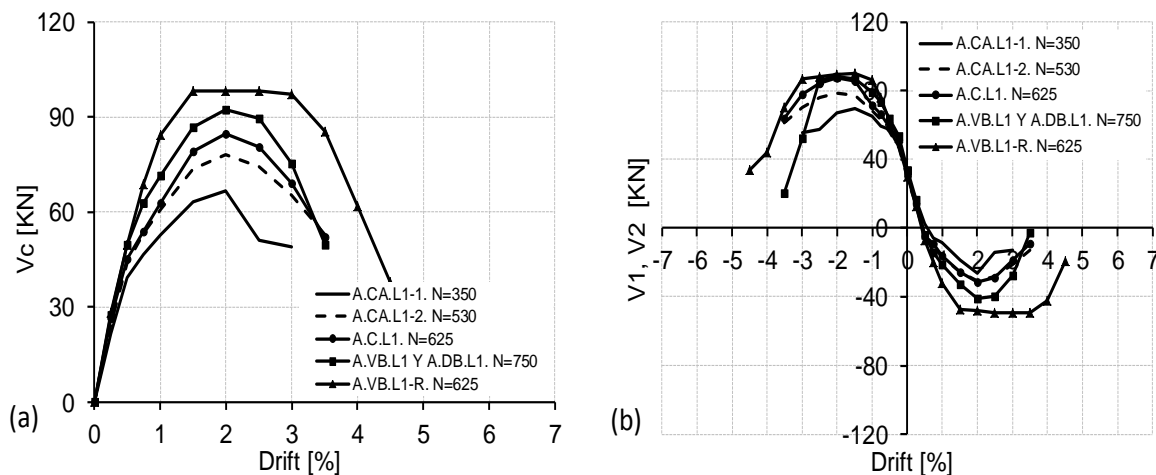


Fig 4.34. Media de envolventes F- $\delta$  probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . a) cortante soporte-Drift, b) cortante vigas-Drift

### 4.4.3 Energía y rigidez. Probetas Tipo A. Axil $\neq 0$

En este apartado se incluyen los resultados de energía y rigidez para las probetas ensayadas con armadura de viga Tipo A con axil sobre la columna.

#### 4.4.3.1 Energía. Probetas Tipo A, $N \neq 0$

En la Figura 4.35 se incluyen los resultados de energía disipada obtenidos de los ensayos de probetas con armadura de viga Tipo A y con aplicación de carga gravitatoria sobre columnas y en vigas. La probeta reparada obtiene mayor energía disipada acumulada durante el ensayo. El resto de probetas presenta un resultado similar para valores de desplazamiento menores a Drift 2%. A partir de éste el resultado es algo mayor en las probetas más cargadas axialmente.

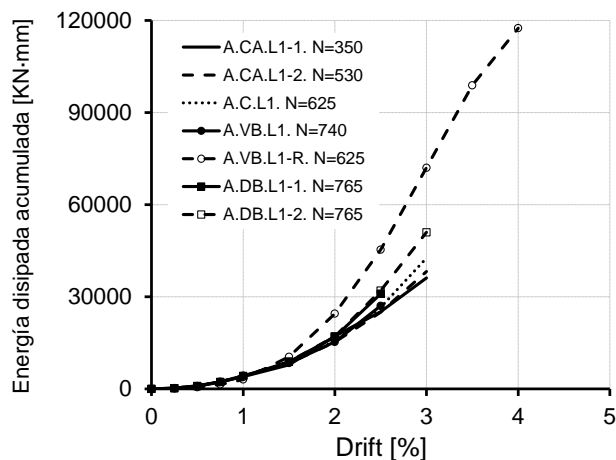


Fig 4.35. Energía disipada acumulada. Probetas Tipo A.  $N \neq 0$

En las siguientes gráficas de la Figura 4.36 se representa la energía disipada por cada ciclo para cada tipo de probeta. Todas ellas disipan una cantidad similar de energía disipada en cada ciclo excepto para el caso de la probeta A.VB.L1-R, en la se disipa mayor cantidad de energía con un comportamiento más dúctil.

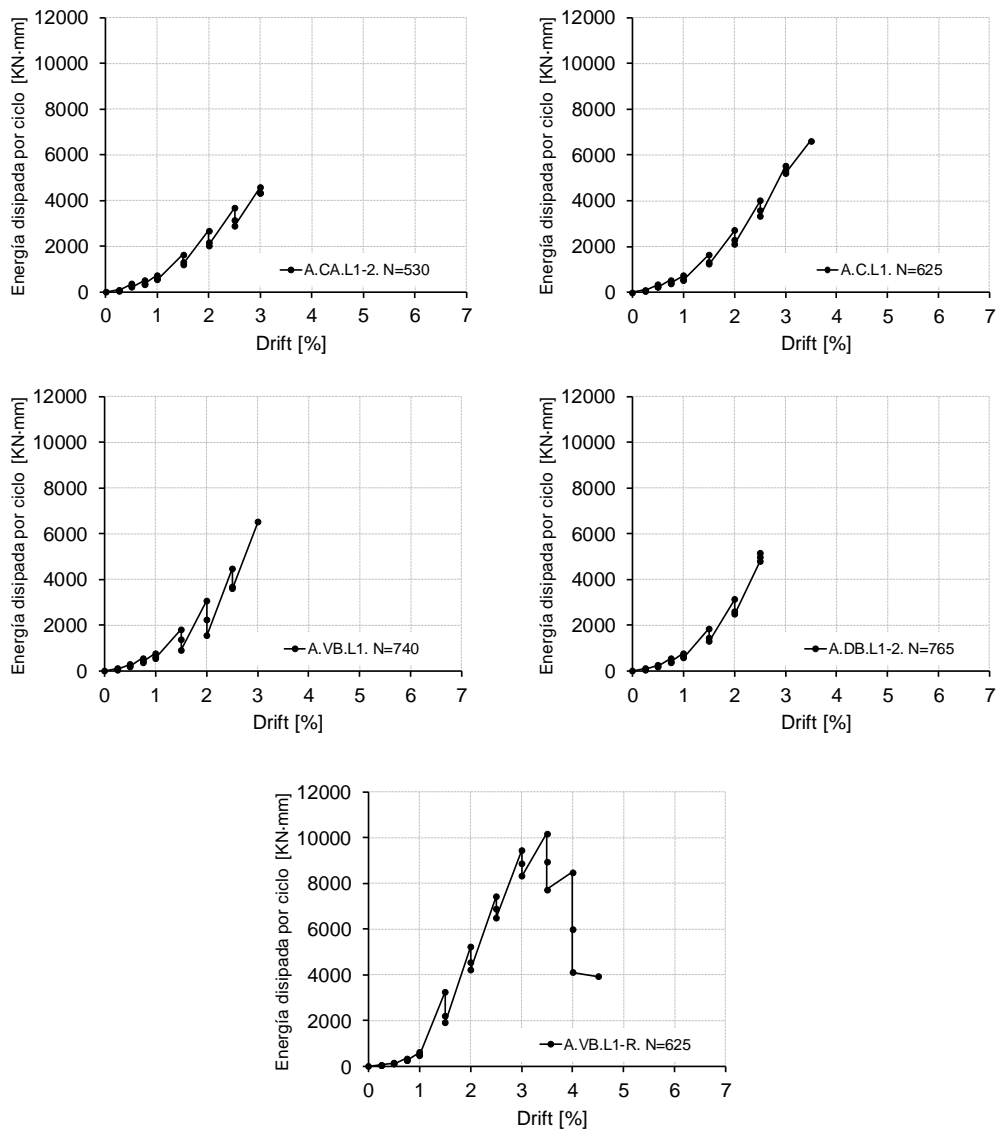


Fig 4.36. Energía disipada por cada ciclo. Probetas Tipo A, N≠0

#### 4.4.3.2 Rigidez. Probetas Tipo A, N≠0

En la Figura 4.37a se representa la rigidez de las probetas. Como puede observarse en ella, la rigidez de las probetas depende del nivel de carga axial aplicado sobre la columna, y no del tipo de refuerzo. No obstante, la pérdida porcentual de rigidez se produce a velocidades muy similares entre ellas (Figura 4.37b), salvo la probeta reparada en la cual la degradación se produce más suavemente.

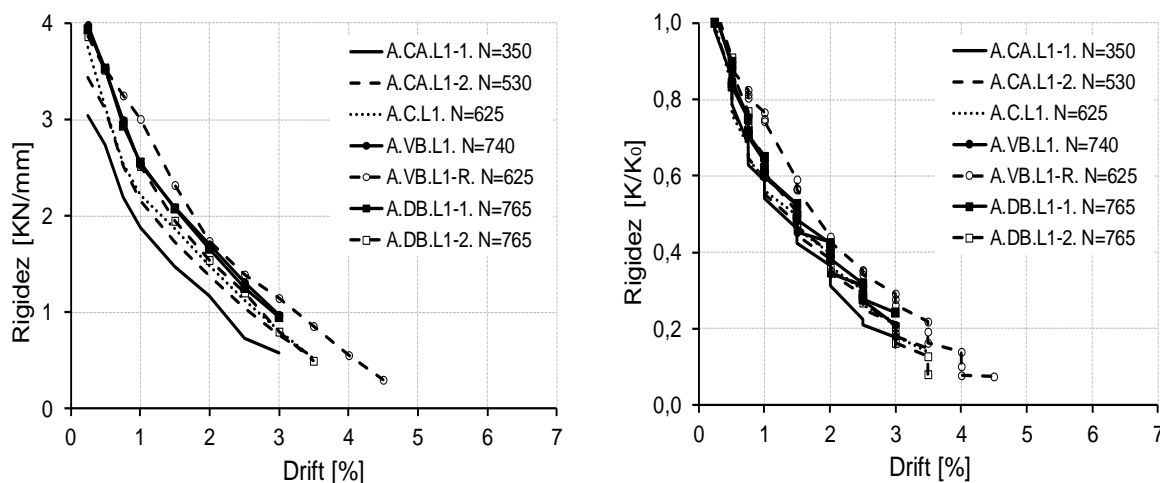


Fig 4.37. Rigidez probetas Tipo A,  $N \neq 0$ . a) rigidez de las probetas, b) rigidez unitaria de las probetas

## 4.5 Comparativa general entre tipos de probetas

Se presentan resultados que muestran las diferencias entre ensayos realizados con y sin cargas gravitatorias, y resultados en los que se comparan las respuestas de las probetas dejando de manifiesto la influencia de las variables estudiadas (armado de vigas, cargas aplicadas y refuerzos de los nudos).

### 4.5.1 Principales características de los ensayos realizados con o sin cargas gravitatorias

Para destacar las particularidades de las probetas Tipo S (ensayadas únicamente con cargas cíclicas) y de las probetas Tipo A (ensayadas con cargas cíclicas y gravitatorias), se presentan aquí los ciclos de histéresis de una probeta de cada tipo. Las gráficas de las Figuras 4.38 y 4.39 corresponden a las probetas Tipo S y Tipo A respectivamente.

En la Figura 4.38 (probetas Tipo S) puede observarse una gran simetría en la respuesta del soporte (Figura 4.38a) en ambos sentidos del movimiento cíclico, y simetría también para la respuesta de ambas vigas en todos los sentidos (Figura 4.38b). Esto es así dada la simetría de la probeta en su geometría, armado y refuerzo exterior; y además por la simetría de los ciclos aplicados sincronizadamente por cada actuador hidráulico.

Para el ensayo de la probeta Tipo A y carga gravitatoria sobre vigas y columna, se observa también una respuesta simétrica de la columna (Figura 4.39a). En cambio la respuesta de las vigas no lo es (Figura 4.39b). Este hecho se debe a dos motivos: por un lado la armadura de las vigas no es simétrica en sus caras superiores e inferiores, y por otro los ciclos aplicados tampoco lo son, dado que las fuerzas  $V_1$  y  $V_2$  inician con el valor de la carga gravitatoria impuesta en las vigas (30 kN).

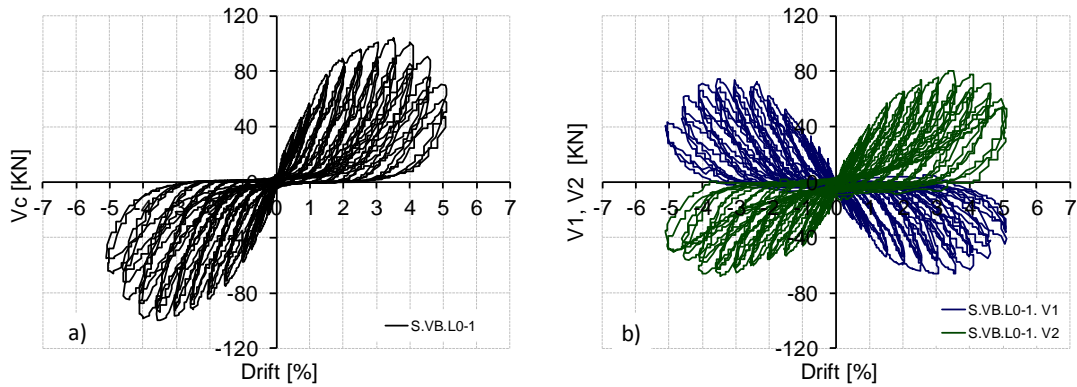


Fig. Ciclos de histéresis para ensayos sin cargas gravitatorias. Probeta S.VB.L0-1. a) Fuerza cortante en columna versus Drift, b) Fuerza cortante en vigas versus Drift

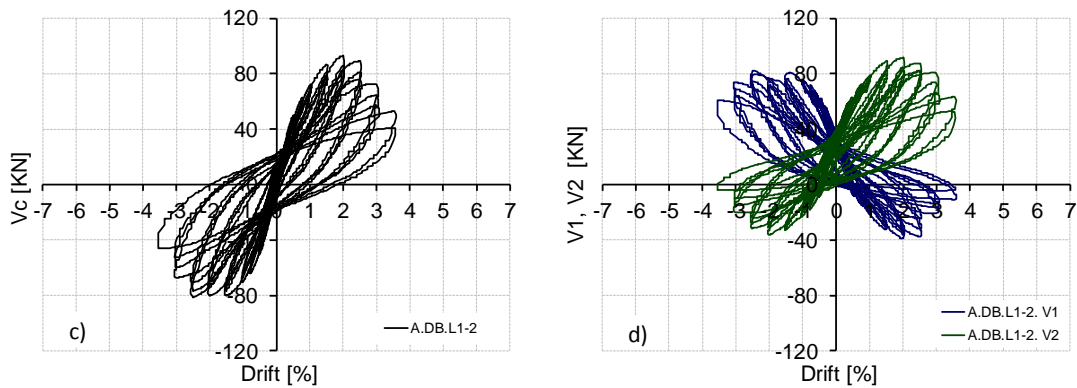


Fig. 4.39. Ciclos de histéresis para ensayos con cargas gravitatorias. Probeta A.DB.L1-2. a) Fuerza cortante en columna versus Drift, b) Fuerza cortante en vigas versus Drift

A medida que avanza el ensayo las fuerzas sobre las vigas se incrementan positiva y negativamente llegando a invertirse los momentos flectores cuando las cargas cíclicas superan el valor de las cargas gravitatorias de las vigas. En este caso la inversión de cargas genera esfuerzos de tracción en las armaduras inferiores de las vigas, poniendo en juego su capacidad de solape. La degradación de las probetas bajo las cargas cíclicas termina por reducir la adherencia de dichas armaduras en el interior del nudo. Nótese además que la pérdida de resistencia es más rápida en el sentido de los momentos positivos que en el sentido de los momentos negativos.

De la comparación entre ambos ensayos también se puede apreciar el efecto que produce la carga gravitatoria axial sobre la columna, que se manifiesta en la forma de los ciclos histeréticos. Cuando no se aplica dicha carga se evidencia un acusado efecto Pinching (Figura 4.38) que no ocurre en el ensayo mostrado en la Figura 4.39, en el cual se aplicó carga axial. Por otro lado, la carga axial provoca un comportamiento más frágil del espécimen, causando una degradación de resistencia más acelerada, perdiendo de este modo ductilidad.

#### **4.5.2 Comparativa de curvas Fuerza-Desplazamiento**

En la Figura 4.40 se presentan varias gráficas en las que se comparan dos a dos las respuestas histeréticas, fuerza cortante en columna - Drift, obtenidas en diversos ensayos.

En la probeta de referencia (A.W.L0-2), en la cual solo se reforzó la columna sin ningún tipo de conexión columna-nudo, se produjo la plastificación de la armadura de la columna manteniendo la resistencia con gran ductilidad sin producir daños importantes en el hormigón. El empleo de capiteles conectados con barras verticales consiguió aumentar la capacidad de carga del conjunto a 2.5 veces (Figura 4.40a) respecto a la probeta de referencia, en cambio no existe tanta diferencia entre los refuerzos exteriores aplicados cuando se aplica un elevado axil sobre las columnas (Figura 4.40b).

El simple hecho de utilizar capiteles aumenta un 63% la carga máxima respecto a la probeta sin capiteles, conservando una ductilidad similar. Cuando la carga axil en la columna es aplicada, se aprecia un incremento importante de la carga soportada por el espécimen, en cambio su comportamiento es menos dúctil (Figura 4.40c).

El fallo de las probetas Tipo S y conexiones columna-nudo mediante capiteles y barras diagonales se produjo por la rotura de éstas. Dicha rotura supone una reducción repentina de la capacidad a flexión del soporte, resultando su comportamiento comparable a partir de este momento con el de la probeta que solamente disponía de capiteles (Figura 4.40d).

En la Figura 4.40e puede apreciarse una diferencia de la capacidad resistente de las probetas Tipo A o Tipo S, las cuales fueron reforzadas del mismo modo (conexión columna-nudo con capiteles y barras verticales) y en las que no se aplicó carga axial sobre las columnas.

La reparación realizada de la probeta A.C.L1 tras su ensayo permitió no solo aumentar la carga máxima sino también hacerlo con más ductilidad (Figura 4.40f) mejorando así las condiciones sísmicas del espécimen original, trasladando en esta ocasión la ruptura a las vigas. En la probeta original el nudo resultó gravemente dañado en su ensayo, y para su reparación se restituyó el hormigón disgregado por un mortero de alta resistencia, previa unión mediante soldadura de las armaduras discontinuas de la viga. Además fueron añadidas barras verticales exteriores para conectar los capiteles de las columnas.

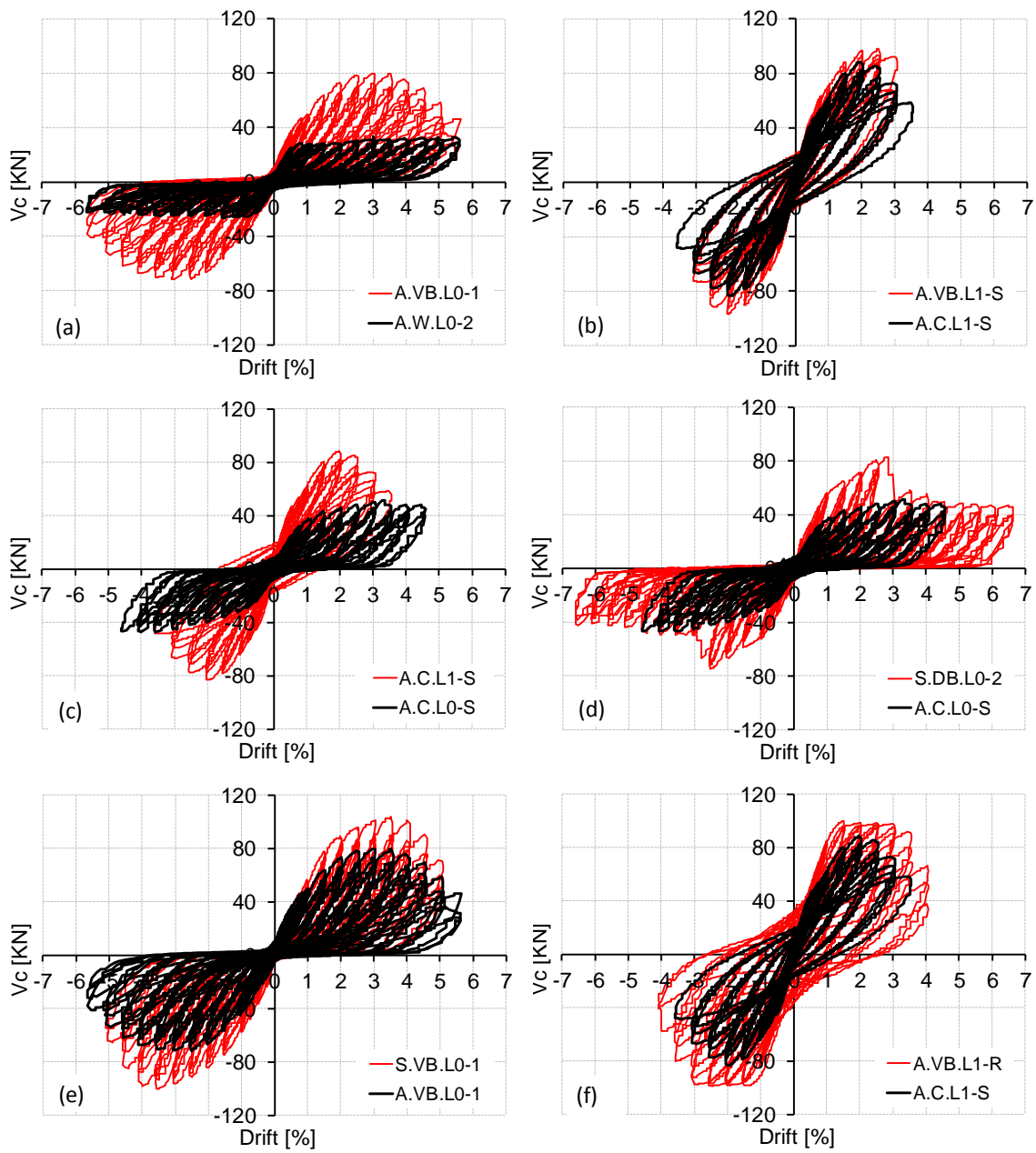


Fig 4.40. Fuerza cortante en columna versus Drift. a) efecto tipo de conexión columna-nudo, b) probetas con carga axial, c) efecto carga axial, d) efecto de barras diagonales, e) efecto de tipo de viga, f) efecto de reparación post-ensayo

## 4.6 Conclusiones relativas a los resultados generales

En este capítulo se han expuesto los resultados generales obtenidos a partir de los ensayos realizados del programa experimental, comentando además las diferencias entre los tipo de probetas en términos de resistencia, ductilidad, energía y rigidez.

Tras la comparación de los resultados obtenidos en las diferentes probetas se puede concluir que:

- No se ha detectado ningún daño en las columnas reforzadas. El refuerzo practicado con angulares y presillas metálicas proporciona a la columna mayor resistencia y rigidez que el resto de elementos de la probeta.
- Cuando no existe carga axial sobre las columnas, el comportamiento a flexión de éstas tiene un papel importante en la respuesta sísmica. Por ello, los sistemas de conexión entre columnas y nudos tienen gran influencia. El uso de capiteles permite incrementar el brazo mecánico de la sección de la columna en su entronque con el nudo, y la colocación de barras exteriores (verticales o diagonales) permite incrementar la cuantía de armado para soportar las tracciones. En cambio, no se han apreciado ventajas con el empleo de tacos químicos para la conexión de los capiteles al nudo.
- La aplicación de una carga axial elevada en las columnas marca fuertemente el comportamiento de las probetas. El tipo de refuerzo empleado en el nudo deja de tener importancia, dado que la sección de la columna no está sometida a importantes tracciones de flexión. La carga axial permite alcanzar mayor carga de rotura, pero lo hace de forma más frágil; la degradación de resistencia se produce de forma más rápida.
- Las barras verticales presentan un resultado más eficiente que las barras diagonales en



## **CAPÍTULO 5:**

## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**



## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.1 Introducción

A continuación se realiza el análisis de los resultados obtenidos en los ensayos experimentales. Se estudia el comportamiento de diferentes elementos que componen las probetas, que son las armaduras interiores del hormigón y los elementos metálicos del refuerzo. Dicho análisis se realiza a partir de las medidas obtenidas por la instrumentación utilizada en los ensayos, la cual se incluye en el Anejo I. La nomenclatura y la posición de la instrumentación se detallan en el Apartado 3.3 del Capítulo 3.

En primer lugar se analizan los resultados de las probetas con armadura de viga Tipo S, y a continuación se prosigue con las probetas con armado de viga Tipo A sin y con axil, explicando las novedades que presenta cada uno de los casos.

### 5.2 Análisis de resultados. Probetas Tipo S

En el Anejo I se presentan los datos medidos por la instrumentación colocada en las probetas Tipo S. En este apartado se utilizan dichos datos para estudiar las pautas de comportamiento de los diferentes elementos instrumentados.

#### 5.2.1 Comportamiento de las armaduras interiores. Probetas Tipo S

Las barras de acero utilizadas para el armado de vigas y columnas de las probetas fueron instrumentadas en diferentes puntos con el fin de obtener datos de deformación de las mismas, que nos permitiesen conocer el comportamiento de éstas bajo cargas cíclicas, y su importancia en la respuesta sísmica de las probetas. Por un lado, se estudia la deformación a la que se ven sometidas las armaduras, y por otro lado, se estudian las condiciones de adherencia de éstas a través del nudo.

##### Medidas de galgas en armaduras interiores

El análisis de las medidas tomadas por la galga C3.-2 (armadura de pilar C3, posición -2, Figura 3.21) nos permite conocer el comportamiento cíclico de las armaduras interiores.

En la Figura 5.1 se muestra la deformación de la galga a lo largo del tiempo. La línea roja representa la envolvente de las deformaciones pico de la galga para movimientos de Drift positivo, mientras que la línea azul representa los picos para Drift negativo. En ella puede observarse cómo los tres primeros ciclos presentan valores de deformación tracción-compresión prácticamente simétricos. En los siguientes ciclos las deformaciones de tracción aumentan mientras que las de compresión no lo hacen del mismo modo, dado que estas deformaciones deben ser compatibles con las del hormigón.

En cambio según avanza el ensayo puede observarse como desaparecen las deformaciones de compresión.

Otra forma de representación de las medidas se muestra en la Figura 5.2a. En ella se corrobora que para Drift negativo la armadura trabaja a tracción en ese punto, mientras que para Drift positivo solo existe compresión para pequeños desplazamientos. Cuando los desplazamientos aumentan la galga pasa a medir deformaciones de tracción. Se deduce por tanto que existe una pérdida de adherencia de la armadura por degradación cíclica del contacto entre el hormigón y el acero.

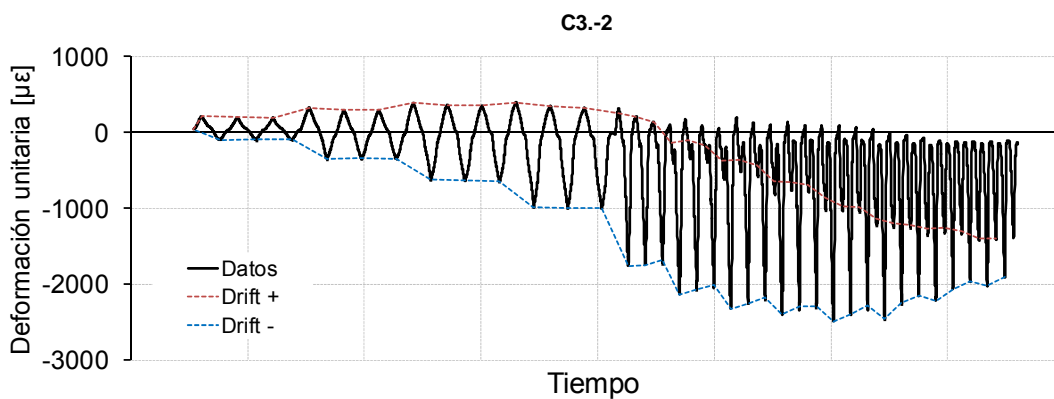


Fig. 5.1. Valores medidos por la galga C3.-2 en función del tiempo. Probeta S.VB.L0-1

La Figura 5.2b muestra por separado las medidas de la galga durante tres ciclos completos diferentes (Drift 1%, 3% y 5%) del ensayo. En ella se observa de nuevo cómo la galga deja de medir compresiones para Drift positivo. En esta gráfica puede verse además, sobre todo para el ciclo Drift 5%, que existe una meseta en la cual las medidas de la galga son muy bajas, debido al efecto “Pinching” (cierre de los lazos de histéresis debido, principalmente, a la apertura y cierre de las fisuras, y al deslizamiento de las armaduras interiores).

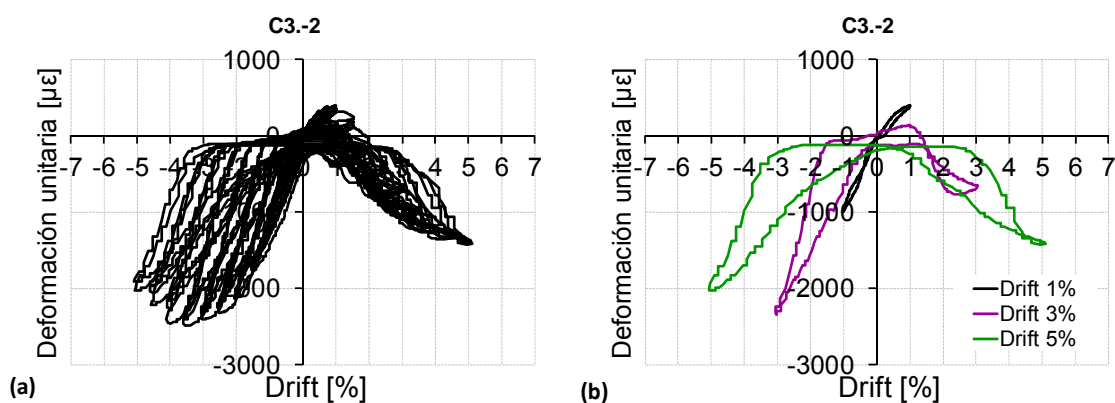


Fig. 5.2. Valores medidos por la galga C3.-2 en función del desplazamiento, probeta S.VB.L0-1: a) todos los ciclos, b) uno de los ciclos de para cada Drift 1, 3 y 5 %

La Figura 5.3 muestra las envolventes de las deformaciones pico medidas por las galgas colocadas en las posiciones +/- 2 de las armaduras de los pilares (Figura 3.21). En la Figura 5.3a se muestra la envolvente de la galga C3.-2 en la que se puede apreciar claramente la pérdida de adherencia de la

armadura, y en la Figura 5.3b se muestran las medidas de todas las galgas colocadas en la misma posición en las dos barras del pilar (C2 y C3), en el tramo superior (+2) y en el tramo inferior (-2) de las dos probetas S.VB.L0, resultando un total de 8 galgas diferentes ((2+2)x2) representadas en una misma gráfica.

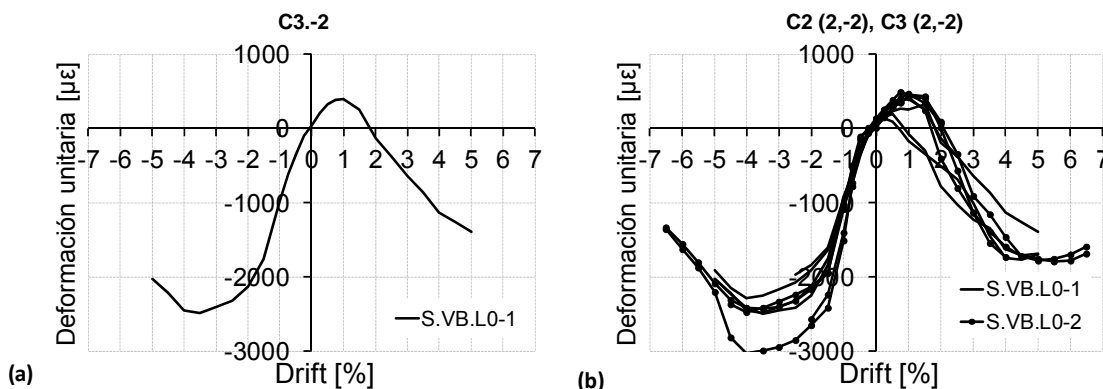


Fig. 5.3. Envolventes de deformaciones medidas en la armadura del pilar de probetas S.VB.L0: a) galga C3.-2 de probeta S.VB.L0-1, b) galgas en posiciones +/-2 de la pareja de probetas S.VB.L0

Del mismo modo que para la galga C3.-2, también se ha realizado la agrupación de las medidas del resto de galgas, consiguiéndose en ellas un alto nivel de repetitividad, lo cual es una garantía de los resultados. En el Anejo I se detalla cómo se ha realizado la agrupación.

#### Adherencia de armaduras del pilar

La Figura 5.4 muestra el valor de deformación a la que se ven sometidas las armaduras de los pilares de las probetas S.VB.L0 Y S.DB.L0 en diferentes puntos distribuidos longitudinalmente dentro del nudo y en sus proximidades para diferentes valores de desplazamientos aplicados.

El valor de la deformación que figura en las gráficas se ha determinado como valor promedio de todas las medidas de las galgas que fueron colocadas en las mismas posiciones. En el Apartado II.2.1 del Anejo II se incluyen las 16 gráficas a partir de las que se han obtenido estas dos.

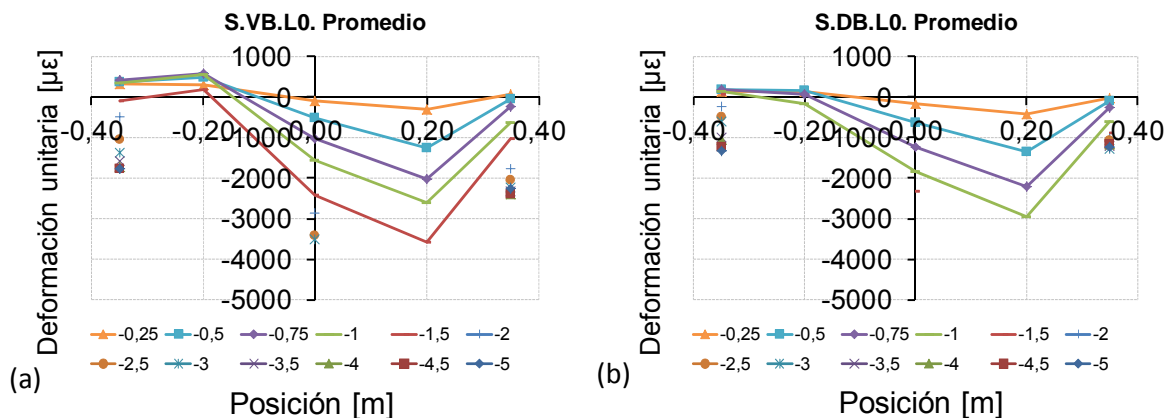


Fig. 5.4. Deformaciones promedias medidas en las armaduras del pilar para las probetas Tipo S: a) Probeta S.VB.L0, b) Probeta S.DB.L0

En las figuras puede apreciarse la evolución de deformaciones a lo largo de las armaduras del pilar para diferentes valores de desplazamiento. A partir de un cierto Drift no existen medidas para algunas de las galgas, debido a que éstas resultaban dañadas por el deslizamiento de las armaduras o por la fisuración del hormigón en sus proximidades.

Para ambos tipos de probetas se han obtenido resultados similares. La Figura 5.6a compara los resultados de ambos tipos para una deformación de Drift 1%. Se encuentran pequeñas diferencias:

- Las armaduras de los pilares de las probetas reforzadas con barras diagonales presentan deformaciones ligeramente mayores que en las probetas reforzadas con barras verticales.
- En las probetas reforzadas con barras verticales se conserva mejor la adherencia de las armaduras interiores en la zona de compresión para los primeros ciclos. En deformaciones mayores los resultados no son directamente comparables dado que la fuerza resultante sobre las probetas no es la misma.
- La deformación de tracción de las galgas en las zonas bajo el refuerzo metálico del soporte son significativamente menores que en las otras zonas. Ello demuestra que la adherencia de las armaduras mejora por el efecto de zunchado, y mejora además porque los angulares metálicos del refuerzo contribuyen en la flexión del pilar.

#### Adherencia de armaduras de la viga

La Figura 5.5 muestra el valor de la deformación a la que se ven sometidas las armaduras de las vigas de las probetas con armadura de viga Tipo S, del mismo modo que se han presentado los resultados para las armaduras de los pilares. En el Apartado II.2.2 del Anejo II se incluyen las 16 gráficas a partir de las que se han obtenido estas dos. Aprovechando la simetría, se ha realizado el promedio de los valores obtenidos para las armaduras superiores e inferiores (BSCs y BSCi, respectivamente. Figura 3.23).

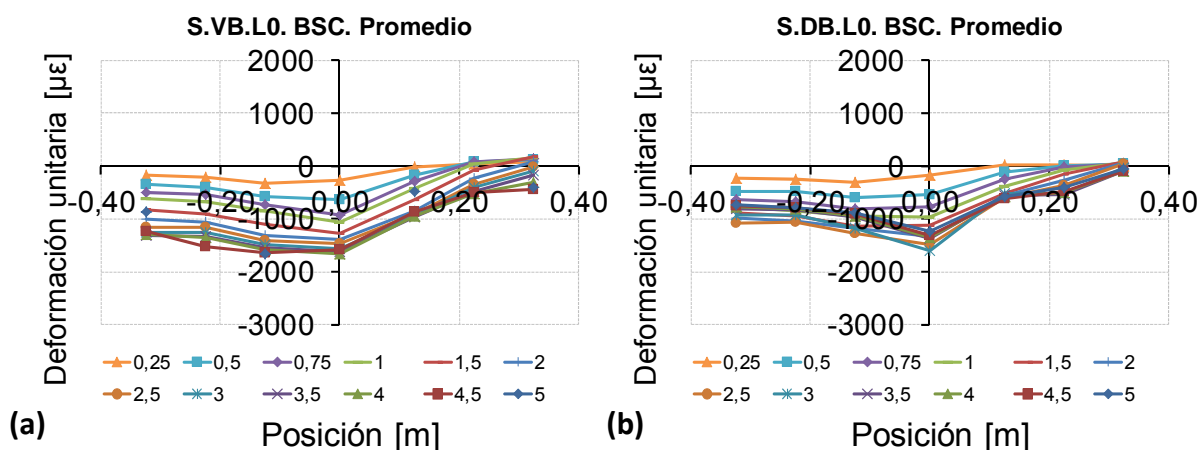


Fig. 5.5. Deformaciones promedias medidas en las armaduras de la viga para las probetas Tipo S: a) Probeta S.VB.L0, b) Probeta S.DB.L0

Para deformaciones pequeñas los resultados entre ambos tipos de probetas son parecidos, en cambio, para deformaciones a partir del Drift 1%, comienza a notarse una diferencia, debido a que los esfuerzos sobre la probeta son diferentes. Por lo tanto, el comportamiento de las armaduras interiores de las vigas no muestra diferencias de comportamiento relativo al tipo de barras exteriores empleadas.

Puede observarse que las deformaciones de tracción por la flexión de la viga se desarrollan uniformemente hasta la mitad del nudo aproximadamente, punto a partir del cual comienza a producirse el anclaje de las armaduras. A medida que aumenta el número de ciclos y las deformaciones, las deformaciones de tracción aumentan en la zona de anclaje de las armaduras.

#### Comparación entre armaduras de pilares y vigas

En la Figura 5.6 se muestra el estado de deformaciones de las armaduras de los pilares y de las vigas para un desplazamiento lateral de Drift 1%. En el eje X se representa la posición (en metros) de los puntos instrumentados de las armaduras, según las Figuras 3.21 y 3.23, y en el eje Y las deformaciones obtenidas. Comparando las gráficas pueden obtenerse las siguientes conclusiones:

- Existe una fuerte influencia del empresillado metálico del pilar en el nivel de deformación de las armaduras del mismo. En las armaduras de las vigas, las deformaciones medidas por las galgas en la zona de tracción son similares. En cambio, en el caso de las armaduras de los pilares, esta deformación es mucho menor bajo el empresillado.
- El anclaje de las armaduras de los pilares se produce desde el momento en que éstas entran en el nudo, mientras que para las armaduras de las vigas el anclaje no se produce hasta pasada la mitad del nudo. Este fenómeno se debe a que la armadura de la viga pierde zunchado dentro del nudo al abrirse una fuerte fisura concentrada en la unión entre el pilar y el nudo.
- Las armaduras de los pilares están más solicitadas (mayores deformaciones) en la zona del nudo que las armaduras de las vigas.

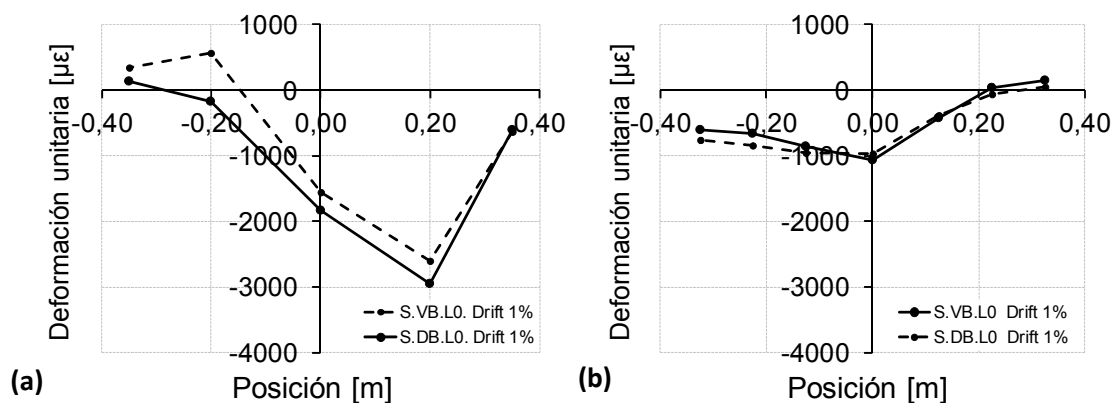


Fig. 5.6. Deformaciones promedio medidas en las armaduras interiores de las probetas Tipo S para un desplazamiento de Drift 1%: a) armaduras de pilares, b) armaduras de vigas

### 5.2.2 Comportamiento de las barras exteriores de refuerzo. Probetas Tipo S

Cada una de las barras exteriores del refuerzo metálico fue instrumentada en su punto medio. En las probetas S.VB.L0, se colocaron barras en vertical para unir los capiteles del refuerzo y, en las probetas S.DB.L0, se colocaron barras en diagonal. Las medidas de las galgas instaladas en las barras están incluidas en el Anejo I. Se describen y comparan a continuación las pautas de comportamiento de las barras verticales y diagonales.

La Figura 5.7 muestra la deformación medida en una de las cuatro barras exteriores para cada pareja de probetas Tipo S. Ambas inician con un valor de deformación alrededor de 1000  $\mu\epsilon$ . Esta deformación se debe al valor de pretensado que adquieren las barras en el momento de apriete de las tuercas. Con el paso de los ciclos, este valor de pretensado se pierde, debido a la aproximación de los capiteles entre sí (cierre de holguras y contactos), los cuales sirven de reacción de las barras, o por el alargamiento de las barras (deformaciones plásticas remanentes, de las roscas principalmente).

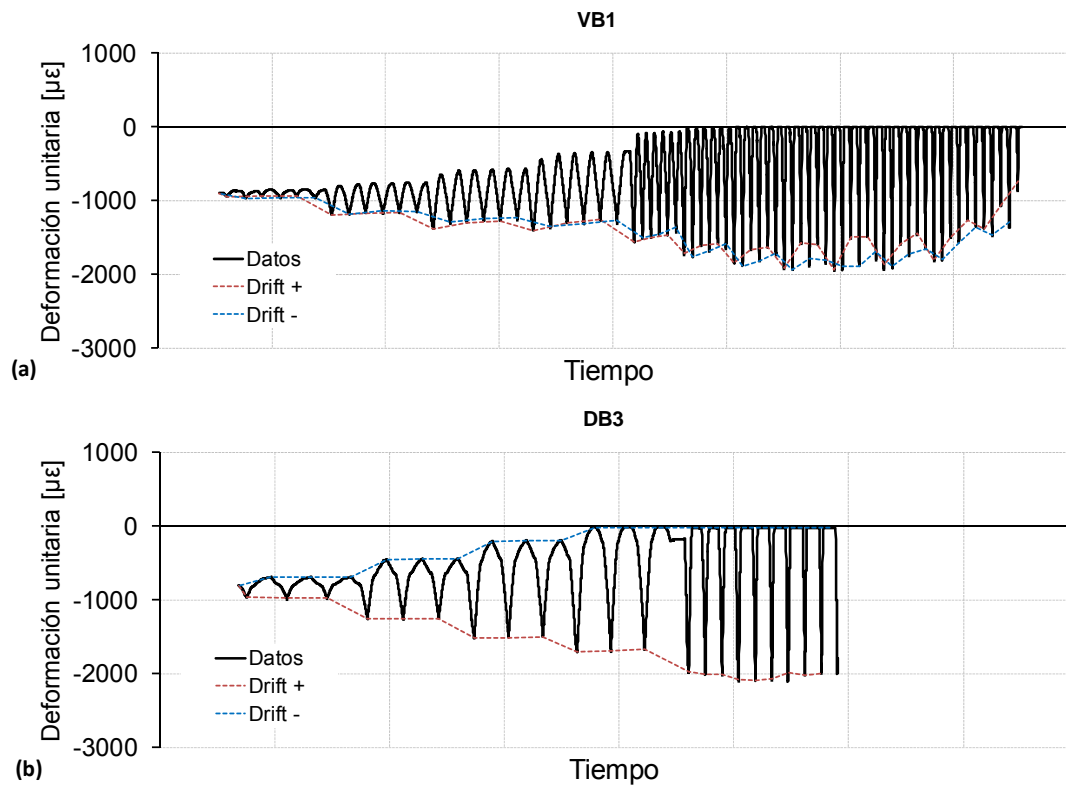


Fig. 5.7. Valores medidos por las galgas de barras exteriores en función del tiempo: a) probeta S.VB.L0-1, b) probeta S.DB.L0-2

La colocación de las barras exteriores (vertical o diagonal) marca la forma de trabajar de éstas. Las barras verticales, están solicitadas en ambos sentidos de desplazamiento cíclico. En cambio, las barras diagonales solo trabajan en una de las direcciones (Figura 5.8). El efecto Pinching puede observarse además en estas medidas.

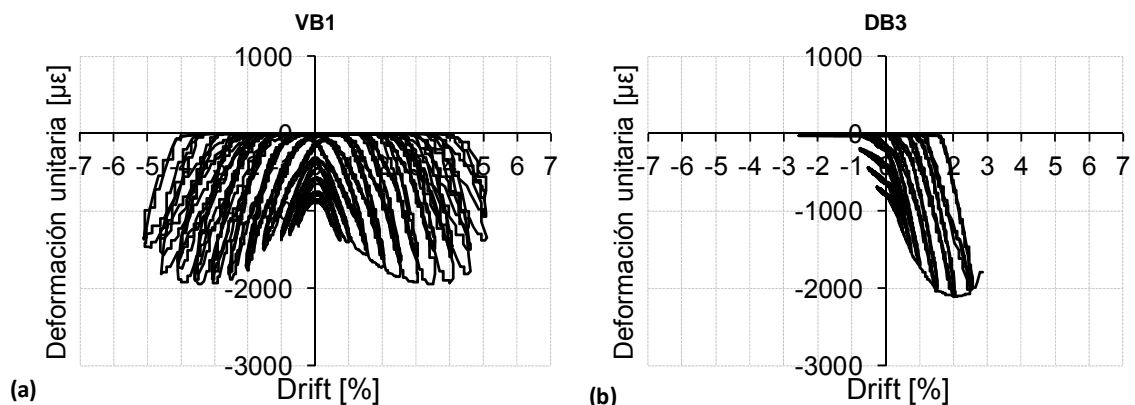


Fig. 5.8. Valores medidos por las galgas de barras exteriores en función del desplazamiento: a) probeta S.VB.L0-1, b) probeta S.DB.L0-2

La Figura 5.9 muestra las deformaciones de las barra exteriores para los ciclos Drift 1%, 2.5% y 4% (el ciclo de Drift 4% no existe para la barra diagonal porque ésta rompe antes). En ella puede observarse que, para deformaciones medias-altas, existe un recorrido considerablemente importante de desplazamiento donde las barras no trabajan (tramos horizontales de las curvas).

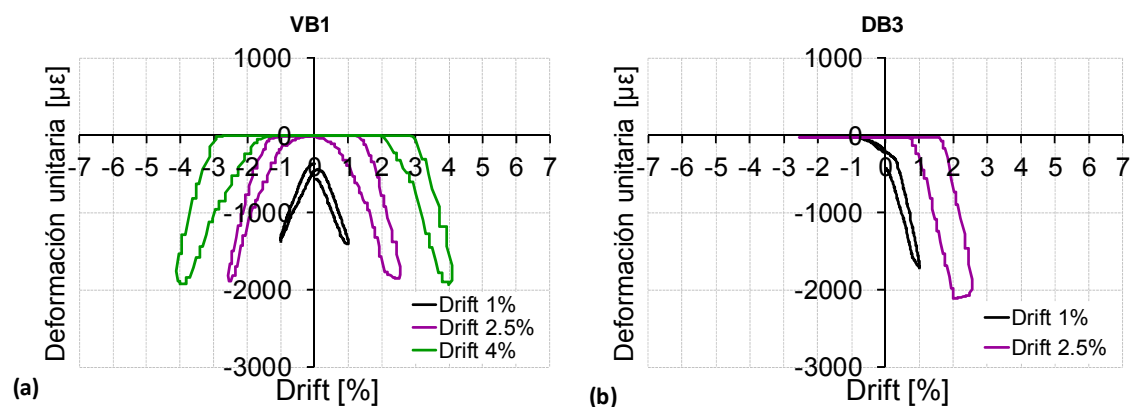


Fig. 5.9. Valores medidos por las galgas de barras exteriores en función del desplazamiento para algunos ciclos: a) probeta S.VB.L0-1, b) probeta S.DB.L0-2

En la Figura 5.10 se comparan las envolventes de resultados para ambos tipos de barras exteriores. En la Figura 5.10a puede observarse cómo la pendiente de la curva es mayor para barras diagonales que para las barras verticales, lo cual quiere decir que éstas últimas son menos sensibles a las deformaciones de la base o de la cabeza de la columna. La separación entre los capiteles, sobre los que reaccionan ambos tipos de barras exteriores, no es la misma para un mismo desplazamiento de la probeta, por tanto, tampoco lo es la sollicitación de las barras (ver fotografías del Apartado 4.2.1).

Además se observa que para un mismo valor de la fuerza cortante sobre la columna ( $V_c$ ) las barras diagonales están más sollicitadas que las barras verticales. Este hecho se debe a la menor efectividad de componente vertical que conlleva la inclinación de las barras diagonales.

La barra diagonal representada rompe al Drift 2.5%, mientras en la barra vertical no se produce la rotura, pero sí existe una degradación de resistencia de la probeta en la cual la deformación de la barra retrocede elásticamente (Figura 5.10b).

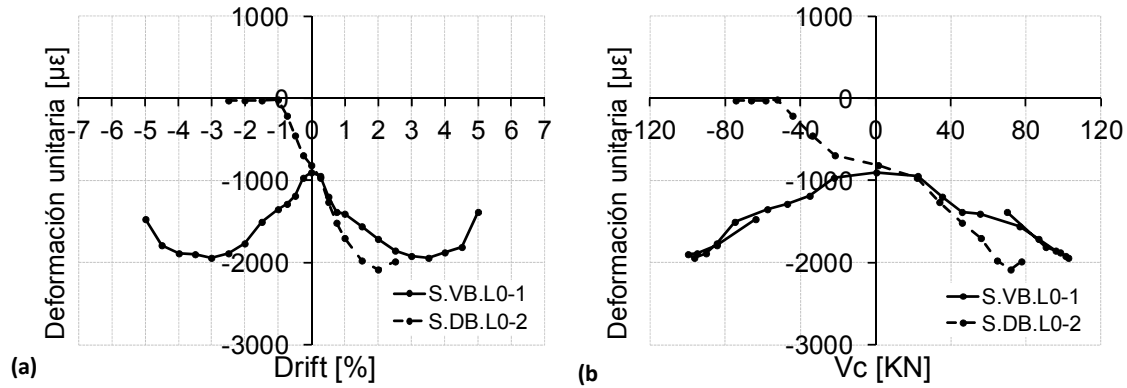


Fig. 5.10. Envolventes de deformaciones medidas en una barra exterior de cada tipo de probeta Tipo S: a) deformaciones versus Drift, b) deformaciones versus cortante en columna.

Si representamos el cociente entre la deformación de las barras con la fuerza cortante sobre la columna  $V_c$  (Figura 5.11), observamos, por un lado, que las barras diagonales están más solicitadas, y por otro lado, que existe un ratio mayor al inicio del ensayo para ambos casos, el cual se debe al pretensado inicial de las barras.

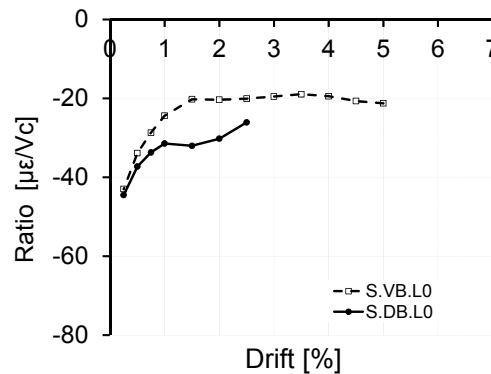


Fig. 5.11. Ratio  $\mu\epsilon/V_c$  para las deformaciones promedias medidas en las armaduras exteriores para las probetas Tipo S

### 5.2.3 Comportamiento de los angulares metálicos del refuerzo. Probetas Tipo S

Los cuatro angulares metálicos del refuerzo fueron instrumentados en las proximidades del nudo (Apartado 3.32) a fin de determinar su participación en el comportamiento sísmico de las probetas. Las medidas obtenidas por las galgas extensométricas figuran en el Anejo I. En él puede verse la repetitividad de las medidas, destacando que las medidas de los angulares situados en el tramo superior (S1, S2, S3 y S4) del soporte coinciden con las medidas de los angulares situados en el tramo inferior (I1, I2, I3 y I4).

La continuidad de esfuerzos en angulares se consigue, principalmente, a través del hormigón en contacto con los capiteles para las compresiones, y a través de las barras exteriores que los unen



para las tracciones. Por tanto, la tracción a la que puede trabajar el angular metálico está limitada por la capacidad de transferencia de las barras, mientras que para la compresión no existe ningún límite. Este hecho hace que la respuesta de los angulares no sea simétrica con los ciclos (Figura 5.12).

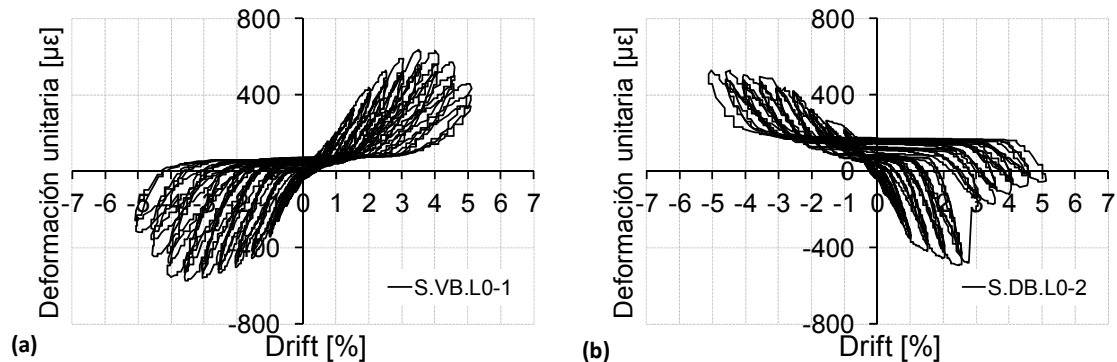


Fig. 5.12. Valores medidos por las galgas en angulares en función del desplazamiento: a) probeta S.VB.L0-1, b) probeta S.DB.L0-2

La respuesta de los angulares de las probetas reforzadas con barra vertical siempre es gradual. En cambio, en las probetas reforzadas con barra diagonal, existe un cambio brusco en las deformaciones de tracción, correspondiente con el momento de ruptura de las barras. Por tanto, puede decirse que el valor de dicho salto de deformaciones corresponde con la tracción directa que transmitía la barra diagonal al angular metálico. Hasta el momento de rotura de las barras, el comportamiento de los angulares para ambos tipos de probetas es muy parecido (Figura 5.13).

En la Figura 5.13b se representan las deformaciones de los angulares para cada tipo de probeta en función del cortante aplicado en la columna. La tensión de trabajo de los angulares, es la misma bajo la misma sollicitación. El tipo de refuerzo empleado no supone ningún cambio hasta que se produce la rotura de las barras diagonales, dejando impedida la transmisión directa de tracciones entre angulares.

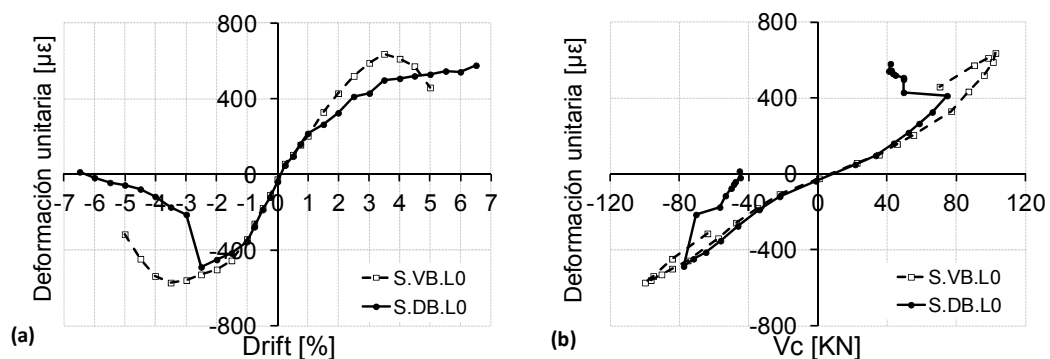


Fig. 5.13. Envolturas de deformaciones medidas en angulares para de cada tipo de probeta Tipo S: a) deformaciones versus Drift, b) deformaciones versus cortante en columna.

La deformación de tracción de los angulares se produce, principalmente, por la transmisión directa de la fuerza de las barras exteriores que éstas ejercen sobre los capiteles a los que los angulares están soldados, pero además, la deformación de tracción también puede tener lugar a través de

fuerzas rasantes entre angulares-hormigón y fuerzas de arrastre de cortante entre angulares a través de las presillas. En la Figura 5.14 se muestra la relación ( $N_b/N_a$ ) entre la componente vertical de la fuerza axial a la que están sometidas las barras exteriores ( $N_b = \epsilon_b \cdot E_b \cdot A_b \cdot \cos \alpha$ , siendo  $\alpha$  el ángulo que forman las barras exteriores con la vertical) y la fuerza a la que quedan sometidos los angulares ( $N_a = \epsilon_a \cdot E_a \cdot A_a$ ).

Para ambos tipos de barras los angulares adquieren una fuerza mayor a la que la barra le transmite, dejando de manifiesto que existen otros factores (como los indicados anteriormente) que someten a tracción los angulares. Nótese que ambas curvas inician con cierto valor de coeficiente  $N_b/N_a$ , se debe al apriete inicial de las barras exteriores, que someten a las barras a una fuerza de pretensado inicial, la cual no es transmitida de inmediato a los angulares, ya que el coeficiente que figura en la gráfica es del orden del 20 %. El 80 % de la fuerza de pretensado restante se transfiere a la columna por rasante antes de llegar a la posición instrumentada del angular. Con el paso de los ciclos, la adherencia entre angulares y hormigón se va degradando, y permite que la fuerza de las barras se transmita a los angulares.

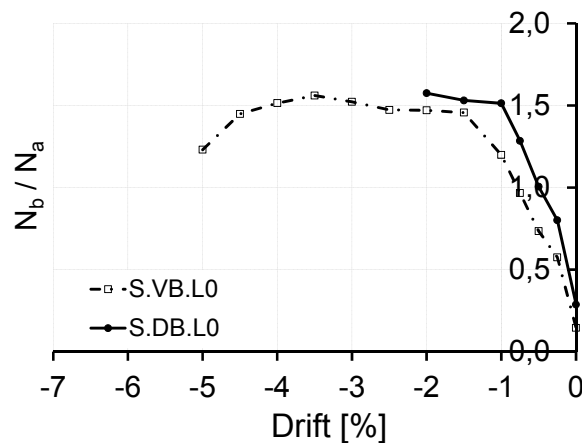


Fig. 5.14. Relación de fuerzas axiales entre angulares y barras exteriores. Probetas Tipo S

Las siguientes gráficas (Figura 5.15) exponen la participación a flexión de los angulares metálicos en la sección donde se colocaron las galgas, entre las dos presillas más próximas al nudo, para ambos tipos de probetas (barra vertical y barra diagonal). A partir de las deformaciones de los angulares, se han obtenido las fuerzas a las que están sometidos que, multiplicados por su brazo mecánico, da como resultado el momento flector que están recibiendo. De este modo, restando este valor al momento flector de sollicitación de la columna, nos da como resultado el momento flector que actúa sobre la sección interior de hormigón armado.

El esfuerzo flector que soporta la sección de la columna sin ningún tipo de conexión al nudo fue de 29 KN·m (probeta A.W.L0, ver Figura 4.20a). Dicho valor es una cota superior de la resistencia a flexión de la columna, dado que ésta podría fallar antes por degradación cíclica del hormigón. El empleo de las conexiones con el nudo, permite que la probeta soporte cargas mayores como sección mixta. Si no existiese el refuerzo exterior las columnas no hubiesen soportado más del valor anterior. Para las probetas reforzadas con barra diagonal, se observa que, tras la rotura de las barras

exteriores, se produce un cambio en las deformaciones de los angulares, del mismo modo que ocurre con la fuerza que actúa sobre la columna.

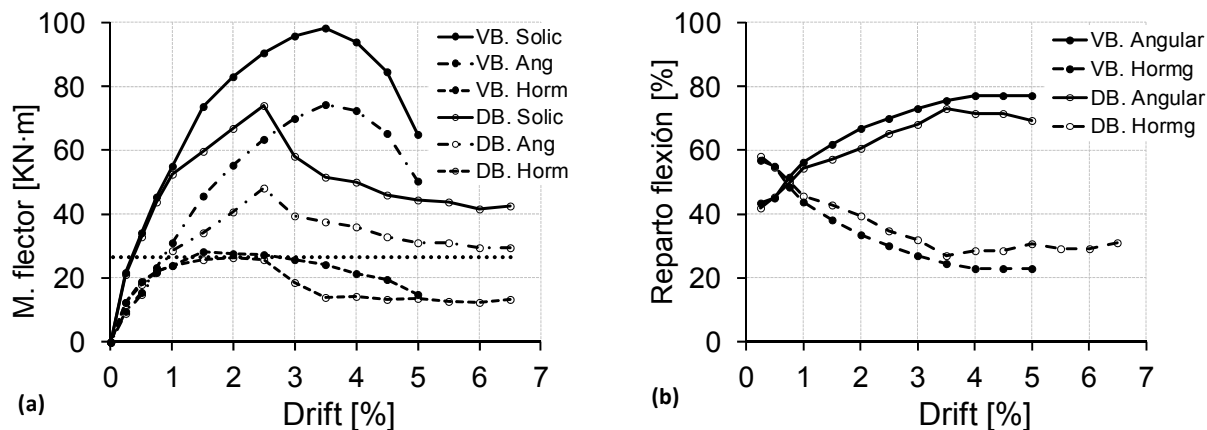


Fig. 5.15. Sección mixta hormigón /angulares. Probetas Tipo S. a) momento flector soportado por cada sección, b) porcentajes de participación a flexión de cada sección

El refuerzo metálico presenta, en la sección entre presillas de ambos tipos de probetas, un comportamiento muy parecido. Puede apreciarse en la Figura 5.15b cómo los angulares toman cada vez más responsabilidad en la resistencia a flexión, dado que la resistencia a flexión de la sección de hormigón armado está limitada. Los porcentajes son muy similares para ambos tipos de probetas, lo que significa que su valor “porcentual” en la “sección mixta” no depende del tipo de barra exterior empleada (vertical o diagonal), pero sí interviene en el valor de la deformación de los angulares.

#### 5.2.4 Comportamiento de las presillas metálicas del refuerzo. Probetas Tipo S

Las deformaciones medidas por las galgas colocadas en las presillas metálicas del refuerzo (Figuras 5.16 y 5.17) no presentan valores importantes, pero existen unas pautas de comportamiento diferentes para cada presilla y zona, que se comentan a continuación. La nomenclatura de la instrumentación se detalla en el Apartado 3.3.2.

Los capiteles se soldaban a las presillas del refuerzo de tal manera que éste pudiese transmitir los esfuerzos de tracción y de compresión que se producían por la tracción de las barras exteriores y por el contacto con la viga, respectivamente. Dado que las barras del refuerzo se colocaban en los extremos de los capiteles, y la soldadura del capitel a la presilla se realizaba en la parte central de los capiteles (Figura 3.19), en éstos se producían esfuerzos de flexión, traccionando la zona de la presilla donde se colocaban las galgas cuando el capitel trataba de separarse de la viga, y comprimiéndola cuando el movimiento se invertía (Figura 5.16).

Cabe notar en la Figura 5.16b que existe un cambio repentino de las deformaciones de tracción, el cual coincide con el momento en el que las barras diagonales rompen y dejan de ejercer esfuerzos sobre los capiteles, reduciéndose así la tracción generada en esta zona de la presilla.

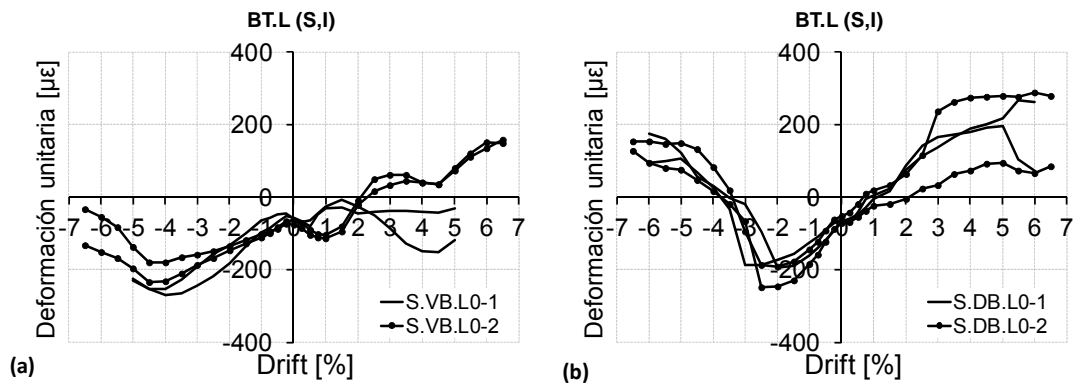


Fig. 5.16. Envolvente de deformaciones medidas en presillas metálicas BT.L: a) S.VB.L0, b) S.DB.L0

Las medidas de las galgas colocadas en las presillas BT.S y BT.I (Figura 3.25) se muestran en las Figuras 5.17 y 5.18. Estas presillas también se ven influenciadas por los esfuerzos de las barras exteriores. Cuando se realiza el apriete de las barras (Drift 0%) se generan unos esfuerzos de flexión en las presillas que comprimen una zona (BT.S.1 y BT.I.1) y traccionan la otra (BT.S.2 y BT.I.2).

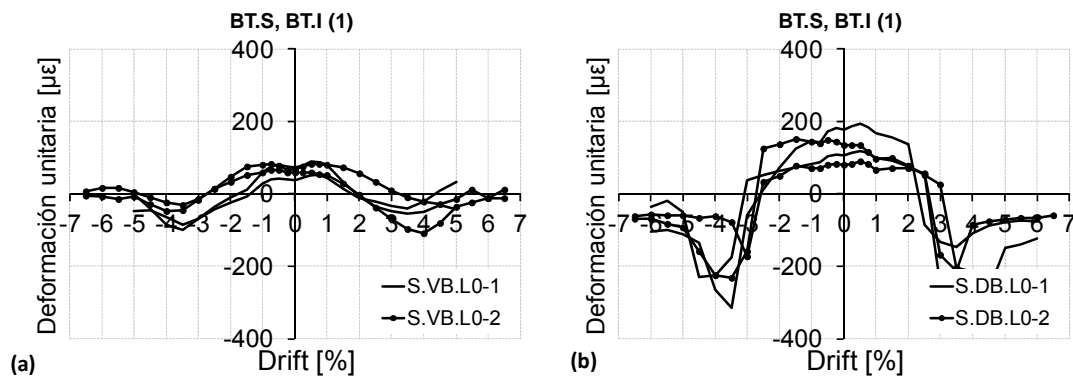


Fig. 5.17. Envolvente de deformaciones medidas en presillas metálicas BT.S.1 y BT.I.1: a) S.VB.L0, b) S.DB.L0

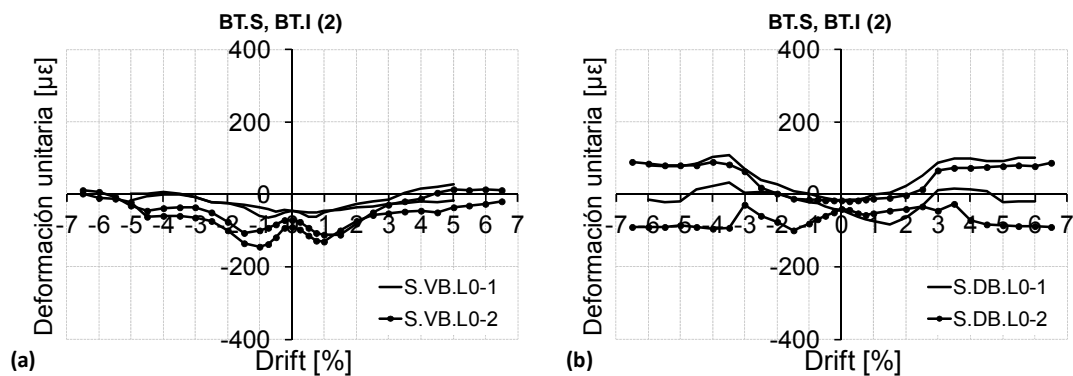


Fig. 5.18. Envolvente de deformaciones medidas en presillas metálicas BT.S.2 y BT.I.2: a) S.VB.L0, b) S.DB.L0

En las probetas reforzadas con barras verticales, las zonas de tracción-compresión (1 y 2) tienen cierta simetría, pero en el caso de las probetas reforzadas con barra diagonal, la rotura de éstas rompe dicha simetría. En ese instante se produce un salto de deformaciones de la presilla, muy marcada para las zonas de las presillas más próximas al nudo. En la primera parte del ensayo, las galgas colocadas en estas zonas medían compresiones, debidas principalmente a las compresiones por flexión generadas por el pretensado de las barras y por las compresiones directas generadas por la componente horizontal de las barras diagonales que, al romper las barras, desaparecen.

### **5.3 Análisis de resultados. Probetas Tipo S. N = 0**

En el Anejo I se presentan los datos medidos por la instrumentación colocada en las probetas Tipo A sin carga axil aplicada en columnas. En este apartado se utilizan dichos datos para estudiar las pautas de comportamiento de los diferentes elementos instrumentados.

#### **5.3.1 Comportamiento de las armaduras interiores. Probetas Tipo A. N = 0**

Las barras de acero utilizadas para el armado de vigas y columnas de las probetas fueron instrumentadas en diferentes puntos con el fin de obtener datos de deformación de las mismas, que nos permitiesen conocer el comportamiento de éstas bajo cargas cíclicas, y su importancia en la respuesta sísmica de las probetas. Por un lado, se estudia la deformación a la que se ven sometidas las armaduras, y por otro lado, se estudian las condiciones de adherencia de éstas a través del nudo.

##### Adherencia de armaduras del pilar

La Figura 5.19 muestra el valor de deformación a la que se ven sometidas las armaduras de los pilares de las diferentes probetas en diversos puntos distribuidos longitudinalmente dentro del nudo y en sus proximidades, para diferentes valores de desplazamientos aplicados.

El valor de la deformación que figura en las gráficas se ha determinado como valor promedio de todas las medidas de las galgas que fueron colocadas en las mismas posiciones. En el Apartado II.3.1 del Anejo II se incluyen las 32 gráficas a partir de las que se han obtenido estas 5 graficas.

En las figuras puede apreciarse la evolución de deformaciones a lo largo de las armaduras del pilar para diferentes valores de desplazamientos. A partir de un cierto desplazamiento, no existen medidas para algunas de las galgas, debido a que éstas resultan dañadas por el deslizamiento de las armaduras y por la fisuración del hormigón en sus proximidades, sobre todo para el caso se las probetas A.W.L0 (Figura 5.19a).

En las Figuras 5.19d y 5.19e se representan los resultados para las probetas reforzadas con barras verticales y con barras diagonales respectivamente. Puede observarse que existe un comportamiento muy parecido en la deformación de las armaduras de los pilares para ambos casos, del mismo modo como se estudió para el caso de las probetas Tipo S (Apartado 5.2.1.1).

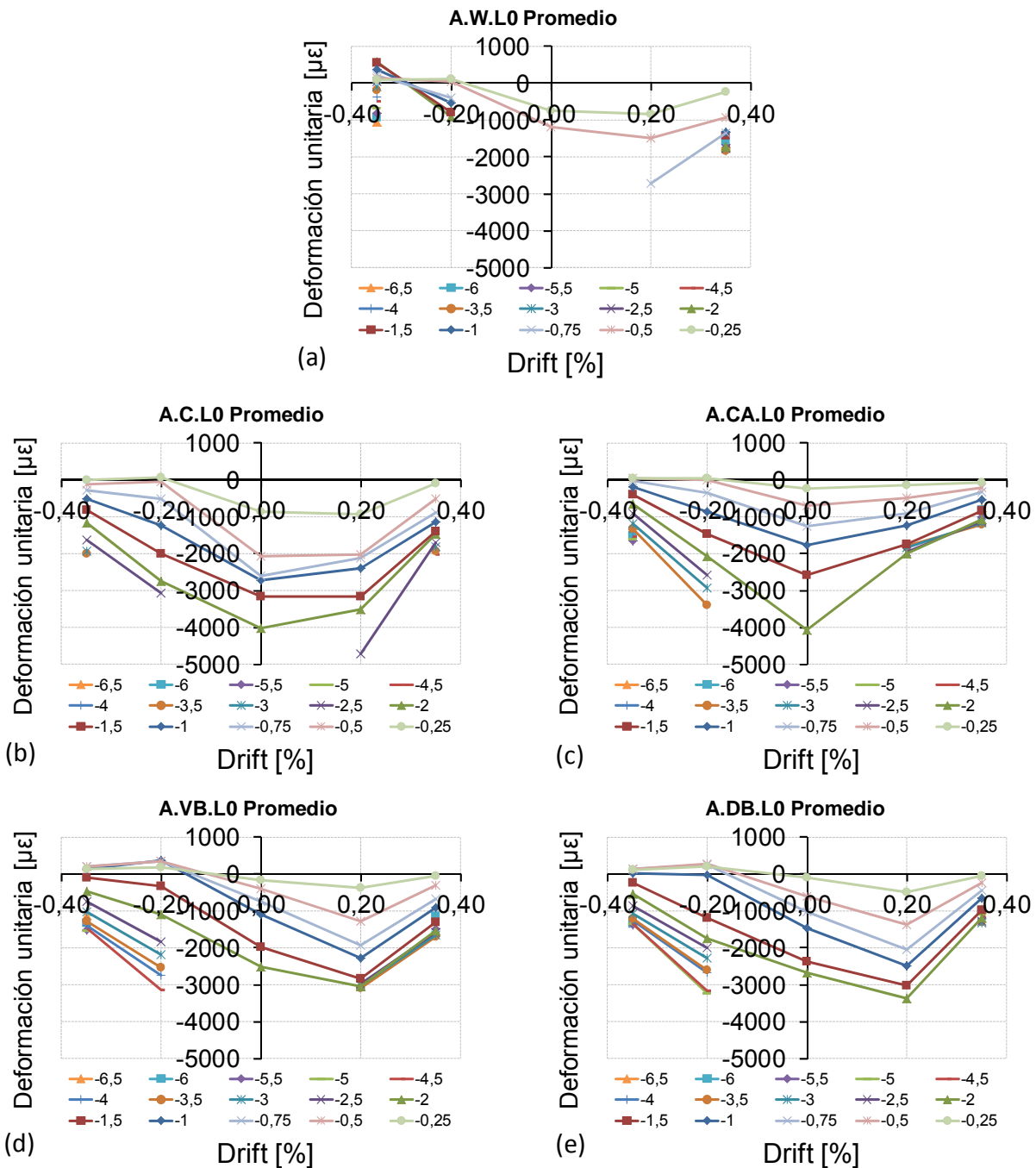


Fig. 5.19. Deformaciones promedio medidas en las armaduras del pilar para las probetas Tipo A, N=0, a) probeta A.W.L0, b) probeta A.C.L0, c) probeta A.CA.L0, d) probeta A.VB.L0, e) A.DB.L0

Las armaduras de los pilares de las probetas no reforzadas con barras exteriores sufren mayores deformaciones, debido a que, en éstas, toda la flexión debe ser resistida por las armaduras interiores (Figuras 5.19a, 5.19b y 5.19c), generándose una fisura importante en el encuentro del pilar con el nudo.

Cabe destacar que las gráficas se representan en función del Drift, que no es equivalente a la deformación que se produce en los pilares, ya que el Drift se obtiene como suma de las

deformaciones de pilares, vigas y nudos, y cada probeta presenta porcentajes diferentes en sus elementos. Los pilares sin barras exteriores de refuerzo presentan, para un mismo Drift, una fisura en el entronque con el nudo más acusada que en las otras probetas reforzadas con estas barras (Figura 5.20). En cambio, en la zona de tracción bajo el empresillado metálico (posiciones 0.2 y 0.4 m.), se mantiene una deformación similar para todas las probetas, pero estos datos no son directamente comparables ya que la fuerza sobre los pilares no es la misma. La Figura 5.21 muestra la ley de deformaciones de las armaduras de los pilares, expresada como el cociente entre la deformación unitaria medida, y la fuerza  $V_c$  actuante sobre el pilar. De ella puede concluirse que las armaduras de las probetas no reforzadas con barras se deforman más bajo una misma carga lateral sobre el pilar.

La magnitud de la abertura de la fisura de entronque entre pilar y nudo en las probetas sin barras exteriores genera un fuerte desplazamiento relativo entre hormigón y armadura que con el paso de los ciclos produce la degradación de adherencia de éstas, extendiéndose el daño de adherencia cada vez más a lo largo del nudo.

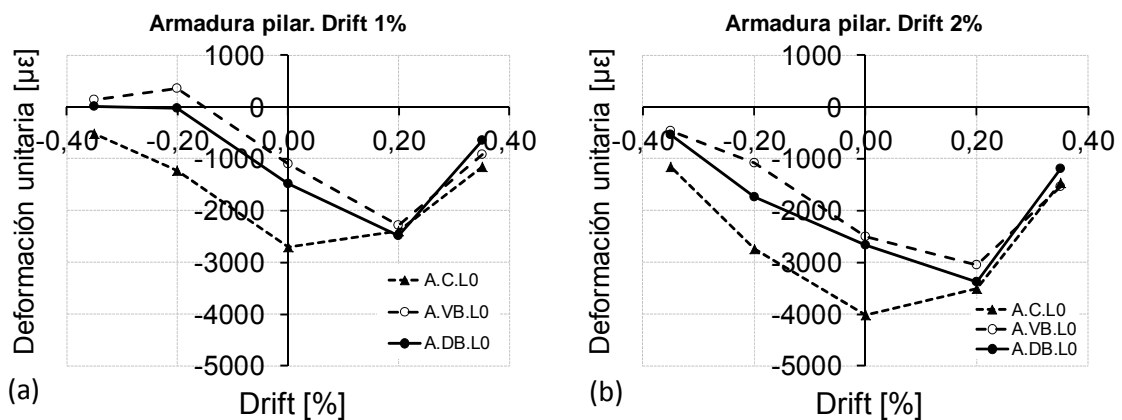


Fig. 5.20. Deformaciones promedio medidas en las armaduras interiores del pilar para las probetas Tipo A, N=0, a) Drift 1%, b) Drift 2%

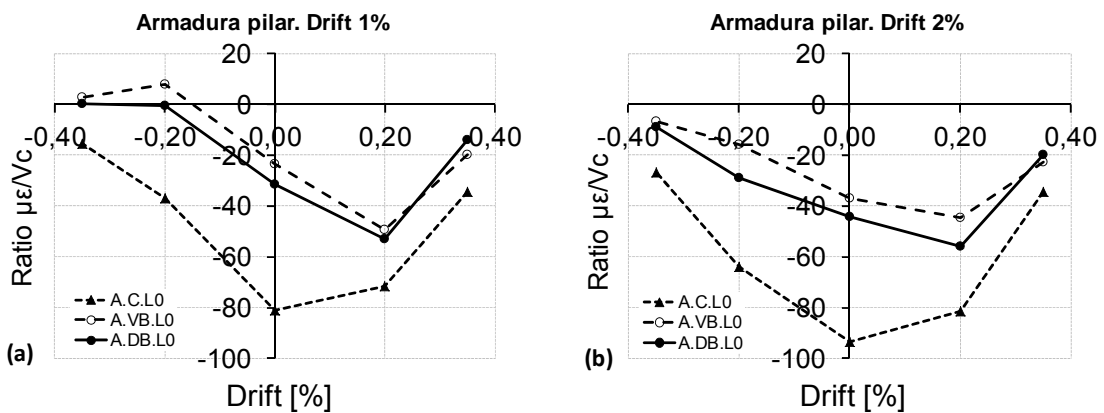


Fig. 5.21. Ratio  $\mu\epsilon/V_c$  para las deformaciones promedio medidas en las armaduras interiores del pilar para las probetas Tipo A, N=0, a) Drift 1%, b) Drift 2%

### Continuidad y anclaje de armaduras de la viga

Se utilizaron dos tipos de armaduras para el armado de las vigas de las probetas Tipo A: unas continuas en la cara superior, y otras discontinuas en las caras superior e inferior (Figura 3.9). En las Figuras 5.22 y 5.23 se compara el comportamiento de ambos tipos de armados. En ellas se presentan las medidas de las galgas de una barra continua (BAC.-1) y otra discontinua (BA4.-1) en las posiciones -1 (Figura 3.22) de la cara superior de la probeta A.C.L0.

Al inicio del ensayo se aplica una carga gravitatoria en las vigas que introduce una tensión de tracción similar para ambas armaduras, lo cual indica que las armaduras discontinuas están bien ancladas. Sin embargo, con el paso de los ciclos, la barra discontinua cada vez mide menos tracciones (Figura 5.23b), indicando que el anclaje pierde eficacia. Por tanto, son las armaduras continuas las que asumen esta pérdida de eficacia de las armaduras discontinuas, y en ellas se refleja un aumento de la tracción (Figura 5.23a). Nótese además, en las últimas medidas ilustradas de ambas armaduras, cómo las armaduras continuas leen un valor importante de tracción mientras que las discontinuas leen valores muy pequeños, corroborando así la pérdida de solape entre armaduras discontinuas.

En la Figura 5.23b puede apreciarse claramente cómo las armaduras discontinuas inician con un valor de tracción, dada la carga gravitatoria sobre las vigas que se mantiene para los primeros ciclos de carga, pero que rápidamente se pierde (Drift -). No ocurre así en las armaduras continuas (Figura 5.23a), donde la tensión de las armaduras aumenta con cada ciclo. Puede apreciarse además en esta figura la forma casi simétrica de las deformaciones de las armaduras para ambos sentidos de carga, de igual modo que ocurriría con las armaduras de las vigas de las probetas Tipo S (Anejo I).

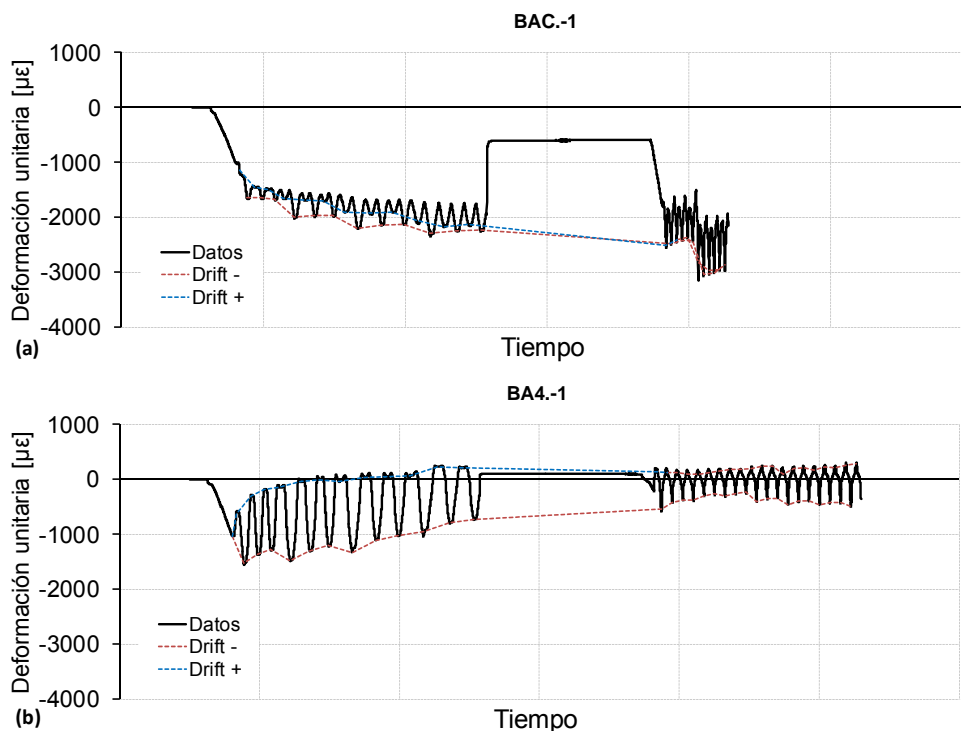


Fig. 5.22. Valores medidos por las galgas BAC.-1 y BA4.-1 en función del tiempo. Probeta A.C.L0



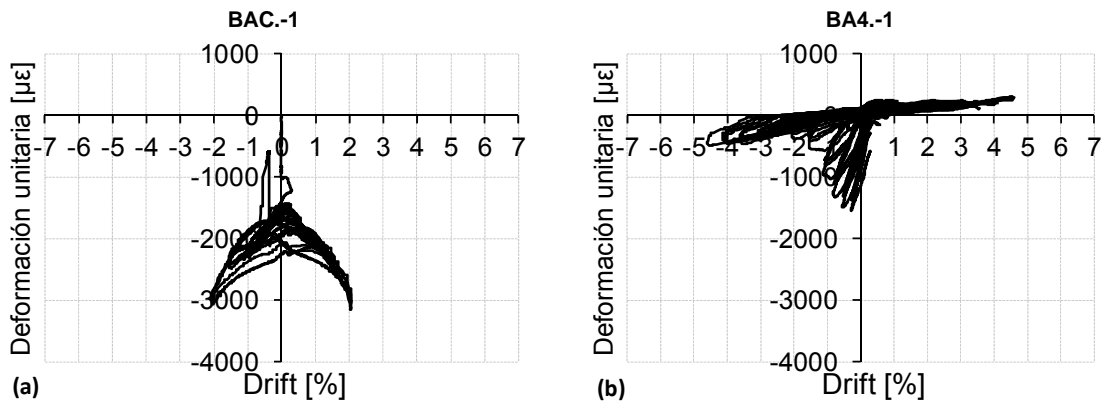


Fig. 5.23. Valores medidos por las galgas BAC.-1 y BA4.-1 en función del Drift. Probeta A.C.L0

Esta pérdida de anclaje de las armaduras discontinuas no queda tan marcada en zonas más alejadas al nudo (posición 3, Figura 3.22). En la Figura 5.24 se muestran las medidas de las galgas colocadas en armaduras continuas y discontinuas de la cara superior de la viga de la probeta A.VB.L0-1. Puede apreciarse en ellas que no existe una pérdida brusca del anclaje de la barra discontinua (galga BA4.-3), dado que desde esta posición existe mayor longitud de anclaje que en el caso de la posición 1 (Figura 5.23b). En el caso de la armadura continua (galga BAC.3), el comportamiento continúa reflejando la continuidad. Con el paso de los ciclos la adherencia a través del nudo se va perdiendo y en la zona de compresión aparecen tracciones. En la galga BA4.-3 no ocurre así, dado que no existe continuidad de la armadura (Figura 5.24b).

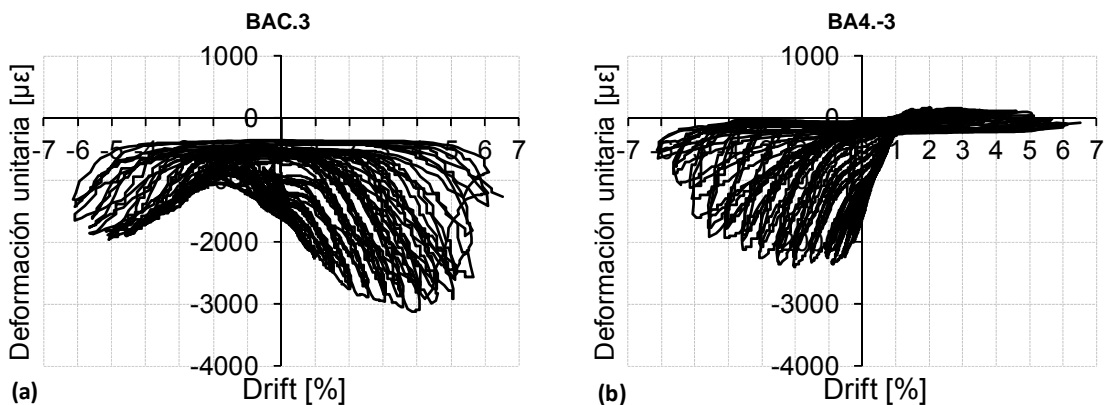


Fig. 5.24. Valores medidos por las galgas BAC.3 y BA4.-3 en función del Drift. Probeta A.VB.L0-1

Las armaduras inferiores de las vigas de las probetas Tipo A se solapaban en el interior del nudo (Figura 3.10). En las Figuras 5.25 y 5.26 se muestran las medidas de éstas en el caso de las probetas A.VB.L0 y A.C.L0. La aplicación de la carga gravitatoria en las vigas al inicio del ensayo, introduce una deformación de compresión que se incrementa positiva y negativamente con el paso de los ciclos de forma simétrica, mientras no se produce la descompresión de las armaduras. Pero llega un momento en el cual se produce la inversión de momentos flectores, y las armaduras interiores entran en

tracción si la probeta permite alcanzar la carga necesaria para ello, como ocurre en la probeta A.VB.L0 y no en la A.C.L0.

La tracción generada en las armaduras discontinuas pone en compromiso la adherencia con el hormigón, la cual se va degradando con el paso de los ciclos y, finalmente, se produce una pérdida de capacidad de éstas armaduras, tanto para tracción como para compresión (últimos ciclos en Figura 5.25a). Cómo en la probeta A.C.L0 no se alcanzan las cargas necesarias para producir la tracción de las armaduras inferiores, la degradación de adherencia es menor, y se conserva durante todo el ensayo la capacidad de compresión de éstas (últimos ciclos en Figura 5.25b).

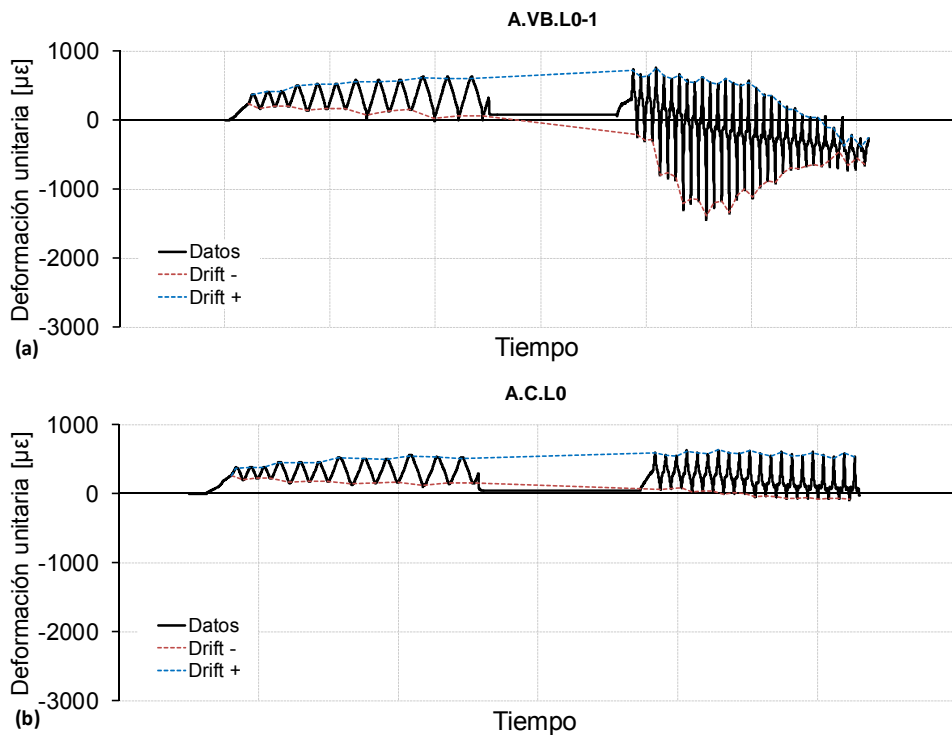


Fig. 5.25. Valores medidos por las galgas BA1.3 de las probetas A.VB.L0-1 y A.C.L0 en función del tiempo.

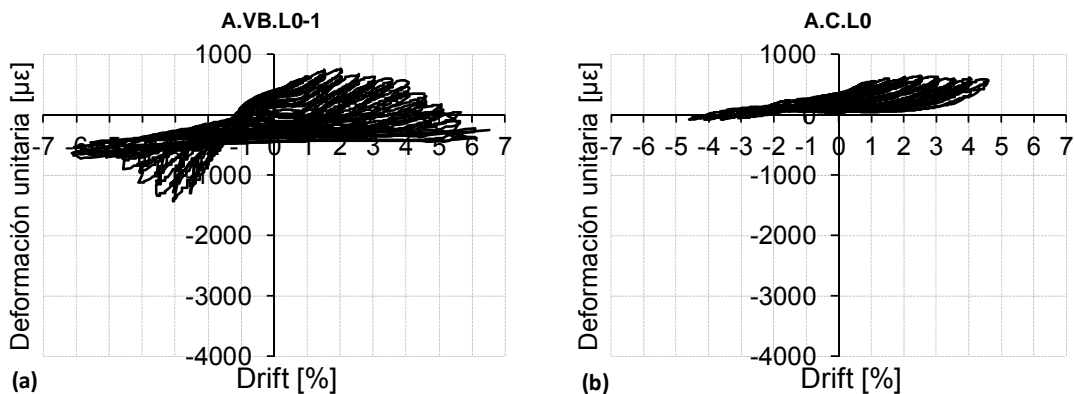


Fig. 5.26. Valores medidos por las galgas BA1.3 de las probetas A.VB.L0-1 y A.C.L0 en función del Drift.

### Adherencia de armaduras de la viga

Con objeto de conocer cómo afecta la pérdida de adherencia a las armaduras de las vigas, se presentan en la Figura 5.27 las medidas de las galgas colocadas a lo largo de las armaduras continuas (BAC) y no continuas superiores (BA4) e inferiores (BA1), bajo el efecto de la carga gravitatoria aplicada en las vigas, para un primer instante (Drift 0%) y para la primera de cada una de las tres repeticiones de los ciclos Drift 0.25, 0.50, 0.75, 1.00 y 1.50%, estudiando así su evolución.

Puede observarse que no existen diferencias notables para las diferentes tipologías de probetas en el comportamiento de las vigas bajo carga gravitatoria para desplazamientos menores a Drift 1.50%. Por ello, dada la repetitividad de los resultados, pueden obtenerse unas pautas de comportamiento para cada tipo de armadura.

Todos los resultados obtenidos para las armaduras interiores de las vigas (BA1, discontinuas) son muy similares, y puede observarse que sus medidas casi no varían con el paso de los ciclos. El valor de la compresión a la que están sometidas todas las secciones de las armaduras es muy similar.

En cambio, sí puede apreciarse una diferencia importante de comportamiento para las armaduras superiores de las vigas (BAC). Cuando se aplica la carga gravitatoria en las vigas, la deformación de las galgas que están fuera del nudo miden un valor muy similar, pero la galga colocada en el centro de la barra presenta una medida inferior, dado que ésta se encuentra en el interior del nudo y la adherencia con el hormigón disipa las tensiones. Pero este efecto favorable de la adherencia se pierde tras los primeros ciclos de Drift, pasando a medir el mismo valor que el resto de las armaduras, convirtiéndose así en un tirante.

La posición más alejada del nudo (posición 3) presenta un valor de deformación similar en el instante inicial (Drift 0%) para las armaduras superiores continuas y discontinuas (BAC y BA4), comprobándose así la eficacia del anclaje de la armadura discontinua en esta posición. En cambio, el valor de deformación se reduce según nos aproximamos al fin del anclaje de ésta dentro del nudo. Con el paso de los ciclos, la adherencia de las armaduras discontinuas superiores se reduce, y el anclaje cada vez inicia en una posición más alejada del nudo.

Ésta pérdida de anclaje de las armaduras discontinuas reduce su eficacia, y la carga que éstas soportaban en un inicio (Drift 0%) ahora es soportada por las armaduras continuas. Por este hecho, las medidas de las galgas colocadas en las armaduras BAC aumentan de valor para cada ciclo, bajo un valor constante de carga gravitatoria.

De forma similar se analiza el comportamiento de las armaduras de las vigas bajo cargas combinadas gravitatorias y cíclicas. En la Figuras 5.28 se presentan las medidas de las galgas colocadas a lo largo de las armaduras continuas (BAC) y no continuas, superiores (BA4) e inferiores (BA1), para diferentes valores de Drift.

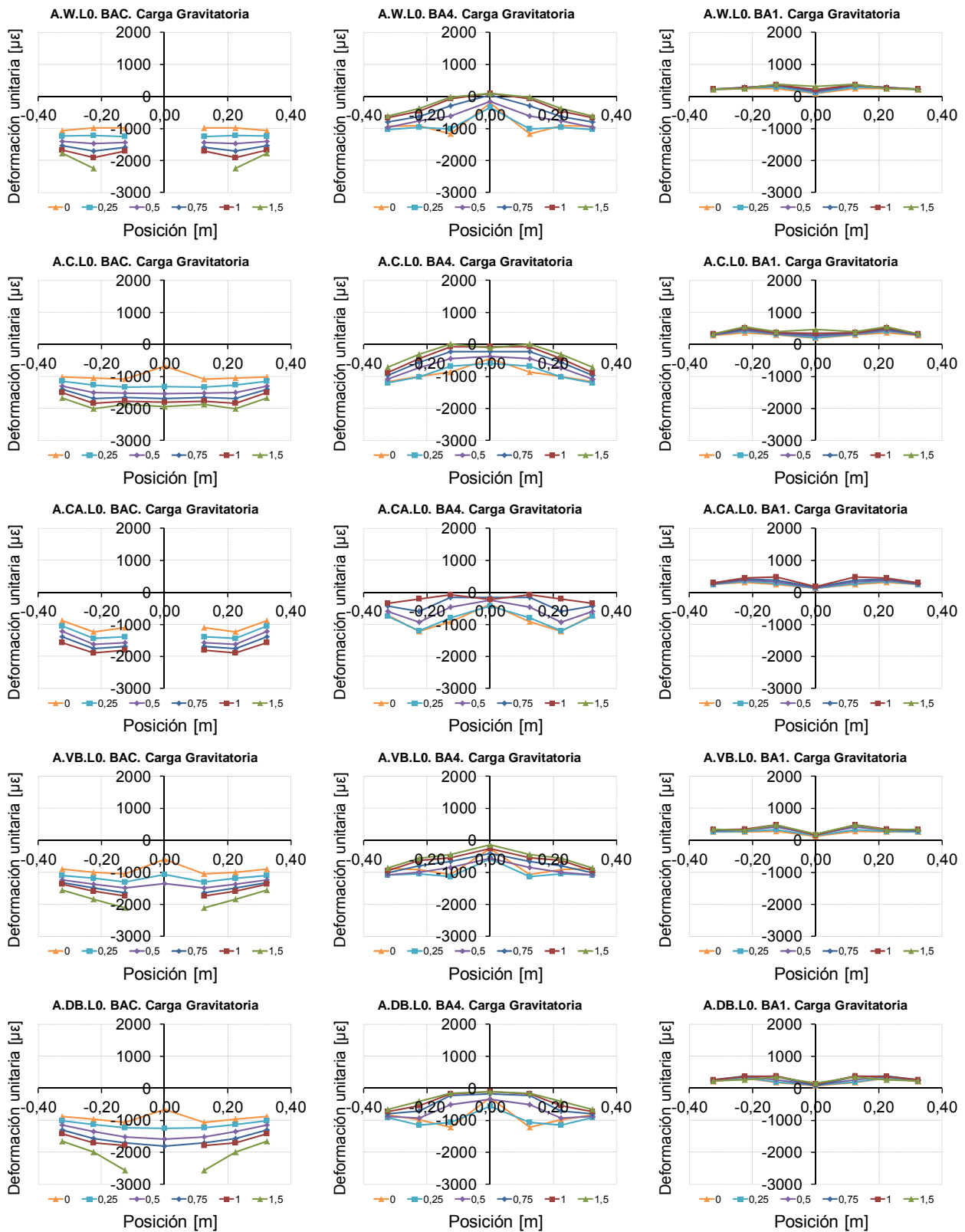


Fig. 5.27. Medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N=0 bajo carga gravitatoria en vigas, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3.

En los resultados de las galgas BAC puede apreciarse la continuidad de deformación a lo largo de la armadura, en la que existen las mayores deformaciones de tracción en la zona de tracción (posiciones 0.20 y 0.40 m.), y dada la continuidad de la armadura y la pérdida de adherencia de ésta en el nudo, dichas tracciones se propagan hacia la zona de compresión (posiciones -0.20 y -0.40 m.). Este efecto no se produce para las armaduras BA4, su discontinuidad no permite que las tracciones se propaguen hacia el otro lado del nudo. Mientras que las deformaciones de las armaduras continuas aumentan con el aumento de los ciclos, las deformaciones de las armaduras superiores discontinuas cada vez son menores, dada la degradación del anclaje. Las armaduras BA4 inician con una tracción, debido a la aplicación de la carga gravitatoria en las vigas, pero ésta se reduce a medida que avanzan los ciclos de carga.

Las armaduras inferiores (BA1) también son discontinuas, pero presentan un comportamiento diferente. Cuando se aplica la carga gravitatoria en las vigas se genera una deformación de compresión inicial en ellas, al contrario que en las armaduras BA4. Por este motivo, las armaduras inferiores no están sometidas a las mismas tensiones de tracción que las armaduras superiores, y la adherencia se conserva durante más tiempo. Además, sobre éstas actúa una carga axial, como reacción del tramo inferior de la columna debido a las cargas gravitatorias sobre las vigas, la cual beneficia la adherencia.

Las curvas de las gráficas están representadas para valores de Drift concretos. A la hora de compararlas entre sí, hay que tener en cuenta que no todas las probetas quedan sometidas a la misma carga para un mismo nivel de deformación lateral (Figura 4.20). Las probetas reforzadas con barras exteriores (A.VB.L0 y A.DB.L0) están sometidas a valores de carga positiva y negativa sobre las vigas mayores que en las probetas sin barras exteriores (A.W.L0, A.C.L0 y A.CA.L0).

Para mayor claridad de resultados, en la Figura 5.29 se presentan los mismos resultados, pero agrupados por los desplazamientos Drift 0.25, 1.00 y 4.00%. Para el desplazamiento Drift 0.25% la carga que actúa en todas las probetas es muy similar (Figura 4.20), y no se aprecian diferencias en las deformaciones de sus armaduras.

Con la evolución de los ciclos se comprueba que las armaduras continuas aumentan su tracción y en ningún caso se obtienen medidas de compresión. En cambio, la capacidad de tracción de las armaduras superiores discontinuas se ve reducida por la pérdida de anclaje. Además, en éstas sí que se obtienen medidas de compresión. Se observa también que la inversión de momentos flectores que se produce para las probetas reforzadas con barras exteriores somete a tracción a las armaduras inferiores.

El esfuerzo sobre las vigas de las probetas reforzadas con barras exteriores es mayor que en el resto de las probetas. En cambio, la deformación de sus armaduras BAC en la zona de compresión es menor en las primeras. Este hecho es un indicativo de que las barras exteriores benefician la adherencia de las armaduras en dicha zona (-0.20 y -0.40 m.).

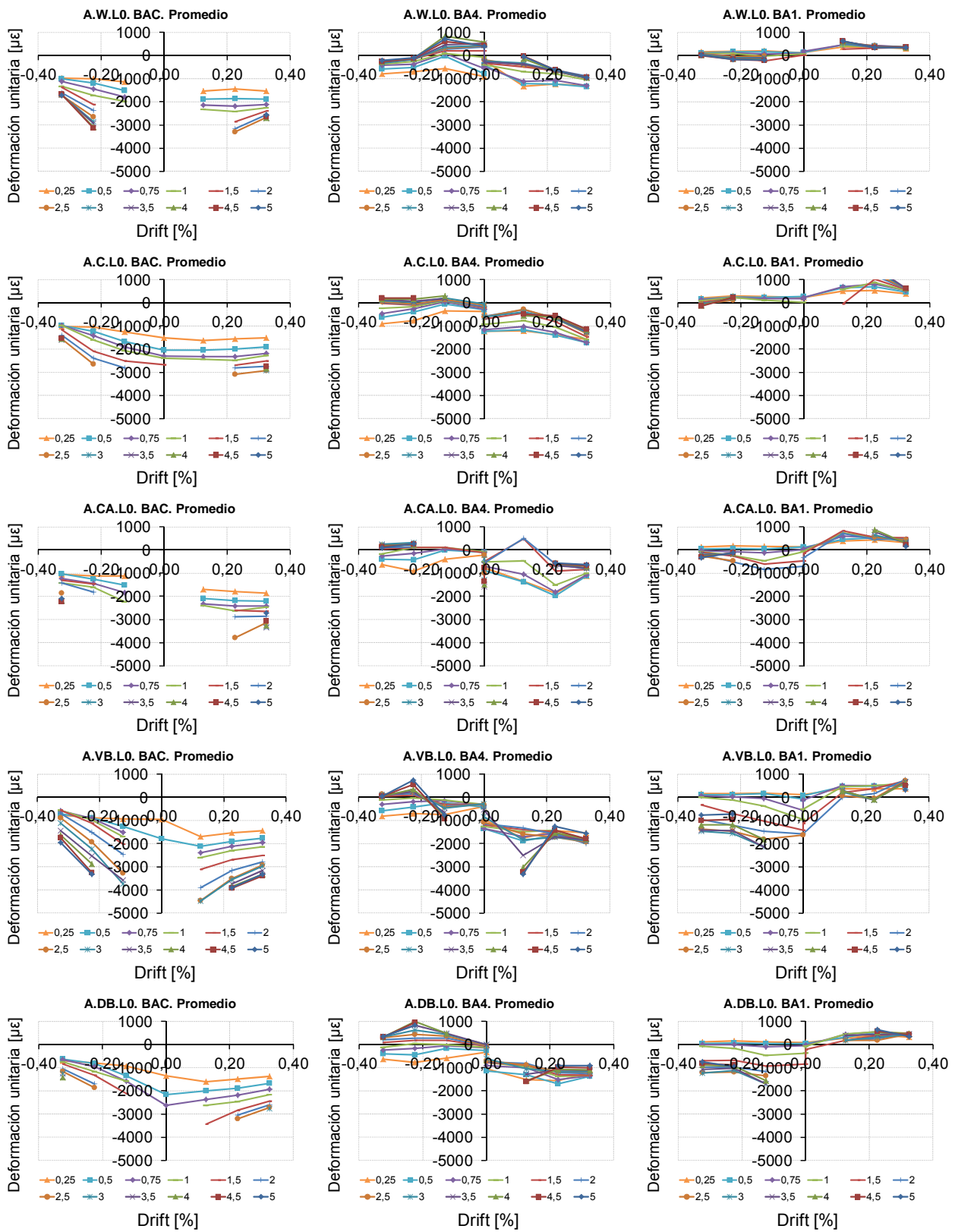


Fig. 5.28. Medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N=0, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3.

Este fenómeno puede apreciarse mejor en la Figura 5.30, en la que se representa el ratio *deformación armadura (μ $\epsilon$ )/fuerza cortante sobre viga (V<sub>2</sub>)* para el desplazamiento Drift 1%. Con este ratio puede compararse la deformación de las armaduras bajo un mismo valor de sollicitación de las vigas. El empleo de barras exteriores no obtiene ningún beneficio en las armaduras discontinuas, pero sí en las continuas.

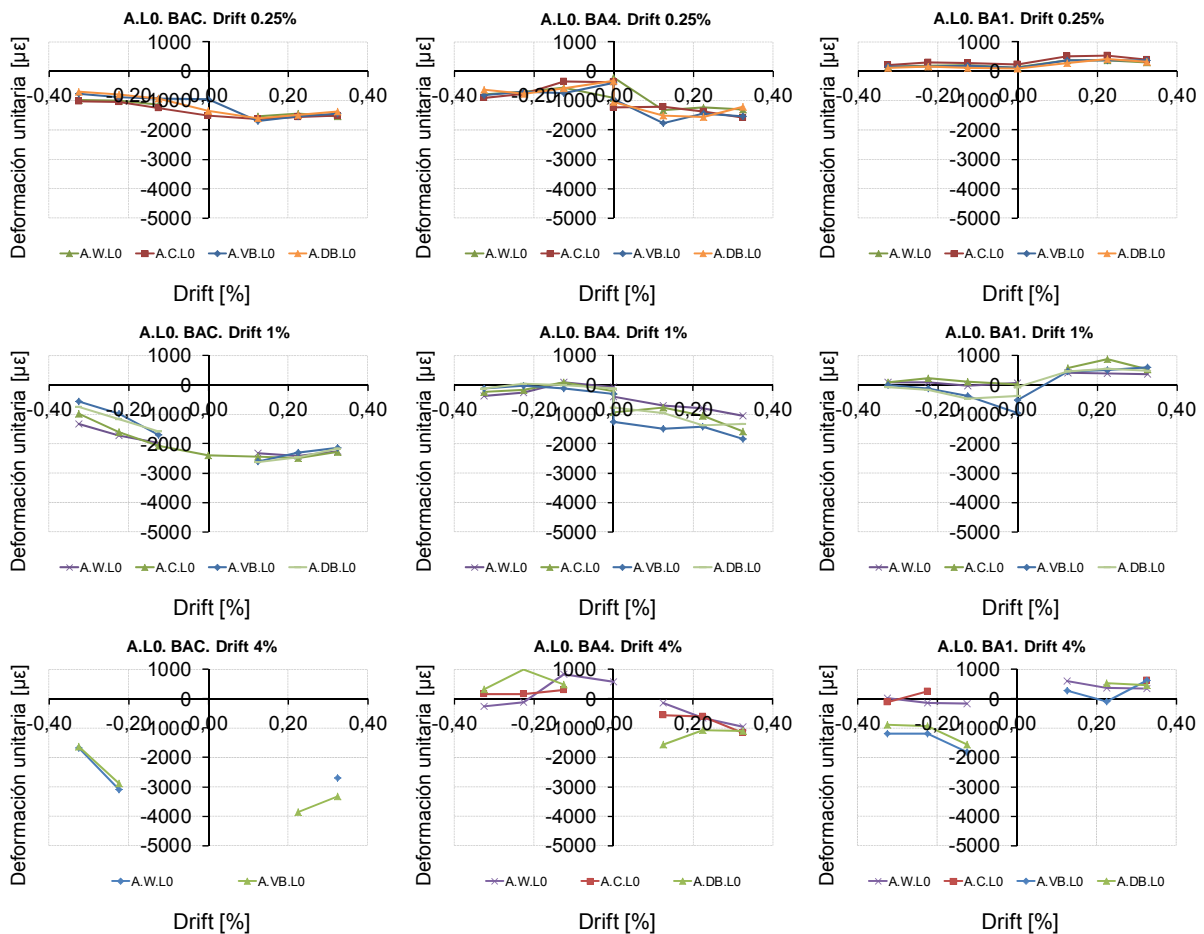


Fig. 5.29. Comparativa de medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N=0, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3, para los Drift 0.25, 1.00 y 4.00%.

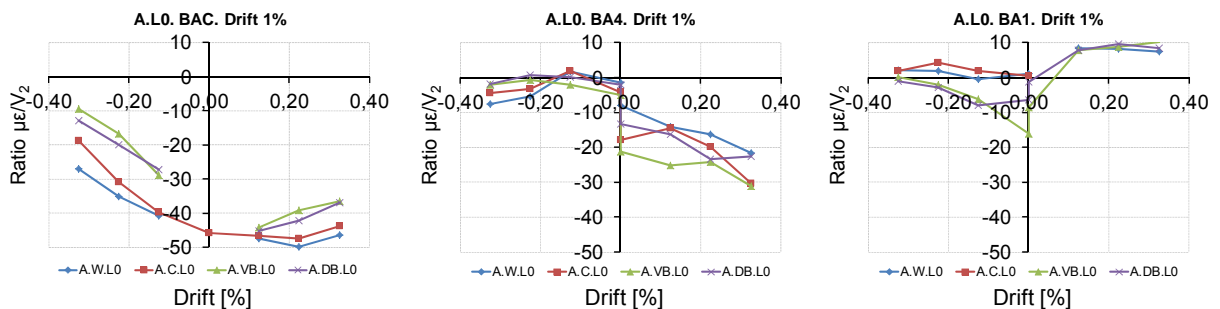


Fig. 5.30. Coeficiente deformación unitaria/carga sobre viga de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N=0, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3, para el Drift 1.00%

### 5.3.2 Comportamiento de las barras exteriores de refuerzo. Probetas Tipo A, N=0

Cada una de las barras exteriores del refuerzo metálico fue instrumentada en el punto medio de su longitud. En las probetas A.VB.L0 se colocaron barras en vertical para unir los capiteles del refuerzo, y en las probetas A.DB.L0 se colocaron barras en diagonal. Las medidas de las galgas instaladas en las barras están incluidas en el Anejo I. Se describen y comparan a continuación las pautas de comportamiento de las barras verticales y diagonales. El comportamiento de este tipo de barras fue explicado en el Apartado 5.2.2 de este capítulo, por tanto, en este apartado solamente se comentarán las novedades.

Las medidas obtenidas para las barras exteriores verticales (Figura 5.31a) no presentan un comportamiento simétrico como ocurría en las probetas Tipo S (Figura 5.8a). El motivo es que en el caso de las probetas Tipo A, los esfuerzos en los pilares no son simétricos. El pilar del tramo superior está sometido únicamente a cortante, y el pilar del tramo inferior está sometido a cortante y a axil, generado por las cargas gravitatorias sobre las vigas. En la Figura 5.32a se presentan las cuatro envolventes de medidas de las barras exteriores de la probeta A.VB.L0-1. Puede apreciarse que las medidas están agrupadas dos a dos, galgas VB1/VB2 y galgas VB3/VB4, según el lado del pilar en el que fueron colocadas.

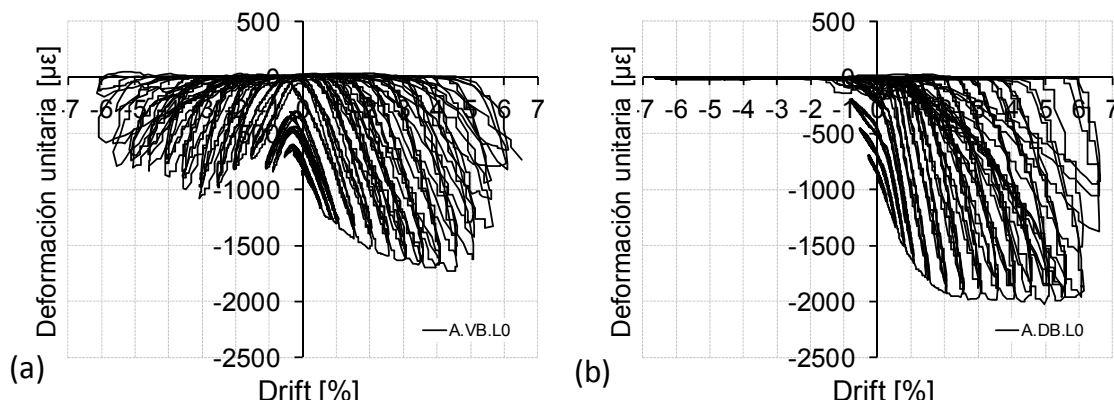


Fig. 5.31. Valores medidos por las galgas de las barras exteriores en función del desplazamiento: a) probetas A.VB.L0, b) probetas A.DB.L0

Esta asimetría no ocurre en las probetas reforzadas con barras diagonales (Figura 5.32b) dado que la flexión que las solicita es generada por los tramos de pilares superiores “e” inferiores simultáneamente, y no por los superiores “o” inferiores como ocurre con las probetas reforzadas con barras verticales.

Destacar también en la probeta A.VB.L0-1 que, a pesar de que las barras exteriores no fueron pretensadas con el mismo valor (Figura 5.32a), el comportamiento final no se ve afectado por ello. Todas las barras alcanzan el mismo nivel de deformación independientemente del valor de tensión inicial; la diferencia solamente existe para los primeros ciclos de carga.



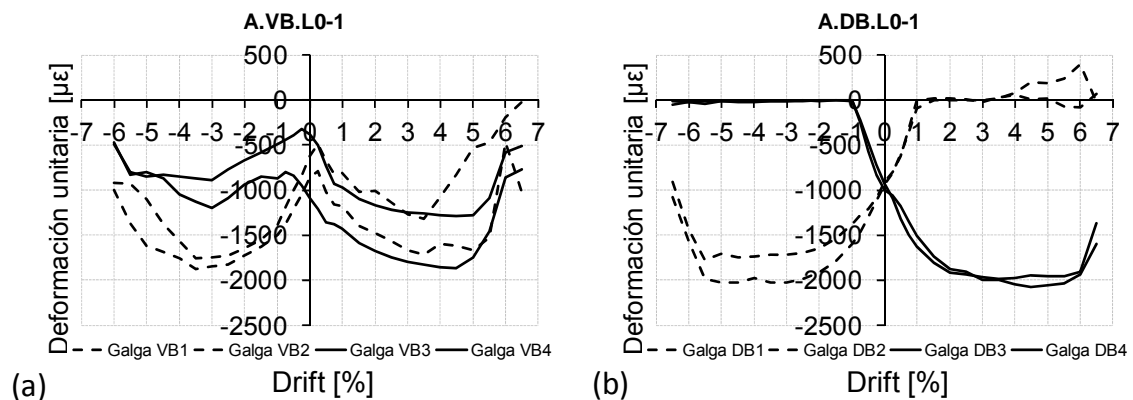


Fig. 5.32. Envolventes de los valores medidos por las galgas de las cuatro barras exteriores en función del desplazamiento: a) probeta A.VB.L0-1, b) probeta A.DB.L0-1

En la Figura 5.33 se comparan las envolventes de deformaciones promedias para ambos tipos de barras exteriores, representadas en función del Drift y del cortante en la columna  $V_c$ . De ella pueden obtenerse las mismas conclusiones sobre la efectividad de las barras que las comentadas en el Apartado 5.2.2 sobre Vigas S.

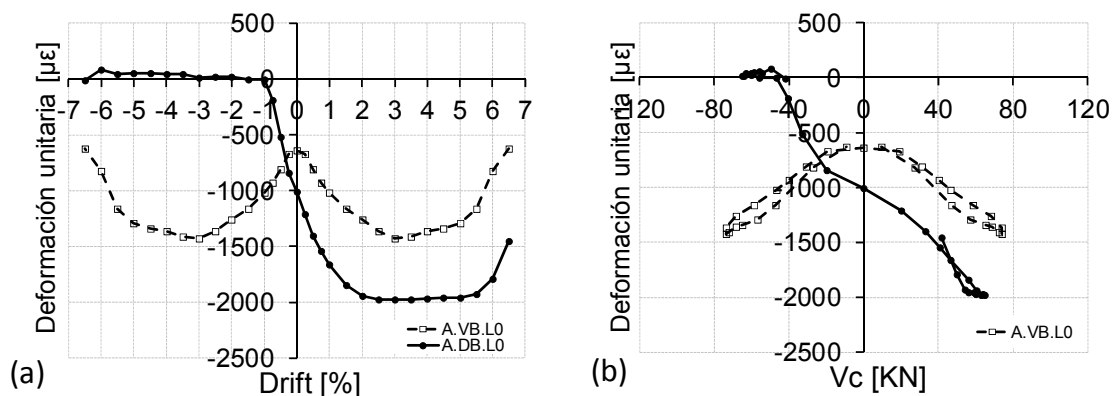


Fig. 5.33. Envolventes de deformaciones promedias en una barra exterior de cada tipo de probeta Tipo A con barra exterior: a) deformaciones versus Drift, b) deformaciones versus cortante en columna

Las barras exteriores de las probetas A.DB.L0 alcanzan un valor de 2000  $\mu\epsilon$  pero no es superado. Ésta es la deformación para la cual se producía la rotura de las barras diagonales en las probetas S.DB.L0 (Figura 5.10a). Ello indica que se ha alcanzado la capacidad de carga máxima por las barras pero no su capacidad máxima de deformación plástica. Las barras exteriores de las probetas A.VB.L0 no alcanzan tal valor de deformación, dado que al ser colocadas verticalmente son más efectivas para soportar la flexión de la columna. En ambos casos, las barras exteriores recuperan su deformación elástica cuando cede la sollicitación, coincidiendo la rama de carga con la de descarga (Figura 5.33b), ya que el elemento que plastifica no es la barra, sino la rosca de la barra, y la galga se colocaba en la barra.

Si representamos el cociente entre la deformación de las barras con la fuerza cortante sobre la columna  $V_c$  (Figura 5.34) observamos, por un lado, que las barras diagonales están más solicitadas, y por otro lado, que existe un ratio mayor al inicio del ensayo para ambos casos, el cual se debe al pretensado inicial de las barras, pero a partir del Drift 2% el comportamiento es estable. Por tanto, queda justificado una vez más que el valor del pretensado inicial de las barras exteriores solo influye para los primeros ciclos.

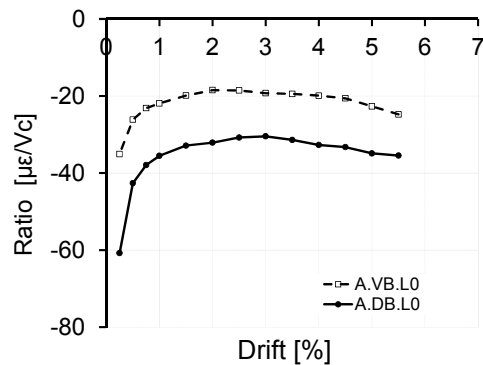


Fig. 5.34. Ratio  $\mu\epsilon/V_c$  para las deformaciones promedio medidas en las armaduras exteriores para las probetas Tipo A,  $N=0$

### 5.3.3 Comportamiento de los angulares metálicos del refuerzo. Probetas Tipo A, $N=0$

Los cuatro angulares metálicos del refuerzo fueron instrumentados en las proximidades del nudo (Apartado 3.32) a fin de determinar su participación en el comportamiento sísmico de las probetas. Las medidas obtenidas por las galgas extensométricas figuran en el Anejo I.

La continuidad de esfuerzos en angulares se consigue, principalmente, a través del hormigón en contacto con los capiteles para las compresiones, y a través de las barras exteriores que los unen para las tracciones. Por tanto, la tracción a la que puede trabajar el angular metálico está limitada por la capacidad de transferencia de las barras, mientras que para la compresión no existe ningún límite. Este hecho hace que la respuesta de los angulares no sea simétrica con los ciclos.

La Figura 5.35 recoge las medidas tomadas en uno de los angulares de cada tipo de probeta. En ella puede apreciarse la diferencia de comportamiento de los angulares según el tipo de refuerzo de nudo utilizado. En la probeta A.W.L0 no se utilizó ningún tipo de conexión columna-nudo y los valores obtenidos se deben únicamente al rozamiento entre la columna y el hormigón; estos valores son mucho menores que en el resto de casos. Cuando se utilizan capiteles soldados a los angulares y en contacto con la viga, la capacidad de compresión aumenta considerablemente, mientras que no ocurre así para la capacidad de tracción. El uso de tacos químicos no supone una mejora; el fallo de éste por un lado no permite obtener tracciones y, por otro lado, daña la zona de contacto capitel-viga e reduce la capacidad de compresión. El uso de barras exteriores, bien verticales o diagonales, permite un mayor aprovechamiento de los angulares; no solo se consigue la transmisión de compresiones a través de los capiteles, sino también se consigue la transmisión de tracciones con unos valores más altos que en el resto de probetas. En la Figura 5.36 se presenta la comparación

directa entre los tipos de probetas ensayadas mediante la envolvente promedio de los valores medidos en todos los angulares (8 puntos de medida por probeta).

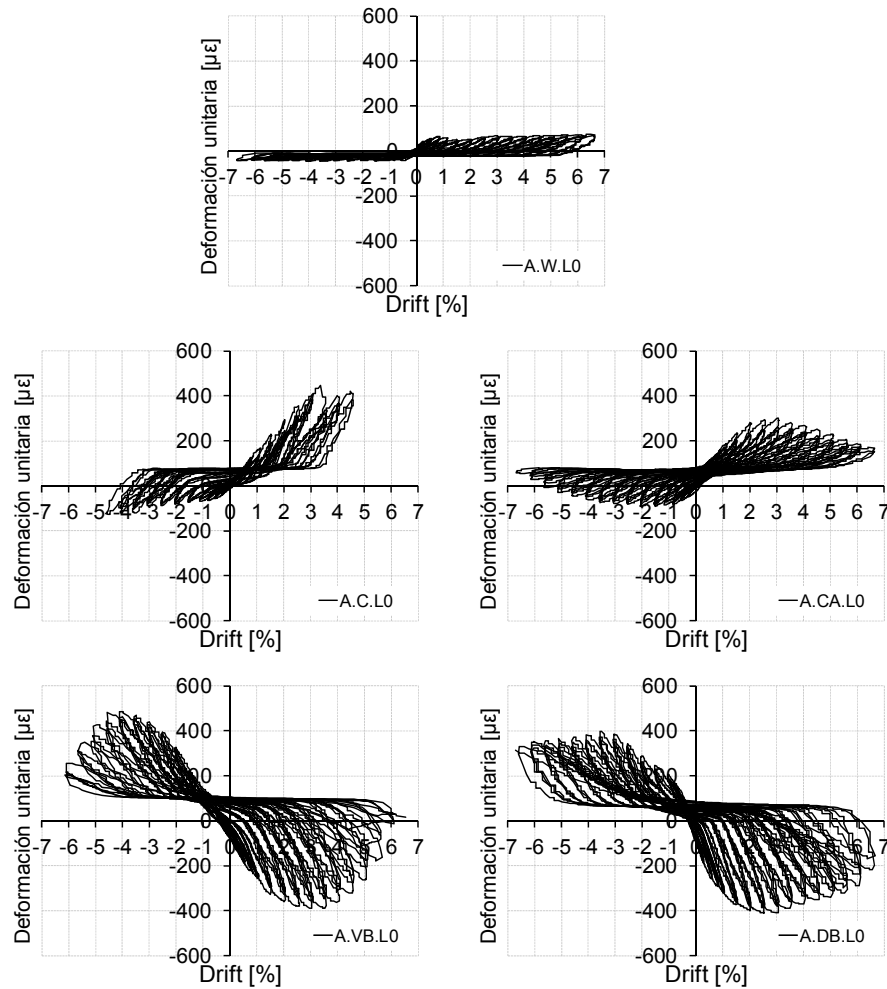


Fig. 5.35. Valores medidos por las galgas en angulares en función del desplazamiento. Probetas Tipo A, N=0

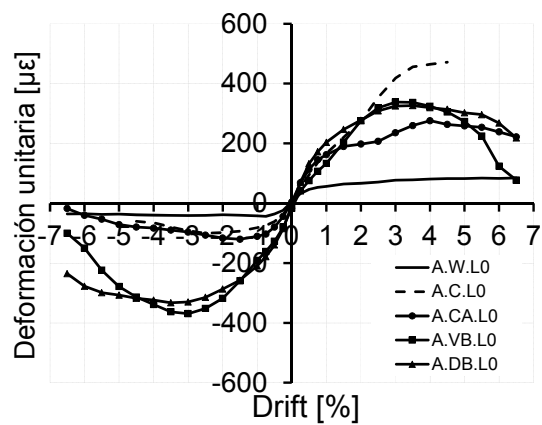


Fig. 5.36. Envolvente media de medidas de las medidas de las galgas colocadas en angulares en función del desplazamiento. Probetas Tipo A, N=0

La Figura 5.37 muestra la participación de los angulares metálicos del refuerzo como sección mixta, bajo la sollicitación de momento flector, en la sección donde se colocaron las galgas (entre las dos presilla más próximas al nudo (Figura 3.24). Dicha participación se ha obtenido a partir de las deformaciones de los angulares, como se comentaba en el Apartado 5.2.3. La figura incluye dos columnas con los resultados de los cinco tipos de refuerzo de nudo. En una de las columnas se representa el momento flector soportado por la sección de hormigón y la sección de acero exterior, y en la otra columna se representan los porcentajes de participación de cada una de las dos secciones respecto al momento flector de sollicitación en la sección mixta.

Cuando la probeta se refuerza únicamente con angulares (A.W.L0), puede observarse cómo el momento resistido por la sección mixta está limitado a la capacidad de la sección de hormigón, dado que en la sección de entronque pilar-nudo, no existe ningún tipo de conexión que permita incrementar su capacidad. Ello además implica que los angulares no puedan obtener valores altos de participación en la flexión, el cual ronda el 20-30%, mientras que para el resto de casos oscila entre el 40-70%.

El empleo conexiones entre columnas y nudos permite alcanzar un valor de flexión mayor a la capacidad de la sección de hormigón armado. Nótese cómo el esfuerzo flector que recibe la sección de hormigón dentro de la sección mixta en ningún caso supera el valor de ésta como sección individual (29 KN), a pesar de que los esfuerzos de sollicitación de las probetas puedan triplicar dicho valor. Para las probetas A.W.L0, A.C.L0 y A.CA.L0, el valor de flexión que recibe la sección de hormigón es similar, no llegando a alcanzar el máximo, como ocurre en las reforzadas con barras exteriores (A.VB.L0 y A.DB.L0). Gracias a la existencia de las barras exteriores, los angulares pueden llegar a soportar valores importantes de flexión.

Generalmente , el reparto de la flexión entre los angulares y la sección de hormigón armado, respecto la sollicitación de las columnas, presenta un comportamiento similar en todas las probetas que disponen de capitel. Todas ellas inician con un porcentaje 40/60 respectivamente pero, conforme avanza el ensayo, estos valores se invierten. Mientras que la sección de hormigón pierde resistencia por la degradación cíclica, los perfiles metálicos del refuerzo toman mayor responsabilidad en el comportamiento a flexión de la sección mixta.

La deformación de tracción de los angulares se produce principalmente por la transmisión directa de la fuerza de las barras exteriores, a través de los capiteles a los que los angulares están soldados. Pero además la deformación de tracción también puede tener lugar a través de fuerzas rasantes entre angulares-hormigón y fuerzas de arrastre de cortante de las presillas. En la Figura 5.38 se muestra la relación ( $N_b/N_a$ ) entre la componente vertical de la fuerza axial a la que están sometidas las barras exteriores ( $N_b = \epsilon_b \cdot E_b \cdot A_b \cdot \cos \alpha$ , siendo  $\alpha$  el ángulo que forman las barras exteriores con la vertical) y la fuerza a la que quedan sometidos los angulares ( $N_a = \epsilon_a \cdot E_a \cdot A_a$ ).

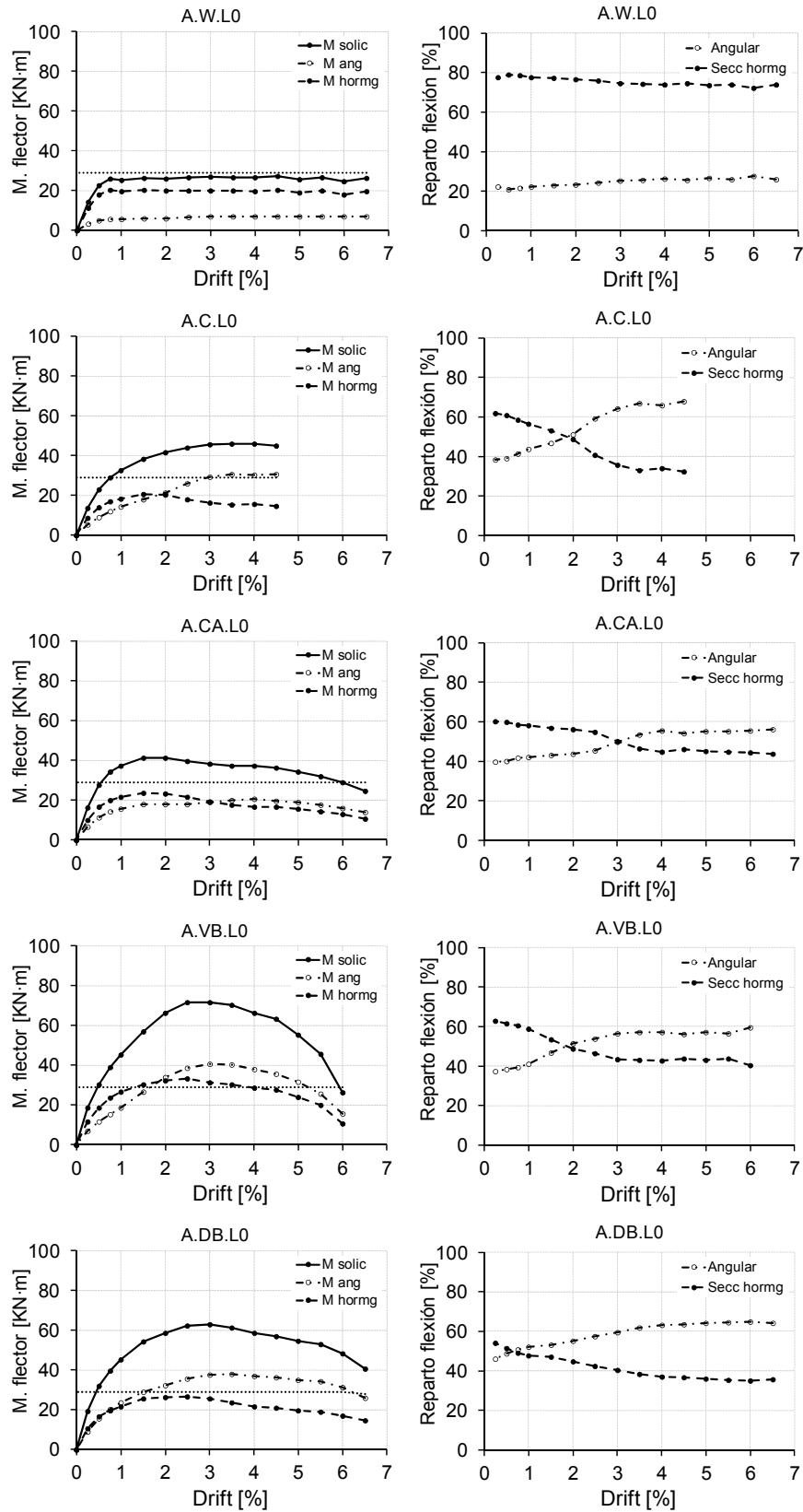


Fig. 5.37. Sección mixta hormigón /angulares. Probetas Tipo A, N=0. Columna izquierda) momento flector soportado por cada sección; columna derecha) porcentajes de participación a flexión de cada sección

Para ambos tipos de barras, los angulares adquieren una fuerza mayor a la que la barra le transmite, dejando de manifiesto que existen otros factores (como los indicados anteriormente) que someten a los angulares a tracción. Nótese que ambas curvas inician con cierto valor de coeficiente  $N_b/N_a$ . Esto se debe al apriete inicial de las barras exteriores, que someten a las barras a una fuerza de pretensado inicial, la cual no es transmitida de inmediato a los angulares, ya que el coeficiente que figura en la gráfica es del orden del 20 %; el 80 % de la fuerza de pretensado restante se transfiere a la columna por rasante antes de llegar a la posición instrumentada del angular.

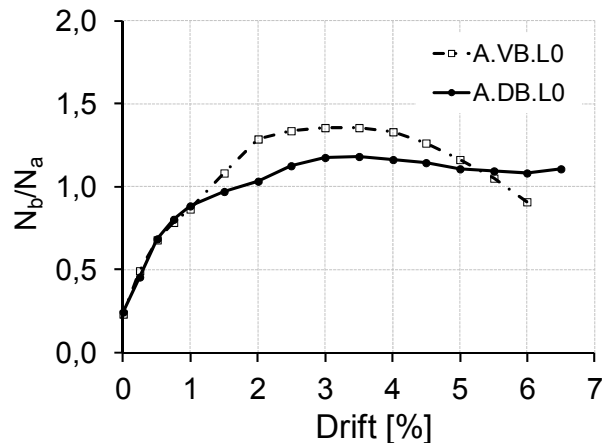


Fig. 5.38. Relación de fuerzas entre angulares y barras exteriores. Probetas Tipo A,  $N=0$

### 5.3.4 Comportamiento de las presillas metálicas del refuerzo. Probetas Tipo A, $N=0$

Los valores de deformación medidos por las galgas colocadas en las presillas metálicas del refuerzo no presentan valores importantes, pero existen unas pautas de comportamiento diferentes para cada presilla y zona. Dichas pautas de comportamiento son las mismas para el caso de las probetas Tipo S, que fueron comentadas en el Apartado 5.2.4. Las deformaciones medidas por la instrumentación colocada en las presillas metálicas están incluidas en el Anejo I.

## 5.4 Análisis de resultados. Probetas Tipo S. $N \neq 0$

En el Anejo I se presentan los datos medidos por la instrumentación colocada en las probetas Tipo A con carga axial aplicada en columnas. En este apartado se utilizan dichos datos para estudiar las pautas de comportamiento de los diferentes elementos instrumentados.

### 5.4.1 Comportamiento de las armaduras interiores. Probetas Tipo A. $N \neq 0$

Las barras de acero utilizadas para el armado de las vigas y de las columnas de las probetas fueron instrumentadas en diferentes puntos con el fin de obtener datos de deformación de las mismas, que nos permitiesen conocer el comportamiento de éstas bajo cargas cíclicas, y su importancia en la respuesta sísmica de las probetas. Por un lado, se estudia la deformación a la que se ven sometidas las armaduras, y por otro lado, se estudian las condiciones de adherencia de éstas a través del nudo.

### Comportamiento armaduras del pilar

Las armaduras interiores de estas columnas presentan un comportamiento diferente al resto debido al efecto de la carga axial aplicada sobre ellas. En este caso, las armaduras están menos solicitadas a tracción que en el caso de las armaduras de las probetas sin carga axial sobre la columna; incluso en algunas zonas ésta no se llega a desarrollar, permaneciendo comprimidas en todo momento, como ocurre en la galga C2.2 de la probeta A.C.L1.

En la Figura 5.39 se muestra la deformación de dicha galga (C2.2, armadura C2, posición 2. Figura 3.21) a lo largo del tiempo. La línea roja representa la envolvente de las deformaciones pico de la galga para movimientos de Drift positivo, mientras que la línea azul representa los picos para Drift negativo. En ella puede observarse la deformación inicial a la que se ve sometida la armadura en dicha zona bajo la carga axial sobre la columna, la cual aumenta positiva o negativamente bajo la acción de las cargas cíclicas, sin llegar a trabajar a tracción. En otras zonas más próximas al nudo, o en su interior, sí llegan a desarrollarse tracciones en la armadura, como se muestra en el Anejo I.

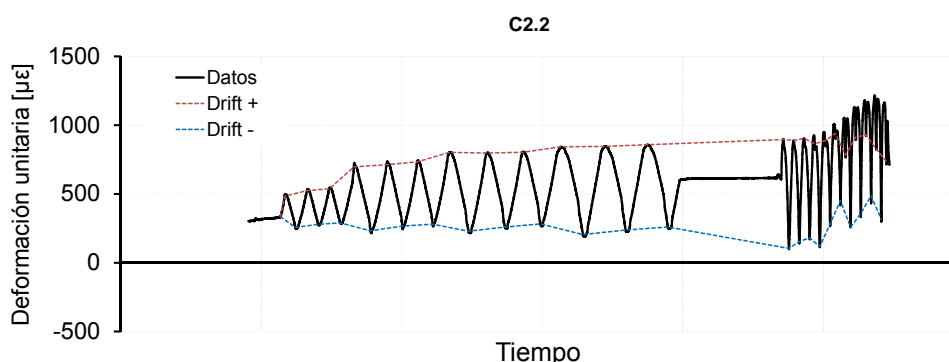


Fig. 5.39. Valores medidos por la galga C2.2 en función del tiempo. Probeta A.C.L1

### Adherencia de armaduras del pilar

La Figura 5.40 muestra el valor de deformación al que se ven sometidas las armaduras de los pilares de las diferentes probetas, en diversos puntos distribuidos longitudinalmente dentro del nudo y en sus proximidades para diferentes valores de desplazamientos aplicados.

El valor de la deformación que figura en las gráficas se ha determinado como valor promedio de todas las medidas de las galgas que fueron colocadas en las mismas posiciones. En el Apartado II.4.1 del Anejo II se incluyen las 28 gráficas a partir de las que se han obtenido estas 6 gráficas.

En las figuras puede apreciarse la evolución de deformaciones a lo largo de las armaduras del pilar para diferentes valores de desplazamientos. A partir de un cierto desplazamiento, no existen medidas para algunas de las galgas, debido a que éstas resultaron dañadas por el deslizamiento de las armaduras y por la fisuración del hormigón en sus proximidades. No existen medidas en la posición "0" de las armaduras de la probeta A.VB.L1-R, dado que la instrumentación sufrió daños durante la restitución de material del nudo para su reparación.

Las probetas fueron sometidas a una carga axial constante durante el ensayo, pero con diferente valor (Tabla 3.3), variando éste entre 350 y 770 kN. Como se comentaba en el Apartado 4.5, la carga axial tiene una influencia importante en el comportamiento de las probetas, la cual puede apreciarse también en la deformación de las armaduras de las columnas. En las probetas sobre las que se han aplicado las cargas axiales más altas casi no se desarrollan tracciones en las armaduras (Figuras 5.40d, 5.40e y 5.40f).

Cabe notar también, que las tracciones en el resto de las probetas tampoco son elevadas; en ningún caso alcanzan el límite elástico, no desarrollándose tracciones notables en valores de desplazamiento menores a Drift 1.5%. En la zona de compresión (posiciones 0.20 y 0.40 para Drift positivo), las medidas son siempre de compresión y, solamente en las probetas sobre las que se han aplicado los niveles de axial menores, la pérdida de adherencia de las armaduras a través del nudo conlleva a cambio de los valores de compresión por valores de tracción (Figuras 5.40a y 5.40b).

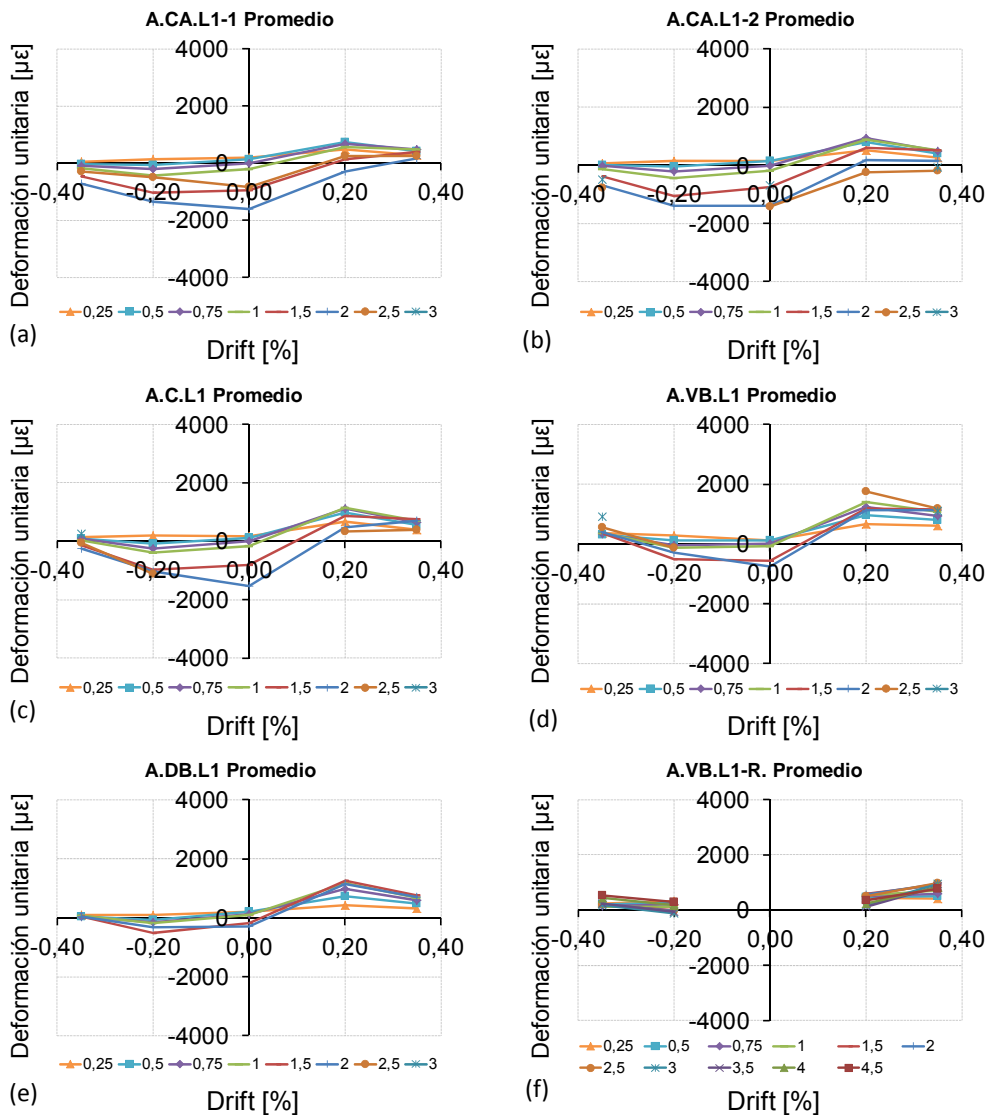


Fig. 5.40. Deformaciones promedias medidas en las armaduras del pilar para las probetas Tipo A, N≠0, a) probeta A.CA.L-1, b) probeta A.CA.L1-2, c) probeta A.C.L1, d) probeta A.VB.L1, e) A.DB.L1, f) A.VB.L1-R



En la Figura 5.41 se presenta una comparativa de las deformaciones de las armaduras de los pilares a través del nudo para cada tipo de probeta Tipo A con axil y para un mismo valor de deformación. Para deformaciones de Drift 1% (Figura 5.41a), no existen diferencias importantes en la zona de tracción, pero sí alguna pequeña diferencia en la zona de compresión, que queda más marcada para mayores desplazamientos (Figura 5.42b).

Las armaduras interiores de las probetas A.VB.L1 Y A.DB.L1 presentan valores de deformación inferiores al resto debido a dos motivos principales. Por un lado, la existencia de barras exteriores de refuerzo que colaboran en la flexión de los soportes y, por otro lado, el axil aplicado en los soportes es mayor y la columna queda menos solicitada a flexión.

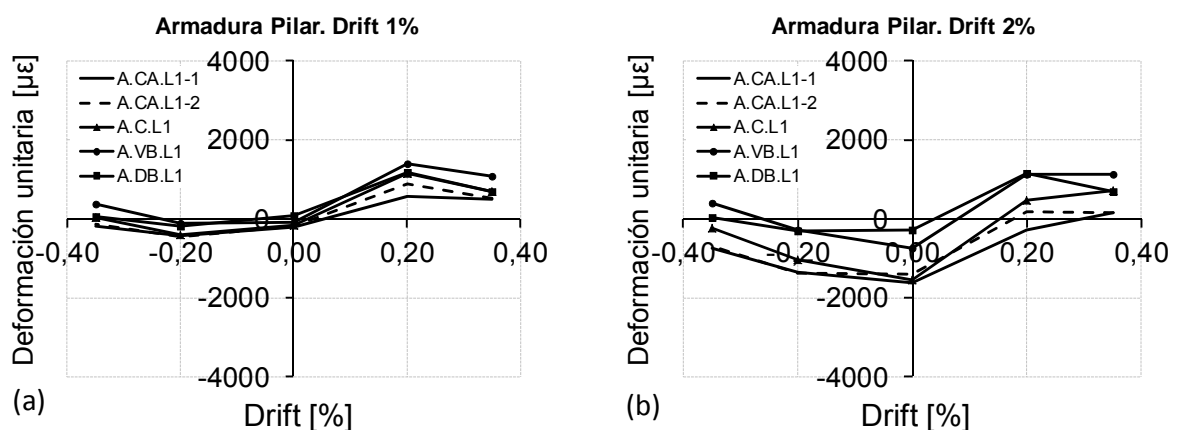


Fig. 5.41. Deformaciones promedio medidas en las armaduras interiores del pilar para las probetas Tipo A,  $N \neq 0$ , a) Drift 1%, b) Drift 2%

#### Continuidad y anclaje de armaduras de la viga

Se utilizaron dos tipos de armaduras para el armado de las vigas de las probetas Tipo A: unas continuas en la cara superior, y otras discontinuas en las caras superior e inferior (Figura 3.9). En las Figuras 5.42 y 5.43 se compara el comportamiento de ambos tipos de armados. En ellas se presentan las medidas de las galgas de una barra continua (BAC.-1) y otra discontinua (BA4.-1) en las posiciones -1 (Figura 3.22) de la cara superior de la probeta A.DB.L1-1.

Al inicio del ensayo se aplica una carga gravitatoria en las vigas que introduce una tensión de tracción similar para ambas armaduras, lo cual indica que las armaduras discontinuas están bien ancladas. Sin embargo, a diferencia como ocurría en las probetas Tipo A sin carga axial (Figura 5.22), el anclaje se conserva satisfactoriamente durante el ensayo. La galga BA4.-1 mide valores de tracción importantes, lo cual indica que la presión que produce la carga axial sobre las armaduras solapadas ocasiona un efecto beneficioso para la continuidad de éstas.

En la Figura 5.43 pueden apreciarse además las deformaciones de las armaduras para ambos sentidos de carga, las cuales presentan valores de tracción en un sentido, pero no en el otro para el caso de las armaduras BAC, indicando este hecho la buena adherencia de las armaduras a través del nudo: las tracciones de un lado del nudo son disipadas dentro de él sin ser trasladadas al otro lado.

En cambio, en la armadura BA4 aparecen tracciones, indicando así que existe continuidad entre armaduras solapadas.

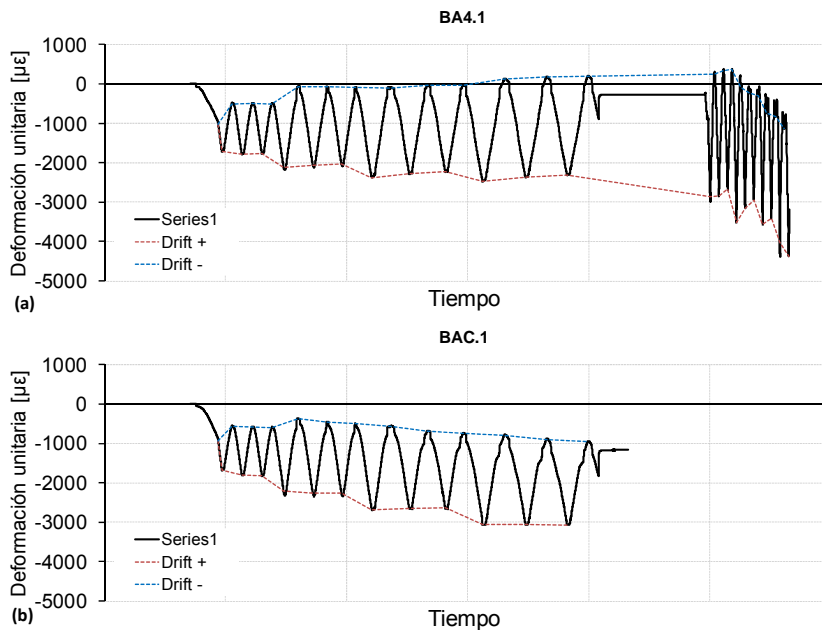


Fig. 5.42. Valores medidos por las galgas BA4.1 y BAC.1 en función del tiempo. Probeta A.DB.L1-1

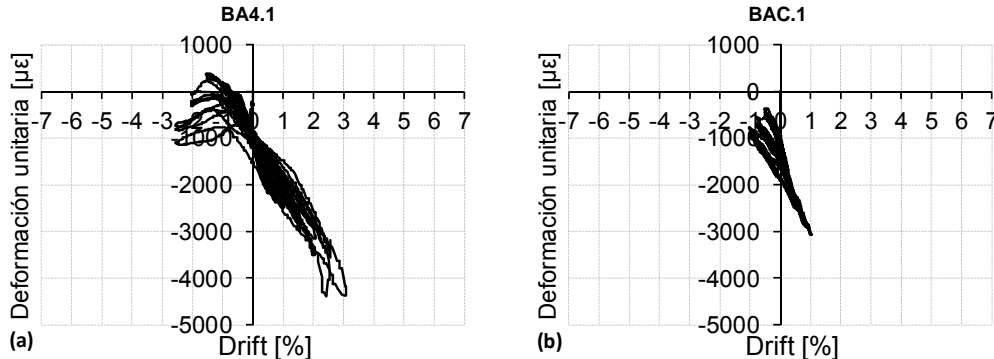


Fig. 5.43. Valores medidos por las galgas BA4.1 y BAC.1 en función del Drift. Probeta A.DB.L1-1

Las armaduras inferiores de las vigas de las probetas Tipo A (BA1) se solapaban en el interior del nudo (Figura 3.10). En las Figuras 5.44 y 5.45 se muestran las medidas de éstas en la probeta A.DB.L1-1. La aplicación de la carga gravitatoria en las vigas al inicio del ensayo introduce una deformación de compresión que se incrementa positiva y negativamente con el paso de los ciclos, pero llega un momento en el cual se produce la inversión de momentos y, gracias a la mejora de adherencia que produce la carga axial sobre las armaduras, éstas entran en tracción, alcanzando valores máximos de 3000  $\mu\epsilon$ .

La tracción generada en las armaduras discontinuas pone en compromiso la adherencia con el hormigón, la cual se degrada con el paso de los ciclos y, finalmente, se produce la pérdida de capacidad de estas armaduras, tanto en tracción como en compresión (últimos ciclos).

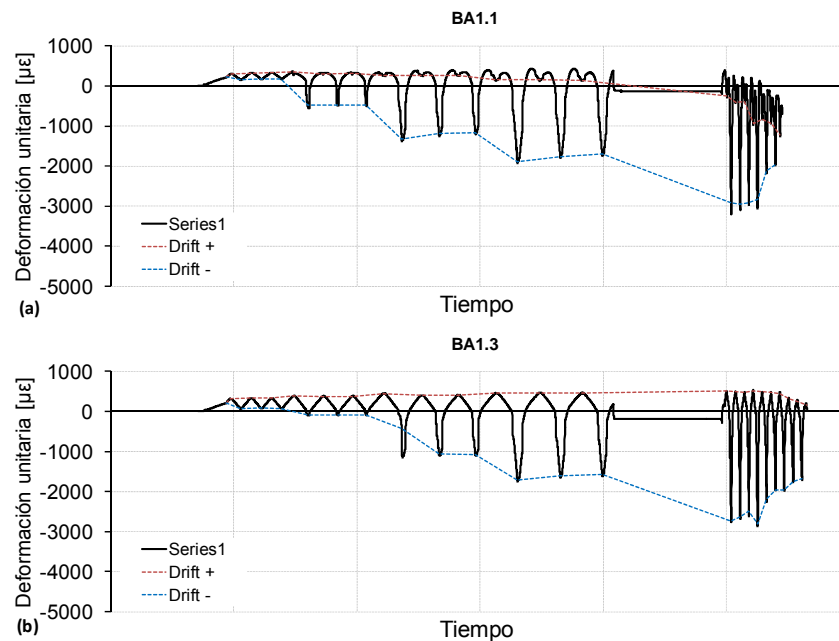


Fig. 5.44. Valores medidos por las galgas BA1.1 y BA1.3 en función del Drift. Probeta A.DB.L1-1

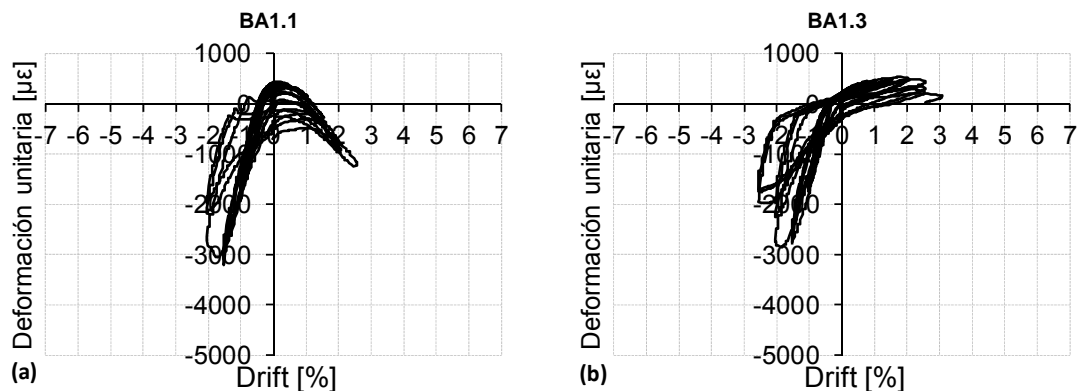


Fig. 5.45. Valores medidos por las galgas BA1.1 y BAA.3 en función del Drift. Probeta A.DB.L1-1

### Adherencia de armaduras de la viga

Con objeto de conocer cómo afecta la pérdida de adherencia a las armaduras de las vigas, se presentan en la Figura 5.46 las medidas de las galgas colocadas a lo largo de las armaduras continuas (BAC) y no continuas superiores (BA4) e inferiores (BA1), bajo el efecto de la carga gravitatoria aplicada en las vigas, para un primer instante (Drift 0%) y para la primera de cada una de las tres repeticiones de los ciclos Drift 0.25, 0.50, 0.75, 1.00 y 1.50%, estudiando así su evolución.

Todos los resultados obtenidos para las armaduras inferiores de las vigas (BA1, discontinuas) son muy similares, y puede observarse que sus medidas casi no varían con el paso de los ciclos. El valor de la compresión a la que están sometidas todas las armaduras en las posiciones instrumentadas son muy similares.

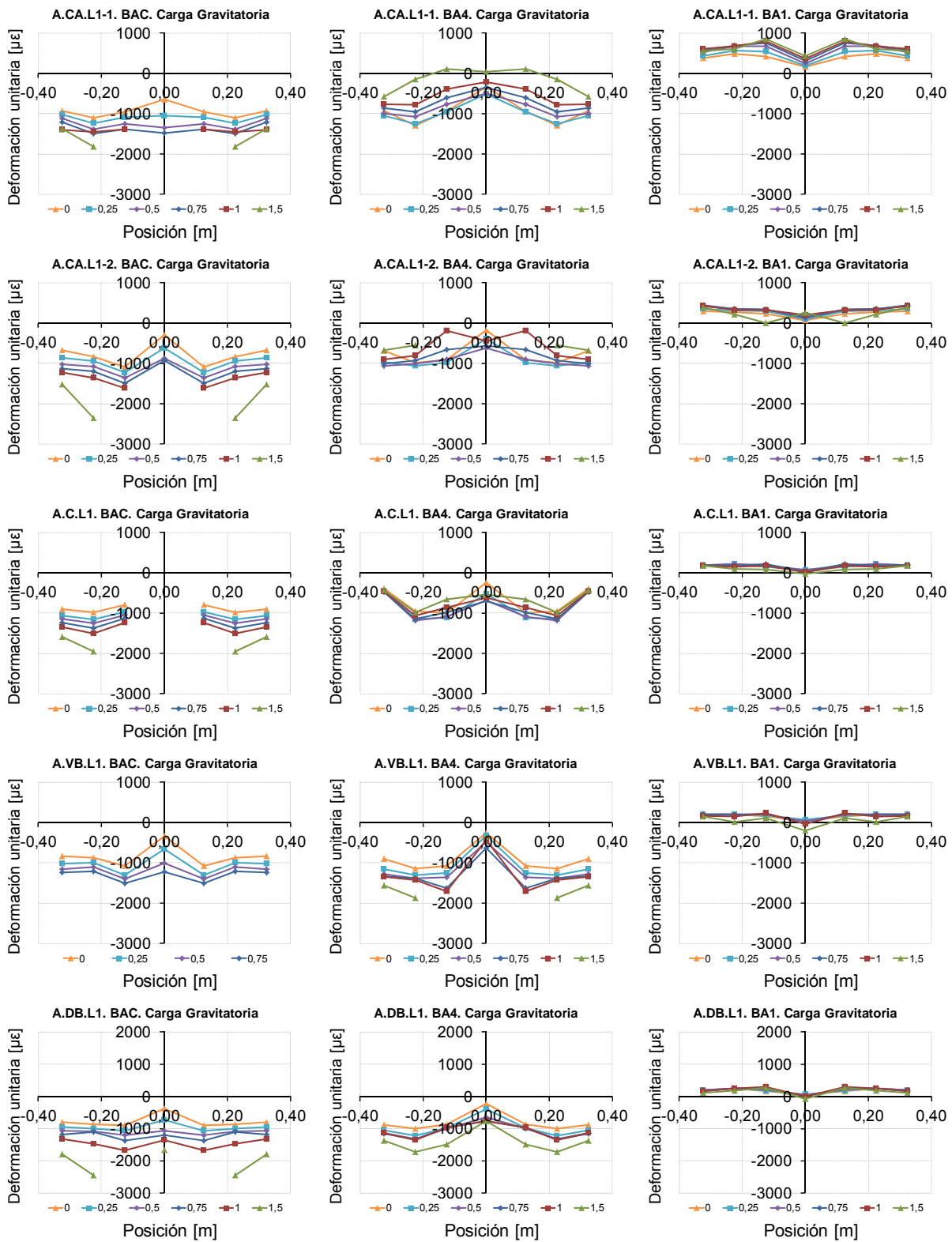


Fig. 5.46. Medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N≠0 bajo carga gravitatoria en vigas, para todas las posiciones instrumentadas, desde la posición -3 a la posición +3.

La posición más alejada del nudo (posición 3) presenta un valor de deformación similar en el instante inicial (Drift 0%) para las armaduras continuas y discontinuas superiores, comprobándose así la eficacia del anclaje de las armaduras para esta posición.

Cuando se aplica la carga gravitatoria en las vigas, la deformación de las galgas que están fuera del nudo es muy similar, pero la galga colocada en el centro de la barra presenta una medida inferior, dado que ésta se encuentra en el interior del nudo y la adherencia con el hormigón disipa las tensiones. Pero este efecto favorable de la adherencia se pierde tras los primeros ciclos, con un comportamiento diferente entre barras armaduras continuas "BAC" y armaduras solapadas "BA4".

La pérdida de adherencia en las armaduras BAC hace que la armadura tienda a convertirse en un tirante pero, gracias al axil aplicado sobre la columna, esta pérdida es menor. El efecto de la carga axil queda más marcado en el comportamiento del solape de las armaduras BA4. En las probetas donde el axil es bajo, las deformaciones de tracción a las que pueden trabajar las armaduras por anclaje cada vez son más reducidas, llegando a anularse (Figura 5.28), mientras que en las probetas con valores de carga axil mayor no se produce tal pérdida. Gracias a la presión ortogonal que produce la carga axial sobre las armaduras, éstas logran anclar satisfactoriamente dentro del nudo.

De forma similar, se analiza el comportamiento de las armaduras de las vigas bajo cargas combinadas, gravitatorias y cíclicas. En la Figura 5.47 se presentan las medidas de las galgas colocadas a lo largo de las armaduras continuas (BAC) y no continuas, superiores (BA4) e inferiores (BA1), para diferentes valores de Drift.

En los resultados de las galgas BAC puede apreciarse la continuidad de deformación a lo largo de la armadura, en la que se dan las mayores deformaciones de tracción en la zona de tracción (posiciones 0.20 y 0.40 m.). Dada la continuidad de la armadura y la pérdida de adherencia de ésta en el nudo, dichas tracciones se propagan hacia la zona de compresión (posiciones -0.20 y -0.40 m.), pero con valores de deformación menores que en las probetas Tipo A sin carga axial.

Este efecto no se produce para las armaduras BA4, en las que su discontinuidad no permite que las tracciones se propaguen hacia el otro lado del nudo, pero sí se consigue un anclaje importante de éstas, gracias al axil aplicado sobre la columna.

Las armaduras inferiores (BA1) también son discontinuas pero presentan un comportamiento diferente dado que, cuando se aplica la carga gravitatoria en las vigas, se genera una deformación de compresión inicial en ellas, al contrario que en las armaduras BA4. Por este motivo, las armaduras inferiores no están sometidas a las mismas tensiones de tracción que las armaduras superiores, y la adherencia se conserva durante más tiempo. Cabe destacar que en la inversión de momentos flectores sobre las vigas, estas armaduras se ven sometidas a una tracción elevada, lo cual indica que el anclaje de éstas se produce satisfactoriamente.

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

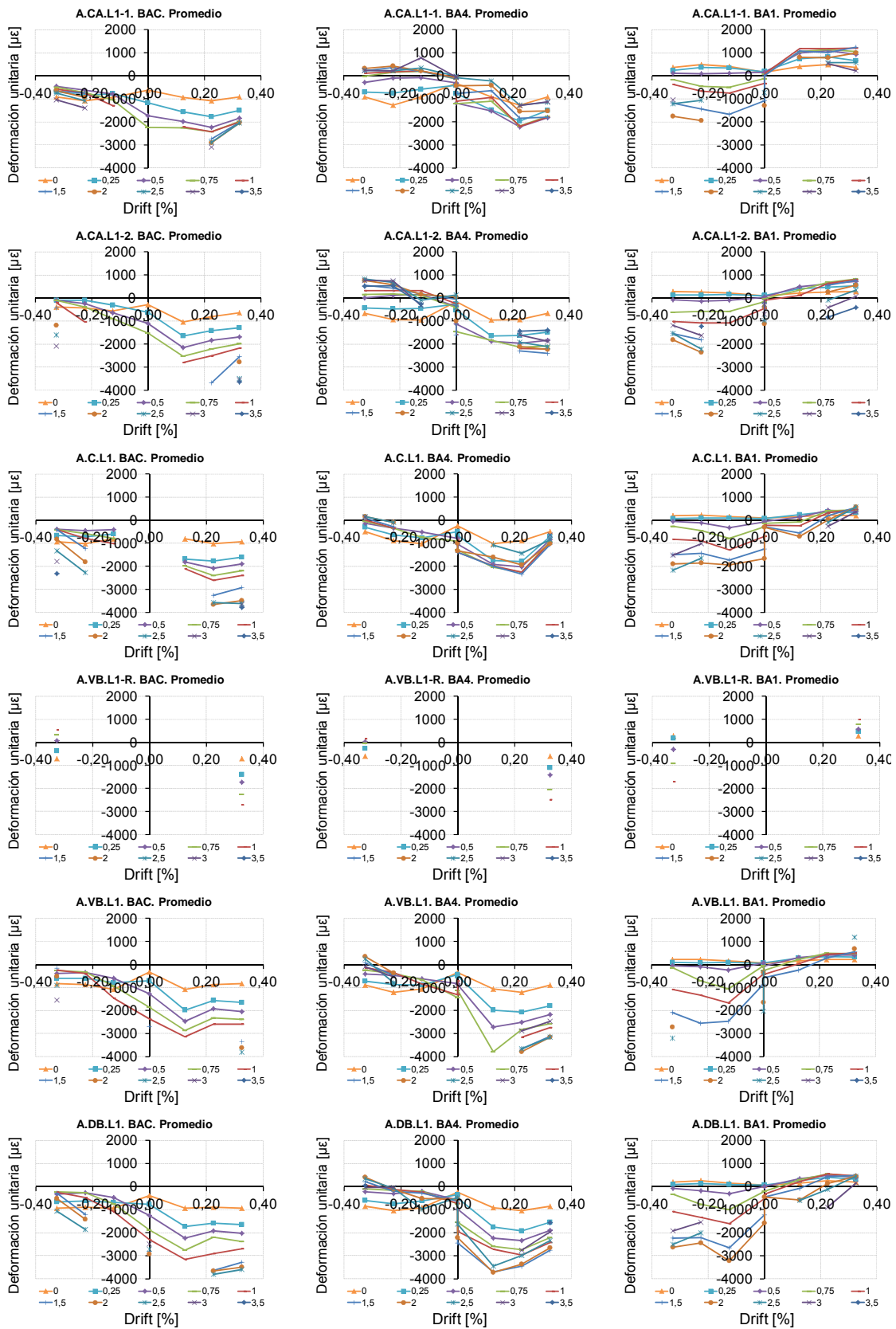


Fig. 5.47. Medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N $\neq$ 0, para todas las posiciones instrumentadas, desde la posición -3 a la posición +3.

Para mayor claridad de los resultados, en la Figura 5.48 se presentan los mismos resultados, pero agrupados por los desplazamientos Drift 0.25, 1.00 y 4.00%. Para el desplazamiento Drift 0.25% la carga que actúa en todas las probetas es muy similar (Figura 4.20), y no se aprecian diferencias en las deformaciones de sus armaduras.

Con la evolución de los ciclos se comprueba que las armaduras continuas aumentan su tracción, y en ningún caso se obtienen medidas de compresión. Algo similar ocurre con las armaduras discontinuas superiores, en las que la carga axial beneficia la continuidad del solape.

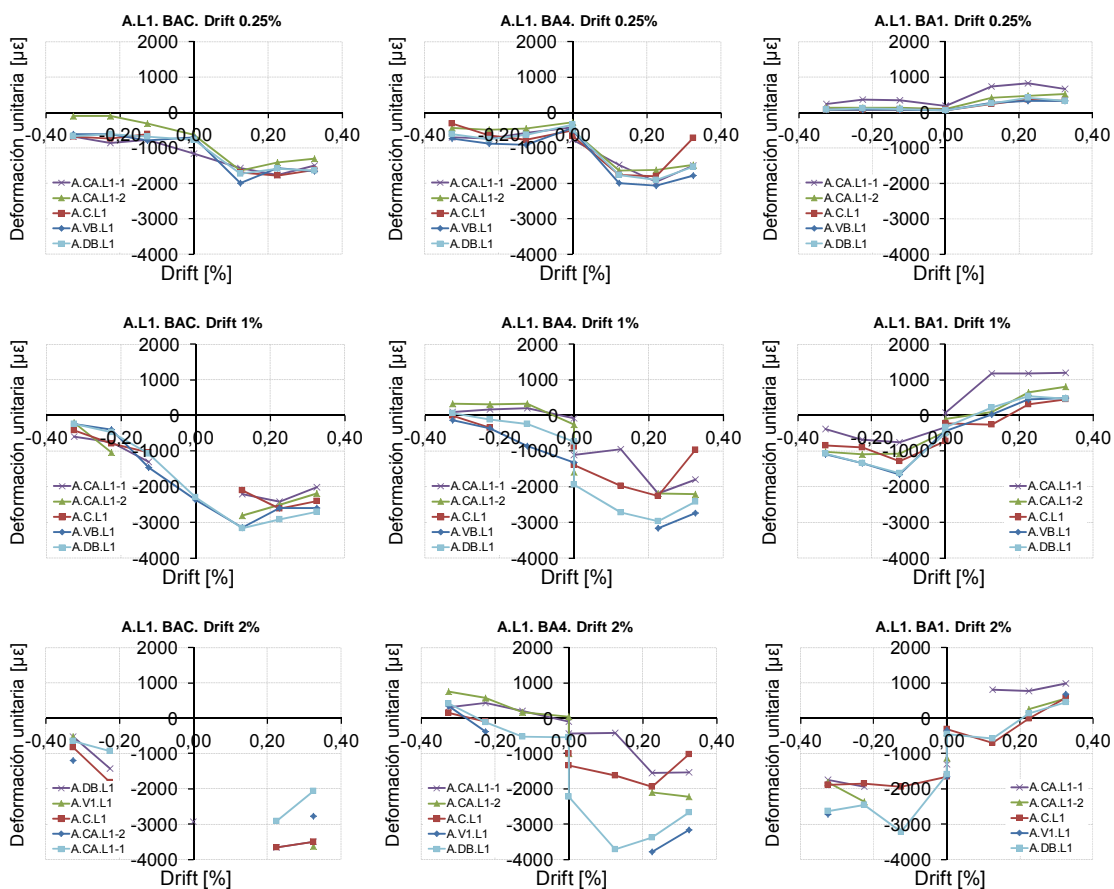


Fig. 5.48. Comparativa de medidas de las galgas de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A N≠0, para todas las posiciones instrumentadas, desde las posición -3 a la posición +3, para los Drift 0.25, 1.00 y 2.00%.

### 5.4.2 Comportamiento de las barras exteriores de refuerzo. Probetas Tipo A, N≠0

Cada una de las barras exteriores del refuerzo metálico fue instrumentada en su punto medio. En las probetas A.VB.L1 se colocaron barras en vertical para unir los capiteles del refuerzo, y en las probetas A.DB.L1 se colocaron barras en diagonal. Las medidas de las galgas instaladas en las barras están incluidas en el Anejo I. Se describen y comparan a continuación las pautas de comportamiento de las barras verticales y diagonales. El comportamiento de este tipo de barras fue explicado en los Apartados 5.2.2 y 5.3.2 de este capítulo; por tanto en este apartado solamente se comentarán las novedades.

Del mismo modo como ocurría en las probetas Tipo A del apartado anterior, no existe total simetría en las medidas obtenidas en las barras exteriores (Figura 5.49). El motivo es que los esfuerzos en los pilares no son simétricos. Mientras el pilar del tramo superior está sometido únicamente a cortante, y el pilar del tramo inferior está sometido a cortante y a axil, generado por las cargas gravitatorias sobre las vigas. En la Figura 5.50a se presentan las cuatro envolventes de medidas de las barras exteriores de la probeta A.VB.L1. Puede apreciarse que las medidas están agrupadas dos a dos, galgas VB1/VB2 y galgas VB3/VB4, según la cara del pilar en las que fueron colocadas.

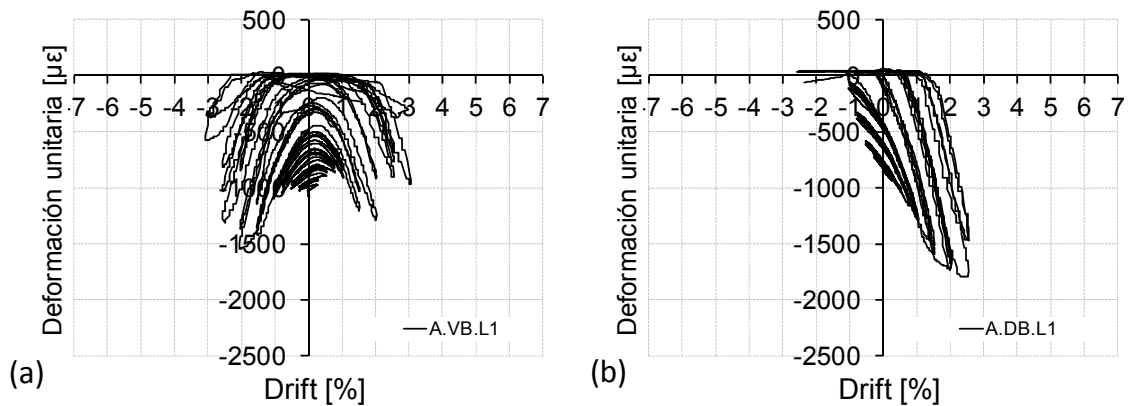


Fig. 5.49. Valores medidos por las galgas de las barras exteriores en función del desplazamiento: a) probetas A.VB.L1, b) probetas A.DB.L1

Esta asimetría no ocurre en las probetas reforzadas con barras diagonales (Figura 5.50b), dado que la flexión que las solicita es generada por los tramos de pilares superiores “e” inferiores simultáneamente, y no por los superiores “o” inferiores como ocurre con las probetas reforzadas con barras verticales.

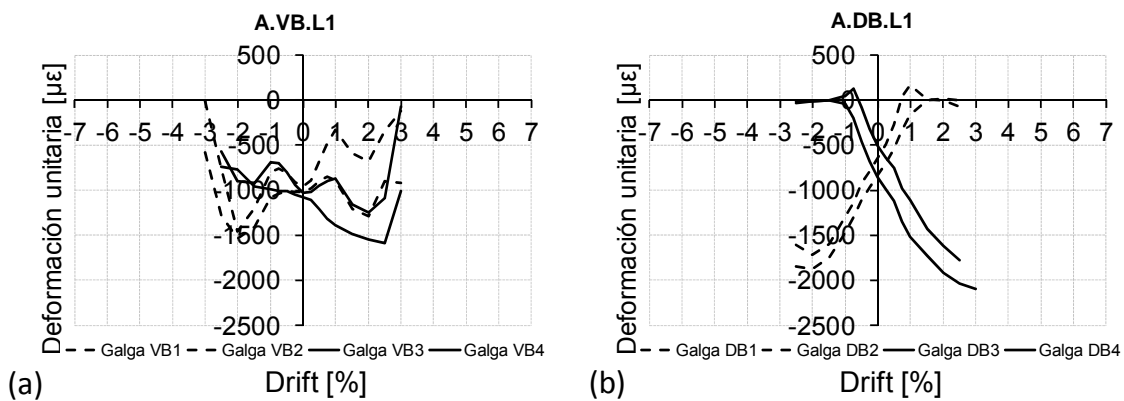


Fig. 5.50. Envolventes de los valores medidos por las galgas de las cuatro barras exteriores en función del desplazamiento: a) probeta A.VB.L1, b) probeta A.DB.L1

En la Figura 5.51 se comparan las envolventes de las deformaciones promedio para ambos tipos de barras exteriores, representadas en función del Drift y del cortante en la columna  $V_c$ . De ella pueden obtenerse las mismas conclusiones sobre la efectividad de las barras que las comentadas en el Apartado 5.2.2 sobre Vigas S.



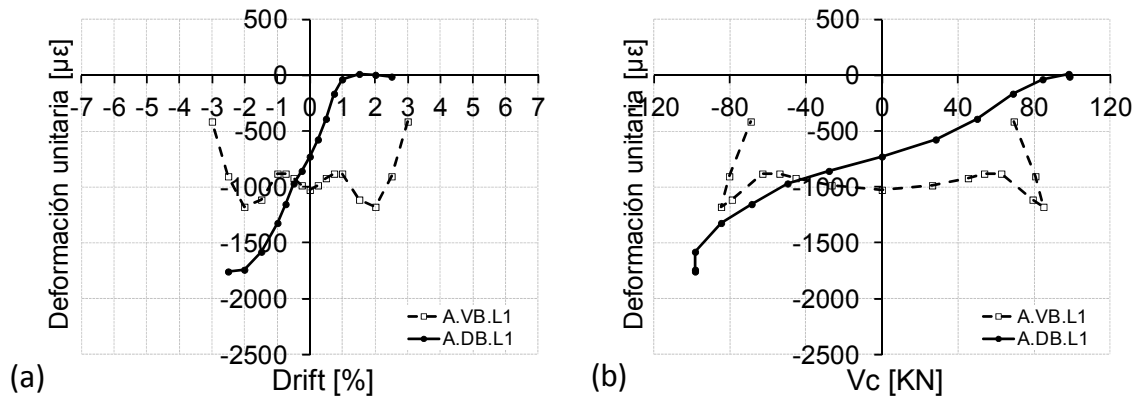


Fig. 5.51. Envolventes de deformaciones promedio en una barra exterior de cada tipo de probeta Tipo A con carga axial sobre columnas: a) deformaciones versus Drift, b) deformaciones versus cortante en columna

El axil aplicado sobre las probetas reduce las deformaciones de tracción y fisuración de las columnas; por tanto, las barras exteriores no presentan grandes solicitaciones. En las probetas A.VB.L1 la deformación de las barras permanece entorno al valor de tesado inicial en los primeros ciclos, y conforme se produce la degradación del hormigón del nudo y el acortamiento de la columna las barras van perdiendo eficacia. En el caso de las probetas A.DB.L1, dada la inclinación de sus barras, éstas son más sensibles a los desplazamientos y alcanzan mayores valores de solicitación.

Si representamos el cociente entre la deformación de las barras con la fuerza cortante sobre la columna  $V_c$  (Figura 5.52) observamos, por un lado, que las barras diagonales están más solicitadas, y por otro lado, que existe un ratio mayor al inicio del ensayo para ambos casos, el cual se debe al pretensado inicial de las barras; pero a partir del Drift 1% el comportamiento es estable, y por tanto queda justificada una vez más que el valor del pretensado inicial de las barras exteriores solo influye para los primeros ciclos.

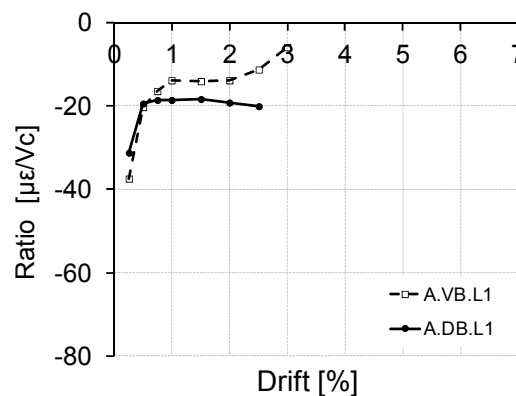


Fig. 5.52. Ratio  $\mu\epsilon/V_c$  para las deformaciones promedio medidas en las armaduras exteriores para las probetas Tipo A,  $N \neq 0$

### **5.4.3 Comportamiento de los angulares metálicos del refuerzo. Probetas Tipo A, N≠0**

Los cuatro angulares metálicos del refuerzo fueron instrumentados en las proximidades del nudo (Apartado 3.32) a fin de determinar su participación en el comportamiento sísmico de las probetas. Las medidas obtenidas por las galgas extensométricas figuran en el Anejo I.

La continuidad de esfuerzos en angulares se consigue, principalmente, a través del hormigón en contacto con los capiteles para las compresiones, y a través de las barras exteriores que los unen para las tracciones. Por tanto, la tracción a la que puede trabajar el angular metálico está limitada por la capacidad de transferencia de las barras, mientras que para la compresión no existe ningún límite. Este hecho hace que la respuesta de los angulares no sea simétrica con los ciclos.

La Figura 5.53 recoge las medidas tomadas en uno de los angulares de cada tipo de probeta. En todas ellas puede observarse un mismo patrón de comportamiento. En los angulares se genera una deformación de compresión inicial producida por la aplicación de la carga axial inicial sobre la columna, que incrementa su valor positiva o negativamente bajo la aplicación de las cargas cíclicas. En las probetas A.CA.L1 y en la probeta A.C.L1 no se utilizaron barras exteriores de refuerzo, y por ello no alcanzan los mismos valores de tracción que en las probetas A.VB.L1 y A.DB.L1. En cambio, en todas ellas se aprecia una gran deformación de compresión.

El valor de deformación de los angulares cada vez es mayor a medida que se avanza con el ensayo. Ello es debido a que los angulares reciben más carga axial de la columna a través de los capiteles, dado que la sección de entronque pilar-nudo se degrada y pierde rigidez.

En la Figura 5.54 se presenta la comparación directa entre los tipos de probetas ensayadas mediante la envolvente promedia de los valores medidos en todos los angulares (8 puntos de medida por probeta). Dadas las cargas de flexocompresión a la que se ve sometida la columna, los angulares quedan sometidos a altas compresiones, pero a bajas tracciones.

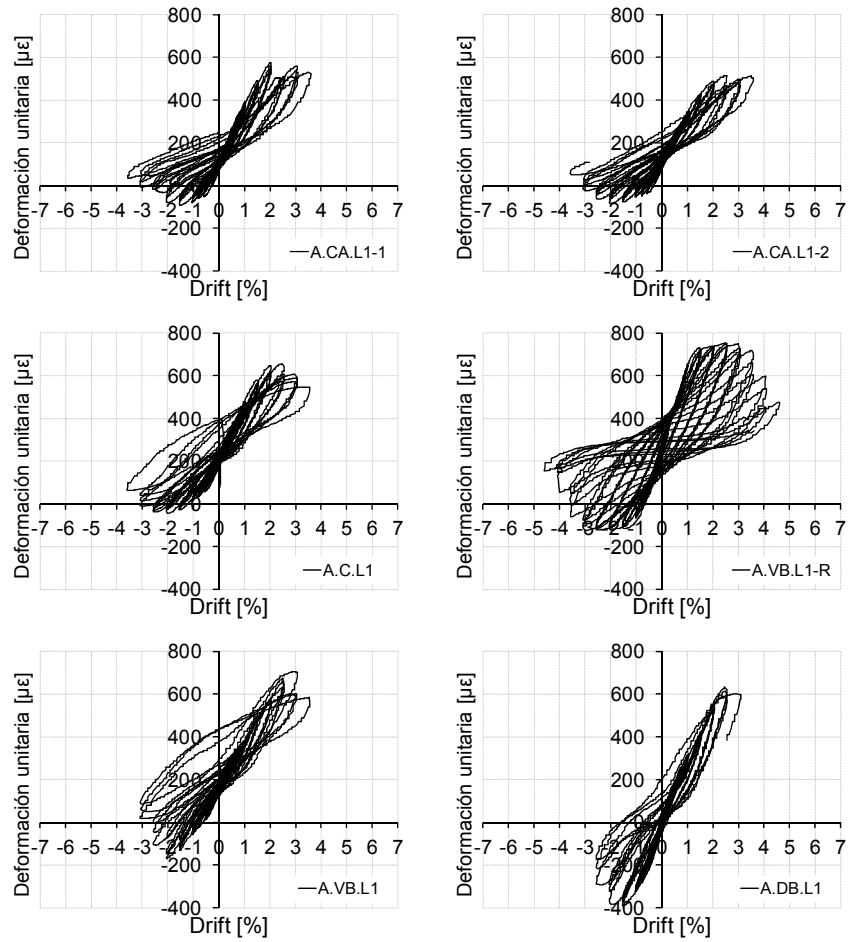


Fig. 5.53. Valores medidos por las galgas en angulares en función del desplazamiento. Probetas Tipo A, N≠0

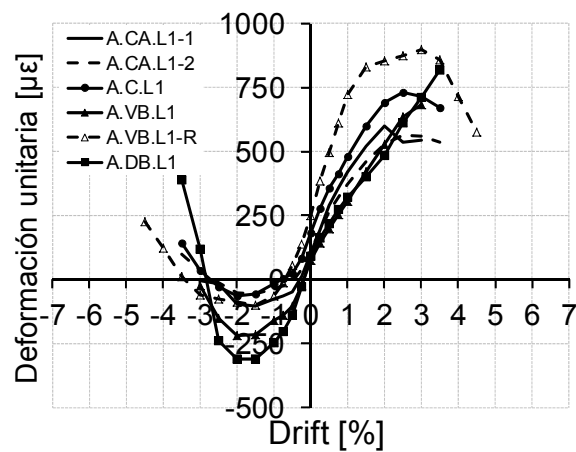


Fig. 5.54. Envolvente media de medidas de las medidas de las galgas colocadas en angulares en función del desplazamiento. Probetas Tipo A, N≠0

La Figura 5.55 muestra la participación de los angulares metálicos del refuerzo como sección mixta, bajo la sollicitación de flexocompresión, en la sección donde se colocaron las galgas (entre las dos presilla más próximas al nudo (Figura 3.24). Dicha participación se ha obtenido a partir de las deformaciones de los angulares, como se comentaba en el Apartado 5.2.3. La figura incluye dos columnas con los resultados. En una de las columnas se representa el momento flector soportado por la sección de hormigón y la sección de acero exterior, y en la otra columna se representan los porcentajes de participación de cada una de las dos secciones respecto al momento flector de sollicitación en la sección mixta.

Podemos observar en las gráficas cómo los angulares del refuerzo exterior recogen gran parte de los esfuerzos; la sección de hormigón solo recibe unos esfuerzos del orden del 50 % de la sollicitación de la columna.

El reparto de flexión entre los angulares y la sección de hormigón armado, respecto a la sollicitación de las columnas, presenta un comportamiento similar en todas las probetas. Todas ellas inician con un porcentaje entre el 50-60% pero, conforme avanza el ensayo, estos valores decrecen, tomando el angular cada vez más importancia. Mientras que la sección de hormigón pierde resistencia por la degradación cíclica, los perfiles metálicos del refuerzo toman mayor responsabilidad en el comportamiento a flexocompresión de la sección mixta.

La deformación de tracción de los angulares se produce principalmente por la transmisión directa de la fuerza de las barras exteriores, a través de los capiteles a los que los angulares están soldados. Pero además la deformación de tracción también puede tener lugar a través de fuerzas rasantes entre angulares-hormigón y fuerzas de arrastre de cortante en las presillas. En la Figura 5.56 se muestra la relación ( $N_b/N_a$ ) entre la componente vertical de la fuerza axial a la que están sometidas las barras exteriores ( $N_b = \epsilon_b \cdot E_b \cdot A_b \cdot \cos \alpha$ , siendo  $\alpha$  el ángulo que forman las barras exteriores con la vertical) y la fuerza a la que quedan sometidos los angulares ( $N_a = \epsilon_a \cdot E_a \cdot A_a$ ).

Para la probeta reforzada con barra vertical, los angulares adquieren una fuerza mayor a la que la barra les transmite, dejando de manifiesto que existen otros factores (como los indicados anteriormente) que someten a tracción los angulares.

Nótese que ambas curvas inician con valor de coeficiente angular/barra por debajo de 0. Se debe a que los angulares se ven sometidos a una compresión generada por la carga axial aplicada en las columnas mayores que la deformación producida por el tesado inicial de las tuercas.

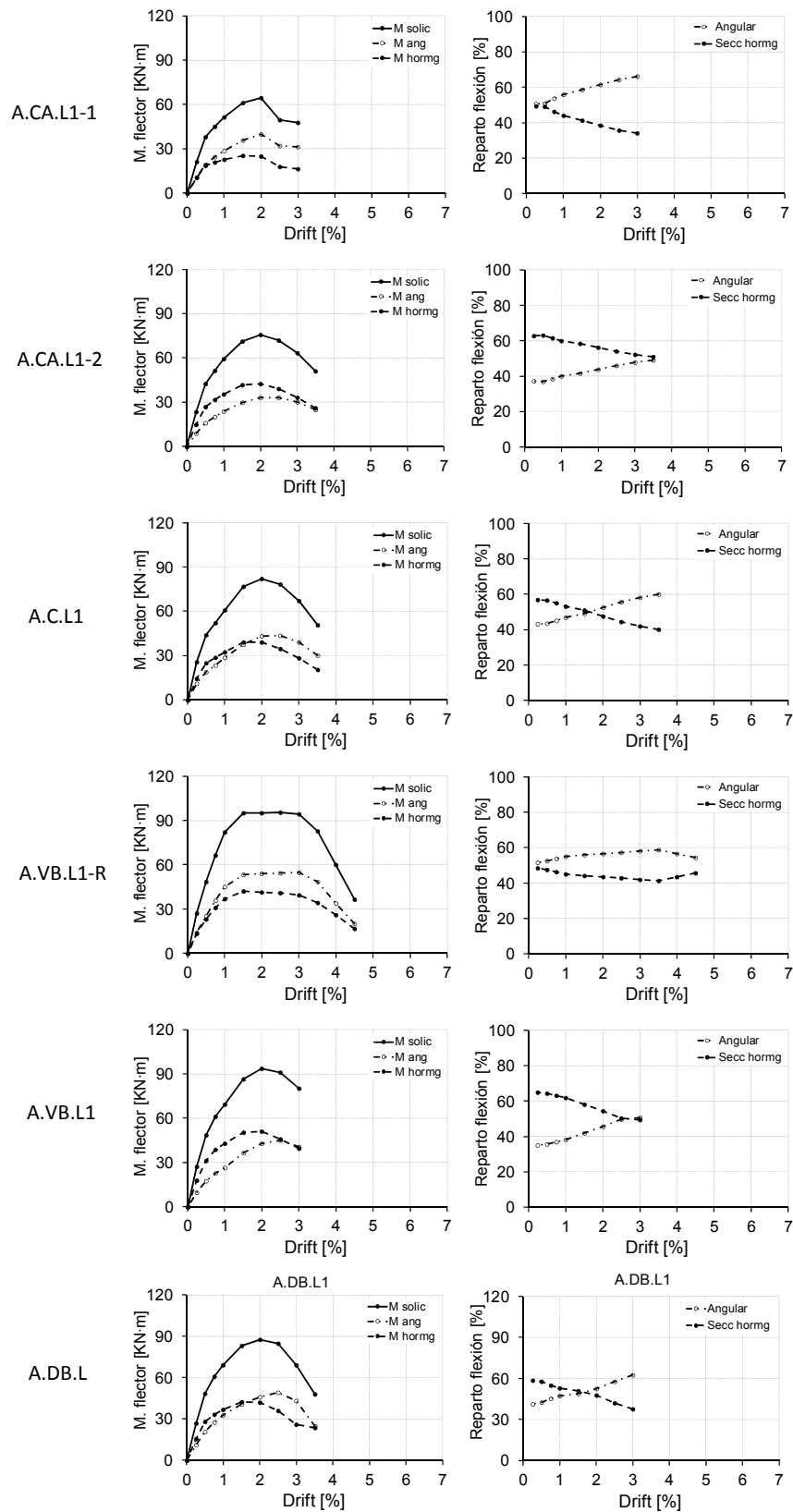


Fig. 5.55. Sección mixta hormigón /angulares. Probetas Tipo A, N≠0. Columna izquierda) momento flector soportado por cada sección; columna derecha) porcentajes de participación a flexión de cada sección

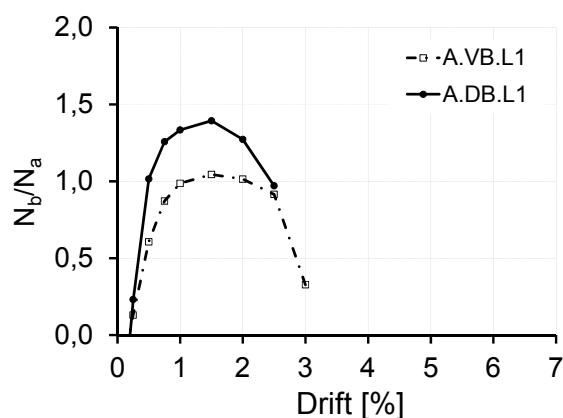


Fig. 5.56. Relación de fuerzas entre angulares y barras exteriores. Probetas Tipo A, N≠0

#### 5.4.4 Comportamiento de las presillas metálicas del refuerzo. Probetas Tipo A, N≠0

Los valores de deformación medidos por las galgas colocadas en las presillas metálicas del refuerzo no presentan valores importantes, pero existen unas pautas de comportamiento diferentes para cada presilla y zona. Dichas pautas de comportamiento son las mismas para el caso de las probetas Tipo S y las probetas Tipo A, que fueron comentadas en el Apartado 5.2.4. Las deformaciones medidas por la instrumentación colocada en las presillas metálicas están incluidas en el Anejo I.

### 5.5 Conclusiones relativas al análisis de resultados

La instrumentación colocada en algunos elementos de las probetas permite conocer el comportamiento de éstos a lo largo del ensayo. Los elementos instrumentados fueron: las armaduras interiores de columnas y vigas, barras exteriores y el refuerzo metálico. Gracias a las medidas recogidas se pueden realizar una serie de observaciones, que se resumen a continuación:

#### Armaduras interiores

Las armaduras interiores presentan un comportamiento diferente a medida que se realiza el ensayo, debido a la degradación de adherencia que se produce por los ciclos de carga. Un suceso particular de la adherencia en nudos viga-columna sometidos a cargas cíclicas es la pérdida de adherencia de las armaduras en el interior del nudo, que en ocasiones conlleva a que el anclaje se traslade fuera él.

En el caso de las probetas Tipo S, el anclaje de las armaduras de las vigas no se producía hasta pasada la mitad del nudo, donde las compresiones de la flexión de la columna mejoraban la adherencia (en la otra mitad no existe tal beneficio porque la columna presenta fisuras de tracción). El anclaje de la armadura de la columna se produce gradualmente en el nudo, dado que las vigas no presentan fisuración importante. El empleo de barras exteriores en el refuerzo del nudo proporcionaba una pequeña mejora de la adherencia de las armaduras de las vigas en el nudo, dado que la fisuración entre columna y nudo era menos acusada.

El refuerzo metálico de la columna crea un punto de debilidad entre ésta y el nudo, punto en el cual se concentran todas las deformaciones. Las deformaciones de las armaduras de la columna

presentan un valor máximo en dicha zona de unión, que hacia un sentido se disipa por adherencia en el interior del nudo (y fuera de él cuando ésta se pierde), y hacia el otro sentido la deformación se reduce considerablemente gracias a la fuerte influencia del refuerzo de la columna. Ello se debe a dos motivos: por un lado el confinamiento que genera el refuerzo mejora la adherencia y, por otro lado, los angulares aportan cierta participación en la flexión de la columna. En las probetas en las que se aplicó un elevado valor de carga axial, las armaduras de las columnas no desarrollaban demasiada tracción; en varios casos se produjo el pandeo de éstas en la zona donde quedaban sin confinamiento, en el nudo.

En los ensayos de las probetas Tipo A sin axil sobre las columnas se detectó que los ciclos de carga producían una degradación del anclaje de las armaduras discontinuas dentro del nudo, que terminaba inutilizando dichas armaduras en la sección de entronque. En cambio, cuando se aplicaba un valor elevado de carga axial, no se producía una degradación tan acusada; la tensión de compresión de la columna sobre el nudo mejora considerablemente la adherencia de dichas armaduras.

#### Barras exteriores del refuerzo

Las barras exteriores ocupan un papel importante en el comportamiento a flexión simple de las columnas. Éstas permiten incrementar considerablemente la carga máxima lateral soportada. Una diferencia entre los dos tipos de barras (verticales o diagonales), es la componente vertical de cada una de ellas. En el caso de las barra diagonales, dicha inclinación resta eficacia en cuanto a la flexión de la columna, pero beneficia al nudo, como se verá en el Capítulo 6. Otra de las diferencias es que las barras verticales están sometidas continuamente a tracción (excepto cuando cesa la carga), mientras que las barras verticales solo trabajan en uno de los sentidos de carga, destensándose en el otro. El agotamiento de estas barras se produce por su punto débil, la rosca, que al plastificar crea deformaciones remanentes en ellas, llegando en alguna ocasión a producirse la rotura de éstas.

Queda demostrado que la tensión de pretensado inicial de las barras debido al apriete de las tuercas solo afecta para los primeros ciclos de carga. Dicha tensión inicial asegura el contacto entre elementos, y produce un cierto valor “inicial” de compresión en entre columnas opuestas, pero en exceso aproxima a las barras a su límite elástico. Del mismo modo que ocurría con las armaduras de las columnas, las barras exteriores también reciben menos tracción cuando las columnas se someten a cargas axiales y, de este modo, su eficacia queda reducida.

#### Angulares metálicos

El refuerzo metálico ejecutado protege a las columnas satisfactoriamente del daño. Por un lado, le proporciona confinamiento mejorando la adherencia de las armaduras interiores y, por otro lado, contribuye en la flexión del tramo como sección mixta de hormigón y acero. La colaboración a flexión de los angulares se consigue, principalmente, por la transmisión directa de compresiones a los angulares a través de los capiteles en contacto con las vigas, y por la transmisión directa de tracciones que transfieren las barras exteriores en su caso. Pero también existen otros mecanismos que movilizan el trabajo de los angulares, como es la transmisión por tensiones rasantes entre el hormigón y los angulares o el arrastre de cortante a través de las presillas.

Gracias a las tracciones y compresiones que son capaces de asumir los angulares, el refuerzo metálico contribuye en el inicio de los ensayos, entorno al 40-60% del momento flector actuante en la sección instrumentada (Figura 3.25), y aumenta hasta valores del 80% cuando el hormigón merma su capacidad, debido a la degradación cíclica de éste, asumiendo el refuerzo mayor responsabilidad. Esto ocurre en todo los refuerzos en los que se utilizan capiteles, pero en las probetas sin capiteles, el refuerzo solamente puede aportar un 20% de participación en la flexión de la columna, dado que no existe continuidad en su entronque con el nudo.

Los valores de tensión a los que quedan sometidos los angulares dependen en gran medida de la conexión realizada soporte-nudo. El uso de capiteles y barras exteriores permiten al refuerzo de la columna incrementar la carga máxima soportada como sección mixta; en cambio, no se ha encontrado ningún beneficio con el empleo de tacos químicos.

Nuevamente se encuentra una diferencia importante en el comportamiento de las probetas cuando se aplica una carga axial elevada sobre la columna. La compresión que reciben los angulares a través de los capiteles es mucho mayor que en el resto de los casos. En contra los angulares reciben menos tracción en la cara opuesta.





## **CAPÍTULO 6:**

### **MODOS DE FALLO Y PAUTAS DE COMPORTAMIENTO DEL NUDO**

## CAPÍTULO 6. MODOS DE FALLO Y PAUTAS DE COMPORTAMIENTO DEL NUDO

### 6.1 Introducción

En este capítulo se comentan los modos de fallo de las probetas ensayadas y las pautas de comportamiento de los nudos. El resto de pautas de comportamiento, como son la eficacia de las barras exteriores y el comportamiento de los angulares y presillas metálicas como sección mixta de la columna, fueron comentadas en el Capítulo 5.

### 6.2 Modos de fallo

En primer lugar, se presentan los resultados de las probetas Tipo S, mostrando las diferencias entre los modos de fallo de las probetas reforzadas con barras verticales y las probetas reforzadas con barras diagonales. Del mismo modo, se muestran los fallos comunes para ambos tipos de especímenes, y en adelante se presentan los resultados de las probetas tipo A, comentándose las coincidencias o novedades respecto a las anteriores.

#### 6.2.1 Modo de fallo probetas Tipo S

Este tipo de probetas dispone de una cuantía de armadura en las vigas importante respecto a la cuantía colocada para las columnas y, como se ha podido ver el Capítulo 5, las deformaciones medidas por las galgas colocadas en ellas no alcanzan el límite elástico, mientras sí se alcanza para las armaduras de las columnas en algunos puntos. Las deformaciones de los angulares y de las presillas también quedan lejos de su límite elástico, por tanto, podemos concluir que el fallo de este tipo de especímenes no se producía ni en las vigas ni en los elementos metálicos del refuerzo.

El modo de fallo de las probetas Tipo S puede observarse en las Figura 6.1. En las probetas reforzadas con barras verticales el fallo ocurre por la rotura a cortante del nudo, mientras en las probetas reforzadas con barras diagonales el fallo se produce por la rotura éstas, y consecuentemente el fallo por flexión de la columna.

En ambos tipos de probetas la deformación de las armaduras interiores del pilar alcanza la deformación de plastificación en algunos puntos (zona del nudo, según Apartado 5.2.1), observándose una fisuración importante en el encuentro de la columna con el nudo, revelada por el despegue de los capiteles.

La inclinación de las barras diagonales hace que éstas sean menos efectivas a la hora de contribuir a la flexión de la columna, y su plastificación se prudoce antes que en las barras verticales para una

misma fuerza lateral aplicada sobre la columna. Ambos tipos de barras exteriores alcanzan un nivel alto de deformación llegando a producirse la rotura en el caso de las barras diagonales (Figura 6.2).

En cambio, las barras diagonales producen un efecto beneficioso sobre el nudo, ya que consiguen una transmisión directa de la tracción de los angulares metálicos colocados en ambos lados del nudo. De este modo, se evita que el esfuerzo se transfiera a través del nudo (como se verá en el Apartado 6.3.4), al contrario que ocurre en las probetas reforzadas con barras verticales, caso en el que el cortante introducido en el nudo es mayor y lo lleva a su rotura (fisuración diagonal).

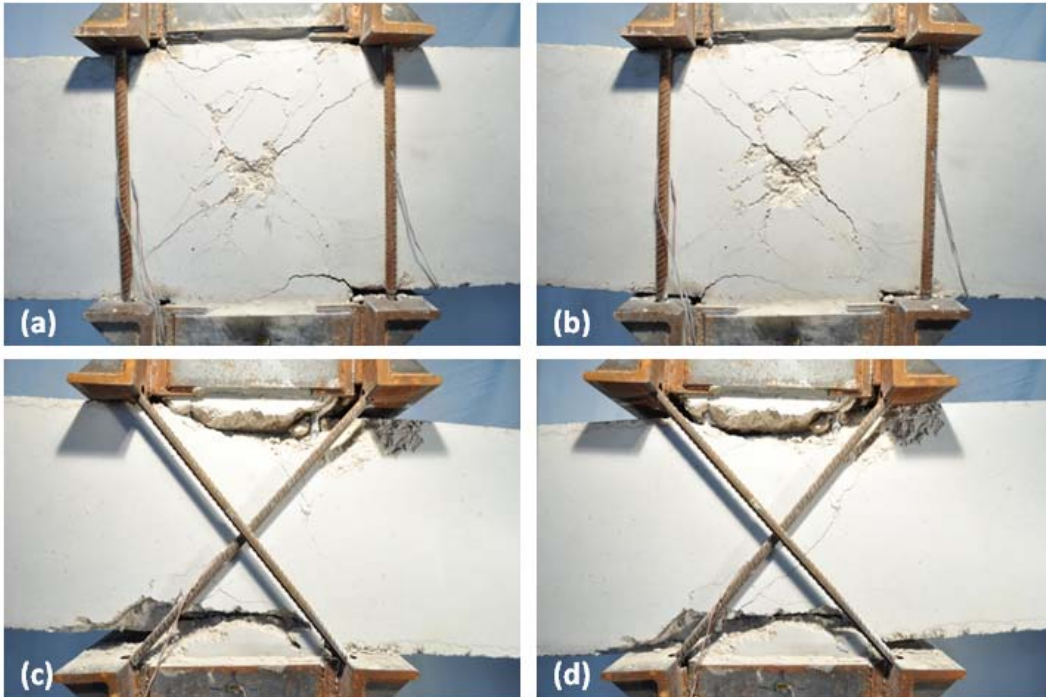


Fig. 6.1. Modos de fallo probetas Tipo S: a,b) probetas reforzadas con barras verticales (Drift +/- 4%), c,d) probetas reforzadas con barras diagonales (Drift +/- 6%)

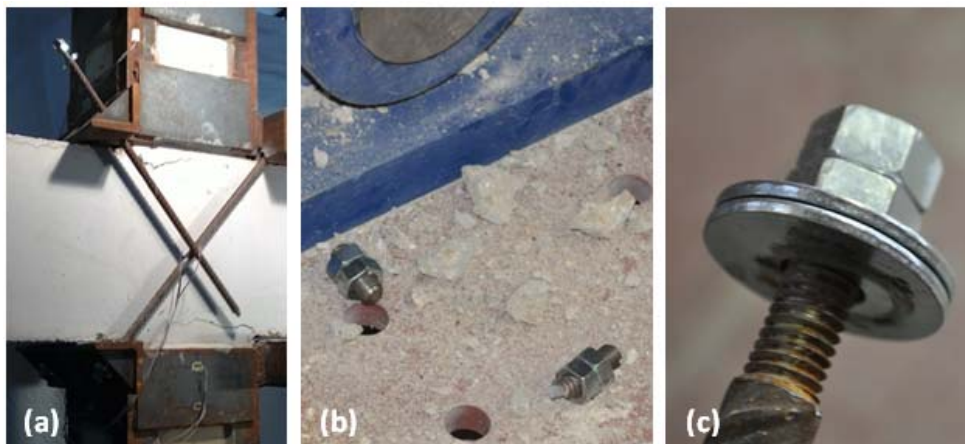


Fig. 6.2. Rotura de barras diagonales. Probetas S.DB.L0: a) Fotografía tomada en el momento de la rotura, b) extremos de barra rotos, c) extremos de barra con deformaciones de plastificación remanentes

A medida que se desarrollan los ciclos de carga, la fisuración diagonal del nudo (probetas S.VB.L0) termina produciendo la degradación y la pérdida de material de éste, reduciendo la resistencia a cortante del nudo, y la adherencia de las armaduras de las vigas y de los pilares a través de él (Figura 6.3).

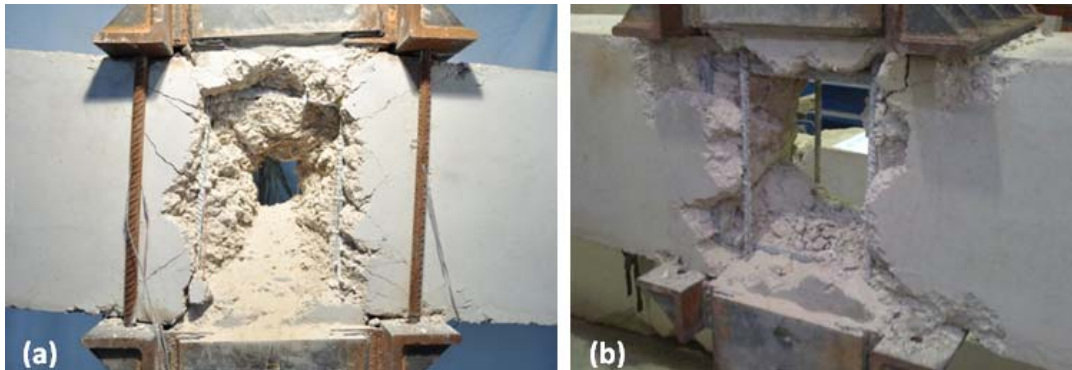


Fig. 6.3. Fotografías del daño en el nudo de probetas S.VB.L0

En las Figuras 6.4 y 6.5 se presentan unas fotografías de la fisuración que se produce en el entronque de la columna con el nudo en las probetas S.DB.L0. Esta fisuración descubre las armaduras de las vigas, dejándolas sin adherencia, y provoca el deslizamiento de las armaduras de los pilares.

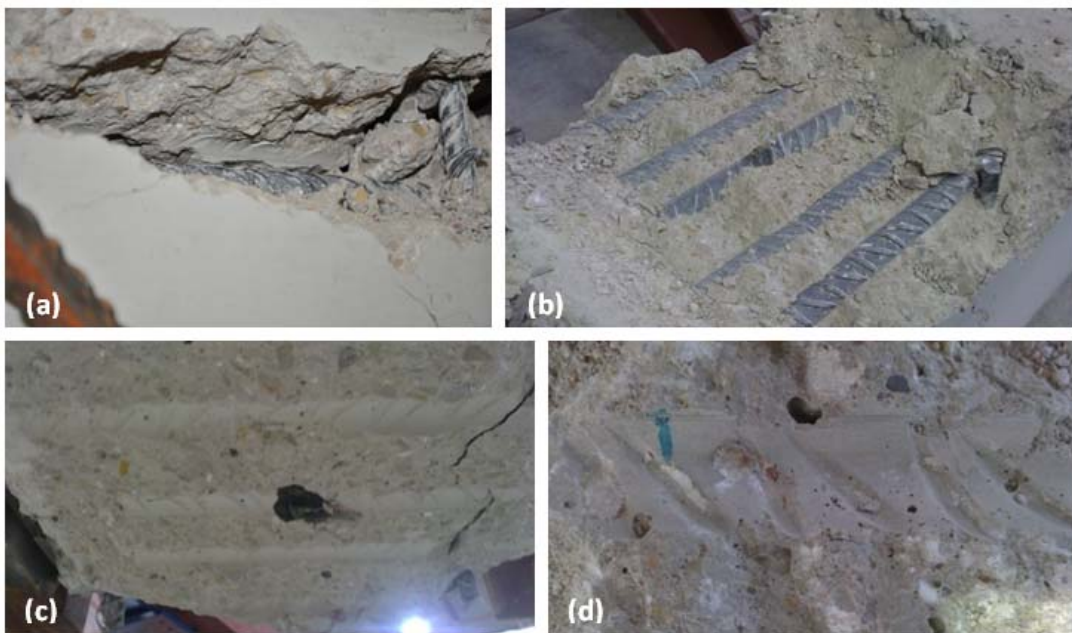


Fig. 6.4. Fisura de entronque pilar-nudo. Probeta S.DB.L0: a) fisura durante la flexión del pilar, b) sección donde se produce la fisura, c,d) corrugas de las armaduras de las vigas marcadas sobre sección de columna





Fig. 6.5. Adherencia armadura de pilar. Probeta S.DB.L0: a) fisura durante la flexión del pilar, b) arrastre de material por deslizamiento de la armadura, c) orificio en el nudo tras la extracción de la armadura del pilar

### 6.2.2 Modo de fallo probetas Tipo A, N=0

Las probetas Tipo A fueron diseñadas del mismo modo que las probetas Tipo S, bajo el concepto “viga fuerte / columna débil”, con la diferencia de que el armado interior presentaba diferente cuantía y diferente continuidad en el nudo entre tramos de vigas.

En las probetas A.W.L0 se aplicó un refuerzo exterior a las columnas sin ningún tipo de conexión con el nudo, siendo la viga más fuerte que el pilar original. Dada la discontinuidad del refuerzo exterior en el entronque con el nudo, el fallo de la probeta se producía en dicha sección, como muestra la Figura 6.6. En esta figura puede apreciarse una fisura mayor en el entronque con el nudo del pilar superior, que en el entronque del pilar inferior. Este hecho se debe a la carga gravitatoria aplicada sobre las vigas, la cual genera un axil en el tramo inferior que reduce el tamaño de estas fisuras.

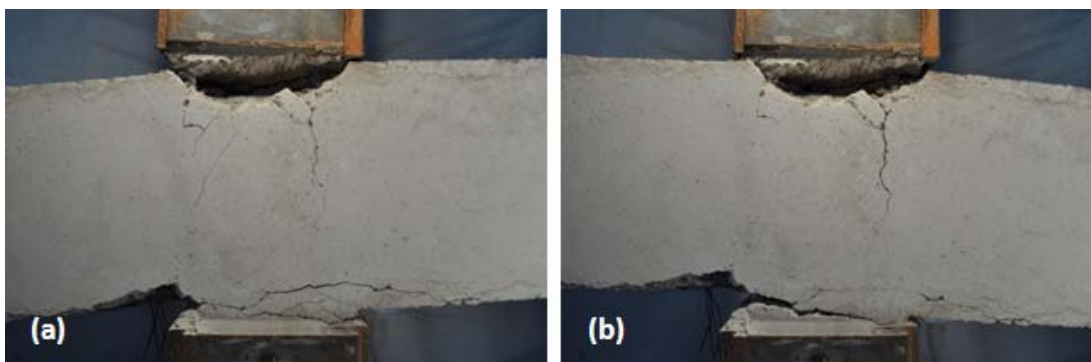


Fig. 6.6. Modos de fallo probetas Tipo A.W.L0, Drift +/- 6%

Esta fisuración concentrada en el entronque columna-nudo provoca una pérdida de adherencia de las armaduras de las vigas por falta de contacto. En la Figura 6.7 puede apreciarse la fisuración de la probeta tipo A.W.L0 (Figura 6.7a) y de la probeta tipo A.C.L0 (Figura 6.7b), en la cual se aprecia el despegue del capitel respecto a la viga. Cuando se produce dicha fisura, las armaduras de las vigas quedan descubiertas (Figuras 6.7c y 6.7d), perdiéndose adherencia para las armaduras continuas, y perdiéndose anclaje para las armaduras discontinuas. La pérdida de contacto entre el hormigón y las armaduras queda de manifiesto en las Figuras 6.7e y 6.7f, en las que puede apreciarse el dibujo de las corrugas de las armaduras en el hormigón, sin haber sufrido daños por deslizamiento.



Fig. 6.8. Pérdida de adherencia armadura pilar

La fisura entre pilar y nudo también afecta a la adherencia de la armadura interior del pilar, ya que genera un importante desplazamiento relativo entre el hormigón y el acero (Figura 6.8a) que termina puliendo la superficie de contacto entre ellos (Figura 6.8b).

En las probetas reforzadas con taco químico también se producía una separación de capiteles importante (Figura 6.9) que, a medida que se aumentaban los ciclos, provocaba la pérdida de adherencia de los tacos químicos, provocando además cierto daño en el hormigón adyacente.

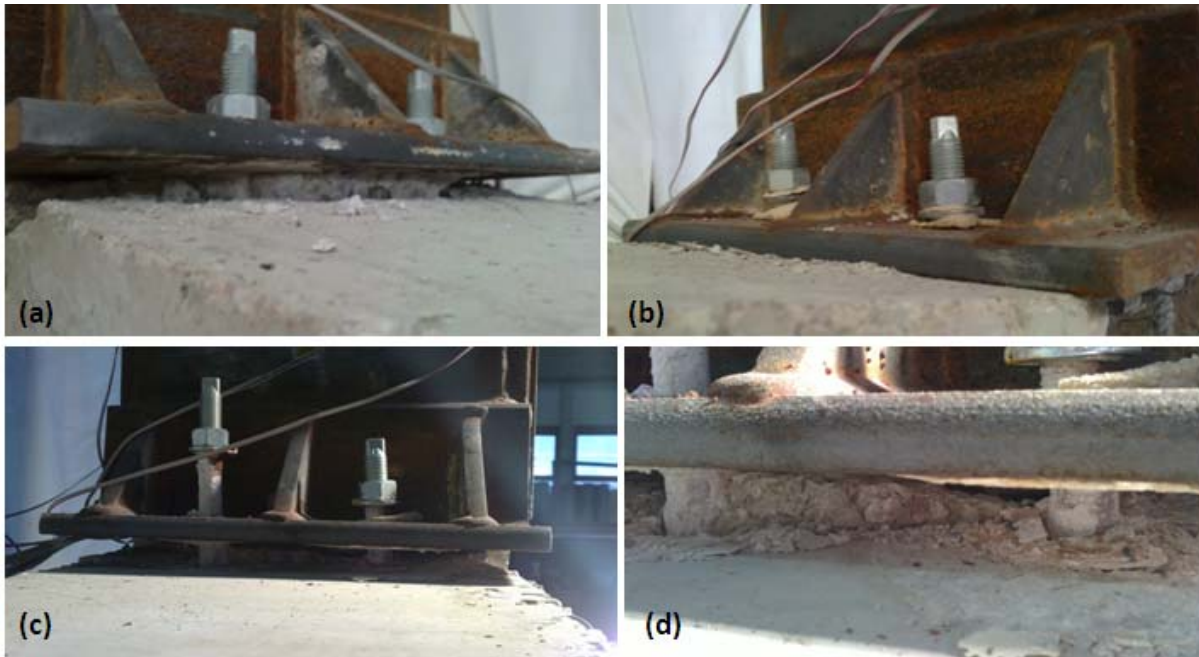


Fig. 6.9. Fallo del taco químico. Probetas A.CA.L0

El empleo de capiteles dota a las probetas de mayor resistencia, dado que aumenta el brazo mecánico para la flexión y, en cierta medida, aumenta el tamaño del nudo. El daño de las probetas tipo A.C.L0 y A.CA.L0 no solo se produce por flexión del pilar, como ocurría con las probetas A.W.L0, sino también por daños en el nudo y en las vigas (Figura 6.10).

El empleo de barras exteriores mejora en gran medida el comportamiento a flexión de las columnas, evitando la fuerte fisuración en el entronque pilar-nudo que se daba en el resto de probetas. De este modo, se evita el fallo de los pilares, pasando a producirse el fallo a los siguientes elementos más débiles. En el caso de las probetas A.VB.L0 el fallo se produjo en el nudo, como puede verse en la Figura 6.11. El capitel en este tipo de probetas solo se despega ligeramente por la deformación elástica de las barras exteriores (Figura 6.12a) en la cara del pilar sometida a tracción y, en la cara de compresión, puede apreciarse el daño en el hormigón de la viga ocasionado por la presión que ejerce el capitel sobre él (Figura 6.12b).



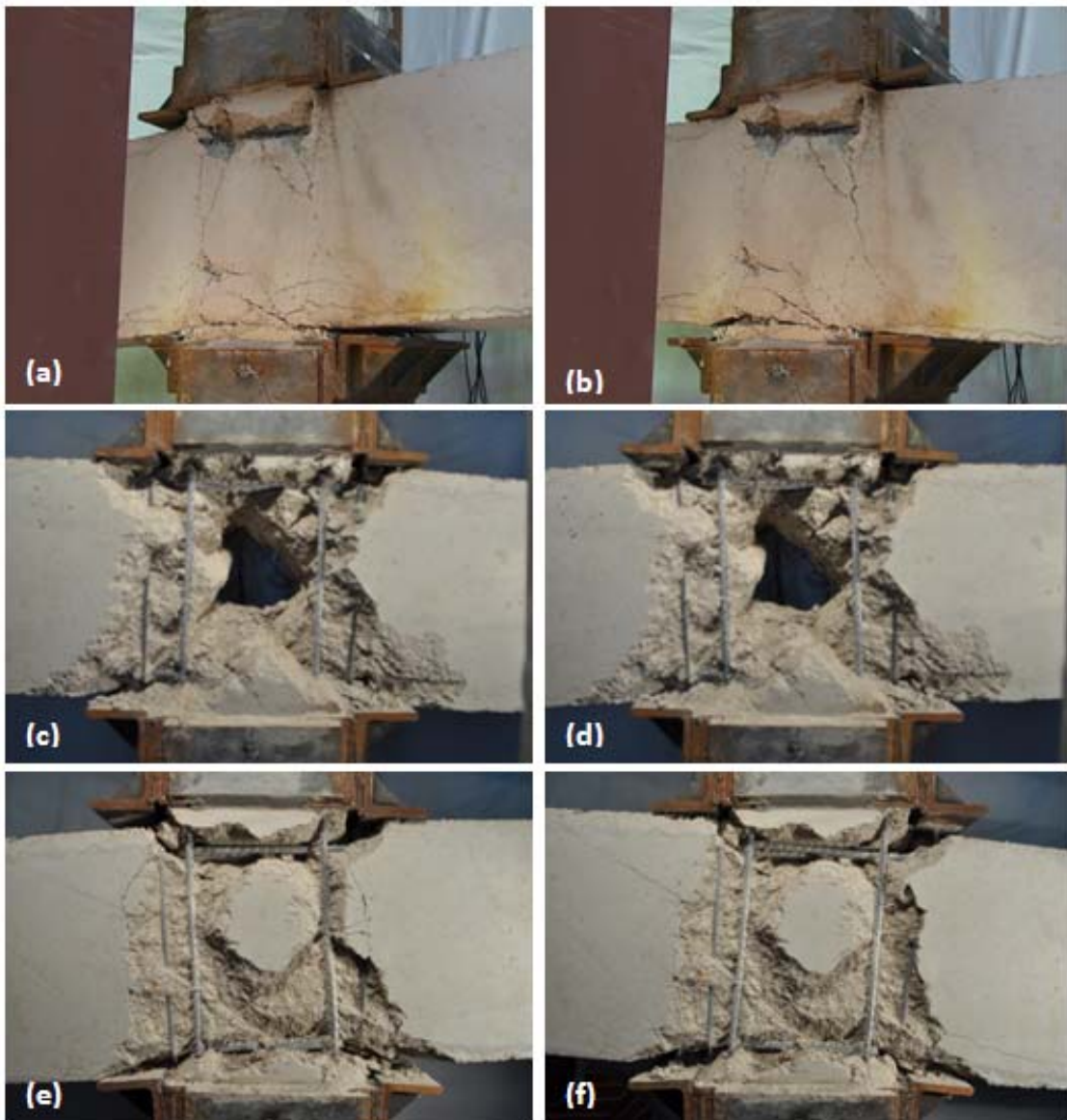


Fig. 6.10. Fotografías de daño en probetas con capiteles, sin y con taco químico. a) A.C.L0, b) A.CA.L0-1, c) A.CA.L0-2

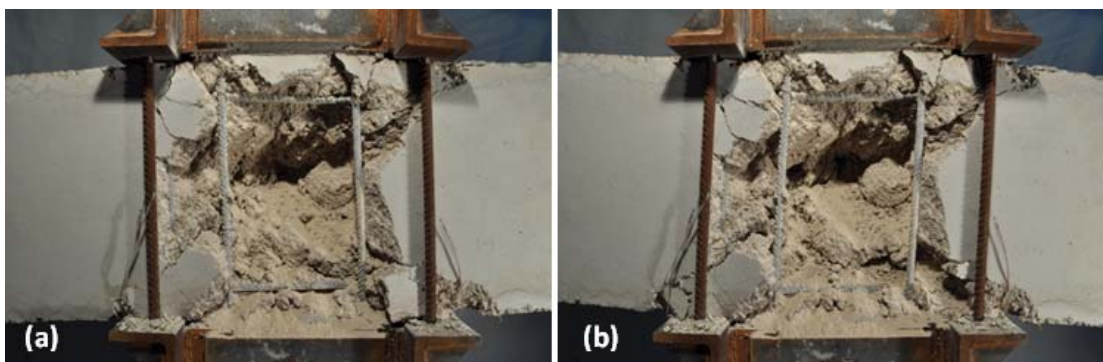


Fig. 6.11. Modos de fallo probetas Tipo A.VB.L0, Drift +/- 6%



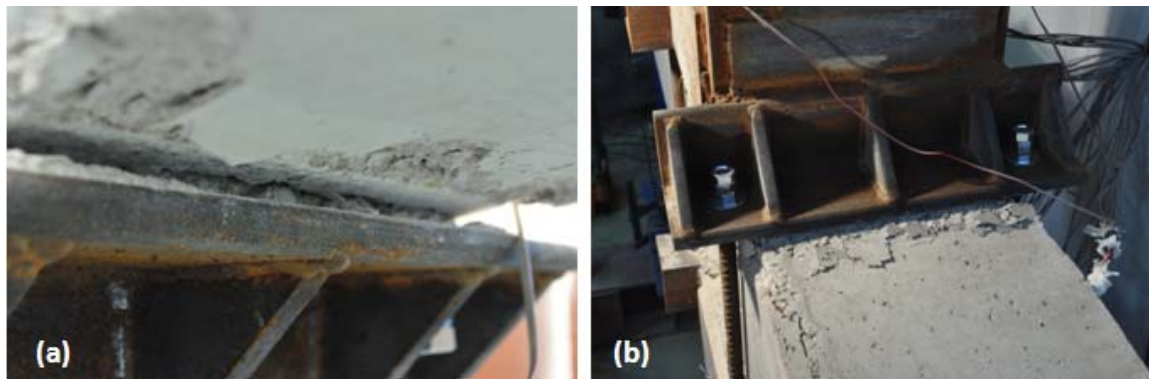


Fig. 6.12. Capiteles probetas A.VB.L0. a) despegue de capitel por tracción, b) aplastamiento del hormigón por compresión bajo el capitel

Como se comentaba anteriormente para el caso de las probetas Tipo S, las barras diagonales producen un efecto beneficioso sobre el nudo ya que, al permitir la transmisión directa de tracciones entre las columnas, se evita que ésta pase a través del nudo, reduciéndose así el cortante que actúa sobre él. Por este motivo, en las probetas A.DB.L0 el daño no se produce en el nudo, como es el caso de las probetas A.VB.L0, sino en los siguientes elementos más débiles, las vigas (Figura 6.13).

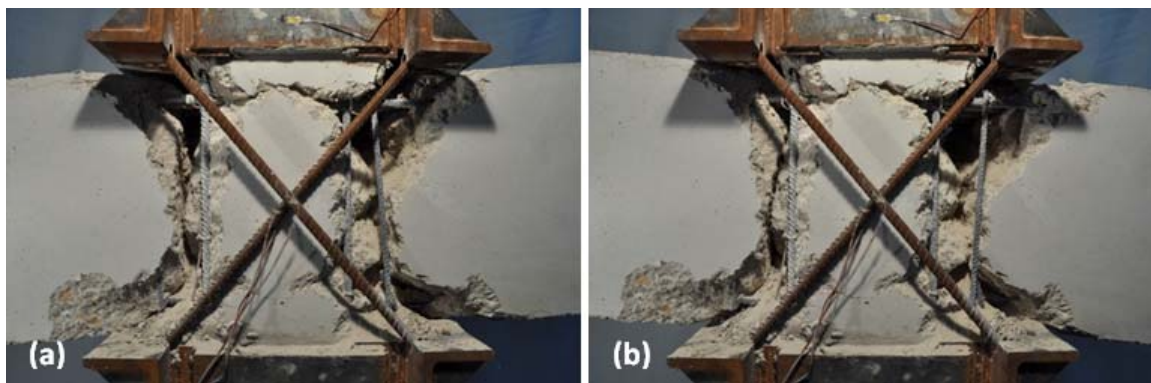


Fig. 6.13. Modos de fallo probetas Tipo A.DB.L0, Drift +/- 9%

En estas probetas, la barras exteriores alcanzan un nivel alto de deformación (Figura 5.33), similar a la deformación de rotura que se alcanzaban en las probetas S.DB.L0 (Figura 5.10). Ello indica que las barras diagonales han alcanzado su nivel máximo de resistencia, y es mantenida dúctilmente por medio de las deformaciones plásticas de las roscas (Figura 6.14).

El empleo de barras exteriores reduce la apertura de las fisuras en la base de la columna. Por ello, las armaduras de las vigas consiguen mantener mejor el contacto entre las armaduras de las vigas y el hormigón de la columna. Dadas las deformaciones cíclicas de las armaduras de las vigas bajo los esfuerzos de flexión, se producen desplazamientos relativos alternos entre las éstas y el hormigón, que provocan el daño a corte de las marcas de las corrugas y el alisado por fricción de la superficie, reduciéndose así la adherencia (Figura 6.15).

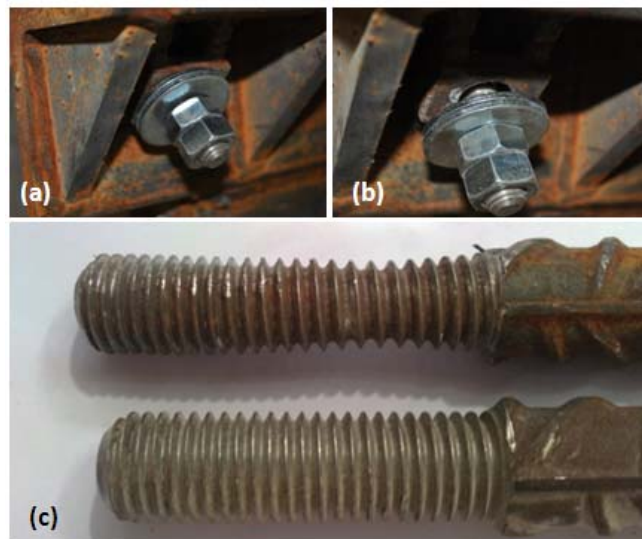


Fig. 6.14. Plastificación de la rosca de una de las barras diagonales de las probetas A.DB.L0. a) arandela presionando sobre el capitel en ciclo de tracción, b) arandela despegando del capitel en ciclo de compresión, c) deformaciones plásticas remanentes en rosca



Fig. 6.15. Lijado de las corrugas en el hormigón marcadas por las armaduras

### 6.2.3 Modo de fallo probetas Tipo A, $N \neq 0$

Las probetas Tipo A fueron diseñadas, del mismo modo que la probetas Tipo S, bajo el concepto de “viga fuerte/columna débil”, con la diferencia de que el armado interior presentaba diferente cuantía y diferente continuidad en el nudo entre tramos de vigas. En el grupo de probetas que a continuación se presentan se aplicó una carga axial sobre la columna correspondiente al 30% de la capacidad máxima de la sección de hormigón de la columna (Apartado 3.4.1.1).

El comportamiento de estas probetas queda muy condicionado por dicha carga axial, ya que somete a la columna a una carga de flexocompresión beneficiosa en términos de flexión, pero no frente a la compresión. Como se vio en el Apartado 5.4.1, las armaduras interiores del pilar no alcanzan tracciones importantes, al contrario como ocurría en las probetas sin carga axial (Apartado 5.2.1 y 5.3.1). Las armaduras interiores son comprimidas inicialmente tras la aplicación de la carga axial, e incrementan su deformación, positiva y negativamente, durante la aplicación de las cargas cíclicas. La

tracción no presenta valores importantes, y queda corroborado con la no existencia de fisuras importantes en el entronque de pilares y nudos. En cambio, la compresión a la que están sometidas es cada vez mayor y, dada la degradación cíclica que sufre el hormigón, se produce el pandeo de dichas armaduras (Figuras 6.16, 6.17, 6.18 y 6.20). Además, en la Figura 6.17f puede apreciarse, bajo la armadura pandeada, el dibujo de las corrugas de la armadura en el hormigón, indicando que no ha existido un desplazamiento relativo significativo entre las armaduras del pilar y el hormigón en el interior del nudo.

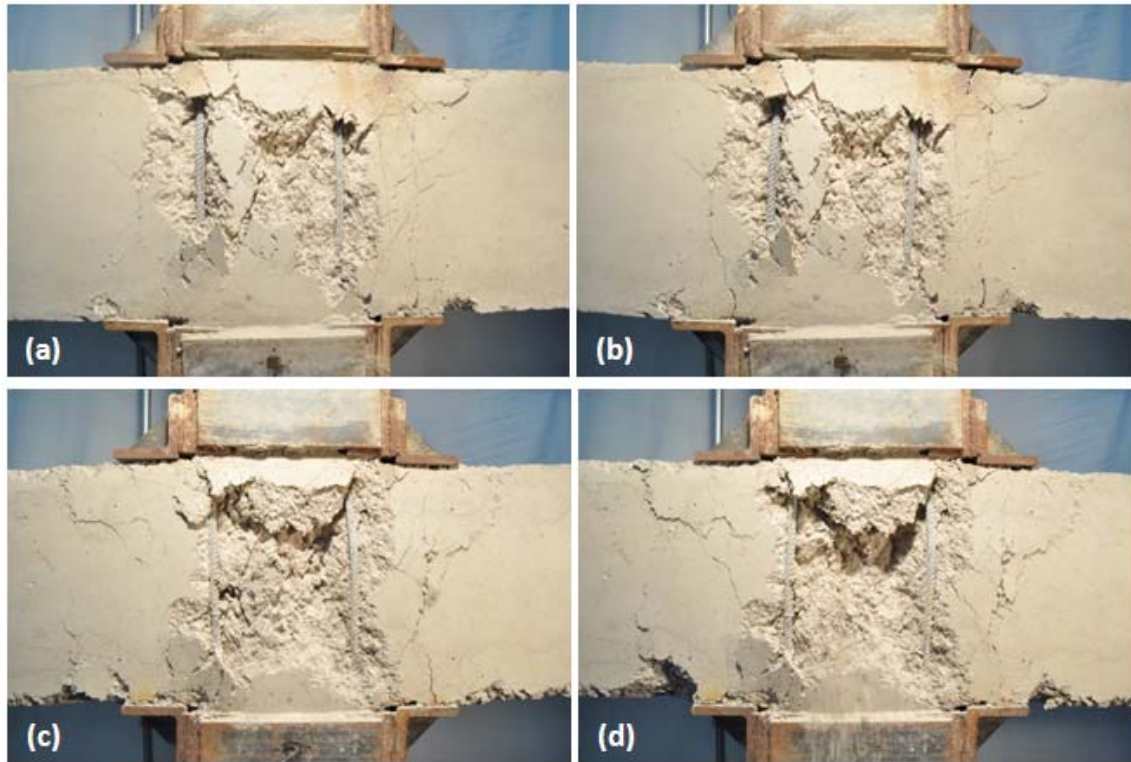


Fig. 6.16. Modos de fallo probetas Tipo A.CA.L1, Drift +/- 3.5%. a,b) probeta A.CA.L1-1, c,d) probeta A.CA.L1-2

El comportamiento cíclico a compresión del hormigón tiene un papel importante frente a cargas de flexocompresión y, en estos términos, el refuerzo metálico exterior presenta grandes beneficios. Por un lado, confina la sección de la columna, mejorando su capacidad de carga y, por otro lado, trabaja como sección mixta. Gracias a los capiteles, los angulares recogen un gran porcentaje de la carga de compresión a la que se ve sometida la cabeza comprimida de la sección mixta (Apartado 5.4.3). Por ello, las zonas de las vigas sobre las que reaccionan los capiteles sufren tensiones de compresión importantes (Figuras 6.17g y 6.17h).



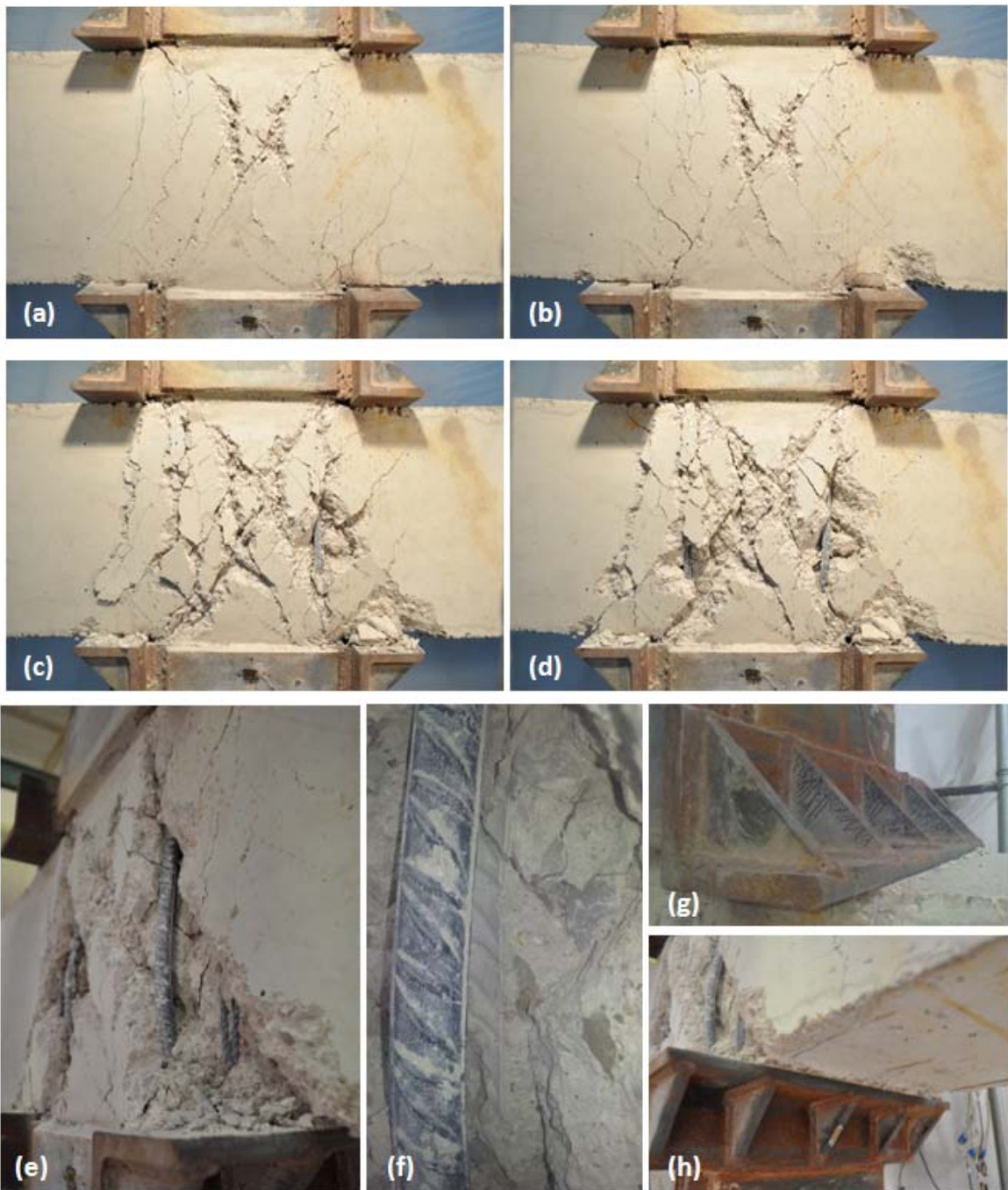


Fig. 6.17. Modos de fallo probeta A.C.L1. a,b) Drift +/- 3%, c,d) Drift +/- 3.5%, e,f) armadura interior de pilar pandeada, g,h) daños por presión entre capitel y viga.

Las bielas de compresión por cortante en el nudo en este tipo de probetas se ven afectadas por la carga axial. La compresión a la que se ve sometido el nudo es mayor y, como puede apreciarse en las fotografías, la inclinación de dichas fisuras varía respecto a la que se producían en las probetas sin axil. Dichos esfuerzos cíclicos de compresión terminan por producir la degradación del nudo y, por tanto, también reducen su rigidez y su capacidad adherente con las armaduras.

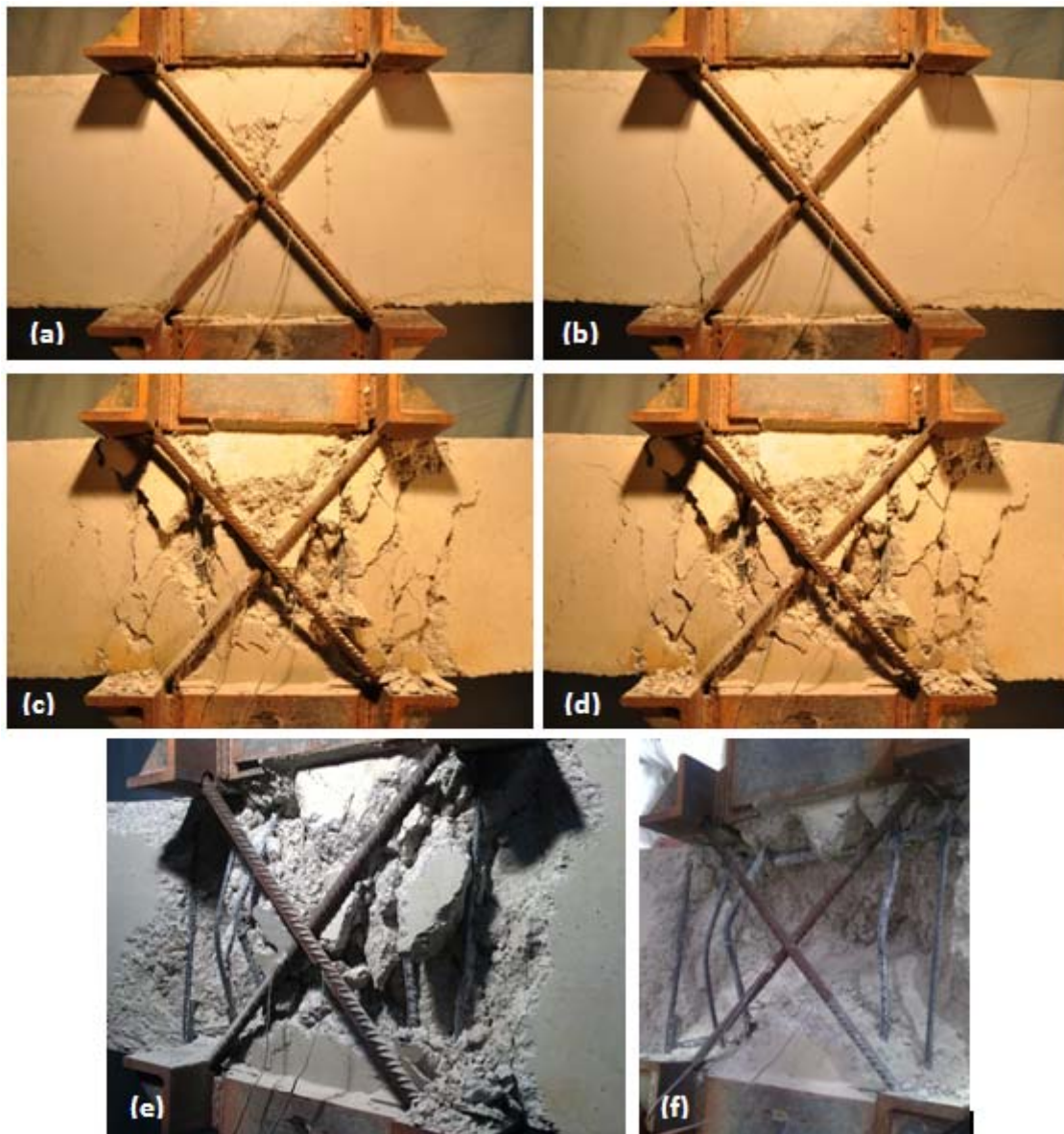


Fig. 6.18. Modos de fallo probeta A.DB.L1. a,b) probeta A.DB.L1-1 Drift +/- 2.5%, c,d) probeta A.DB.L1-2 Drift +/- 3.5%, g,h) estado final probeta A.DB.L1-2, pandeo de armaduras y núcleo de hormigón disgregado

Como se comentó en el Apartado 5.4.1, la carga axial presenta un efecto beneficioso sobre la adherencia de las armaduras de las vigas en el interior del nudo. En la probeta A.VB.L1-R las armaduras interiores discontinuas fueron soldadas para asegurar su continuidad. En su ensayo se produjo la plastificación de éstas, llegando a su rotura (Figura 6.22). Por tanto, las cotas máximas de la resistencia de las vigas son las alcanzadas en este ensayo (Figura 4.34b), 90 y 50 KN de fuerza cortante aplicada por los actuadores en el sentido de la gravedad (momentos flectores negativos) y en el sentido ascendente (momentos flectores positivos) respectivamente. En muchas de las probetas se obtiene una carga máxima gravitatoria cercana al máximo de 90 KN, excepto en las probetas con menor valor de carga axial, A.CA.L1, en las cuales la adherencia de las armaduras resulta menor. De forma similar ocurre para las cargas aplicadas ascendentemente, pero en este caso solamente las probetas más cargadas axialmente se aproximan al valor de 50 KN. Ello es debido a

que para momentos positivos dicha resistencia debe ser alcanzada únicamente por las dos armaduras solapadas, mientras que para momentos negativos existen además tres armaduras continuas de mayor calibre. En las Figuras 6.17, 6.18 y 6.20 pueden verse las fisuras que se producen en las probetas en el entronque entre vigas y nudos, tanto para momentos positivos como negativos. Una muestra de la sollicitación a la que quedaban sometidas las vigas queda reflejada en la Figura 6.19, en la que se muestran las fisuras de flexión negativa de la probeta A.DB.L1, tanto transversales como longitudinales, marcando la posición de las armaduras interiores.



Fig. 6.19. Fisuras de flexión en una viga de la probeta A.DB.L1-2

Las armaduras verticales de la probeta A.VB.L1 no alcanzan valores mayores a  $1500 \mu\epsilon$  (Figura 5.51), por tanto, no se produce su plastificación. En cambio, en la Figura 6.20f puede apreciarse la holgura remanente entre las arandelas colocadas en la rosca y el capitel, que se debe, en gran medida, al acortamiento vertical del nudo debido a la degradación del mismo.

La probeta A.C.L1 fue reutilizada tras su ensayo para ser reforzada y reensayada (probeta A.VB.L1-R). La Figura 6.21 muestra el estado de la probeta original tras ser retirado el material dañado del nudo. La totalidad del nudo y gran parte de los extremos de las vigas bajo los capiteles quedó seriamente dañada. Gran parte del material del nudo quedó disgregado, y el resto permanecía en su posición en forma de bloques. En las fotografías de las Figuras 6.21b y 6.21c se aprecian las armaduras superiores e inferiores de las vigas respectivamente, las cuales se soldaron para conseguir su continuidad (Figuras 6.21d y 6.21e). El interior del nudo fue restituido por otro material de mayor resistencia, un Grout fluido de 50 MPa.

La Figura 6.22 presenta el estado de la probeta A.VB.L1-R en varias fases del ensayo. En el nudo se produce una fisuración diagonal en la que aumenta su apertura hasta el desplazamiento Drift 3.50%, pero que vuelve a cerrarse cuando cesa la sollicitación. En cambio, la fisuración continúa siempre en aumento en las vigas para momentos positivos y para momentos negativos, hasta que, con el paso de los ciclos, la zona de compresión inferior de las vigas sufre una fuerte degradación que termina con la pérdida de material. De este modo, queda reducida la capacidad de la sección de las vigas para resistir esfuerzos flectores y cortantes.



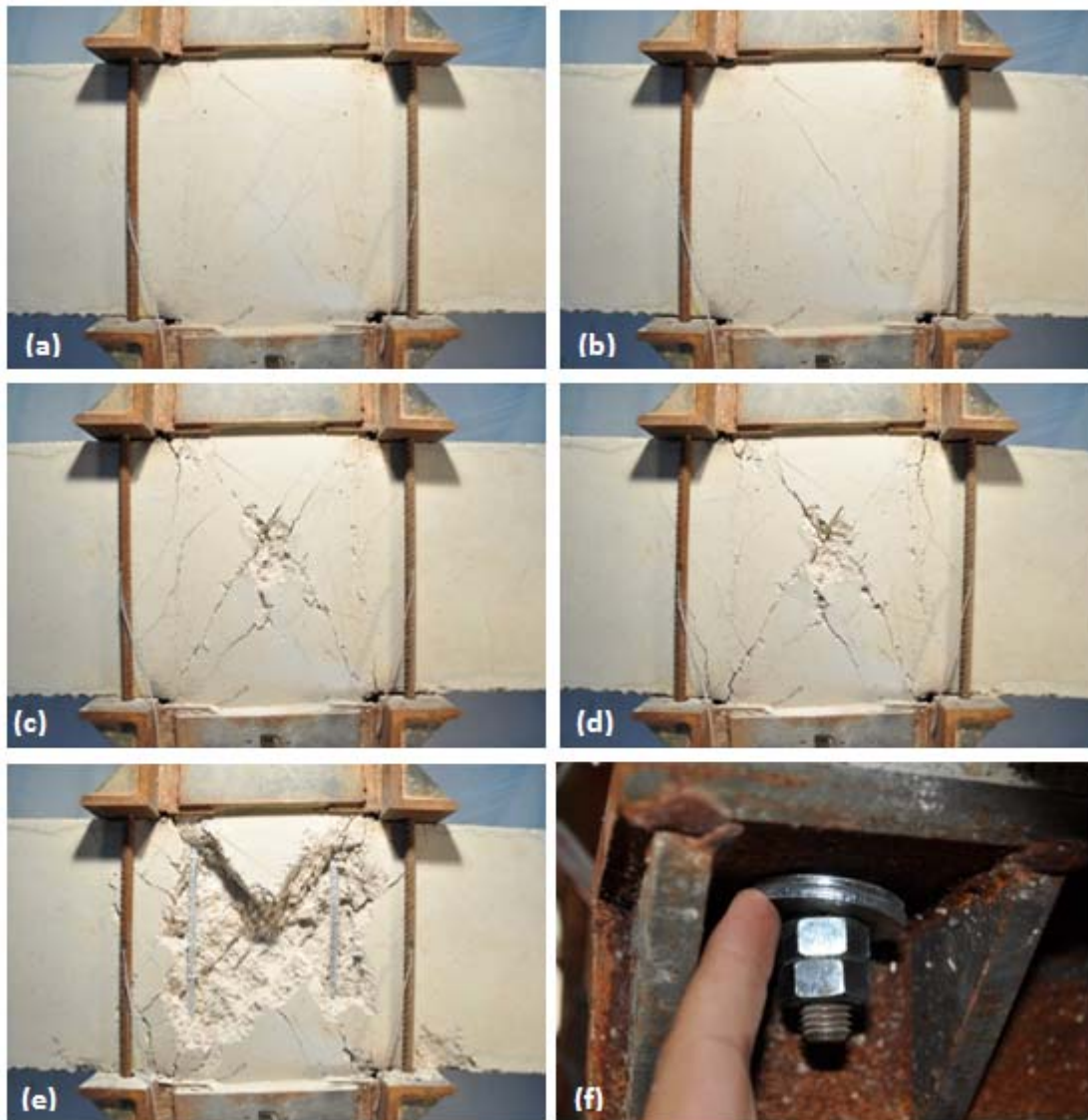


Fig. 6.20. Modos de fallo probeta A.VB.L1. a,b) Drift +/- 1.5%, c,d) Drift +/- 3%., e) estado final del nudo después del ensayo, f) holgura remanente entre arandelas de una barra exterior vertical y capitel

La armadura inferior de la viga, se comprime y pandea frente a cargas en el sentido de la gravedad (Figura 6.22g), y se tracciona frente a cargas ascendentes, llegando a producirse su rotura (Figuras 6.22h y 6.22i), posible gracias al solape adecuado de ésta conseguido mediante soldadura. Los elementos más débiles resultaron ser las vigas, sin provocar daños en las columnas ni en el nudo.



Fig. 6.21. Reparación de probeta A.VB.L1-R. a) Vaciado del material dañado del nudo, b) vista de armaduras superiores de viga, c) vista de armaduras inferiores de viga, d) y e) soldadura de armaduras solapadas superiores e inferiores

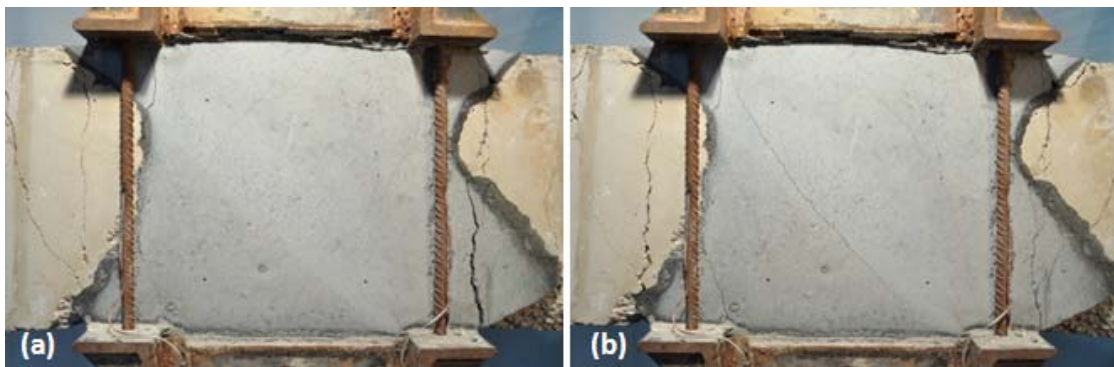


Fig. 6.22. Modos de fallo probeta A.VB.L1-R. a,b) Drift +/- 2.5%, c,d) Drift +/- 3.5%, e,f) Drift +/- 4.5%, g) pandeo por compresión de armadura inferior, h) tracción de armadura inferior, i) rotura por tracción de armadura inferior, j) estado de daño final



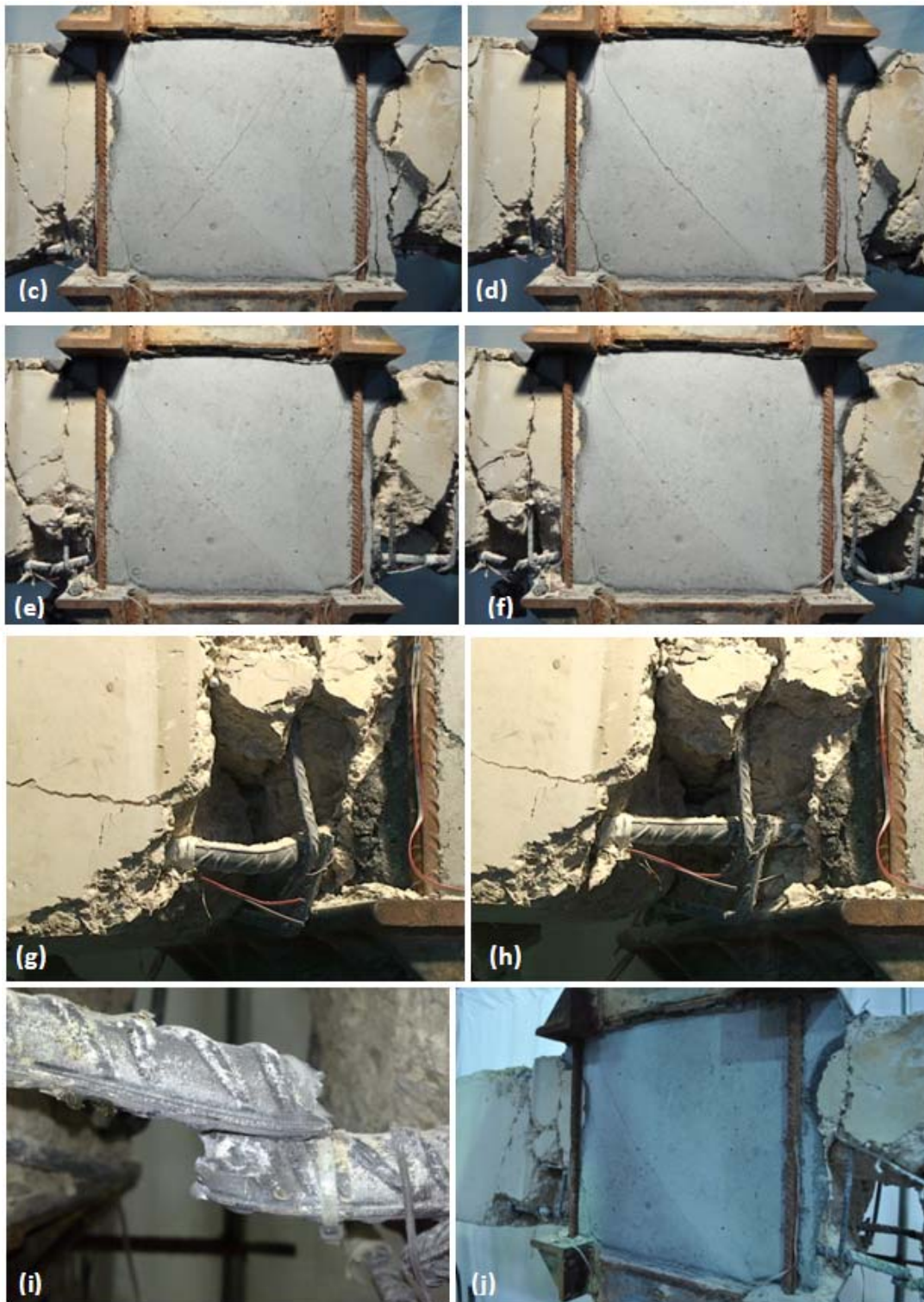


Fig. 6.22. Modos de fallo probeta A.VB.L1-R. a,b) Drift +/- 2.5%, c,d) Drift +/- 3.5%, e,f) Drift +/- 4.5%, g) pandeo por compresión de armadura inferior, h) tracción de armadura inferior, i) rotura por tracción de armadura inferior, j) estado de daño final

#### **6.2.4 Modos de fallo generales**

Las probetas se han ejecutado con un diseño de “viga fuerte-pilar débil”. En este tipo de estructuras, el fallo suele tener lugar en las columnas, las cuales terminan fallando por falta de confinamiento, de resistencia a flexión, o de resistencia a cortante, poniendo en grave riesgo la estabilidad de la estructura. El empleo del encamisado metálico en las columnas logra evitar de forma eficaz el daño en las mismas, trasladándose el fallo a las siguientes zonas más débiles.

En el programa experimental realizado se han encontrado daños en las columnas en su unión al nudo, daños en las vigas, y daños en el propio nudo. Además, también se han producido daños en los elementos de refuerzo empleados para las conexiones, como son las barras exteriores y los tacos químicos. En la Figura 6.23 se muestran diferentes fotografías de los fallos observados.

Cuando la columna se refuerza con angulares y presillas sin ningún tipo de conexión exterior con el nudo, y no se aplica carga axil sobre ella, el fallo se produce por plastificación de la sección de entronque columna-nudo (Figura 6.23a), como parte débil de la columna reforzada. Es en estas secciones donde se concentran la mayor parte de las deformaciones.

Cabe notar la importante separación que se produce entre el capitel y la viga sobre la que apoyaba, como resultado la concentración de deformaciones mencionada en la sección de entronque (Figura 6.23f). Es por ello que tras varios ciclos se termina produciendo el fallo por anclaje de los tacos químicos.

Estas grandes fisuras en la conexión columna-nudo también puede ocasionar la rotura de las barras diagonales empleadas para la conexión de las columnas (Figura 6.23e), las cuales no han sido capaces de impedir o acompañar tal deformación.

En otras situaciones en las que la columna y sus conexiones han sido suficientemente fuertes y dúctiles para soportar la flexión (Figura 6.23c), se ha podido observar un daño importante en el nudo producido por esfuerzo cortante, manifestado por la fisuración diagonal que se genera en el mismo.

Cuando la presencia de la carga axil y las conexiones de las columnas consiguen que la columna y el nudo sean más fuertes que las vigas, nos encontramos con fallos por flexión en éstas, tanto en la parte superior como inferior de las mismas, como puede verse en la Figura 6.23b.

La Figura 6.23d muestra el daño de la probeta A.VB.L1-R. Esta probeta surge de la reparación y el refuerzo de la probeta A.C.L1 tras ser ensayada, la cual presentó daños severos en el nudo. Tras su reensayo se ha podido observar que el daño se traslada fuera del nudo, siendo en las vigas donde finalmente se produce el fallo.



Fig. 6.23. Fotografías de los principales modos de fallo. a) fallo por flexión en uniones soporte-nudo (espécimen A.W.L0-2). b) fallo por flexión positiva y negativa en vigas (espécimen A.DB.L1-1). c) fallo por cortante en el nudo (espécimen S.VB.L0-1). d) fallo trasladado a las vigas tras la reparación espécimen (espécimen A.VB.L1-R). e) fallo por tracción de barras las exteriores (espécimen S.DB.L0-1). f) fallo por arrancamiento del taco químico (espécimen A.CA.L0-2)

### **6.3 Pautas de comportamiento del nudo**

En este apartado se comentan las principales pautas de comportamiento que tienen lugar en el nudo y en su interfaz con las columnas y las vigas. En él se incluye el cálculo seccional de las columnas en la sección de entronque con el nudo, que permite conocer, de forma cualitativa, el comportamiento de este contacto. Además se estudia cómo se transmiten las fuerzas de adherencia de las armaduras interiores a través del nudo, y se incluyen unos modelos conceptuales de bielas y tirantes simplificados, que pretenden establecer las pautas de los factores que intervienen en el valor del esfuerzo cortante que actúa sobre el nudo.

### **6.3.1 Pautas de comportamiento de las armaduras de los pilares**

Las columnas de las probetas se ejecutaron con una cuantía baja de armadura, por lo que éstas quedaban sometidas a elevadas tracciones cuando la columna era excitada a flexión. En la Figura 6.24 se representan las leyes de deformaciones y de tensiones rasantes de las armaduras interiores de los pilares para tres casos de probetas (S.VB.L0, A.C.L0 y A.DB.L1), a partir de las cuales analiza el comportamiento de la adherencia en el interior del nudo y su evolución con los ciclos de carga.

En la Figura 6.7 se mostraba la fisuración que se producía en el encuentro entre la columna y el nudo, la cual tenía lugar debido a la concentración de las deformaciones de la columna en esa sección y a la deformación de la armadura interior, principalmente en el interior del nudo. En la Figura 6.24b puede observarse la gran deformación de las armaduras interiores a través de todo el nudo, que llega incluso a desarrollarse en la zona empresillada del pilar opuesto, zona donde la armadura debería encontrarse comprimida. Este hecho refleja la pérdida de adherencia casi total de las armaduras en el interior del nudo para el desplazamiento lateral Drift 1.5%. Para el desplazamiento Drift 0.25% (Figura 6.24a) los esfuerzos son menores y la armadura queda anclada en el interior del nudo. También se observa en ambas figuras las zonas donde se produce el anclaje de las armaduras, representado por las tensiones tangenciales de adherencia que se producen entre las armaduras y el hormigón. Para el Drift 1.5% puede observarse que la adherencia en el nudo no es suficiente para disipar las tracciones de la armadura, y el anclaje se traslada hacia la zona del pilar donde, gracias al confinamiento del empresillado, las tensiones rasantes capaces de desarrollarse son mayores.

En la probeta S.VB.L0 (Figura 6.24c y 6.24d) se utilizaron barras verticales para mejorar la capacidad de flexión de la unión, y gracias a ellas la carga soportada por las probetas aumentó considerablemente, y también se reducía la fisuración en la base. Además, en este caso la pérdida de adherencia de las armaduras del pilar no resultó tan acusada como en el caso de las probetas A.C.L0. La máxima deformación de las armaduras se producía en la base, y disminuía hacia ambos sentidos. Hacia el nudo, la adherencia de éstas en el interior del nudo conseguía disipar la totalidad de las tracciones para el Drift 1.5% y, en el otro sentido, ésta tracción casi quedaba totalmente disipada un reducido tramo de pilar gracias al confinamiento proporcionado por el empresillado. Cabe destacar que las tensiones rasantes de adherencia de las armaduras son mayores en las zonas donde se producen las compresiones de flexión de las vigas (ver sentido de las acciones).

La carga axial sobre las columnas hace variar el comportamiento de las armaduras interiores. Las columnas quedan sometidas a flexocompresión y apenas se producen tracciones en las armaduras de los pilares (Figuras 6.24e y 6.24f). En cambio, sí se detectan deformaciones de compresión en la zona comprimida, la cual queda disipada en la primera mitad del nudo. Dado que las armaduras no presentan variaciones de deformación importantes, no se aprecia la degradación de la adherencia para estos desplazamientos.

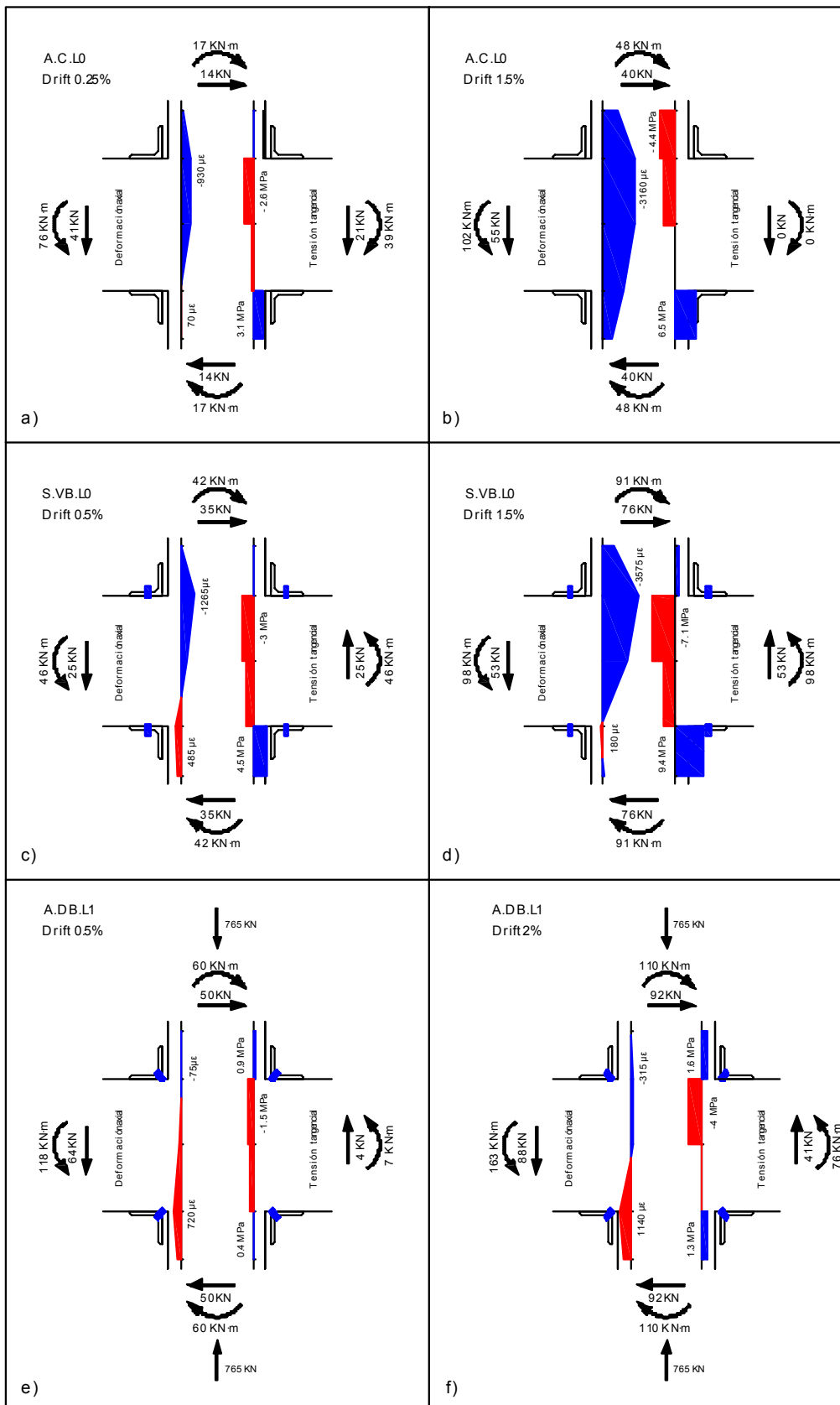


Fig. 6.24. Deformaciones y tensiones rasantes de armaduras interiores de pilares. a y b) probeta A.CA.L0, c y d) probeta S.VB.L0, e y f) probeta A.DB.L1

### 6.3.2 Pautas de comportamiento de las columnas

Las Figuras 6.25 y 6.26 muestran el equilibrio de fuerzas en la sección de entronque de las columnas con el nudo (sin y con carga axial respectivamente) para diferentes estados de deformación. En ellas se representa la sección de hormigón armado y los capiteles con las fuerzas actuantes sobre la columna y con las fuerzas que ejercen las armaduras interiores y las barras exteriores. Como resultado se obtiene la tensión a la que está sometido el hormigón del nudo, y el cociente ( $\eta$ ) entre ésta y la resistencia media obtenida en los ensayos de compresión simple de las probetas cilíndricas ( $f_c$ , Tabla 3.3 del Capítulo 3).

En este estudio se ha considerado la resistencia del hormigón, las cargas aplicadas y el refuerzo de nudo empleado. El cálculo seccional ha sido realizado a partir de los resultados obtenidos en los ensayos, considerándose las siguientes hipótesis de partida:

- Los valores de las fuerzas sobre la probeta han sido tomadas de las medidas de las células de carga en cada momento.
- Se considera que la sección permanece plana, por tanto se desprecia el desplazamiento relativo que pueda existir entre los angulares y el hormigón como sección mixta, y se desprecia además la deformación que pueda producirse en los capiteles.
- Se considera un comportamiento elástico y lineal del hormigón en compresión, sin tener en cuenta la variación de rigidez que se produce por la degradación cíclica del material, ni la variación de rigidez producida por el confinamiento de la sección. La resistencia a tracción del hormigón también es despreciada.
- La tensión de las armaduras interiores y exteriores ha sido obtenida a partir de las deformaciones medidas por las galgas extensométricas y su correspondencia con los ensayos de tracción de las armaduras. Se representan en color azul las tracciones, y en color rojo las compresiones. Esta consideración permite conocer la deformación de la armadura en cada momento independientemente de la deformación del hormigón. De este modo se recoge el fenómeno de la pérdida de adherencia.
- El modelo supone un correcto contacto capitel-viga, despreciando la posible holgura inicial de contacto, la cual solo tiene incidencia para los primeros ciclos de carga.

Con este análisis se valora por tanto la importancia de la adherencia y de la transmisión de esfuerzos a través del nudo, y se determinan de este modo las principales pautas de comportamiento de las columnas junto con el refuerzo metálico.

Las Figuras 6.25a y 6.25b muestran la comprobación seccional de la probeta A.W.L0 para dos desplazamientos diferentes (Drift 0.75% y Drift 4%). En este caso la columna resultó la parte más débil del conjunto, y su fallo se produjo por plastificación de las armaduras, manteniendo la ductilidad satisfactoriamente. Para ambos desplazamientos observamos que la fuerza sobre la columna es la misma, en cambio, no lo es el estado tensional de las armaduras ni el estado tensional



del hormigón. Para el Drift 0.75% la armadura de tracción ha alcanzado su tensión máxima, mientras que la armadura de compresión no está solicitada, pero a medida que avanzan los ciclos de carga, la adherencia de las armaduras a través del nudo se degrada y ambas armaduras quedan sometidas a un alto nivel tensional. Por ello, para el Drift 4% las tensiones en el hormigón aumentan considerablemente (de 11 a 17 MPa), dado que la armadura de la zona de compresión (sometida a tracción por el pilar inferior) está realizando su anclaje en la columna superior. Este fenómeno también ha sido observado en el resto de probetas en las que las columnas se sometían a flexión simple.

El empleo de capiteles metálicos soldados al refuerzo de la columna (Figuras 6.25c y 6.25d) permite aumentar el brazo mecánico de la sección y, por tanto, su capacidad de flexión, siendo en el capitel donde mayor concentración de fuerzas se produce, ya que la sección pivota sobre él. Además, éste también permite reducir la tensión a la que queda sometido el hormigón, pasando de 17 MPa cuando no se utilizan capiteles, a 9.6 MPa cuando sí que se utilizan.

La unión de los capiteles mediante barras verticales aporta una cuantía de acero mayor que participa en la flexión de la columna; por ello, la carga última de ésta llega a duplicar la carga máxima de la probeta A.C.L0. En este tipo refuerzo (Figuras 6.25e y 6.25f), ambas barras exteriores trabajan continuamente, independientemente del sentido de carga, tal y como ocurre con las armaduras interiores cuando éstas han perdido la adherencia dentro del nudo (comentado en el Apartado 5.2.2). Del mismo modo, las fuerzas de tracción de las barras verticales en la zona de compresión producen un esfuerzo adicional sobre el hormigón del nudo.

En cambio, las barras diagonales solo trabajan en una dirección de desplazamiento, por tanto no se genera ninguna tensión adicional sobre el nudo. Nótese que los esfuerzos sobre las columnas y las fuerzas de las armaduras interiores de las Figuras 6.25f y 6.25h no son muy diferentes, en cambio la tensión sobre el hormigón queda duplicada en el caso del empleo de las barras verticales, llegando a valores cercanos a la resistencia de compresión del hormigón (91% de  $f_c$ ). Por otro lado, la inclinación de las barras diagonales reduce su efectividad en la flexión de la columna y se alcanza la rotura de éstas (Figura 6.25i), momento a partir del cual su comportamiento se asemeja al de la probeta A.C.L0 (Figura 6.25d). Otra particularidad de las barras diagonales es que introducen un cortante adicional sobre la columna debido a su componente horizontal, por tanto no debe ser desestimado en el diseño.

Cuando las probetas se someten a una carga axial elevada (Figuras 6.26) el comportamiento cambia considerablemente. El axil beneficia la respuesta a flexión de la columna de tal manera que las armaduras interiores no presentan tensiones de tracción relevantes, y los fenómenos de pérdida de adherencia no se producen. Ello permite además que las armaduras de la zona de compresión puedan participar para ciclos bajos-medios, pero las altas tensiones cíclicas que se producen en el hormigón del nudo provocan la degradación del nudo, que a su vez causa el pandeo de todas las armaduras interiores y la pérdida de tracción de las barra exteriores (Drift 3.5% de la Figura 6.26). Solamente en el caso de la probeta A.VB.L1-R continúan trabajando las armaduras interiores y exteriores para desplazamientos altos, dado que en ésta el nudo no experimenta tal degradación. La relación entre la tensión sobre el nudo y la resistencia del hormigón no supera el 30%, mientras que para el resto de casos ronda el 45-55%. Por este motivo la respuesta de las probetas cargadas con

alto nivel axial no depende del empleo o no de barras exteriores ni de su forma de colocación, sino que el comportamiento viene dominado por los esfuerzos de compresión en el nudo.

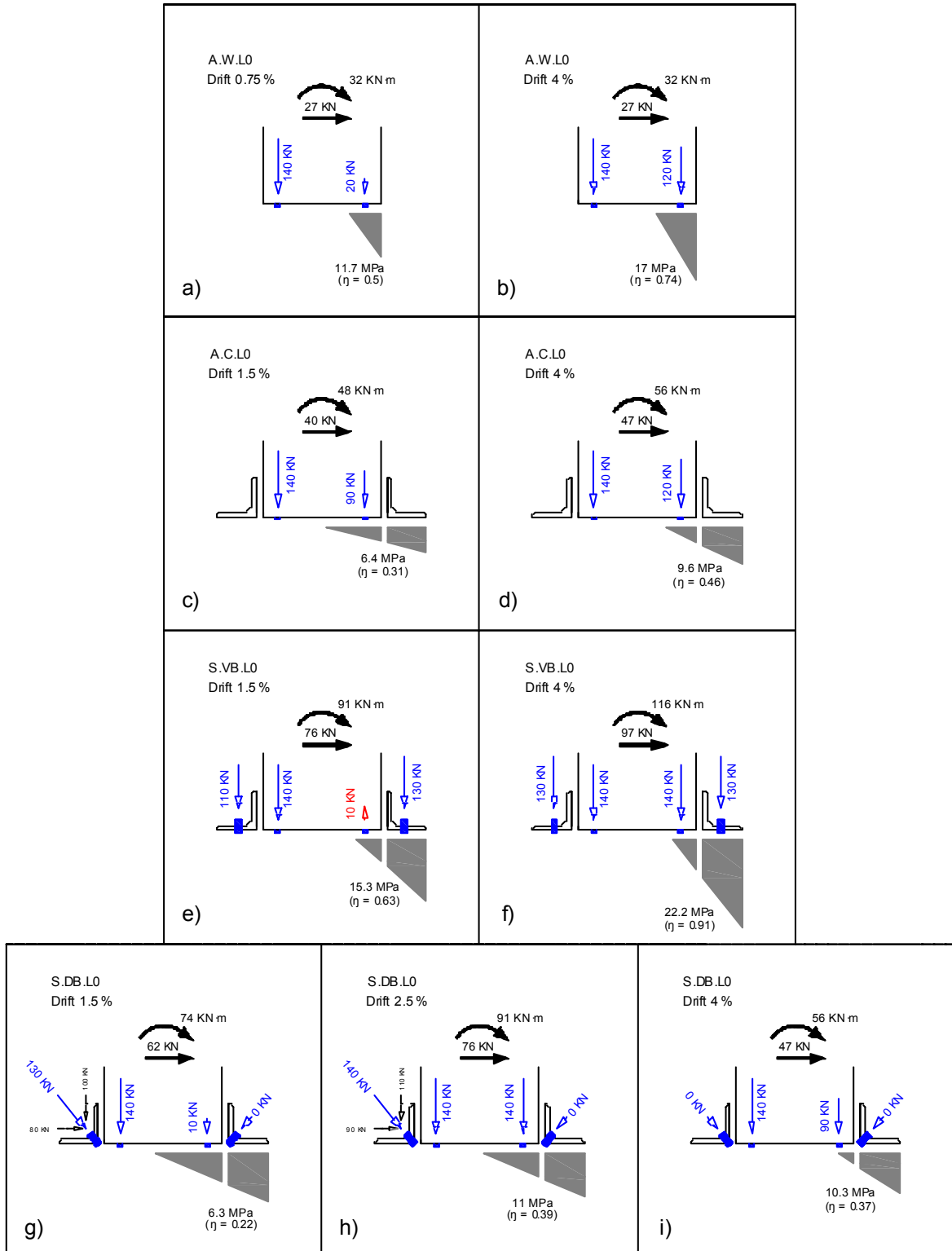


Fig. 6.25. Comprobación seccional de columnas. N=0. a y b) probetas A.W.L0; c y d) probeta A.C.L0; e y f) probeta S.VB.L0; g, h e i) probeta S.DB.L0



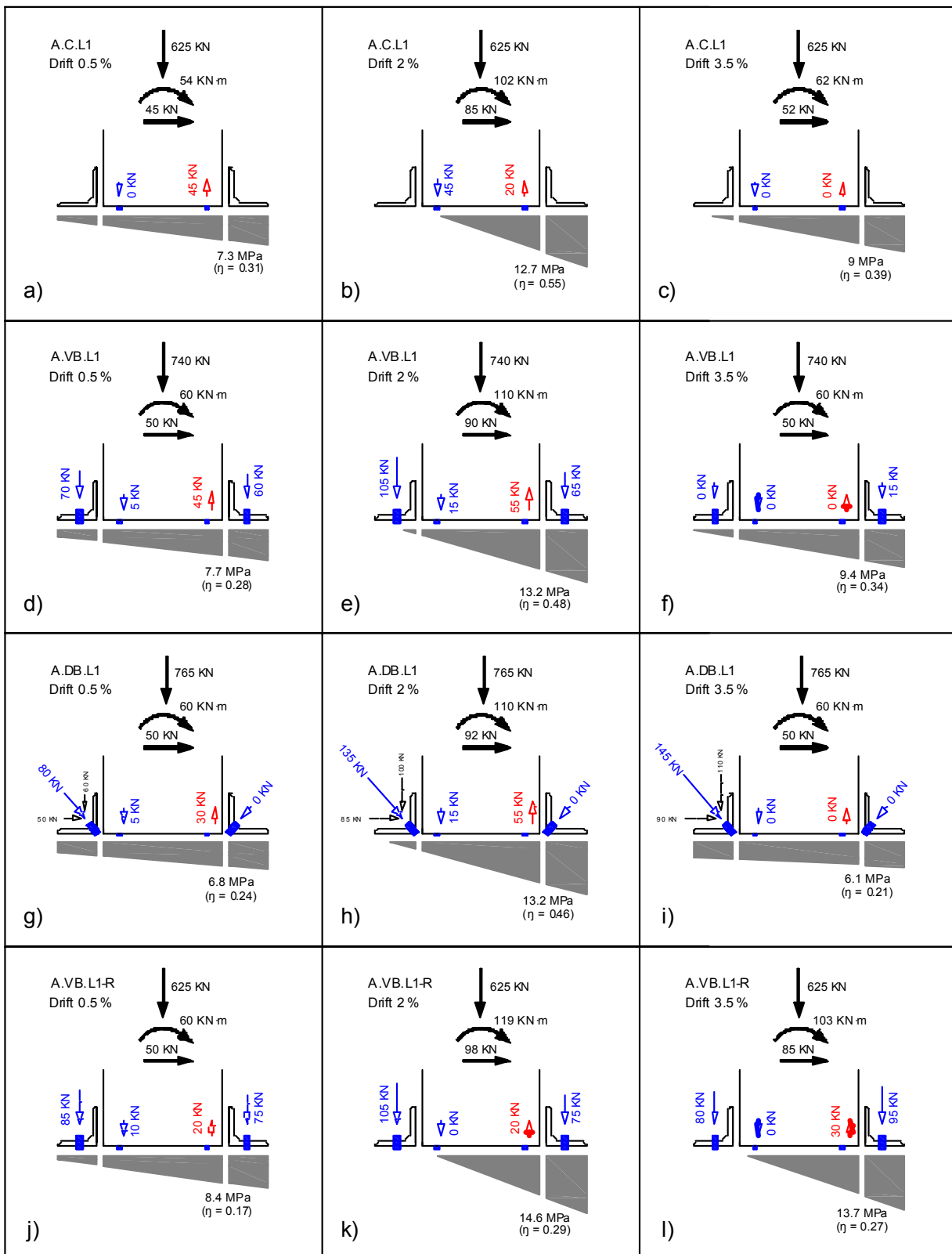


Fig. 6.26. Comprobación seccional de columnas. N=0. a, b y c) probetas A.C.L1; d, e y f) probeta A.VB.L1; g, h e i) probeta A.DB.L1; j, k y l) probeta A.VB.L1-R

### 6.3.3 Pautas de comportamiento armaduras vigas

Del mismo modo como ocurre con las armaduras del pilar, las armaduras de las vigas tienen un comportamiento similar en cuanto a la transmisión de esfuerzos a través del nudo. Se encuentran los mismos fenómenos de degradación cíclica de la adherencia y concentración de tensiones rasantes en las zonas comprimidas.

Las probetas S.VB.L0 se ejecutaron con una cuantía elevada de armadura simétrica en ambas caras de ésta. Por tanto los esfuerzos que actúan en cada una de las vigas son del mismo valor pero en sentido contrario. Del mismo modo también es simétrico el comportamiento de sus armaduras interiores. En las Figuras 6.27a y 6.27b se representa la ley de deformaciones de éstas a través del nudo. Puede observarse que las tracciones se mantienen casi constantes hasta la mitad del nudo, en adelante comienza a producirse el anclaje gracias a la compresión que genera la flexión del pilar, pero la degradación cíclica de la adherencia, unido al incremento de esfuerzos sobre las vigas, hace que no se consigan transmitir toda la fuerza de tracción en el interior del nudo. Las leyes de tensiones tangenciales de estas armaduras quedan representadas en las Figuras 6.28a y 6.28b.

La probeta A.C.L0, a diferencia de la S.VB.L0, se ejecutó con menor cuantía de armadura en las vigas (además no simétrica y algunas de ellas discontinuas) y sin barras exteriores de conexión entre columna y nudo. En esta probeta se generaba una fisura de gran importancia entre las columnas y el nudo, perdiéndose el contacto entre ambos en gran parte de la sección y, conforme aumentaba el desplazamiento lateral la columna, ésta pivotaba cada vez más sobre el capitel. Debido a la diferencia de cuantía de armaduras en las vigas de las probetas S.VB.L0 y A.C.L0, para un esfuerzo similar sobre las vigas (Figuras 6.27a y 6.27d), las deformaciones de las armaduras no son las mismas. Por tanto, la pérdida de la adherencia es más acusada en estas últimas, que unido a la pérdida de confinamiento en las armaduras en el nudo causada por la fisuración de la base de la columna, hace que las armaduras pasen a través del nudo sin poder transmitir fuerzas de tracción. Es en la zona opuesta del nudo (bajo el capitel) donde se produce parte del anclaje de las armaduras (Figura 6.28d).

En las Figuras 6.27e, 6.27f, 6.28e y 6.28f puede apreciarse el efecto beneficioso del axil en la adherencia de las armaduras. Gracias a la tensión normal que produce la compresión del pilar sobre las armaduras de las vigas, las tensiones tangenciales que el hormigón es capaz de soportar aumentan, y a pesar de la alta tracción a la que quedan sometidas las armaduras, éstas efectúan un anclaje importante en el interior del nudo.

El papel de la adherencia todavía es más importante cuando tenemos armaduras discontinuas, ya que cuando ésta se pierde en el nudo, la armadura no continúa fuera del nudo para poder realizar el anclaje en la zona opuesta al nudo. La degradación de la adherencia dentro del nudo de las armaduras discontinuas superiores (BA4) de la probeta A.C.L0 conlleva a la pérdida de eficacia de éstas, su deformación se reduce en el Drift 1.5%, a pesar de actuar mayores esfuerzos sobre las vigas (Figuras 6.29a y 6.29b). Pero en las probetas A.DB.L1 (Figuras 6.29c y 6.29d) no se produce el mismo fenómeno, y sus armaduras superiores continúan aumentando su deformación gracias a la mejora de anclaje que proporciona la carga axial de la columna.

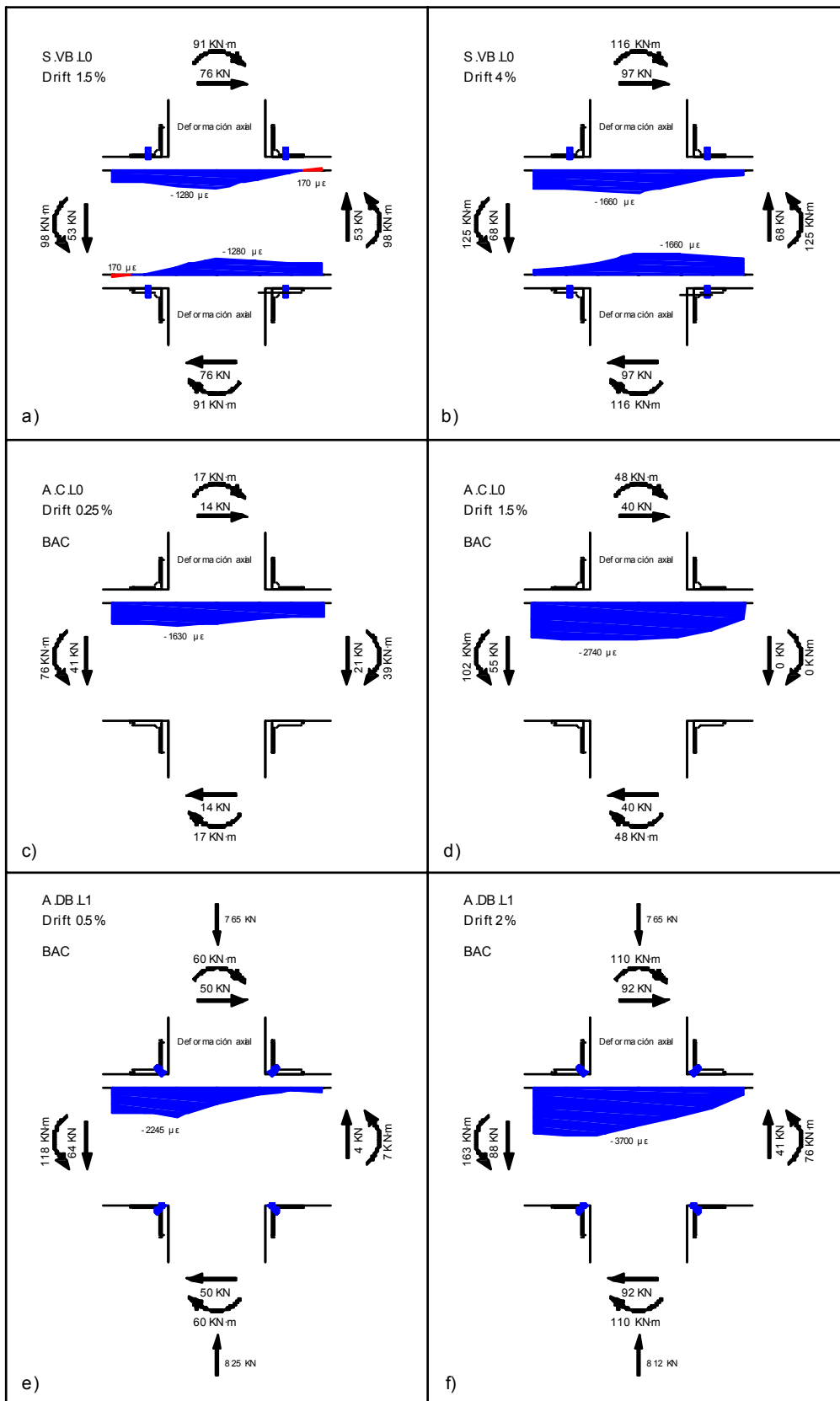


Fig. 6.27. Deformaciones de armaduras continuas de vigas. a y b) probeta S.VB.L0, c y d) probeta A.C.L0, e y f) probeta A.DB.L1

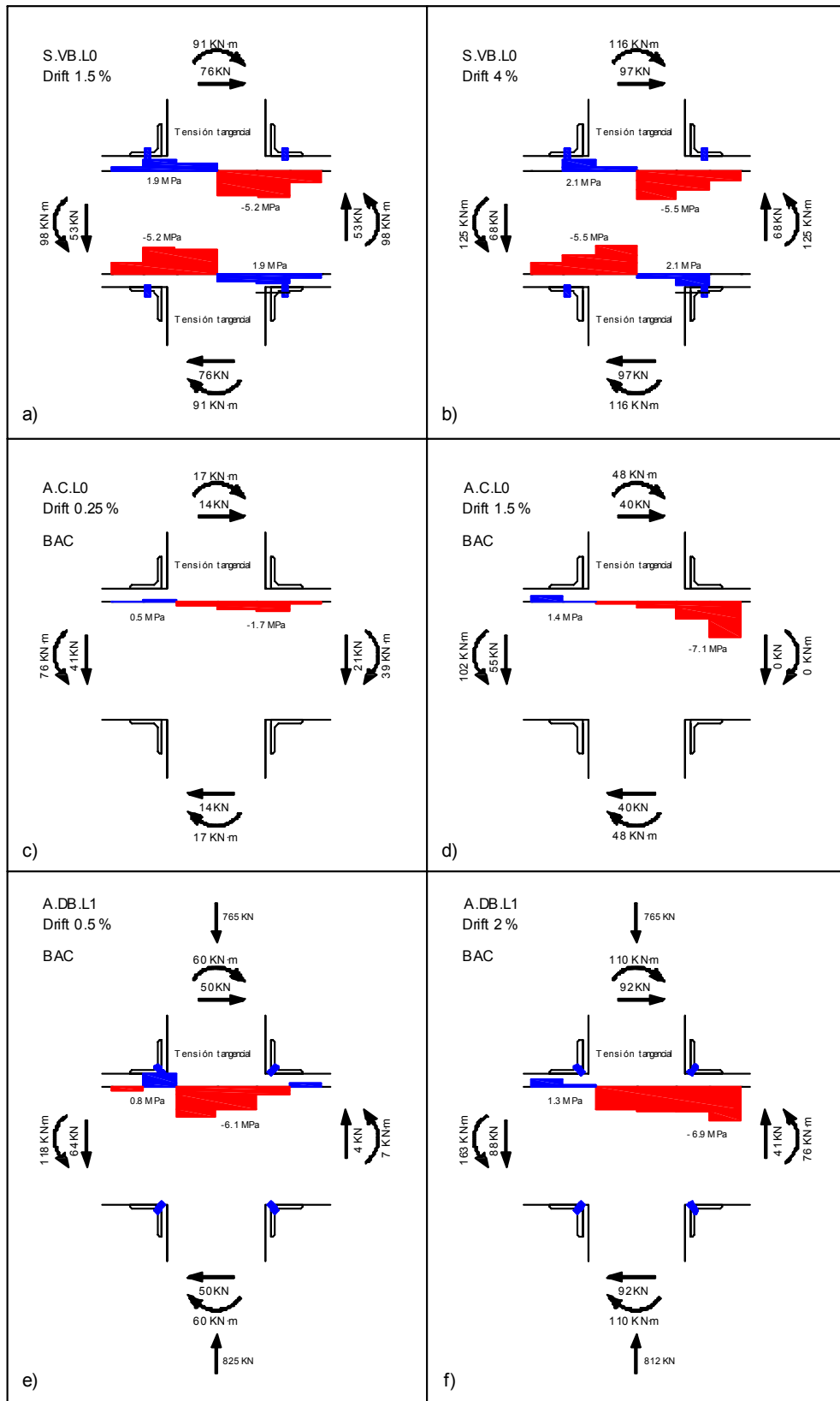


Fig. 6.28. Tensiones tangenciales de armaduras continuas de vigas. a y b) probeta S.VB.L0, c y d) probeta A.C.L0, e y f) probeta A.DB.L1

Las armaduras inferiores de las vigas (BA1) tienen un comportamiento similar. En el caso de la probeta A.C.L0 estas armaduras no llegan a ser solicitadas a tracción, dado que los esfuerzos sobre las vigas no invierten el sentido para desplazamientos menores a Drift 1.5%, y las armaduras permanecen en compresión. Pero en el caso de las probetas A.DB.L1 sí que ocurre esta inversión, y la armadura inferior entra en tracción gracias a las altas tensiones de adherencia que se generan en el nudo; incluso se aprecia cierta continuidad del solape en la Figura 6.29d.

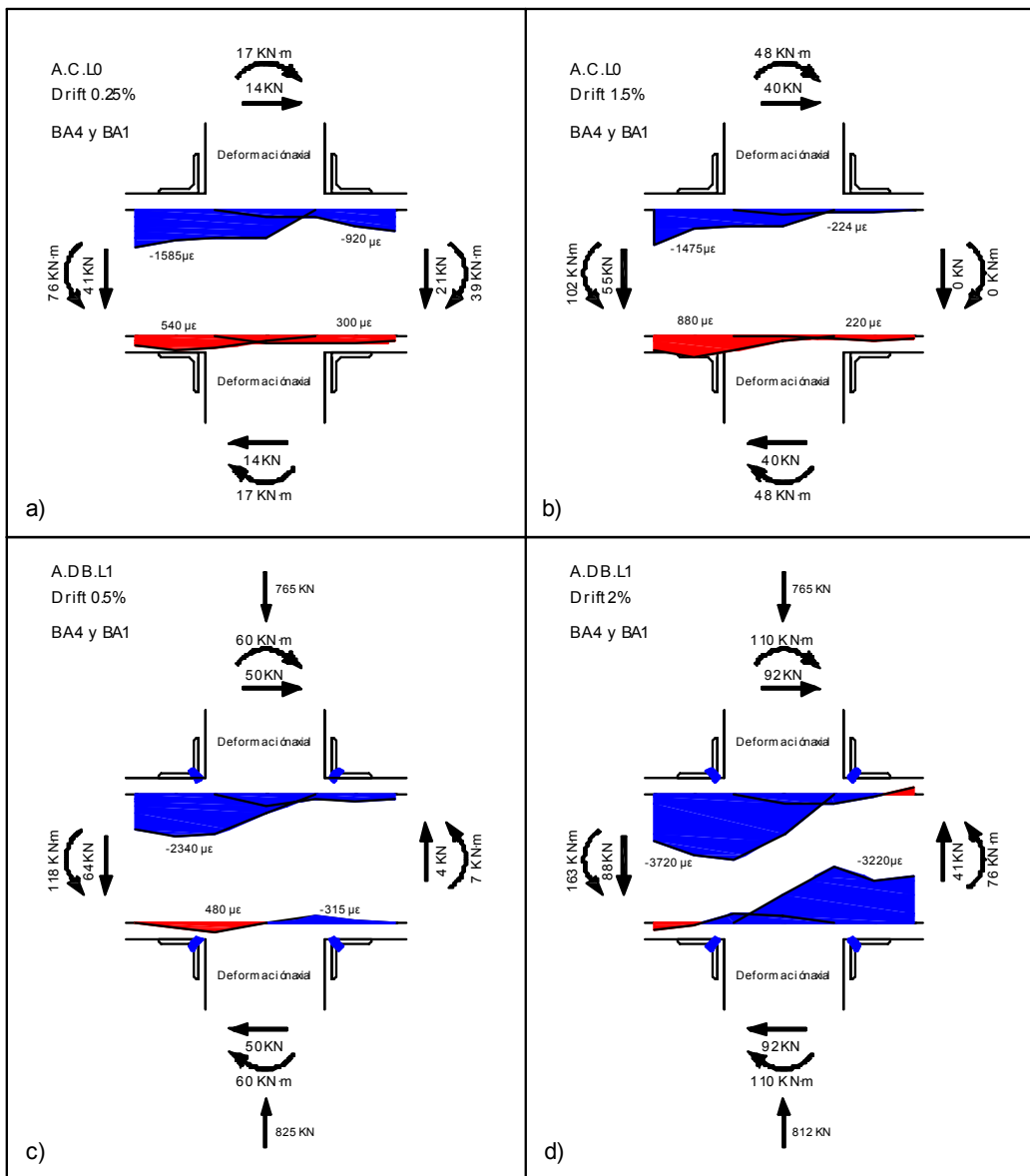


Fig. 6.29. Deformaciones de armaduras discontinuas de vigas. a y b) probeta A.CA.L0, c y d) probeta A.DB.L1

### 6.3.4 Pautas de comportamiento del nudo

Existen varios factores con una influencia importante en el comportamiento de los nudos. Para la valoración de éstos, se presentan a continuación unos modelos conceptuales desarrollados a partir del par de fuerzas generadas por los esfuerzos de flexión en vigas y columnas, con valores

expresados por el valor unitario del cortante en la columna " $V_c$ ", de forma independiente para cada uno de los factores que intervienen.

La adherencia es un factor importante en la transmisión de esfuerzos cortantes en el nudo. Si existe buena adherencia entre las armaduras interiores y el hormigón, los esfuerzos cortantes en el nudo son distribuidos por tensiones rasantes en su interior (Figura 6.30a). Pero la adherencia se degrada con los ciclos de carga y el anclaje de las armaduras se produce fuera del nudo, concentrando los esfuerzos en una zona más reducida (Figura 6.30b) en la que no se dispone de confinamiento, dado que las armaduras han perdido la adherencia.

Un aspecto importante respecto a la adherencia de las armaduras de las vigas, es la aplicación o no de la carga gravitatoria sobre ellas. Si no se considera esta carga, los esfuerzos en las vigas tienen el mismo valor pero en sentido invertido (Figura 6.30b). En cambio, si se considera la carga gravitatoria, ésta genera unos esfuerzos en el sentido de la gravedad que se suma a los esfuerzos cíclicos, por lo que los esfuerzos finales sobre las vigas no son simétricos (Figura 6.30c). Por ello, las armaduras superiores de las vigas están sometidas a mayores tensiones en este último caso, y el mecanismo de adherencia fracasa antes, trasladándose el punto anclaje de las armaduras fuera del nudo. En el caso de que las armaduras no sean continuas el único mecanismo de anclaje es por adherencia dentro del nudo, y no existe la posibilidad de que se traslade fuera de él, por lo que cuando la adherencia se pierde, estas armaduras dejan de trabajar.

El empleo de capiteles metálicos aumenta el brazo mecánico de la columna a flexión, reduciendo también de este modo el esfuerzo cortante en el nudo; siendo el valor de la compresión de la biela diagonal de  $12.4 \cdot V_c$  (Figura 6.30b) cuando no se utilizan capiteles, y de  $9.5 \cdot V_c$  cuando sí se utilizan (Figura 6.31a).

Del mismo modo que ocurre con las armaduras continuas cuando se pierde la adherencia, las barras exteriores verticales tienen un comportamiento similar, ya que al no existir contacto entre las barras y el hormigón, el anclaje de las barras se produce en los capiteles opuestos, produciendo una compresión adicional en la biela diagonal del nudo (Figura 6.31b). Las barras diagonales, a diferencia de las verticales, realizan su anclaje de forma cruzada en los lados de las columnas donde se produce la tracción, con lo que ésta queda directamente compensada sin necesidad de ser transferida a través del nudo; de este modo, el esfuerzo cortante en el nudo no queda incrementado por el anclaje de las barras (Figura 6.31c). Por otro lado, estas barras tienen una componente horizontal que produce un cortante adicional en la base de la columna de 2.6 veces  $V_c$ .

Como se comentó en apartados anteriores, el axil produce un efecto beneficioso en la flexión del pilar y en la adherencia de las armaduras de las vigas, pero tiene el inconveniente de incrementar la compresión en el nudo (Figura 6.31d). Esta carga se reparte en una zona mayor en él, pero con un valor mayor que en el resto de casos que, unido a la degradación cíclica del hormigón, termina produciendo el fallo del nudo.

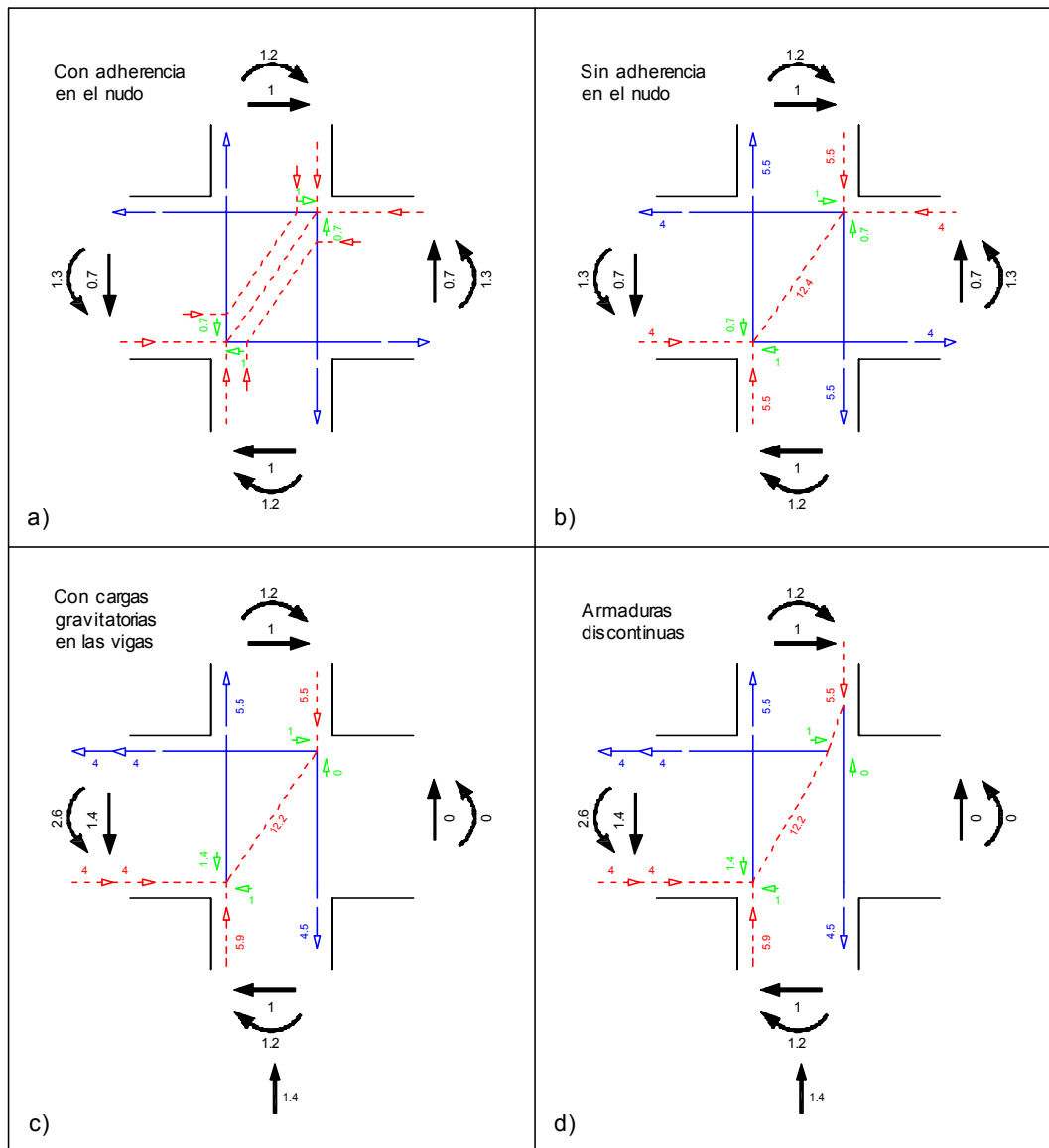


Fig. 6.30. Esquema conceptual del comportamiento del nudo. a) armaduras continuas con adherencia, b) armaduras continuas sin adherencia, c) efecto de la carga gravitatoria en las vigas, d) armaduras discontinuas

Cabe destacar la mayor sollicitación en las barras diagonales ( $4 \cdot V_c$ ) que en las barras verticales ( $2.7 \cdot V_c$ ) para una misma carga lateral aplicada sobre la columna, debido a la variación del brazo mecánico de cada una de ellas y a su diferente componente vertical.

La Tabla 6.1 se confecciona a partir de los valores orientativos mostrados en las Figuras 6.30 y 6.31. Tomando el valor de  $V_c$  máximo promedio de las probetas ensayadas se puede obtener un orden de magnitud de la compresión a la que queda sometida la biela diagonal del nudo. En la tabla se aprecia que existen dos casos con valores más altos, correspondientes con las probetas simétricas reforzadas con barras verticales y con las probetas ensayadas con carga axial, en las cuales el fallo se produjo por el daño del nudo (Figuras 4.1 y 4.30).

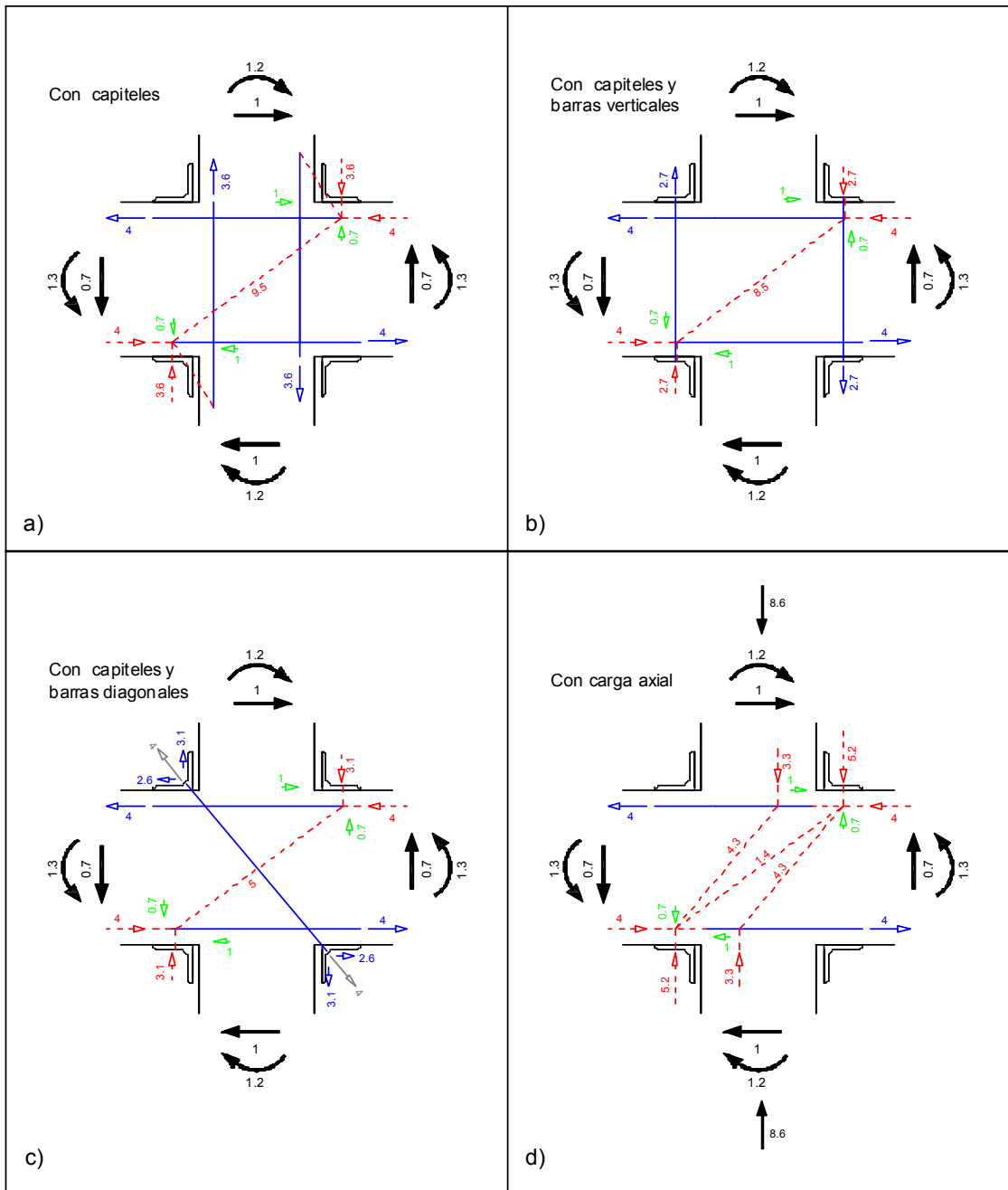


Fig. 6.31. Esquema conceptual del comportamiento del nudo. a) con capiteles, b) con barras verticales, c) con barras diagonales, e) con carga axial en columna

CÓDIGO PROBETA	Figura	Vc max (KN)	Compresión biela / Vc	Compresión biela (KN)
A.W.L0	6.26 b	29.3	12.4	363
A.C.L0	6.27 a	48.4	9.4	455
S.VB.L0	6.27 b	100.0	8.5	850
S.DB.L0	6.27 c	73.7	5.0	368
A.DB.L1	6.27 d	91.0	10.0	910

Tabla 6.1. Valor orientativo de las compresiones de las bielas diagonales de los nudos



## **6.4 Conclusiones relativas a los modos de fallo y a las pautas de comportamiento del nudo**

En este capítulo se han comentado los principales modos de fallo de las probetas ensayadas y las pautas de comportamiento de los nudos, así como la influencia de los diferentes factores que intervienen.

Cuando no se aplica ninguna carga axial sobre las columnas el comportamiento de éstas depende en gran medida de la tipología de refuerzo de nudo empleada. En las probetas cuyo refuerzo no tenía continuidad entre tramos de columnas, el fallo se produce generalmente en el entronque entre columnas y nudos, produciéndose una fisura importante que perjudica la adherencia de las armaduras interiores de las vigas y de los pilares. El empleo de barras exteriores evita el fallo de la columna, pudiendo trasladarse éste al nudo o a las vigas.

Las elevadas deformaciones de las armaduras en las proximidades del nudo y en el interior de él, provocan un desplazamiento relativo cíclico entre las armaduras y el hormigón que compromete a la adherencia entre ambos materiales. Una vez perdida la adherencia en el nudo, las armaduras buscan el anclaje en los lados opuestos del nudo, produciendo la concentración de los esfuerzos cortantes del nudo en los bordes de éste. En el caso de que las armaduras sean discontinuas, éstas quedan anuladas cuando se pierde su adherencia en el nudo. Además, si se consideran las cargas gravitatorias sobre las vigas, las armaduras superiores de las vigas quedan sometidas a deformaciones mayores que causan la degradación de la adherencia más rápidamente que en los casos en los que no se consideran dichas acciones.

El tipo de barra exterior utilizada para el refuerzo del nudo introduce diferencias importantes en el comportamiento del nudo, dado que las barras verticales se anclan en el capitel del lateral comprimido del soporte opuesto y genera una carga cortante adicional en el nudo que provoca su rotura. En cambio, las barras diagonales se anclan cruzadamente en zonas de las columnas que son traccionadas simultáneamente; por tanto su esfuerzo queda compensado directamente sin tener que pasar a través del nudo. Por otro lado las barras diagonales están sometidas a deformaciones mayores para un mismo desplazamiento lateral de la probeta, y cuando éstas no tienen suficiente ductilidad se alcanza su rotura.

En cambio, la presencia de una carga axial elevada sobre la columna cambia la respuesta de las probetas. La carga axial reduce los esfuerzos de tracción sobre las armaduras de las columnas y por ello no existe pérdida de adherencia en ellas. La carga axial además genera una tensión normal sobre las armaduras de las vigas que mejora su adherencia significativamente. No obstante, la carga axial tiene el inconveniente de incrementar la compresión sobre el hormigón del nudo, y en todos los casos estudiados ha ocasionado el fallo del nudo.



## **CAPÍTULO 7:**

### **CONCLUSIONI E LAVORO FUTURO**

## CAPITOLO 7. CONCLUSIONI E LAVORO FUTURO<sup>1</sup>

### 7.1 Conclusioni

Lo studio condotto nasce dalla necessità di analizzare il comportamento, fino ad oggi trascurato, di elementi in acciaio saldati, quali angolari e piastre, adoperati per il rinforzo di pilastri in calcestruzzo armato sollecitati da azioni cicliche, focalizzando l'attenzione all'effetto di questi sui nodi interni trave-colonna.

A tal fine, sono state eseguite n.20 prove sperimentali su nodi in c.a., in scala reale, per simulare il comportamento sotto sisma di analoghi componenti strutturali di edifici esistenti in c.a. aventi struttura intelaiata.

La geometria e l'armatura dei provini sottoposti a test, sono assimilabili a quelle tipicamente adottate per edifici esistenti, progettati solo per resistere a carichi gravitazionali, senza alcun riguardo nei confronti delle azioni sismiche e dei requisiti di duttilità da rispettare, e basandosi sul concetto di "trave-forte, colonna-debole." Il rinforzo delle colonne è stato eseguito allo stesso modo per tutti i provini, mentre nei vari test è stato fatto variare il sistema di connessione colonne-nodi.

## CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y TRABAJO POSTERIOR

### 7.1 Conclusiones

El estudio realizado nace de la necesidad de cubrir el desconocimiento sobre el comportamiento de los angulares y presillas metálicas como sistema de refuerzo de columnas de hormigón armado frente a cargas cíclicas, centrándose particularmente en su efecto en las uniones interiores viga-columna.

Con tal fin, han sido realizados 20 pruebas experimentales de nudos interiores viga-columna a escala real como parte representativa del comportamiento sísmico de una estructura de barras de HA.

La geometría y armado de los especímenes han sido diseñados según construcciones habituales de edificación proyectadas únicamente frente a cargas gravitatorias, sin ninguna consideración sísmica y bajo el concepto de "viga fuerte-columna débil". El refuerzo de las columnas se ha ejecutado del mismo modo en todas ellas, variando únicamente el sistema de conexión entre éstas y el nudo.

---

<sup>1</sup>De acuerdo con la normativa referente a la obtención de la mención de "Doctor Internacional" (Artículo 22 del R.D. 1393/2007 de 29 de octubre) este capítulo está redactado en italiano. La traducción de su título al español sería "Conclusiones y trabajo posterior".

Dal lavoro svolto e documentato nella presente Tesi di Dottorato, è stato possibile trarre le seguenti conclusioni. Le prime sono relative al comportamento globale dei provini:

- a) La tecnica di rinforzo delle colonne in calcestruzzo armato, con angolari e piastre metalliche, è molto usata in Spagna, come in altre nazioni. Ma, ad oggi, non esistono studi che abbiano analizzato i nodi trave-colonna, nonostante che questi assolvano un'importanza significativa nella risposta all'azione sismica di una struttura.
- b) Gli angolari e le piastre metalliche forniscono alla colonna un aumento considerevole della resistenza, della rigidezza e della duttilità. Infatti, non è stato riscontrato nessun danno su di loro. La totalità della deformazione della colonna si è concentrata sulla testa o alla base, ovvero all'interfaccia colonna-nodi, e quindi esternamente alla zona rinforzata.
- c) I capitelli in acciaio aumentano la dimensione del nodo, aumentandone la sezione resistente e migliorando la capacità flessionale delle colonne.
- d) In assenza di carico assiale sulle colonne, il comportamento di queste è dominato dalla flessione e dipende molto dal tipo di rinforzo usato.
- e) In presenza di un carico assiale elevato sulla colonna, il collasso dei provini è caratterizzato dalla rottura a compressione dei nodi. In questo caso, il tipo di connessione fra colonne e nodi, in aggiunta ai capitelli, diventa

Con el trabajo desarrollado en la presente Tesis Doctoral, ha sido posible establecer una serie de conclusiones. Las conclusiones relativas al comportamiento global de los especímenes son:

- a) La técnica de refuerzo de soportes de HA mediante angulares y presillas metálicas es muy empleada en España, al igual que en otros países. No obstante, no existen investigaciones que contemplen el nudo viga-columna en su estudio, y éste tiene una importancia significativa en la respuesta sísmica de una estructura.
- b) Los angulares y presillas metálicas proporcionan a la columna un aumento considerable de resistencia, rigidez y ductilidad. No se ha detectado ningún daño en ellas. Por otro lado, la totalidad de las deformaciones de la columna se concentran en su base o cabeza (unión columna-nudo, fuera de la zona confinada).
- c) Los capiteles metálicos aumentan el tamaño del nudo, mejorando la capacidad de flexión de las columnas y aumentando la sección resistente del nudo.
- d) En ausencia de carga axial sobre las columnas, el comportamiento de las columnas viene dominado por la flexión de éstas, y el tipo de refuerzo empleado en el nudo tiene gran influencia en su respuesta.
- e) En presencia de una carga axial elevada sobre la columna, el fallo de los especímenes se produce por la rotura a compresión del nudo. En este caso el tipo de conexión, en adición a los

irrilevante.

Altre conclusioni, relative al comportamento dei diversi elementi, sono:

- a) È stata riscontrata una significativa perdita di aderenza dell'armatura delle colonne e delle travi all'interno dei nodi, quando questa sono sottoposta a sforzi ciclici. Nel caso delle armature discontinue, la perdita dell'aderenza causa il fallimento del suo ancoraggio. E nel caso delle armature continue, l'ancoraggio è trasmesso al lato opposto, fuori dal nodo.
- b) Il carico assiale sulle colonne genera una pressione perpendicolare all'armatura della trave e migliora significativamente l'aderenza.
- c) L'azione di confinamento fornita dal rinforzo applicato sulle colonne migliora molto l'aderenza dell'armatura, ed evita, allo stesso tempo, il degrado ciclico del calcestruzzo. Anche fornisce più capacità a compressione dal calcestruzzo.
- d) In assenza di carico assiale sulla colonna, l'uso di barre esterne permette di incrementare, considerevolmente, il carico massimo laterale supportato dai provini. A causa della loro inclinazione, le barre diagonali, raggiungono il loro limite elastico prima delle barre verticali, e in alcuni casi si può verificare la rottura.
- e) Le barre verticali sono più efficienti delle barre diagonali in termini di flessione semplice dalle colonne. Invece, le barre diagonali riducono lo sforzo di taglio sul nodo.

capiteles, entre la columna y el nudo deja de tener importancia.

Otras conclusiones, relativas al comportamiento de los diferentes elementos, son:

- a) Se ha detectado una pérdida de adherencia importante de las armaduras de los pilares y de las vigas en el interior del nudo cuando éstas se someten a esfuerzos cíclicos. En el caso de las armaduras discontinuas, la degradación de la adherencia provoca el fallo de su anclaje y, en el caso de las armaduras continuas, el anclaje se traslada al lado opuesto fuera del nudo.
- b) La carga axial sobre las columnas genera unas tensiones perpendiculares a las armaduras de las vigas que mejoran significativamente la adherencia.
- c) El confinamiento que aporta el refuerzo practicado en las columnas mejora mucho la adherencia de las armaduras de la columna, y evita a su vez la degradación cíclica del hormigón. También proporciona mayor capacidad a compresión del hormigón.
- d) En ausencia de carga axial sobre las columnas, el empleo de barras exteriores permite incrementar, considerablemente, la carga máxima lateral soportada por las probetas. Dada la inclinación de las barras diagonales, éstas alcanzan su límite elástico antes que las barras verticales, y en algunos casos se ha producido su rotura.
- e) Las barras exteriores verticales son más eficientes en términos de flexión simple de las columnas. En cambio, las barras

- f) Non è stato trovato nessuno beneficio dall'uso degli ancoraggi chimici. Il degrado cíclico dell'ancoraggio fa perdere la sua efficacia.
- g) Quando sono usati i capitelli, gli angolari metallici dal rinforzo della colonna fanno un contributo dal 40% al 60% della resistenza a flessione totale sulla colonna. Questo contributo aumenta nell'ordine che accade la degradazione dal calcestruzzo. Nel caso in cui i capitelli non vengono utilizzati, questo contributo è solo del 20%.

I contenuti della presente sezione cercano di riassumere le principali conclusioni sul comportamento dei provini analizzati nel programma sperimentale presentato in questa Tesi di Dottorato. Sono state prese in considerazione una serie di soluzioni nel progetto e nella realizzazione dei nodi, nonché nell'esecuzione delle prove sperimentali, cercando di analizzare, per quanto possibile, il comportamento reale dei nodi interiori trave-colonna all'interno di una struttura completa. Le modalità di collasso e gli schemi di comportamento dei provini, dipendono dalla loro geometria, dall'armatura, dal rinforzo esterno e dai carichi a cui sono sottoposti. Pertanto, per eseguire il consolidamento di una struttura, devono essere considerate le condizioni in cui essa si trova, le loro caratteristiche e il livello di miglioria desiderato. Tali aspetti, unitamente ai dati costruttivi ed economici, consentono di individuare il tipo di consolidamento più appropriato, senza dimenticare di studiare dove può spostarsi la crisi del sistema strutturale a seguito del rinforzo.

diagonales consiguen que el esfuerzo cortante sobre el nudo sea menor.

- f) No se ha encontrado ningún beneficio con el empleo de tacos químicos. La degradación cíclica de su anclaje hace perder su efectividad.
- g) Cuando se utilizan capiteles, los angulares metálicos contribuyen del orden del 40% al 60% en la resistencia a flexión de la columna. Esta contribución aumenta a medida que se produce la degradación del hormigón. En el caso de no usar capiteles, la contribución de los angulares solamente alcanza el 20%.

El contenido de este apartado trata de resumir las conclusiones principales sobre el comportamiento de los especímenes ensayados en el programa experimental de esta Tesis Doctoral. Para su realización se han tomado una serie de variables en cuanto a su diseño, ejecución y ensayo experimental tratando de reflejar, en la medida de lo posible, el comportamiento real de los nudos interiores viga-columna dentro de la estructura completa. Los modos de fallo y las pautas de comportamiento de los especímenes varían según la geometría, el armado, el refuerzo exterior y las cargas a las que se someten. Por tanto, a la hora de intervenir una estructura para su refuerzo, deben tenerse en cuenta cuales son las condiciones en las que ésta se encuentra, sus características, y el nivel de mejora deseado. Tales aspectos, junto a las cuestiones constructivas y económicas, permiten identificar la tipología de refuerzo más adecuada, sin olvidar estudiar donde puede ser trasladado el fallo tras el refuerzo.

## 7.2 Contributo originale della Tesi

Nella presente Tesi di Dottorato è stato studiato il comportamento sismico di nodi interni trave-colonna di strutture intelaiate, dove le colonne sono state rinforzate con angolari e piastre di acciaio. Il contributo originale apportato è il seguente:

- a) All'interno degli edifici intelaiati, gli elementi strutturali che "soffrono" di più e subiscono maggiori danni, a seguito di un evento sismico, sono le colonne. Ecco perchè questi elementi sono spesso rinforzati prima di altre componenti, a discapito del nodo trave-colonna, nonostante che, quest'ultimo, sia un punto debole. Pertanto, in questa indagine è stato studiato per prima volta, e mettendo a punto un programma sperimentale, il comportamento ciclico di nodi interni trave-colonna, nelle quali le colonne sono state rinforzate con angolari e piastre metalliche.
- b) Il comportamento dei nodi trave-colonna è molto condizionato dal tipo di carico applicato su di essi. Molte indagini trascurano l'effetto dei carichi che gravano sulle travi, e in altri occasioni, anche se ne tengono conto, non controllano il loro valore durante il test. In questa analisi è stabilito un protocollo di test che si articola in due fasi: forza imposta e spostamento imposto, capace da combinare, controllandoli, i carichi gravitazionali e i carichi ciclici.
- c) Sono state analizzate nuove tecniche di rinforzo dei nodi interni trave-colonna

## 7.2 Contribución original de la Tesis

En la presente Tesis Doctoral se ha estudiado el comportamiento sísmico de nudos interiores viga-columna en estructuras porticadas cuyos pilares se refuerzan con angulares y presillas metálicas, siendo la aportación original realizada:

- a) Los elementos que suelen sufrir mayores daños en las edificaciones, y de más gravedad, son los pilares, y son éstos los que suelen ser reforzados en primer lugar. En cambio, muchas veces el nudo viga-columna es olvidado, y éste puede convertirse en el próximo elemento más débil. Por tanto, en esta investigación se ha estudiado, por primera vez, mediante ensayos experimentales a escala real, el comportamiento cíclico de nudos interiores viga-columna en los que las columnas han sido reforzadas con angulares y presillas metálicas.
- b) El comportamiento de los nudos viga-columna está muy condicionado por las cargas que actúan sobre ellos. Muchas investigaciones obvian el efecto de las cargas gravitatorias sobre las vigas, y en otras sí las tienen en cuenta, pero no consiguen controlar su valor durante el ensayo. En esta investigación se establece un protocolo de ensayo compuesto por dos fases: fuerza impuesta y desplazamiento impuesto, capaz de combinar, controladamente, las cargas gravitatorias y las cargas cíclicas.
- c) Han sido analizadas nuevas técnicas de refuerzo de nudos interiores vigas-

che fano usi di elementi metallici: capitelli, ancoraggi chimici, barre esterne verticali e barre esterne diagonali.

- d) Sono stati esaminati gli aspetti che influenzano gli sforzi che incidono sul nodo, e gli aspetti che influenzano la risposta di questi. La perdita di aderenza, i carichi gravitazionali sulle travi e sulle colonne, e la disposizione delle barre di rinforzo esterne, hanno un effetto importante sul comportamento dei nodi.

### **7.3 Lavoro futuro**

Sulla base di quanto è emerso dallo studio sviluppato nella presente Tesi di Dottorato, sono proposte le seguenti linee di ricerca riguardanti il comportamento di pilastri in c.a. rinforzati con angolari e piastre metalliche:

- a) Modellazione numerica dei provini e dei risultati ottenuti dalle prove sperimentali eseguite. Farà seguito un'analisi parametrica per studiarne la diversa influenza nel comportamento.
- b) Studio sperimentale e numerico dei nodi interni trave-colonna con SHARAPM, sottoposti a carichi ciclici, simile a quanto svolto in questa Tesi, considerando il caso di trave piana e solaio bidirezionale.
- c) Studio sperimentale e numerico (allo stesso modo di quanto commentato in questo paragrafo) di nodi esterni trave-colonna.

columna mediante elementi metallici: capiteles, tacos químicos, barras exteriores verticales y barras exteriores diagonales.

- d) Se han analizado los aspectos que influyen en los esfuerzos que actúan sobre el nodo, y los aspectos que influyen en la respuesta de éste. La pérdida de adherencia, las cargas gravitatorias sobre vigas y columnas, y la disposición de barras exteriores del refuerzo, tienen efectos importantes sobre el comportamiento de los nudos.

### **7.3 Trabajo posterior**

Tras el estudio desarrollado en la presente Tesis Doctoral, se proponen las siguientes líneas de investigación relacionadas con los SHARAPM:

- a) Modelización numérica de los especímenes estudiados en la presente Tesis Doctoral, y efectuar un estudio paramétrico en el que se analice la influencia de los diferentes parámetros en el comportamiento.
- b) Estudio experimental y numérico de nudos interiores viga-columna con SHARAPM sometidos a cargas cíclicas, similar al presentado en este trabajo, considerando el caso de vigas planas y el caso de forjados bidireccionales.
- c) Estudio experimental y numérico (del mismo modo que lo comentados en este apartado) de nudos exteriores viga-columna.



The background of the page is a grayscale image of a library bookshelf. The shelves are filled with numerous books of various sizes and thicknesses, creating a dense, textured appearance. The lighting is even, highlighting the spines of the books.

## **REFERENCIAS**

## REFERENCIAS

- ACI Committee 318 (1989). "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89) and commentary". American Concrete Institute, Detroit.
- Adam J. M. (2004) "Comportamiento estructural de pilares de hormigón armado reforzados mediante elementos metálicos" Dpto. de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Valencia.
- Adam J. M. (2007) "Contribución al estudio de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas. Análisis del soporte y del nudo viga-soporte sometidos a compresión centrada" Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.
- Adam J.M., Calderón P.A., Giménez E., Hidalgo C., Ivorra S. (2006) "A study of the behavior of the cement mortar interface in reinforced concrete columns strengthened by means of steel angles and strips" Structural Faults and Repair, Engineering Technics Press, Edinburgh.
- Adam J.M., Giménez E., Calderón P.A., Pallarés F.J., Ivorra S. (2008b) "Experimental study of beam-column joints axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips" Steel and Composite Structures, Vol. 8, No. 4, 329–342.
- Adam J.M., Ivorra S., Giménez E., Moragues J.J., Miguel P., Miragall C., Calderón P.A. (2007) "Behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips" Steel and Composite Structures, Vol. 7, No. 5, 405-419.
- Adam J.M., Ivorra S., Pallarés F.J., Giménez E., Calderón P.A. (2008a) "Column–joint assembly in RC columns strengthened by steel caging" Proc. ICE - Structures & Buildings 161(6), 337–348.
- Adam J.M., Ivorra S., Pallarés F.J., Giménez E., Calderón P.A. (2009a) "Axially loaded RC columns strengthened by steel caging." Proc. ICE - Structures & Buildings 162(3), 199–208.
- Adam J.M., Ivorra S., Pallarés F.J., Giménez E., Calderón P.A. (2009b) "Axially loaded RC columns strengthened by steel caging. Finite element modelling" Construction and Building Materials 23, 2265–2276.
- AENOR (2003) "UNE-EN 12390-3:2003. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas" Madrid.
- Akguzel U, Pamapanin S. (2012). "Assessment and design procedure for the seismic retrofit of reinforced concrete beam-column joints using FRP composite materials". Construction and Building Materials, 16, 21-34.

Alcocer, S.M., y Jirsa, J.O. (1993). "Strength of reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing". *ACI Structural Journal*, 90(3):249-61.

American Concrete Institute (2002) "Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening of concrete structures" ACI 440.2R-02, Farmington Hill, Michigan, USA.

Antonopoulos CP y Triantafillou TC., (2003). "Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints". *Journal of Composites for Construction* 7:1, 39-49.

Arslan MH, Korkmaz HH (2006). "What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey?". DOI: 10.1016/j.engfailanal. 2006.01.003.

Au FTK, Huang K, Pam HJ (2005). "Diagonally-reinforced beam-column joints reinforced under cyclic loading". *Structures & Buildings* 158, 21-40.

Badalamenti V., Campione G., Mangiavillano L. (2010). "Simplified model for compressive behavior of concrete columns strengthened by Steel angles and strips". *Journal of Engineering Mechanics*, 2(1), 230-238.

Benavent-Climent A, Cahís X, Catalán A. (2008). "Seismic behavior of interior connections in existing flat-plate structures". *Engineering Structures* 30, 2510-2516.

Beres A, Pessiki R, White R, Gergely P. (1996). "Implications of experiments on the seismic behaviour of gravity load designed RC beam-to-column connections". *Earthquake Spectra* 12, 185-198.

Beres, A., El-Borgi, S., White, R.N., y Gergely, P. (1992). "Experimental results of repaired and retrofitted beam-column Joint test in lightly reinforced concrete frame buildings". Technical report, NCEER-92-0025. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.

Bonett RL (2003), "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada". Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Bousselham A. (2010) "State of Research on Seismic Retrofit of RC Beam-Column Joints with Externally Bonded FRP" *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 49-61.

Bracci, J.M., Reinhorn, A.M., y Mander, J.B. (1995). "Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: Performance of structural system". *ACI Structural Journal*, 92(5), 597-609.

Bresson J. (1971) "Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Beton plaque" *Annales l'institute technique*, n° 278.

Bsusu K. (2006) "Retrofitting of square reinforced concrete columns subjected to concentric axial loading with steel jackets" Fourth Jordanian Civil Engineering Conference, Amman.

Calavera J. (1996) "Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado" INTEMAC, Madrid.

- Calavera J. (2005) "Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado. INTEMAC, Madrid.
- Calderón P.A., Adam J.M., Ivorra S., Pallarés F.J., Giménez E. (2009) "Design strength of axially loaded RC columns strengthened by steel caging" *Materials and Design* 30, 4069–4080.
- Campione G. (2012a). "Load carrying capacity of RC compressed columns strengthened with steel angles and strips". *Engineering Structures*, 40, 457-465.
- Campione G. (2012b). "Strength and ductility of RC columns strengthened with Steel angles and battens". *Construction and Building Material*, 35, 800-807.
- Campione G. (2013). "RC columns strengthened with Steel angles and battens: experimental results and design procedure". *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 18(1), 1-11.
- Cánovas M.F. (Fernández Cánovas) (1994) "Patología y Terapéutica del Hormigón Armado" 3ª Edición, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
- CEB (1983). "Assessment of concrete structures and design procedures for up-grading (redesign)". Bulletin no.162. Comité Euro-International du Beton, Laussane.
- CEB-FIB (2003) "Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings" Bulletin no. 24, Task Group 7.1.
- CEN. EN 1994-1-1 "Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures. Part 1: general rules and rules for buildings". Brussels (Belgium); 2004.
- Cheung, P.C., Paulay, T., y Park, R. "Behavior of beam-column joint in seismically-loaded RC frames". *The Structural Engineer*, 1993, 71, N°8, 129-138.
- Cirtek L. (2001a) "RC columns strengthened with bandage – experimental programme and design recommendations" *Construction and Building Materials* 15, 341–349.
- Cirtek L. (2001b) "Mathematical model of RC banded column behaviour" *Construction and Building Materials* 15, 351–359.
- Cobo A., González M., González N. (1997) "Sistemas de refuerzo de pilares de hormigón armado: Cálculo y puesta en obra" XII Congreso Nacional de Ingeniería Mecánica, 11(2), 89–96.
- Corazao, M. y Durrani, A.J. (1989). "Repair and strengthening of beam-to-column connections subjected to earthquake loading". Technical Rep. No. NCEER-89-0013, SUNY/Buffalo, Buffalo, N.Y.
- Corinaldesi V, Moriconi G (2006). "Behavior of beam-column joints made of sustainable concrete under cyclic loading". *Journal of Materials in Civil Engineering*. ASCE 18:5. 650-658.
- Dalalbashi A, Eslami A, Ronagh HR. (2012). "Plastic hinge relocation in RC joints as an alternative method of retrofitting using FRP". *Journal of Composites for Structures* 94, 2433-2439.
- del Río A., Ortiz J. (1991) "Rehabilitación de estructuras de hormigón" ANCOP, Madrid.

Dhakal RP, Pan TC, Irawan P, Tsai KC Lin KC, Chen CH (2005). "Experimental study on the dynamic response of gravity-designed reinforced concrete connections". *Engineering Structures* 27, 75-87.

Dogangün A (2004), "Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl earthquake in Turkey". *Engineering Structures* 26, 841-856.

Dritsos S., Pilakoutas K. (1992) "Composite technique for repair/strengthening of RC members" Proc. of 2nd International Symposium on Composite Materials and Structures, Beijing, China.

Durrani AJ, Wight JK. (1982). "Experimental and analytical study of internal beam to column connections subjected to reversed cyclic loading". PhD. Thesis, Michigan University.

Dusseck, I.J. (1974) "Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy-resin-bonded external reinforcement" *Transport and research record* 785, 21-24.

Earthquake Engineering Research Institute (EERI). (1999b). "The Athens, Greece earthquake of September 7, 1999". EERI Special Earthquake Rep.

Earthquake Engineering Research Institute (EERI). (1999c). "The Chi-Chi, Taiwan earthquake of September 21, 1999". EERI Special Earthquake Rep.

Earthquake Engineering Research Institute (EERI). (1999a). "The Tehuacan, Mexico, earthquake of June 15, 1999". EERI Special Earthquake Rep.

Engindeniz M., Kahn L.F., Zureick A.H. (2005) "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam-Column Joints: State of the Art" *ACI Structural Journal* 102(2), 187-197.

Federation internationale du Béton (2001) "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures" Bulletin No.14, Technical Report, Lausanne, Switzerland.

Fernández-Cánovas M. (1994). "Patología y terapéutica del hormigón armado". 3ª Edición. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.

Foutch DA, Hjelmstad KD, del Valle-Calderon E, Figueroa-Gutierrez E, Downs RE. (1989). "Case studies of seismic strengthening for two buildings in Mexico City". *Earthquake Spectra* 5, 153-174.

Frangou M., Pilakoutas K., Dritsos S. (1995) "Structural repair/strengthening of RC columns" *Construction and Building Materials*, Volume 9 Number 5, 259-266.

French CW, Thorp GA, Tsai WJ. (1990). "Epoxy repair techniques for moderate earthquake damage". *ACI Structural Journal* 87, 416-424.

Fukuyama H., Sugano S. (2000) "Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake" *Cement & Concrete Composites* 22, 59-79.

Fukuyama K., Higashibata Y., Miyauchi Y. (2000) "Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns" *Cement & Concrete Composites* 22, 81-88.

- Garzón-Roca J., Adam J.M., Calderón P.A. (2011a). "Behaviour of RC columns strengthened by steel caging under combined bending and axial loads". *Construction & Building Materials*, 25(5), 2402-2412.
- Garzón-Roca J., Adam J.M., Calderón P.A., Valiente I.B. (2012). "Finite element modelling of steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment". *Engineering Structures*, 40, 168-186.
- Garzón-Roca J., Ruiz-Pinilla J., Adam J.M., Calderón P.A., (2011b). "An experimental study on steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moments". *Engineering Structures*, 33(2), 580-590.
- Garzón-Roca J. (2013) " Estudio del comportamiento a flexocompresión de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicos" Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.
- GEHO (1994) "Reparación y refuerzo de estructuras hormigón. Guía FIP de buena práctica" Boletín GEHO nº 14, Madrid.
- Geng Z.J., Chajes M.J., Chouc T.W., Pan D.Y.C. (1998) "The Retrofitting of Reinforced Concrete Column-to-Beam Connections" *Composites Science and Technology* 58, 1297-1305.
- Gergely J., Pantelides C.P., Reaveley L.D. (2000) "Shear strengthening of RCT-Joints using CFRP Composites" *Journal of Composites for Construction ASCE* 4(2), 56-64.
- Ghobarah A, Aziz TS, Biddah A (1997). "Rehabilitation of reinforced concrete frame connections using corrugated steel jacketing". *ACI Structural Journal* 4:3, 283-294.
- Ghobarah A, Saatcioglu M, Nistor I. (2006). "The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure". *Engineering Structures* 28, 312-326.
- Ghobarah A., Said A. (2002) "Shear strengthening of beam-column joints" *Engineering Structures* 24, 881-888.
- Ghobarah, A., y El-Amoury, T. (2005). "Seismic rehabilitation of deficient exterior concrete frame joints". *J. Compos Construct* 9(5): 408-16.
- Giménez E. (2007) "Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple" Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.
- Giménez E., Adam J.M., Ivorra S., Calderón P.A. (2009a) "Influence of strips configuration on the behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips" *Materials and Design* 30, 4103-4111.
- Giménez E., Adam J.M., Ivorra S., Moragues J.J., Calderón P.A. (2009b) "Full-scale testing of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips" *Advance Structural Engineering* 12(2), 169-181.

Granata, P.J., y Parvin A. (2001). "An experimental study on kevlar strengthening of beam-column connections". *Compos Struct* 53(2): 163-71.

Hakuto S, Park R, Tanaka H. (2000). "Seismic load test on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details". *ACI Structural Journal* 97, 11-25.

Hanson NW, Connor HW. (1967). "Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints". *Journal of Structural Engineering. ASCE* 93,533-560.

Harajli MH (2009). "Bond Stress-Slip Model for Steel Bars in Unconfined or Steel, FRC, or FRP confined Concrete under Cyclic Loading". *Journal of Structural Engineering. ASCE* 135:5, 509-518.

Herrera V.M. (2007) "Estudio de la influencia de transmisión de esfuerzos de un pilar rectangular a su refuerzo de hormigón, con diferentes cuantías de armadura transversal del refuerzo" Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

Jørsen C., Grastveit R., Garzón-Roca J., Payá-Zaforteza I., Adam J.M. (2013). "Bearing capacity of steel-caged RC columns under combined bending and axial loads: estimation based on artificial neural networks". *Engineering Structures*, 56, 1262–1270.

Kazem Sharbatdar M, Kheyroddin A, Emami E. (2012). "Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using steel prop". *Construction and Building Materials* 36, 287-294.

Kim SJ, Elnashi AS. (2009). "Characterization of shaking intensity distribution and seismic assessment of RC buildings for the Kashmir (Pakistan) earthquake of October 2005". *Engineering Structures* 31, 2998-3015.

L'Hemite (1967) "L'application des colles et resines dans la construction" *Annales l'institute technique*, n°239.

Lee JY, Kim JY, Oh GJ (2009). "Strength deterioration of reinforced concrete beam-column joints subjected to cyclic loading". *Engineering Structures* 31, 2070-2085.

Lee WT, Chiou YJ, Shih MH., (2010). "Reinforced concrete beam-column joint strengthened with carbon fiber reinforced polymer". *Composite Structures* 92, 48-60.

Li B, Chua HYG. (2009). "Seismic performance of strengthened reinforced concrete beam-column joints using FRP composites". *Journal of Composites for Construction* 135, 1177-1190.

Li B, Pan TC, Ngoc CT (2009). "Effects of axial compression load and eccentricity on seismic behavior of nonseismically detailed interior beam-wide column joints". *Journal of Structural Engineering. ASCE* 135:7, 774-784.

Li J., Gong J., Wang L. (2009) "Seismic behavior of corrosion-damaged reinforced concrete columns strengthened using combined carbon fiber-reinforced polymer and steel jacket" *Construction and Building Materials* 23, 2653–2663.

Li J., Samali B., Ye L., Bakoss S. (2002) "Behaviour of concrete beam-column connections reinforced with hybrid FRP sheet" *Composite Structures* 57, 357–365.

- Lu X, Urukup TH, Li S, Lin F. (2012). "Seismic behaviour of interior RC beam-column joints with additional bars under cyclic loading". *Earthquakes and Structures* 3, 37-57.
- Ma R., Xiao Y., Li K.N. (2000) "Full-scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites" *Construction and Building Materials* 14, 63–71.
- Meinheit DF, Jirsa JO. (1981). "Shear strength of R/C beam-column Connections". *Journal of Structural Engineering*. ASCE 107, 2227-2244.
- Ministerio de Fomento (2008) "Instrucción de hormigón estructural. EHE-08" Comisión Permanente del Hormigón, Madrid.
- Mohele JP y Mahin SA (1991). "Observations on the behavior of reinforced concrete buildings Turing earthquakes". American Concrete Institute publication SP-127, *Earthquake-Resistant Concrete Structures – Inelastic Response and Design*. Editado por S.K. Ghosh.
- Montuori R., Piluso V. (2009) "Reinforced concrete columns strengthened with angles and battens subjected to eccentric load" *Engineering Structures* 3, 539–550.
- Mukherjee A, Joshi M. (2005). "FRPC reinforced concrete beam-column joints under cyclic excitation". *Composite Structures* 70, 185-199.
- Nagaprasad P, Sahoo DR, Rai DC (2009). "Seismic strengthening of RC columns using external steel cage" . *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 38, 1563-1586.
- Navarrete B. Calavera J. (2004) "Longitud máxima de transferencia e refuerzo de pilares por encamisado de hormigón" *Hormigón y Acero*, 234, 39–50.
- Oey H.S., Aldrete C.J. (1996) "Simple Method for Upgrading an Existing Reinforced-Concrete Structure" *Practice Periodical on Structural Design and Construction* ASCE 1(1), 47–50.
- Ozcebe, G., y Saatcioglu, M. (1989). "Hysteretic shear model for reinforced concrete members". *Journal of structural engineering*, 115(1), 132-148.
- Pampanin, S., Bolognini, D., y Pavese, A. (2007). "Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using fiber-reinforced polymer composites". *J. Compos. Const.*, 11(2), 211-226.
- Pantelides CP, Okahashi Y, Reaveley LK., (2008). "Seismic rehabilitation of reinforced concrete frame interior beam-column joints with FRP composites". *Journal of Composites for Construction* 12:4, 435-445.
- Parra-Montesinos GJ, Peterfreund SW, Chao SH. (2005). "Highly Damage-Tolerant Beam-Column Joints Through Use of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites". *ACI Structural Journal*, 102, 487-495.
- Parvin A., W. Wang (2001) "Behavior of FRP Jacketed Concrete Columns under Eccentric Loading" *Journal of Composites for Construction* ASCE 5(3), 146–152.



Paulay T, Park R. (1984). "Joints of Reinforced Concrete Frames Designed for earthquake resistance". Research Report 84-9, Department of Civil Engineering. University of Caterbury, Christchurch.

Paulay, T., y Priestley, M.J.N. (1992). "Seismic designo f reinforced concrete and masonry buildings". Edited by John Wiley Sons, INC.

Pessiki, S.P., Conley, C.H., Gergely, P., y White, R.N. (1990). "Seismic behaviour of Lightly reinforced concrete column and beam-column joint details". Technical report, NCEER-90-0014, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.

Popov, E.P. "Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading". ACI Journal, 1984, 81, N°4, 340-349.

Priestley M.J.N., Verma R., Xiao Y. (1994) "Seismic shear strength of reinforced concrete columns" Journal of Structural Engineering, 120(8), 2310–2329.

Prota A, Nanni A, Manfredi G, Cosenza E. (2000). "Seismic upgrade of beam-column joints with FRP reinforcement". Industria Italiana del Cemento 70, 868-877.

Prota A, Nanni A, Manfredi G, Cosenza E., (2004). "Selective upgrade of underdesigned reinforced concrete beam-column joints using carbon fiber-reinforced polymers". ACI Structural Journal 101:5, 699-707.

Ramirez J.L. (1996) "Ten concrete column repair methods" Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 3, 195–202.

Ramirez J.L., Bárcena J.M. (1975) "Eficacia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos mecanismos diferentes" Informes de la Construcción 272, 89–98.

Ramirez J.L., Bárcena J.M., Feijóo J.M. (1977) "Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado" Informes de la Construcción 290, 59–68.

Ramirez J.L., Bárcena J.M., Urreta J.I.,Shánchez J.A. (1997) "Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete columns" Construction and Building Materials, Vol. 11, Nos. 5-6, 345–352.

Realfonzo R, Napoli A (2009). "Cyclic behavior of RC columns strengthened by FRP and steel devices". Journal of Structural Engineering 135:10, 1164-1176.

Recuero A., Gutiérrez J.P., López C., de Diego A., Castejón L., Miravete A., Cuartero J. (2001) "Estudio numérico y experimental sobre refuerzo de nudos de estructuras de hormigón con CFRP" Hormigón y Acero, 219, 37–45.

Regalado, F. (1999) "Los Pilares: Criterios para su Proyecto, Cálculo y Reparación" Biblioteca técnica de CYPE Ingenieros, Alicante.

Rodriguez M., Park R. (1994) "Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing" ACI Structural Journal, 91(2), 150–159.

- Ruiz J., Pineda P., Torrecilla J.A., Troyano M., Nieves F.J., López F., García M.J. (2000) "Refuerzo de pilares de hormigón de sección rectangular mediante pilares metálicos empresillados" Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos, Lérida.
- Saatcioglou, M., y Ozcebe, G. (1989). "Response of reinforced concrete columns to simulate seismic loading". *ACI Structural Journal*, 86(1), 3-12.
- Saatcioglu M, Michell D, Tinawi R, Gardner NJ, Gillies AG, Ghobarah A, Anderson DL, Lau D (2001), "The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake - damage to structures". DOI: 10.1139/cjce-28-4-715.
- Saatcioglu M., Razvi R. (1992) "Strength and ductility of confined concrete" *Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1591–1607.
- Sause R., Harries K.A., Walkup S.L., Pessiki S., Ricles J.M. (2004) "Flexural behaviour of concrete columns retrofitted with carbon fiber-reinforced polymer jackets" *ACI Structural Journal*, 101(5), 708–716.
- Sezen H, Whittaker AS, Elwood KJ, Mosalam KM (2003). "Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey". *Engineering Structures* 25, 103-114.
- Shannag MJ, Abu-Dyya N, Abu-Farsakh G. (2005). "Lateral load response of high performance fiber reinforced concrete beam-column joints". *Construction and Building Materials* 19, 500-508.
- Shiohara M (2001). "New model for shear failure of RC interior beam-column connections" *Journal of Structural Engineering*. ASCE 127:2, 152-160.
- Supaviriyakit T, Pimanmas A, Warnitchai P., (2007). "Cyclic response of non-seismically detailed interior RC beam-column connection with varying column tributary area". *Magazine of Concrete Research* 59:5, 351-365.
- Tamai S, Sato T, Okamoto M (2000). "Hysteresis model of steel jacketed RC columns for railway viaducts", *Proceedings of the 16th Congress of IABSE, Lucerne*.
- Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L. (2002) "FRP-strengthened RC structures" John Wiley & Sons, LTD, West Sussex.
- Tsonos, A.G. (1999). "Lateral load response of strengthened reinforced concrete beam-column-to-column joints". *ACI Struct J* 96(1):46-56.
- Uy B. (2002) "Strength of reinforced concrete columns bonded with external steel plates" *Magazine of Concrete Research* 54(1), 61–76.
- Vandoros K.G., Dritsos S.E. (2008) "Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns" *Construction and Building Materials* 22, 264–276.

Watson S., Park R. (1994) "Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns" *Journal of Structural Engineering ASCE* 120(6), 1825–1849.

Wu YF, Liu T, Oehlers DJ (2006). "Fundamental principles that govern retrofitting of reinforced concrete columns by steel and FRP jacketing", *Advances in Structural Engineering*, 9(4), 507-533.

Xiao Y, M.ASCE, Wu H (2003). "Retrofit of reinforced concrete columns using partially stiffened steel jackets" . *Journal of Structural Engineering* 129:6, 725-732.

Xiao Y., Priestley M.J.N., Seible F. (1993) "Steel jacket retrofit for enhancing shear strength of short rectangular reinforced concrete bridge columns" *Structural Systems Research Project, Report No. SSRP-92r07*. Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences.

Xilin L., Urukup T.H., Li S. and Lin F. (2012). "Seismic behavior of interior RC beam-column joints with additional bars under cyclic loading". *Earthquakes and Structures*, 3(1), 37-57.

Ye L.P., Zhang K., Zhao S.H., Feng P. (2003) "Experimental study on seismic strengthening of RC columns with wrapped CFRP sheets". *Construction and Building Materials* 17, 499–506.

Zaid S, Shiohara H, Otani S., (1999). "Test of a joint reinforcing detail improving joint capacity of RC interior beam-column joint". *The 1st Japan-Korea Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures*.

**ANEJOS**

## **ANEJO I. MEDIDAS DE GALGAS EXTENSOMÉTRICAS**

### **I.1 Introducción**

En este anejo se presentan los resultados de todas las galgas extensométricas utilizadas para medir la deformación de las armaduras y de los elementos metálicos empleados para la fabricación y refuerzo de las probetas ensayadas.

En las figuras que se presentan en adelante se muestran gráficas con las lecturas obtenidas con las galgas extensométricas en: angulares metálicos del refuerzo, presillas metálicas del refuerzo, barras exteriores del refuerzo, armaduras interiores de pilares y armaduras interiores de vigas.

En todas las gráficas se representa la deformación unitaria medida por la galga en relación con el Drift.

La ordenación de las gráficas se ha realizado según el elemento y la posición que se está midiendo. En el caso de las armaduras interiores, se dispone de varias galgas colocadas en una misma barra y, además, se dispone de otras galgas que fueron colocadas en otras barras, pero en las mismas posiciones. Por este motivo, las gráficas que contienen las medidas de las armaduras interiores se presentan a modo de tabla:

- En filas se presentan las gráficas de una misma barra.
- En columnas se presentan las gráficas de una misma posición.

De este modo se facilita la visión de las medidas tomadas para una misma barra o una misma posición. Posteriormente se explicará la similitud entre medidas.

### **I.2 Medidas de galgas en probetas Tipo S**

En primer lugar se presentan, para cada una de las cuatro probetas, las medidas de cada galga. Posteriormente se presentan gráficas que incluyen las envolventes de dichas galgas, pero en esta ocasión en las gráficas se agrupan los resultados de las galgas similares para cada grupo de probetas S.VB.L0 y S.DB.L0. La nomenclatura utilizada para las galgas puede verse en el Apartado 3.3 del Capítulo 3.

### 1.2.1 Medidas de galgas en la probeta S.VB.L0-1

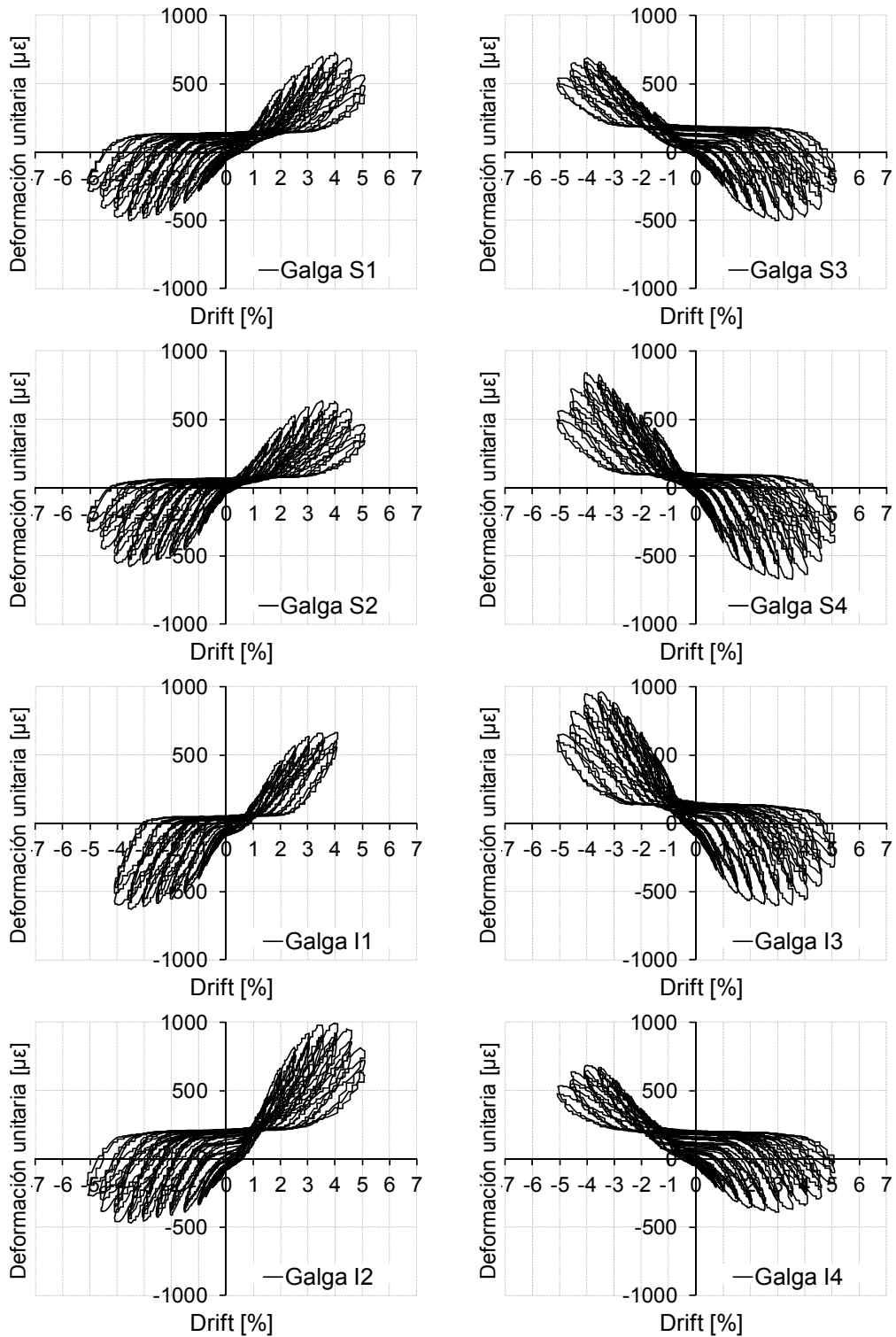


Fig. I.1. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. S.VB.L0-1

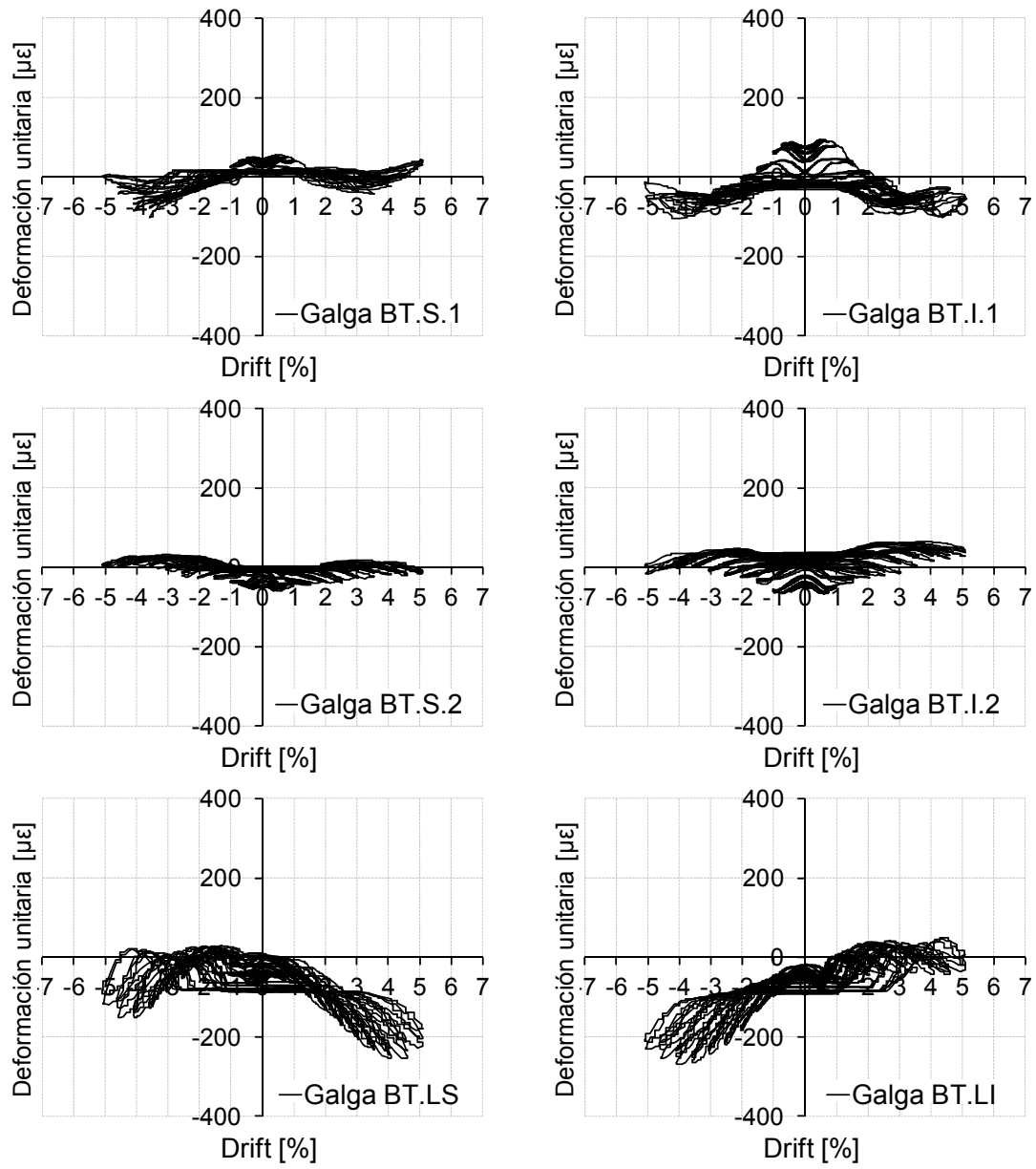


Fig. I.2. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. S.VB.L0-1

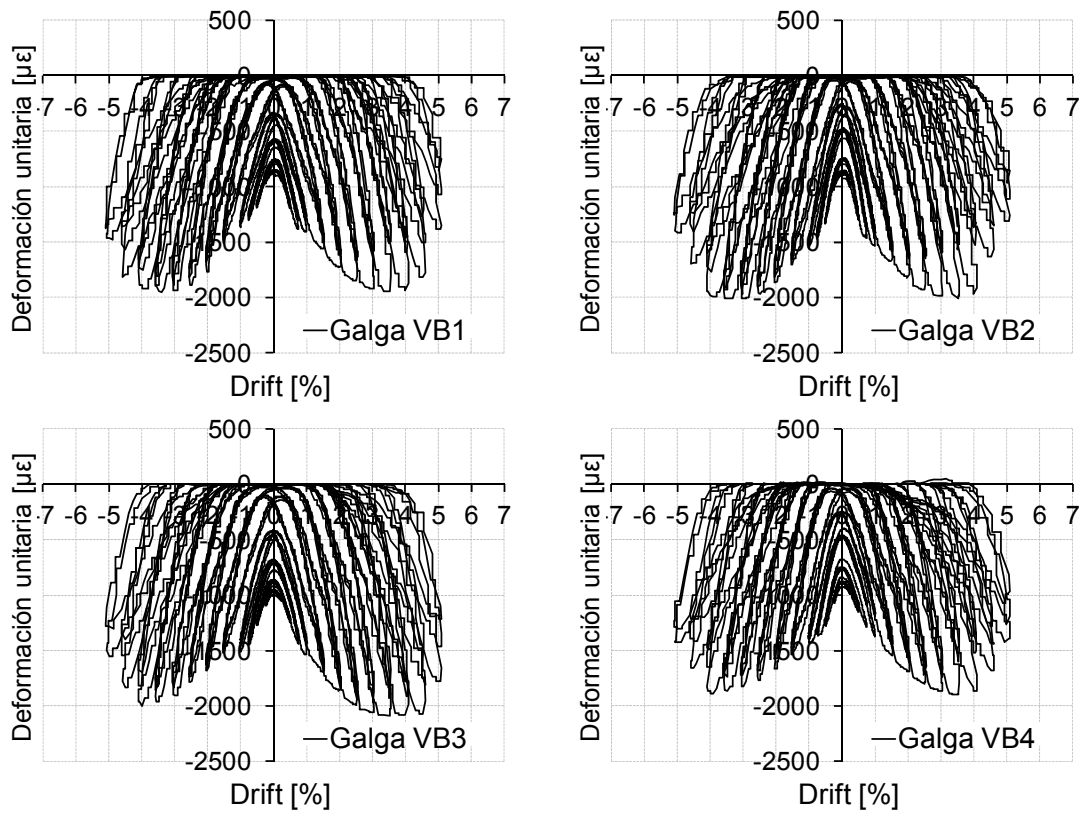


Fig. I.3. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. S.VB.L0-1



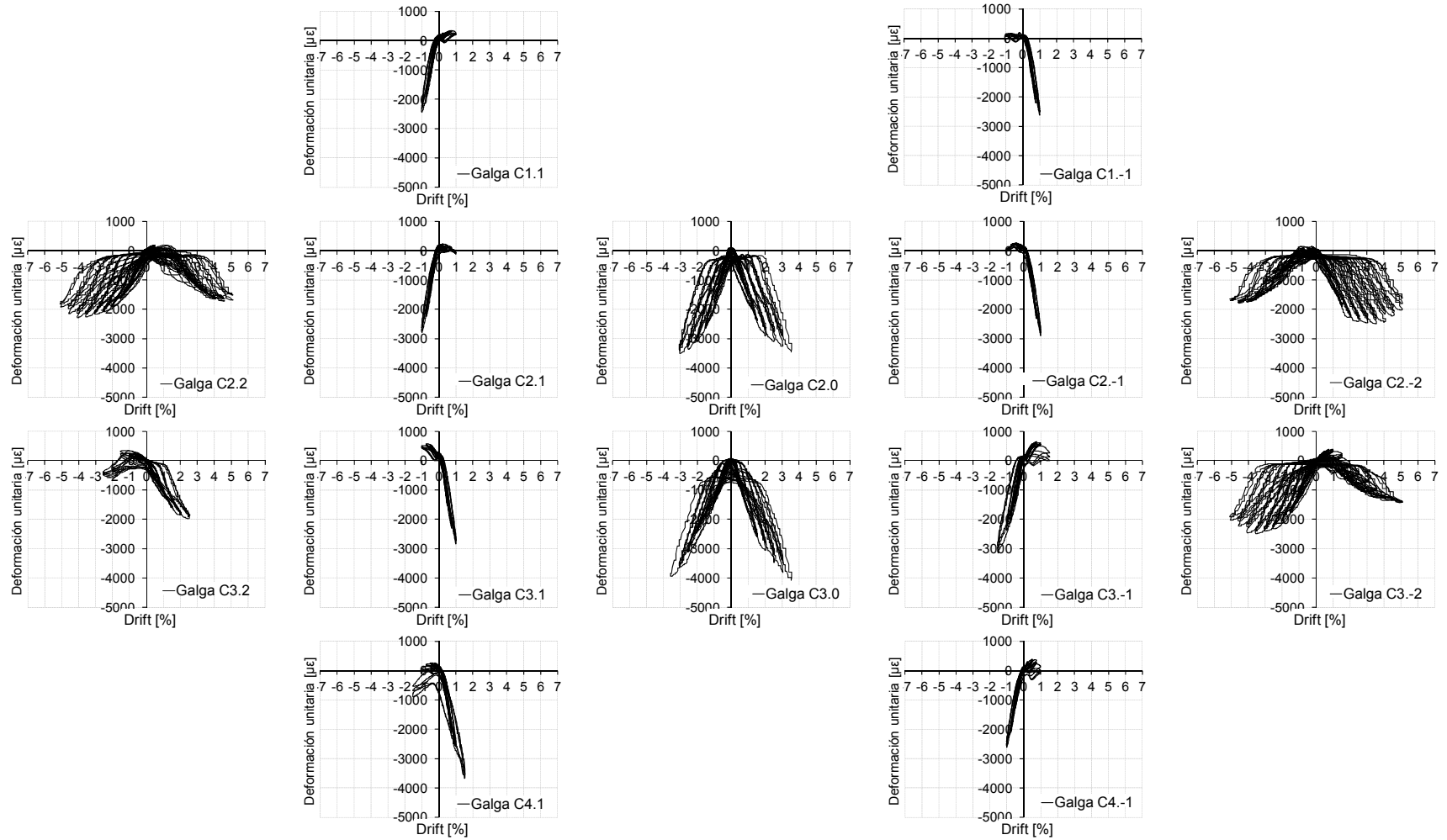


Fig. I.4. Medidas de galgas en armadura de pilares. S.VB.L0-1



### 1.2.2 Medidas de galgas en la probeta S.VB.L0-2

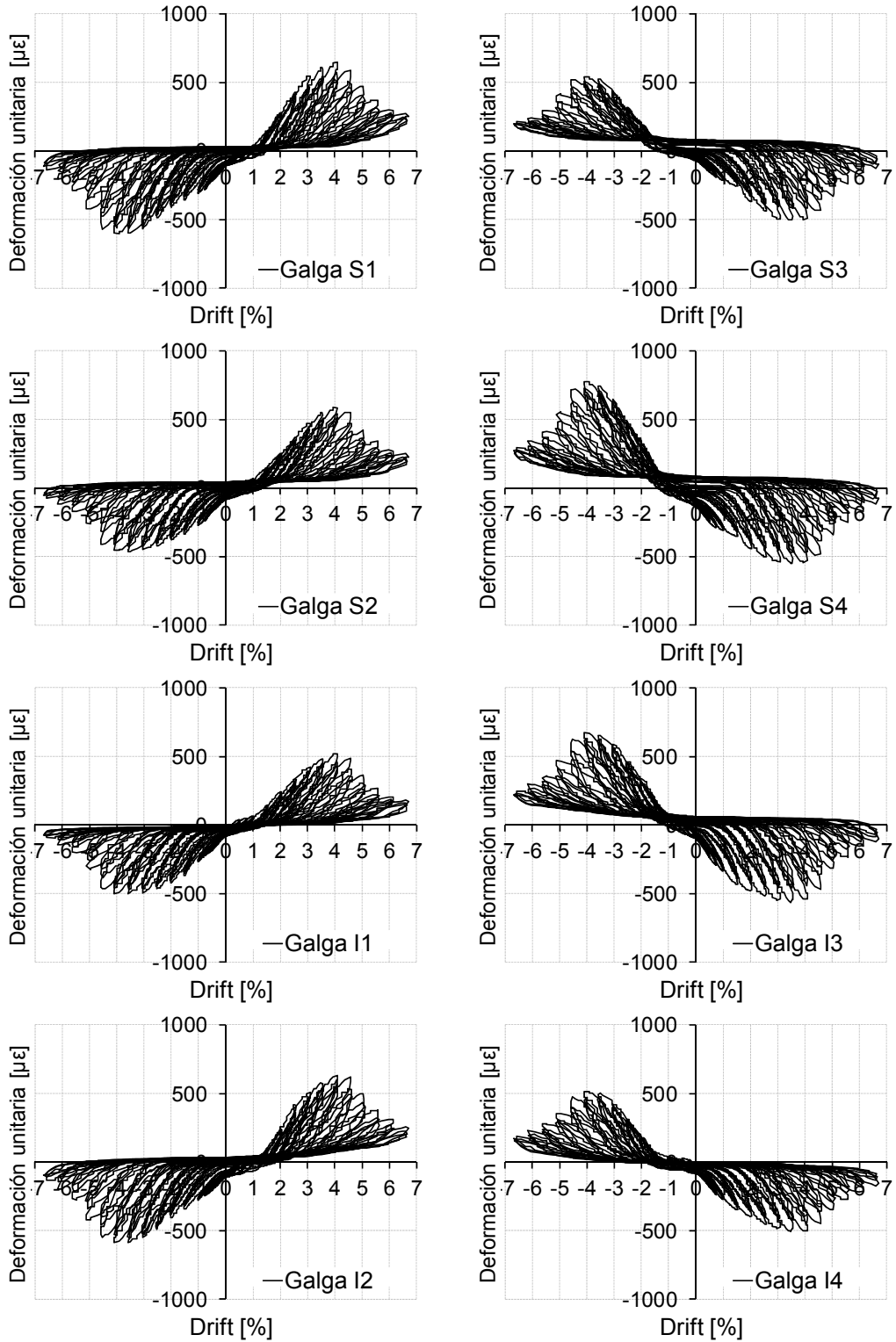


Fig. I.6. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. S.VB.L0-2

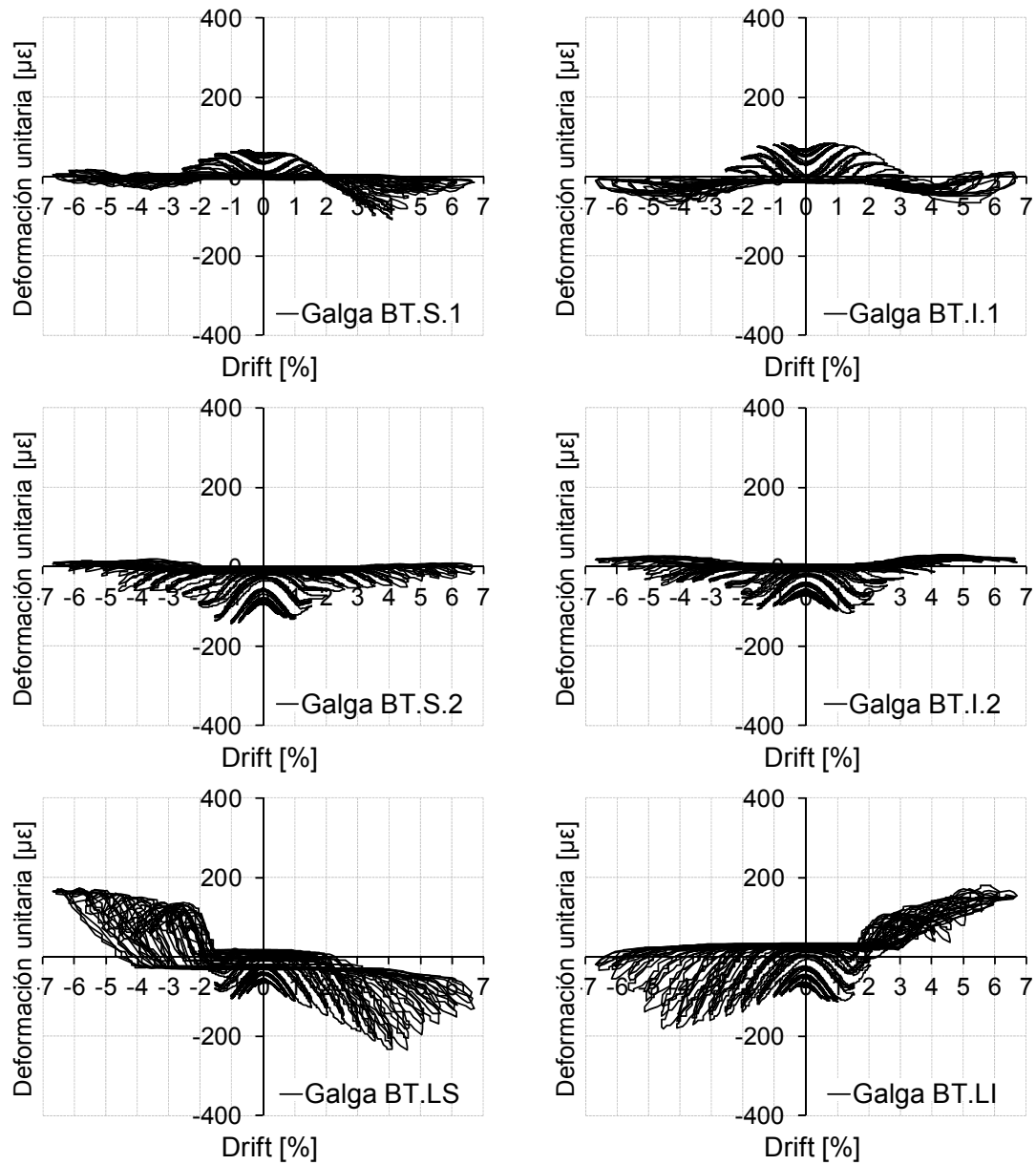


Fig. I.7. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. S.VB.L0-2

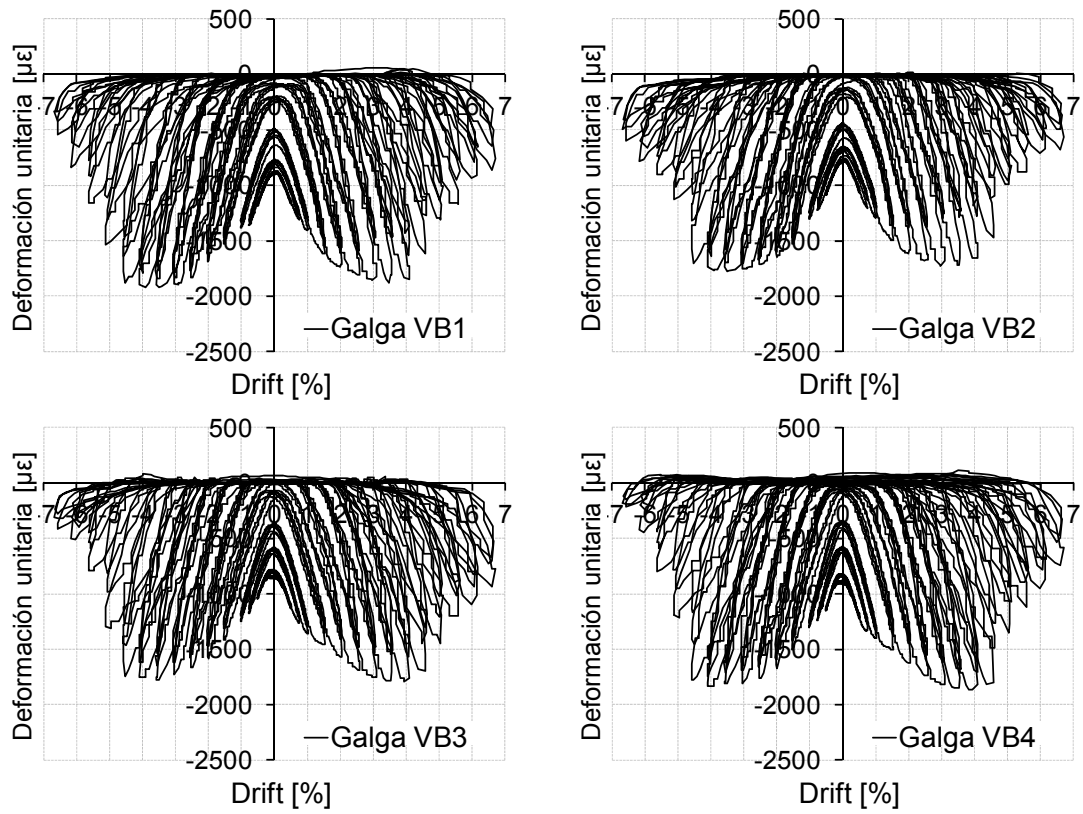


Fig. I.8. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. S.VB.L0-2

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

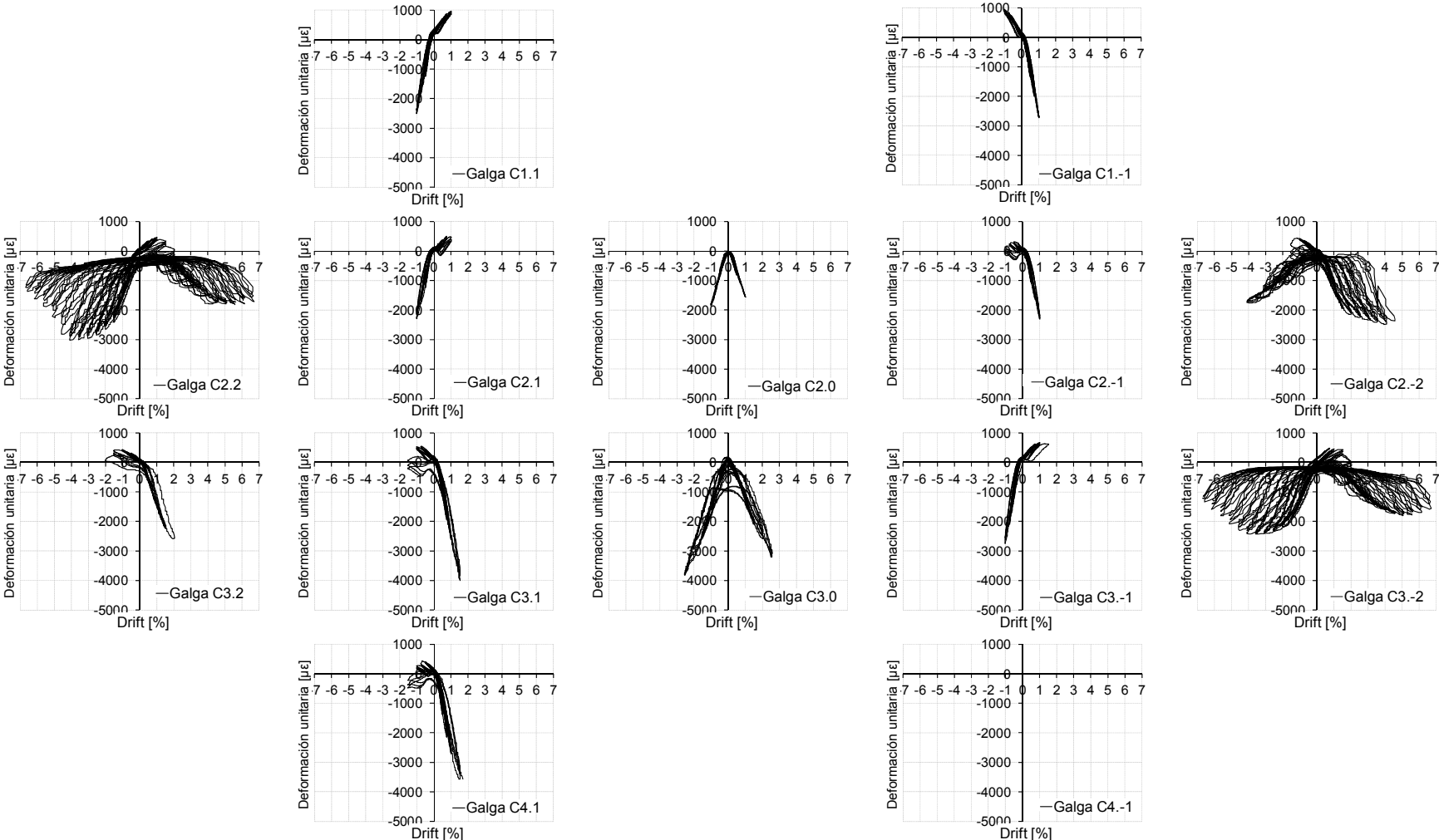


Fig. I.9. Medidas de galgas en armadura de pilares. S.VB.L0-2

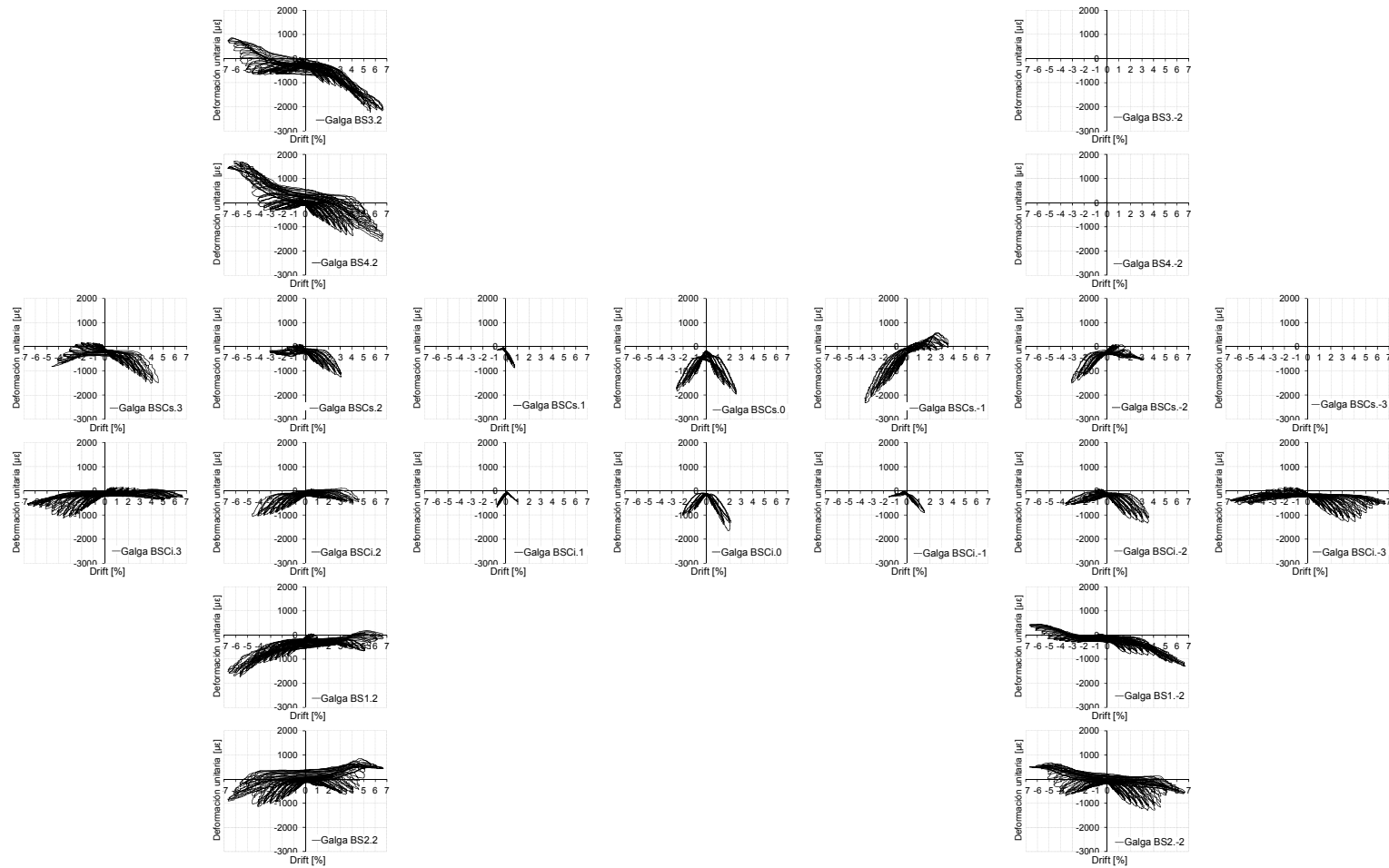


Fig. I.10. Medidas de galgas en armadura de vigas. S.VB.L0-2

### 1.2.3 Medidas de galgas en la probeta S.DB.L0-1

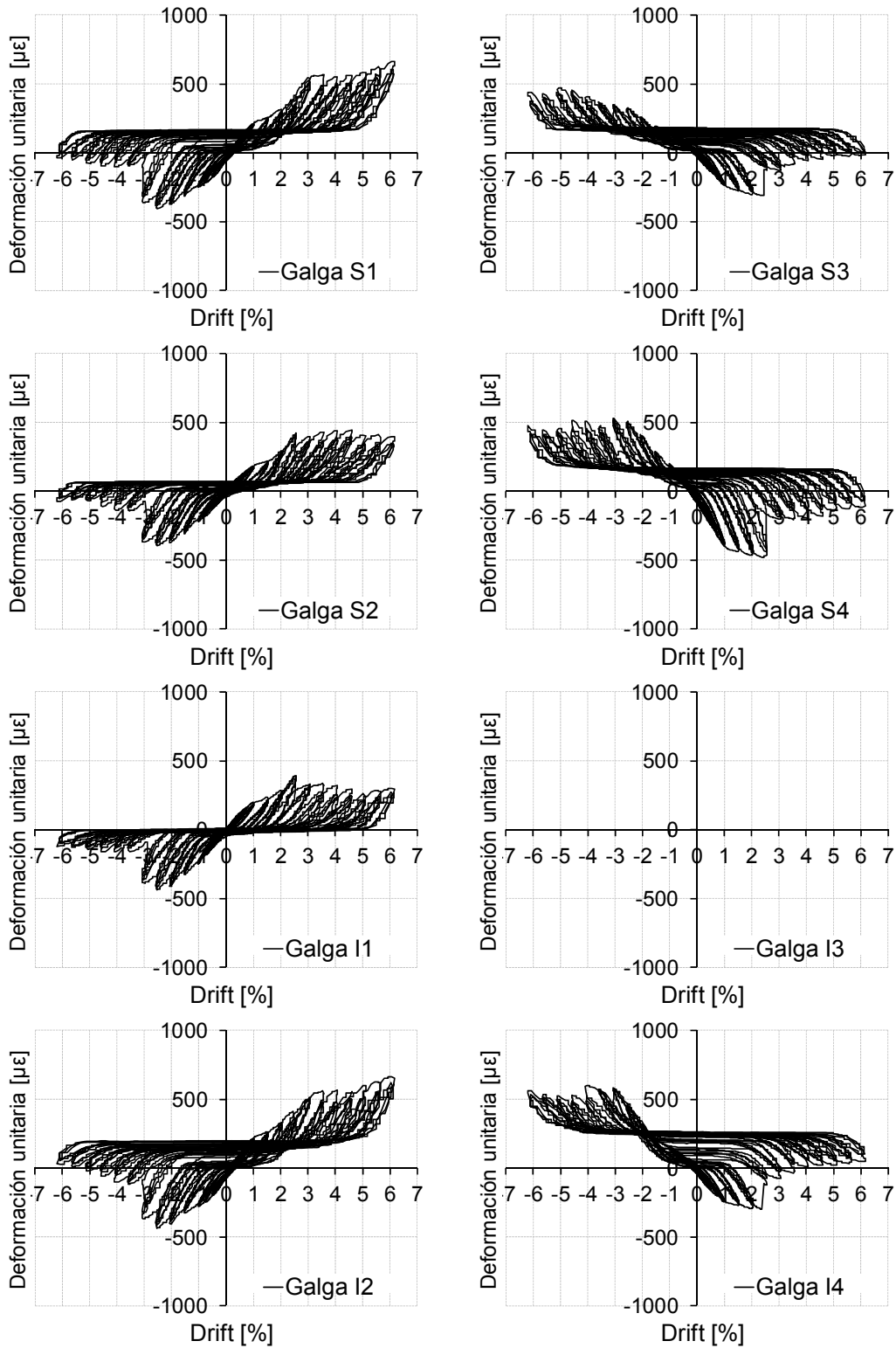


Fig. I.11. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. S.DB.L0-1



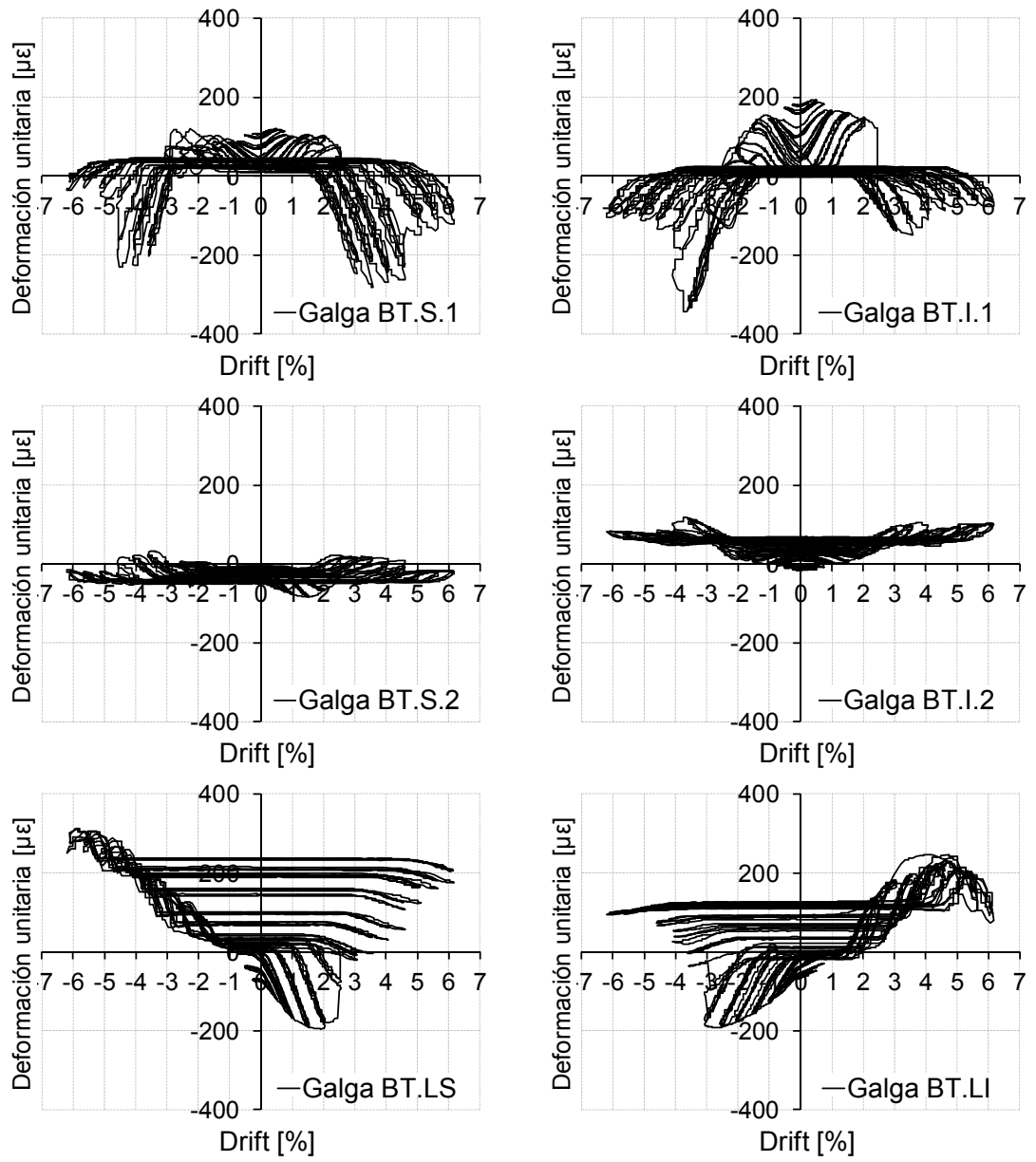


Fig. I.12. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. S.DB.L0-1

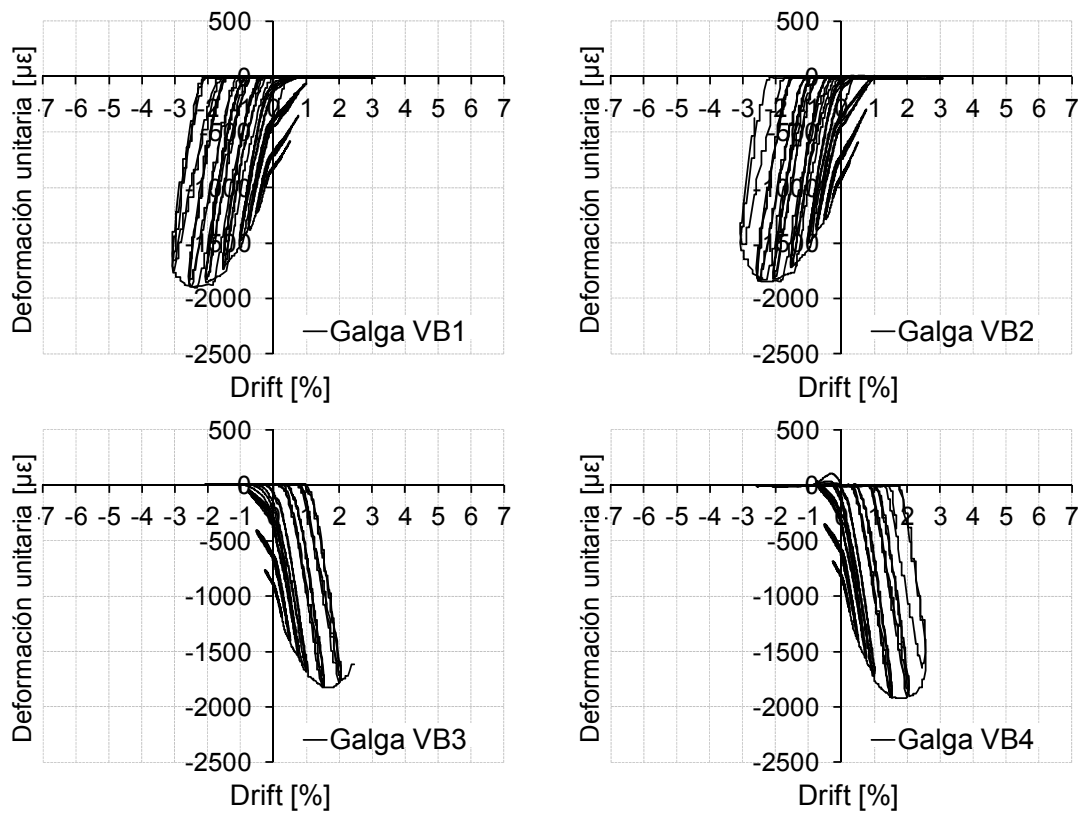


Fig. I.13. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. S.DB.L0-1

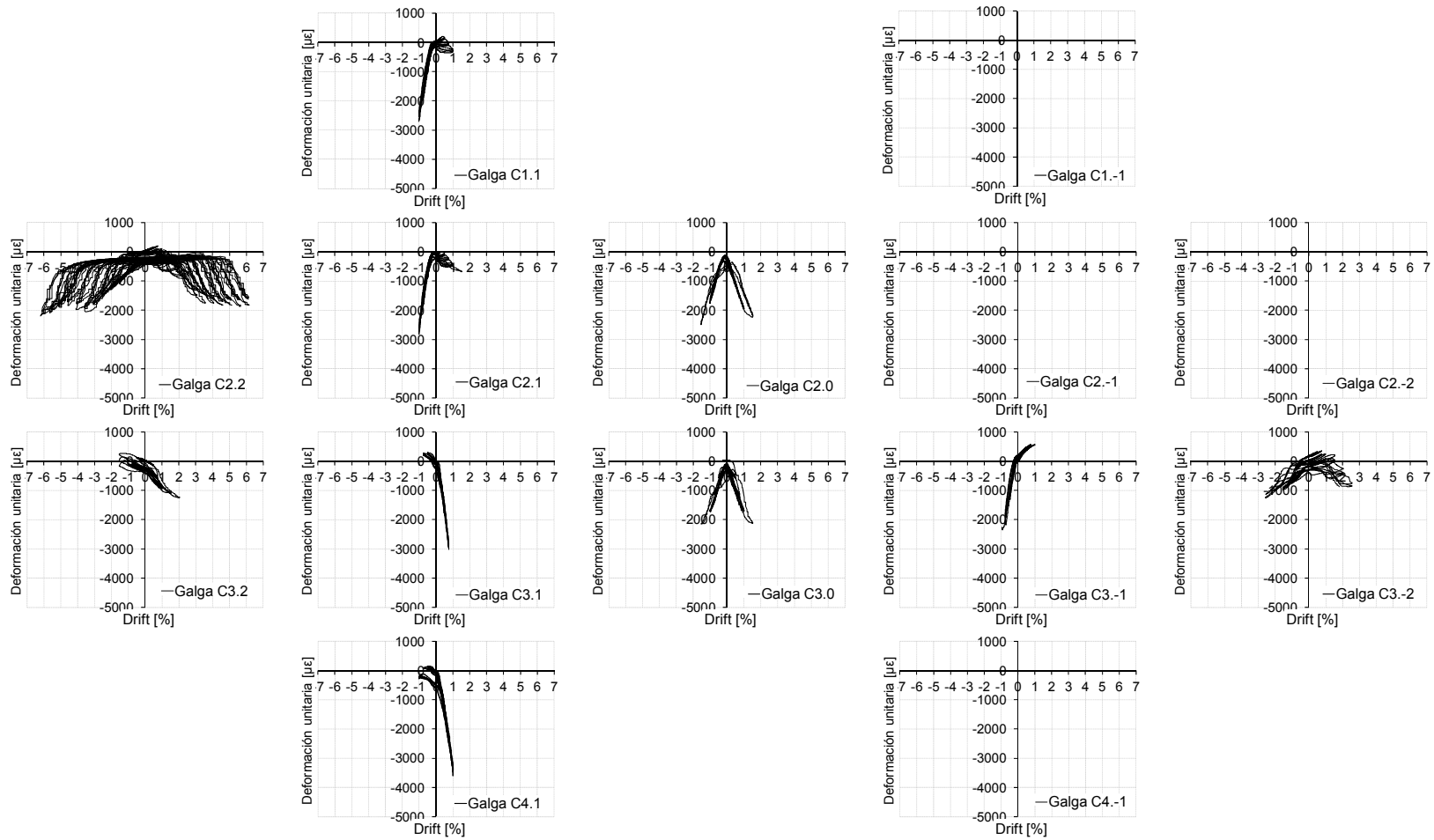


Fig. I.14. Medidas de galgas en armadura de pilares. S.DB.L0-1

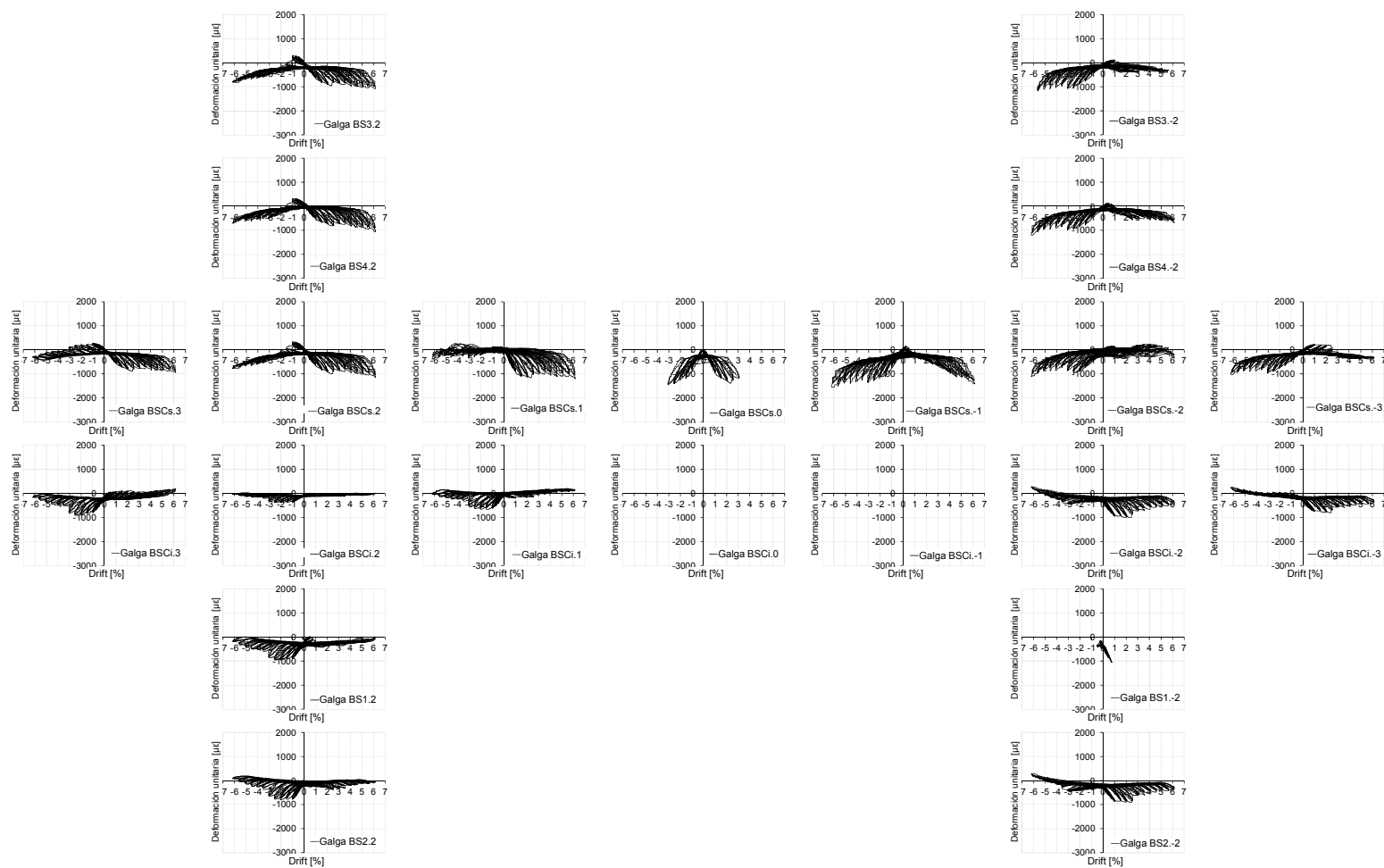


Fig. I.15. Medidas de galgas en armadura de vigas. S.DB.L0-1

### 1.2.4 Medidas de galgas en la probeta S.DB.L0-2

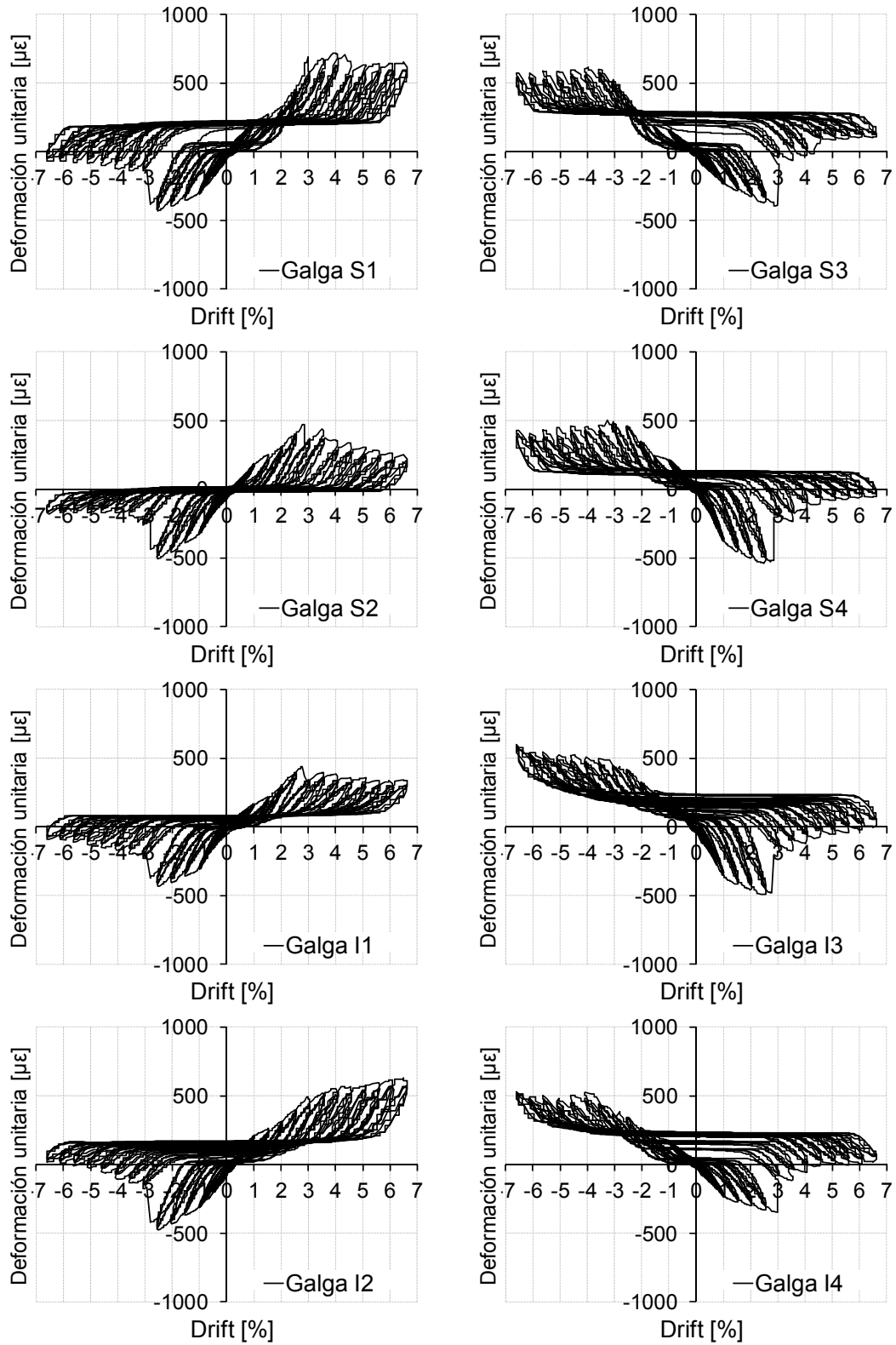


Fig. I.16. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. S.DB.L0-2

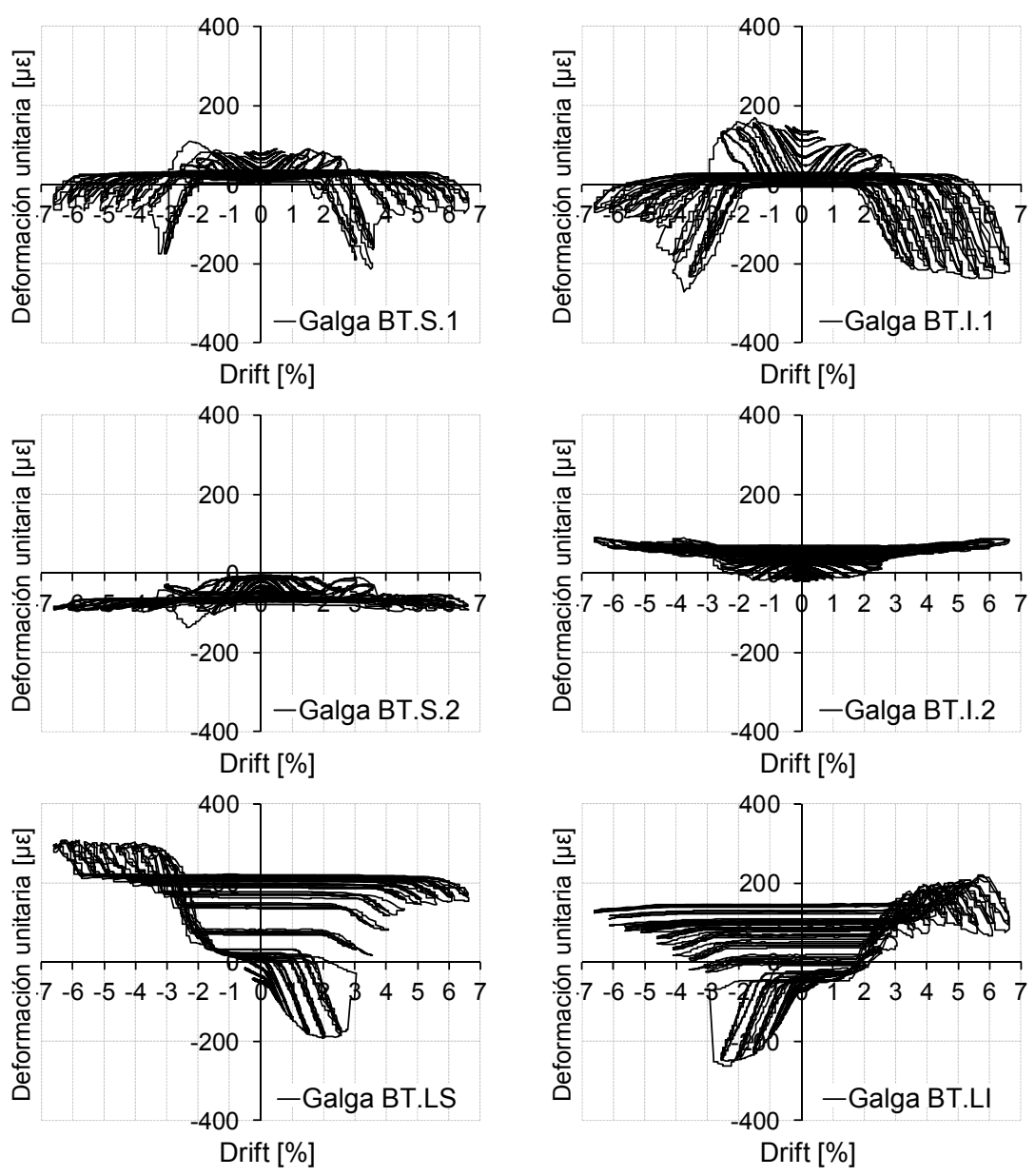


Fig. I.17. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. S.DB.L0-2

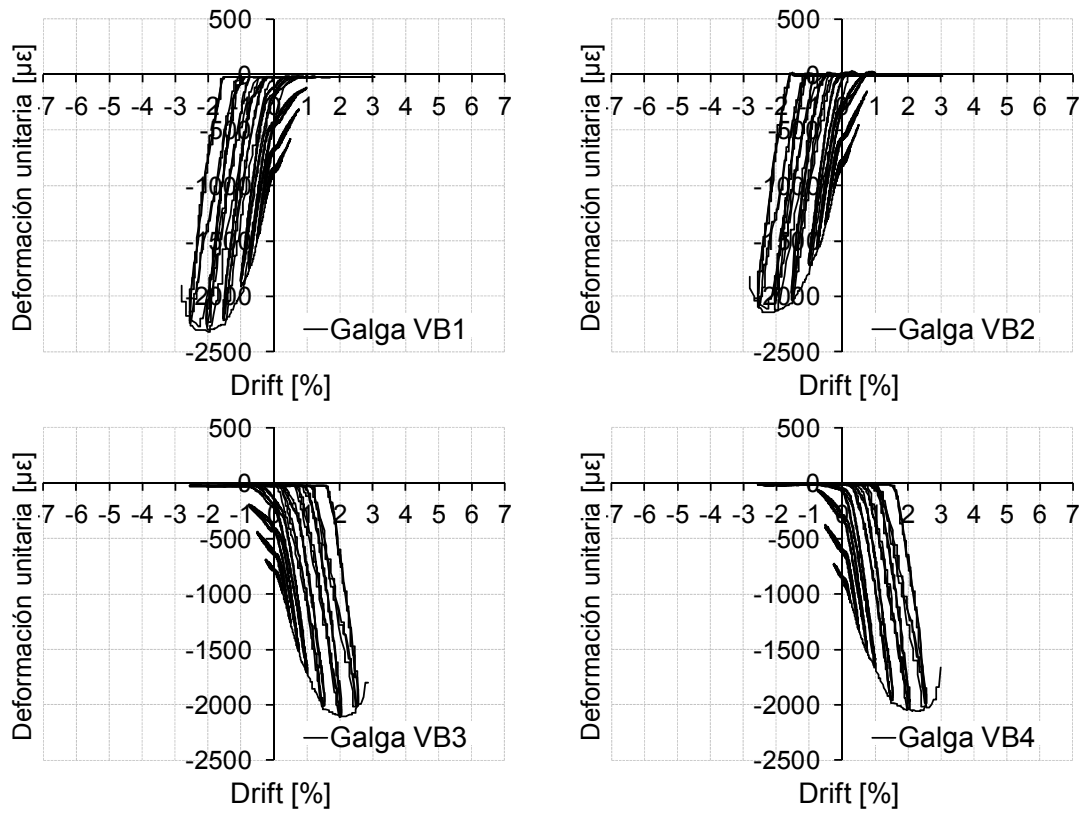


Fig. I.18. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. S.DB.L0-2

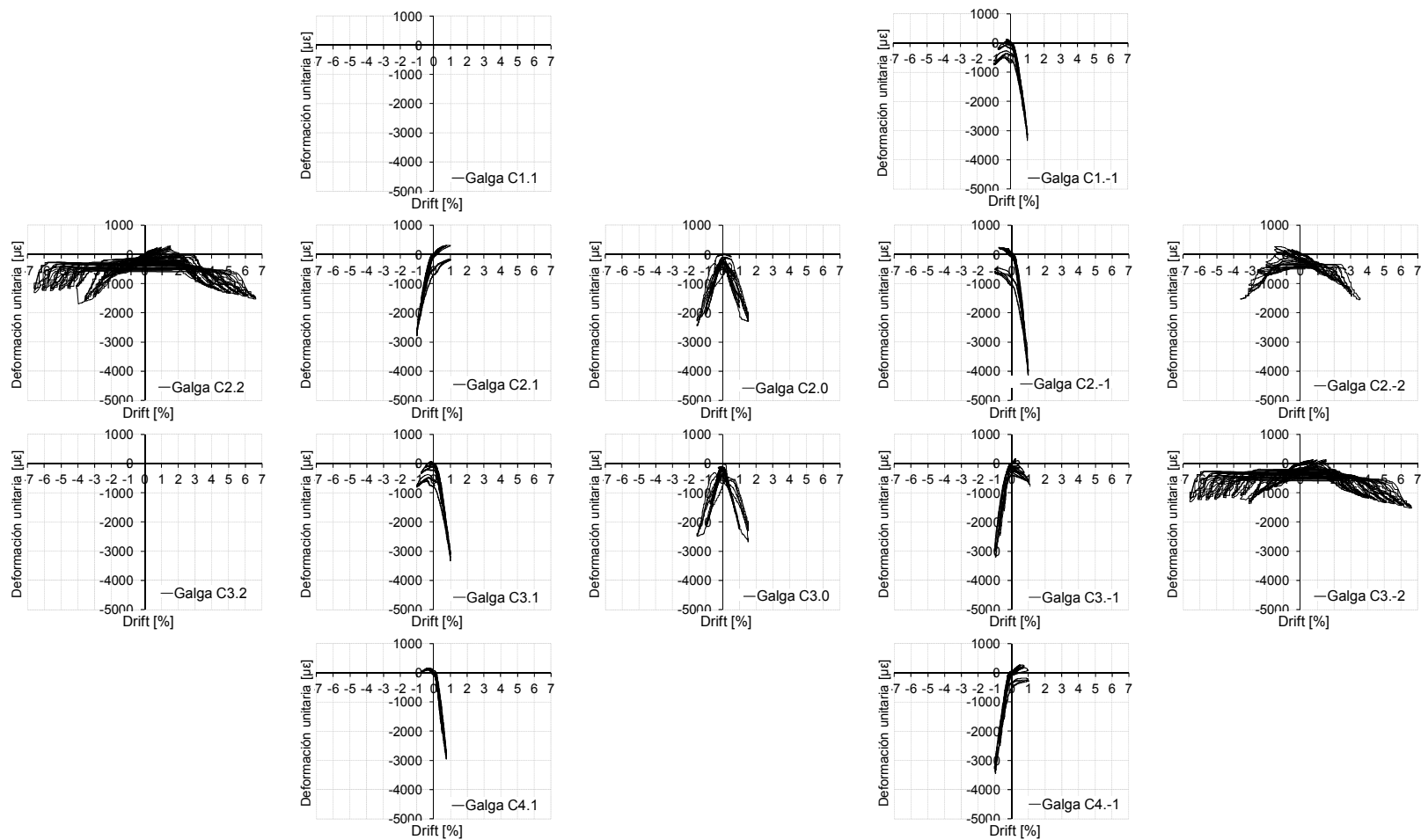


Fig. I.19. Medidas de galgas en armadura de pilares. S.DB.L0-2



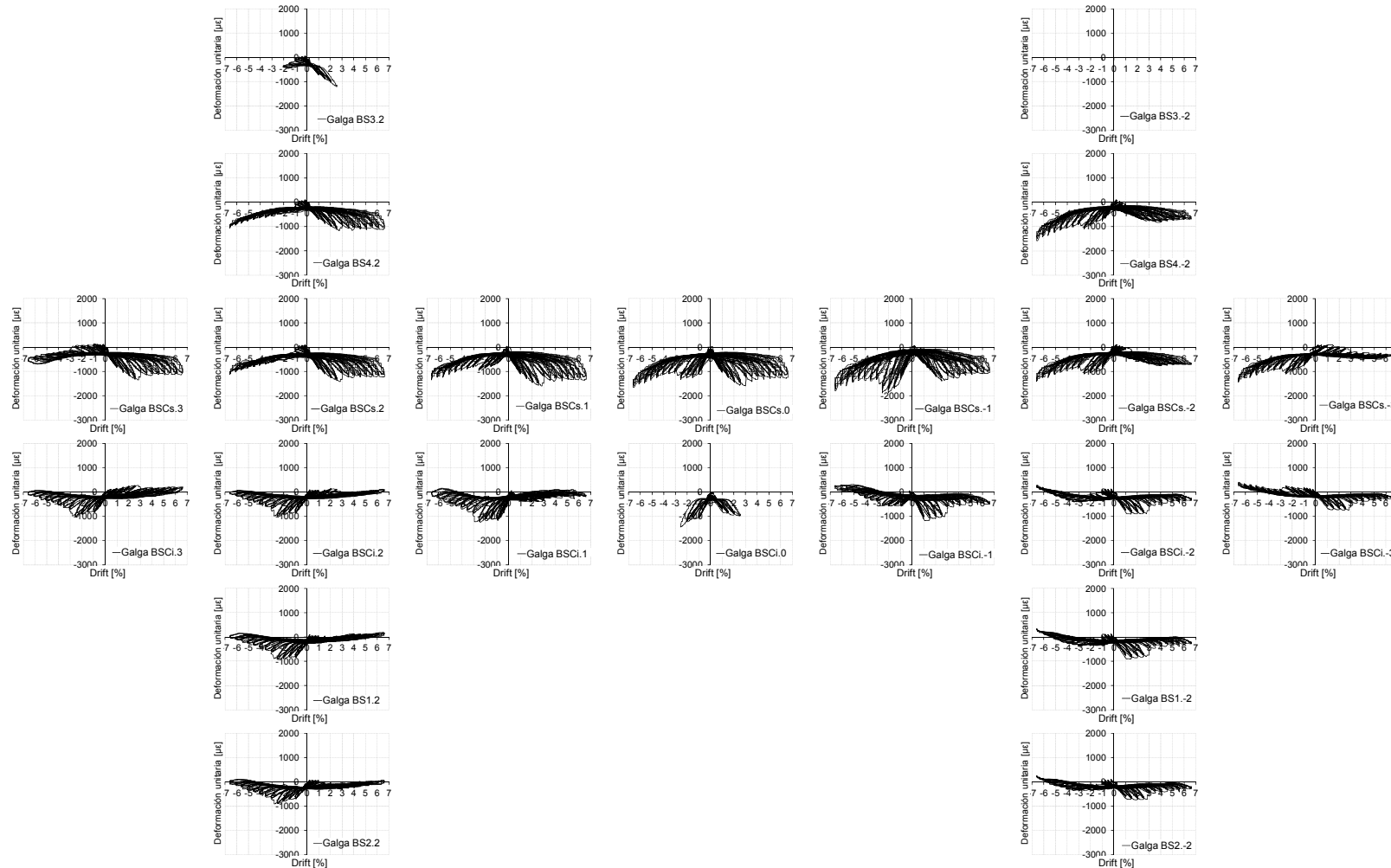


Fig. I.20. Medidas de galgas en armadura de vigas. S.DB.L0-2

### **I.3 Envolvertes de medidas de galgas en probetas Tipo S**

A continuación se presentan varios grupos de gráficas para cada pareja de ensayos (S.VB.L0-1/S.VB.L0-2 y S.DB.L0-1/S.DB.L0-2). En primer lugar se representan dos a dos las envolventes de las medidas de las galgas colocadas en una misma barra y posición, y en adelante se van agrupando con otras medidas que por su correspondencia, bien de posición o de simetría, guarden cierta similitud.

El criterio de agrupación de medidas se describe con el siguiente ejemplo:

- De las 4 armaduras del pilar, 2 de ellas (C2, C3) se han instrumentado con 5 puntos (posiciones -2, -1, 0, 1, 2). Las otras 2 armaduras (C1, C4) solo se han instrumentado en 2 (posiciones -1, 1).
- Las galgas C1.1 y C2.1 están midiendo 2 armaduras (C1, C2) en la misma posición (1) y de la misma cara del espécimen. Por tanto, su lectura debe ser similar, por este motivo se agrupan en una misma gráfica (agrupación por misma posición y mismo lado).
- Al mismo tiempo, dada la simetría de armaduras y esfuerzos en los especímenes, las posiciones complementarias también son agrupables: C1.1 y C2.1 con C3.-1 y C4.-1. Para un Drift negativo las cuatro medidas son de tracción (agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos).
- Además, puede realizarse la agrupación de las medidas de las armaduras para los lados opuestos cuando el Drift es positivo y cuando es negativo. La medida de C1.1 para drift negativo puede ser agrupada con la medida C4.1 para drift positivo, ambas medidas de tracción (agrupación de lados opuestos con drift complementario). Para llevar a cabo dicha agrupación, la representación de la mitad de las medidas se ha realizado con la envolvente simétrica de la real.

De este modo, es posible agrupar 16 galgas en una sola gráfica (posición 1) para medir un mismo comportamiento: las posiciones 1 y -1 de las cuatro armaduras de cada probeta (2x4x2). Ver Figura I.34

### I.3.1 Envoltentes de medidas de galgas en probetas S.VB.L0

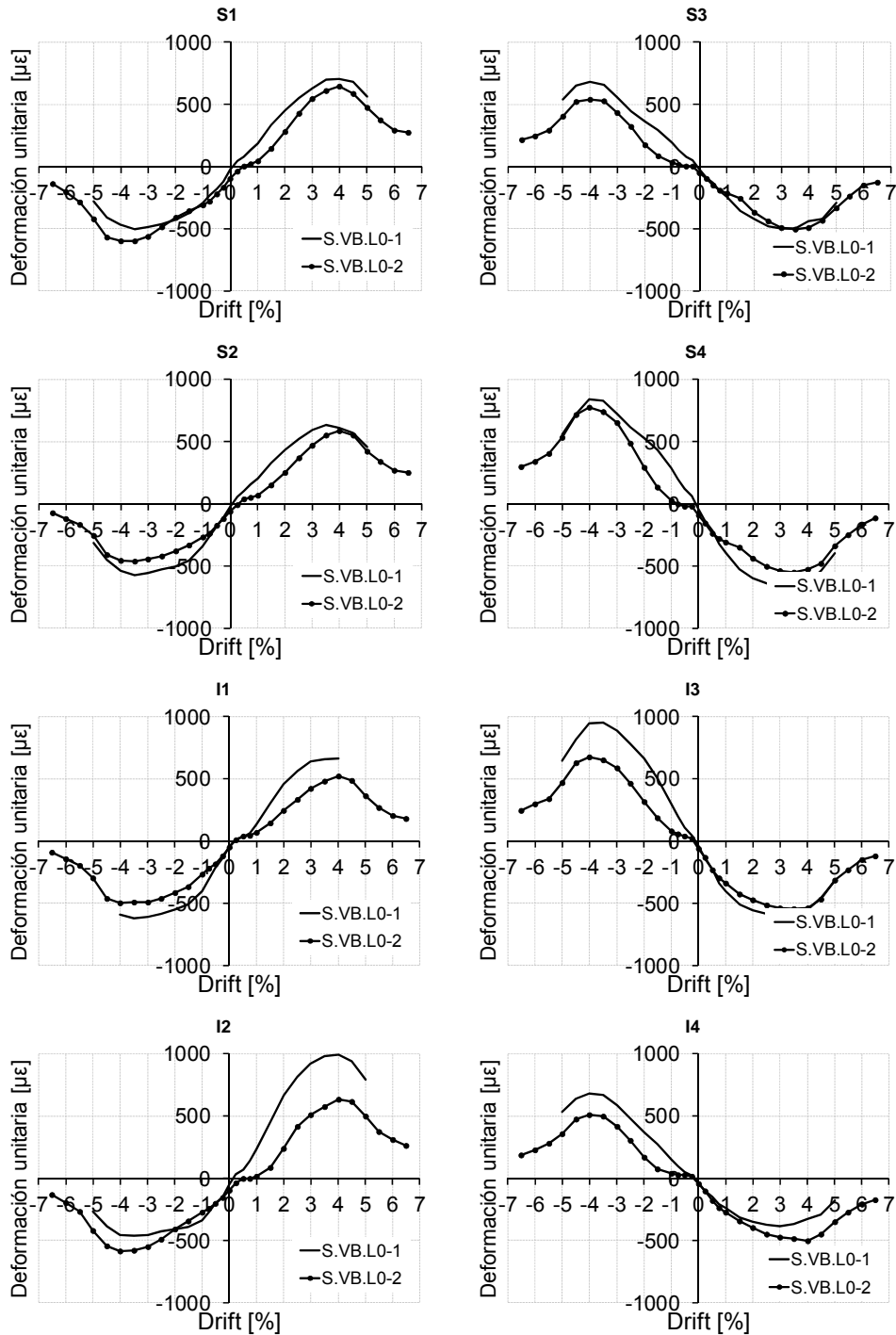


Fig. I.21. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación de ambos especímenes. S.VB.L0

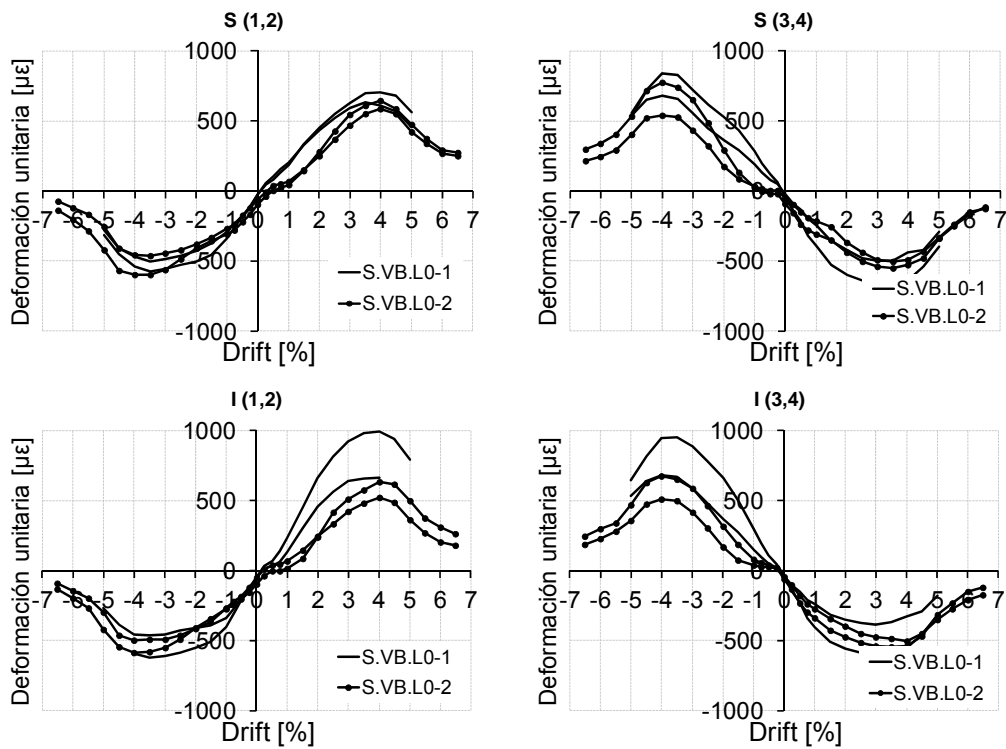


Fig. I.22. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. S.VB.L0

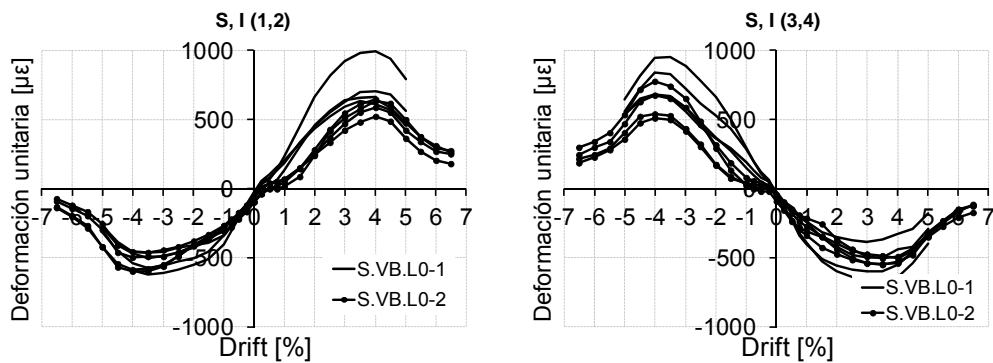


Fig. I.23. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. S.VB.L0

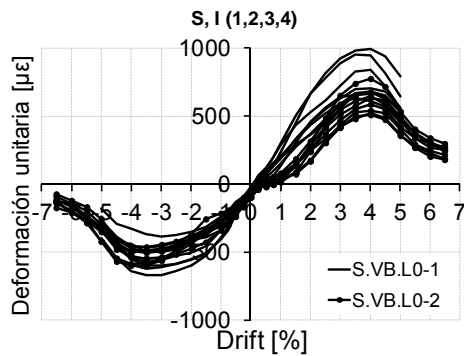


Fig. I.24. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.VB.L0

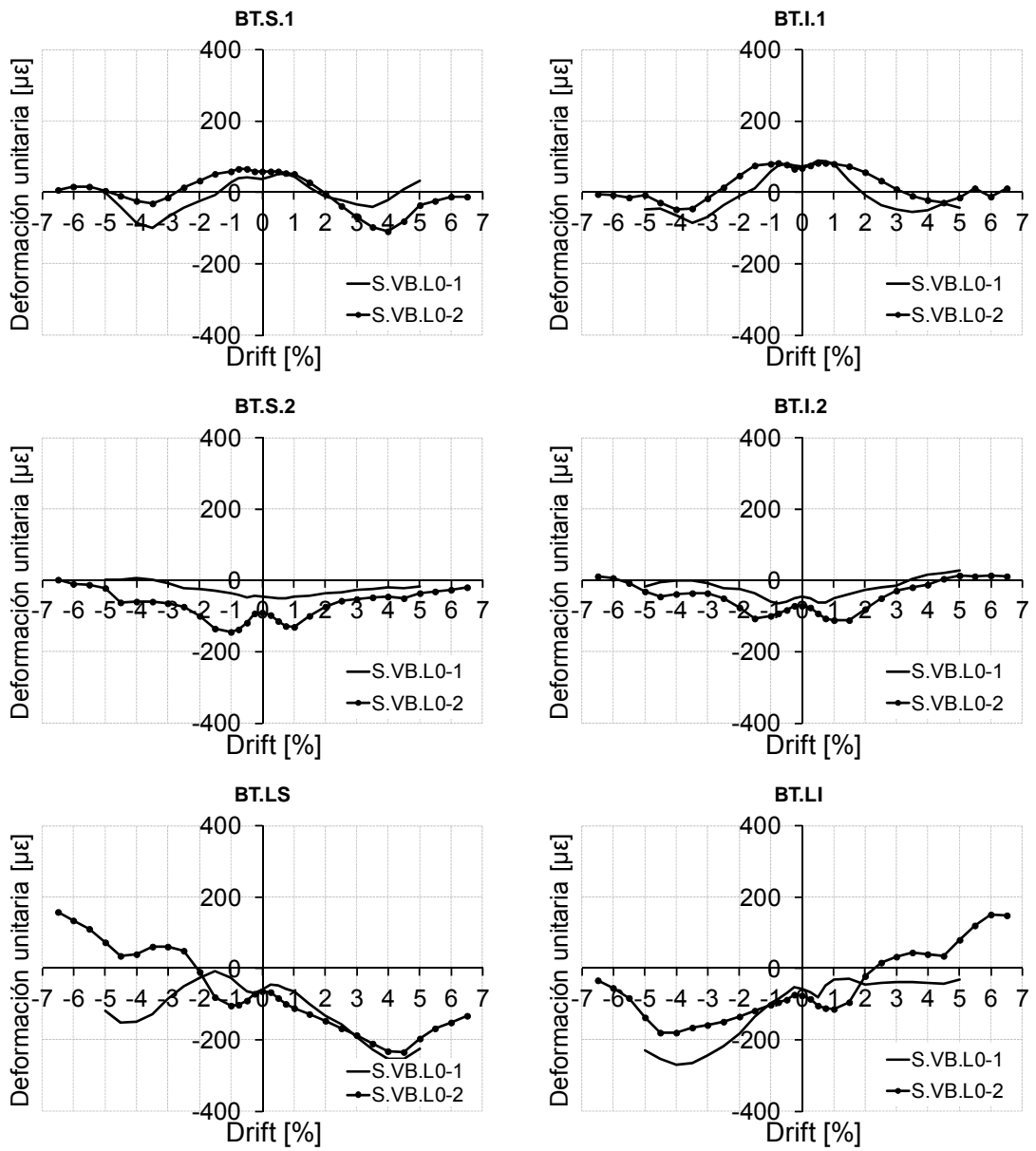


Fig. I.25. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación de ambos especímenes. S.VB.L0

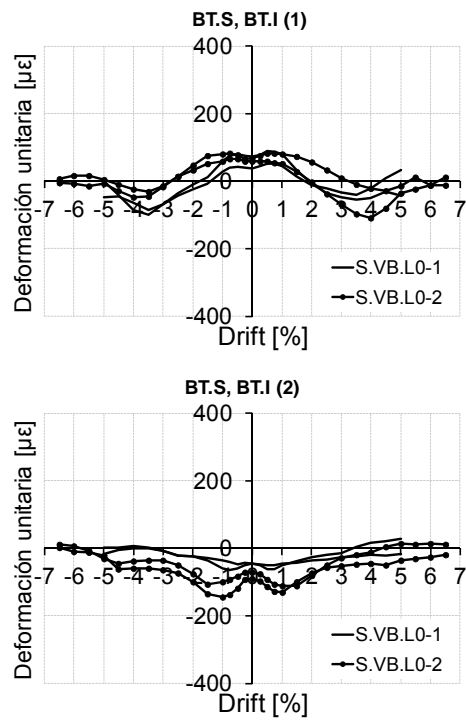


Fig. I.26. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. S.VB.L0

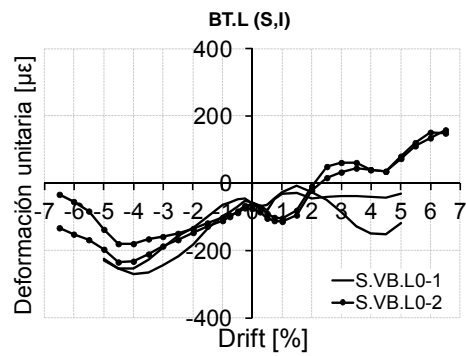


Fig. I.27. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.VB.L0

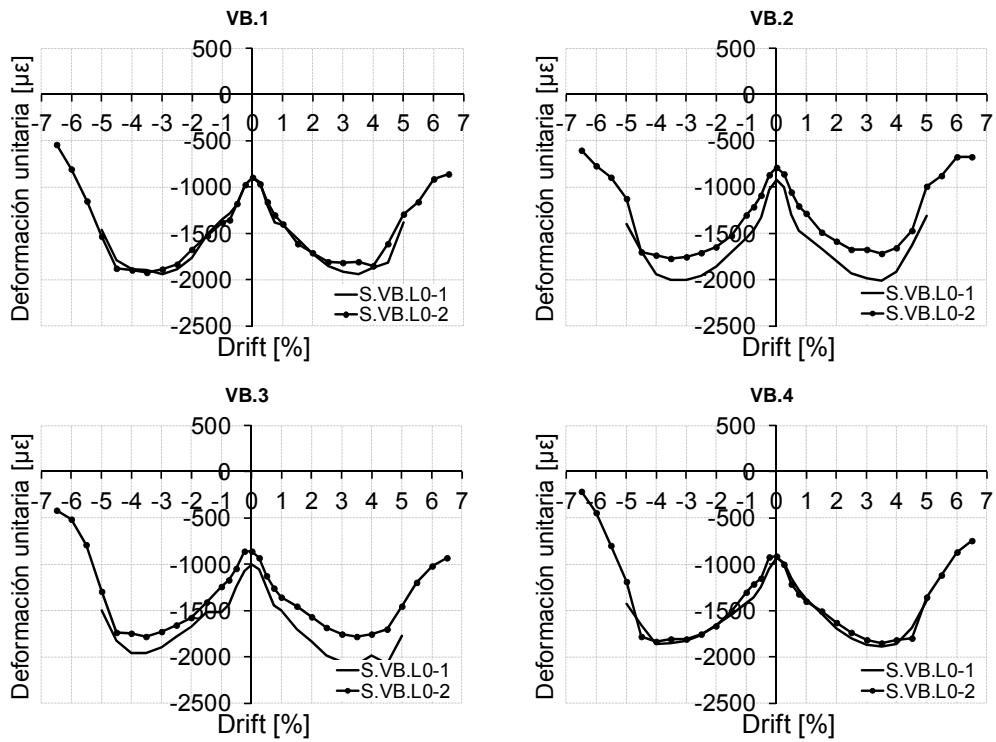


Fig. I.28. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupación de ambos especímenes. S.VB.L0

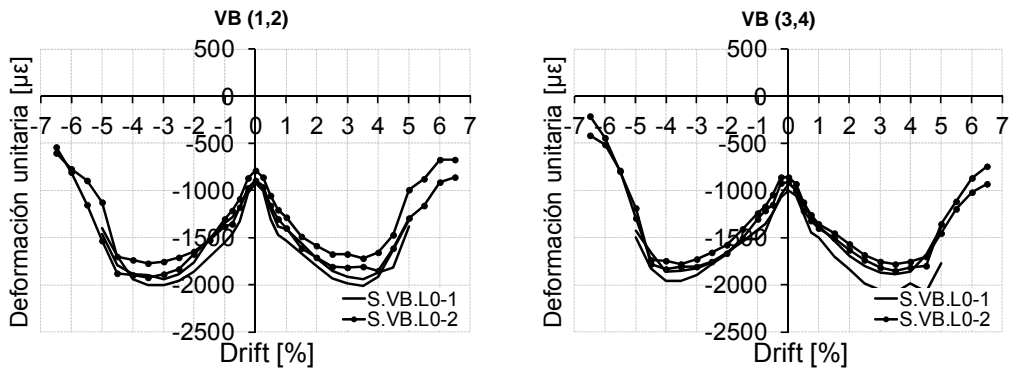


Fig. I.29. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupaciones por mismo lado. S.VB.L0

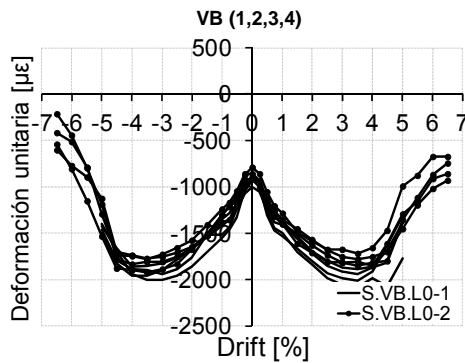


Fig. I.30. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupación de todas las galgas. S.VB.L0

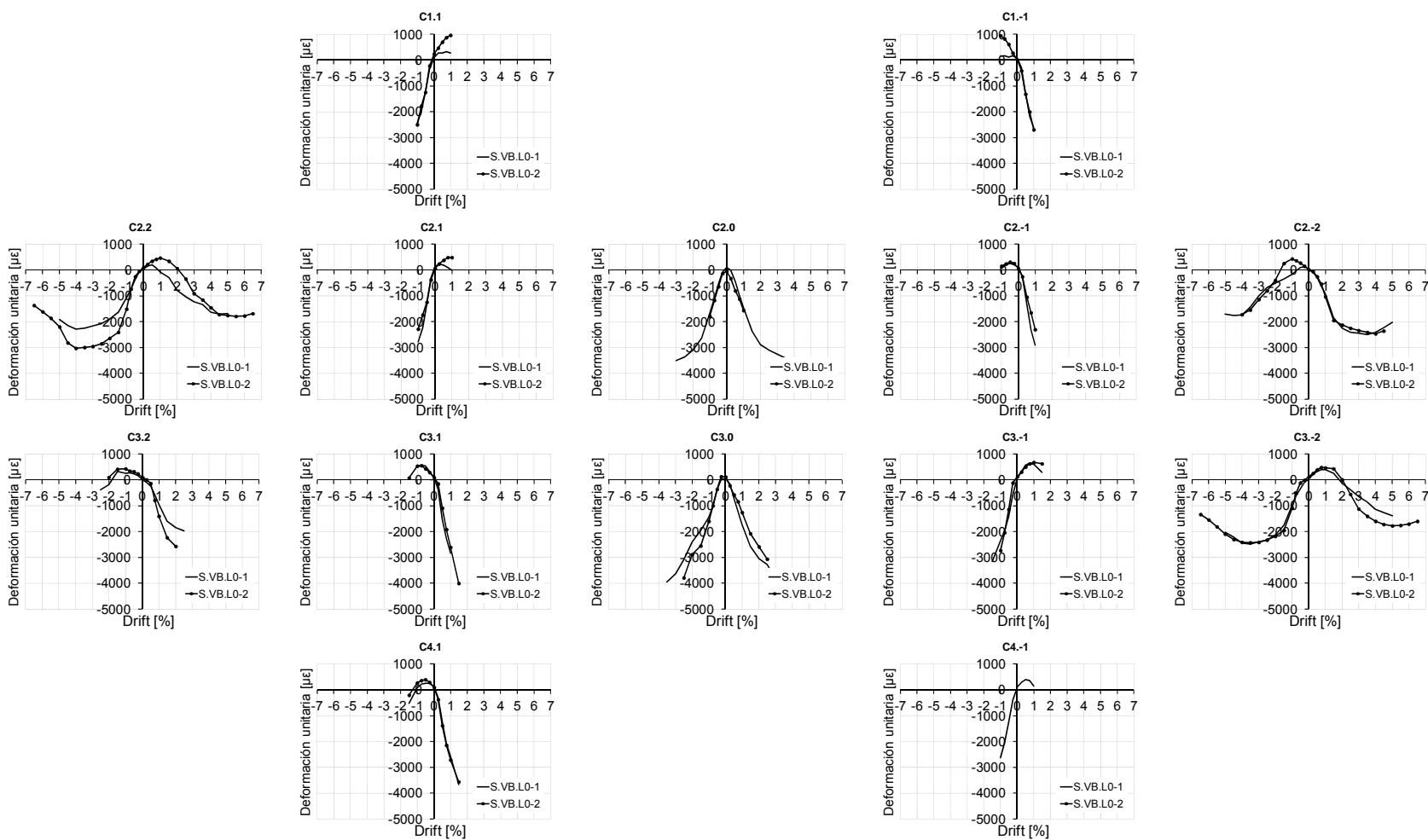


Fig. I.31. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación de ambos especímenes. S.VB.L0



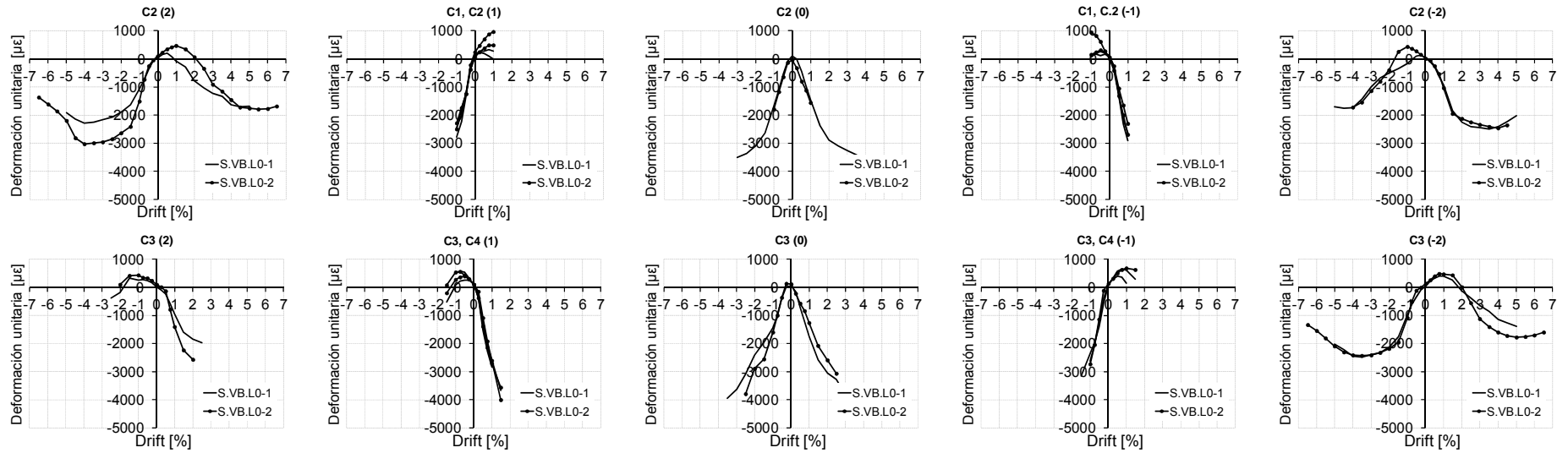


Fig. I.32. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. S.VB.L0

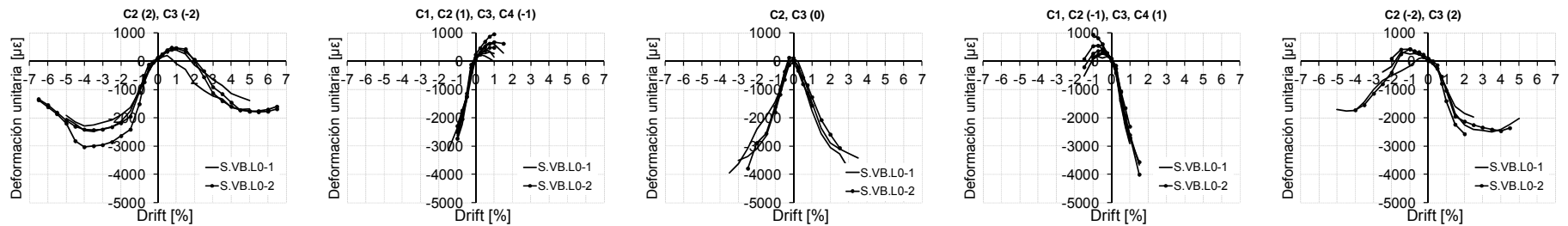


Fig. I.33. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. S.VB.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

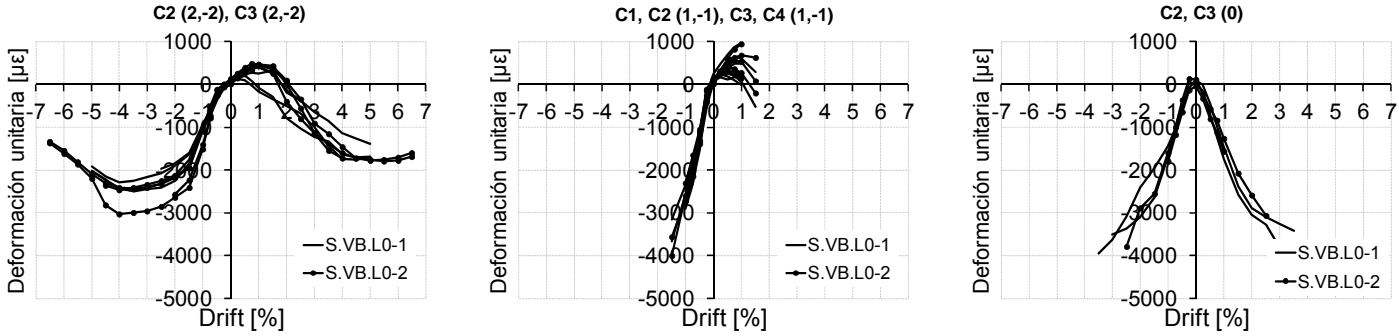


Fig. I.34. Envoltentes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.VB.L0

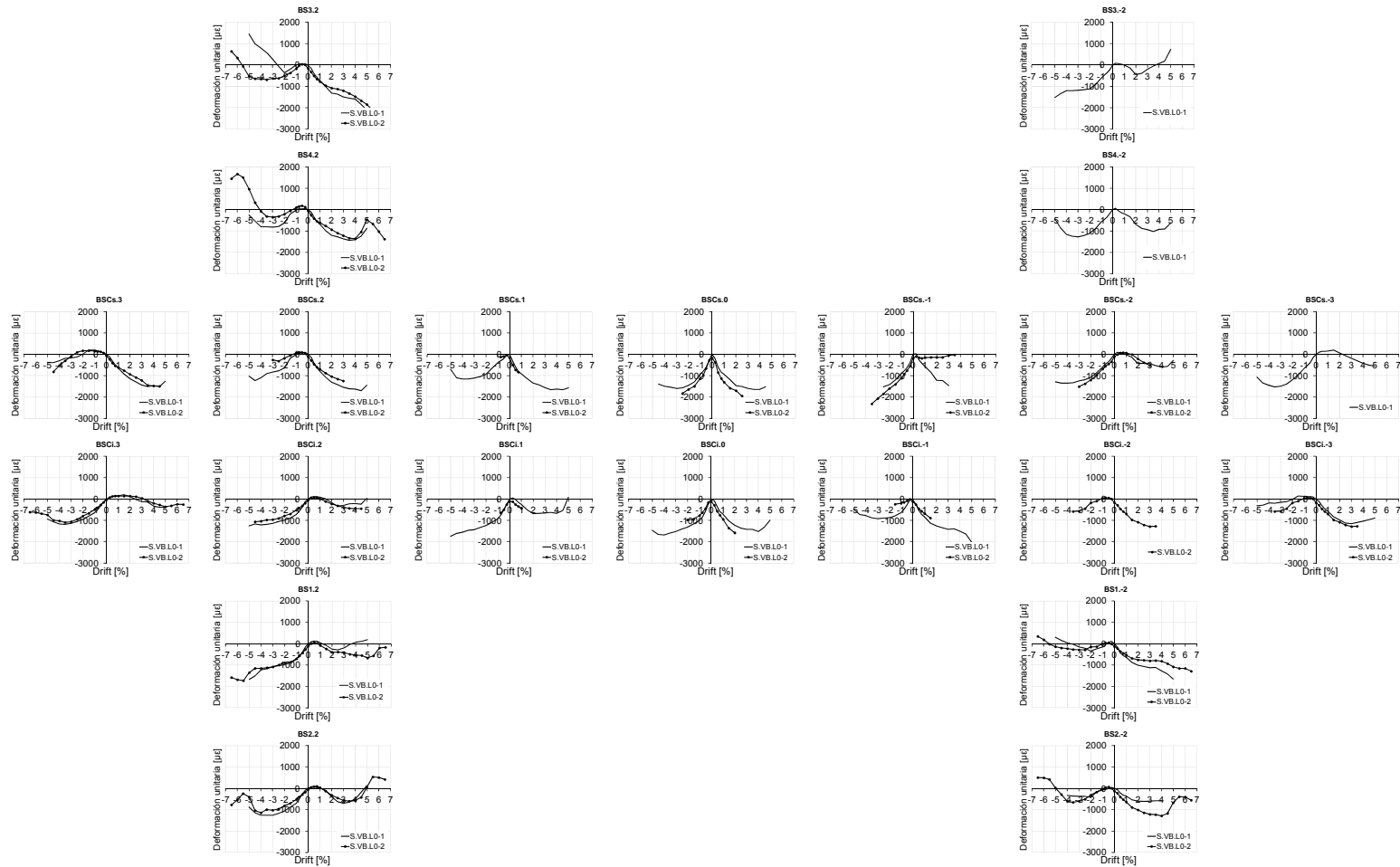


Fig. I.35. Envoltentes de galgas en armadura de viga. Agrupación de ambos especímenes. S.VB.L0

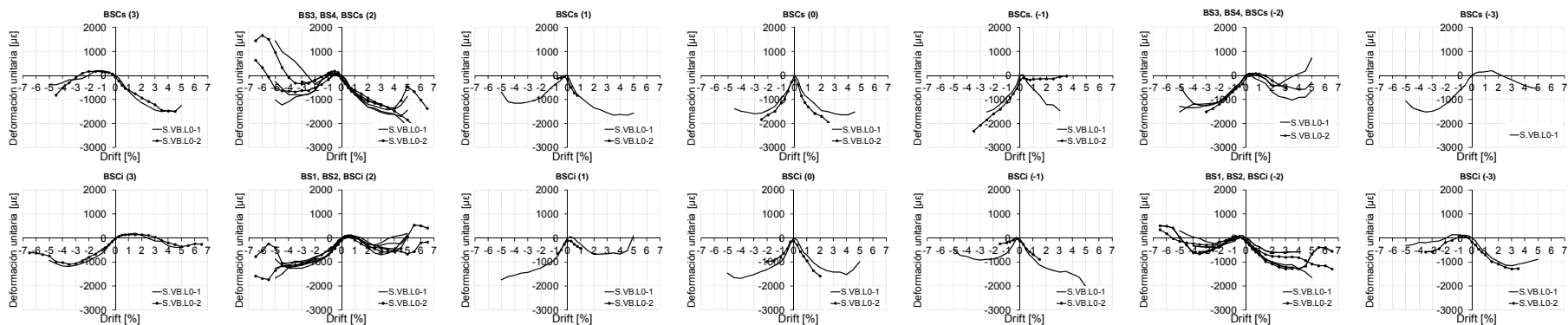


Fig. I.36. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. S.VB.L0

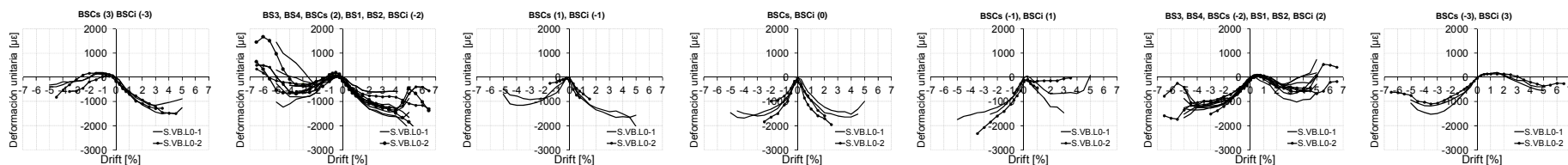


Fig. I.37. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. S.VB.L0

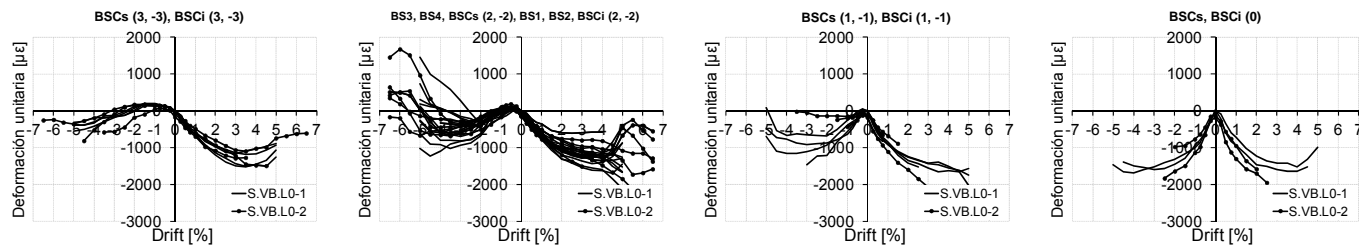


Fig. I.38. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.VB.L0

**1.3.2 Envoltentes de medidas de galgas en probetas S.DB.L0**

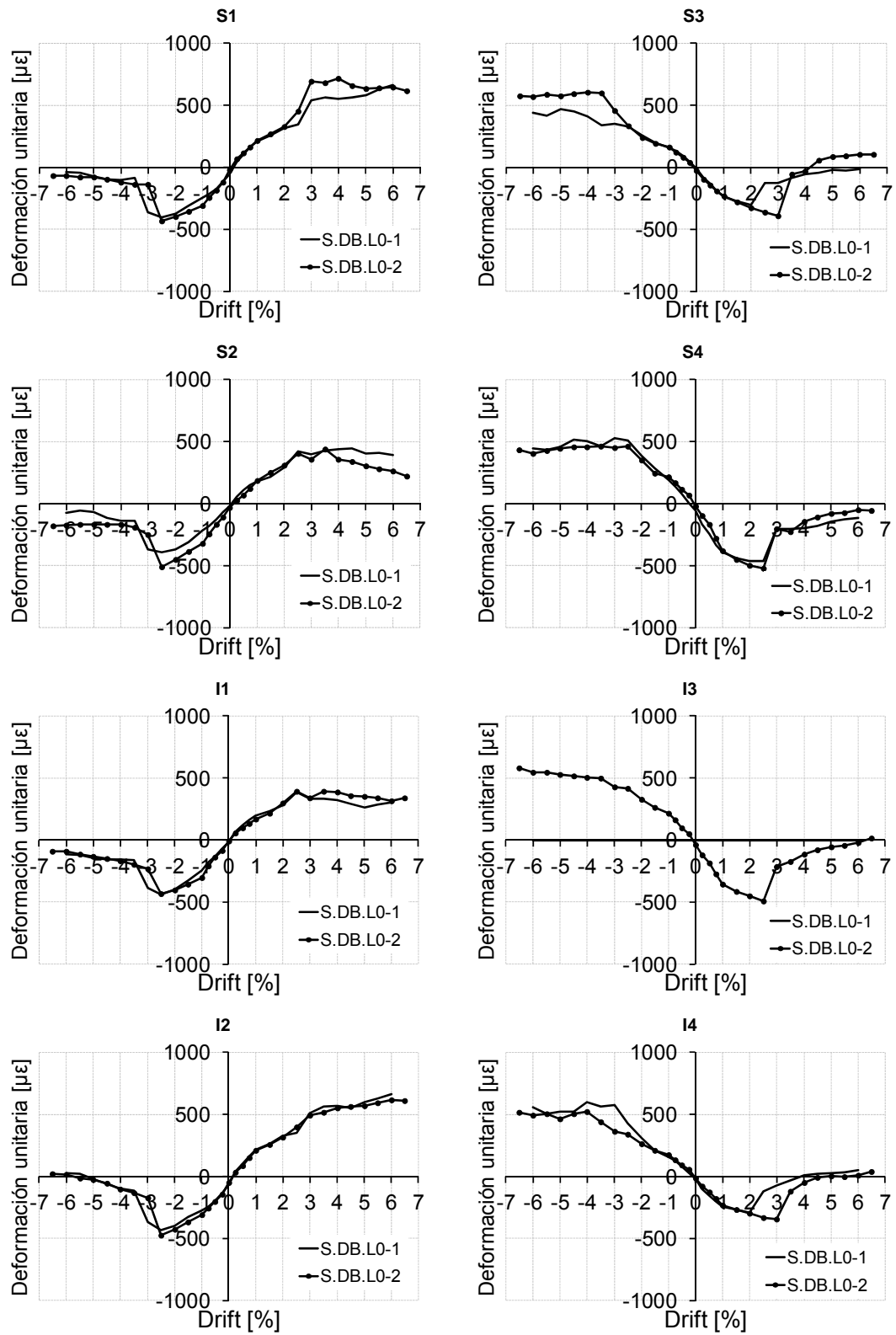


Fig. I.39. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación de ambos especímenes. S.DB.L0

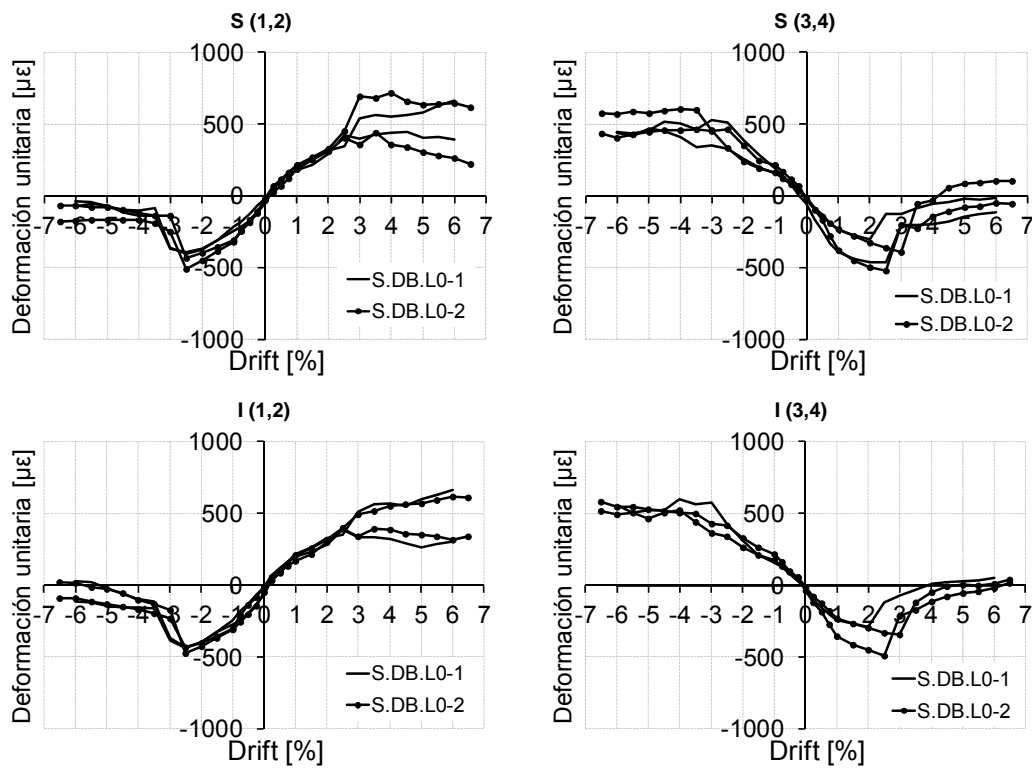


Fig. I.40. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. S.DB.L0

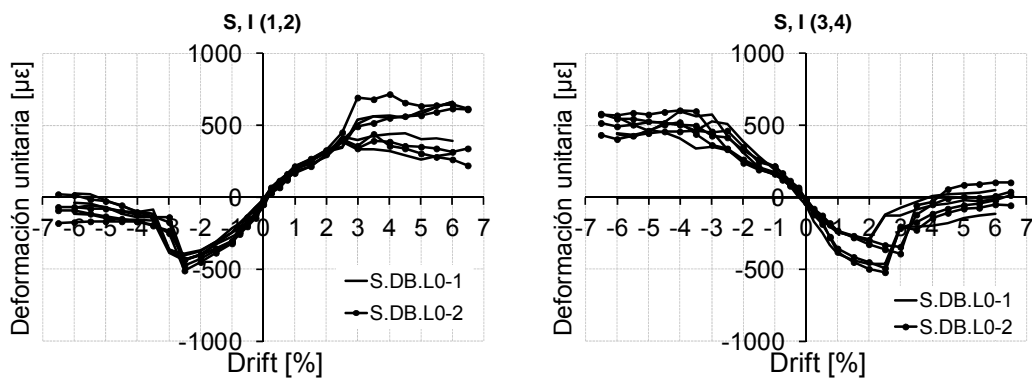


Fig. I.41. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. S.DB.L0

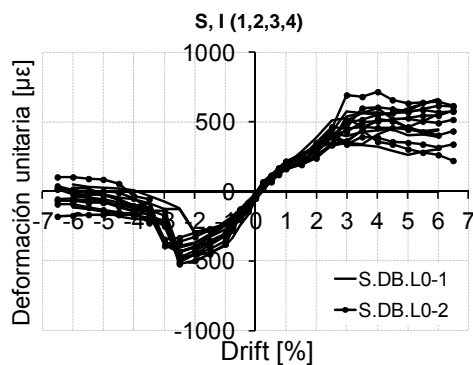


Fig. I.42. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.DB.L0

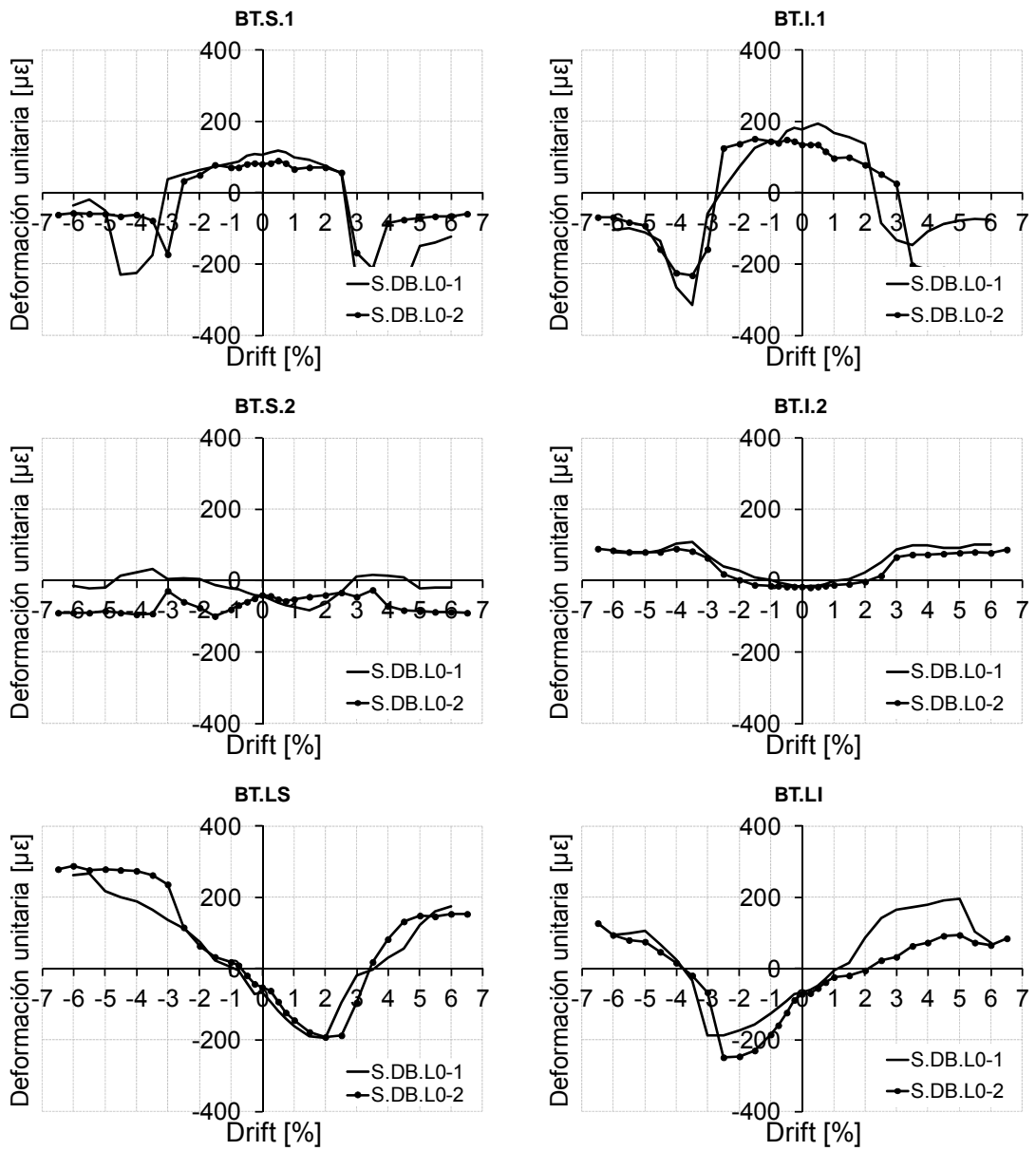


Fig. I.43. Envolventes de galgas en presillas metálicas. Agrupación de ambos especímenes. S.DB.L0

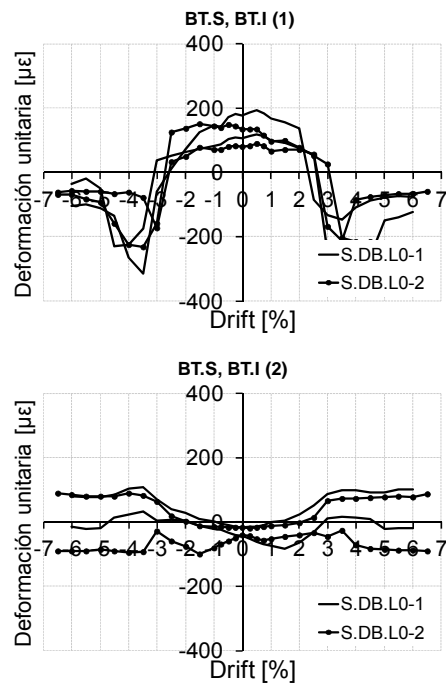


Fig. I.44. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. S.DB.L0

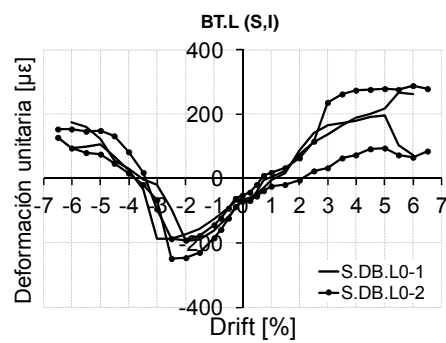


Fig. I.45. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.DB.L0



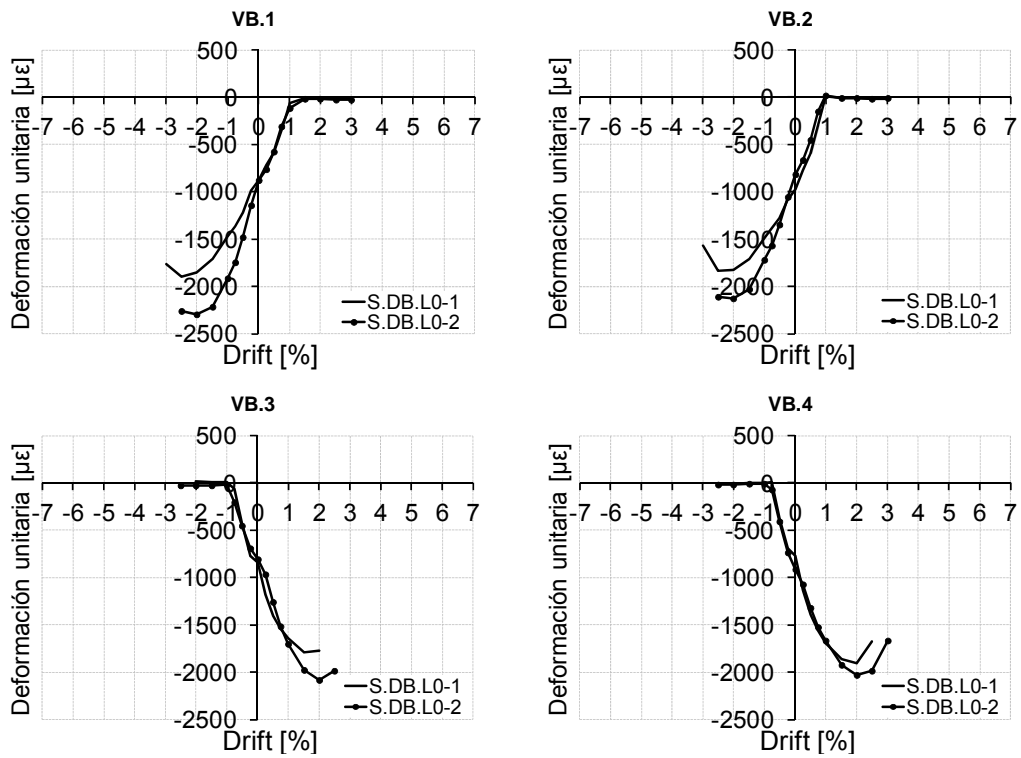


Fig. I.46. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupación de ambos especímenes. S.DB.L0

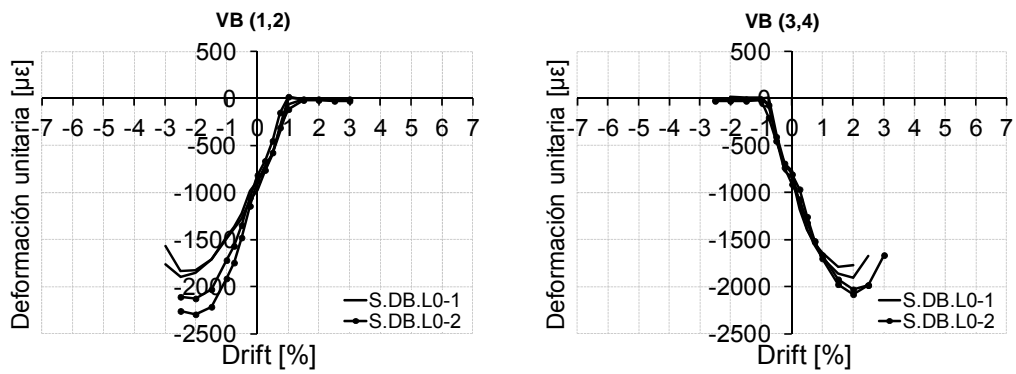


Fig. I.47. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupaciones por mismo lado. S.DB.L0

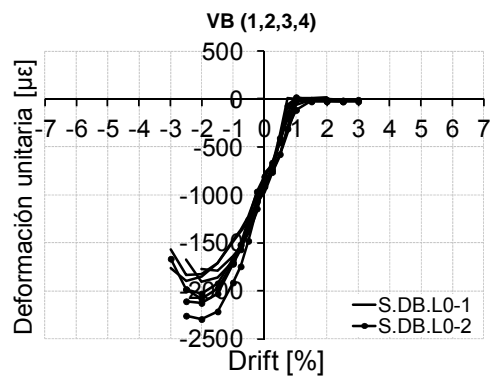


Fig. I.48. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.DB.L0

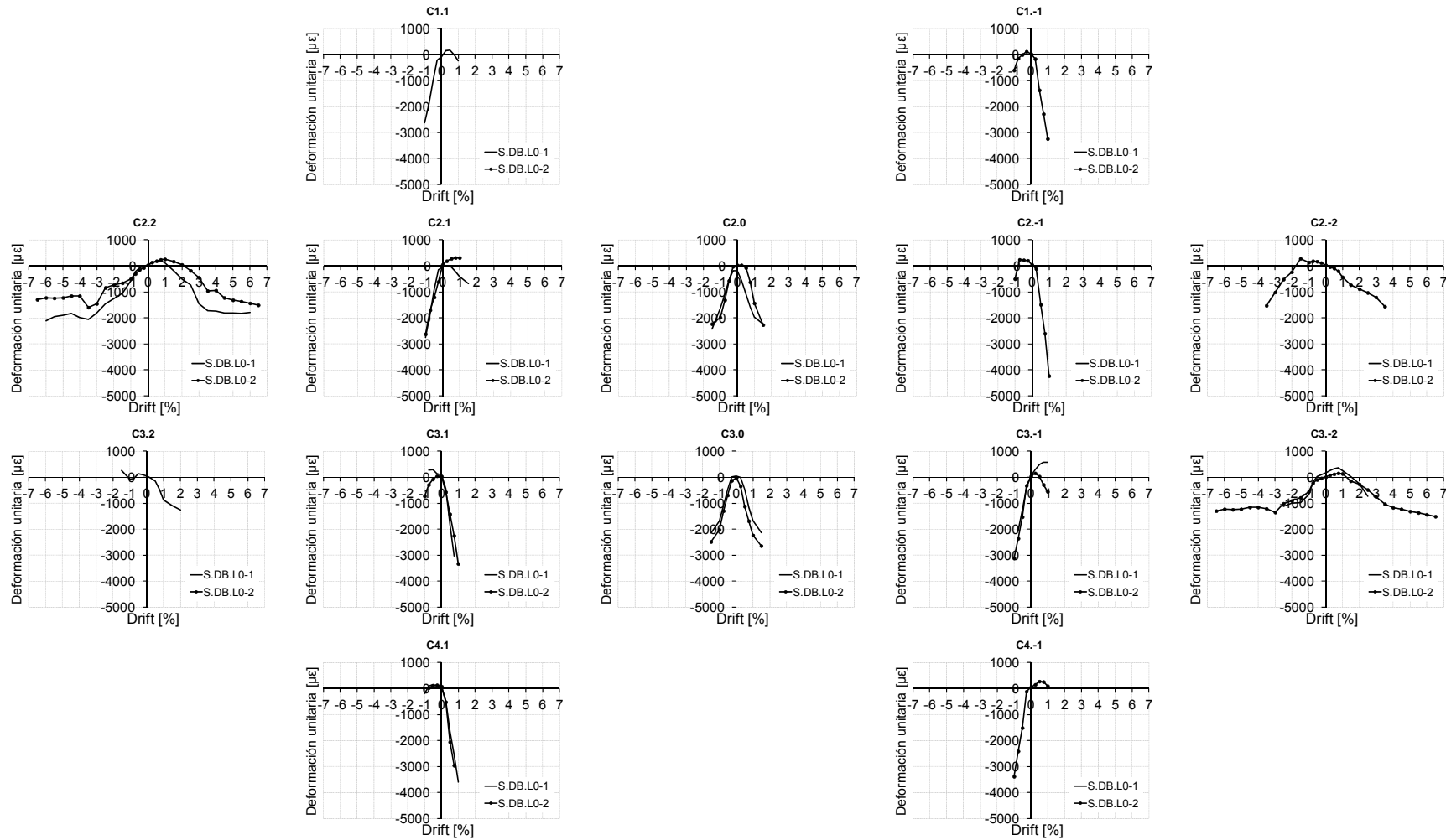


Fig. I.49. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación de ambos especímenes. S.DB.L0

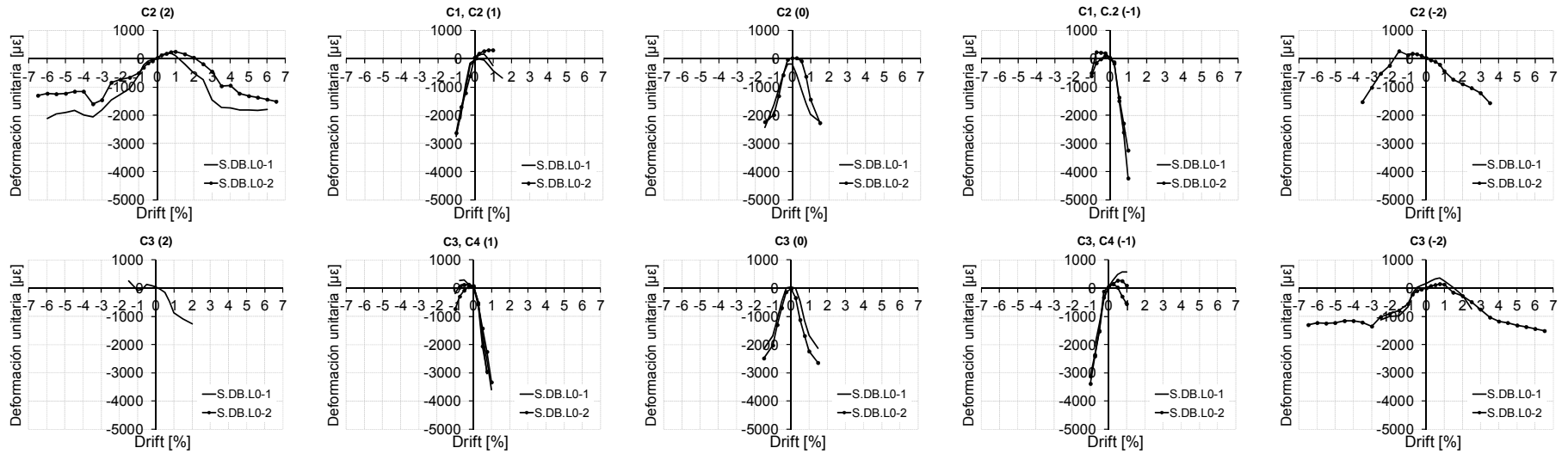


Fig. I.50. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. S.DB.L0

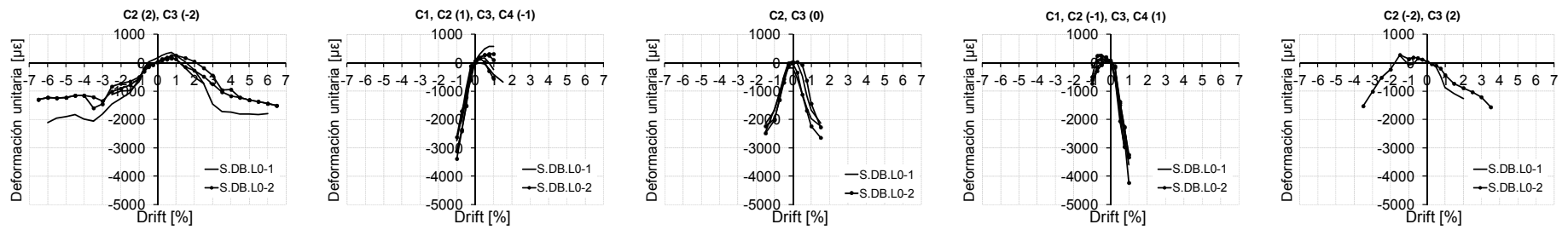


Fig. I.51. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. S.DB.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

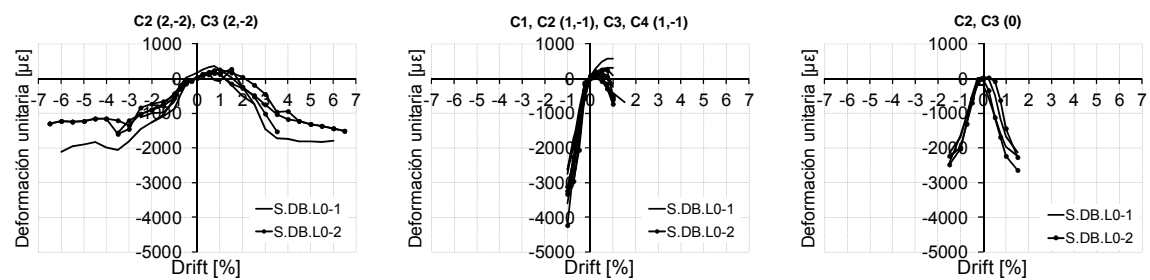


Fig. I.52. Envoltentes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.DB.L0

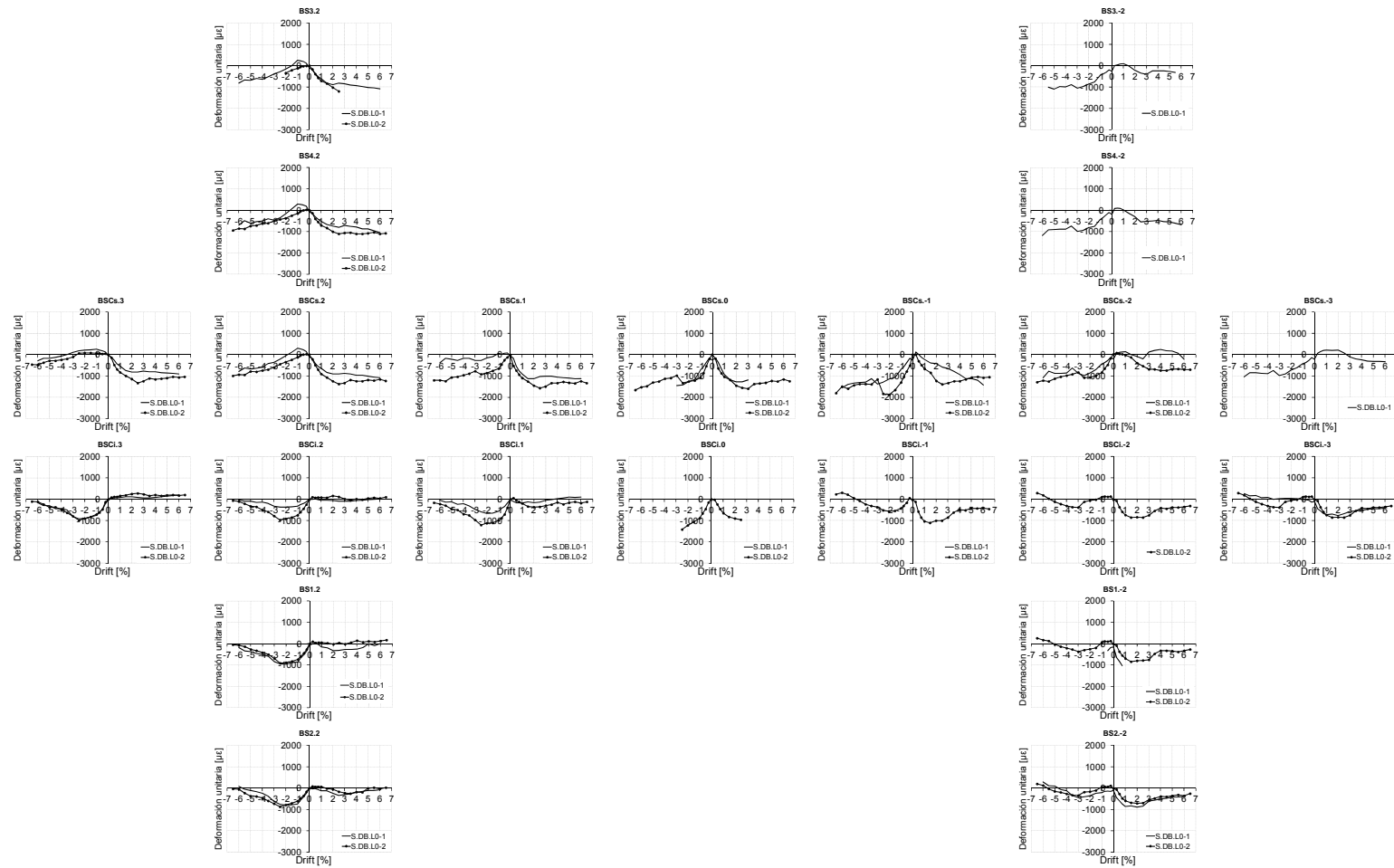


Fig. I.53. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación de ambos especímenes. S.DB.LO

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

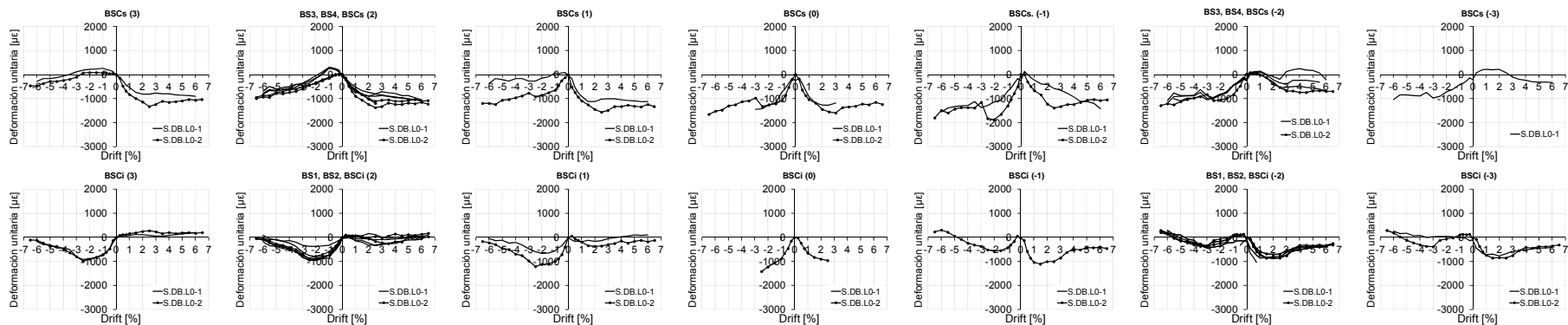


Fig. I.54. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. S.DB.L0

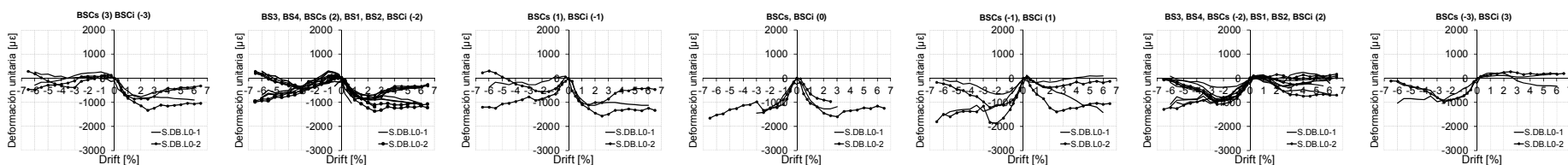


Fig. I.55. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. S.DB.L0

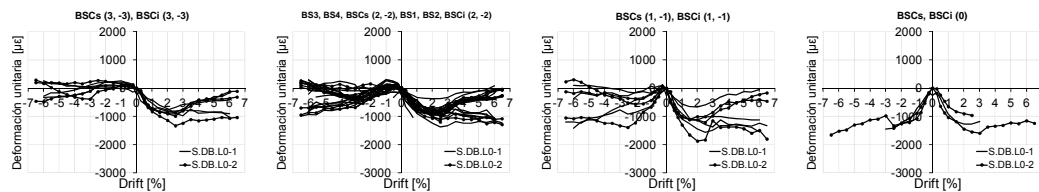


Fig. I.56. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. S.DB.L0

### **I.3 Medidas de galgas en probetas Tipo A, N=0**

En un primer lugar se presentan, para cada una de las probetas, las medidas de cada galga. Posteriormente, se presentan gráficas que incluyen las envolventes de dichas galgas, pero en esta ocasión en las gráficas se agrupan los resultados de las galgas similares para cada grupo de probetas A.W.L0, A.C.L0, A.CA.L0, A.VB.L0 Y A.DB.L0. La nomenclatura utilizada para las galgas puede verse en el Apartado 3.3 del Capítulo 3.

### 1.3.1 Medidas de galgas en la probeta A.W.L0-1

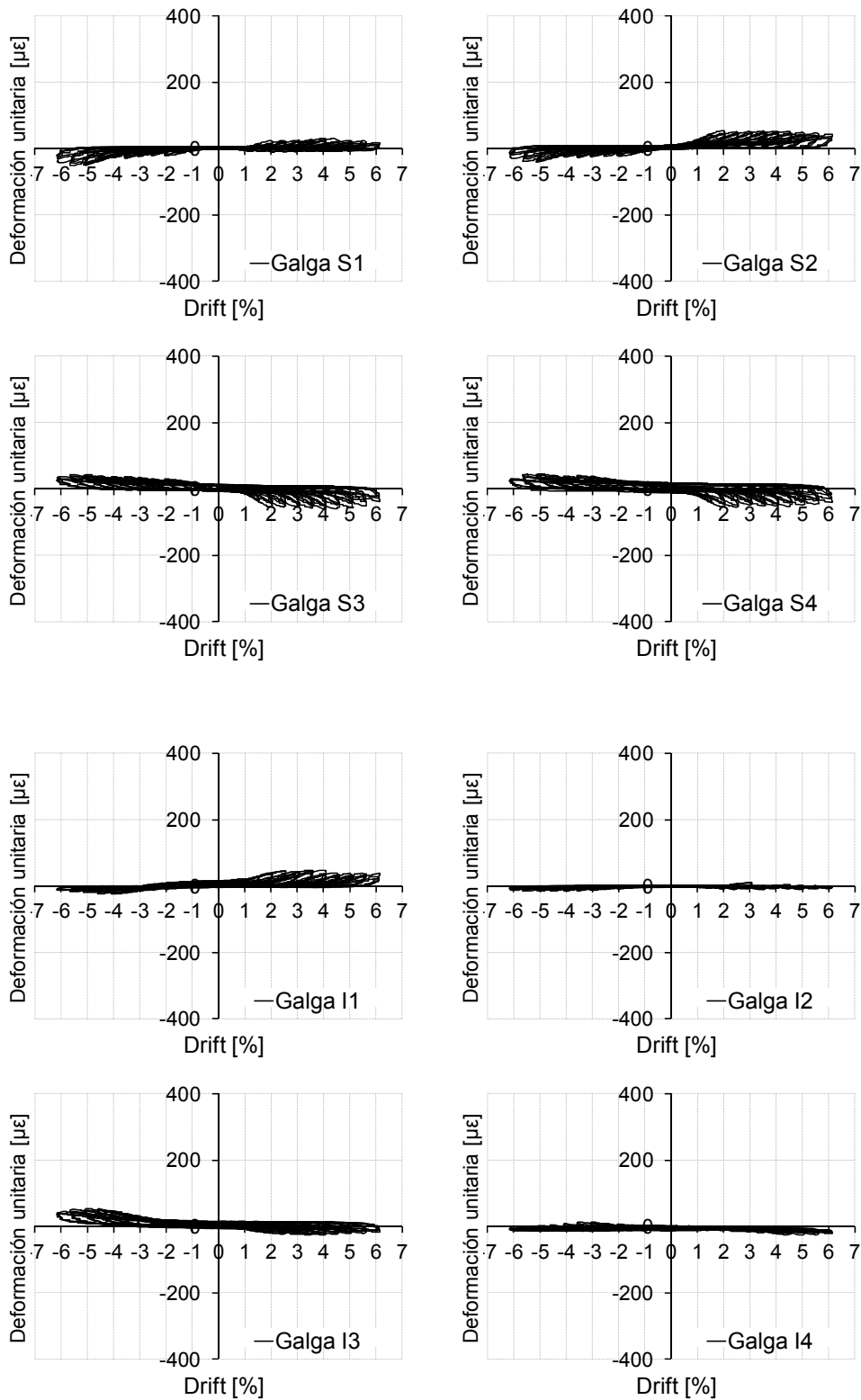


Fig. I.57. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.W.L0-1



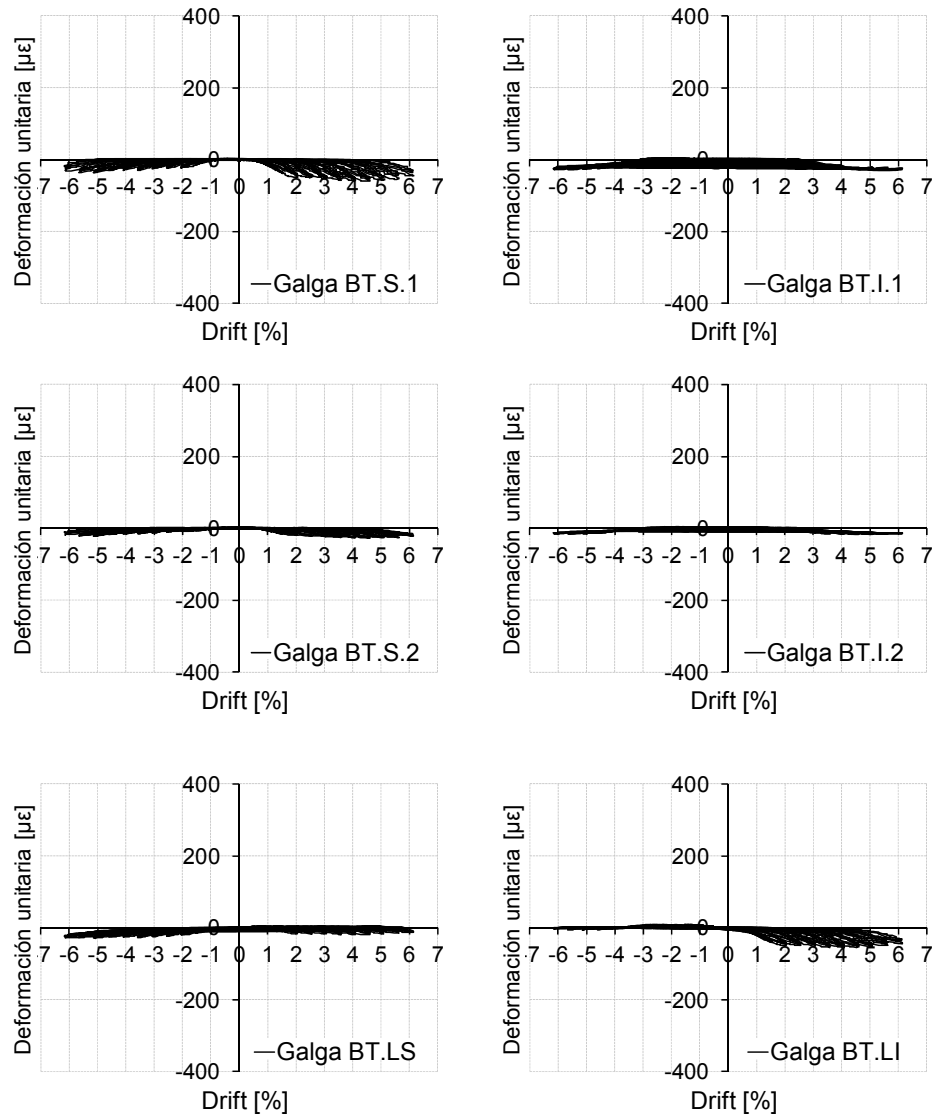


Fig. I.58. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.W.L0-1

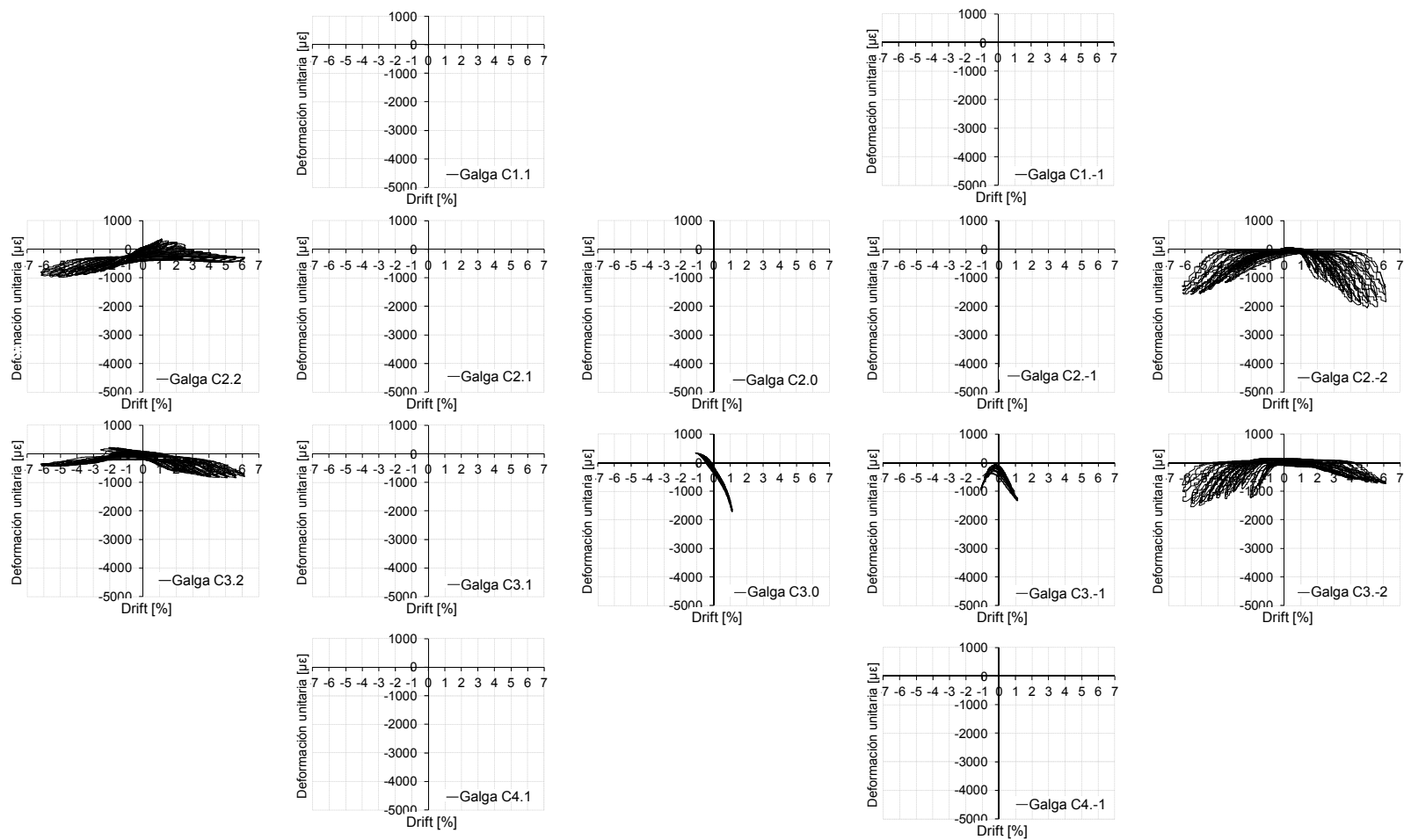


Fig. I.59. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.W.L0-1

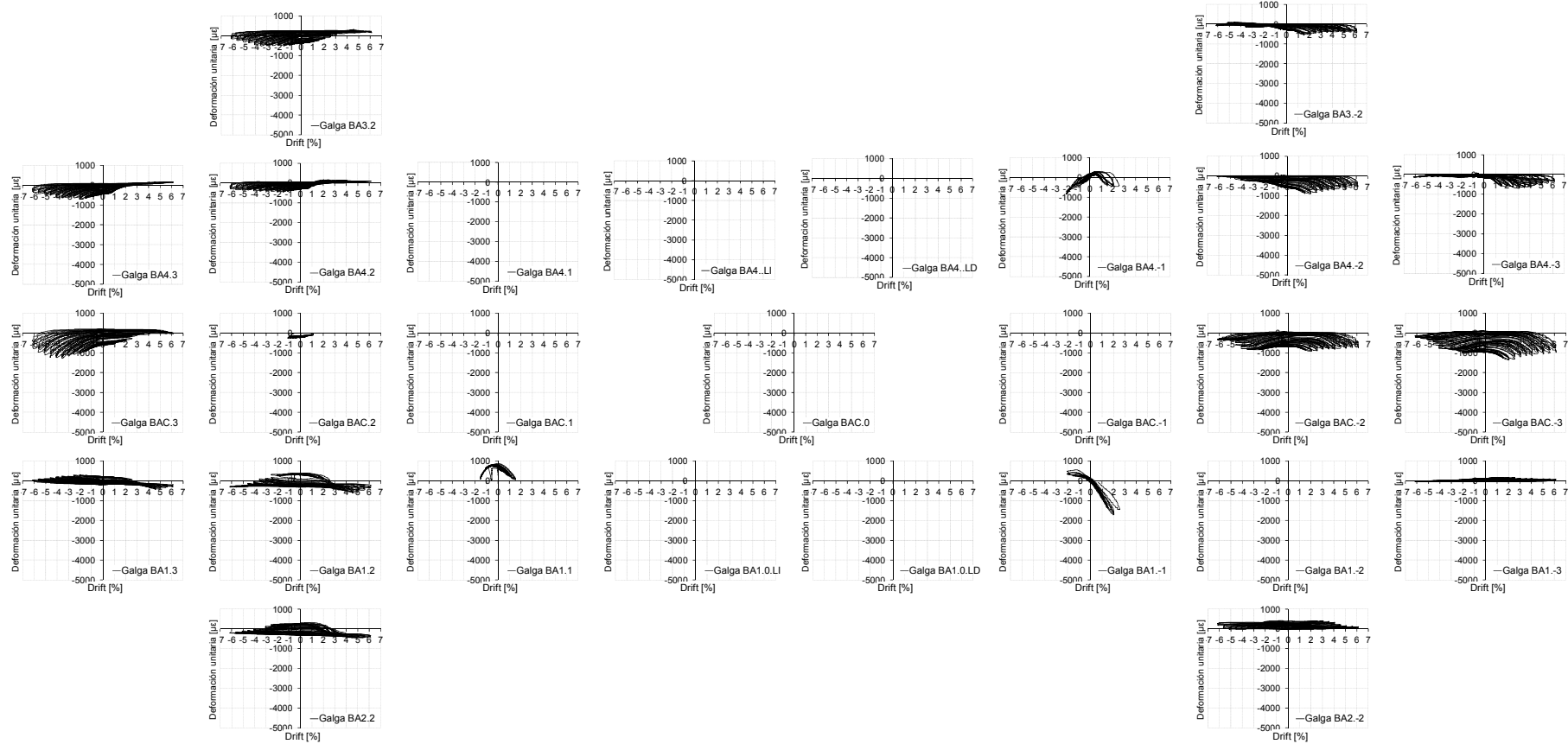


Fig. I.60. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.W.L0-1

### 1.3.2 Medidas de galgas en la probeta A.W.L0-2

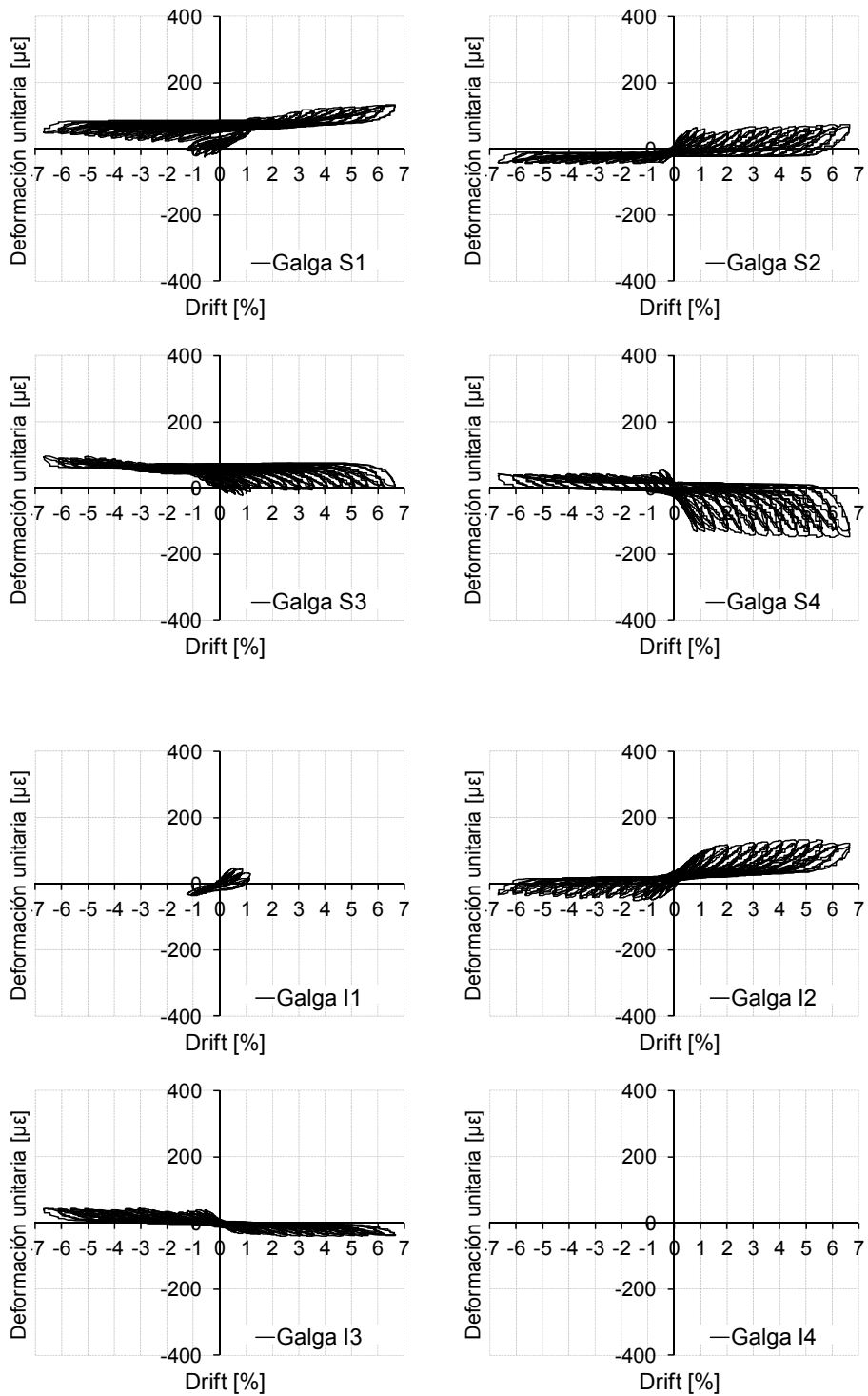


Fig. I.61. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.W.L0-2

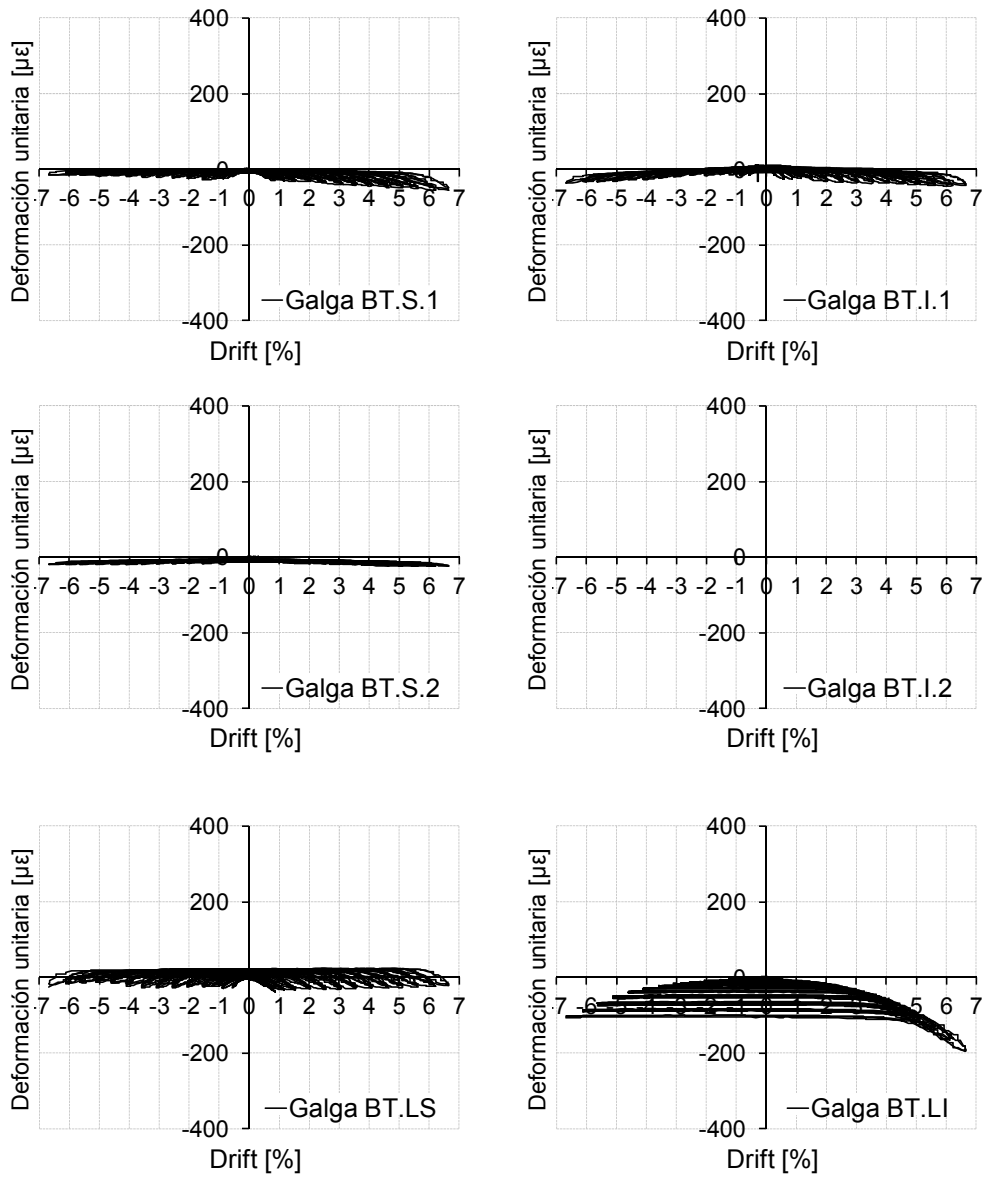


Fig. I.62. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.W.L0-2

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

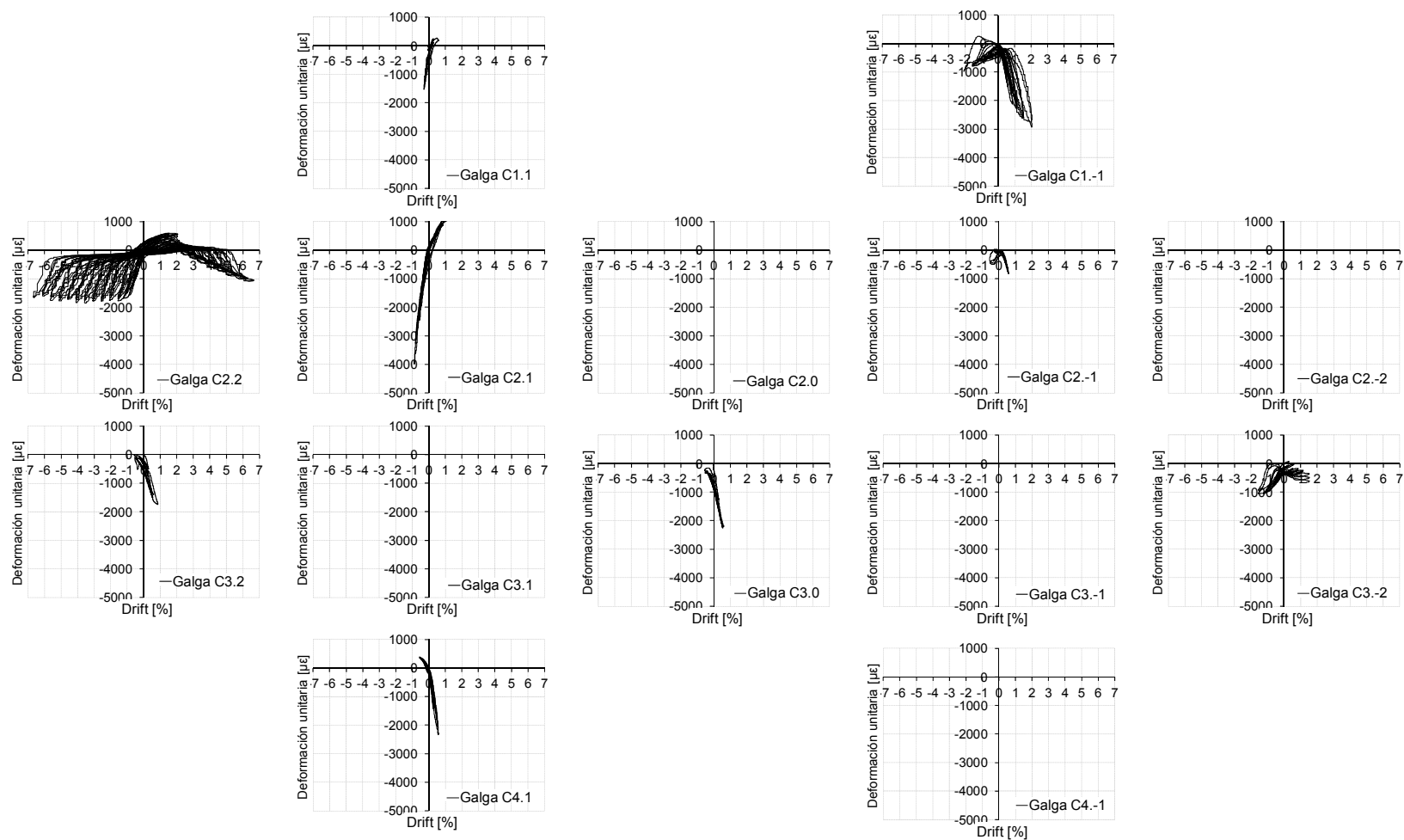


Fig. I.63. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.W.L0-2

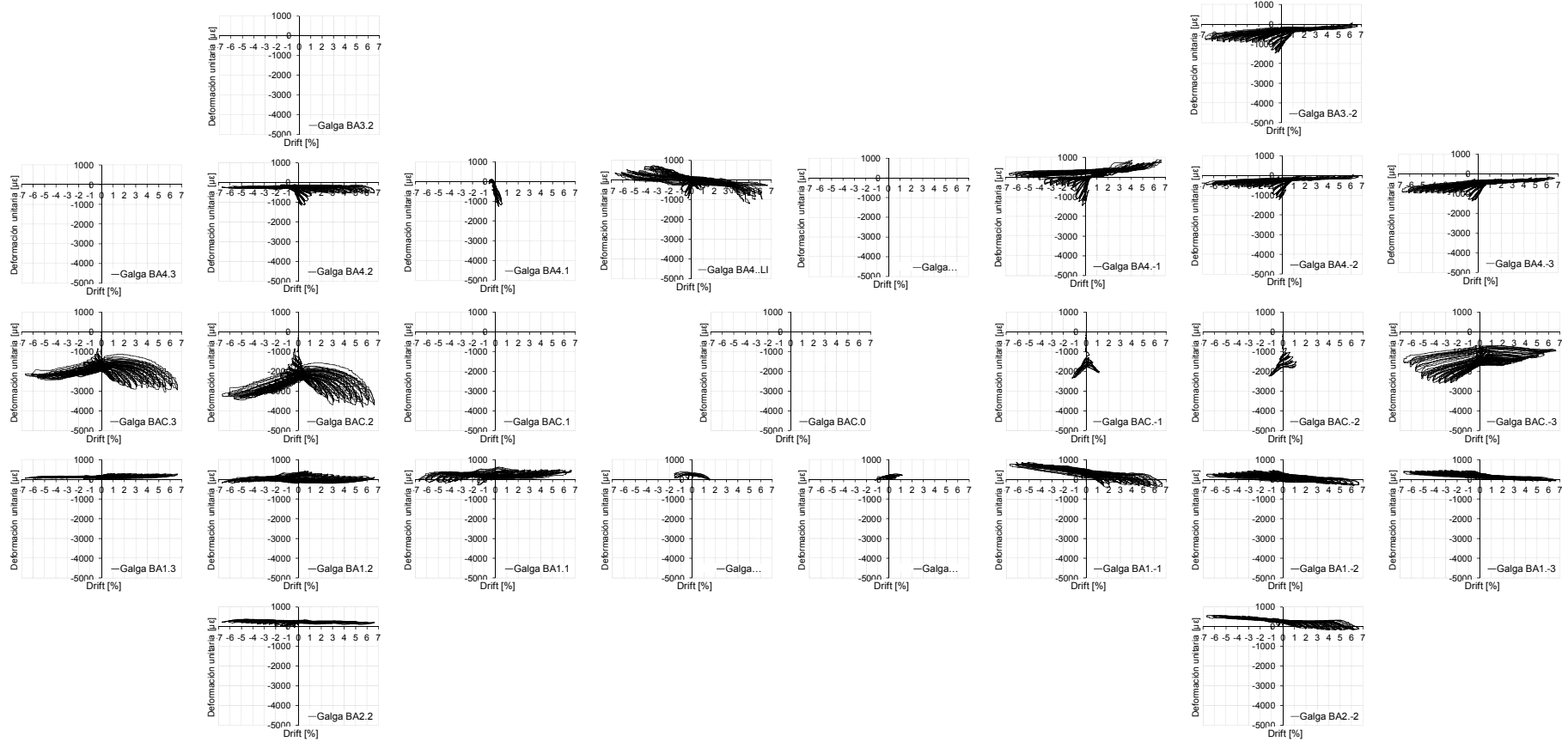


Fig. I.64. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.W.L0-2

### 1.3.3 Medidas de galgas en la probeta A.C.L0

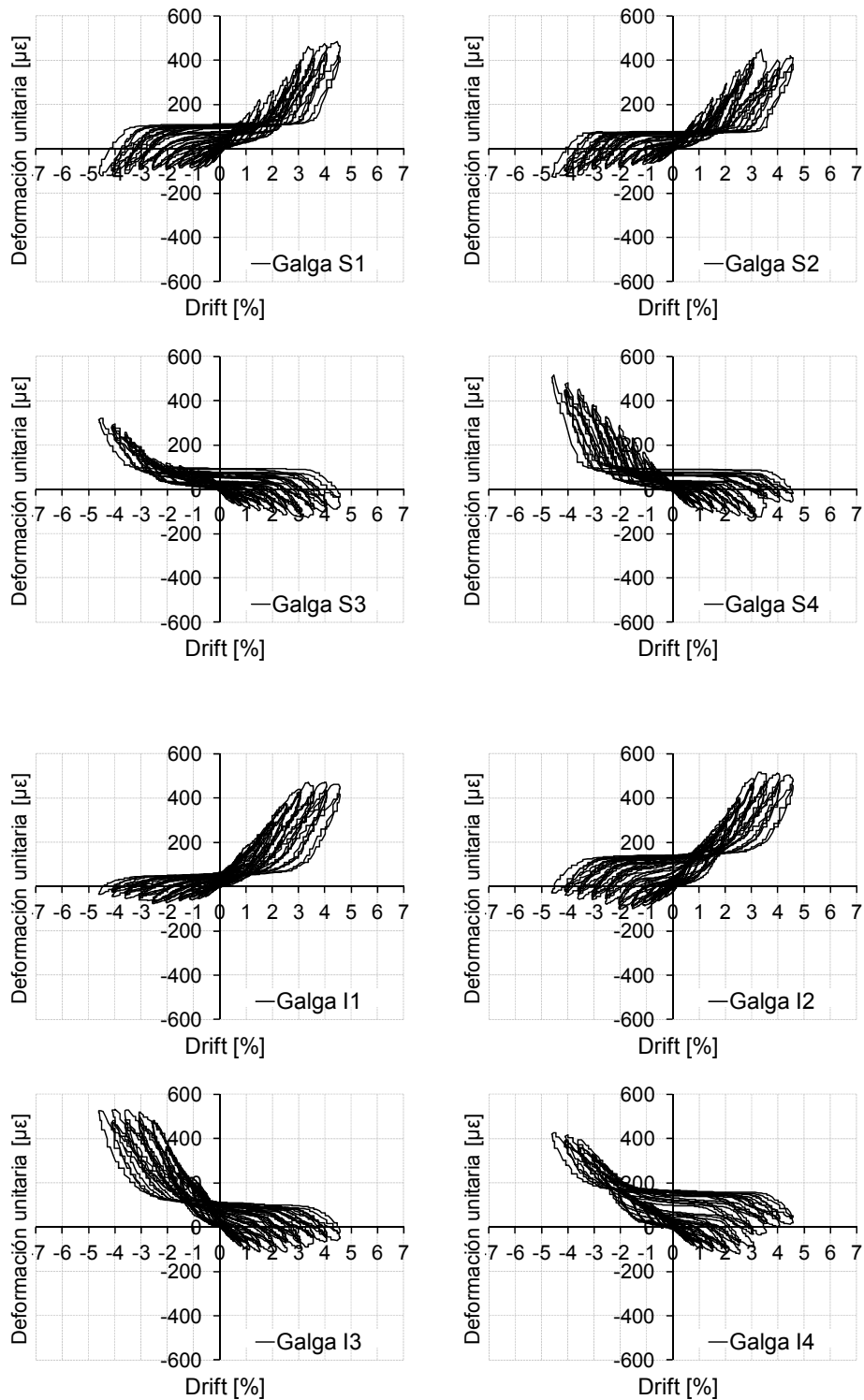


Fig. I.65. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.C.L0



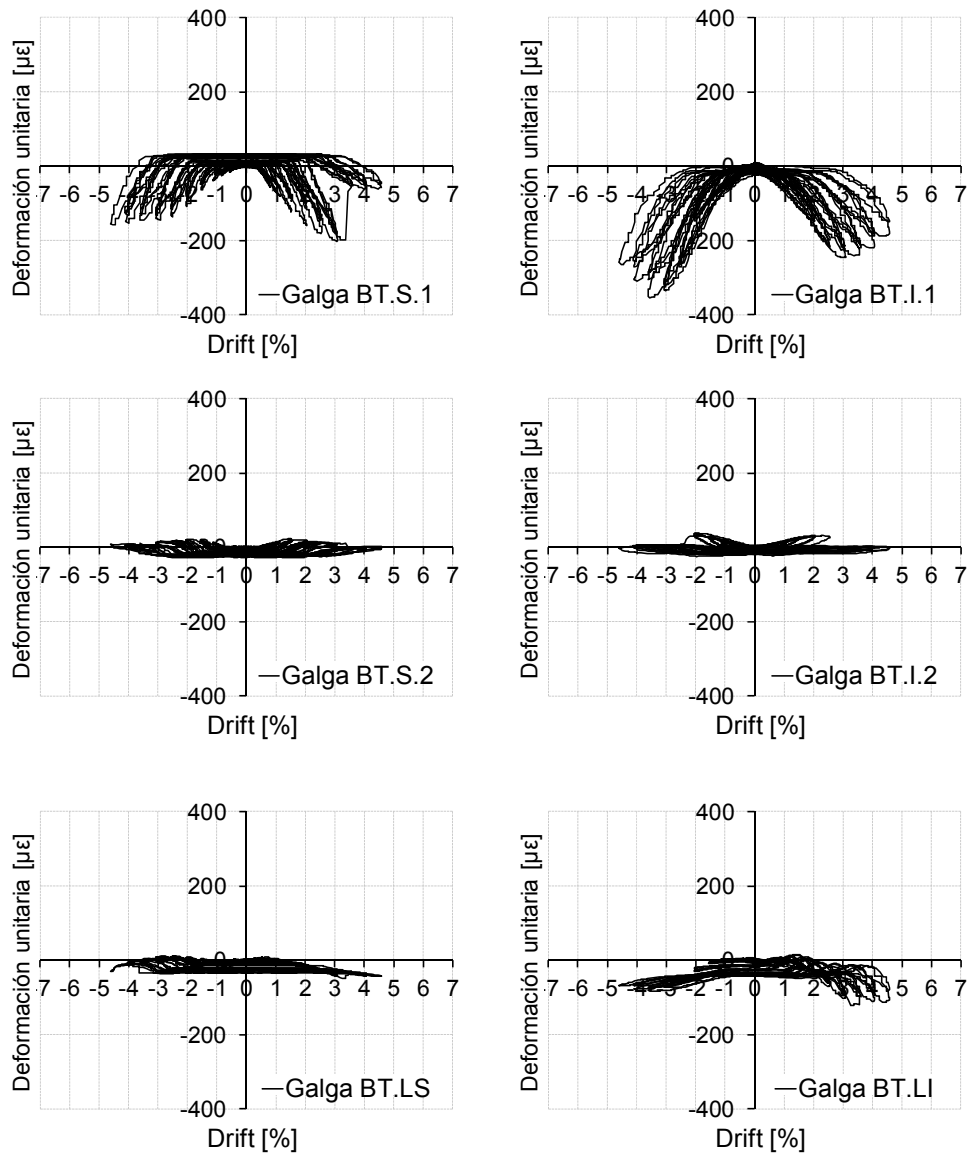


Fig. I.66. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.C.L0

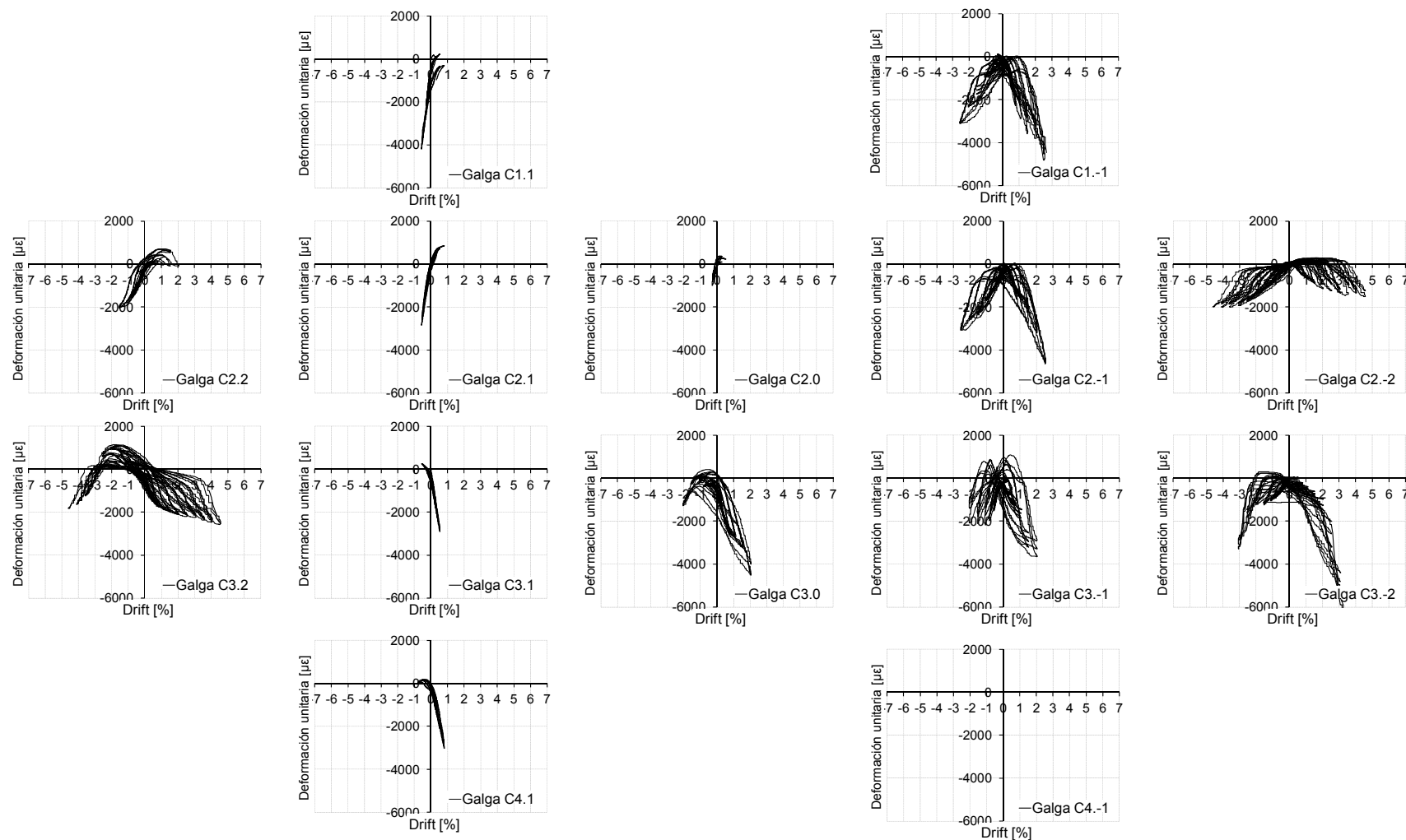


Fig. I.67. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.C.L0

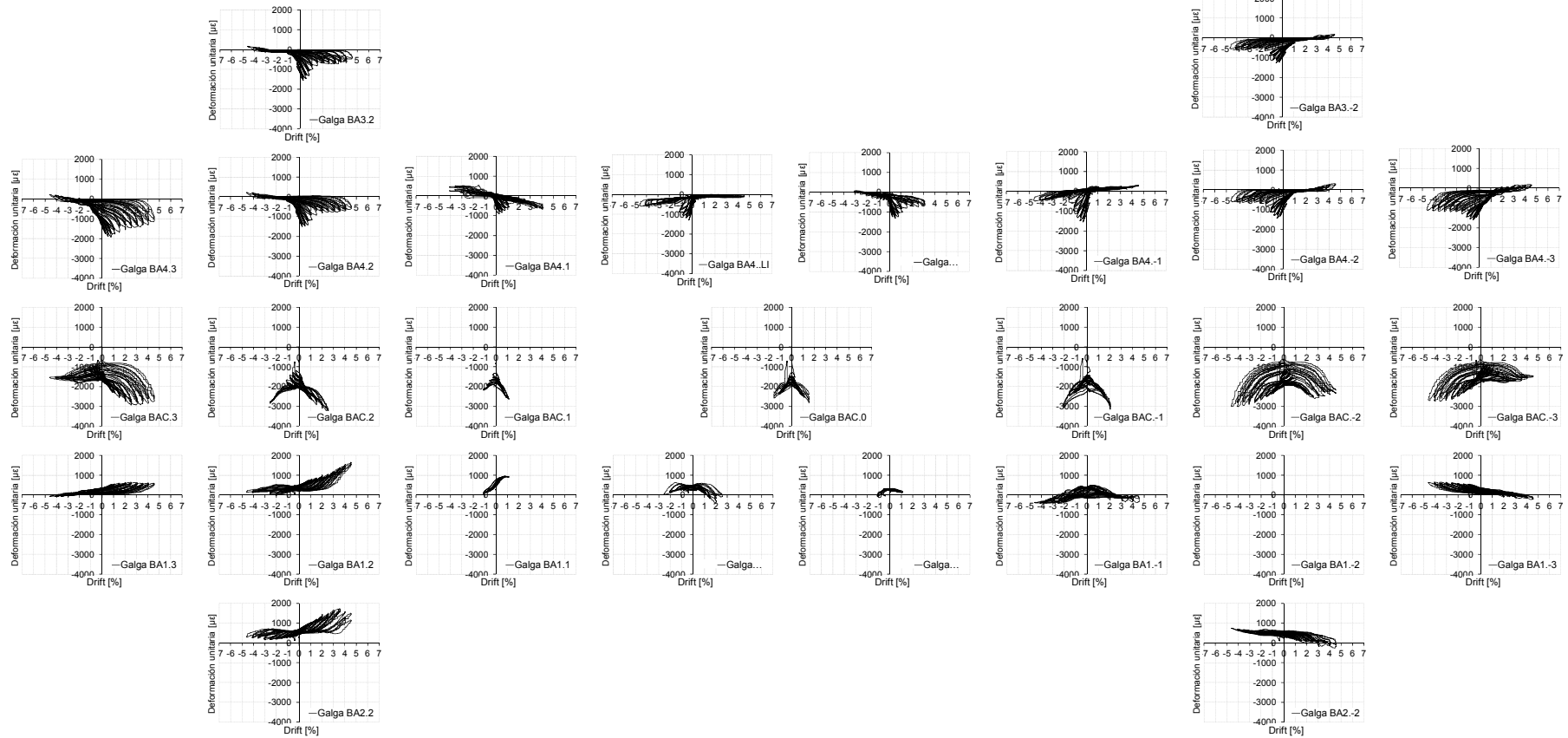


Fig. I.68. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.C.LO

### 1.3.4 Medidas de galgas en la probeta A.CA.L0-1

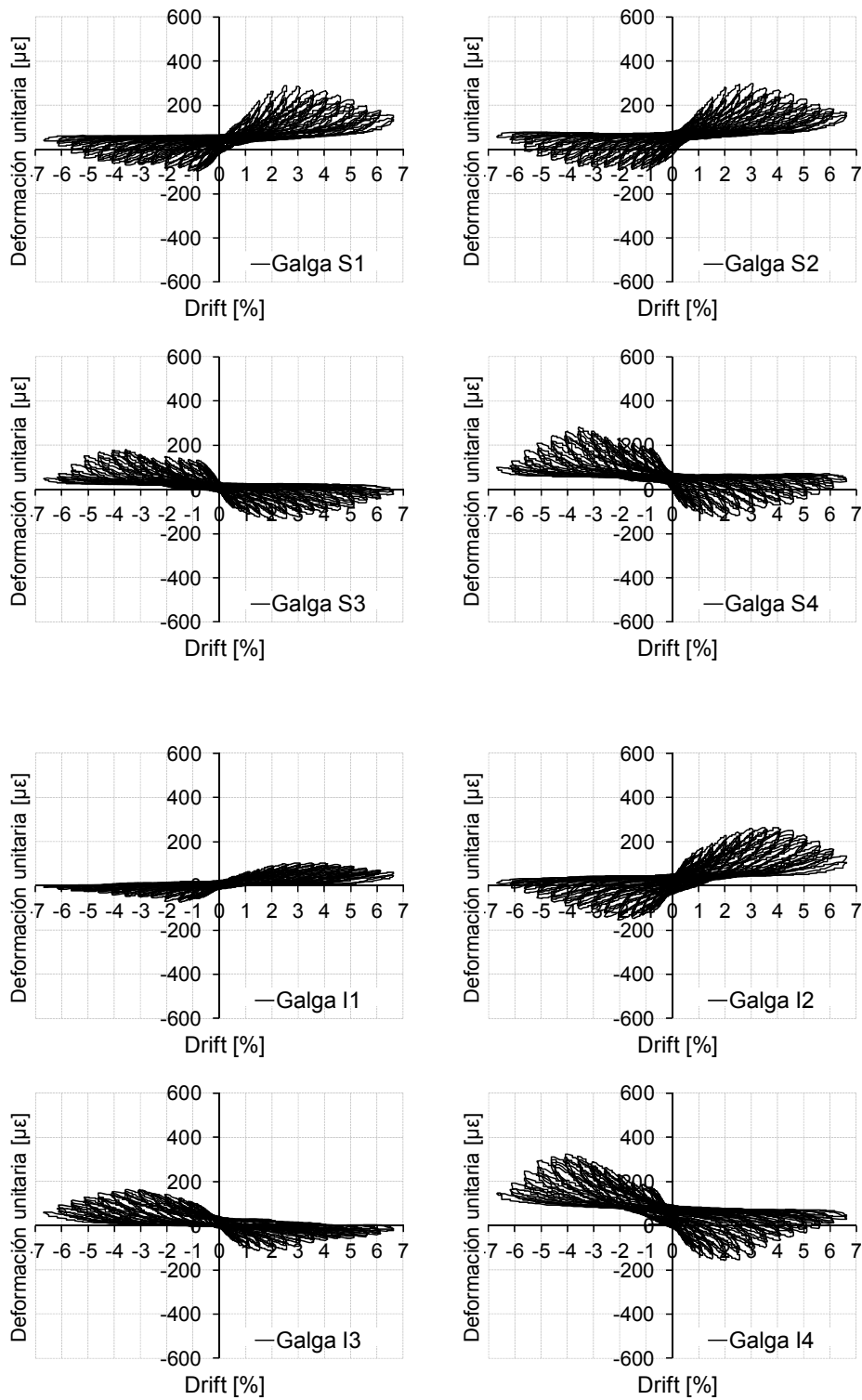


Fig. I.69. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.CA.L0-1

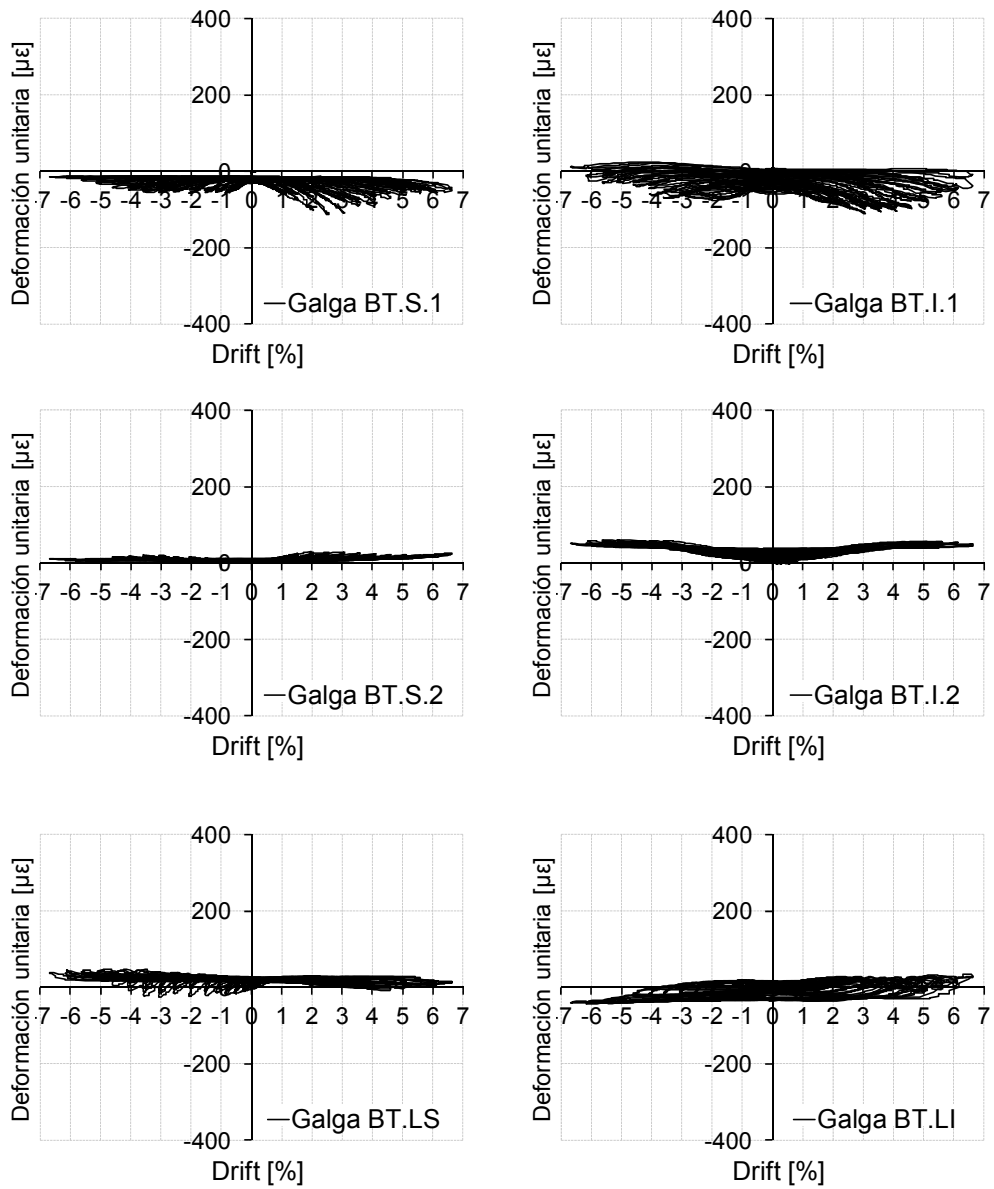


Fig. I.70. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.CA.L0-1

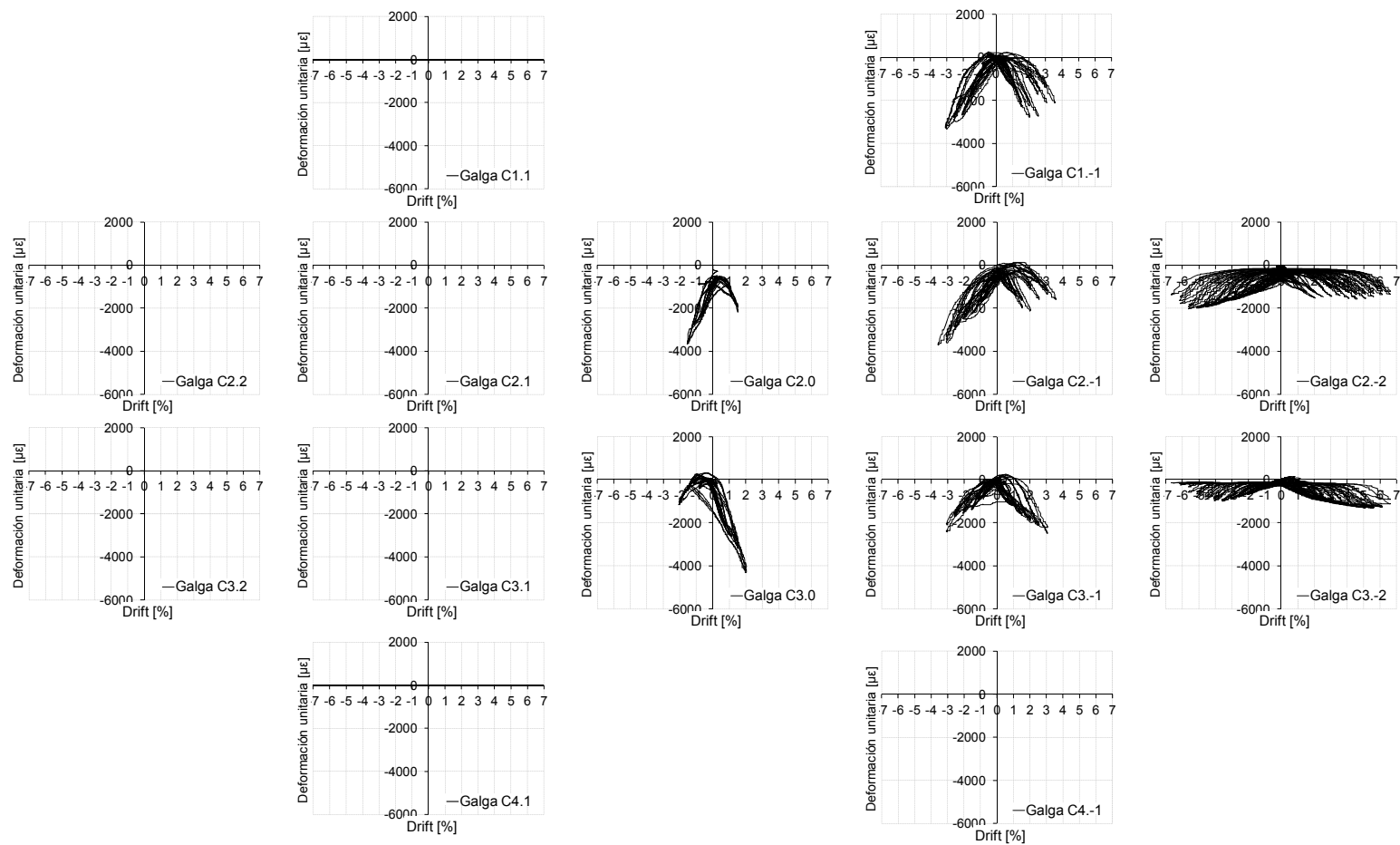


Fig. I.71. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.CA.L0-1



### 1.3.5 Medidas de galgas en la probeta A.CA.L0-2

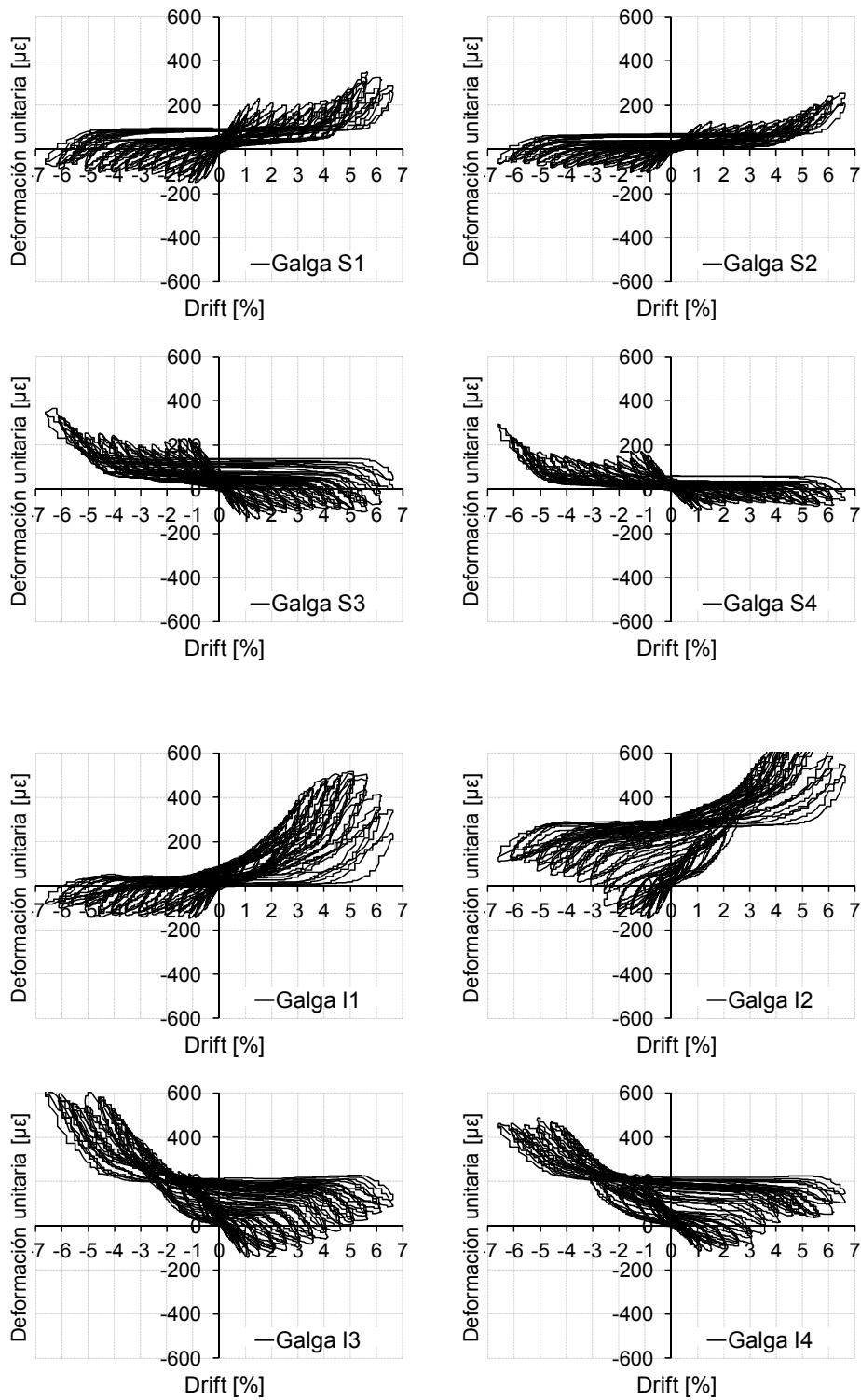


Fig. I.73. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.CA.L0-2



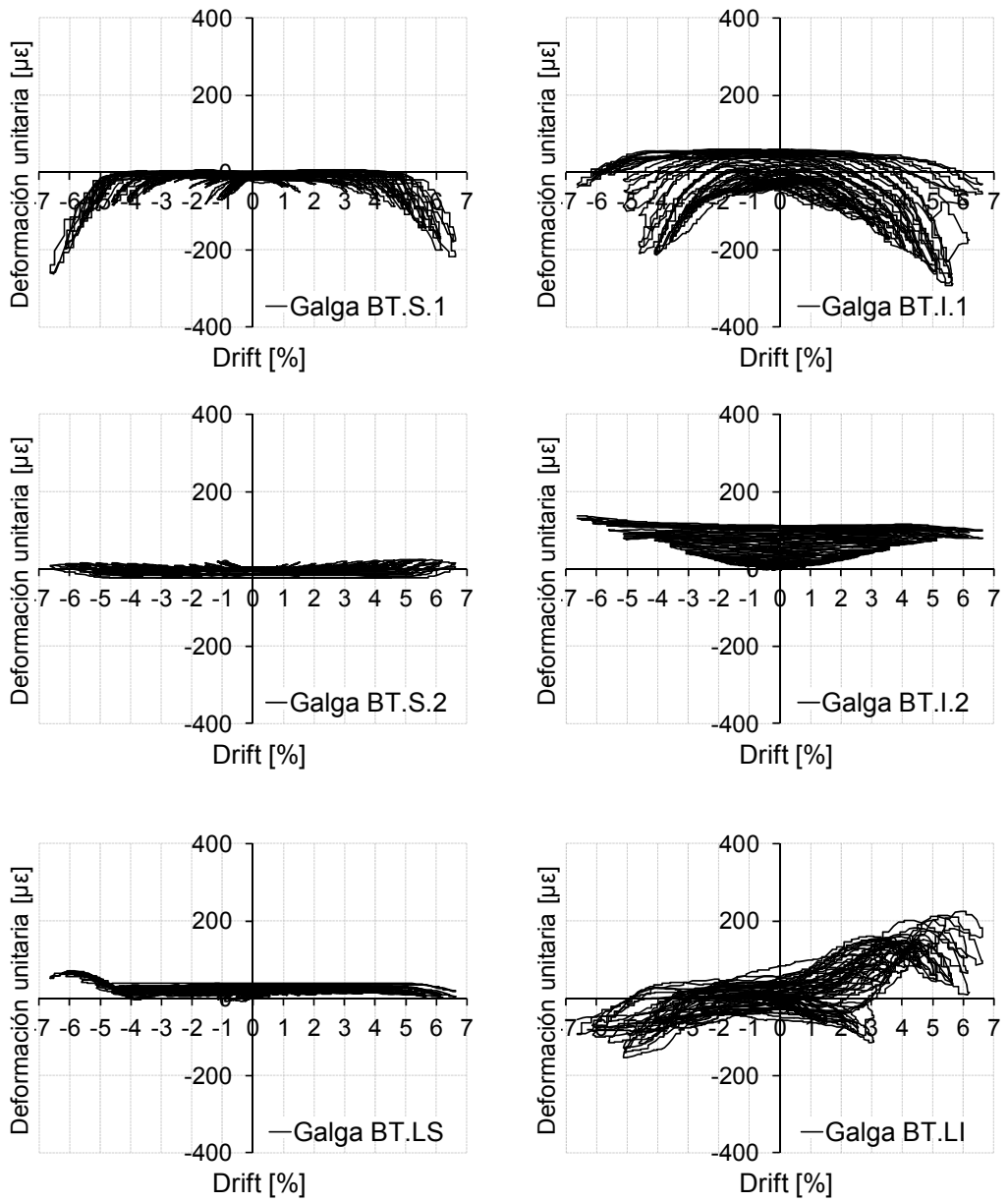


Fig. I.74. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.CA.L0-2

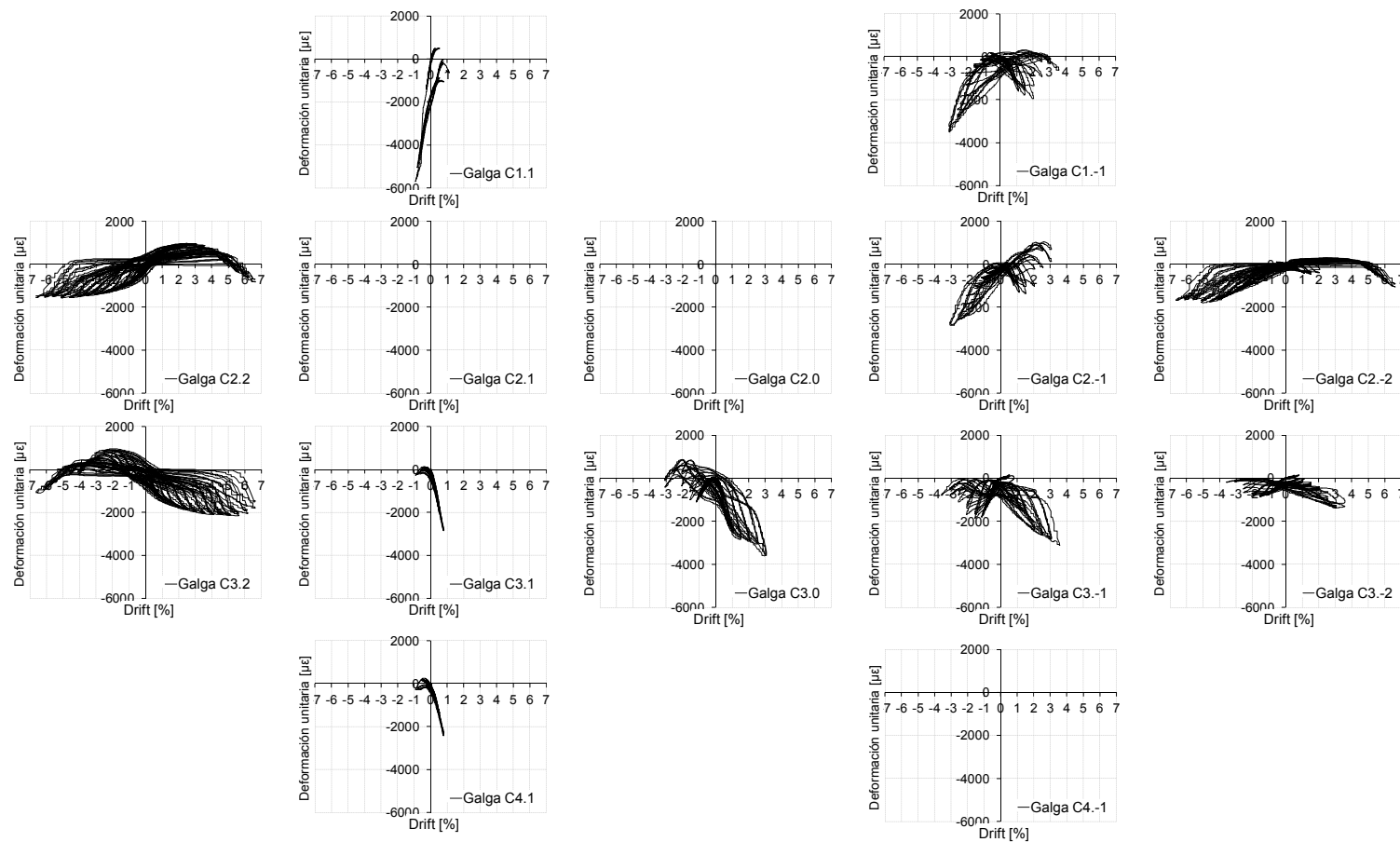


Fig. I.75. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.CA.L0-2

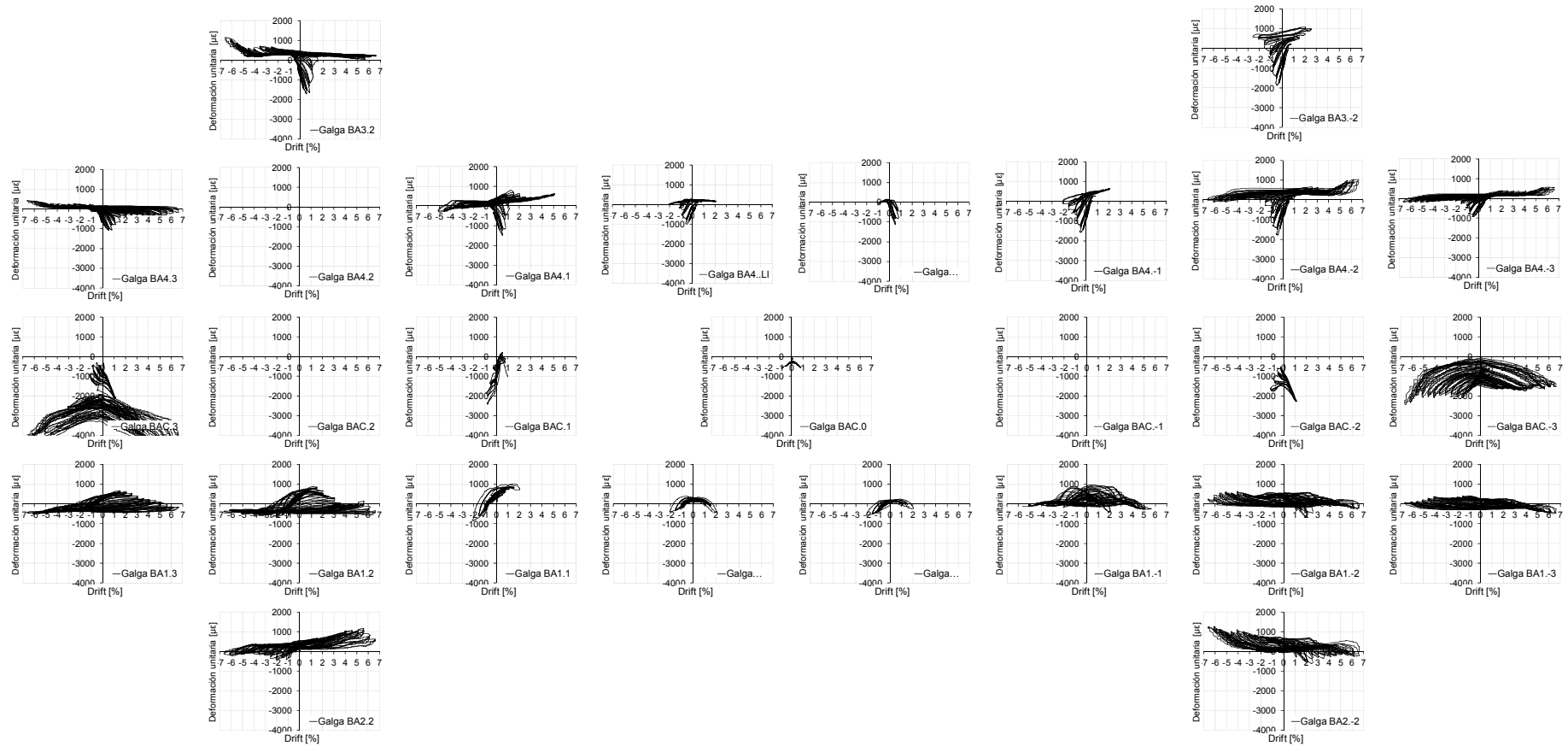


Fig. I.76. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.CA.L0-2

### 1.3.6 Medidas de galgas en la probeta A.VB.L0-1

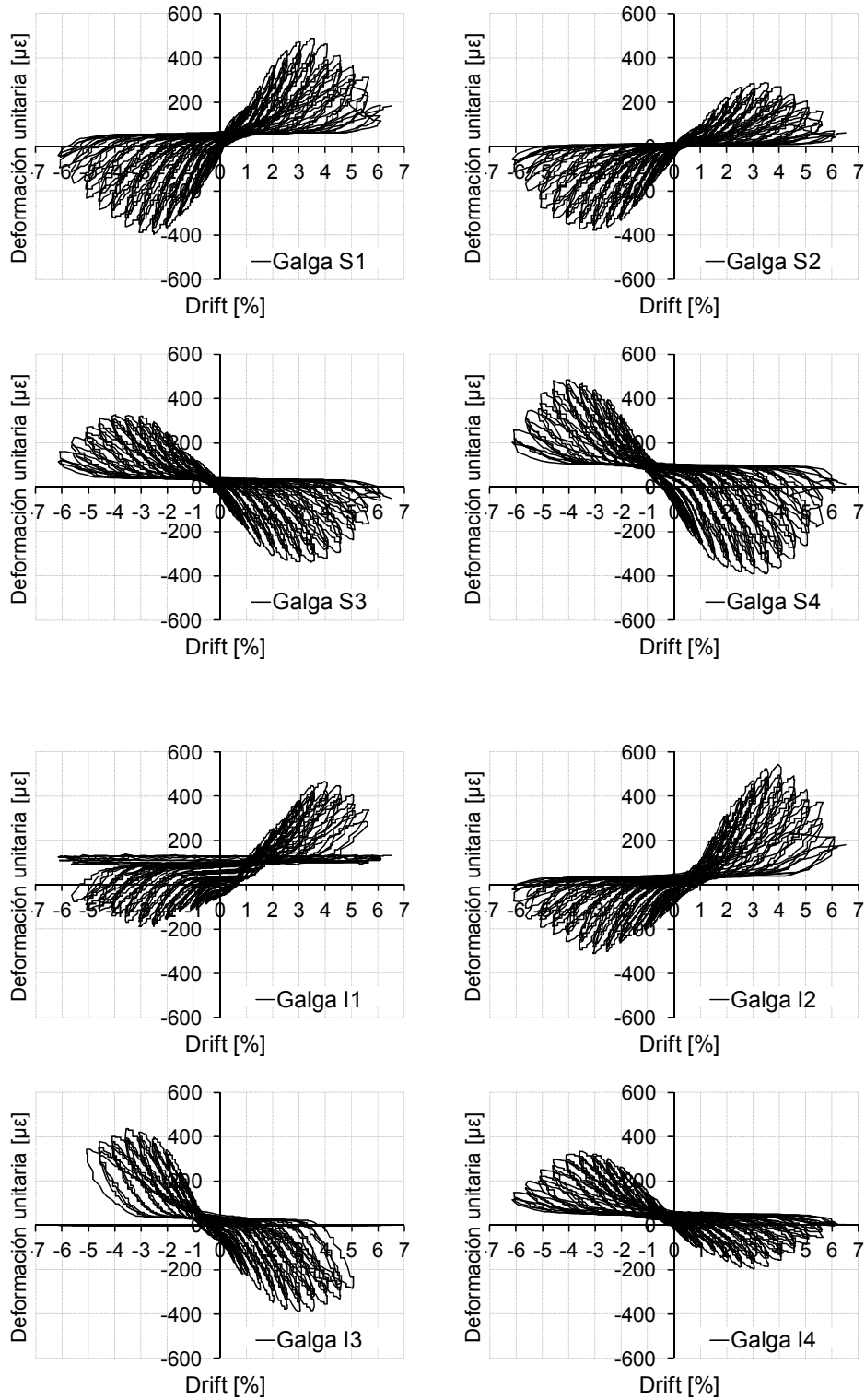


Fig. I.77. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.VB.L0-1

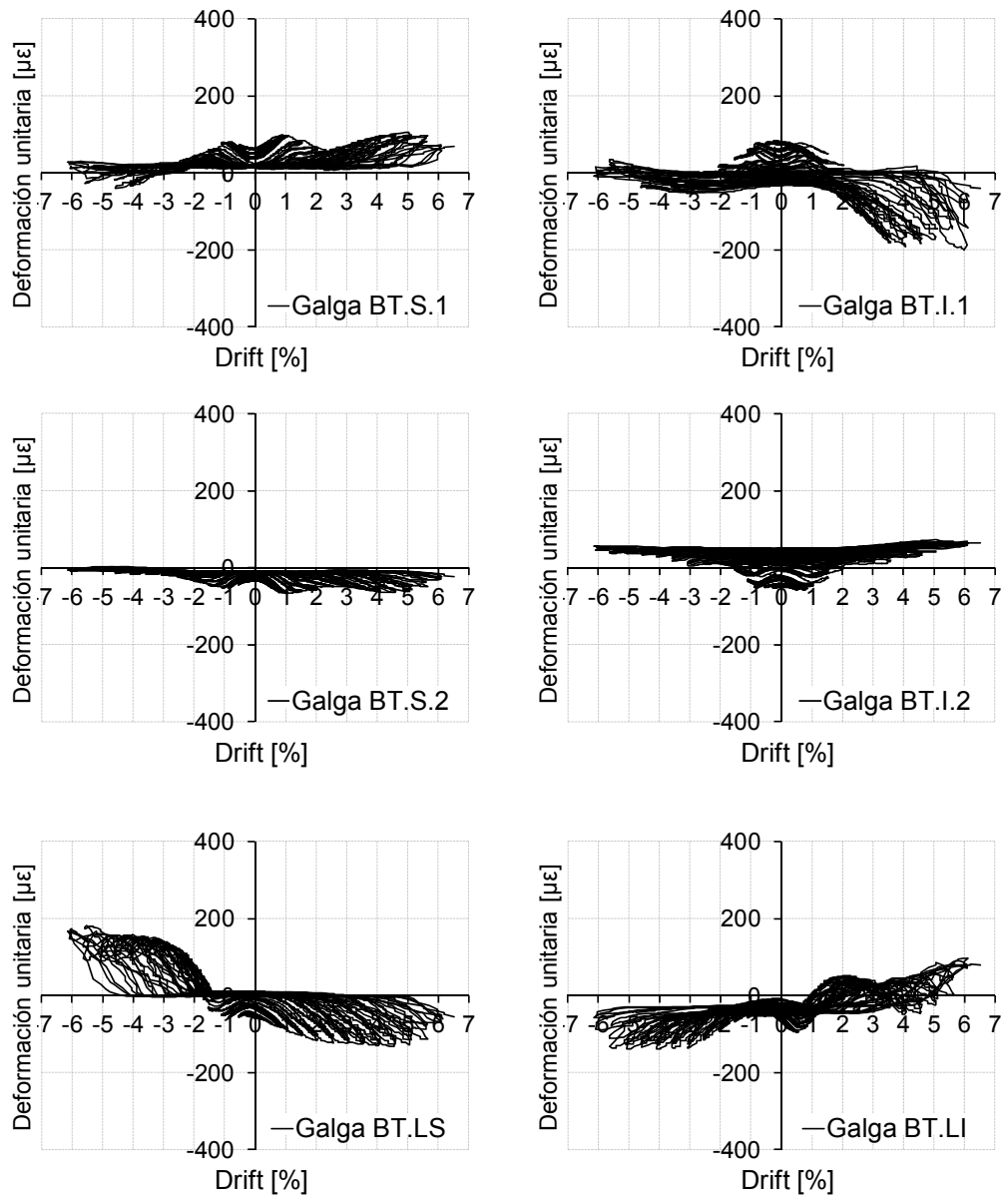


Fig. I.78. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.VB.L0-1

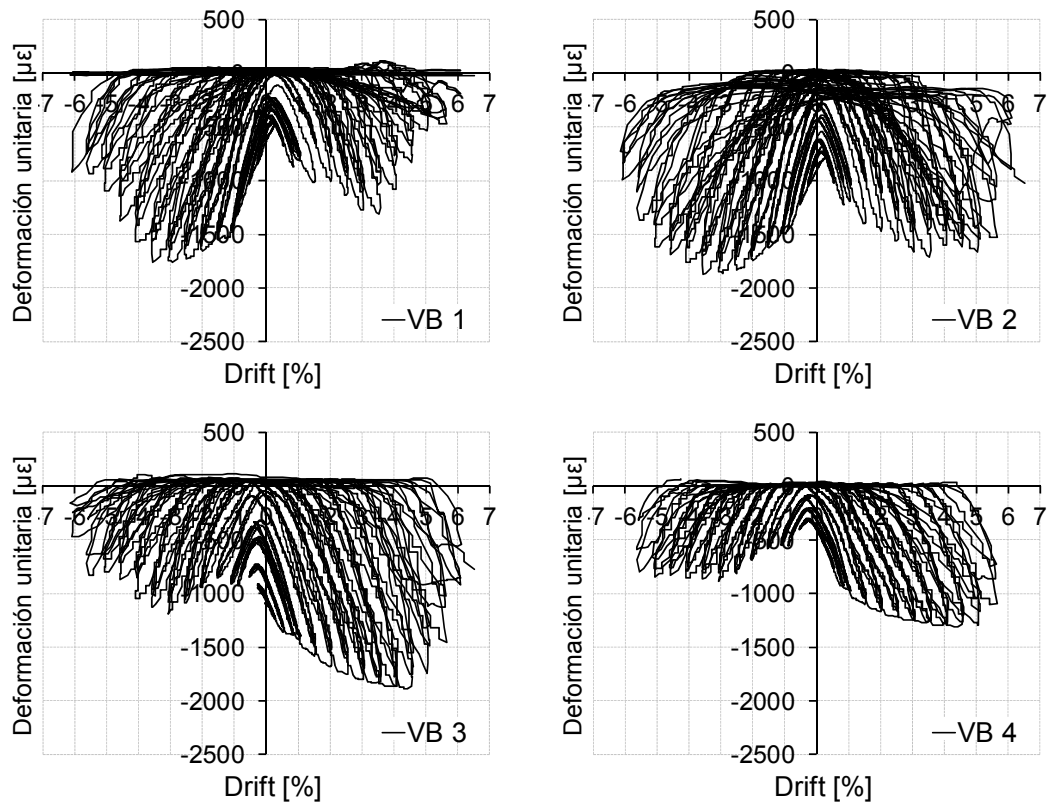


Fig. I.79. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. A.VB.L0-1

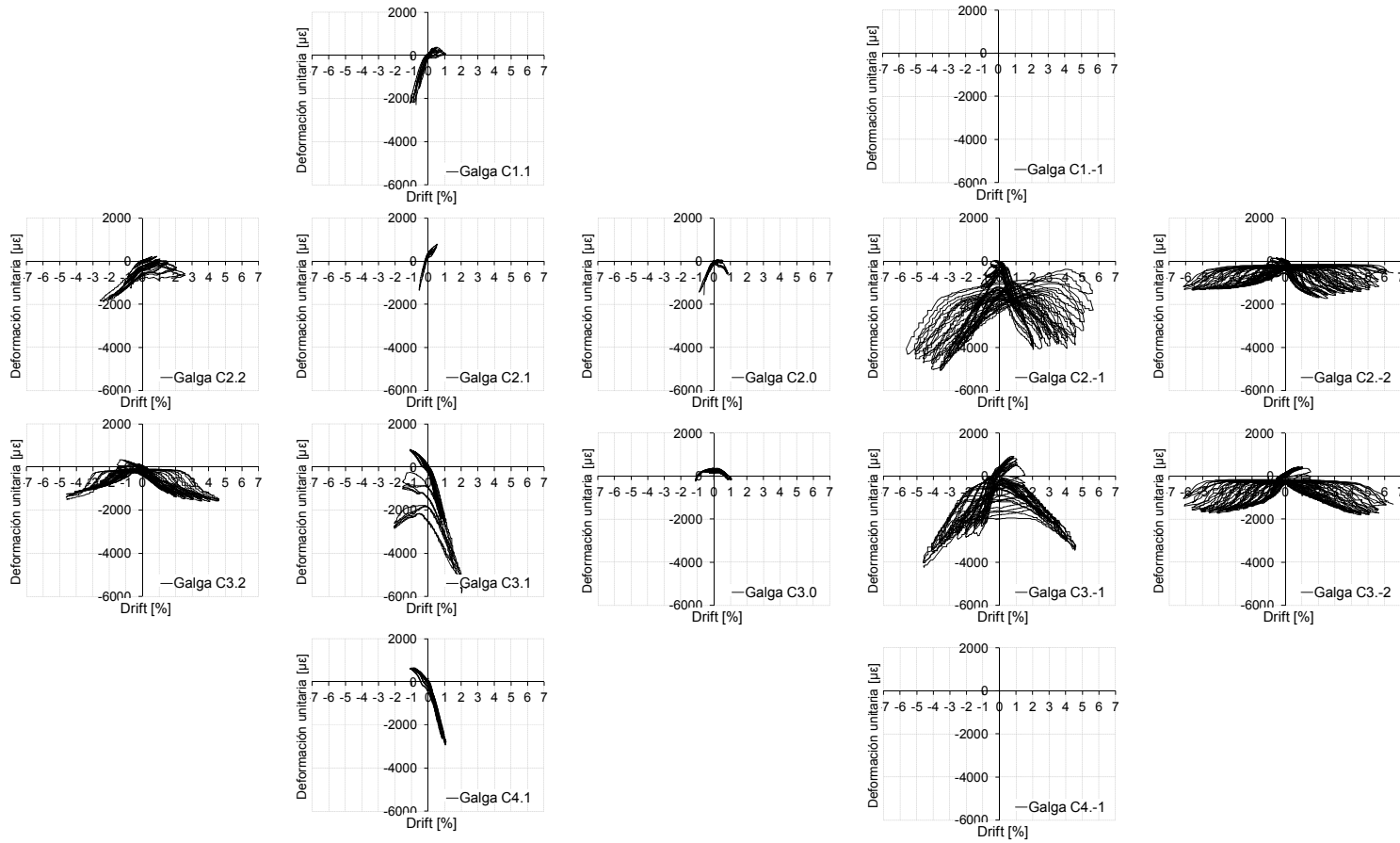


Fig. I.80. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.VB.L0-1

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

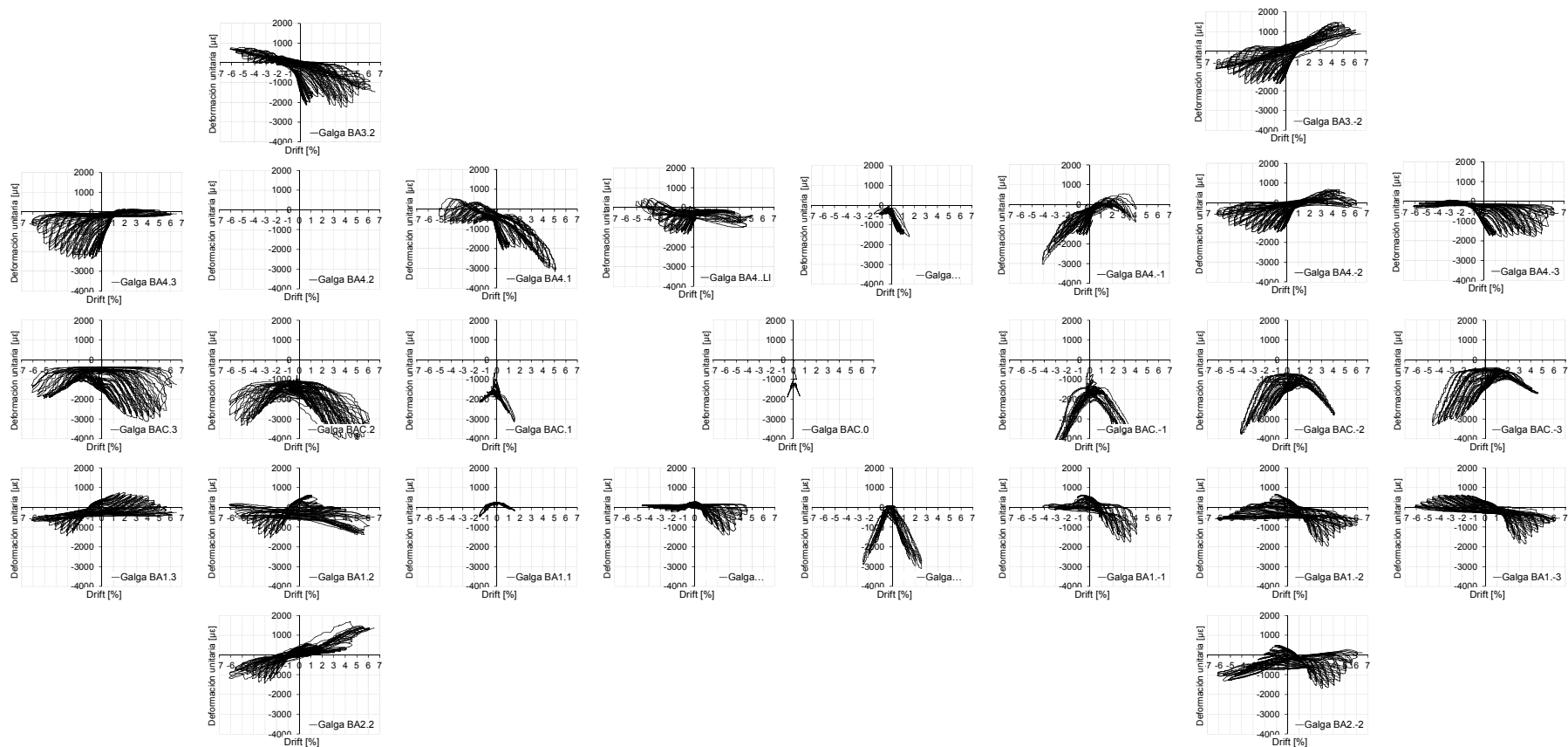


Fig. I.81. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.VB.L0-1



**1.3.7 Medidas de galgas en la probeta A.VB.L0-2**

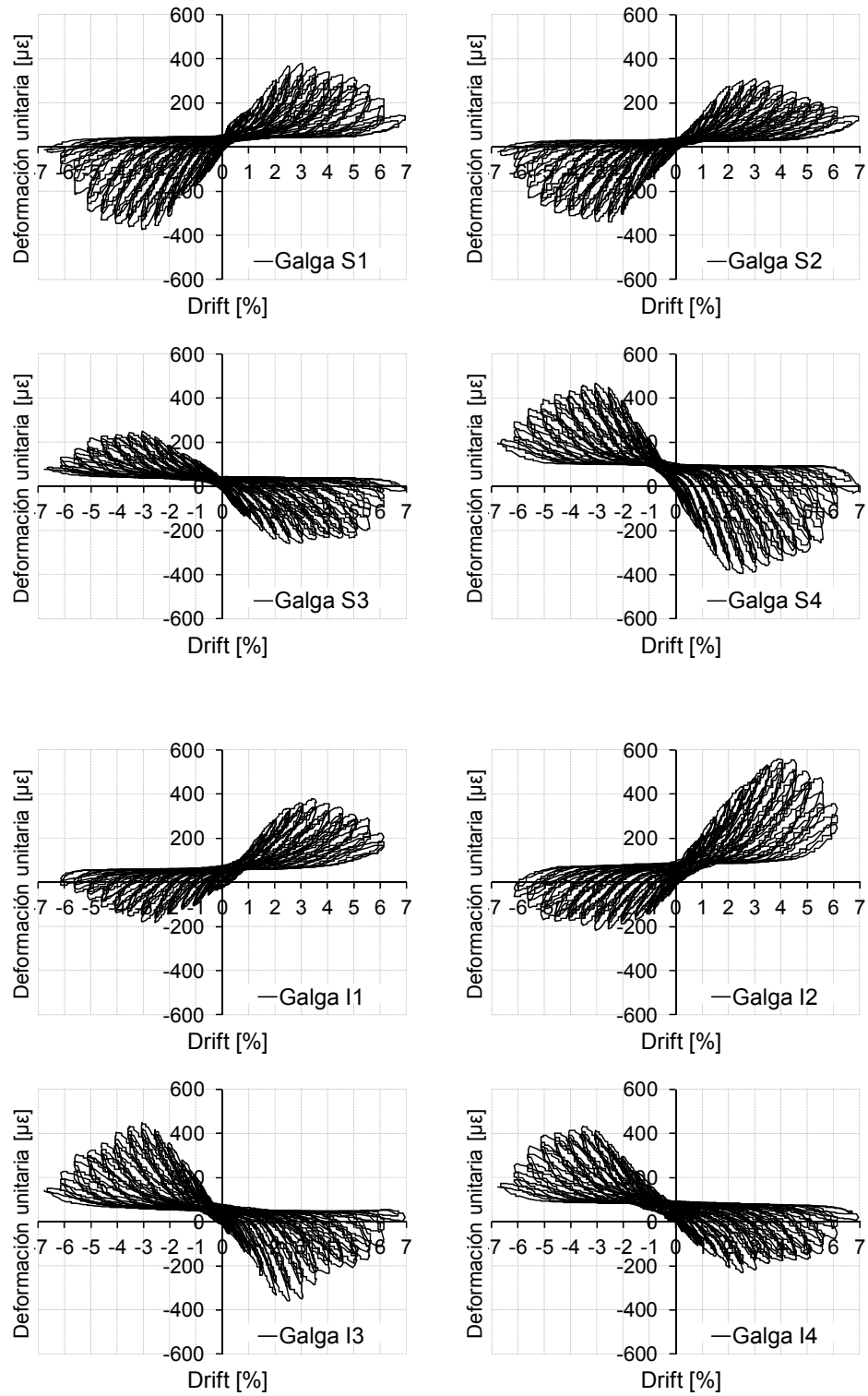


Fig. 1.82. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.VB.L0-2

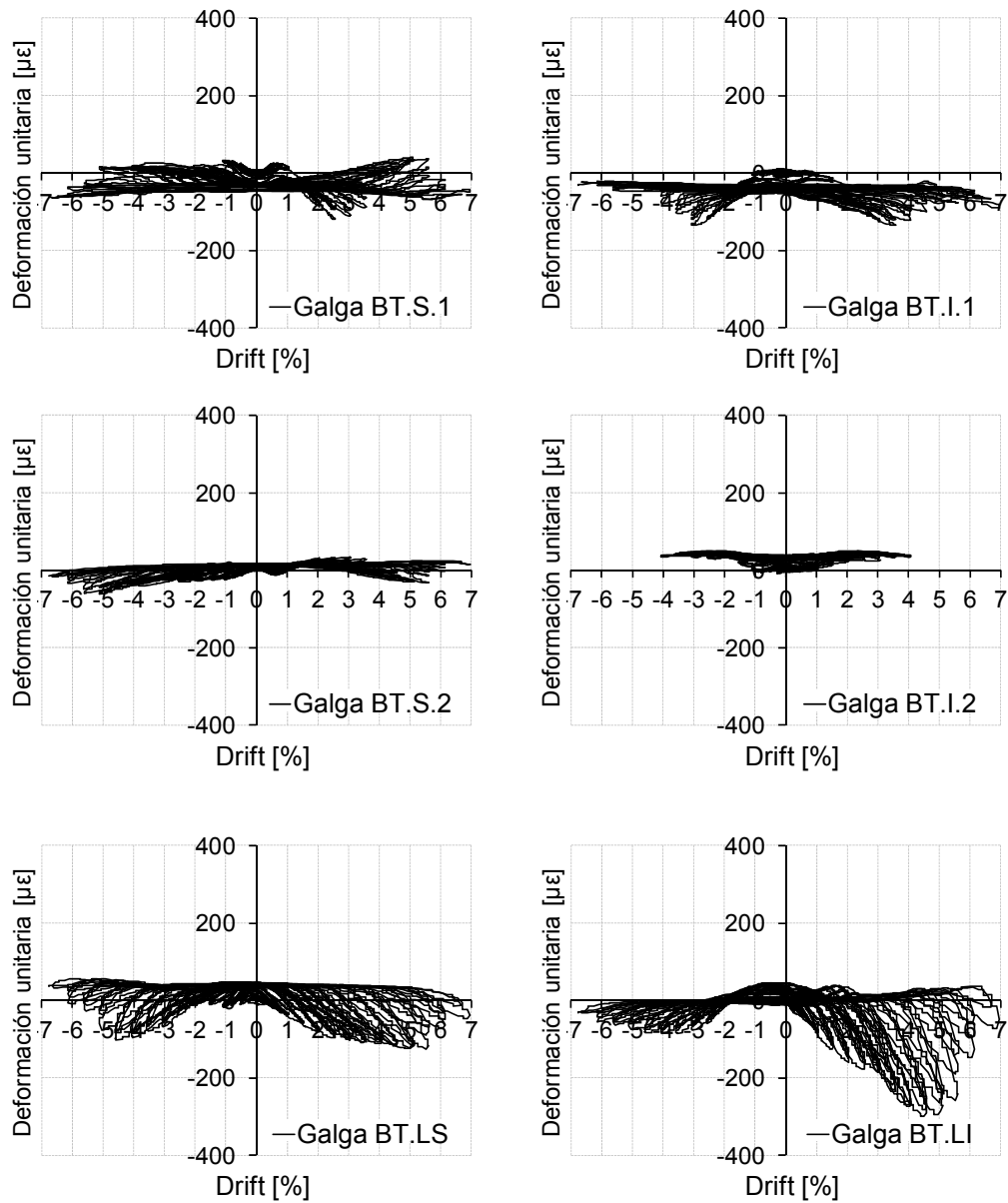


Fig. I.83. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.VB.L0-2

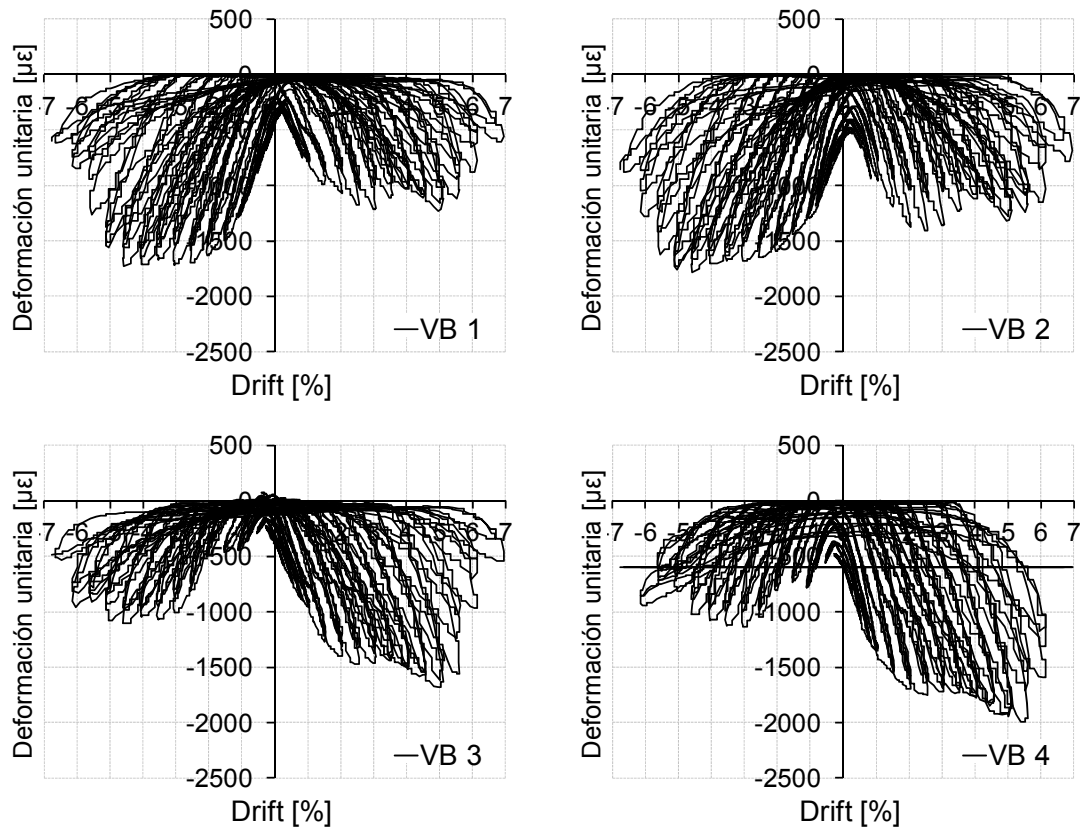


Fig. I.84. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. A.VB.L0-2

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

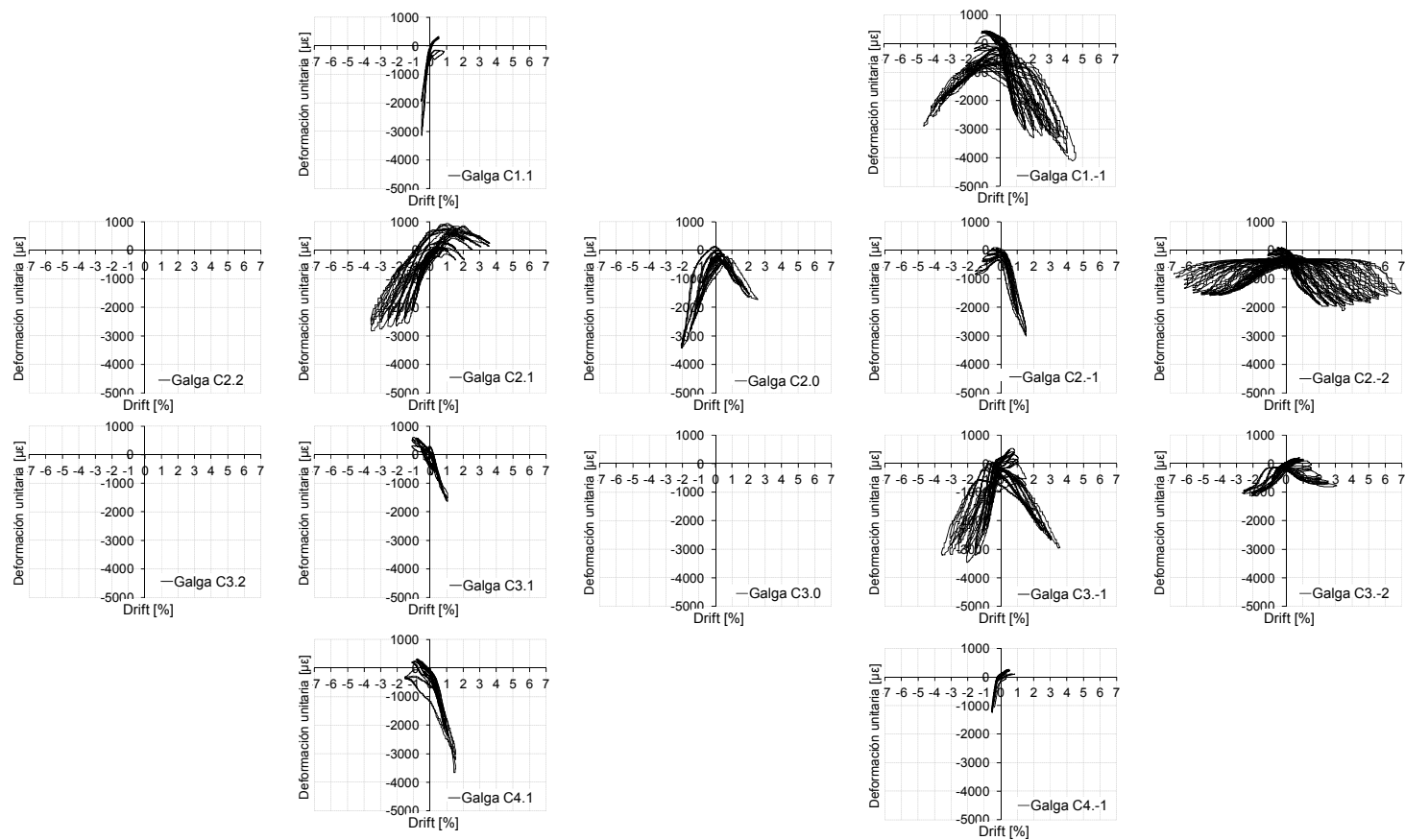


Fig. I.85. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.VB.L0-2

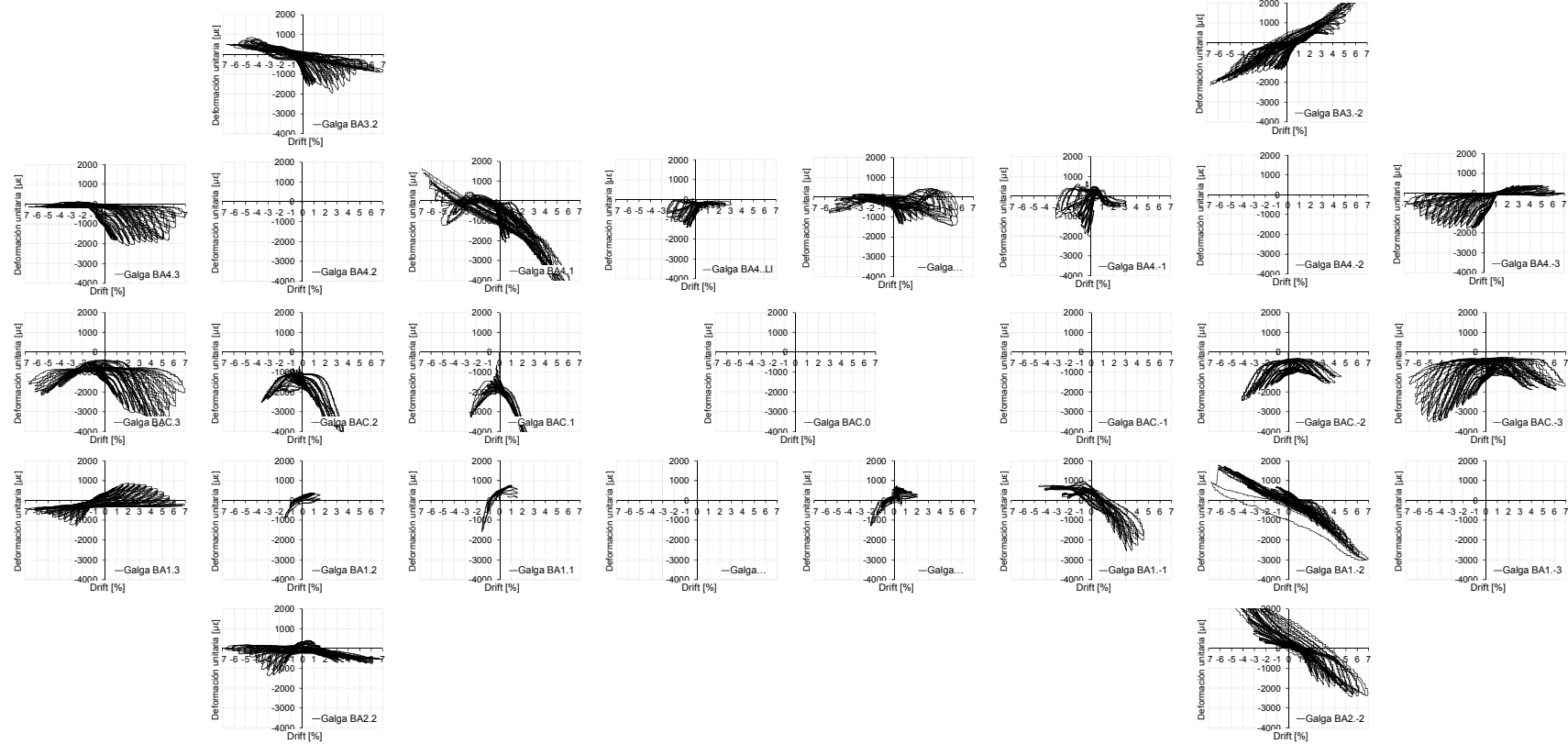


Fig. I.86. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.VB.L0-2

### 1.3.8 Medidas de galgas en la probeta A.DB.L0-1

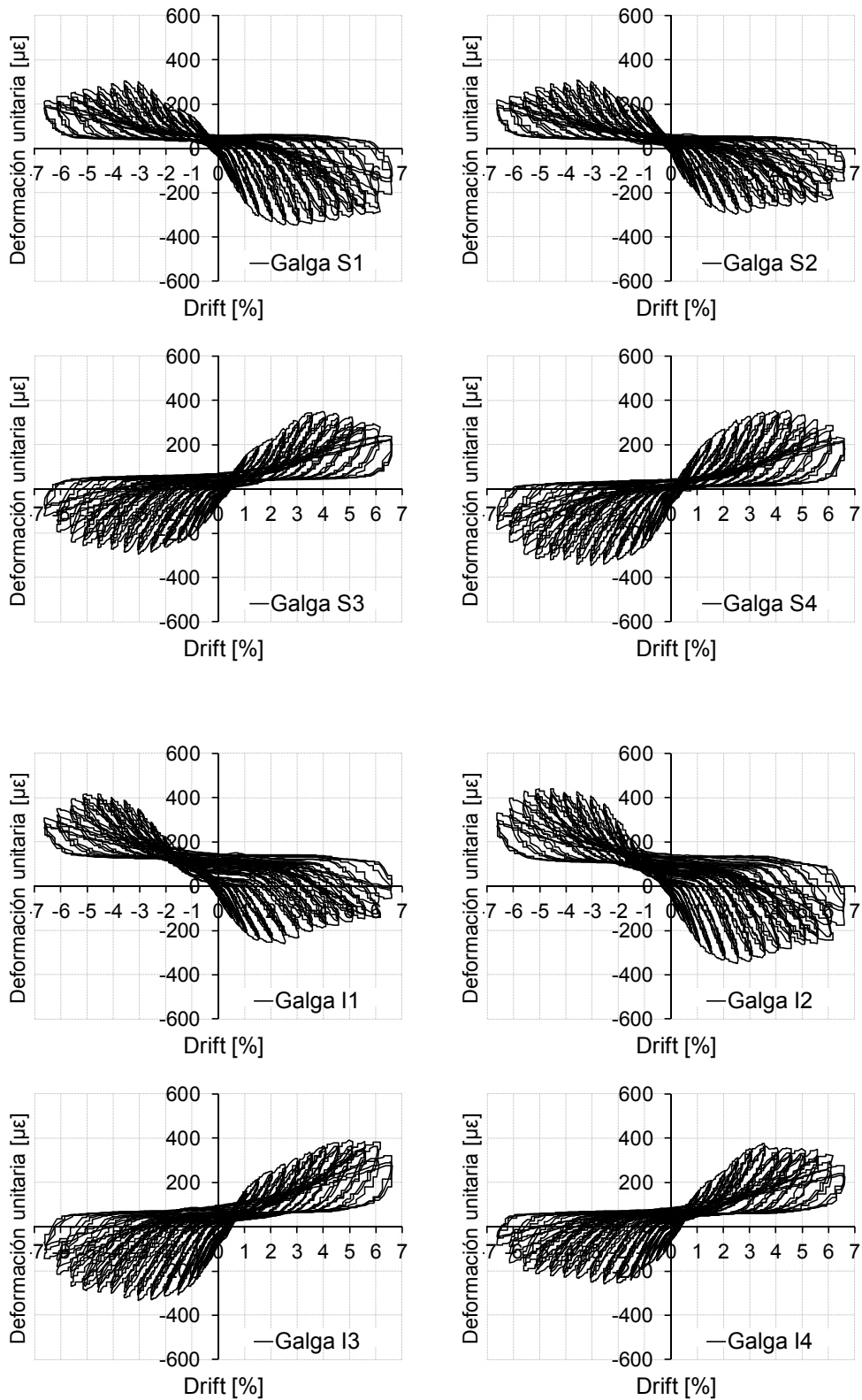


Fig. I.87. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.DB.L0-1

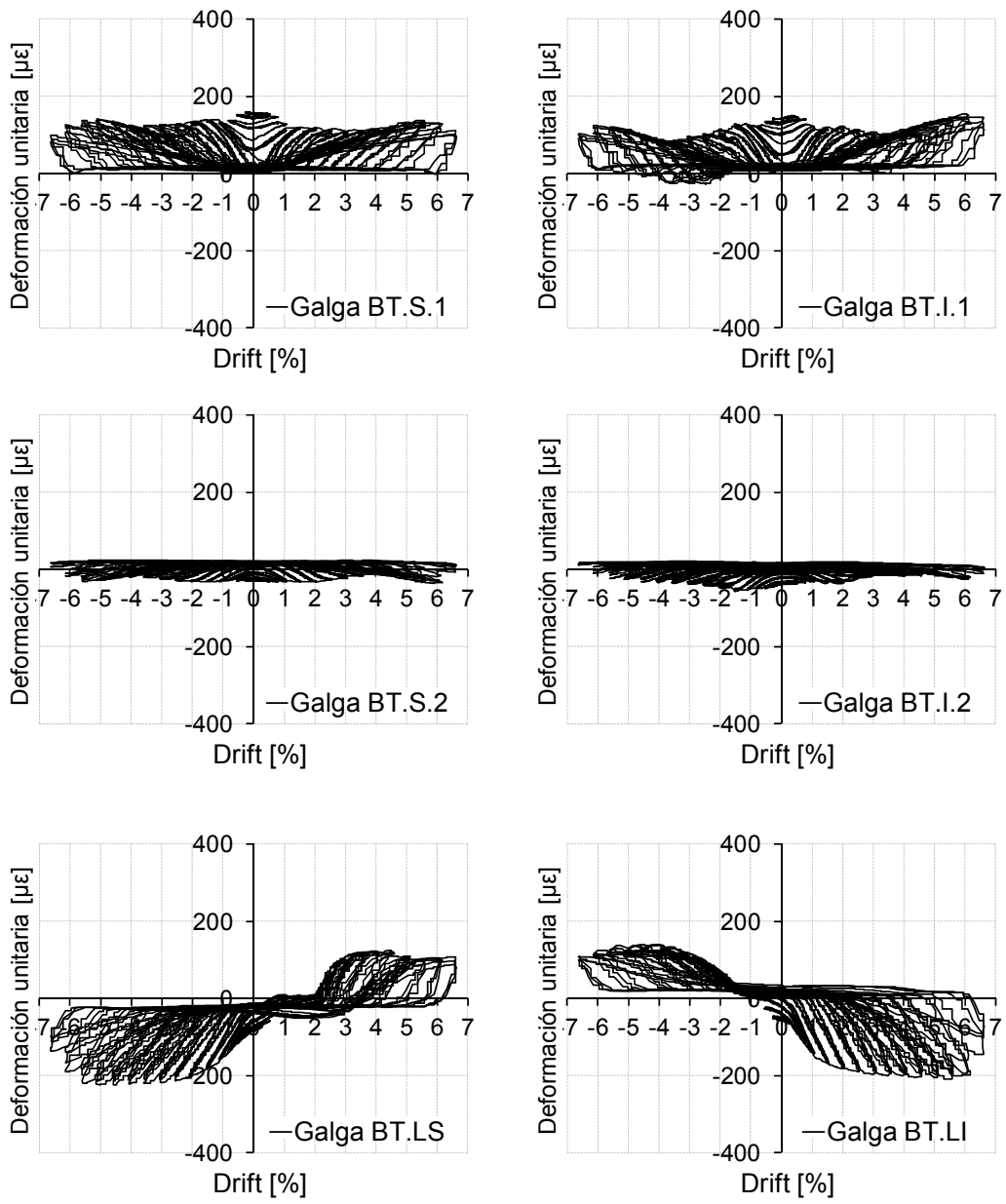


Fig. I.88. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.DB.L0-1

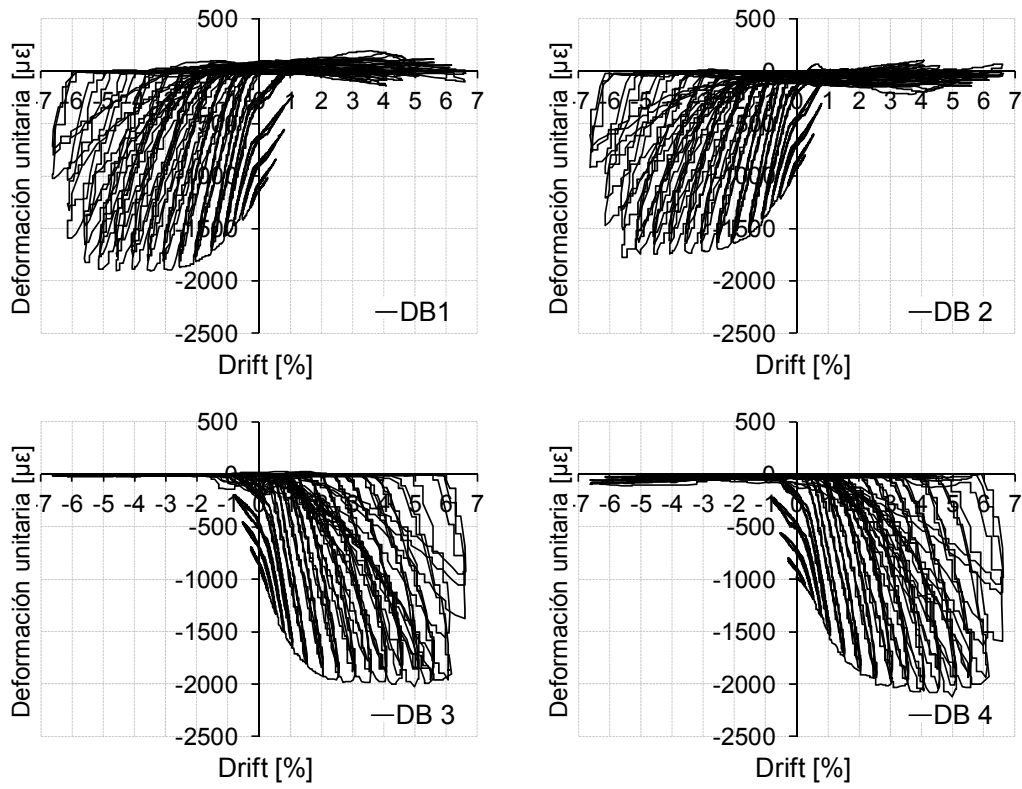


Fig. I.89. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. A.DB.L0-1



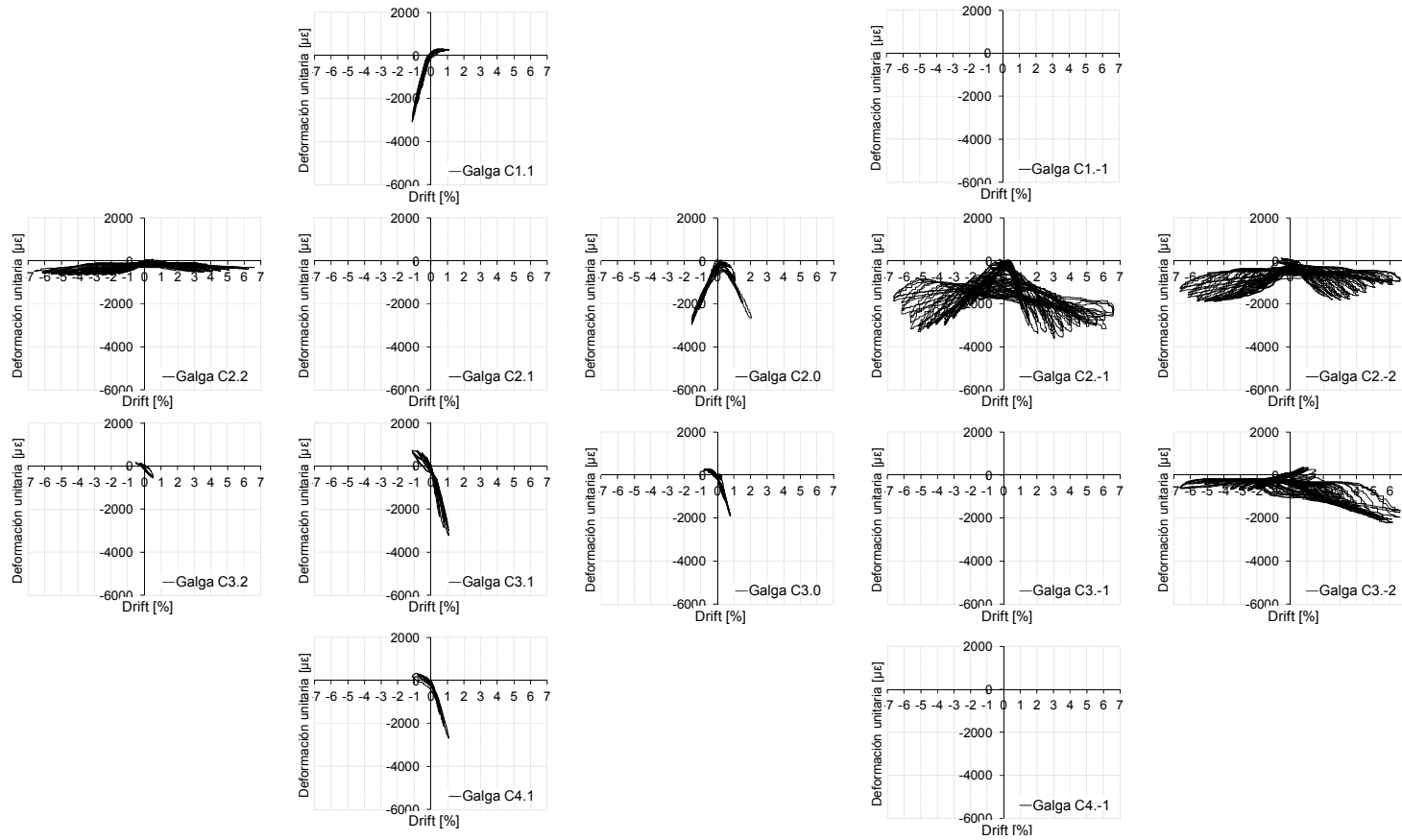


Fig. I.90. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.DB.L0-1



**1.3.9 Medidas de galgas en la probeta A.DB.L0-2**

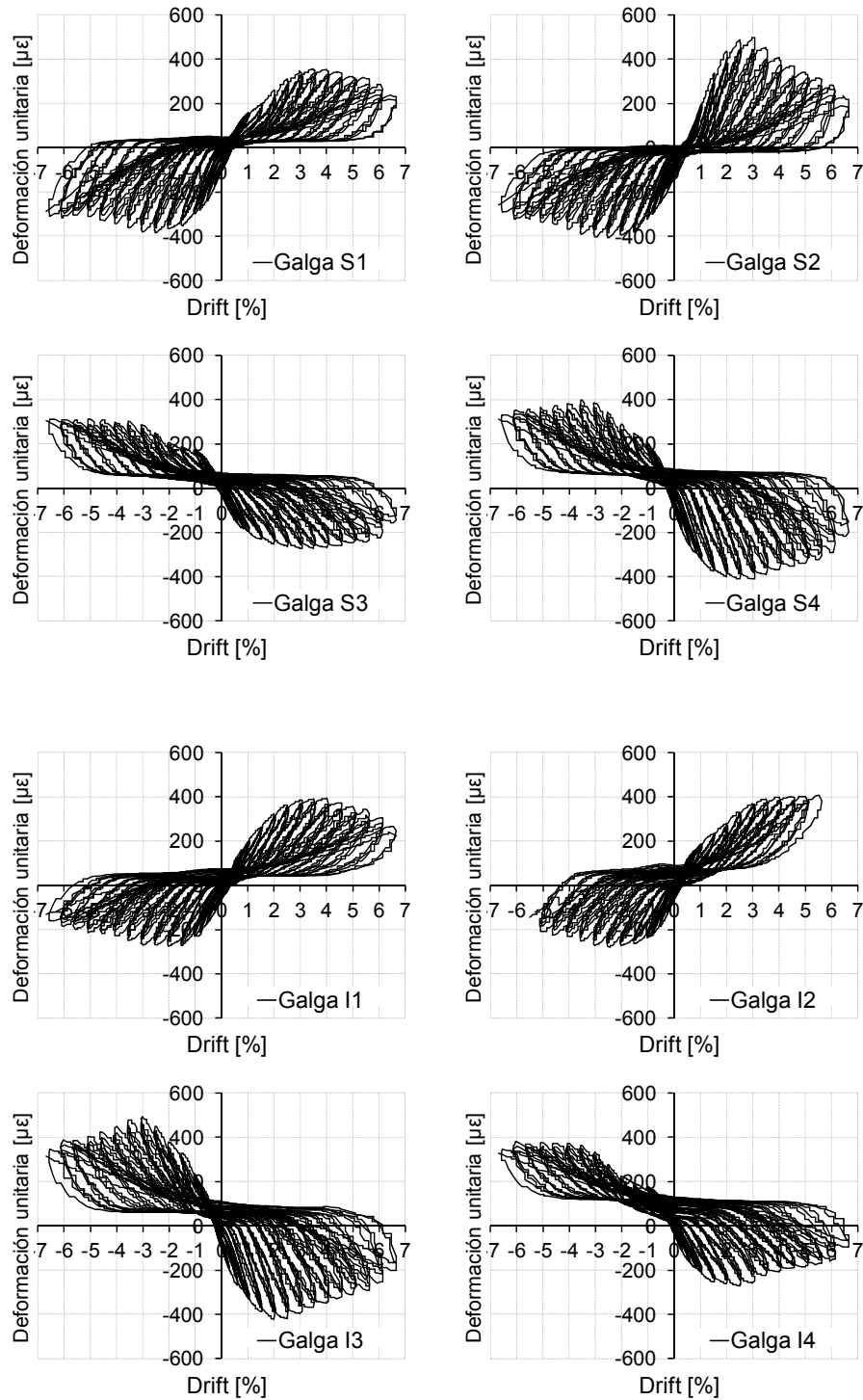


Fig. I.92. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.DB.L0-2

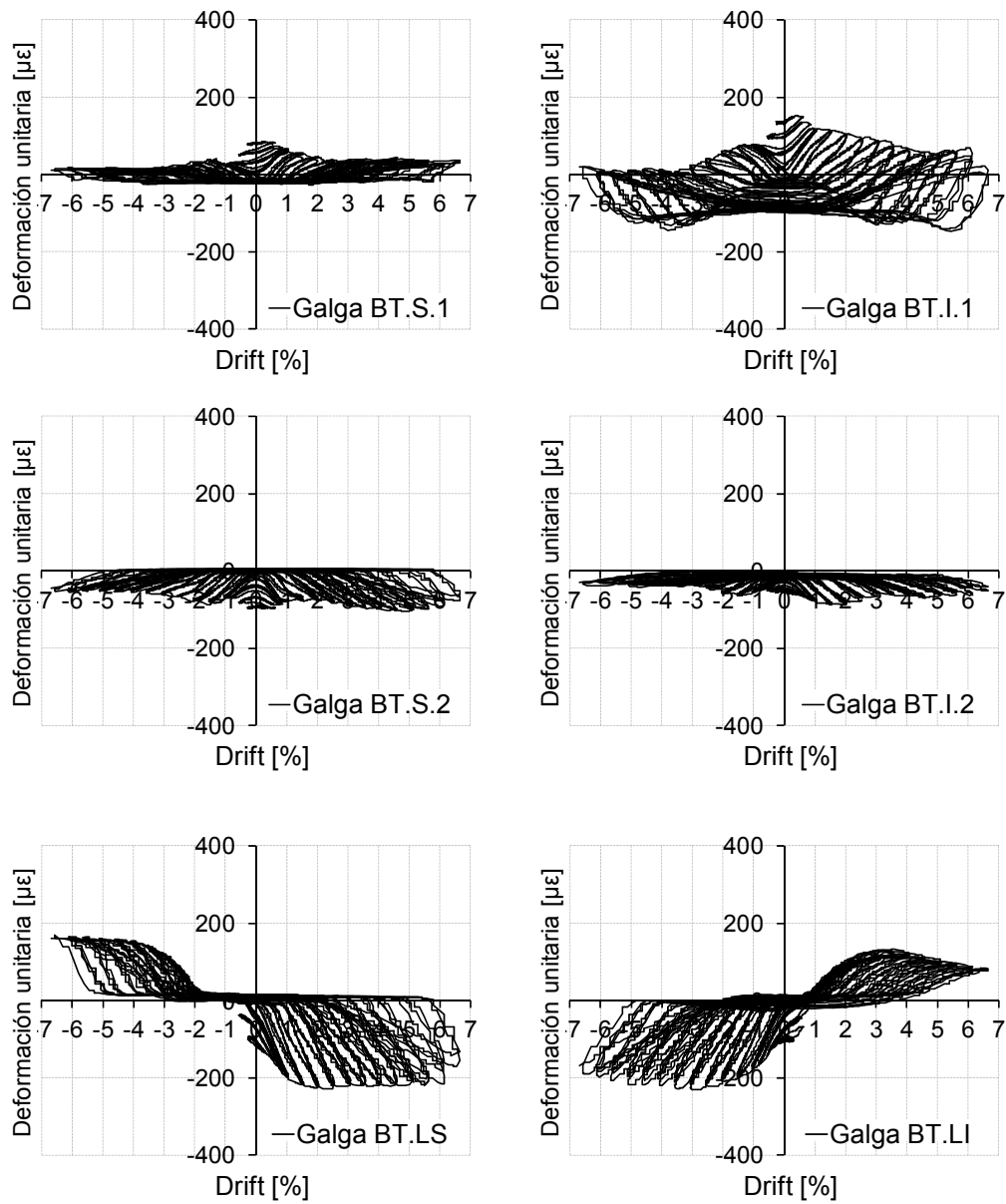


Fig. I.93. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.DB.L0-2

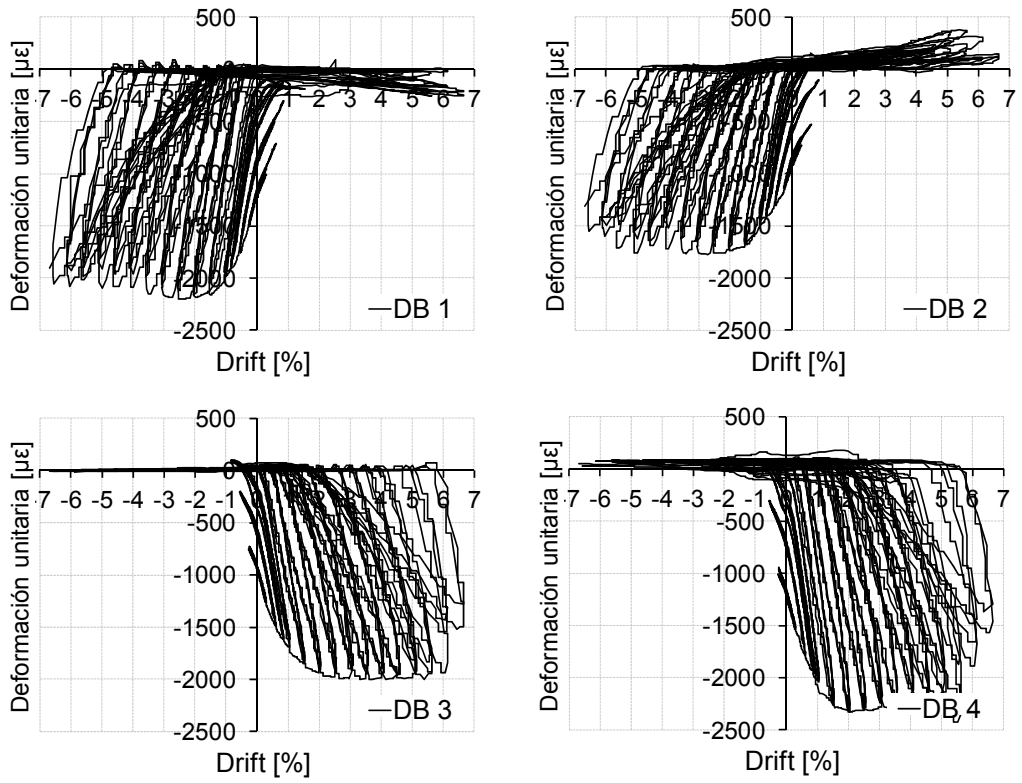


Fig. I.94. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. A.DB.L0-2

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

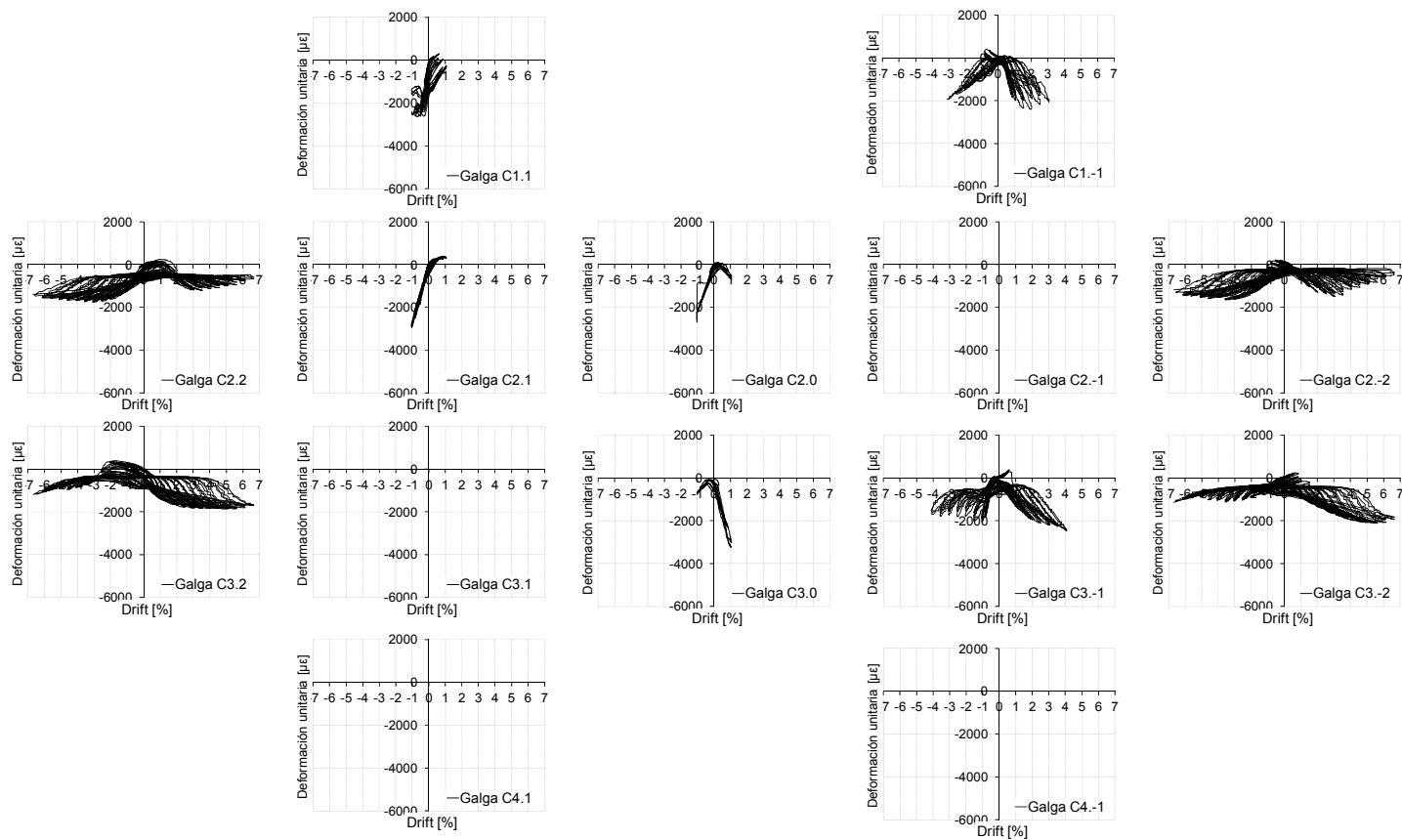


Fig. I.95. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.DB.L0-2

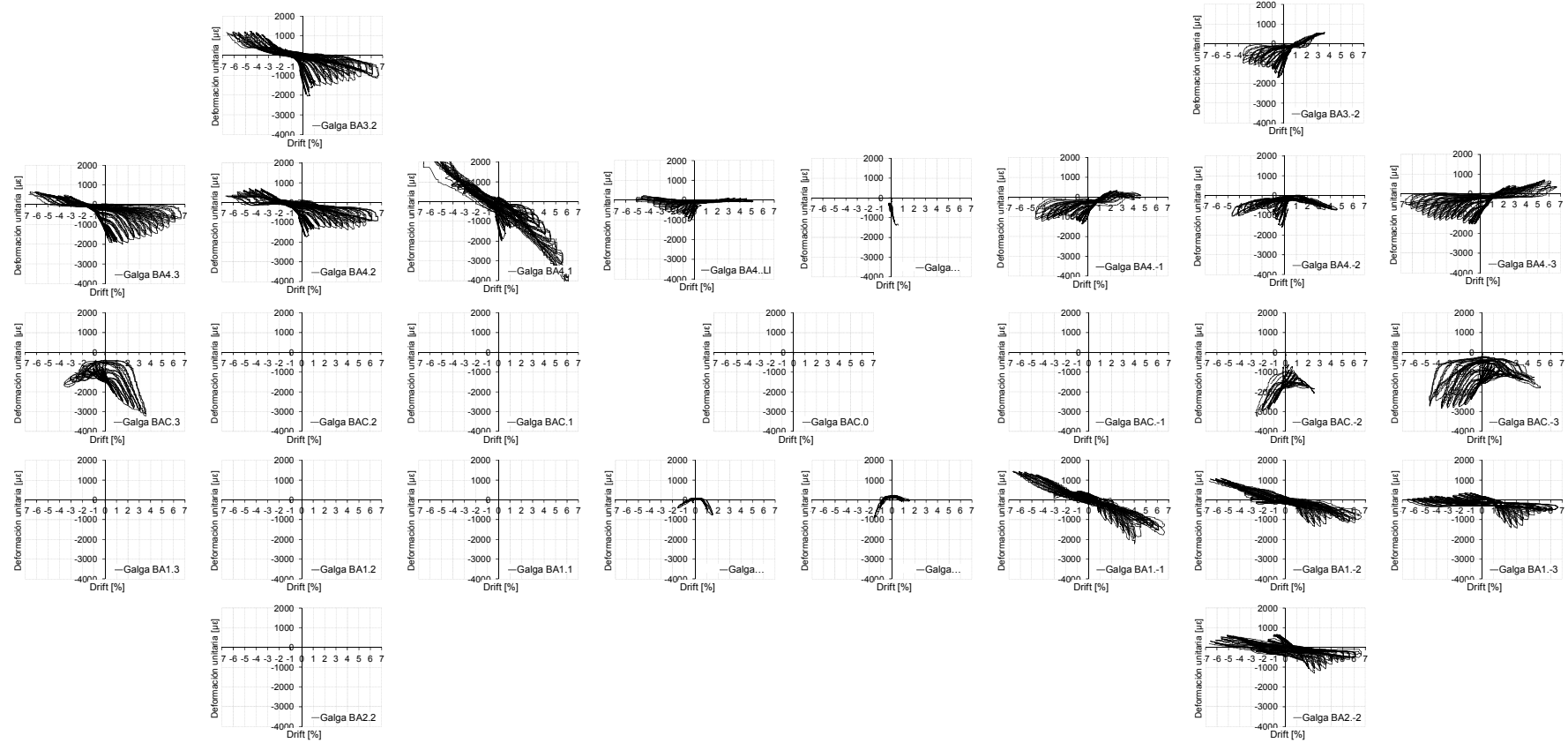


Fig. I.96. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.DB.L0-2

## **I.4 Envoltentes de medidas de galgas en probetas Tipo A, N=0**

A continuación se presentan varios grupos de gráficas para cada ensayo o pareja de ensayos (A.W.L0, A.C.L0, A.CA.L0, A.VB.L0, A.DB.L0). En primer lugar se representan dos a dos las envoltentes de las medidas de las galgas colocadas en una misma barra y posición, y en adelante se van agrupando con otras medidas que por su correspondencia, bien de posición o de simetría, guarden cierta similitud.

El criterio de agrupación de medidas se describe con el siguiente ejemplo:

- De las 4 armaduras del pilar, 2 de ellas (C2, C3) se han instrumentado con 5 puntos (posiciones -2, -1, 0, 1, 2). Las otras 2 armaduras (C1, C4) solo se han instrumentado en 2 (posiciones -1, 1).
- Las galgas C1.1 y C2.1 están midiendo 2 armaduras (C1, C2) en la misma posición (1) y de la misma cara del espécimen. Por tanto, su lectura debe ser similar, por este motivo se agrupan en una misma gráfica (agrupación por misma posición y mismo lado).
- Al mismo tiempo, dada la simetría de armaduras y esfuerzos en los especímenes, las posiciones complementarias también son agrupables: C1.1 y C2.1 con C3.-1 y C4.-1. Para un Drift negativo las cuatro medidas son de tracción (agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos).
- Además, puede realizarse la agrupación de las medidas de las armaduras para los lados opuestos cuando el Drift es positivo y cuando es negativo. La medida de C1.1 para drift negativo puede ser agrupada con la medida C4.1 para Drift positivo, ambas medidas de tracción (agrupación de lados opuestos con Drift complementario). Para llevar a cabo dicha agrupación, la representación de la mitad de las medidas se ha realizado con la envoltente simétrica de la real.
- De este modo, es posible agrupar 16 galgas en una sola gráfica (posición 1) para medir un mismo comportamiento: las posiciones 1 y -1 de las cuatro armaduras de cada probeta (2x4x2). Ver Figura I.107



**I.4.1 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.W.L0**

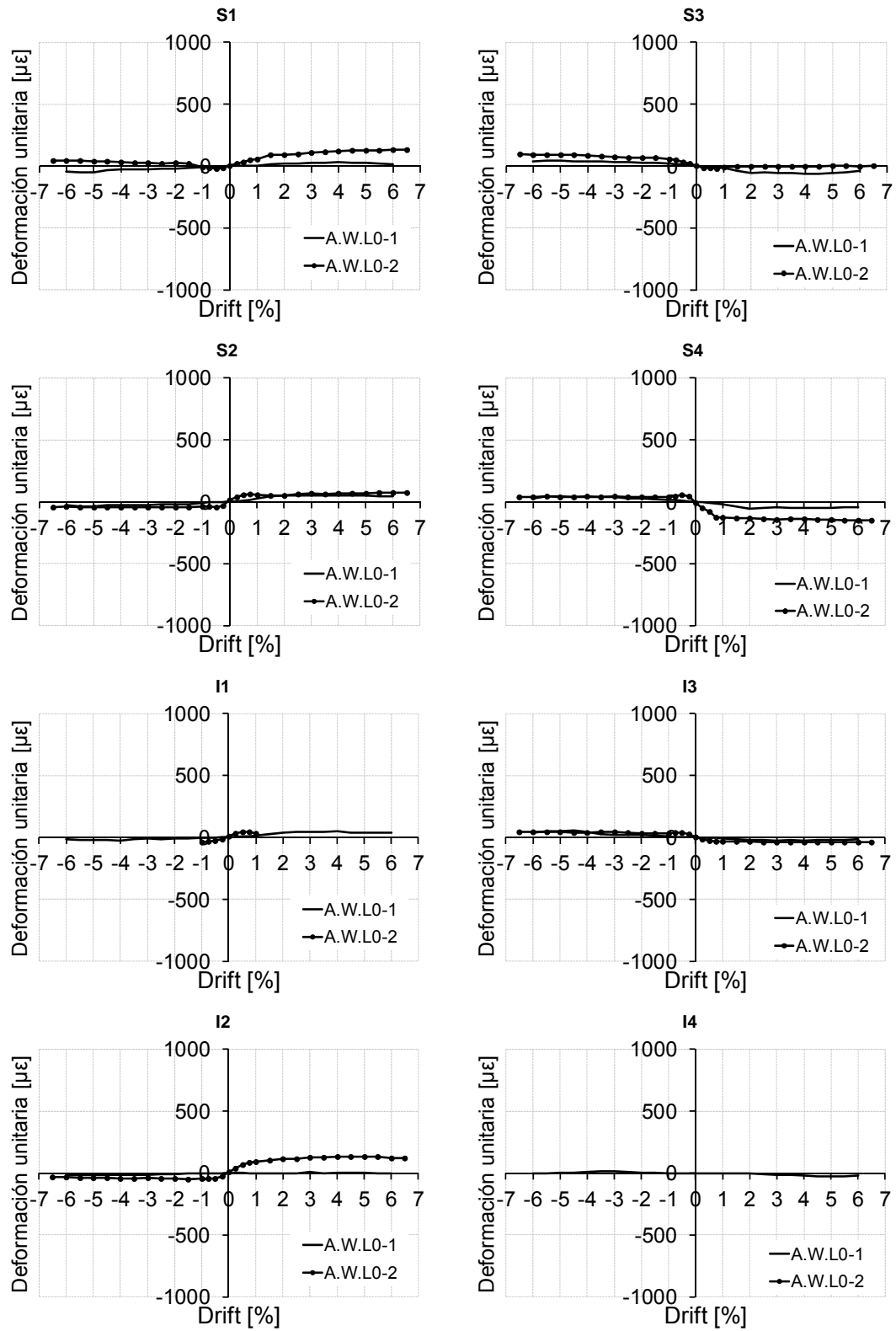


Fig. I.97. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación de ambos especímenes. A.W.L0

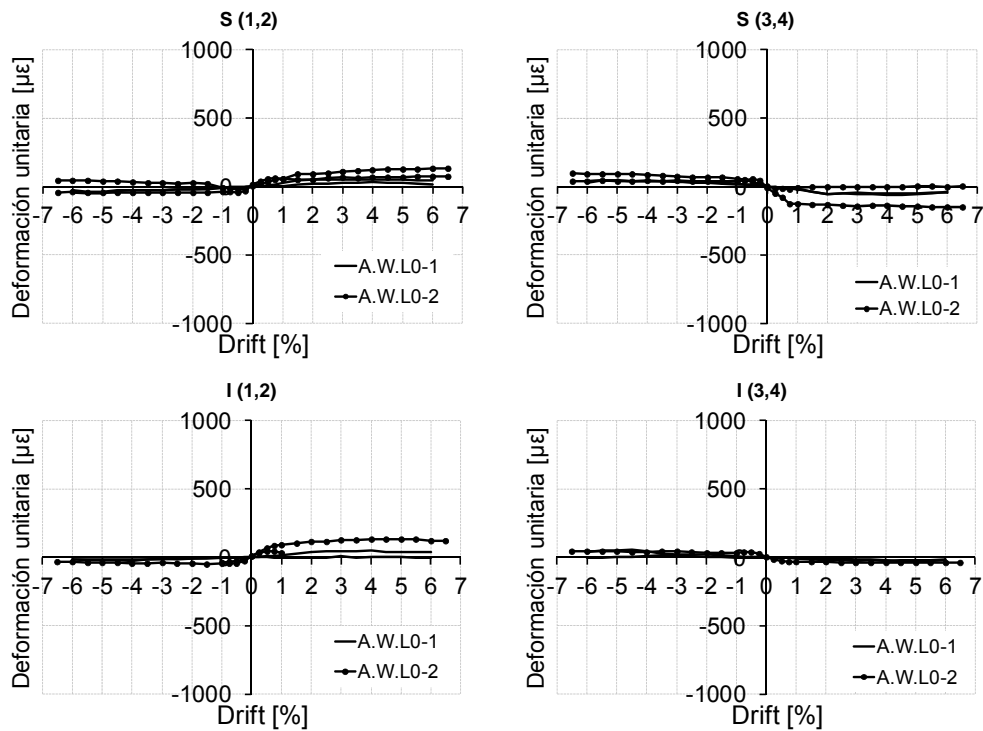


Fig. I.98. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.W.L0

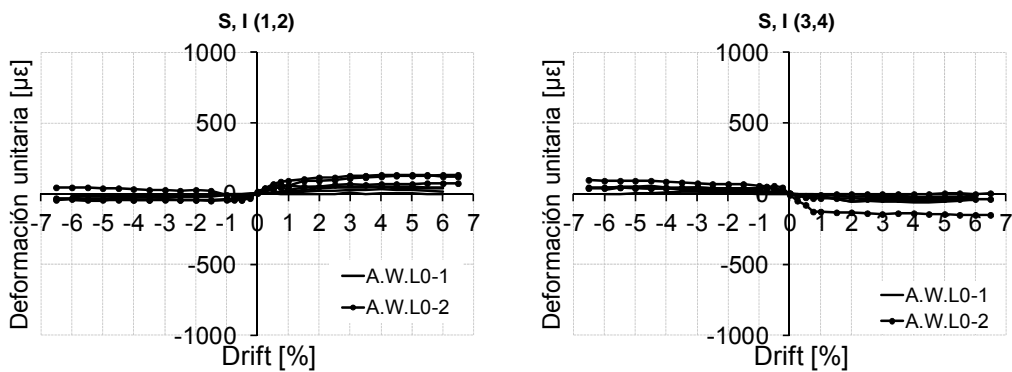


Fig. I.99. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.W.L0

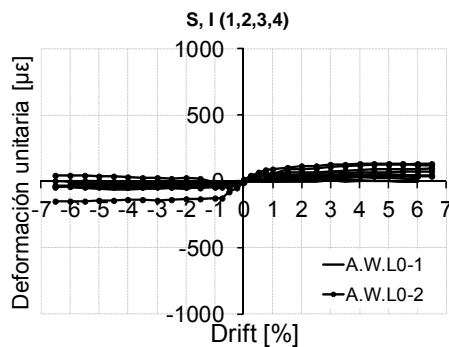


Fig. I.100. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.W.L0

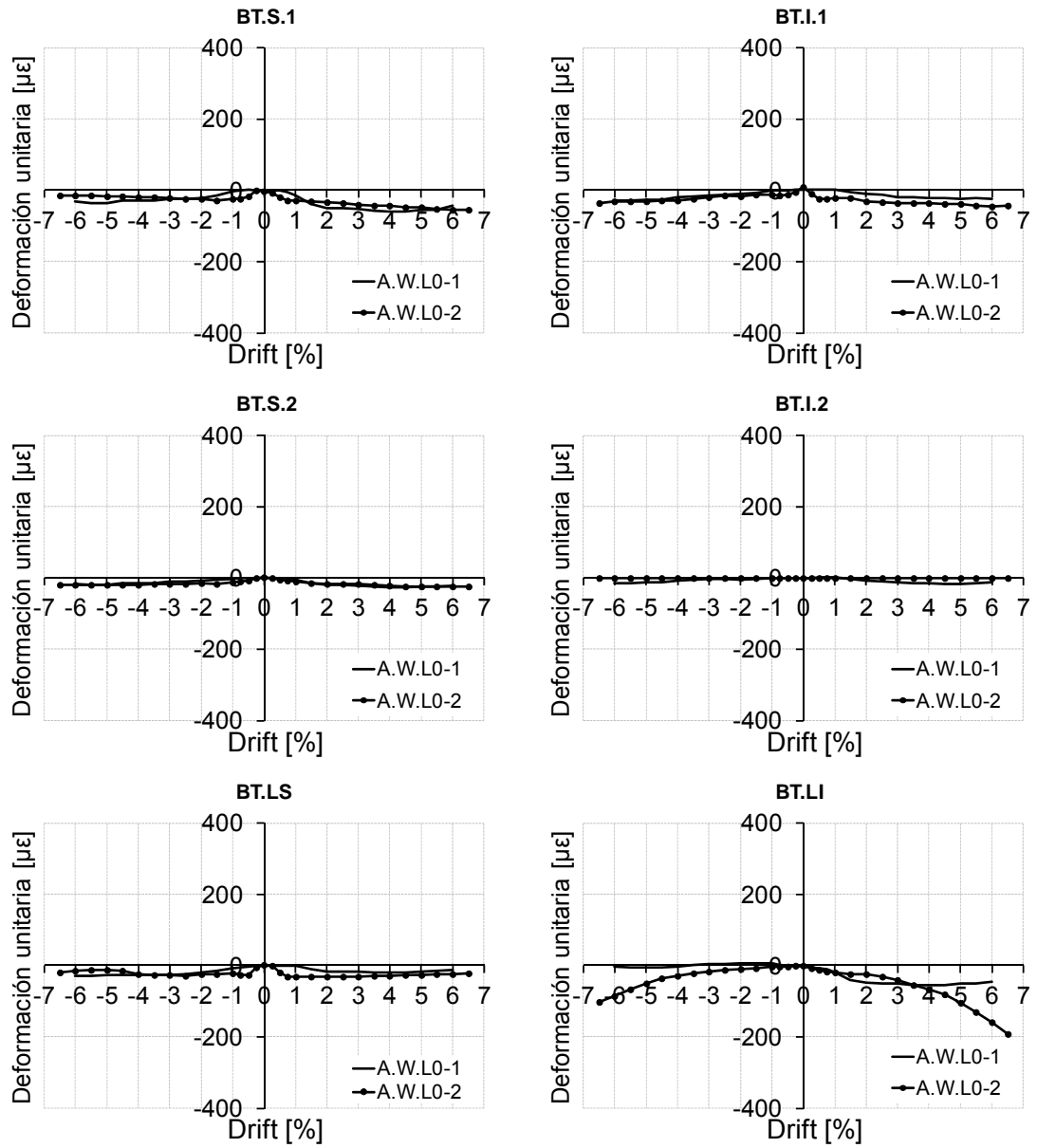


Fig. I.101. Envolventes de galgas en presillas metálicas. Agrupación de ambos especímenes. A.W.L0

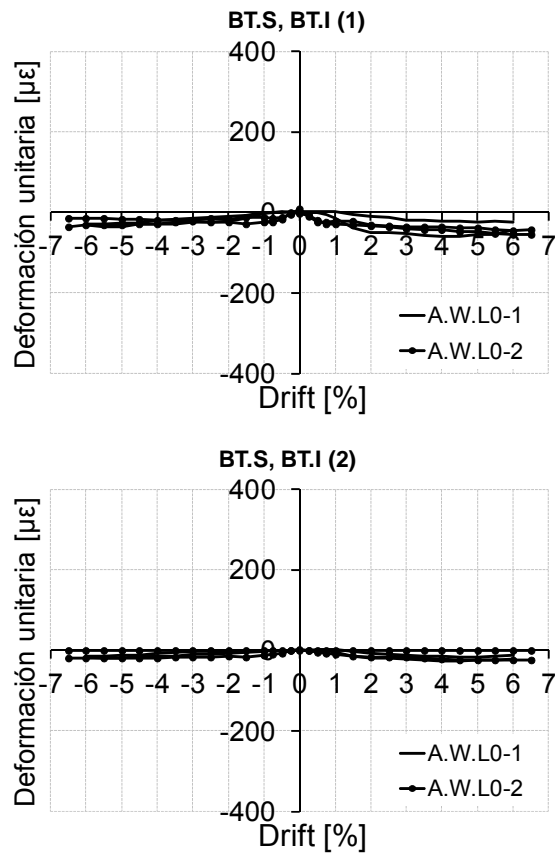


Fig. I.102. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.W.L0

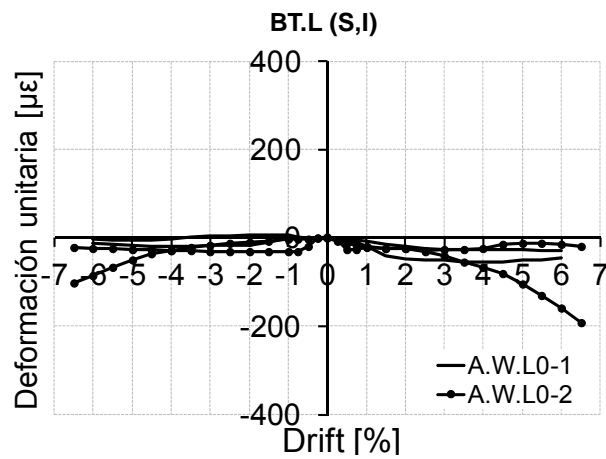


Fig. I.103. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.W.L0

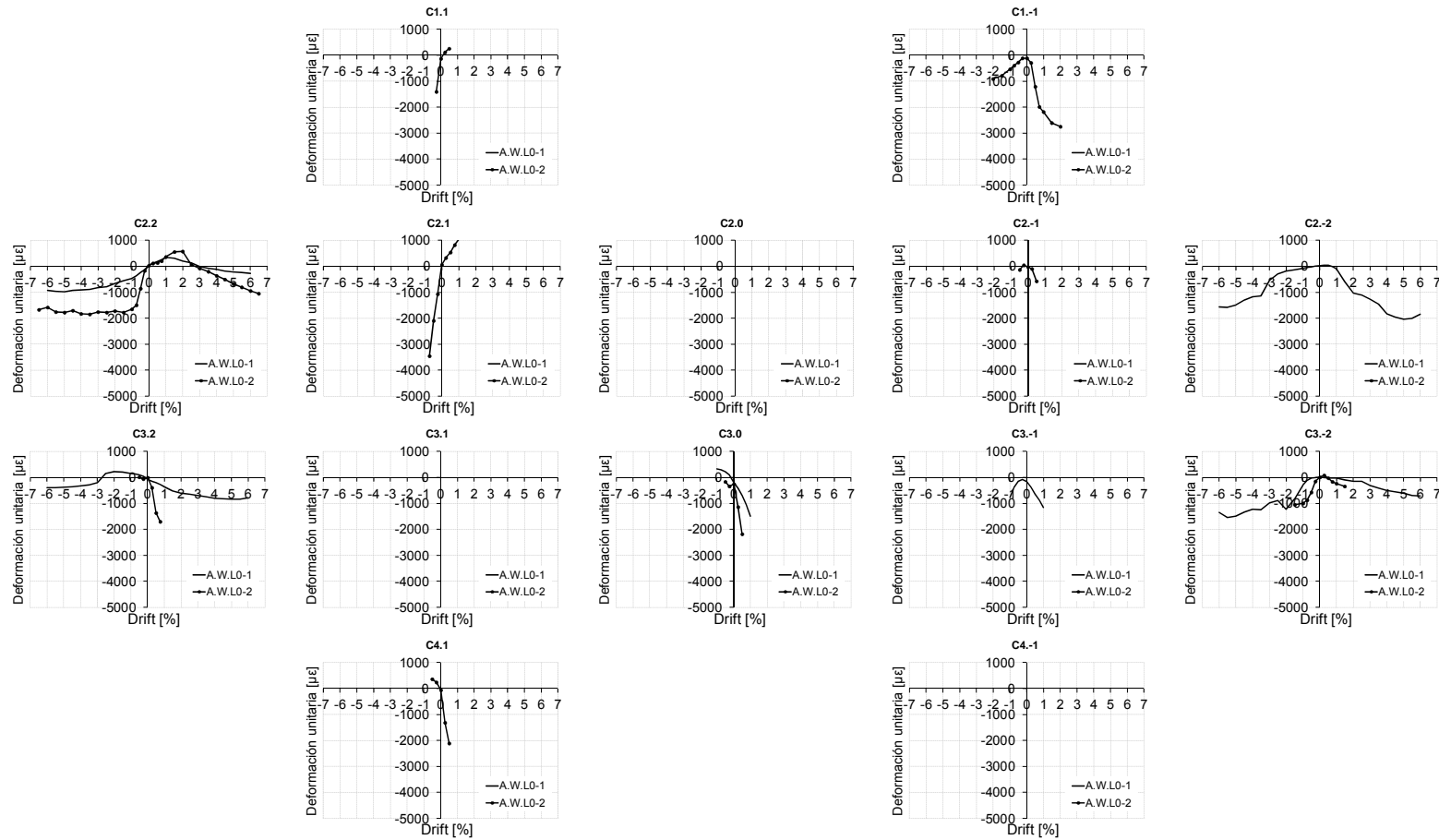


Fig. I.104. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación de ambos especímenes. A.W.L0

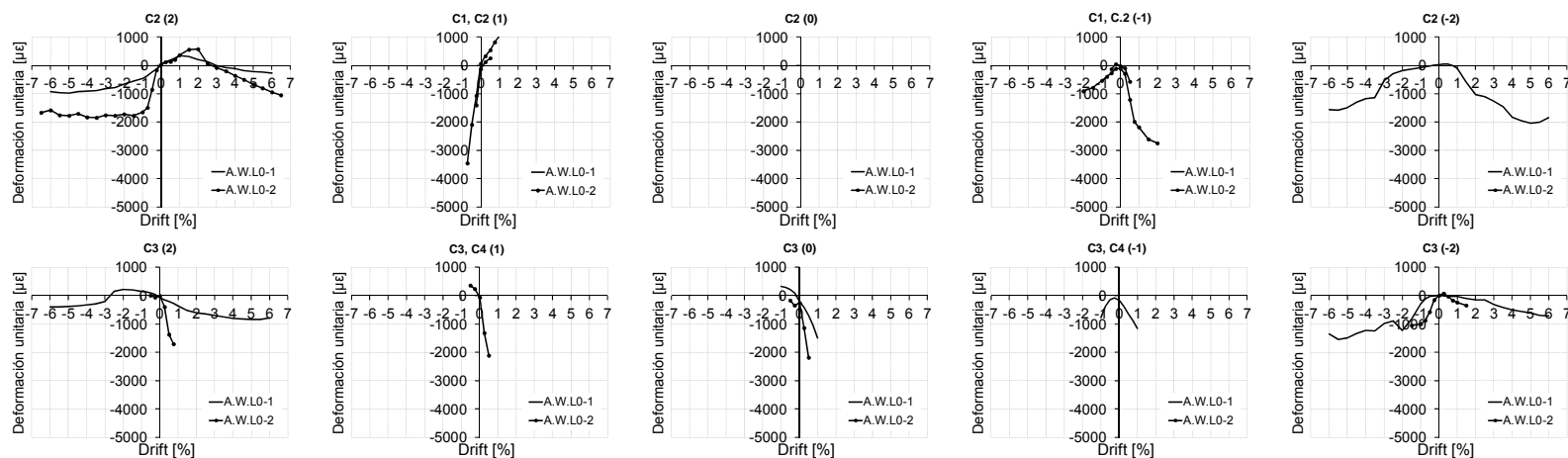


Fig. I.105. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.W.L0

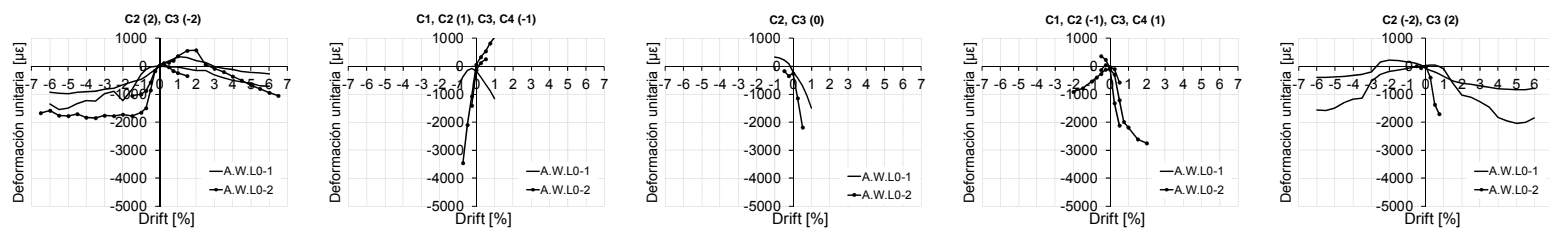


Fig. I.106. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.W.L0

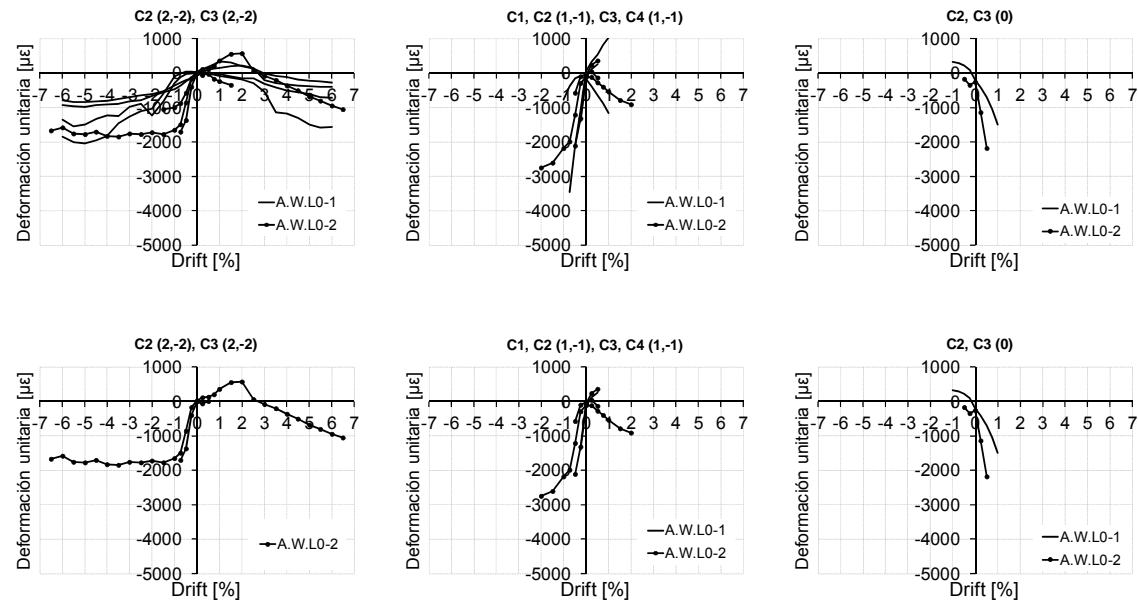


Fig. I.107. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.W.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

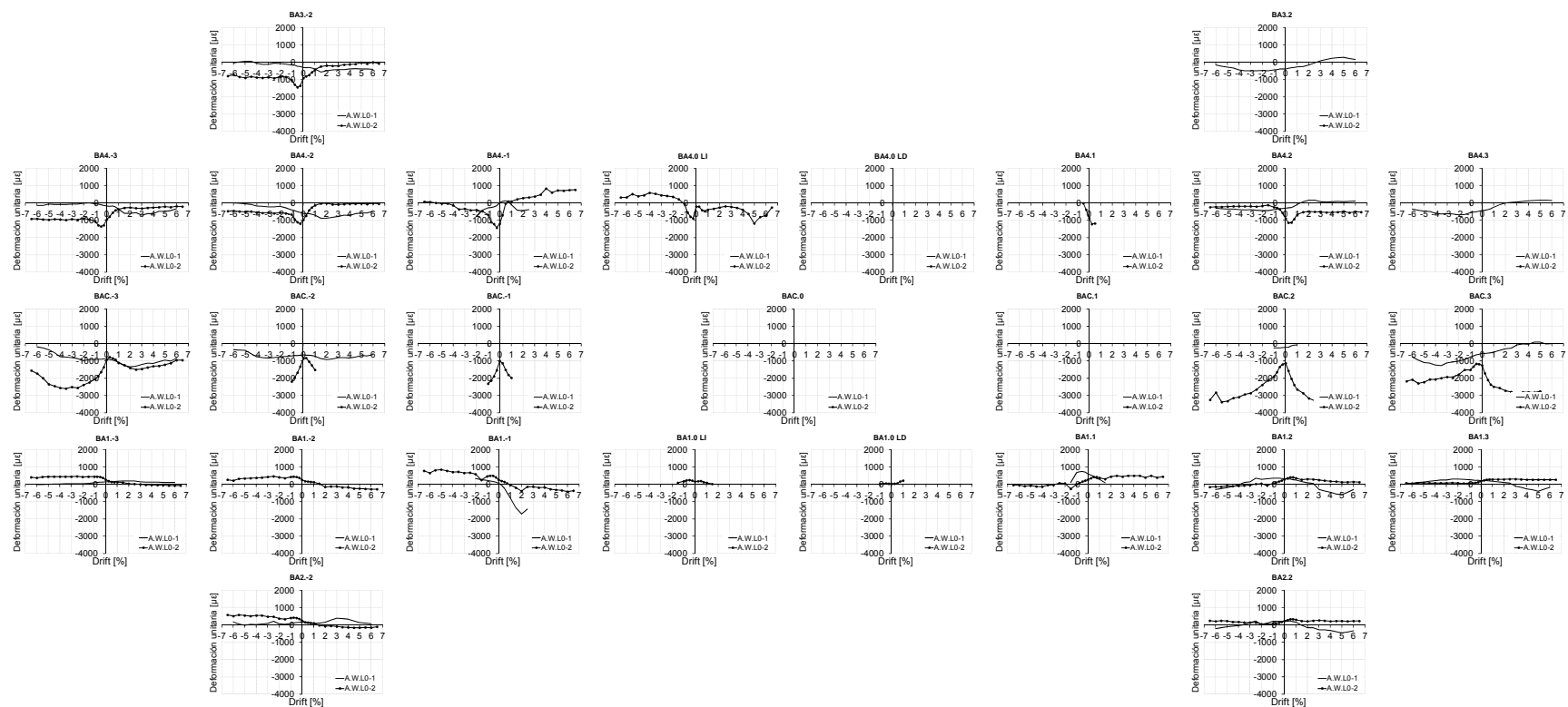


Fig. I.108. Envoltentes de galgas en armadura de viga. Agrupación de ambos especímenes. A.W.L0



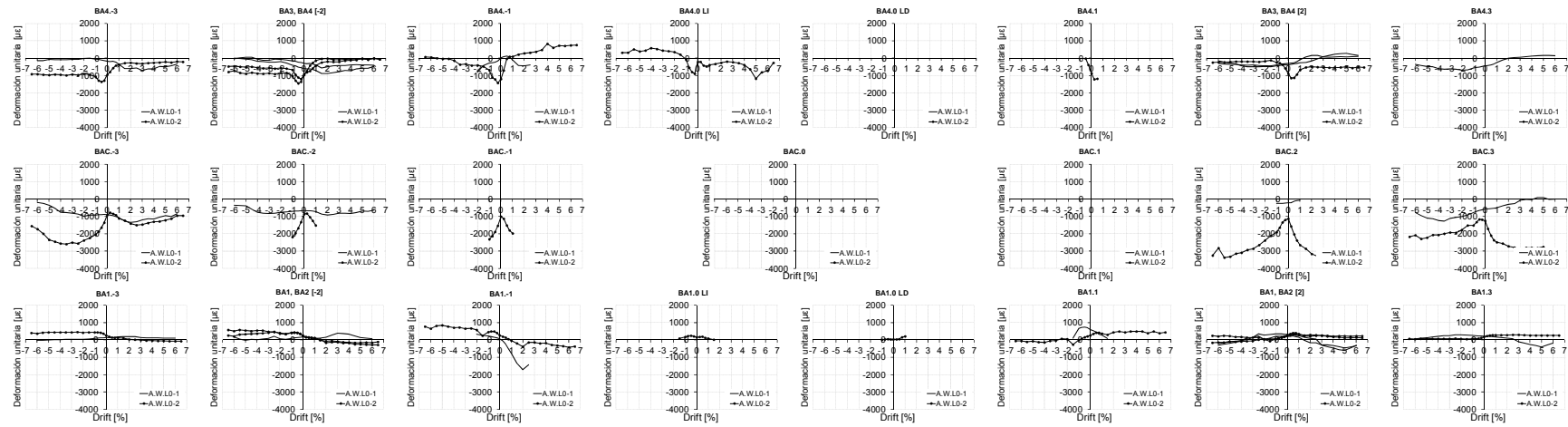


Fig. I.109. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.W.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

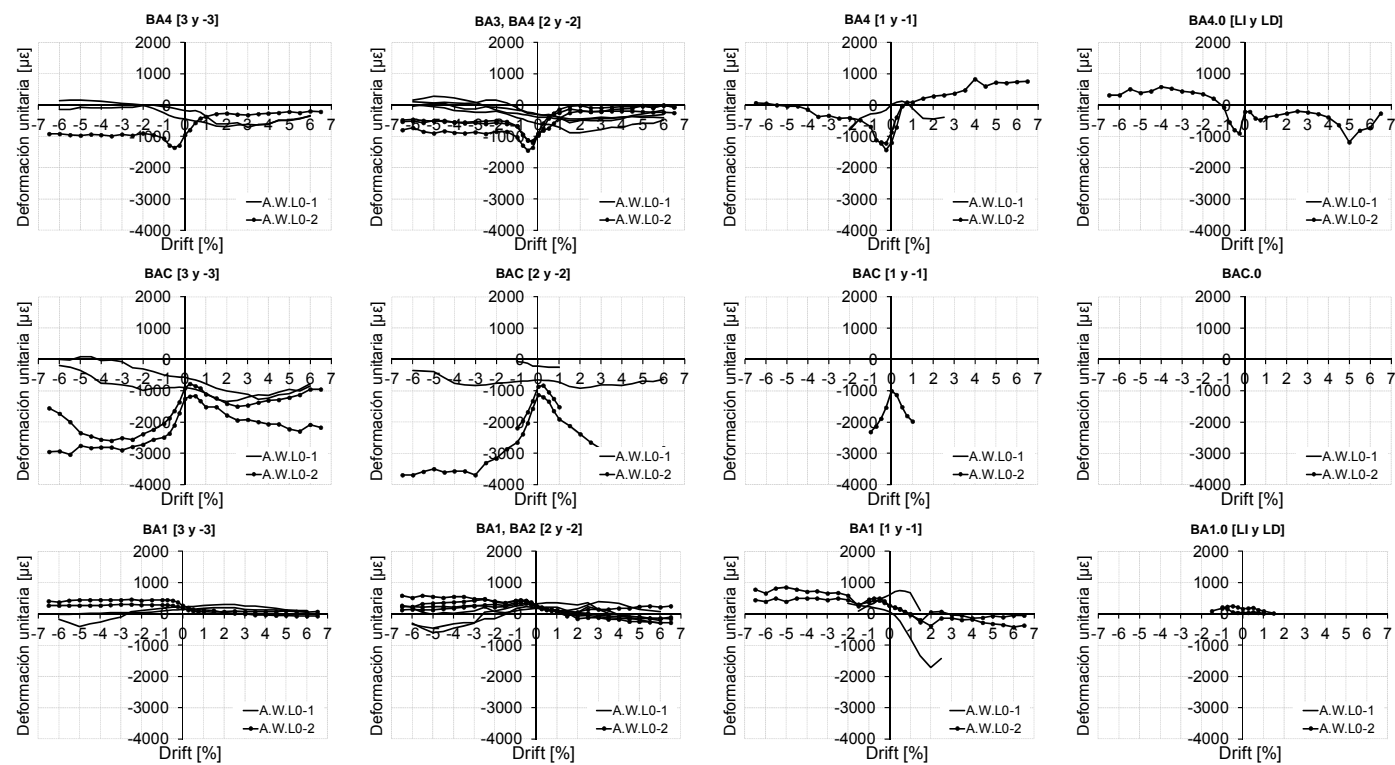


Fig. I.110. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.W.L0

**1.4.2 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.C.L0**

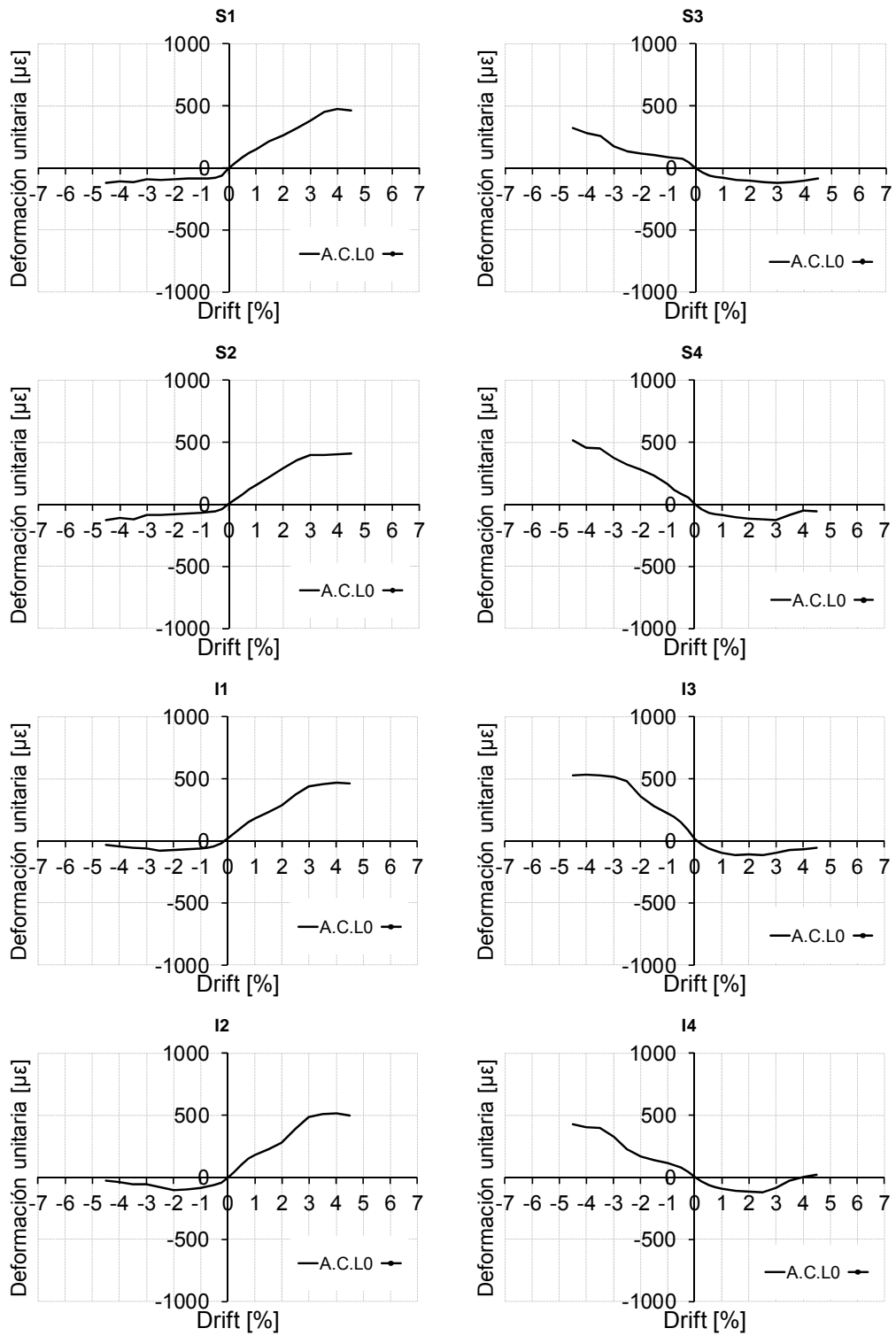


Fig. I.111. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación de ambos especímenes. A.C.L0

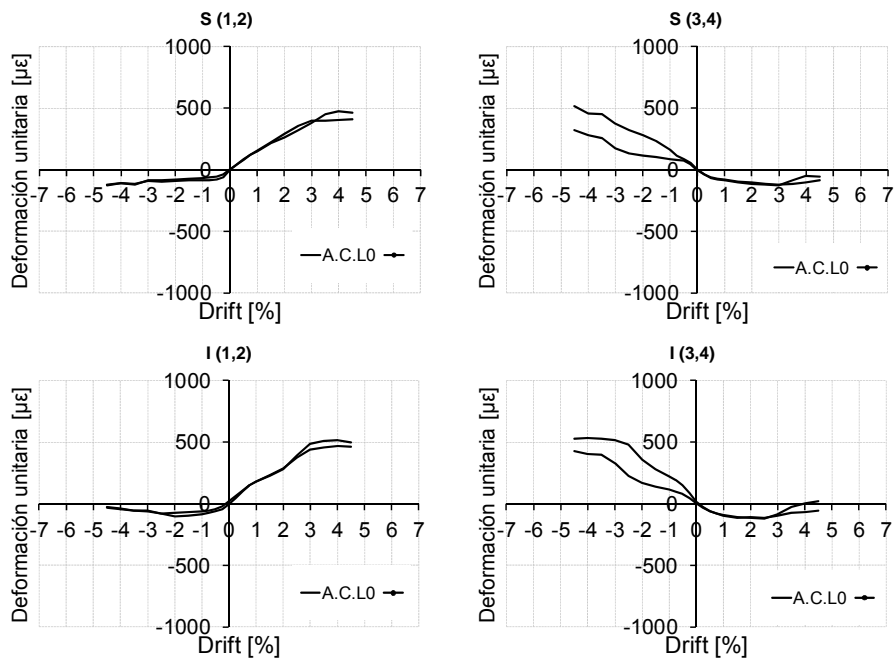


Fig. I.112. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.C.L0

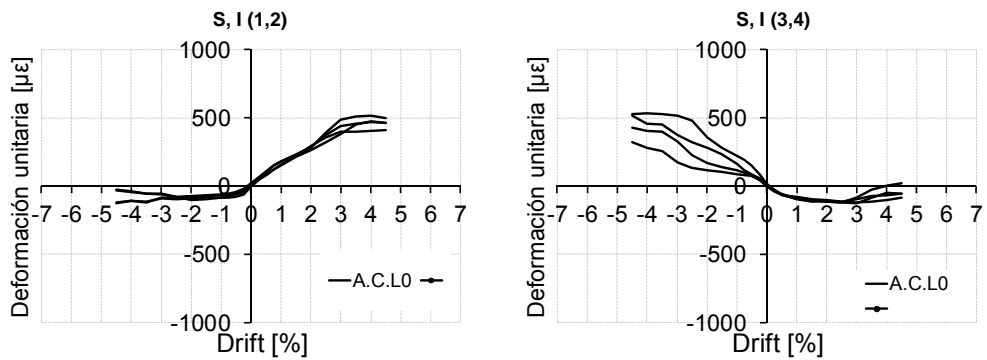


Fig. I.113. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.C.L0

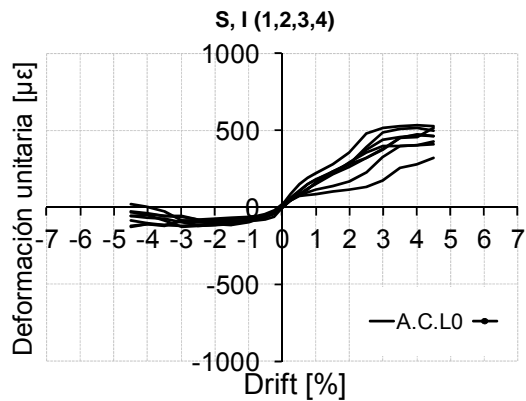


Fig. I.114. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.C.L0

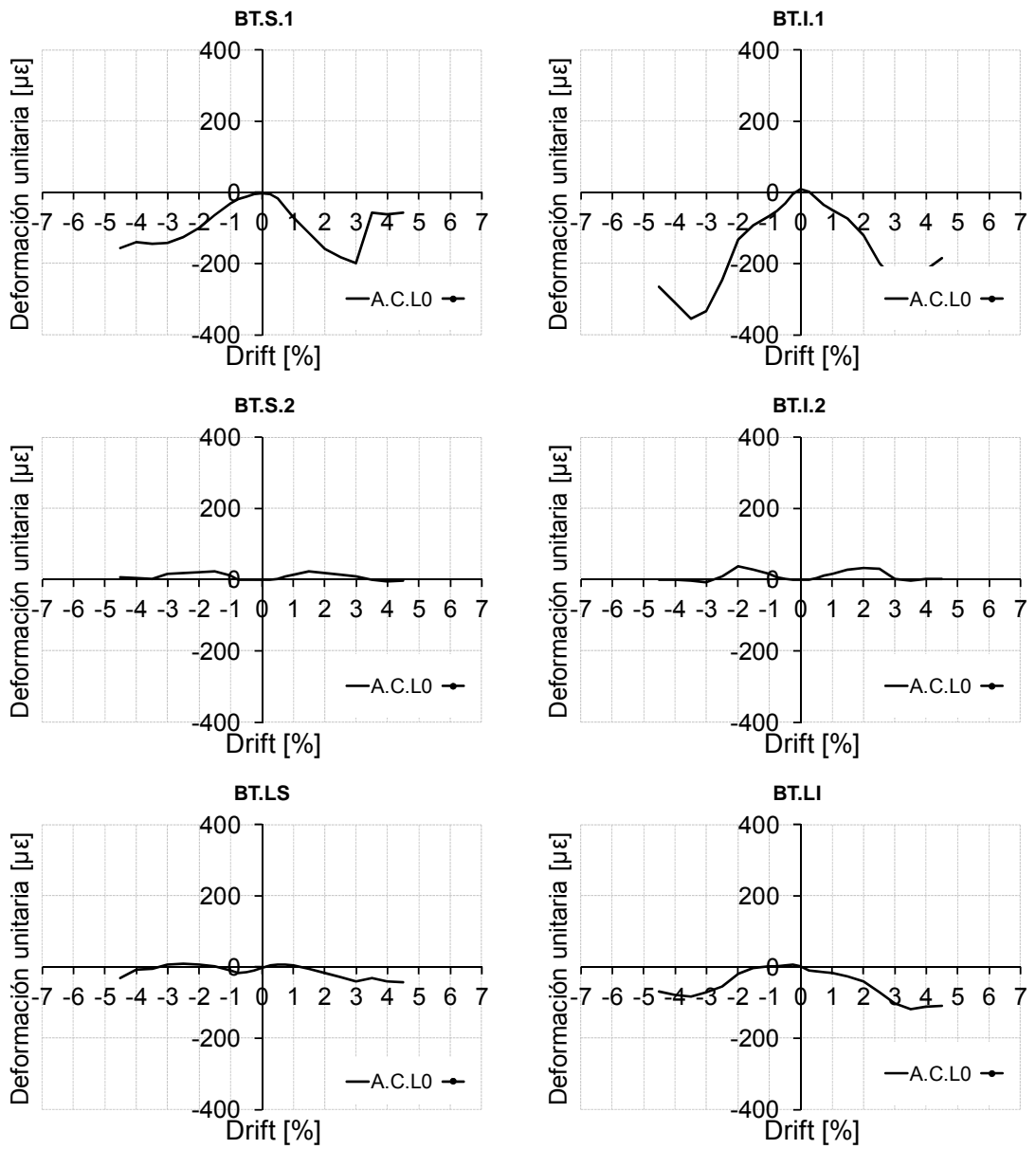


Fig. I.115. Envolturas de galgas en presillas metálicas. Agrupación de ambos especímenes. A.C.L0

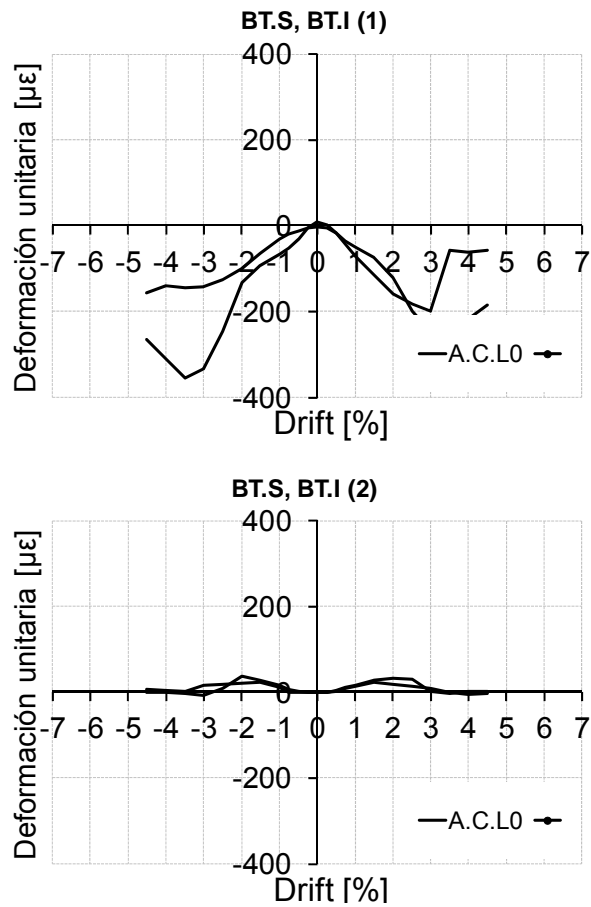


Fig. I.116. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.C.L0

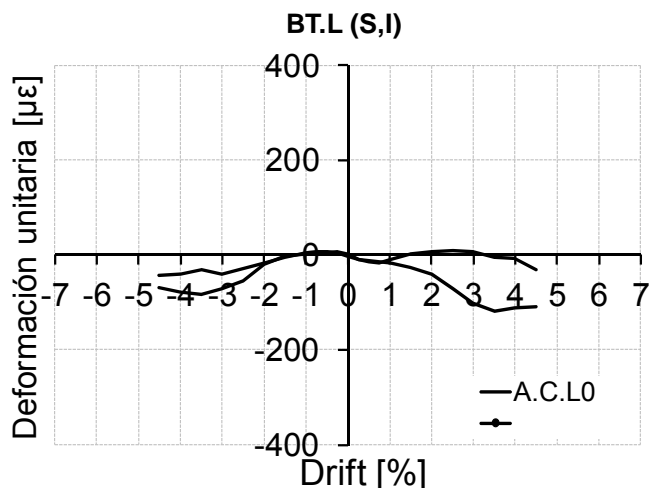


Fig. I.117. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.C.L0

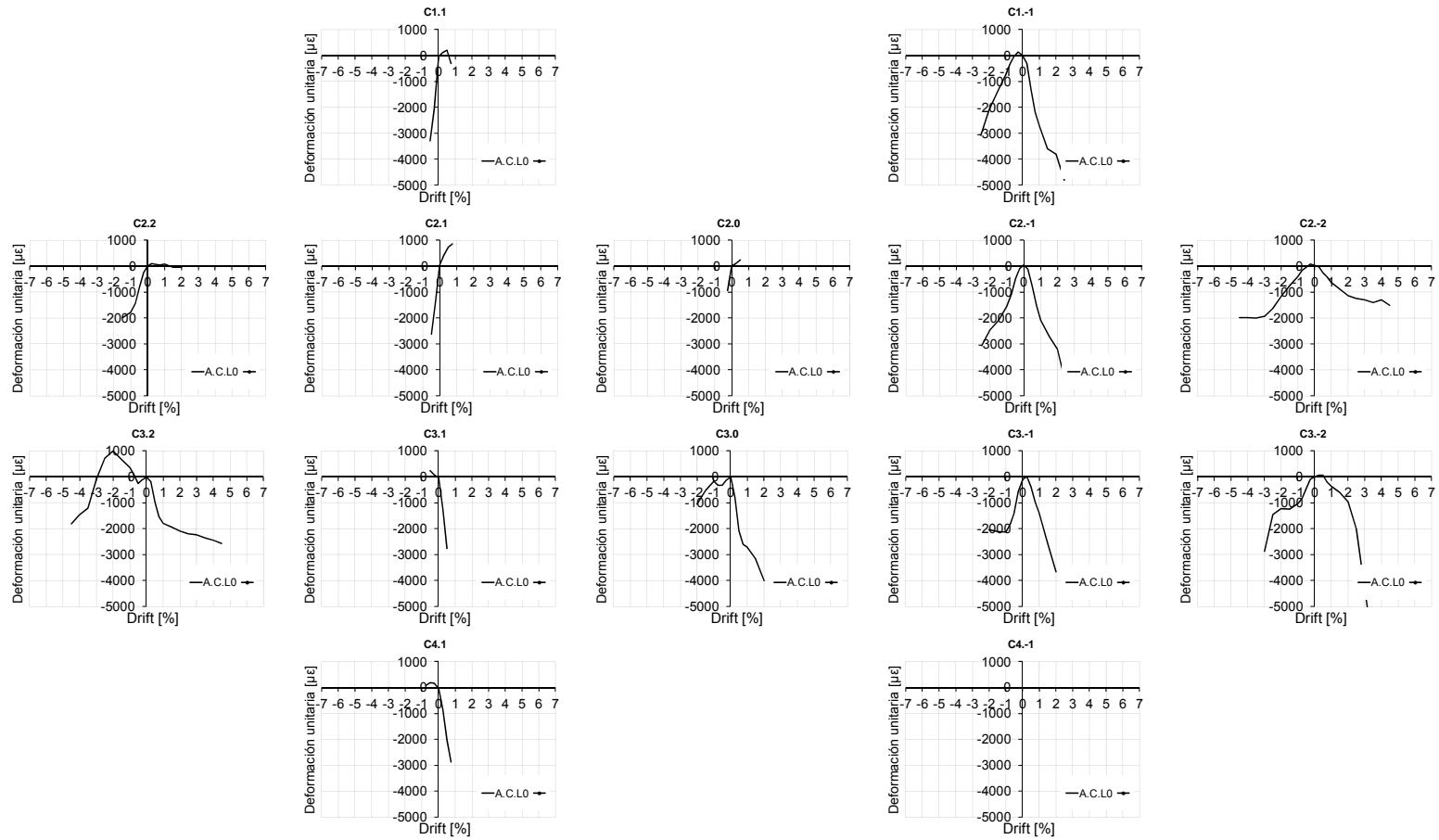


Fig. I.118. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación de ambos especímenes. A.C.L0

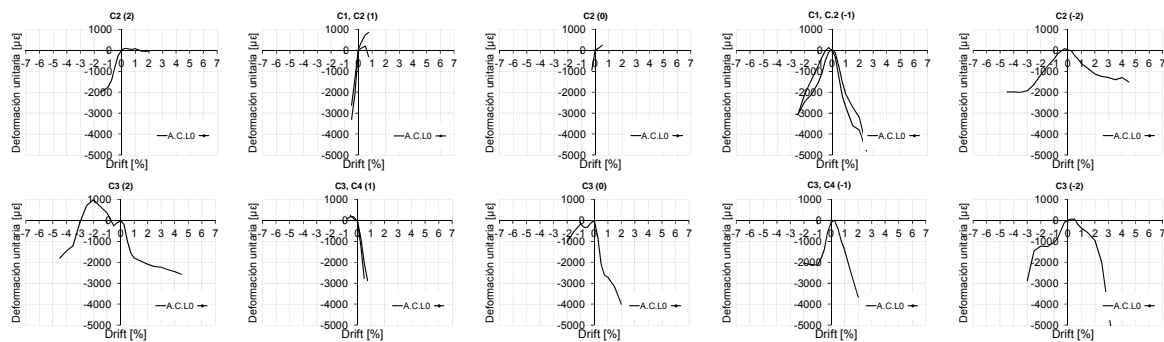


Fig. I.119. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.C.L0

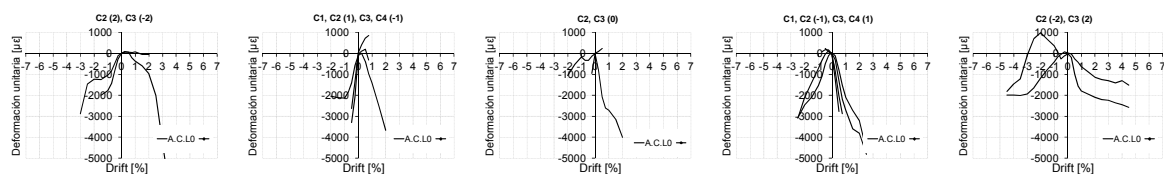


Fig. I.120. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.C.L0

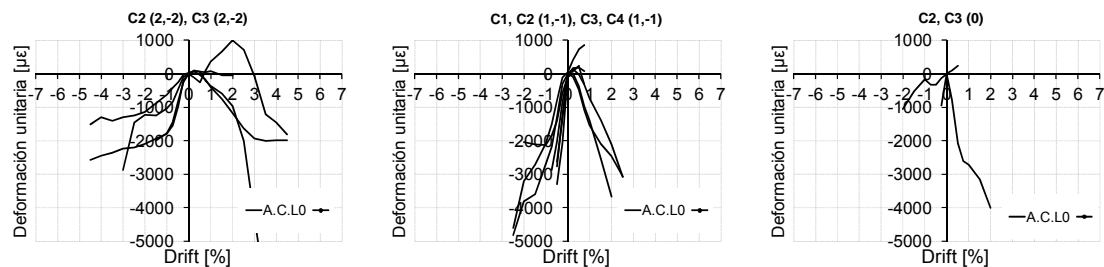


Fig. I.121. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.C.L0



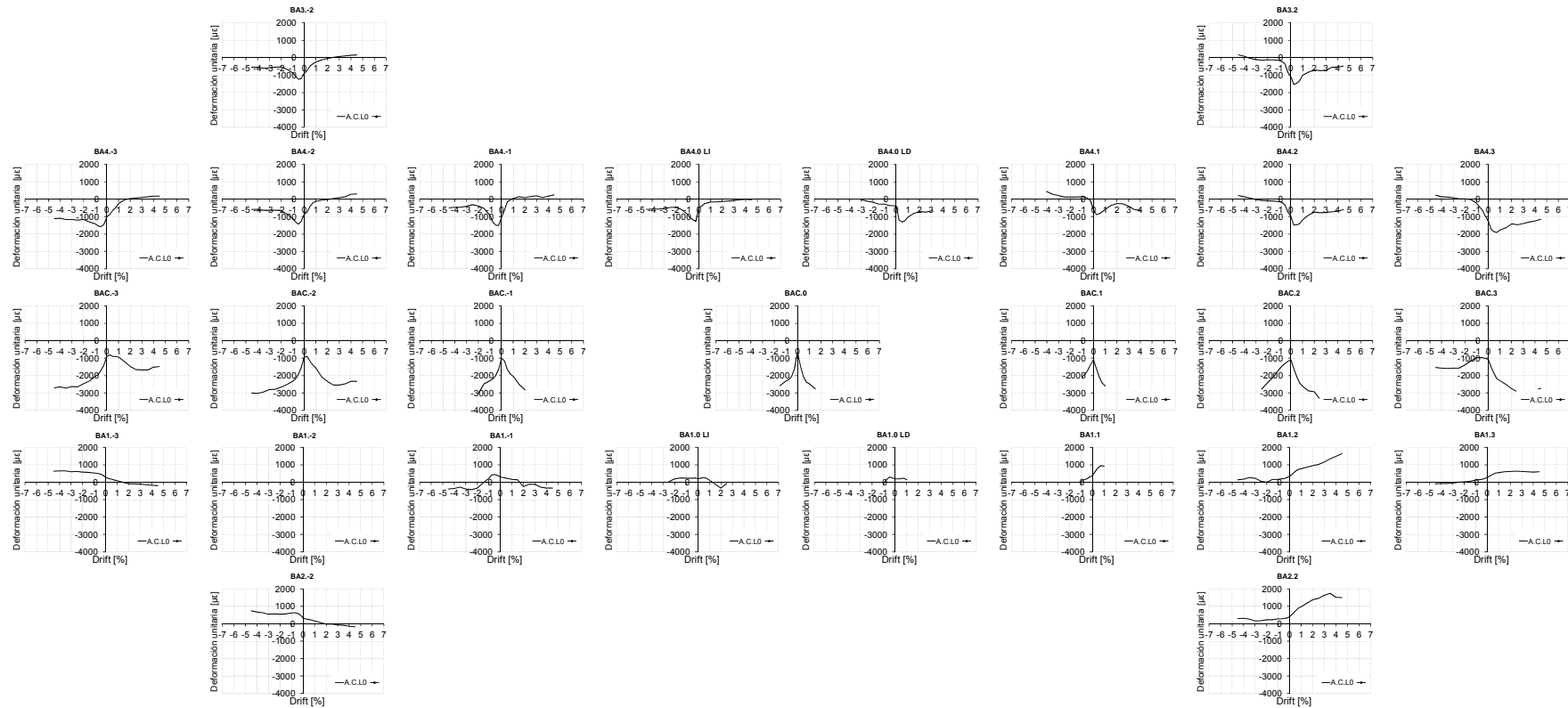


Fig. I.122. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupación de ambos especímenes. A.C.L.O

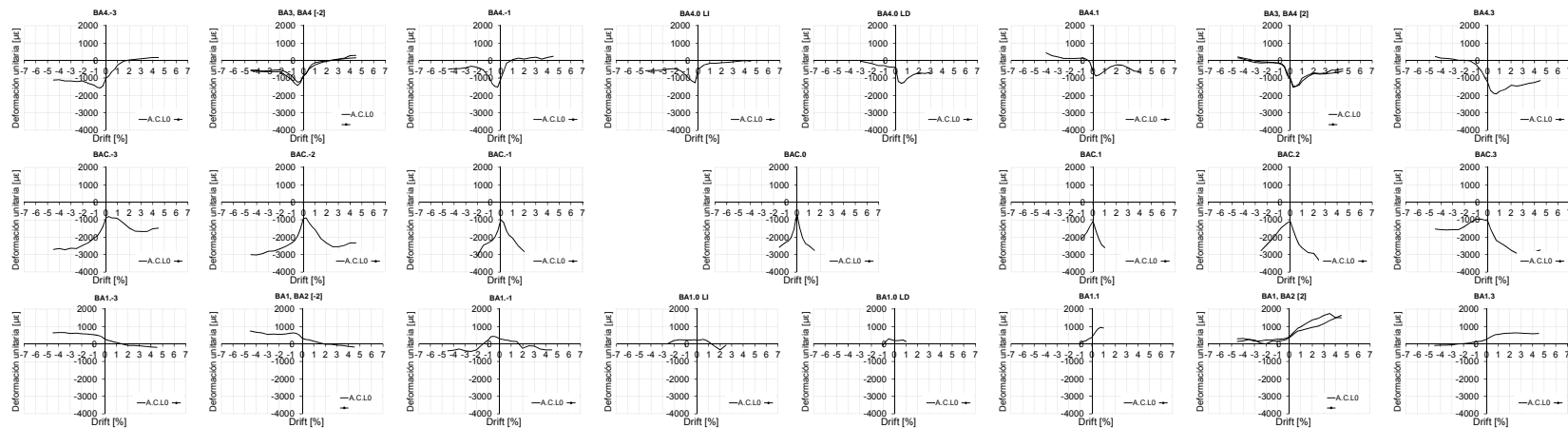


Fig. I.123. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.C.L.O

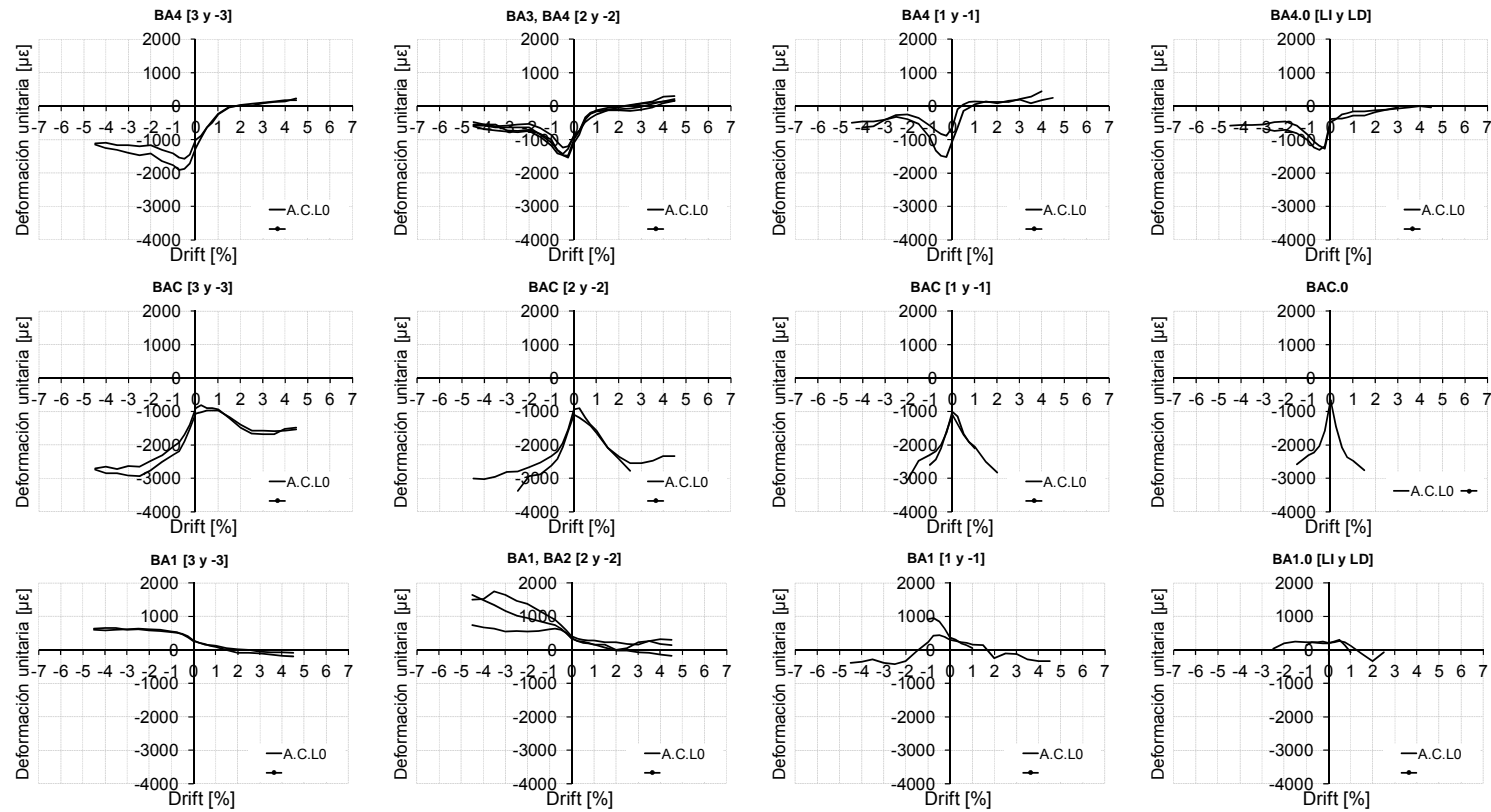


Fig. I.124. Envoltorios de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.C.L0

### 1.4.3 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.CA.L0

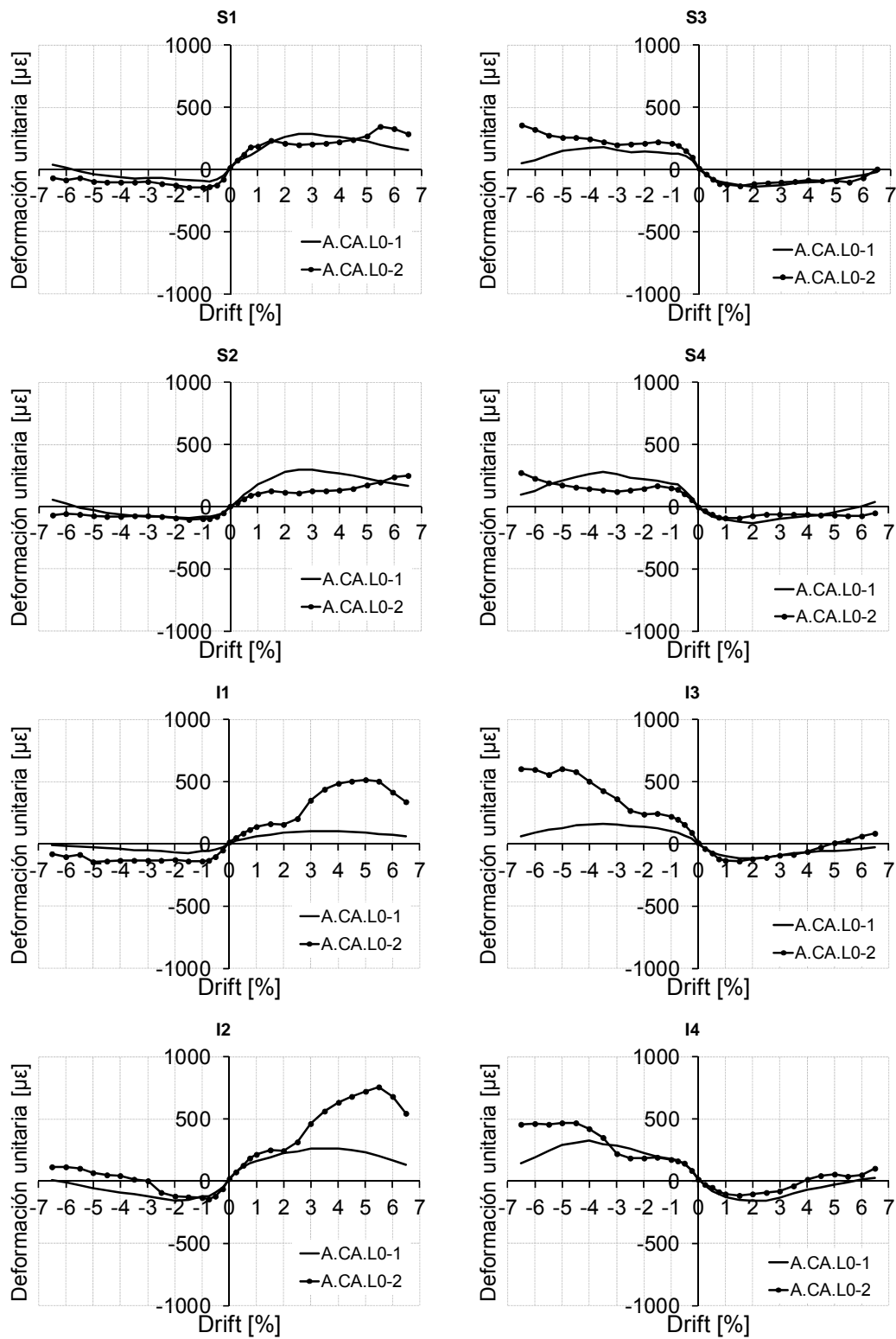


Fig. I.125. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación de ambos especímenes. A.CA.L0

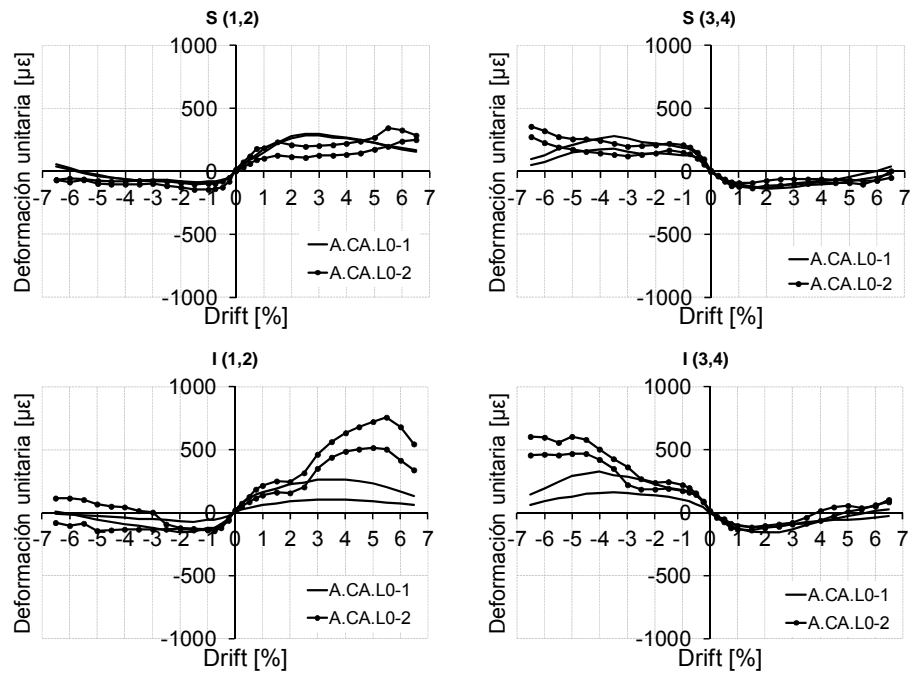


Fig. I.126. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L0

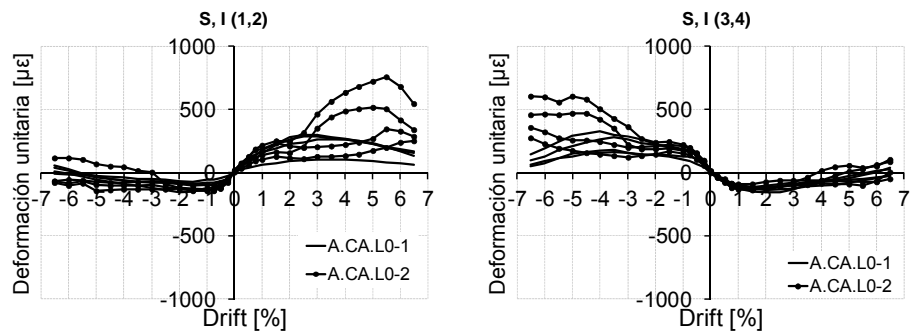


Fig. I.127. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L0

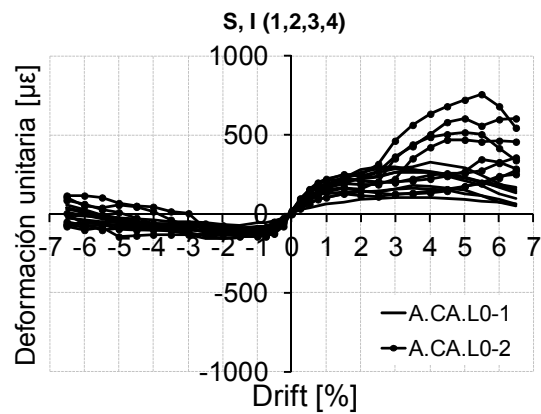


Fig. I.128. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.W.L0

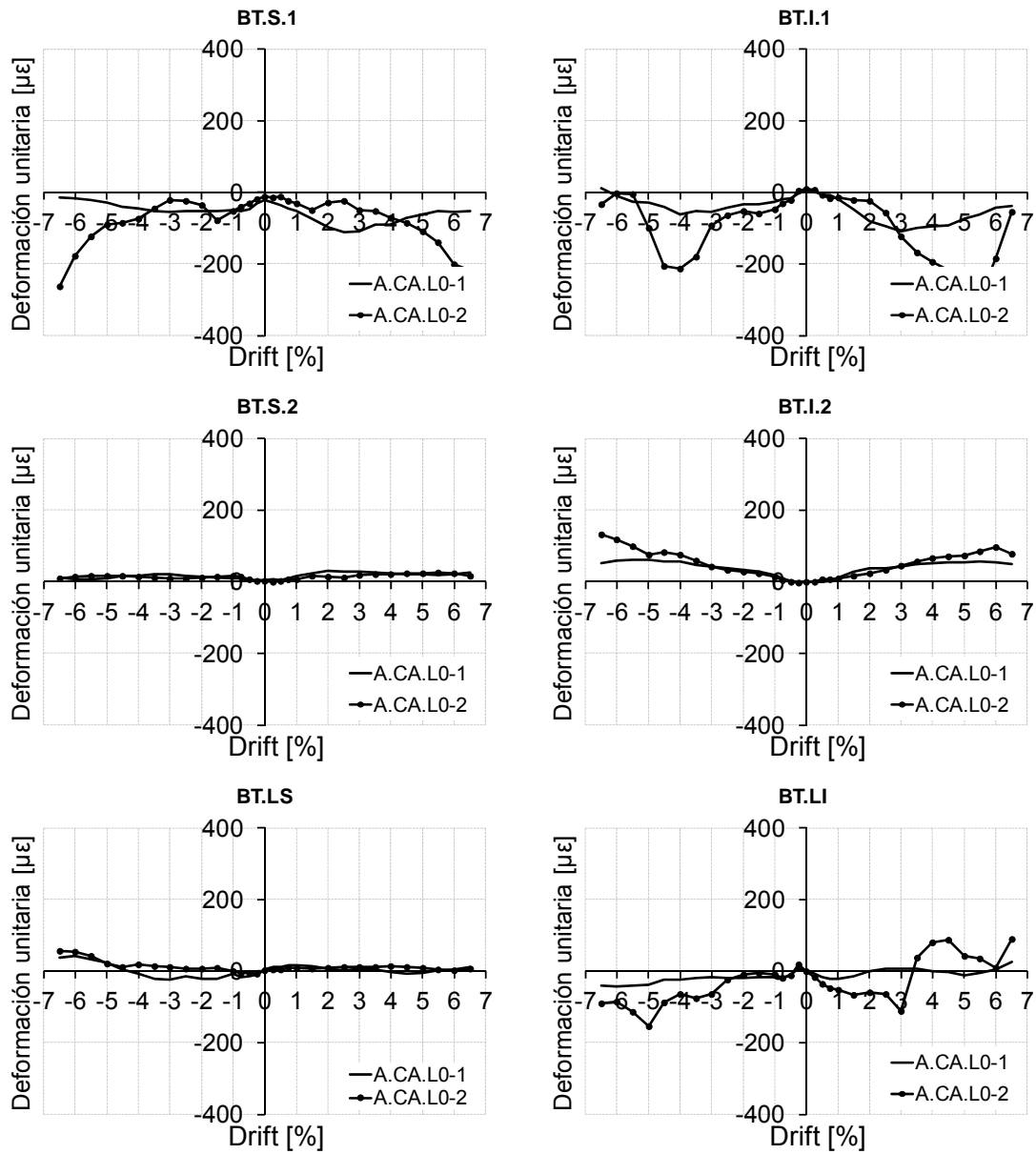


Fig. I.129. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación de ambos especímenes. A.CA.L0

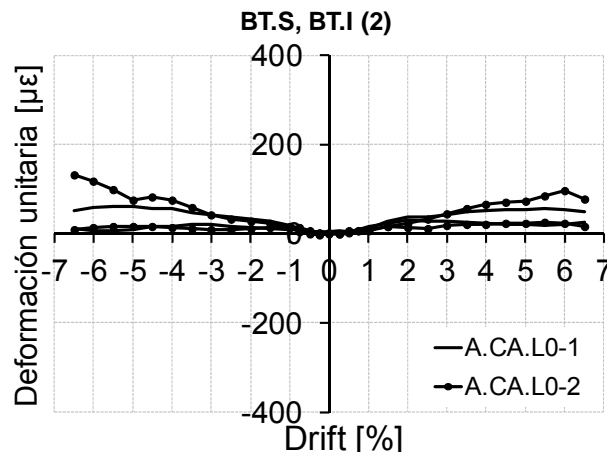
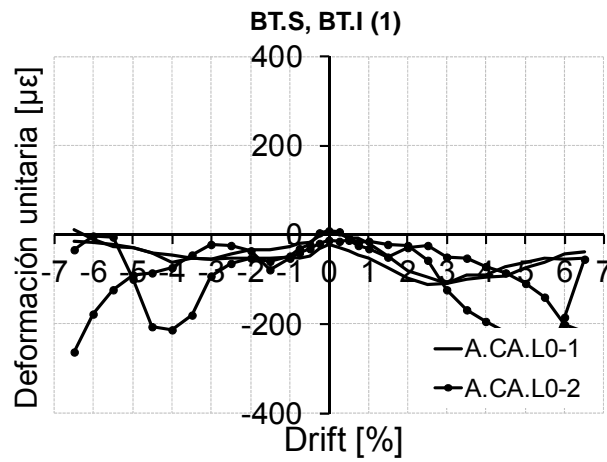


Fig. I.130. Envoltorios de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L0

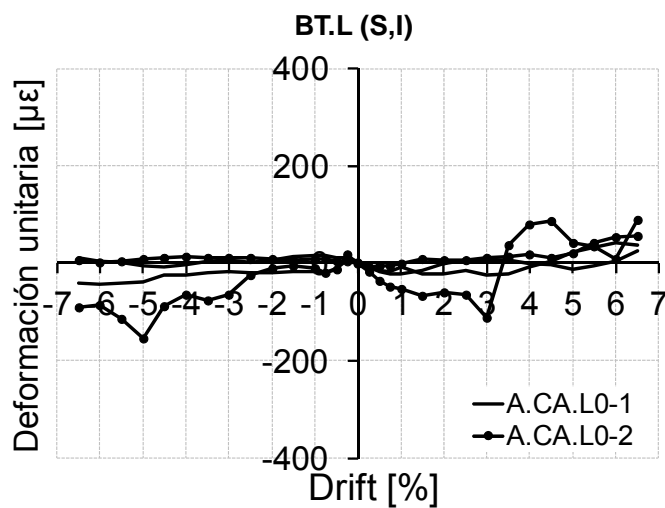


Fig. I.131. Envoltorios de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.CA.L0

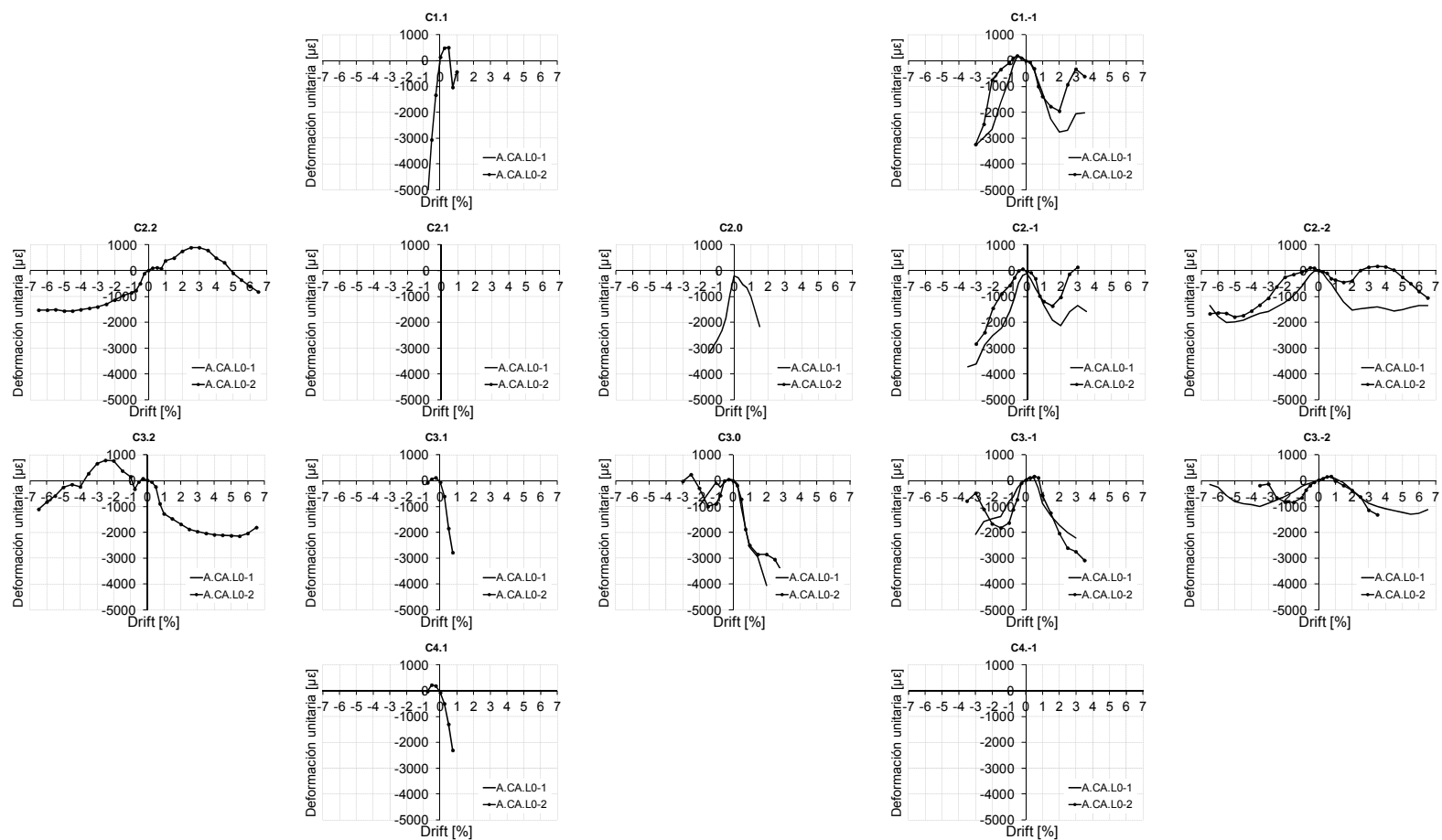


Fig. I.132. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación de ambos especímenes. A.CA.L0



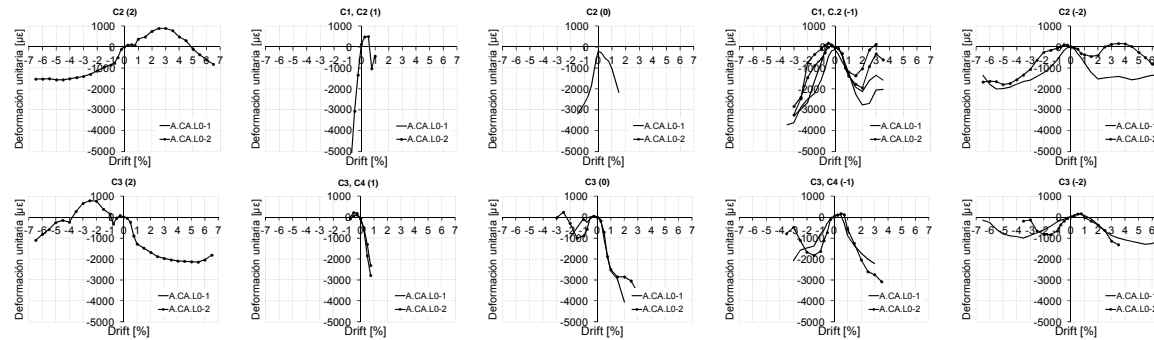


Fig. I.133. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L0

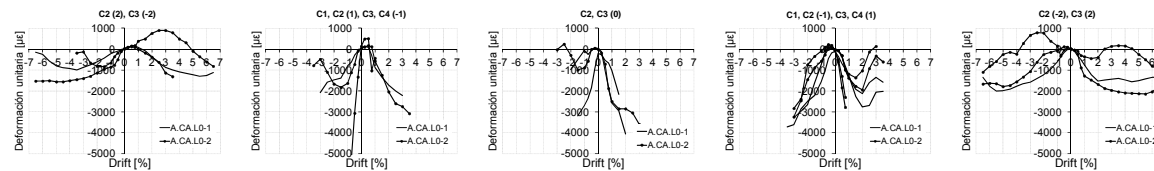


Fig. I.134. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L0

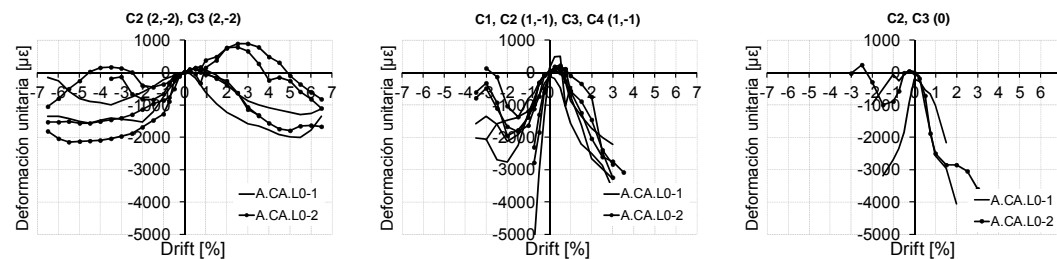


Fig. I.135. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.CA.L0

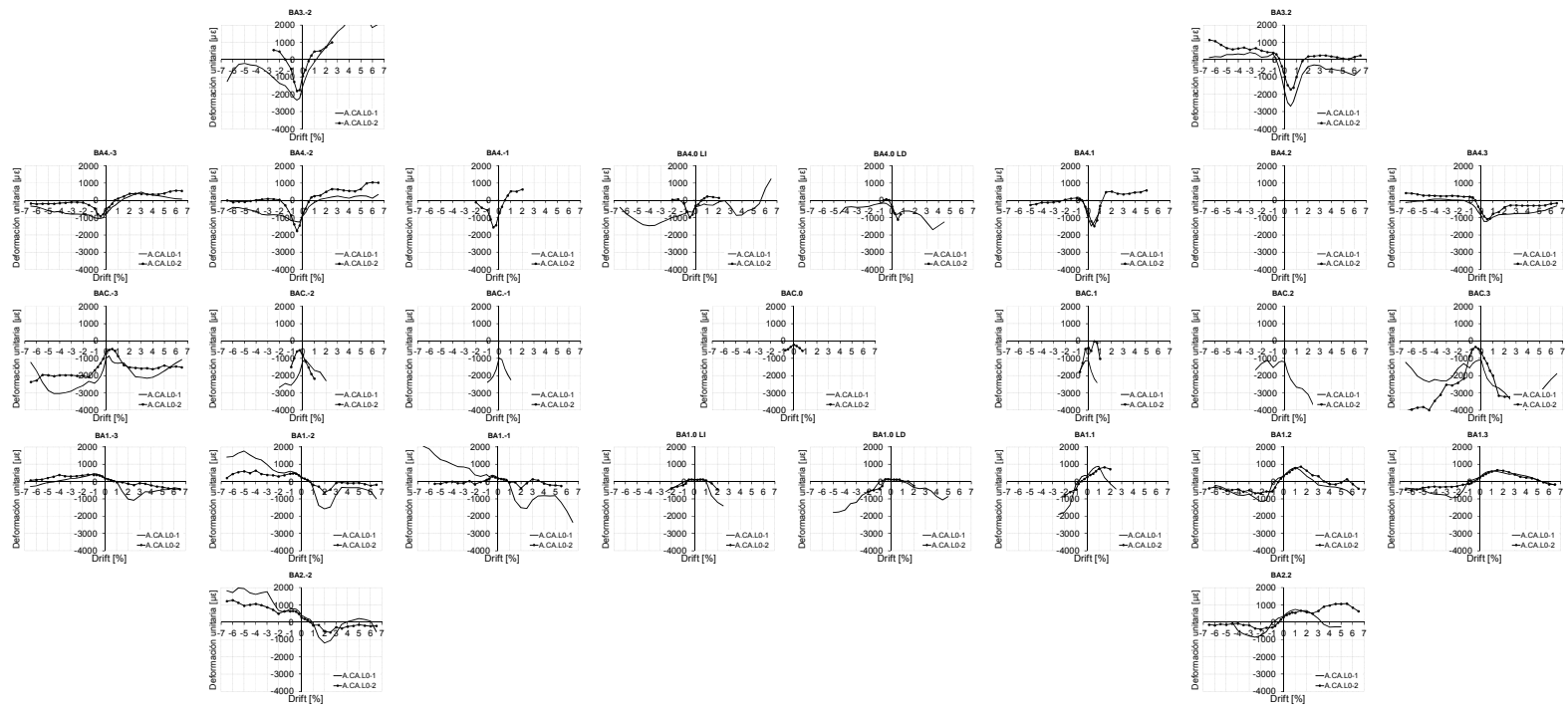


Fig. I.136. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación de ambos especímenes. A.CA.LO

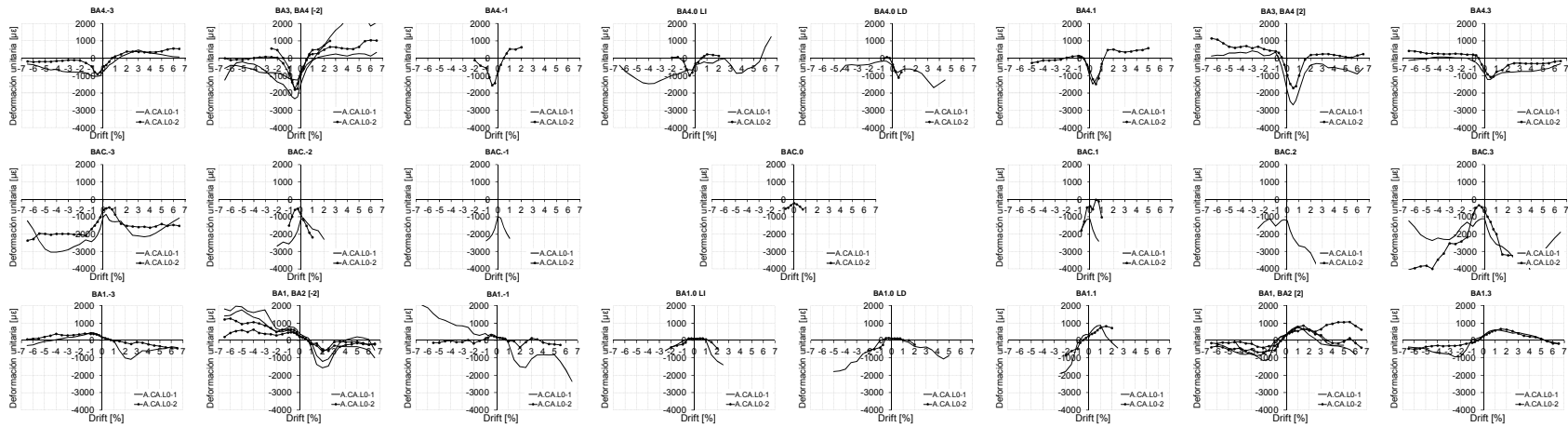


Fig. I.137. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

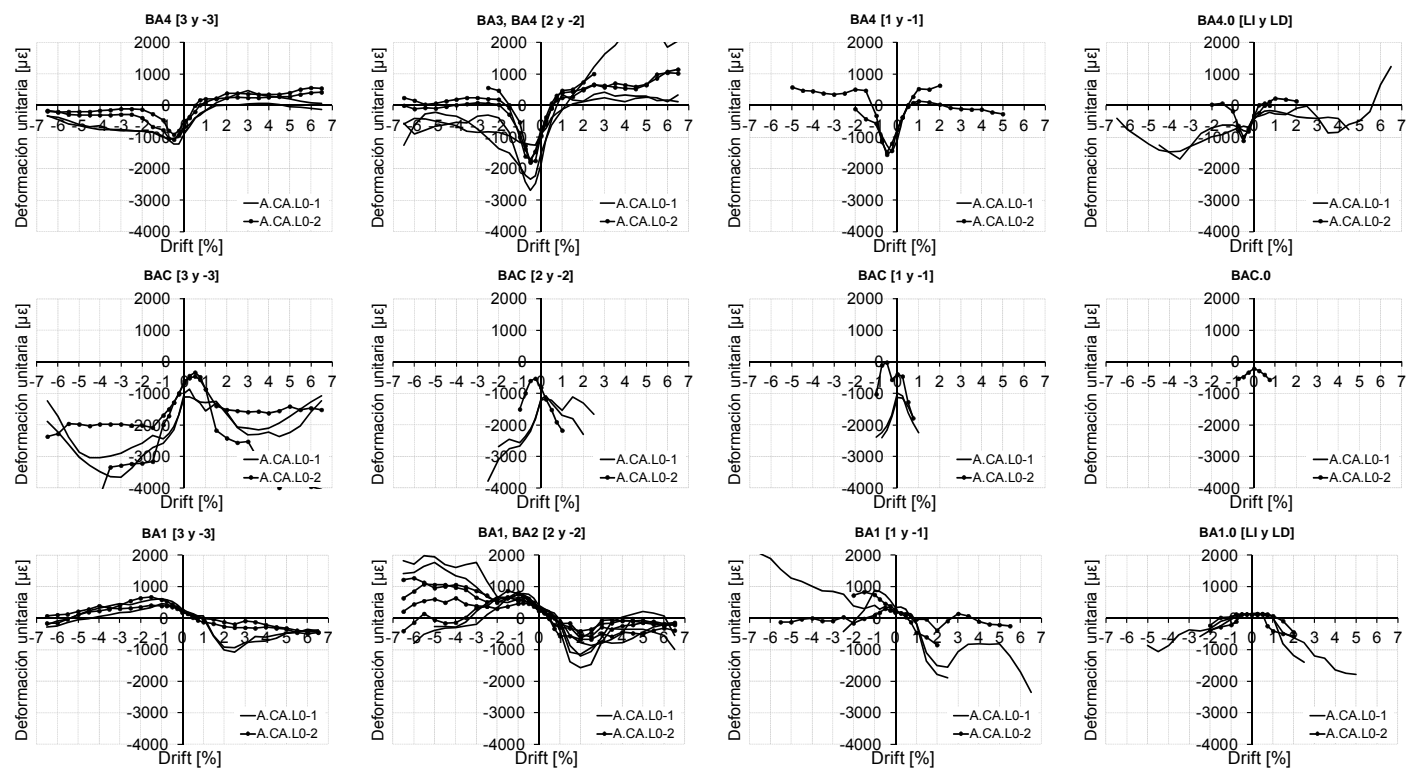


Fig. I.138. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L0

**I.4.4 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.VB.L0**

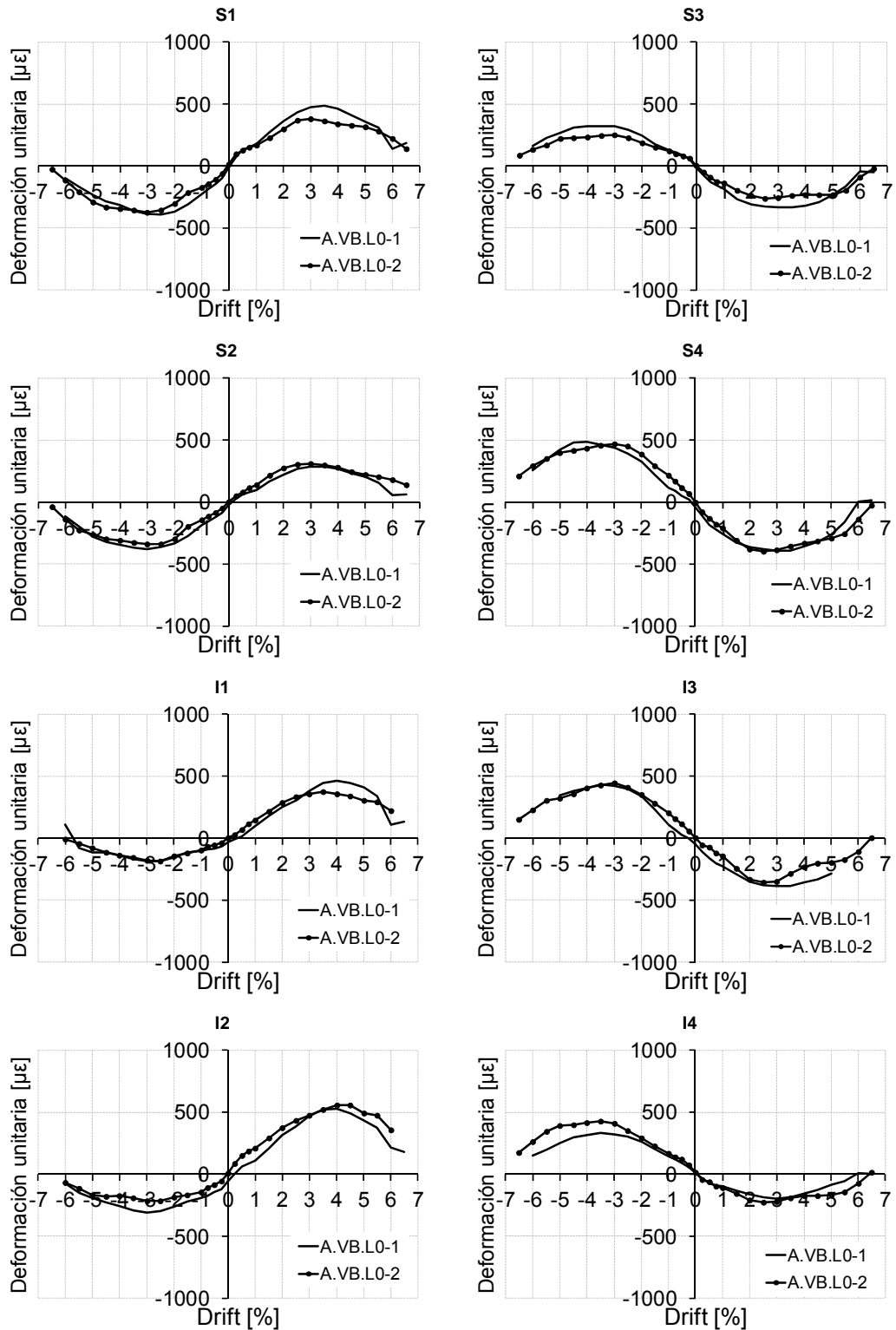


Fig. I.139. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación de ambos especímenes. A.VB.L0

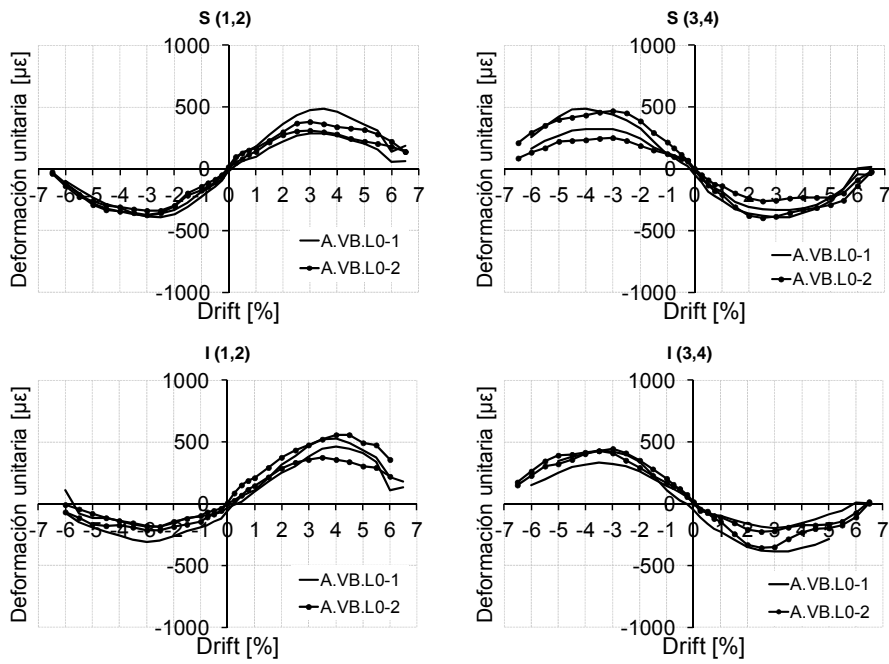


Fig. I.140. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L0

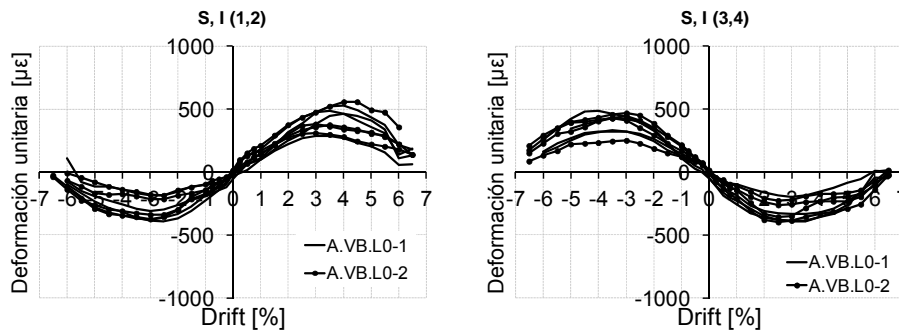


Fig. I.141. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L0

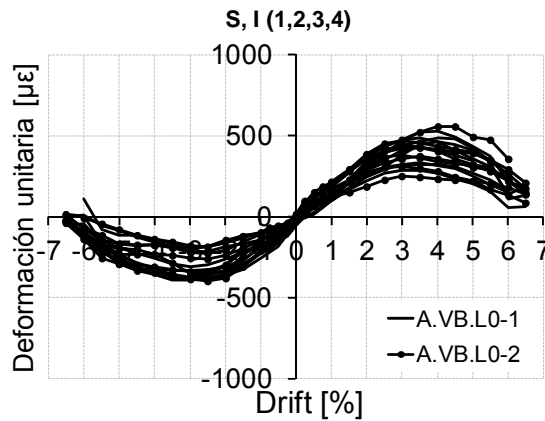


Fig. I.142. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L0

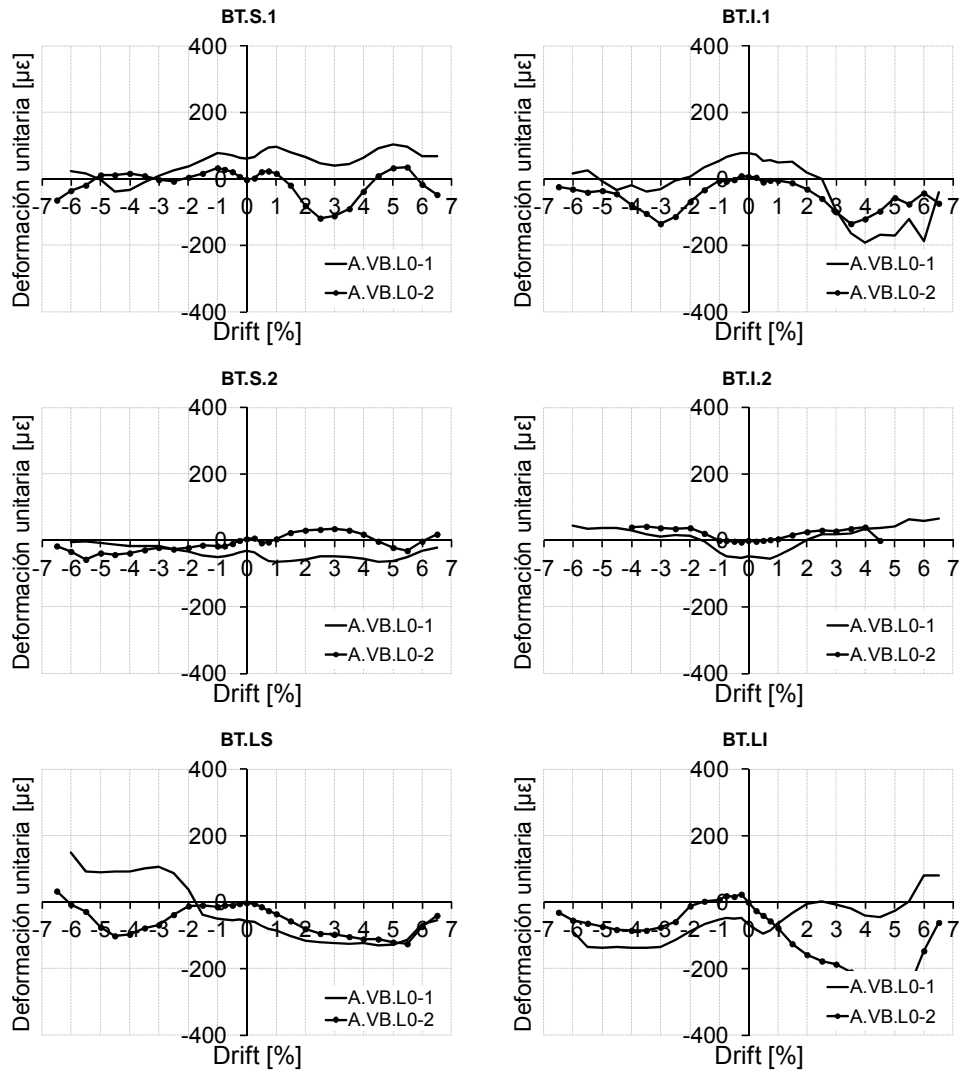


Fig. I.143. Envolventes de galgas en presillas metálicas. Agrupación de ambos especímenes. A.VB.L0

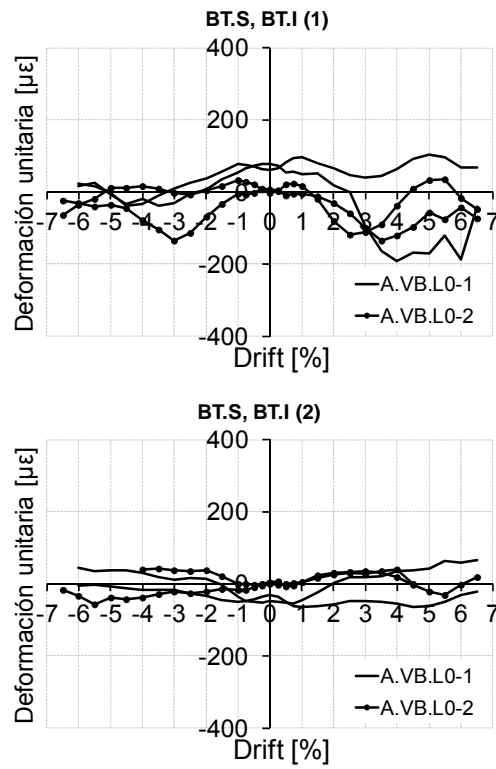


Fig. I.144. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L0

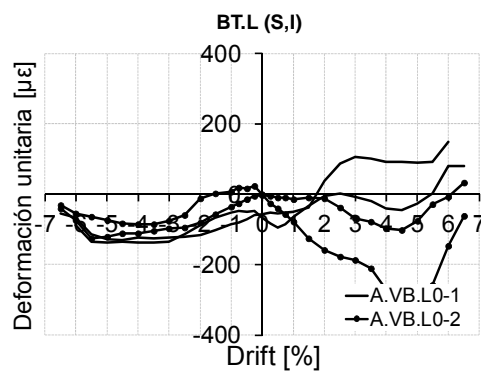


Fig. I.145. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L0



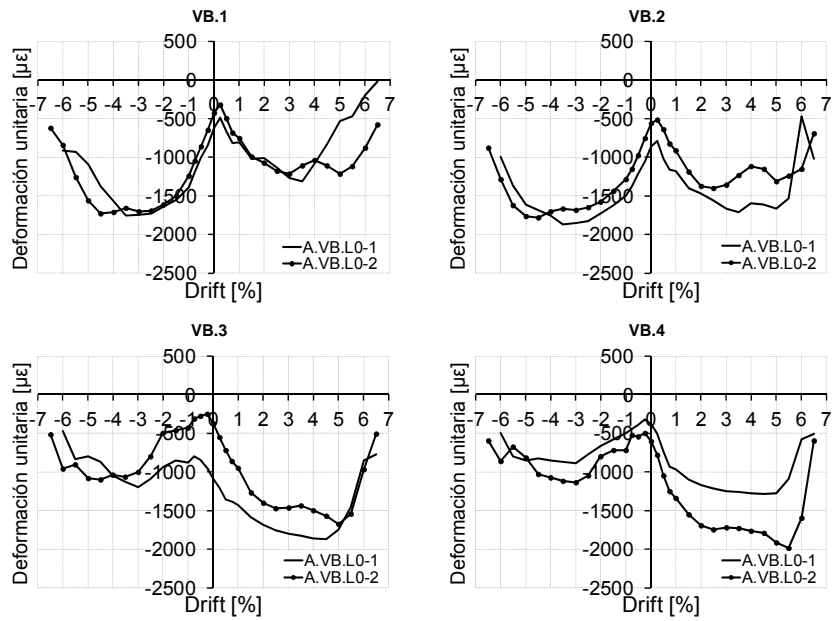


Fig. I.146. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupación de ambos especímenes. A.VB.L0

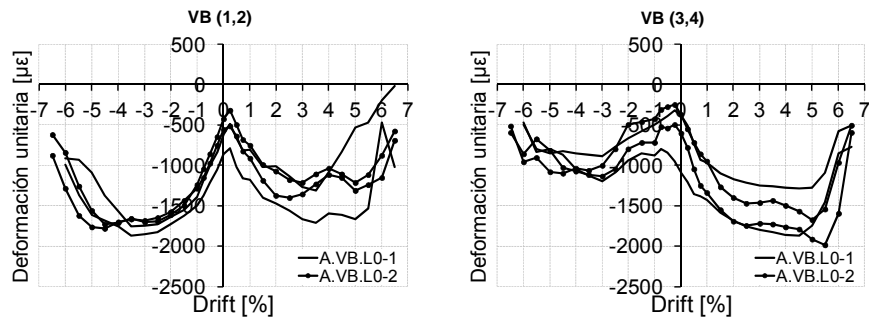


Fig. I.147. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupaciones por mismo lado. A.VB.L0

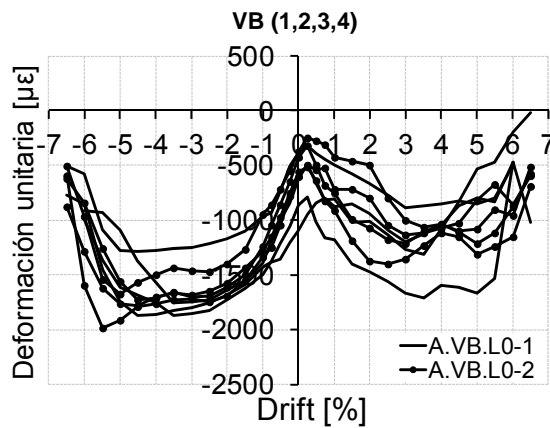


Fig. I.148. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupación de todas las galgas. A.VB.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

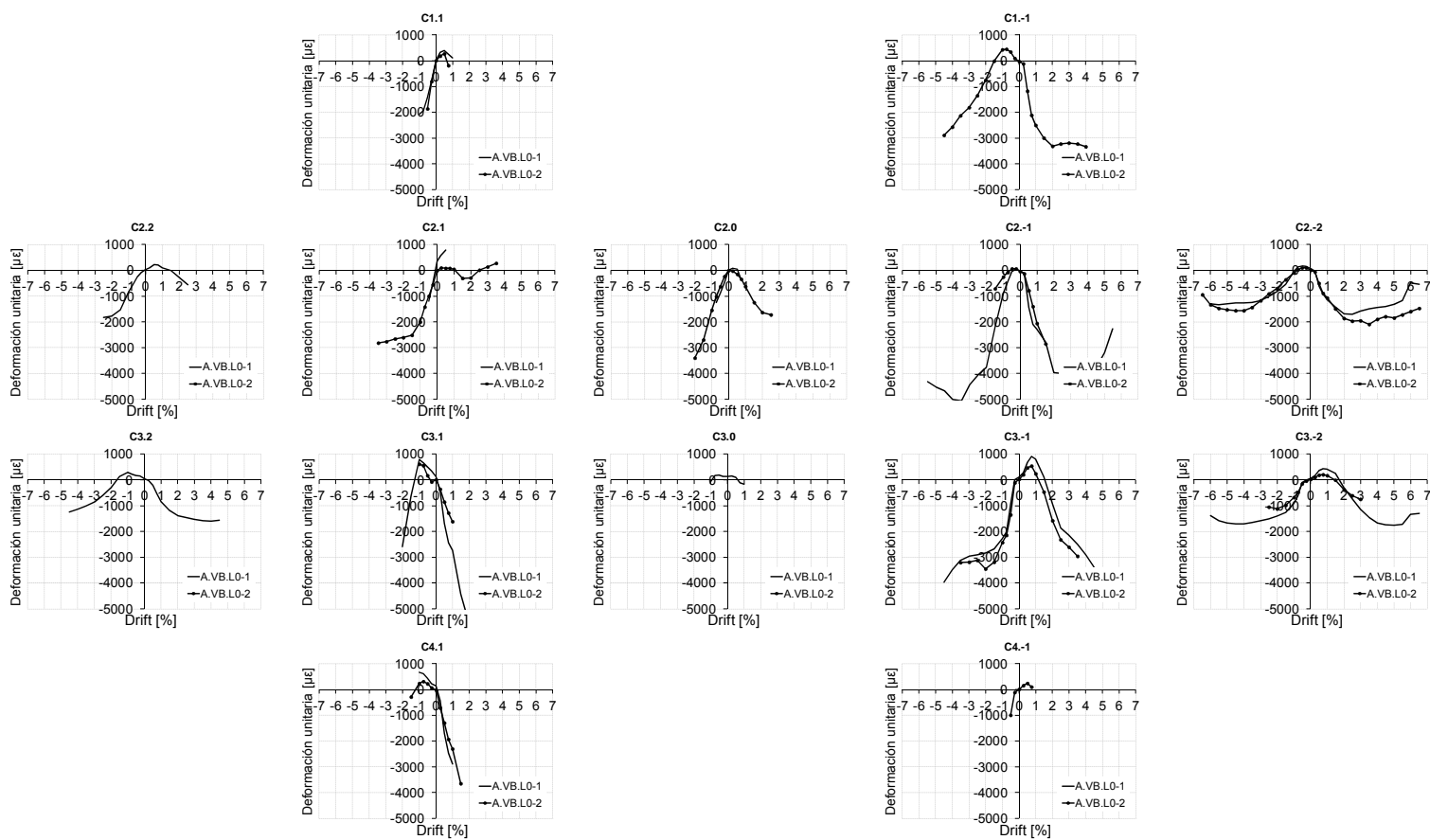


Fig. I.149. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación de ambos especímenes. A.VB.L0

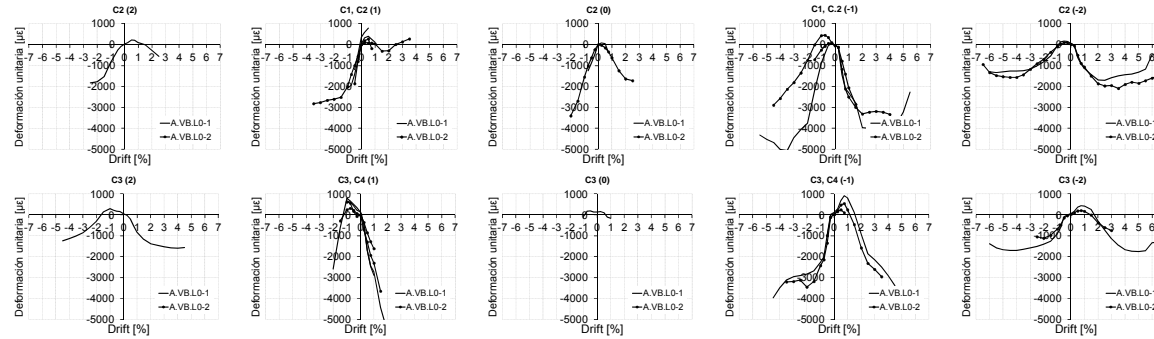


Fig. I.150. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L0

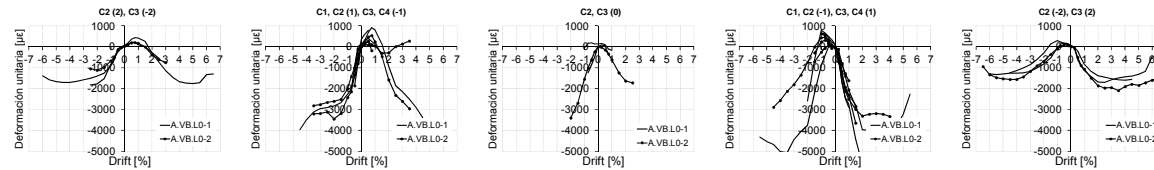


Fig. I.151. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L0

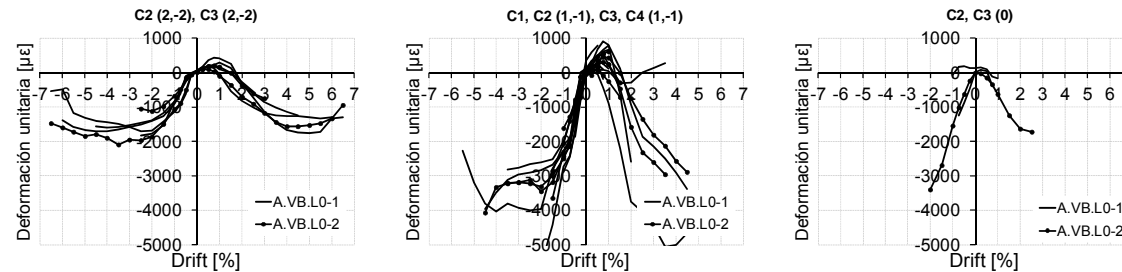


Fig. I.152. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

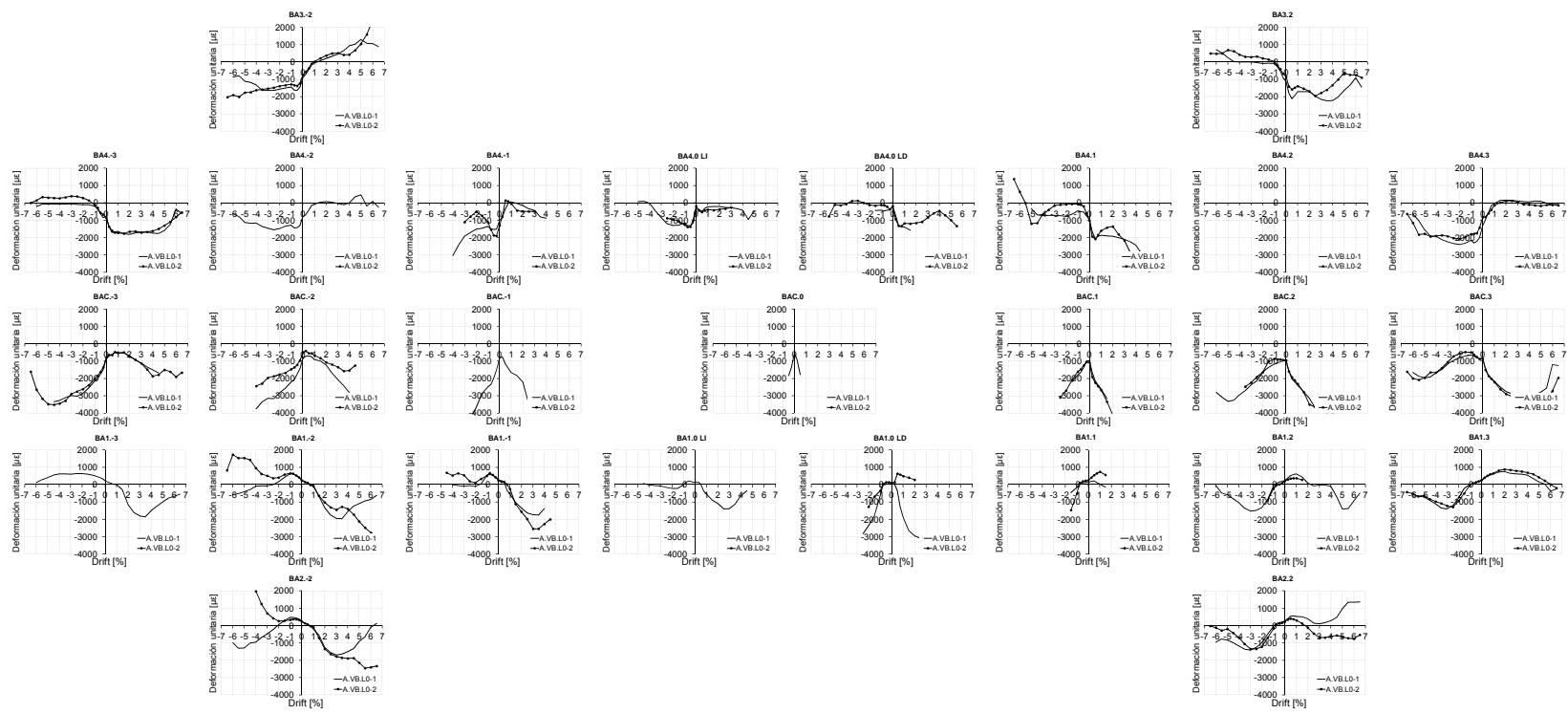


Fig. I.153. Envoltentes de galgas en armadura de viga. Agrupación de ambos especímenes. A.VB.L0

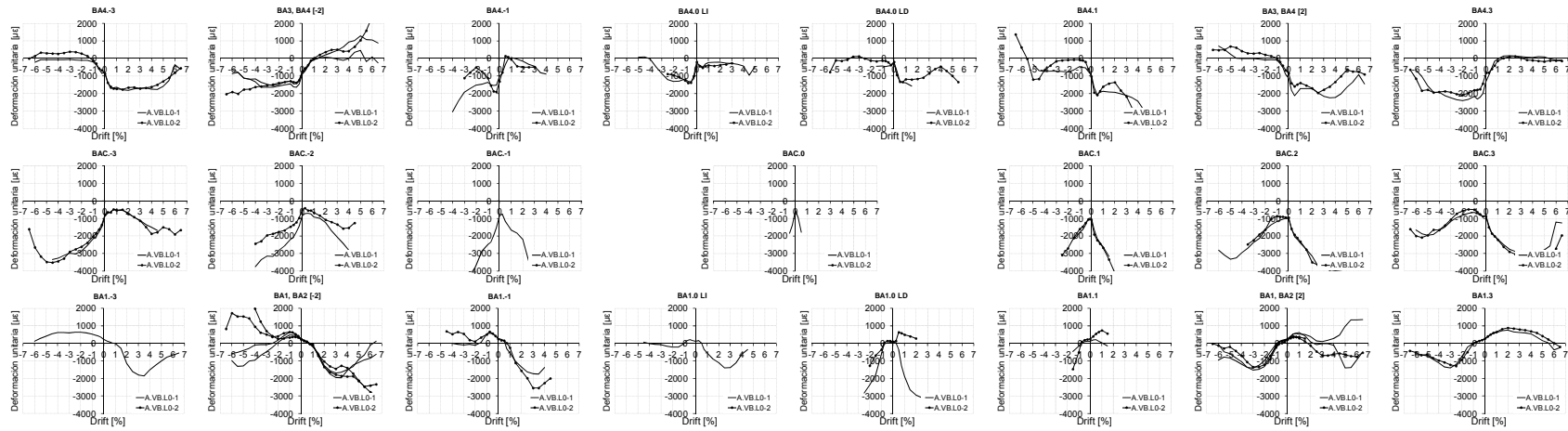


Fig. I.154. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

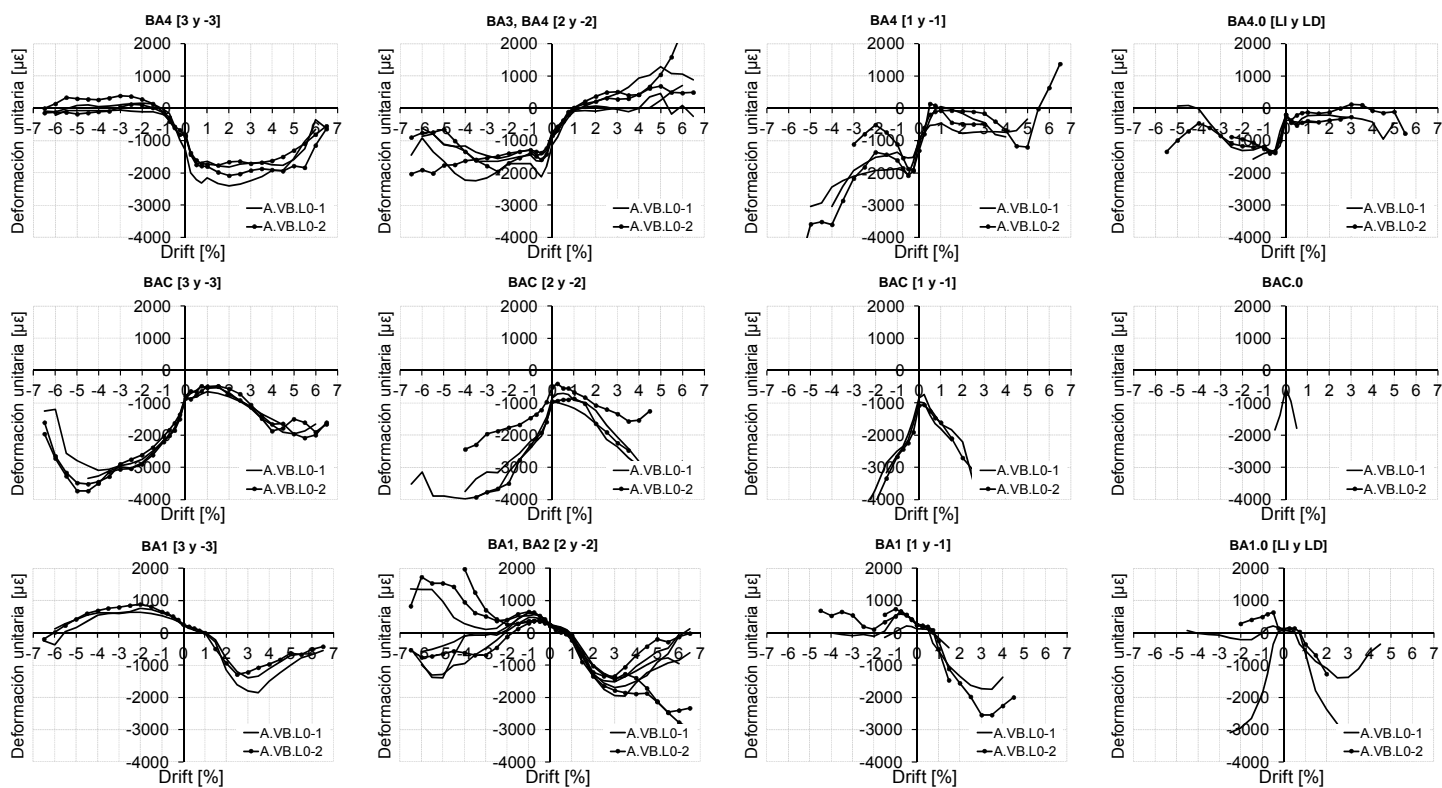


Fig. I.155. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L0

**1.4.5 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.DB.L0**

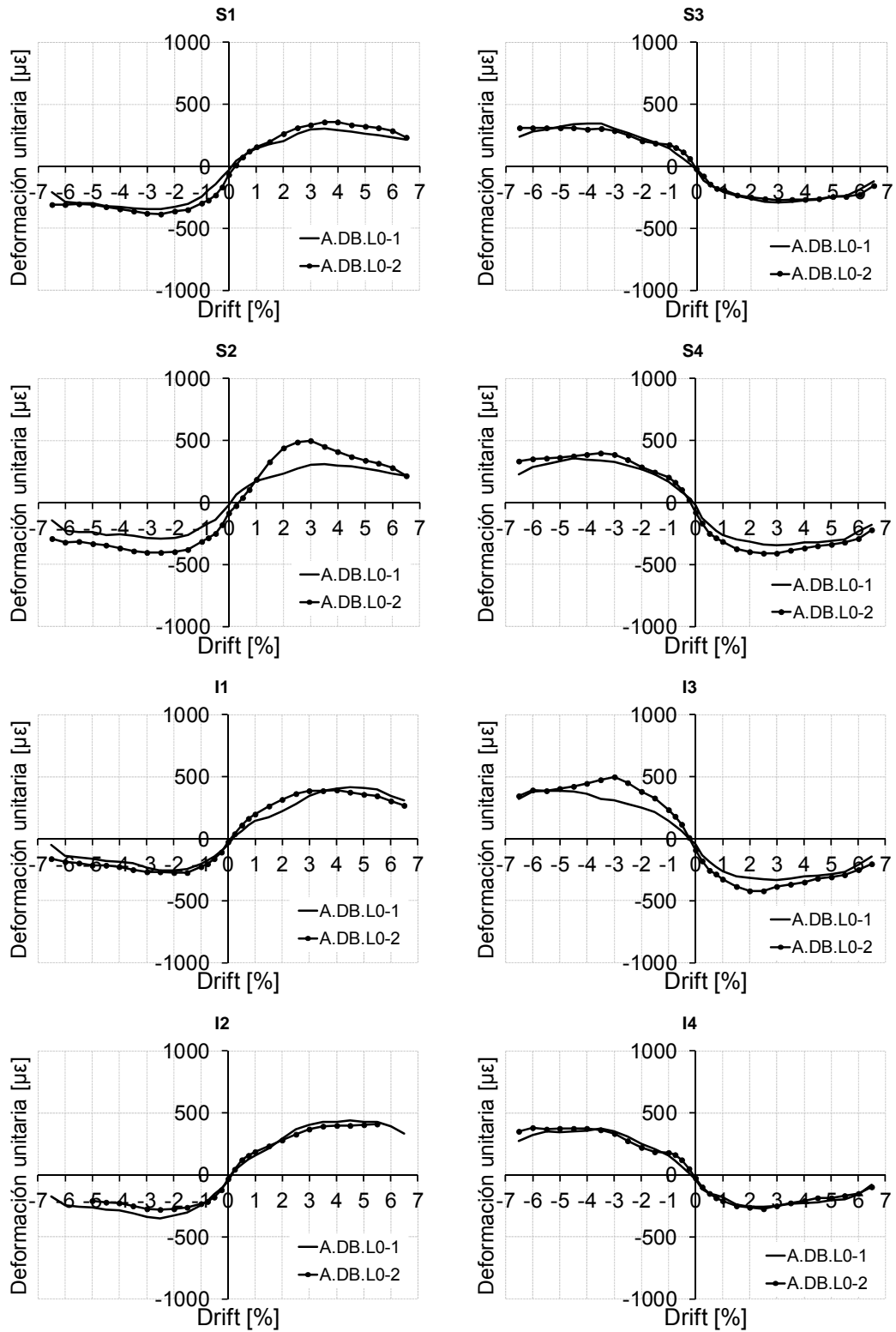


Fig. I.156. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación de ambos especímenes. A.DB.L0

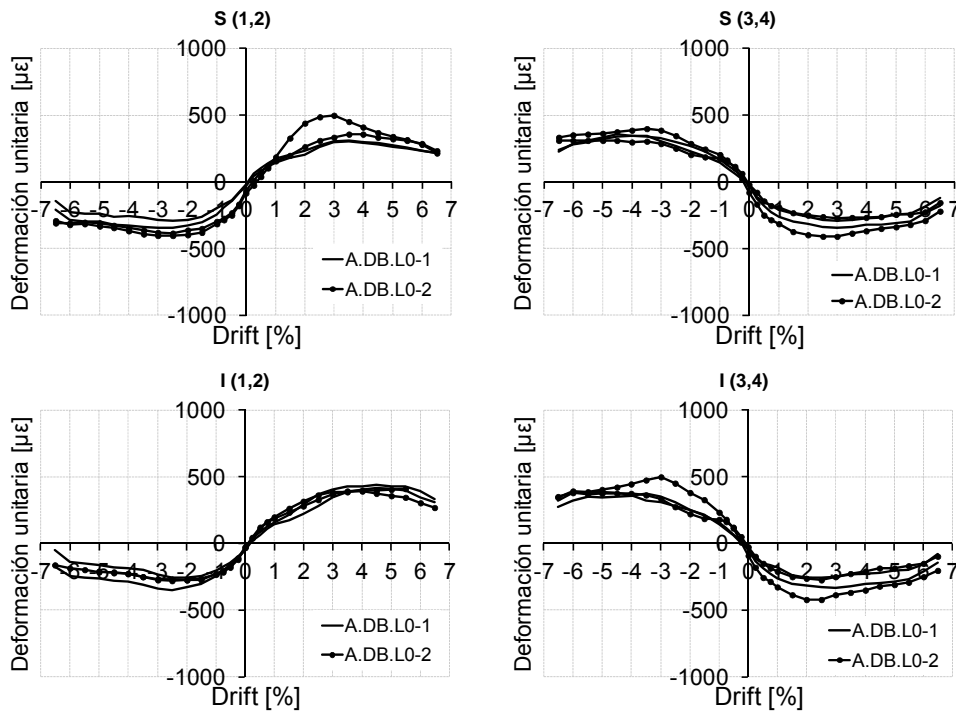


Fig. I.157. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L0

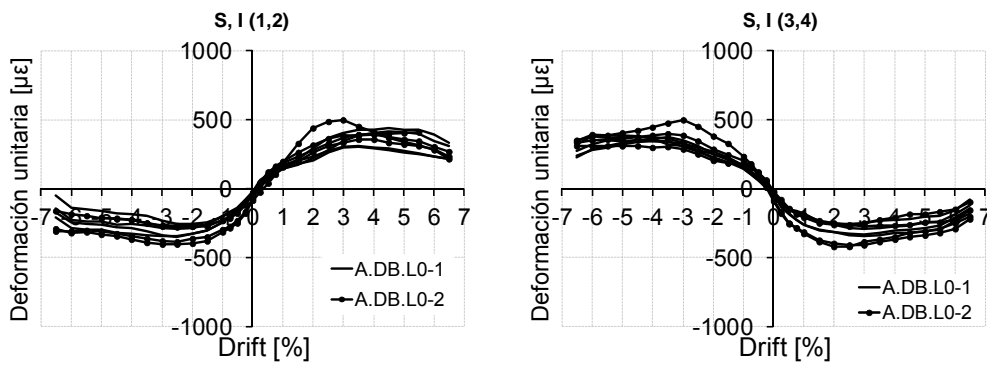


Fig. I.158. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos.

A.DB.L0

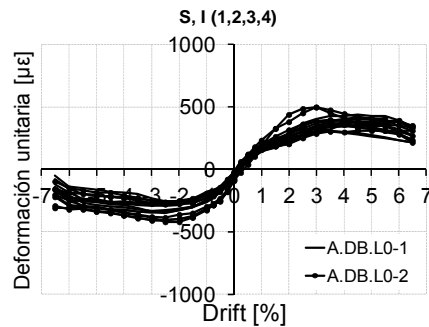


Fig. I.159. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L0



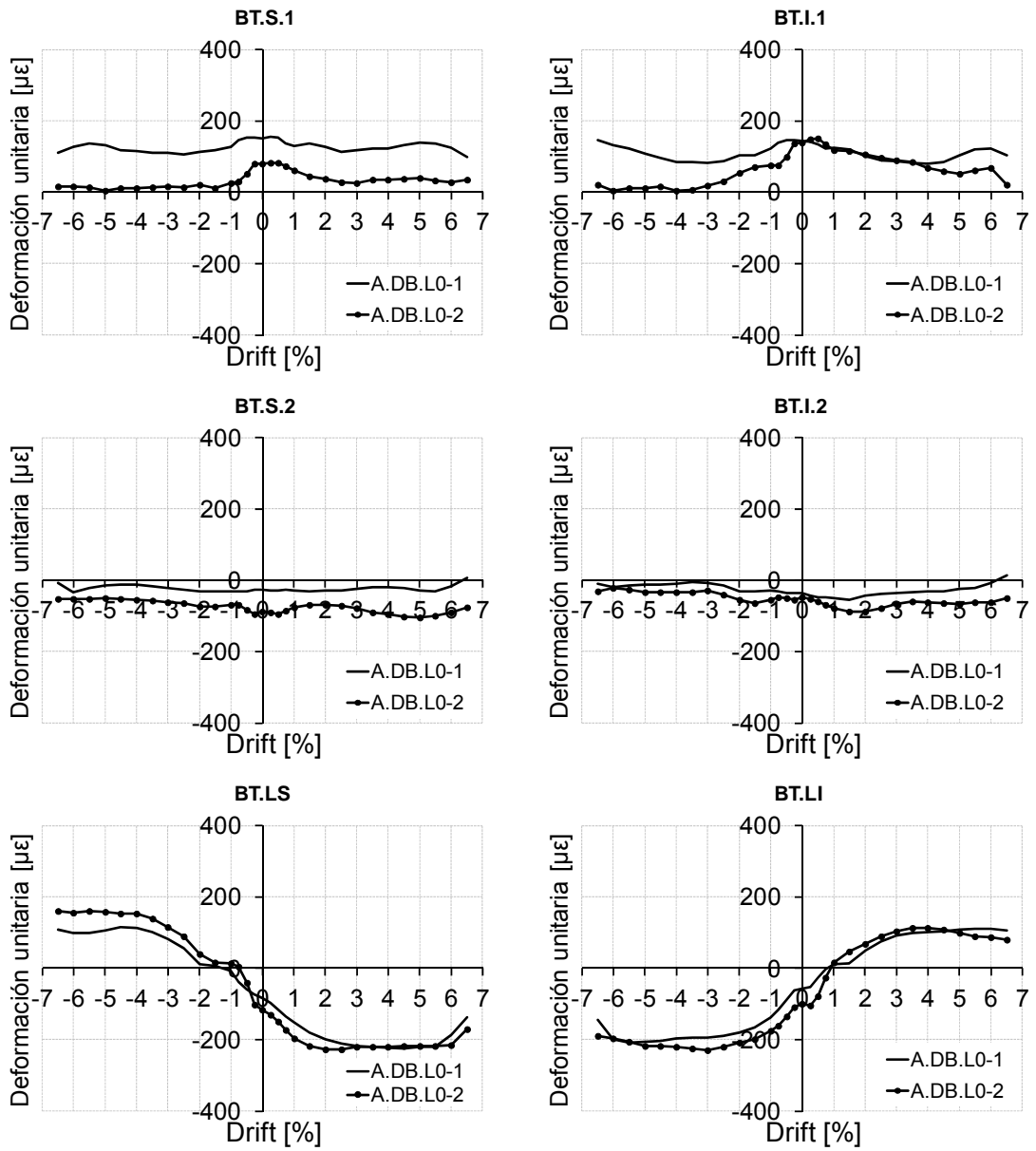


Fig. I.160. Envolventes de galgas en presillas metálicas. Agrupación de ambos especímenes. A.DB.L0

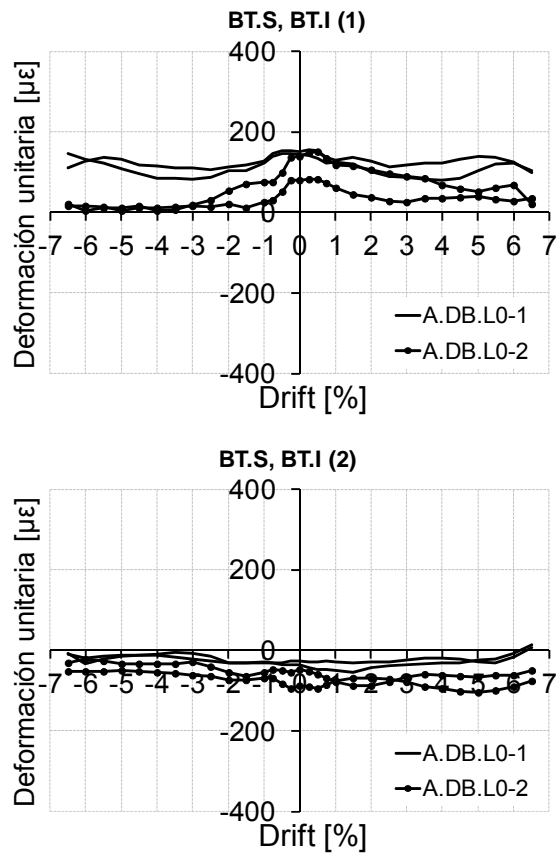


Fig. I.161. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L0

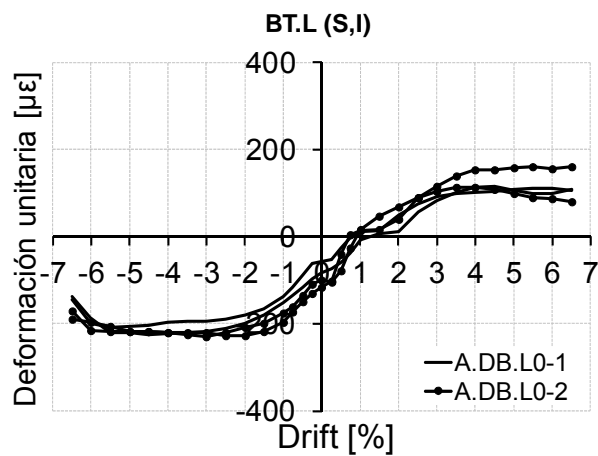


Fig. I.162. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L0

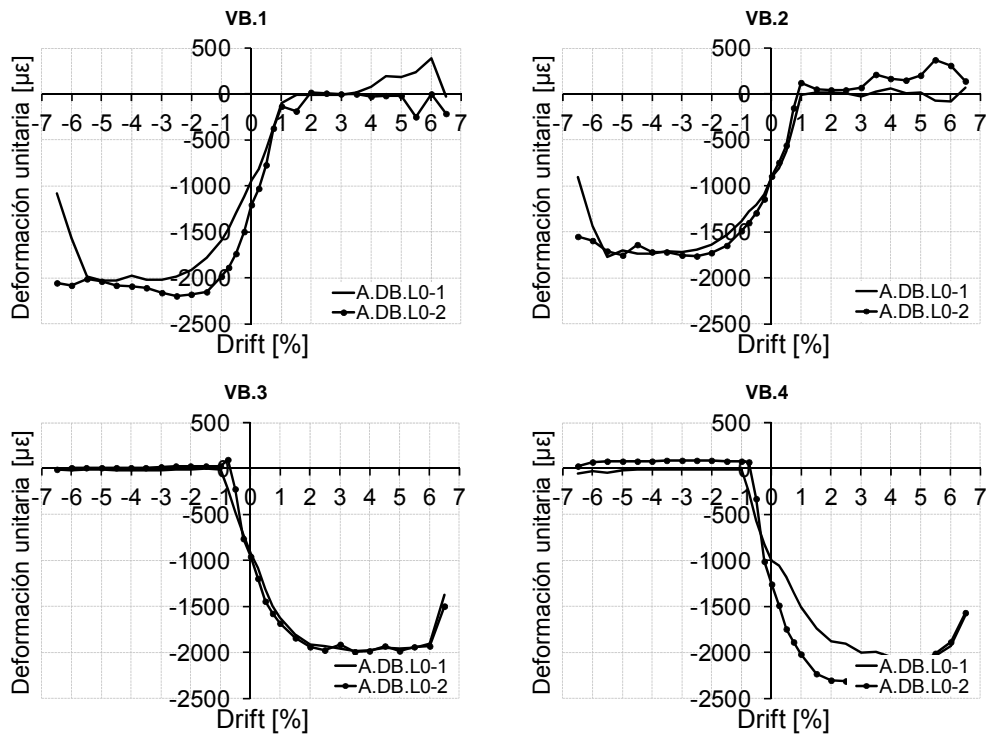


Fig. I.163. Envolturas de galgas en barras exteriores. Agrupación de ambos especímenes. A.DB.L0

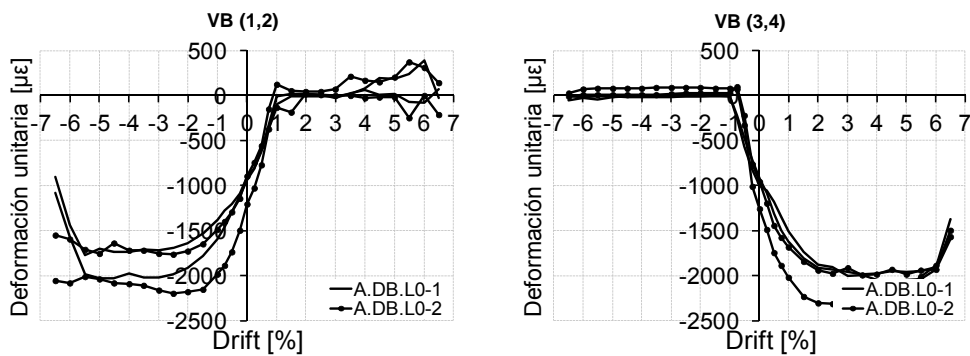


Fig. I.164. Envolturas de galgas en barras exteriores. Agrupaciones por mismo lado. A.DB.L0

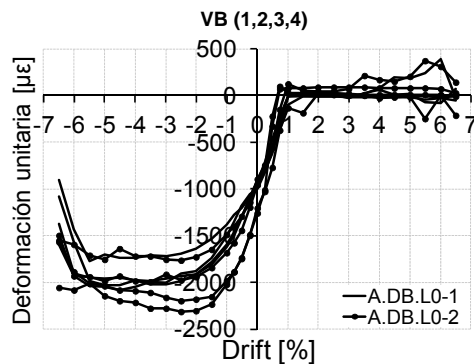


Fig. I.165. Envolturas de galgas en barras exteriores. Agrupación de todas las galgas. A.DB.L0

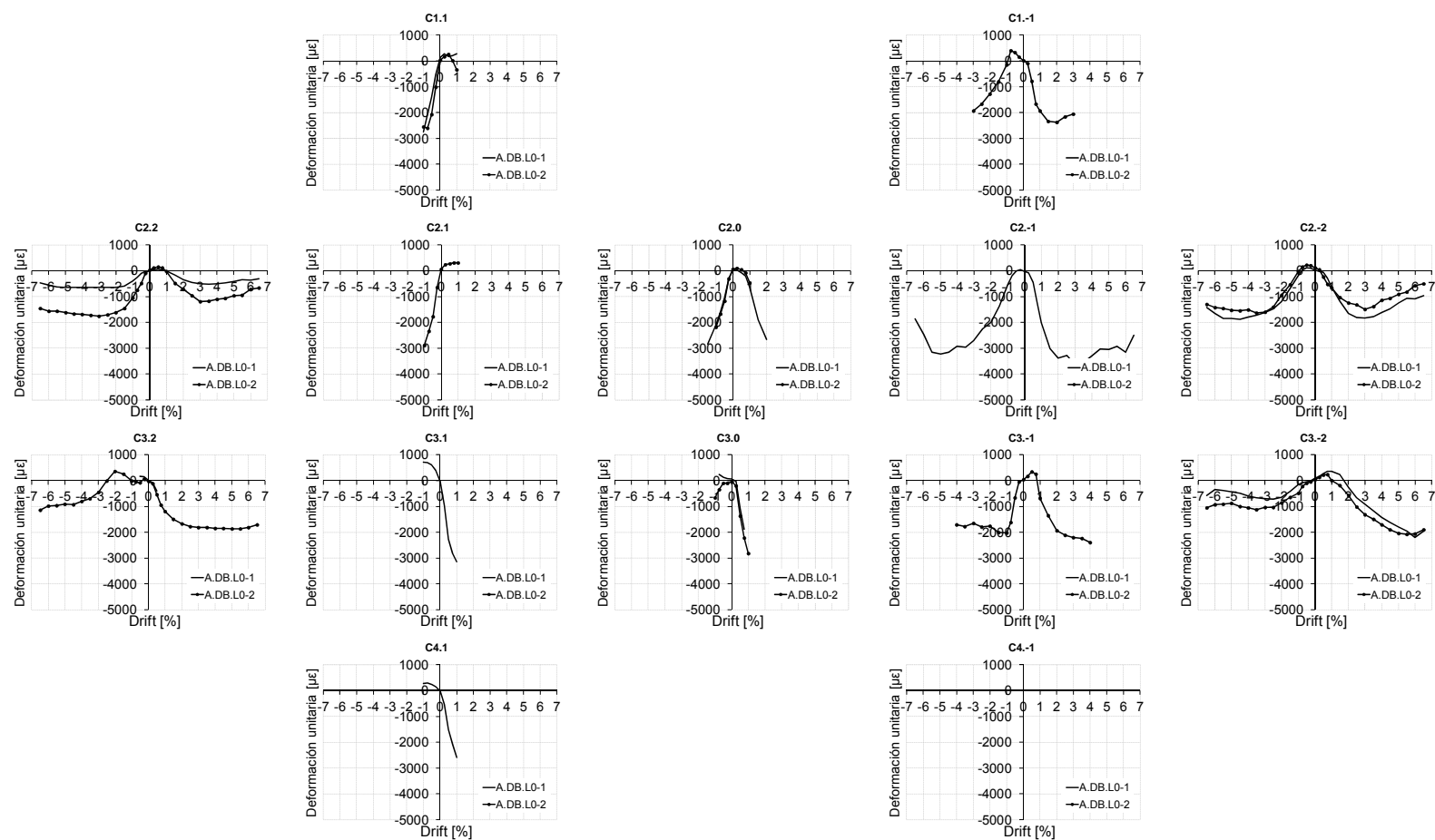


Fig. I.166. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación de ambos especímenes. A.DB.L0

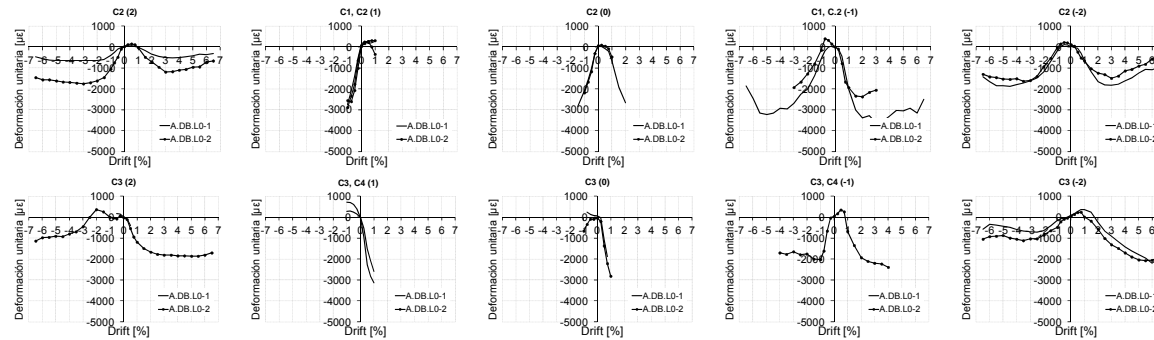


Fig. I.167. Envolturas de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L0

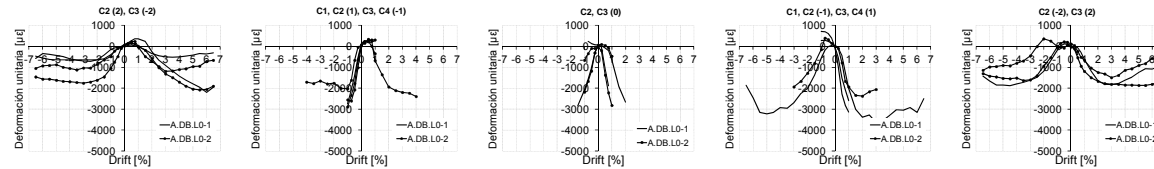


Fig. I.168. Envolturas de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L0

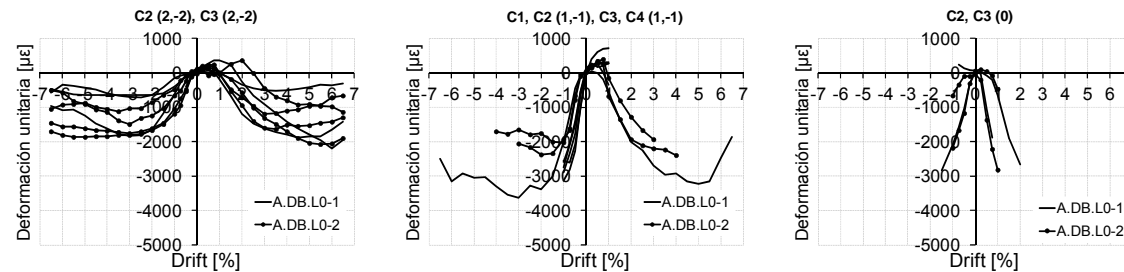


Fig. I.169. Envolturas de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L0

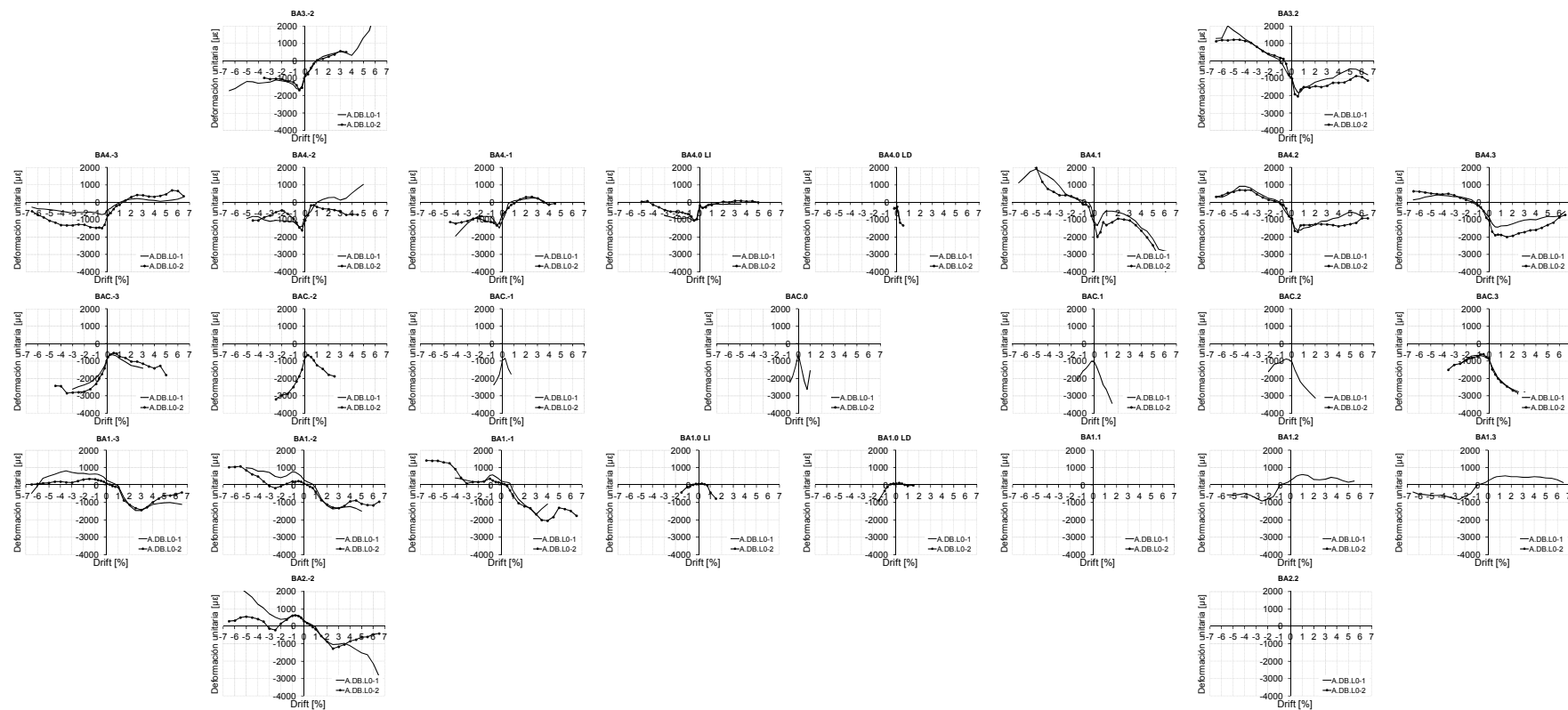


Fig. I.170. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación de ambos especímenes. A.DB.LO

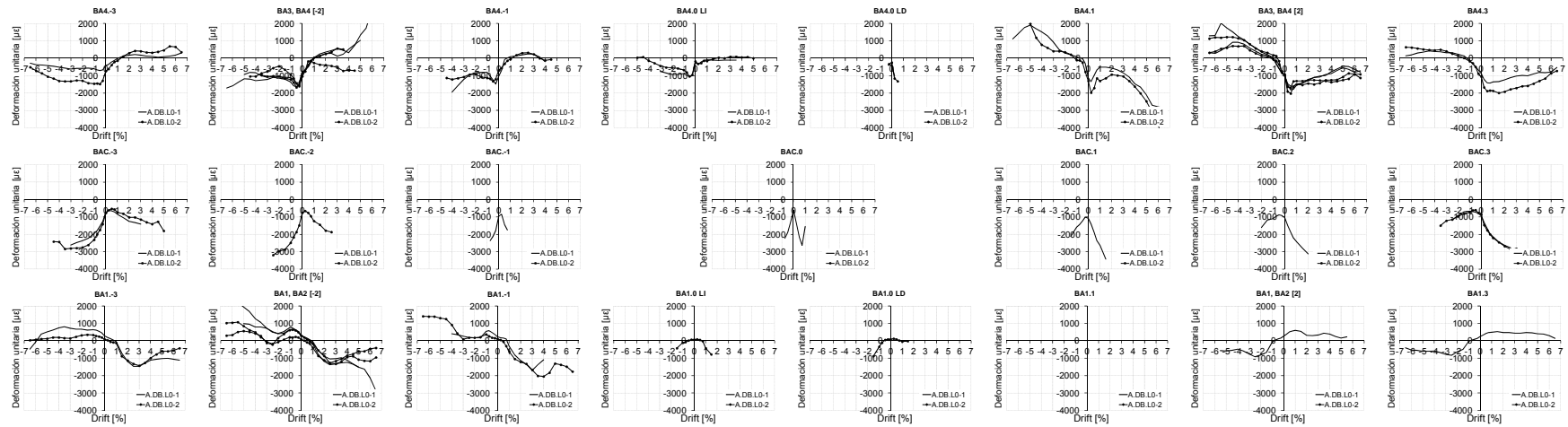


Fig. I.171. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L0

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

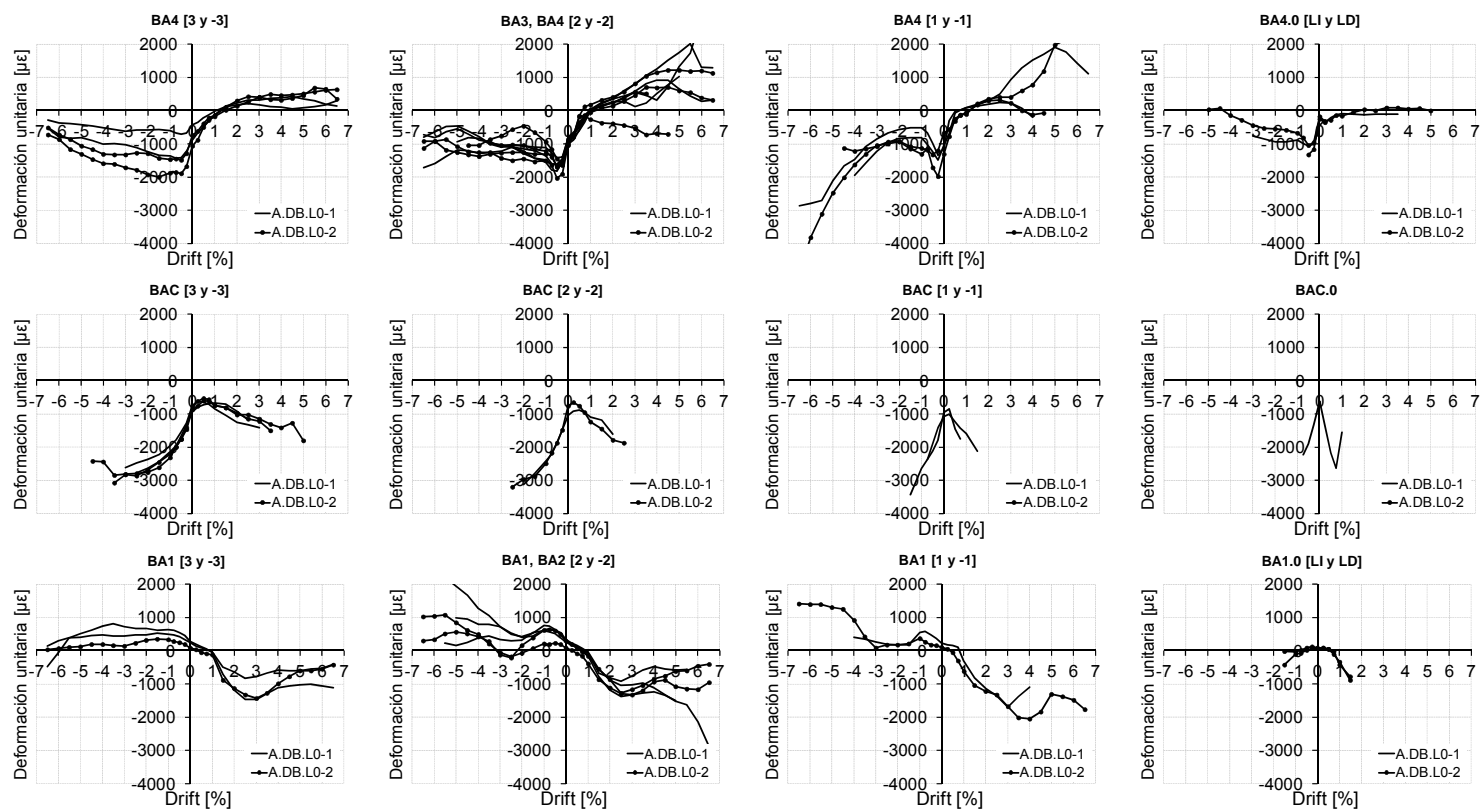


Fig. I.172. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L0



#### **I.4 Medidas de galgas en probetas Tipo A, N≠0**

En un primer lugar se presentan, para cada una de las probetas, las medidas de cada galga. Posteriormente se presentan gráficas que incluyen las envolventes de dichas galgas. La nomenclatura utilizada para las galgas puede verse en el Apartado 3.3 del Capítulo 3.

### 1.4.1 Medidas de galgas en la probeta A.CA.L1-1

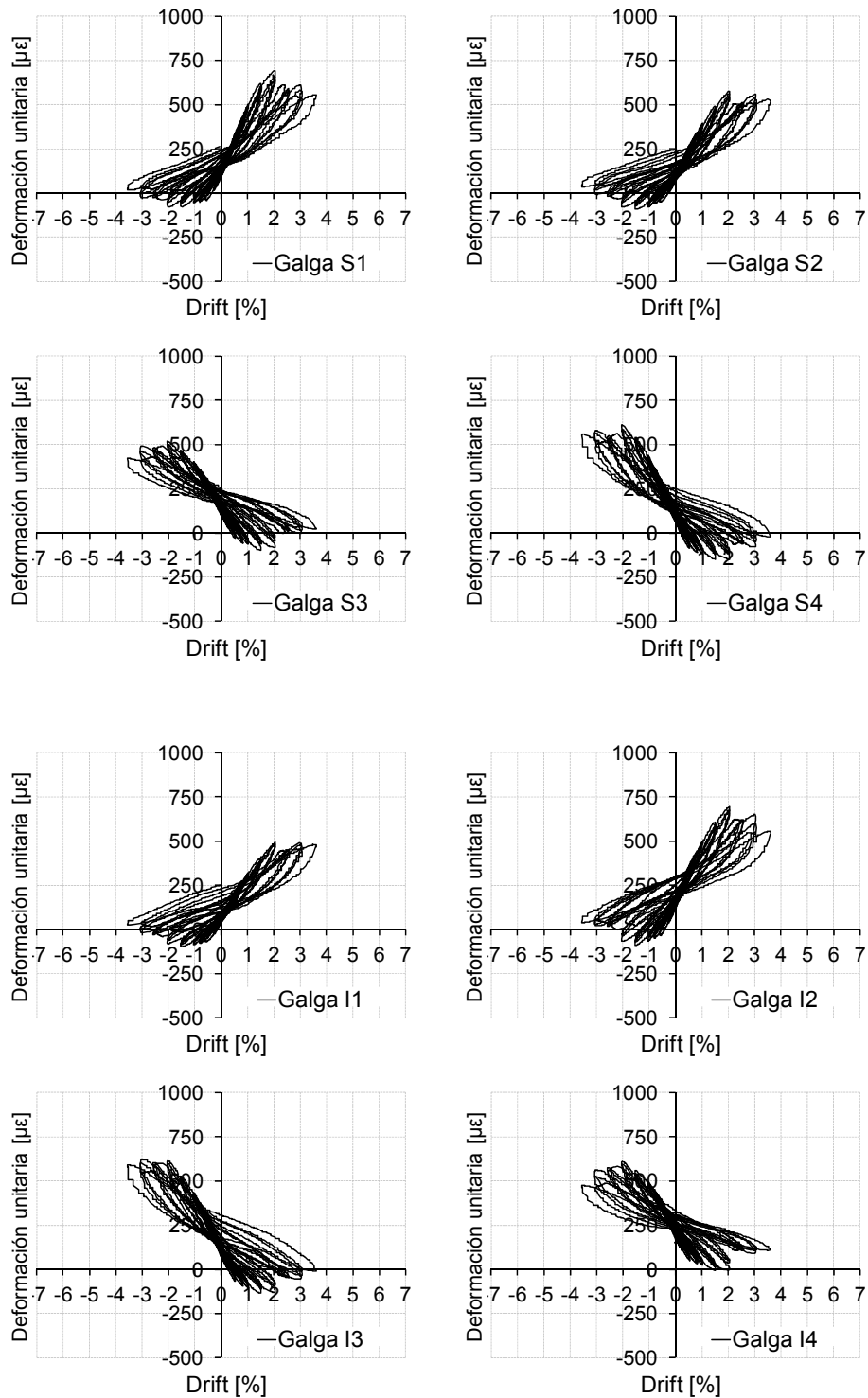


Fig. I.173. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.CA.L1-1

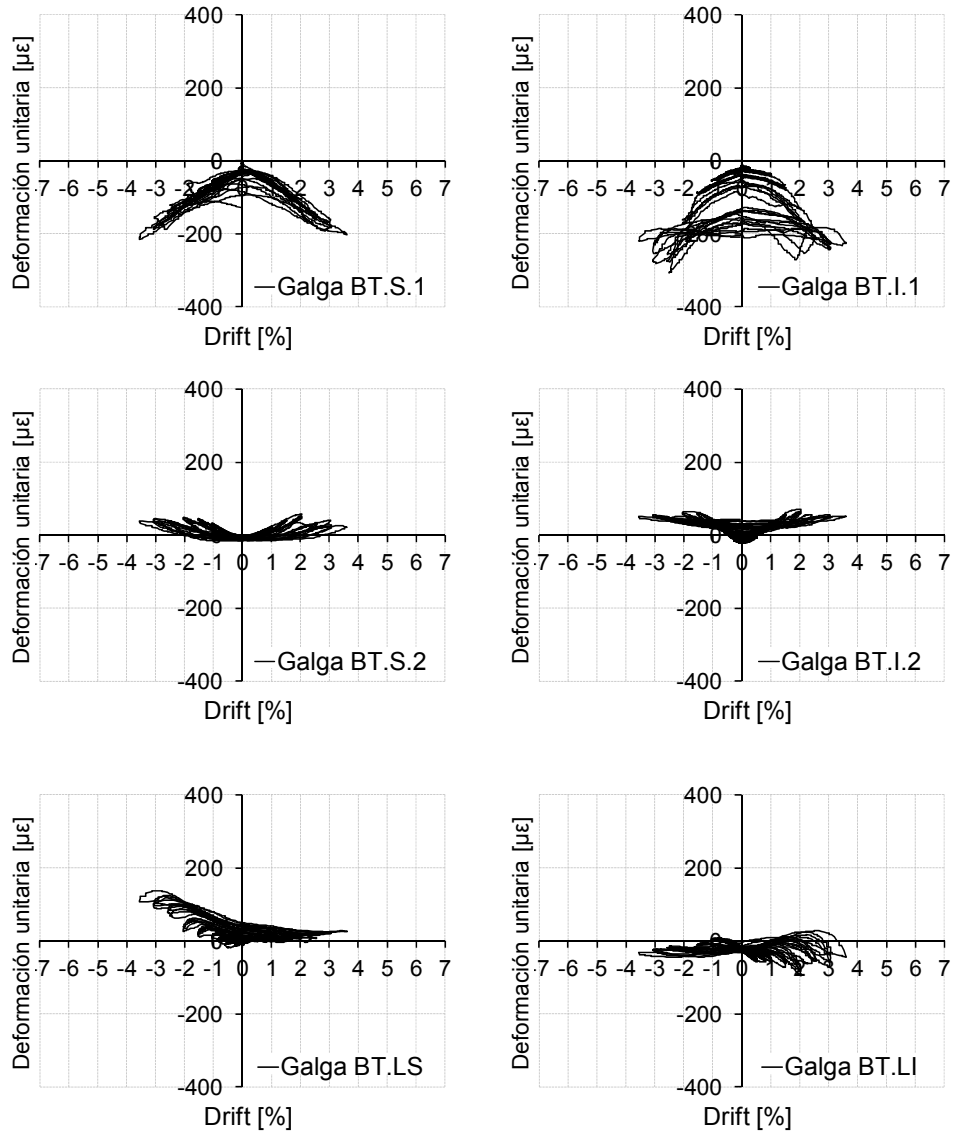


Fig. I.174. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.CA.L1-1

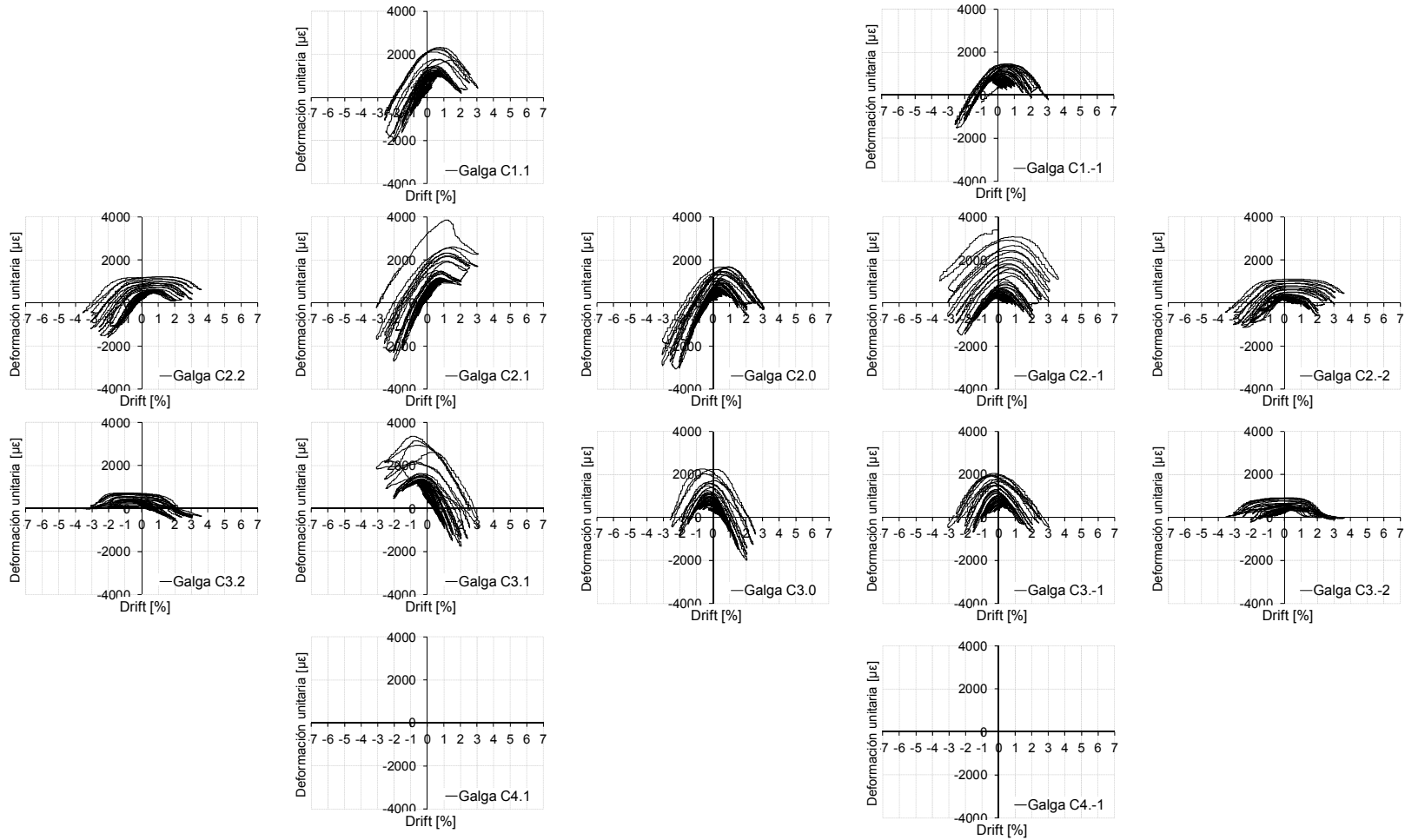


Fig. I.175. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.CA.L1-1

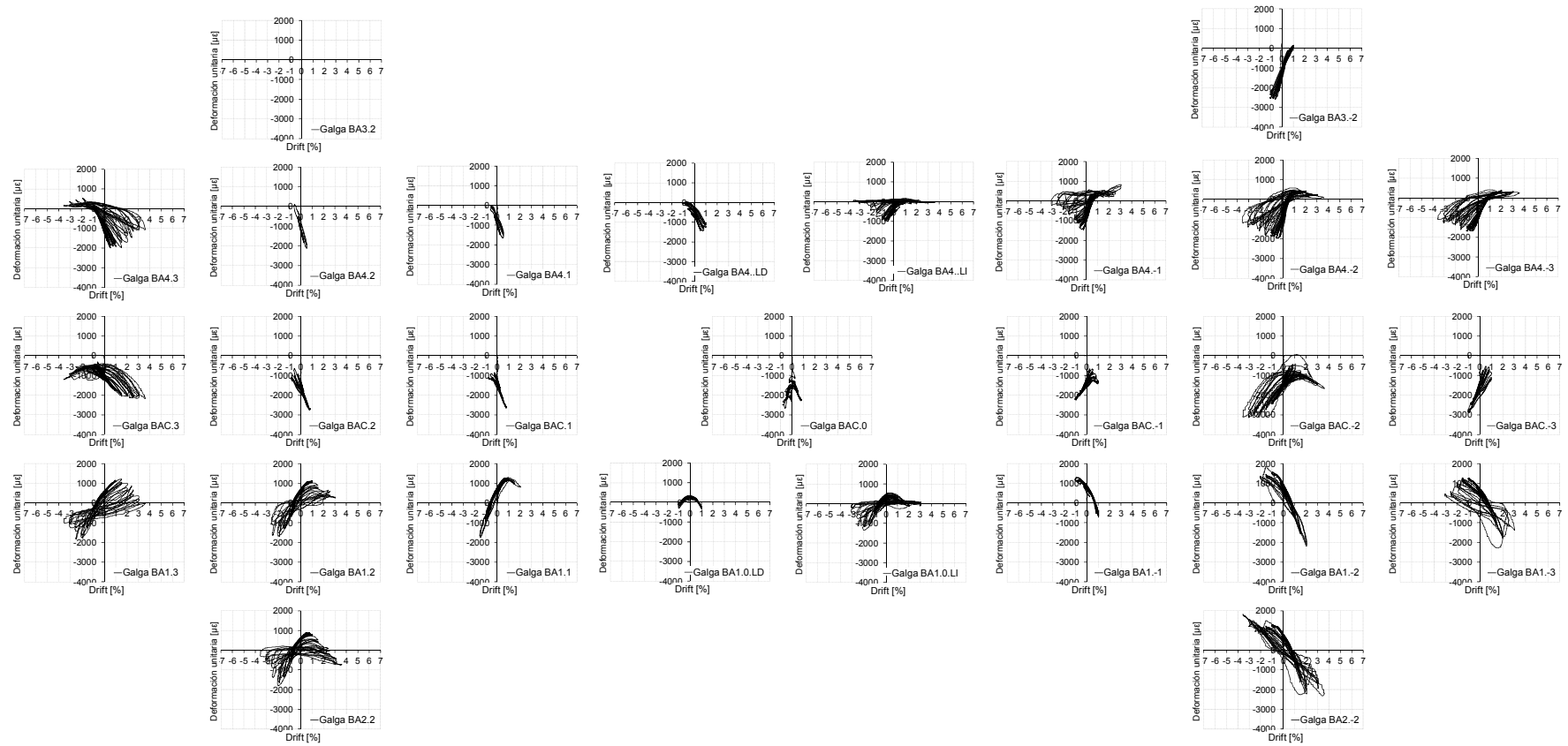


Fig. I.176. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.CA.L1-1

### 1.4.2 Medidas de galgas en la probeta A.CA.L1-2

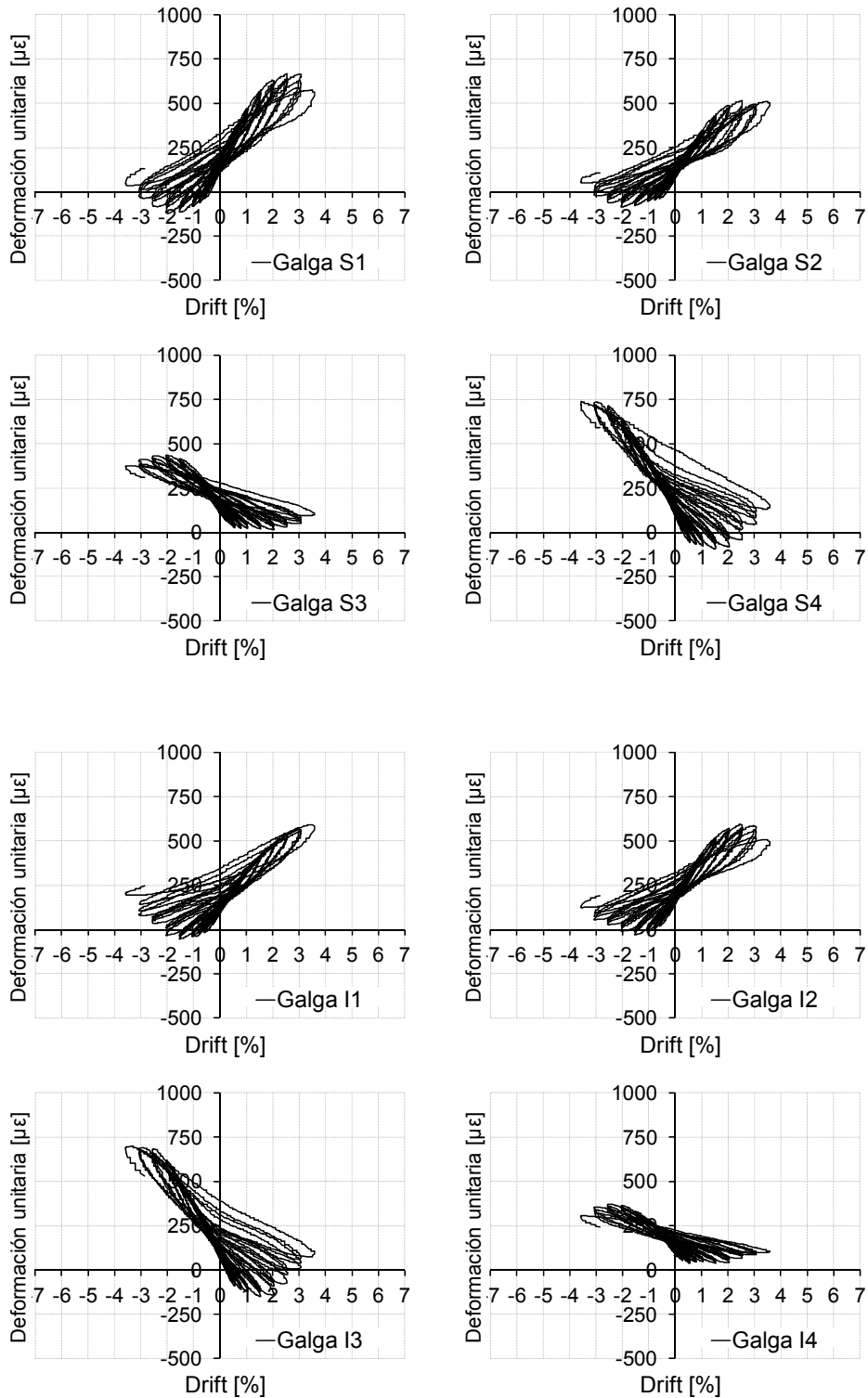


Fig. 1.177. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.CA.L1-2

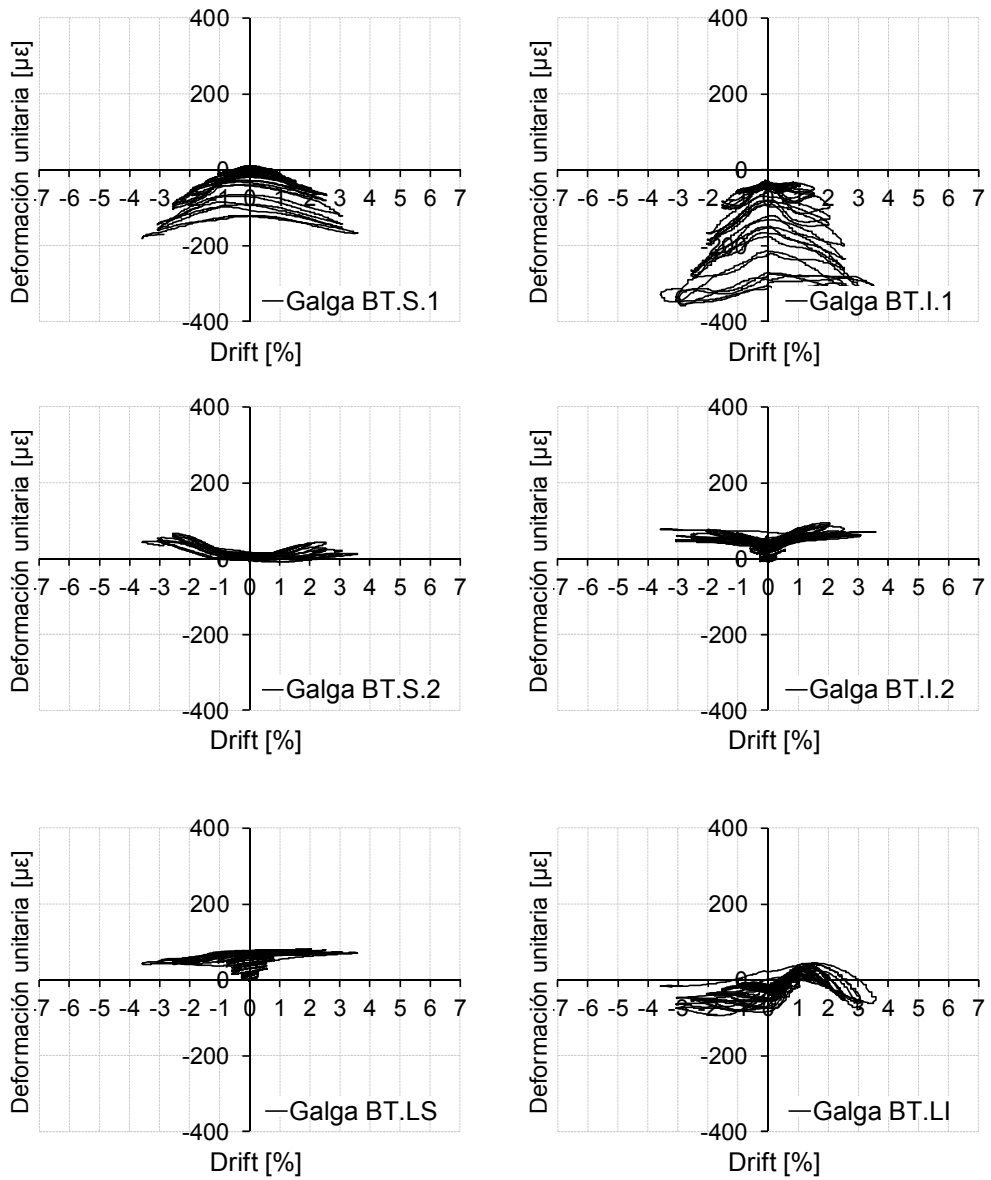


Fig. I.178. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.CA.L1-2

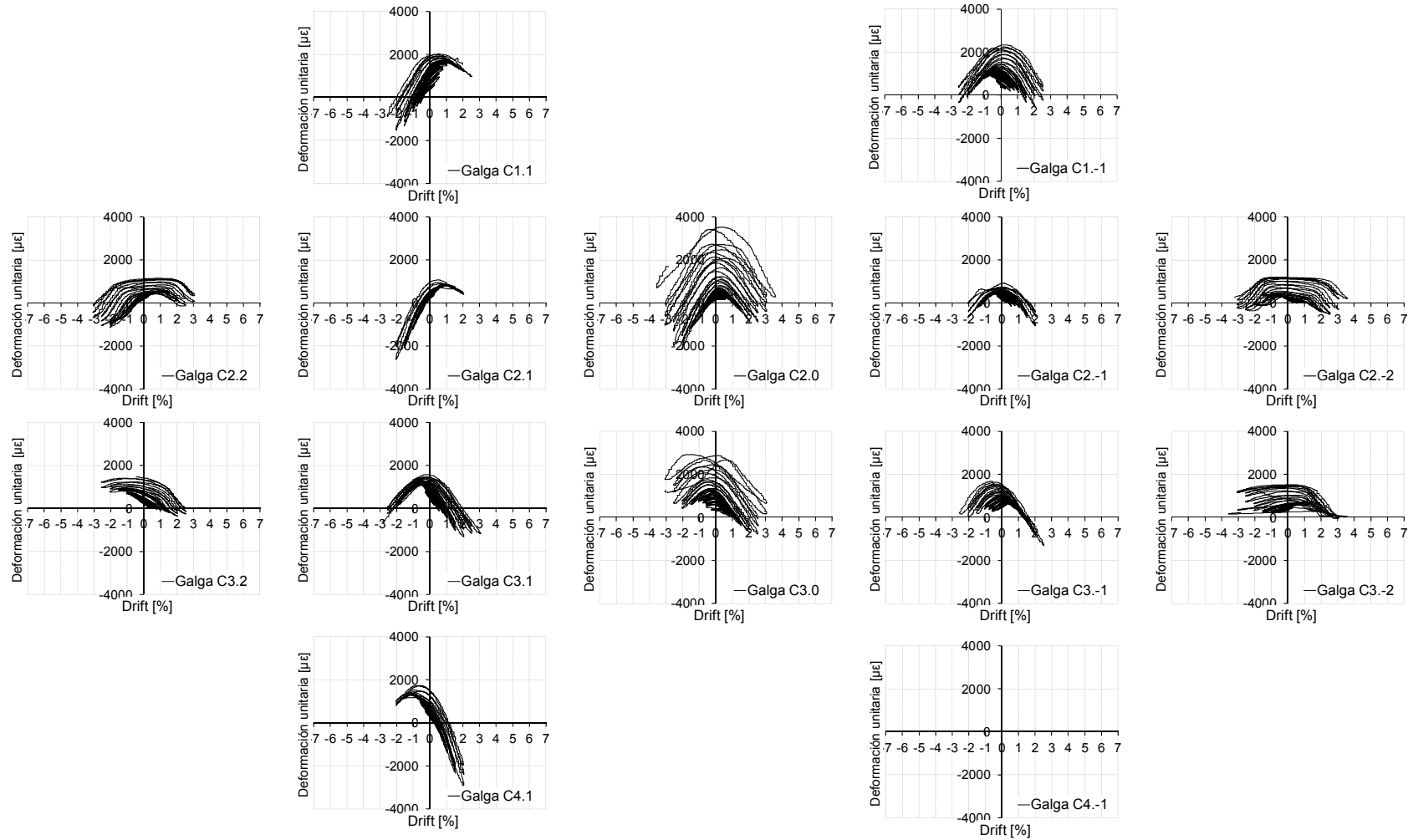


Fig. I.179. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.CA.L1-2



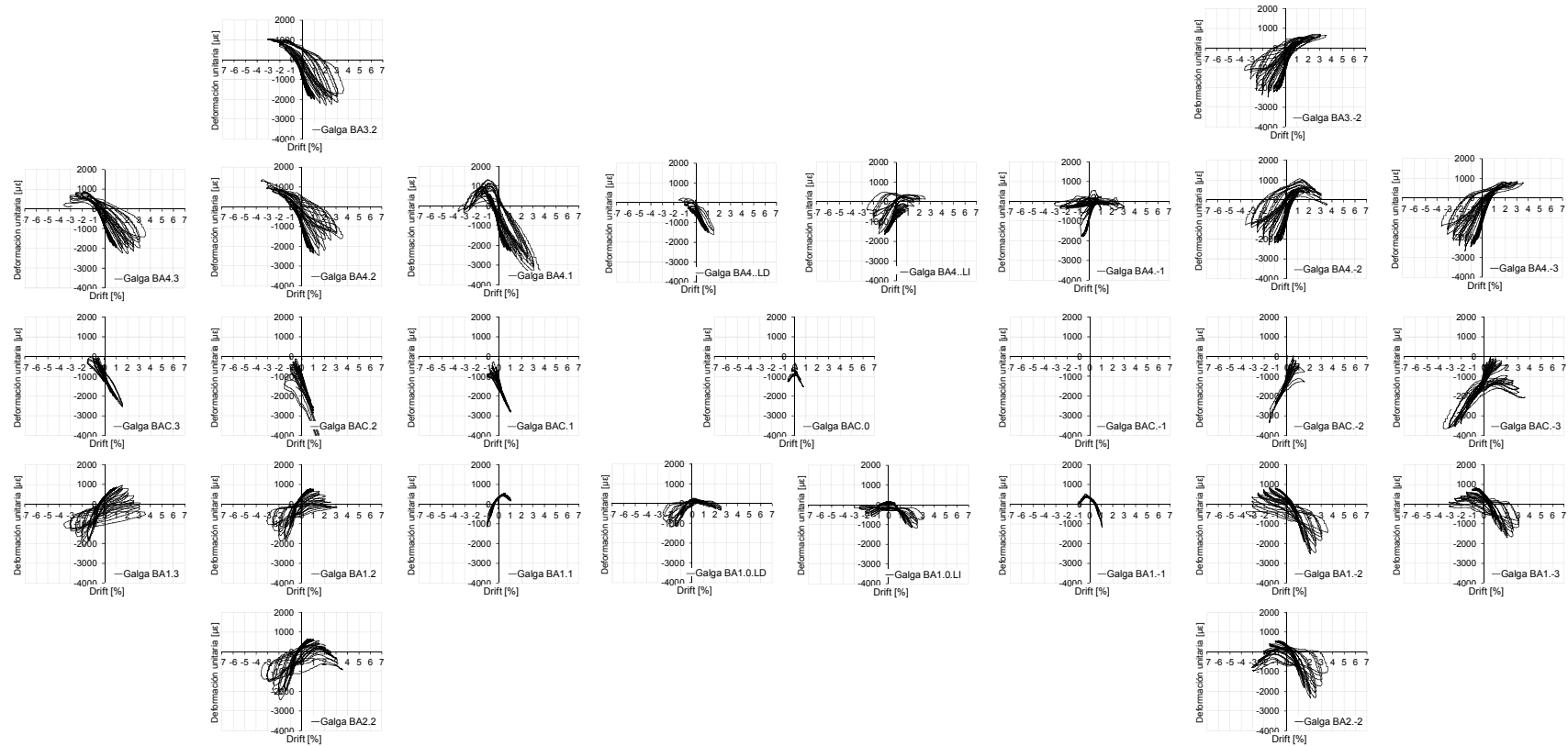


Fig. I.180. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.CA.L1-2

### 1.4.3 Medidas de galgas en la probeta A.C.L1

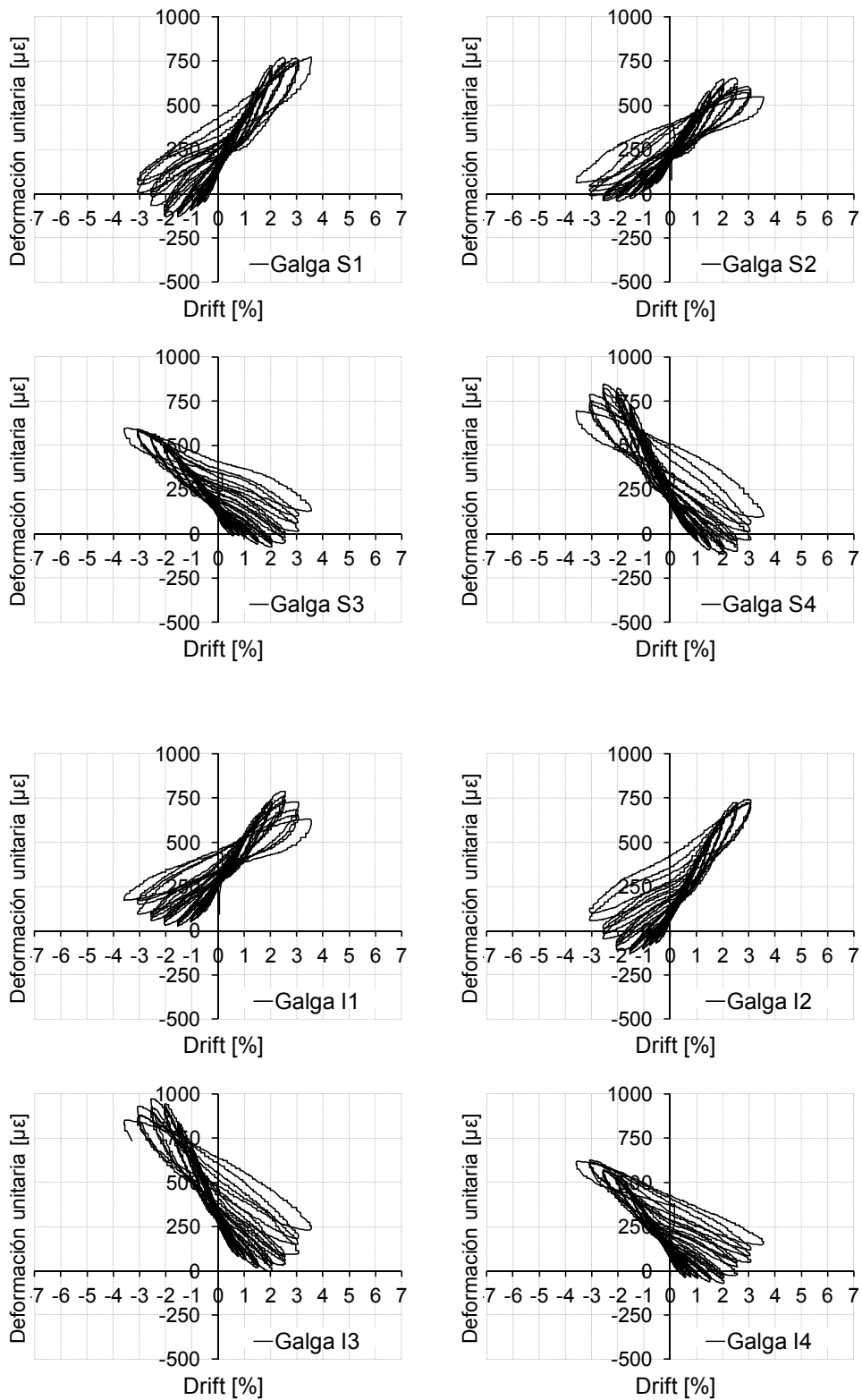


Fig. I.181. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.C.L1

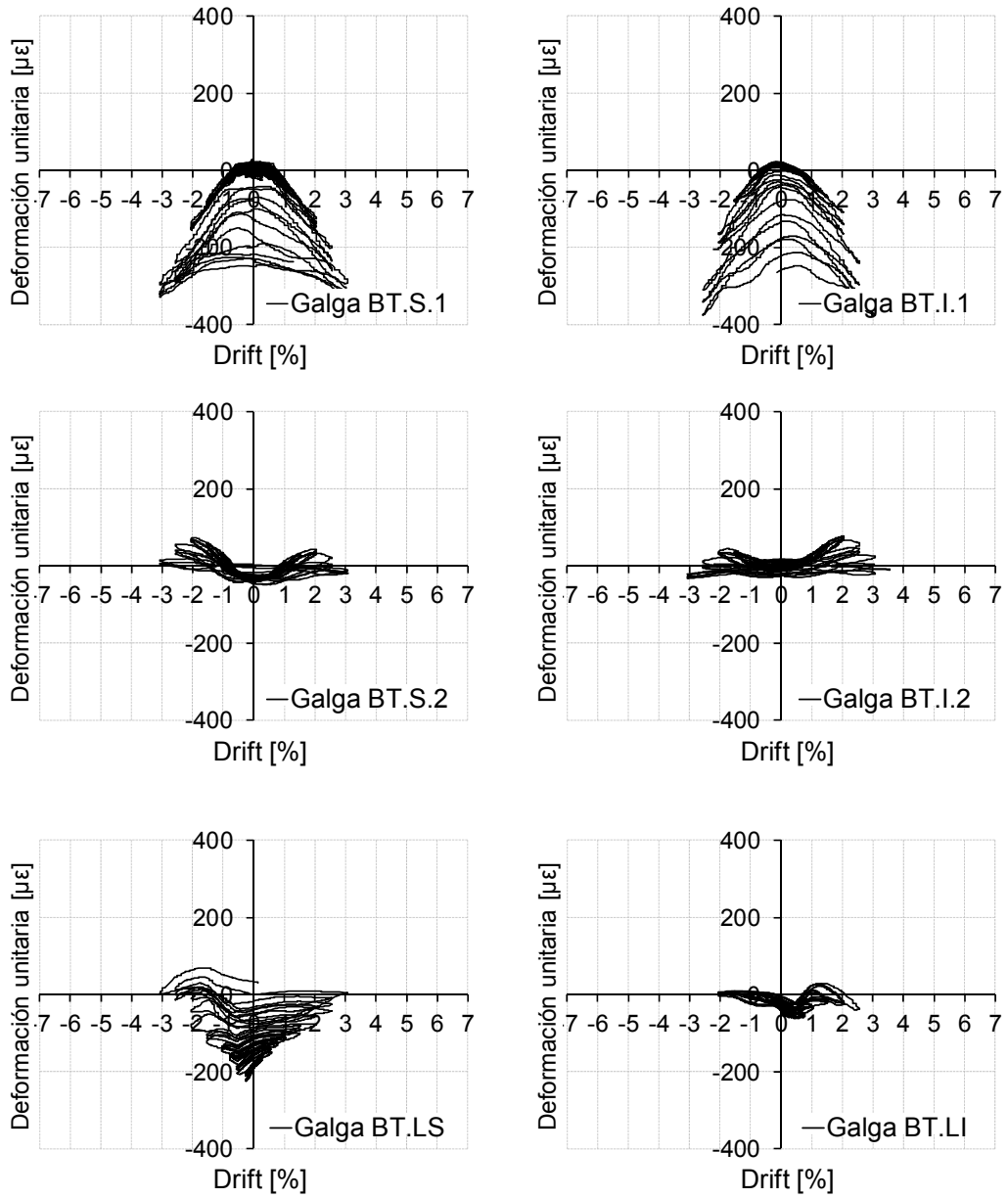


Fig. I.182. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.C.L1

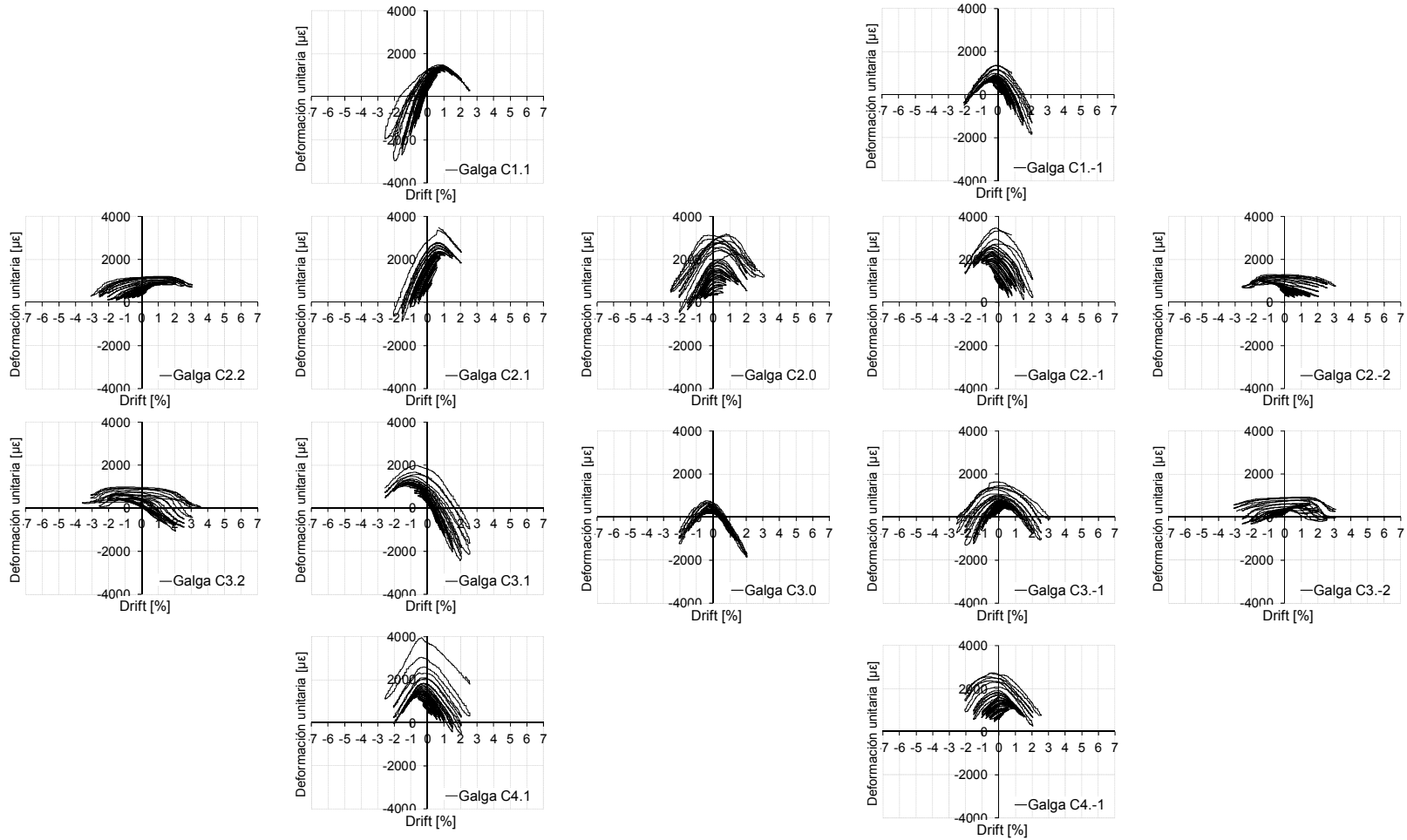


Fig. I.183. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.C.L1

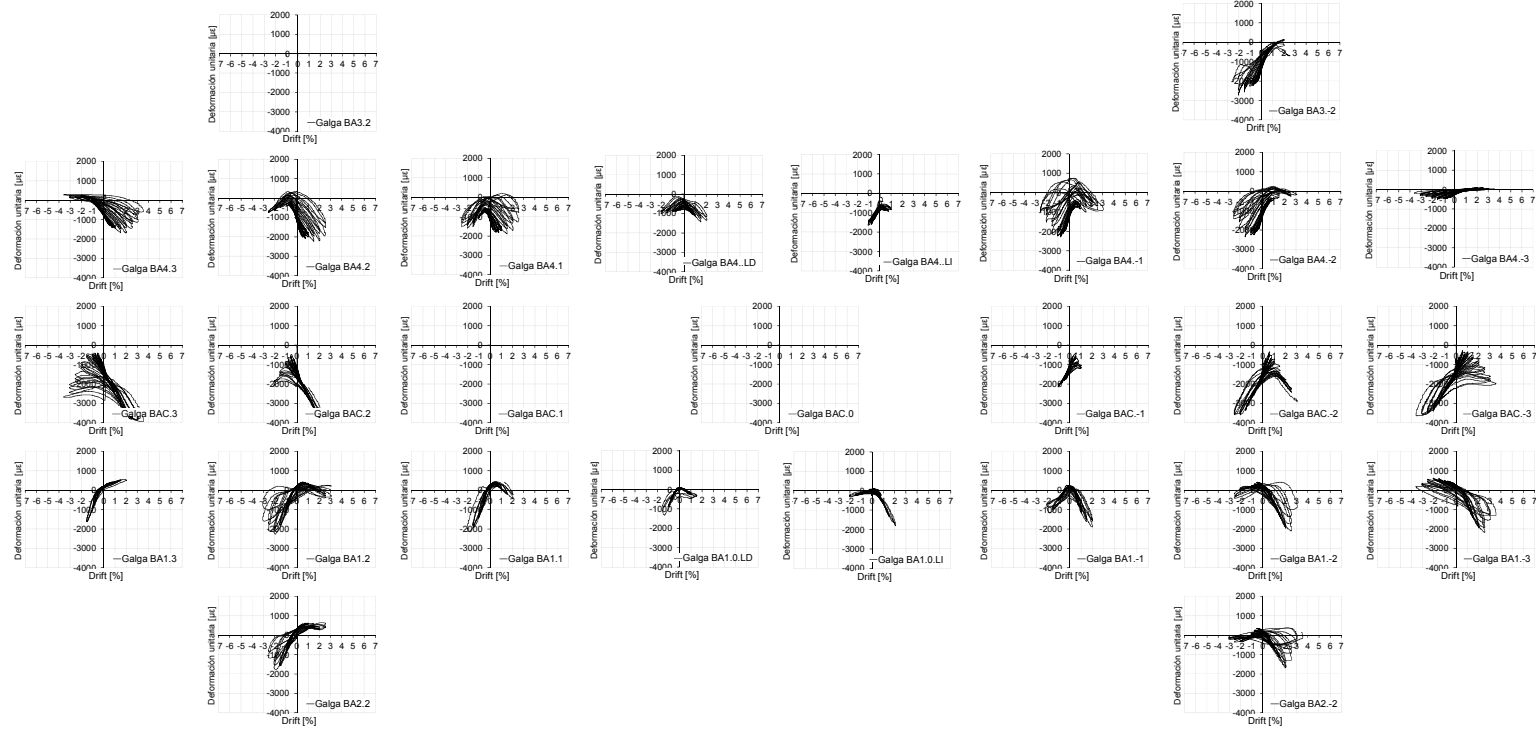


Fig. I.184. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.C.L1

#### 1.4.4 Medidas de galgas en la probeta A.VB.L1

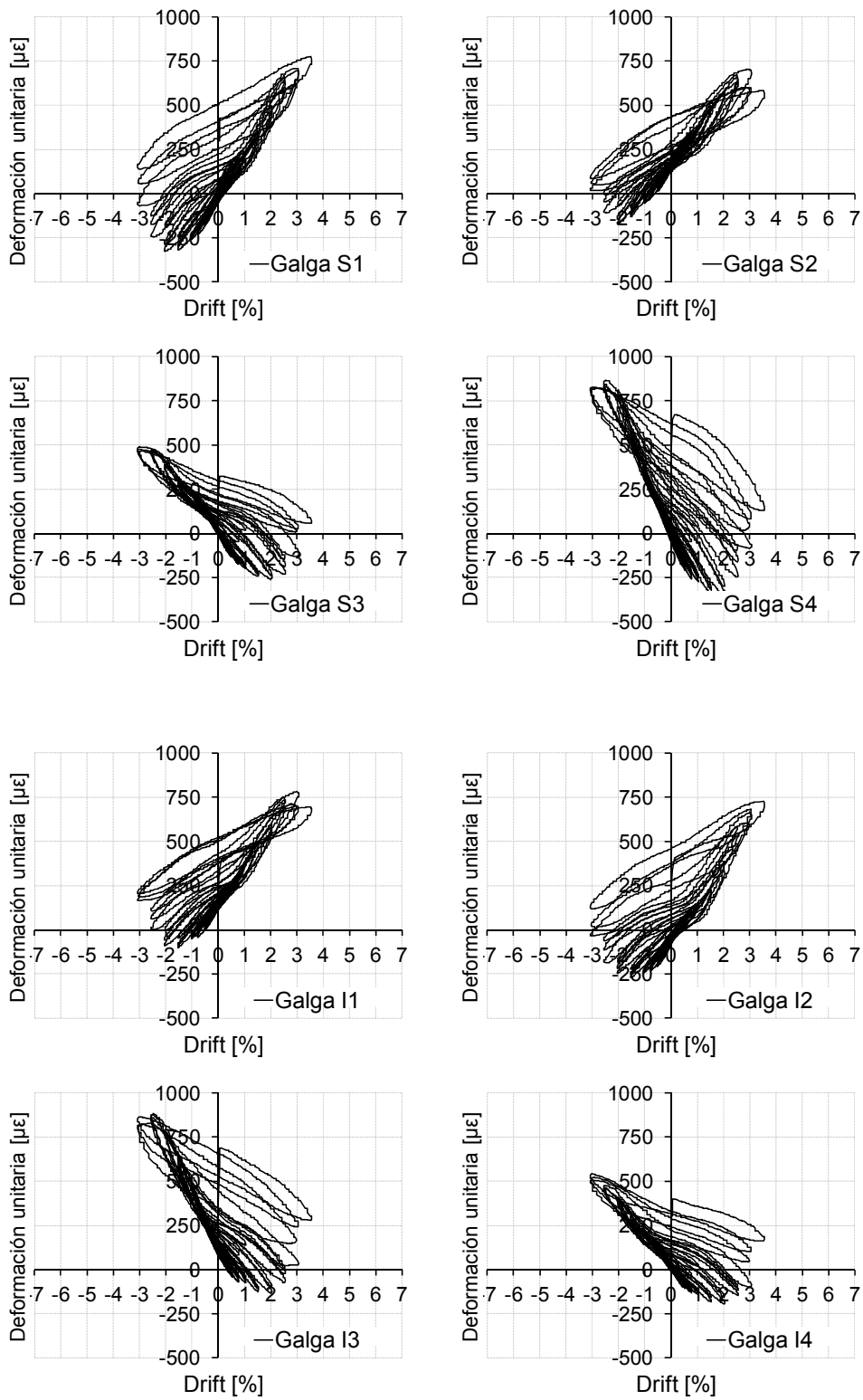


Fig. I.185. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.VB.L1

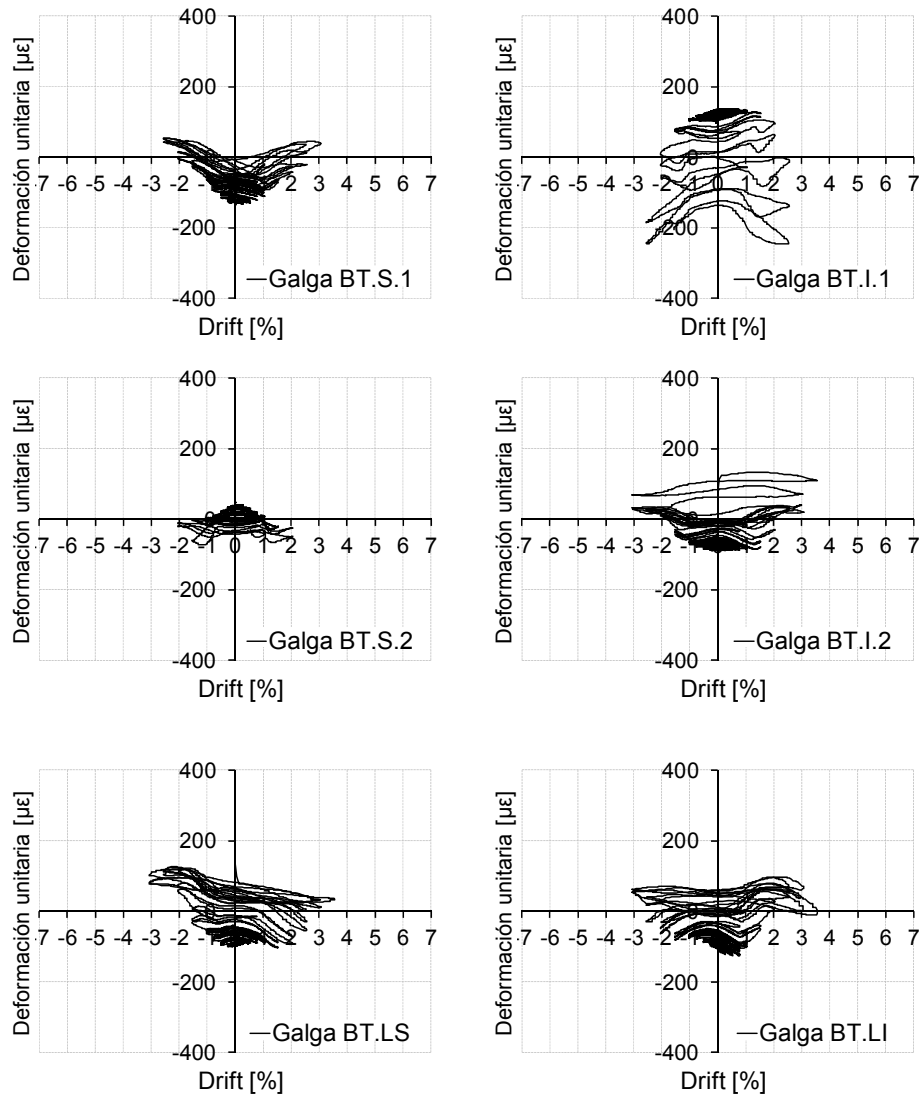


Fig. I.186. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.VB.L1

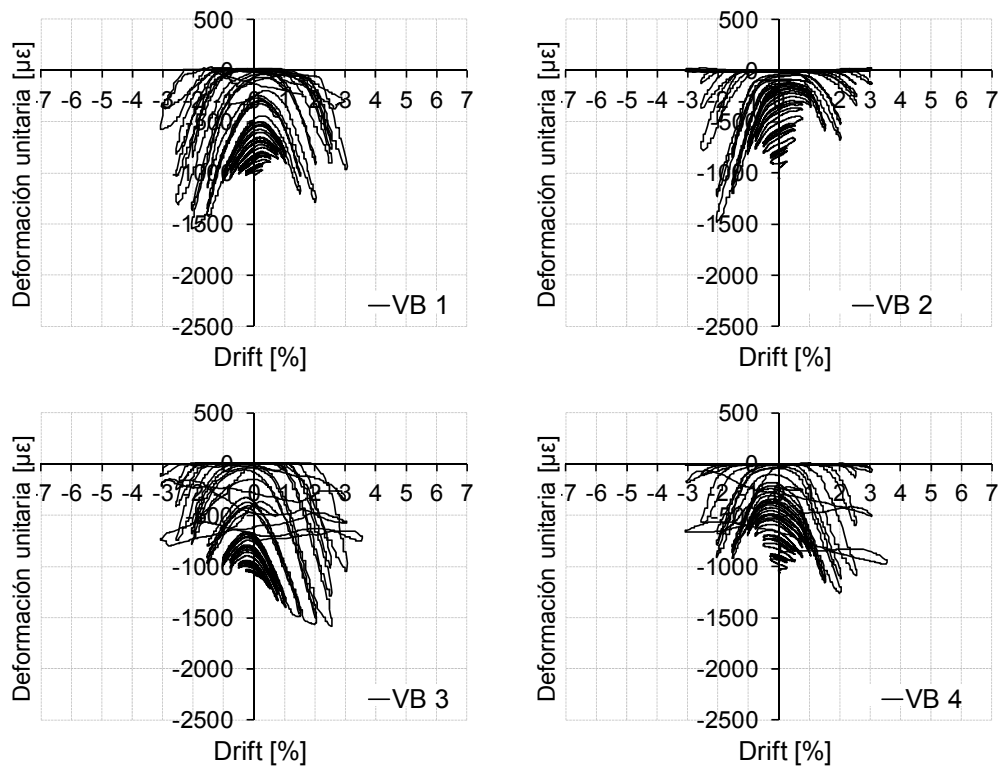


Fig. I.187. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. A.VB.L1



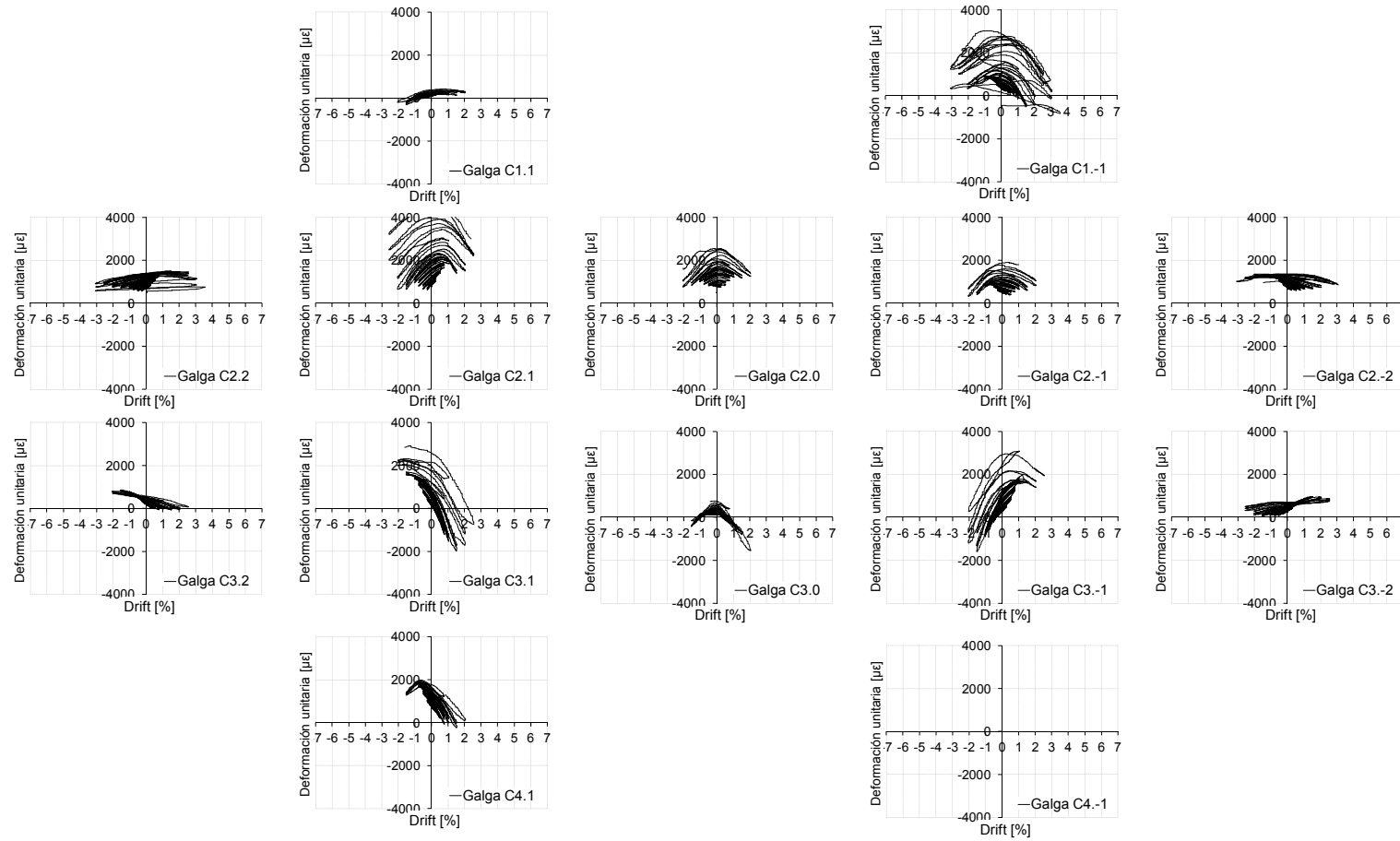


Fig. I.188. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.VB.L1

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

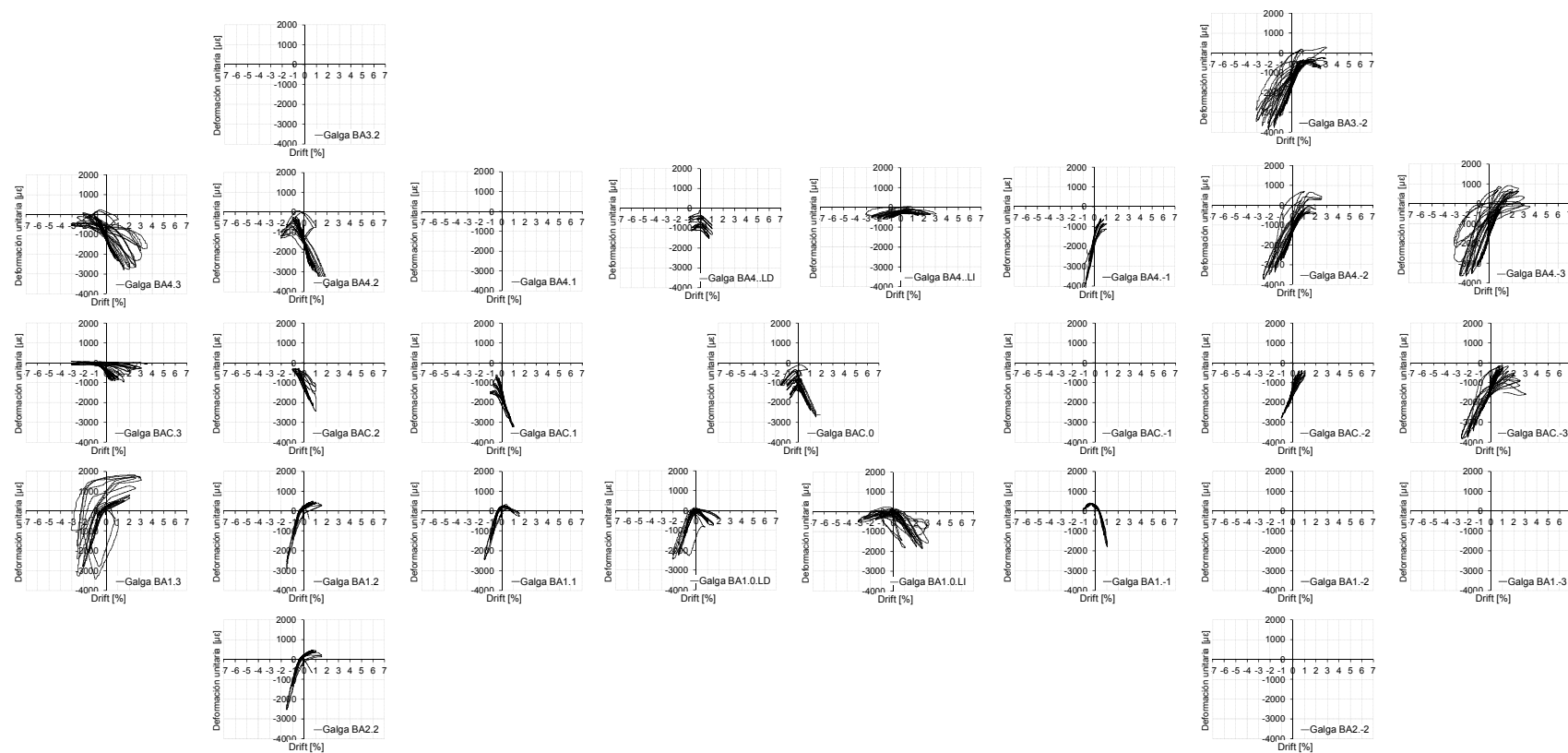


Fig. I.189. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.VB.L1

### 1.4.5 Medidas de galgas en la probeta A.DB.L1-1

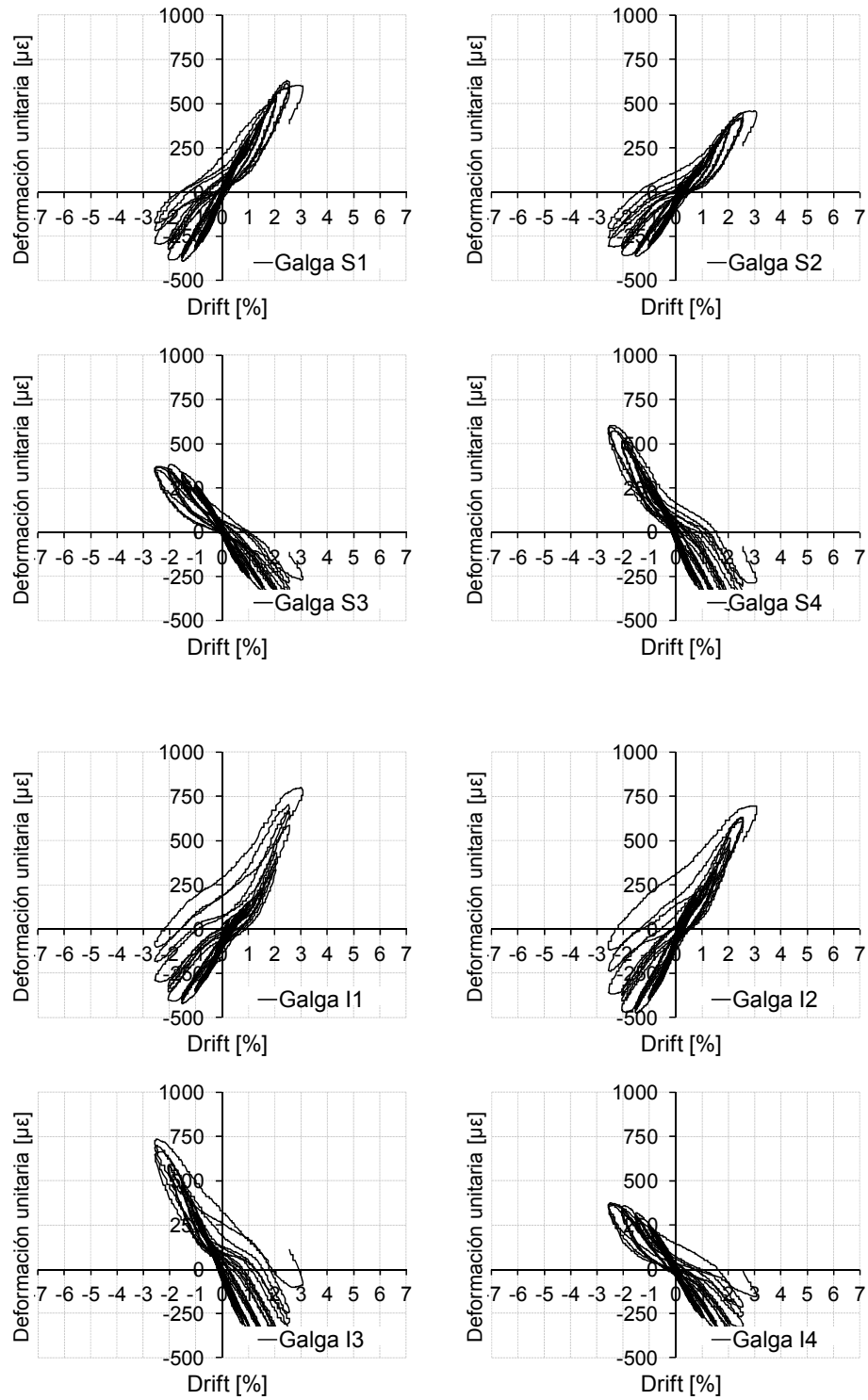


Fig. I.190. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.DB.L1-1

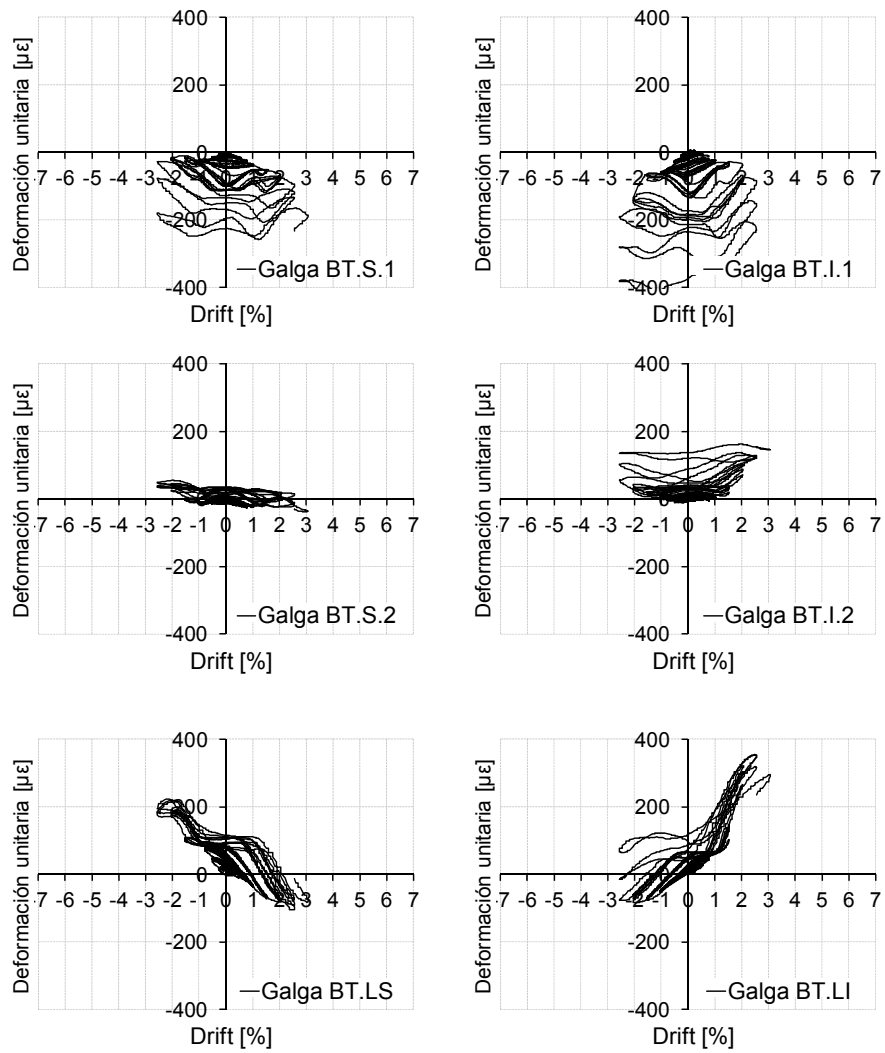


Fig. I.191. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.DB.L1-1

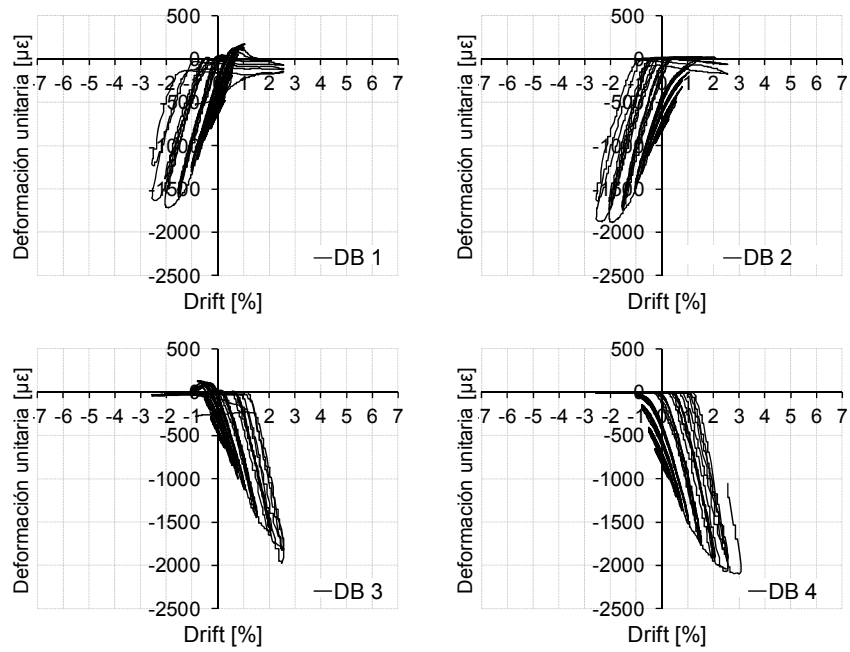


Fig. I.192. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. A.DB.L1-1

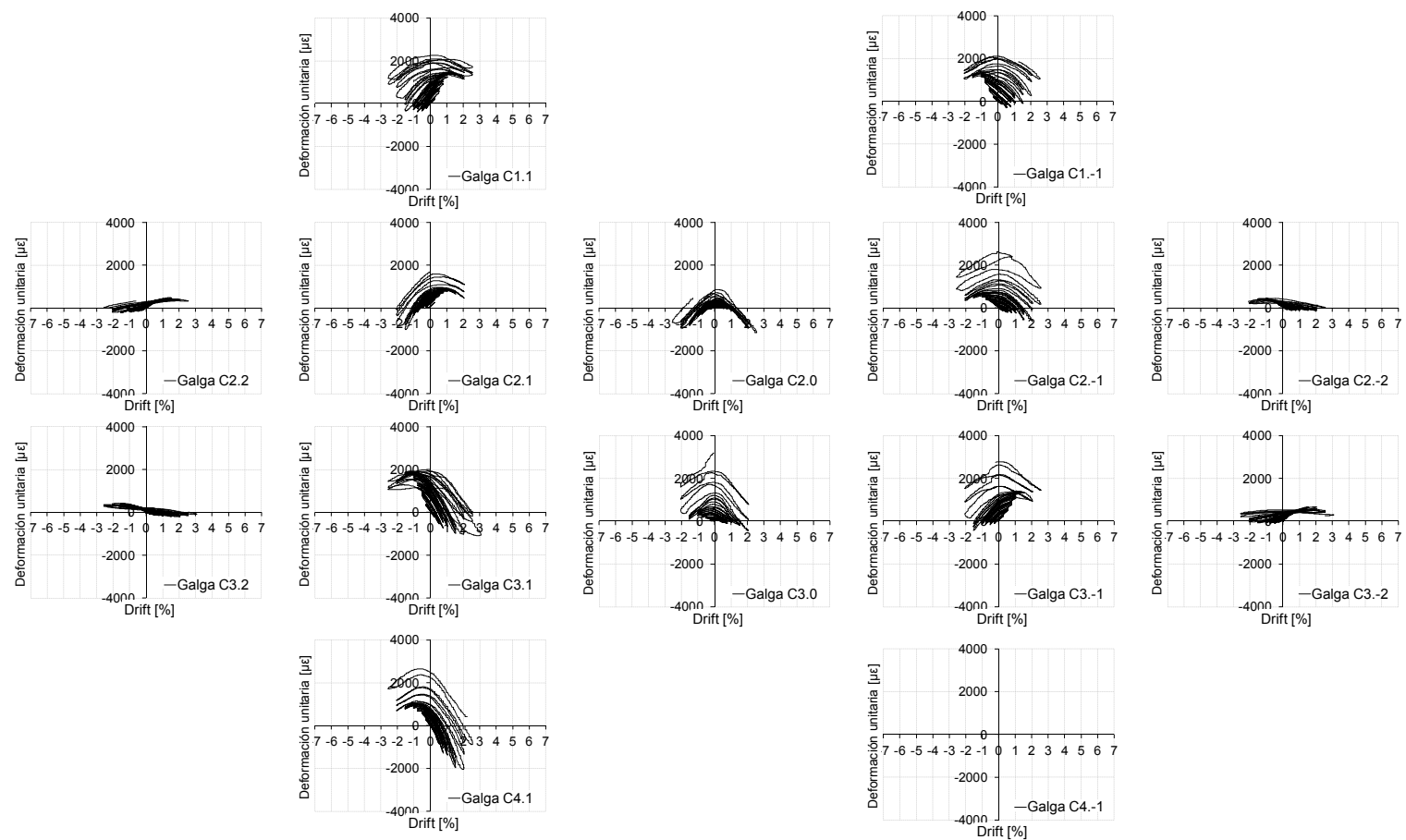


Fig. I.193. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.DBA.L1-1

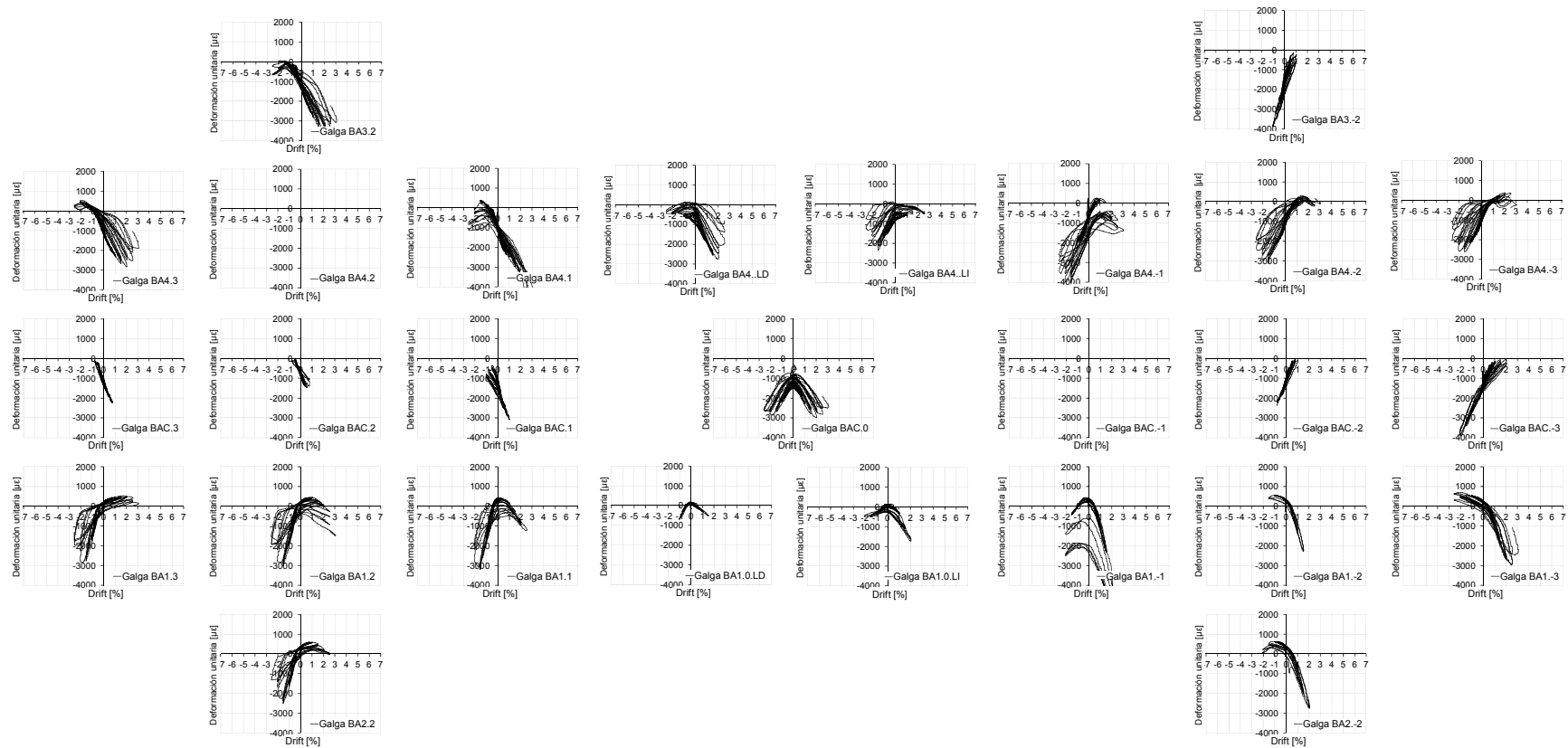


Fig. I.194. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.DB.L1-1

### 1.4.6 Medidas de galgas en la probeta A.DB.L1-2

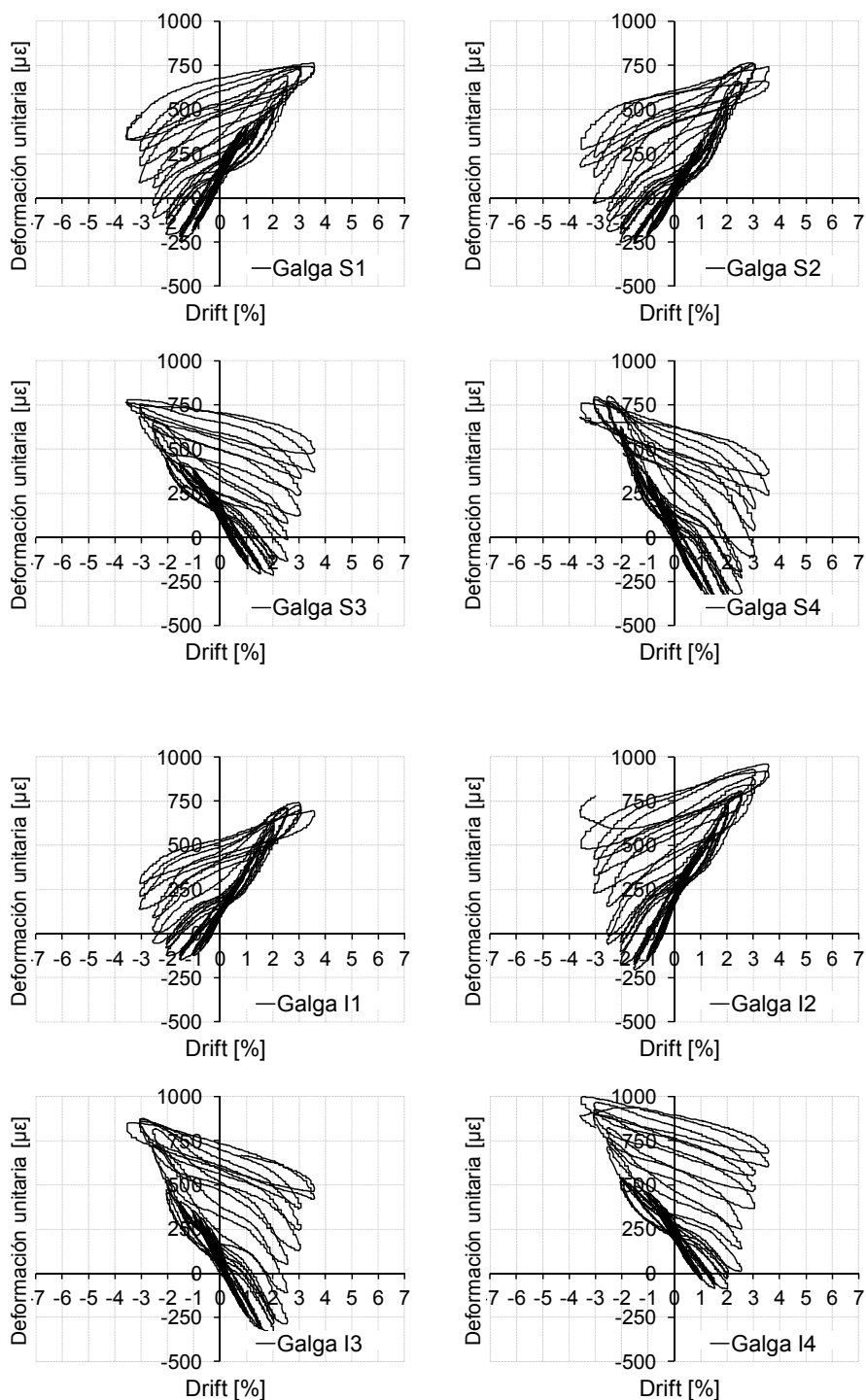


Fig. I.195. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.DB.L1-2



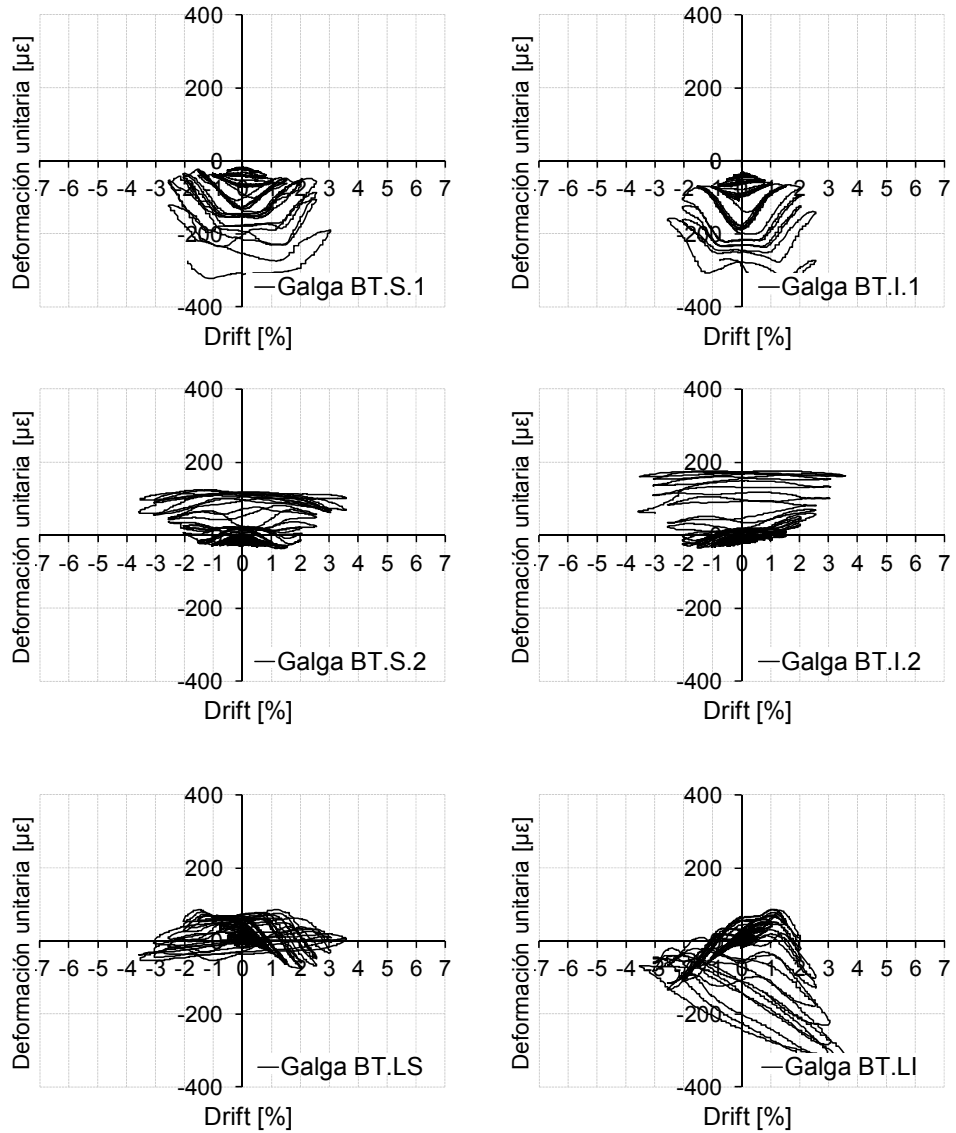


Fig. I.196. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.DB.L1-2

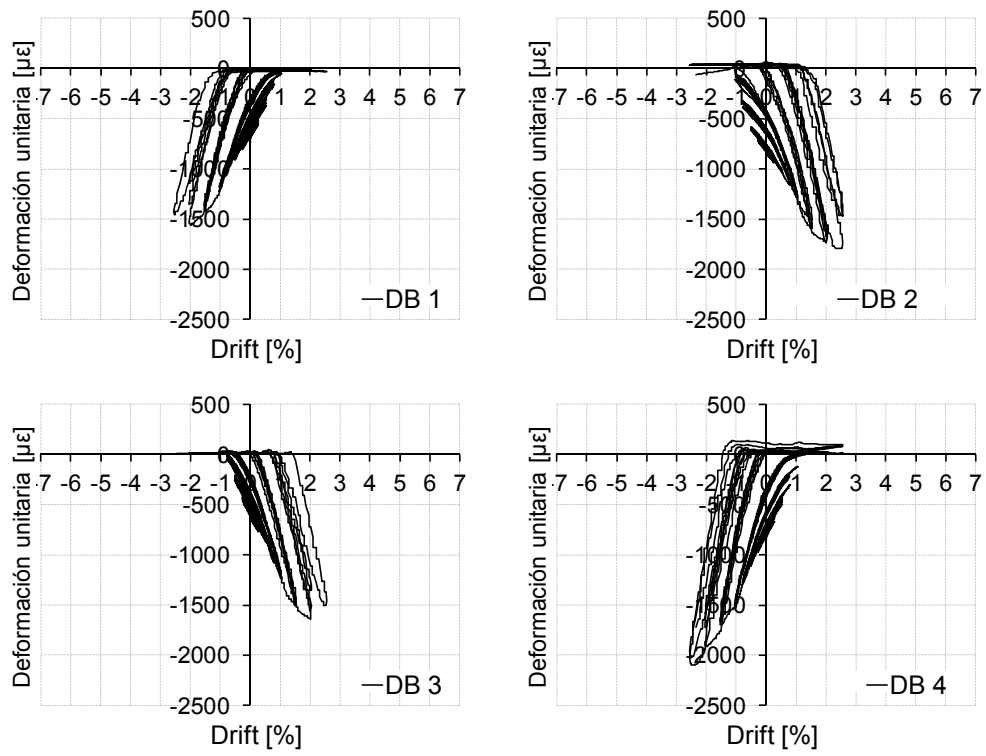


Fig. I.197. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. A.DB.L1-2

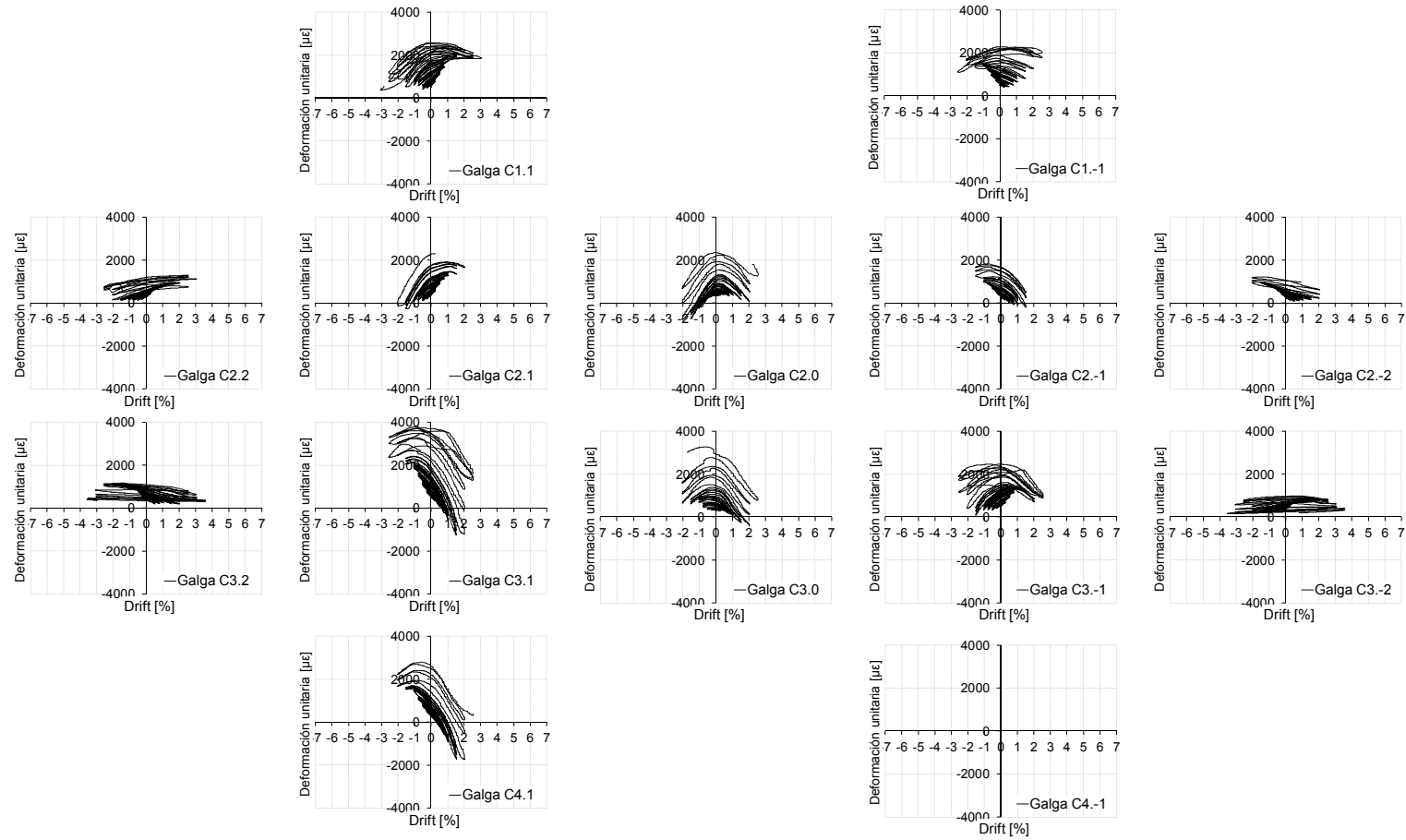


Fig. I.198. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.DBA.L1-2

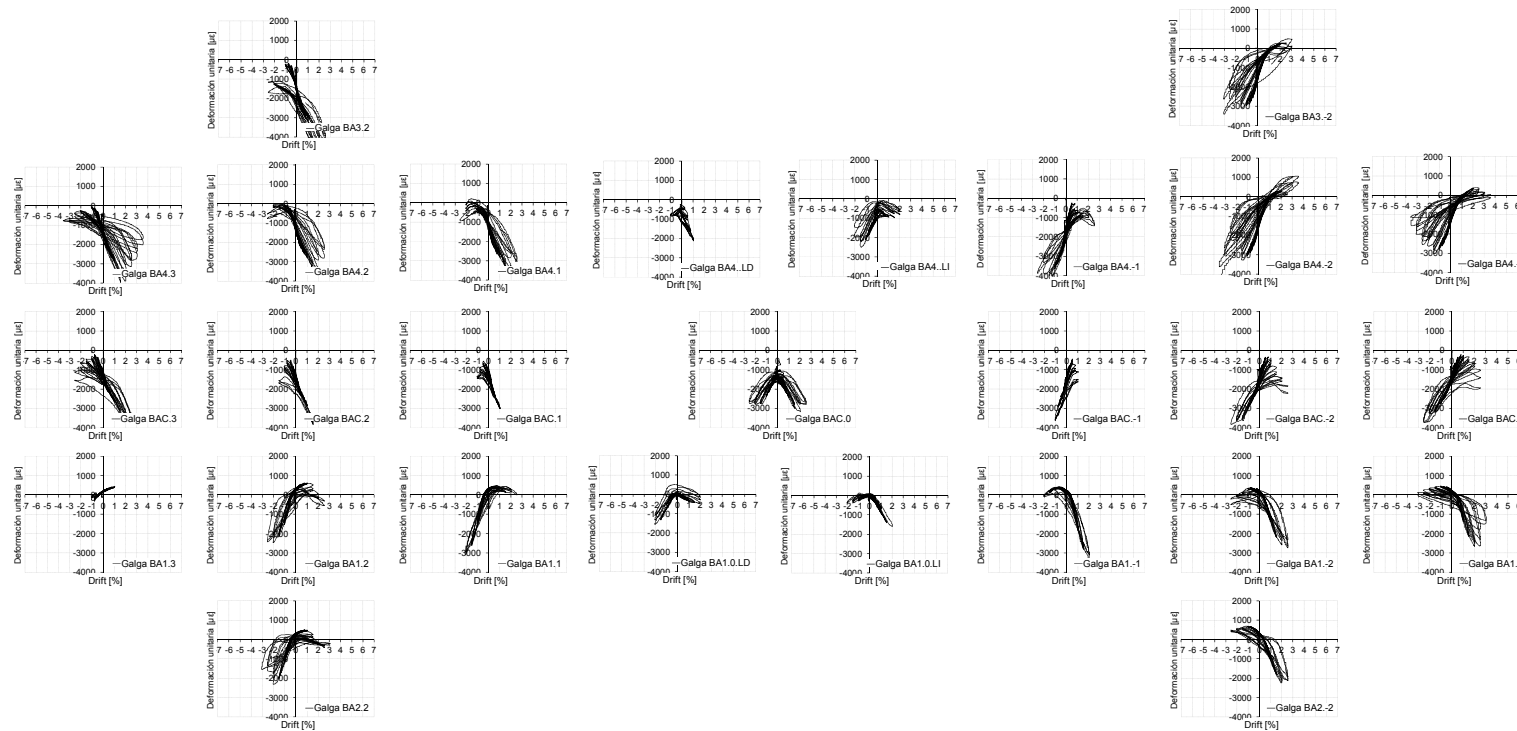


Fig. I.199. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.DB.L1-2

**I.4.7 Medidas de galgas en la probeta A.VB.L1-R**

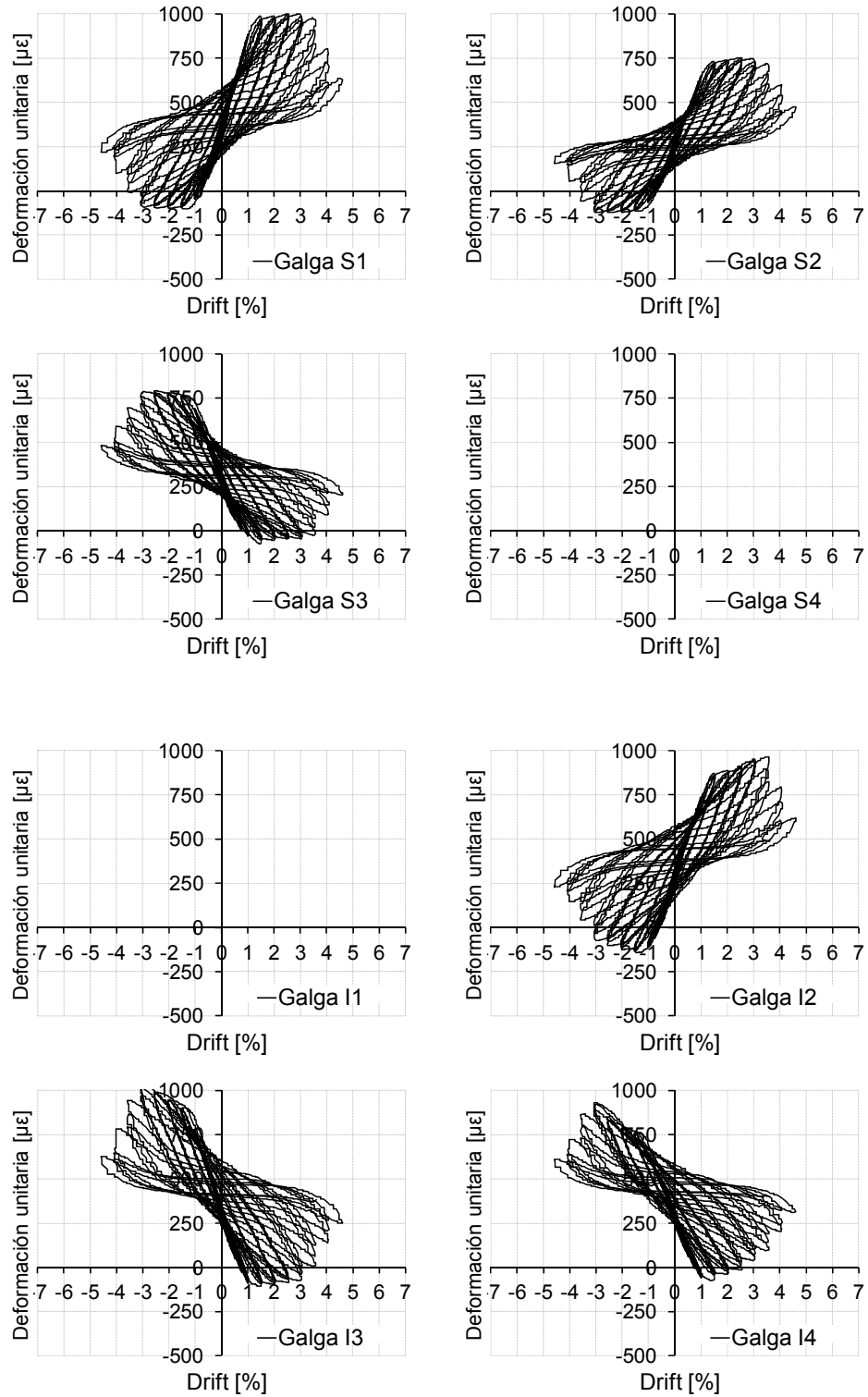


Fig. I.200. Medidas de galgas en angulares metálicos del refuerzo. A.VB.L1-R

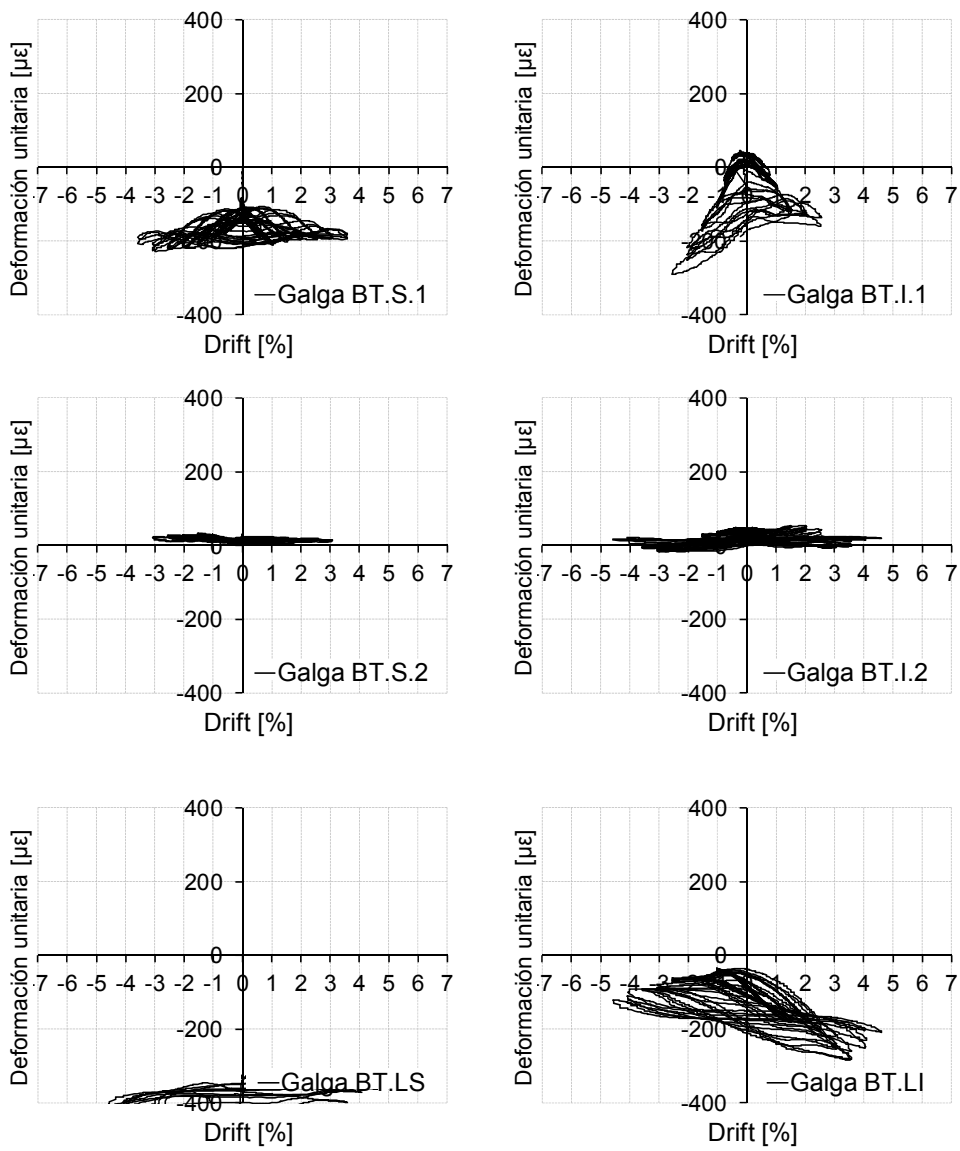


Fig. I.201. Medidas de galgas en presillas metálicas del refuerzo. A.VB.L1-R

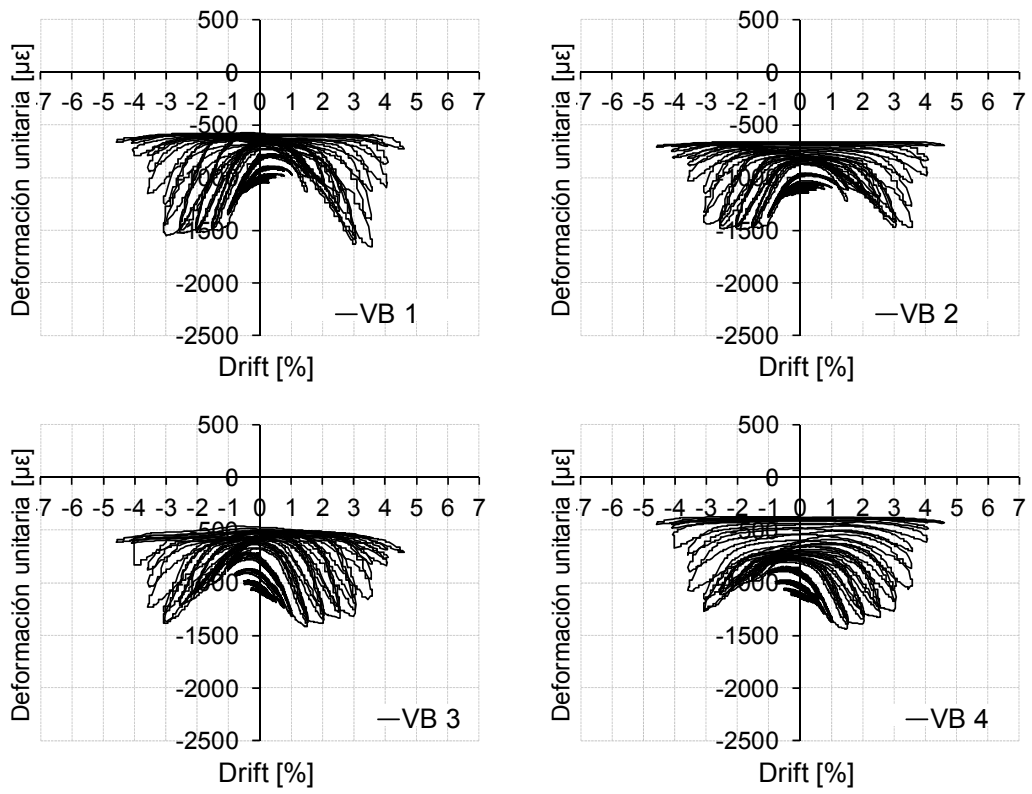


Fig. I.202. Medidas de galgas en barras exteriores del refuerzo. A.VB.L1-R

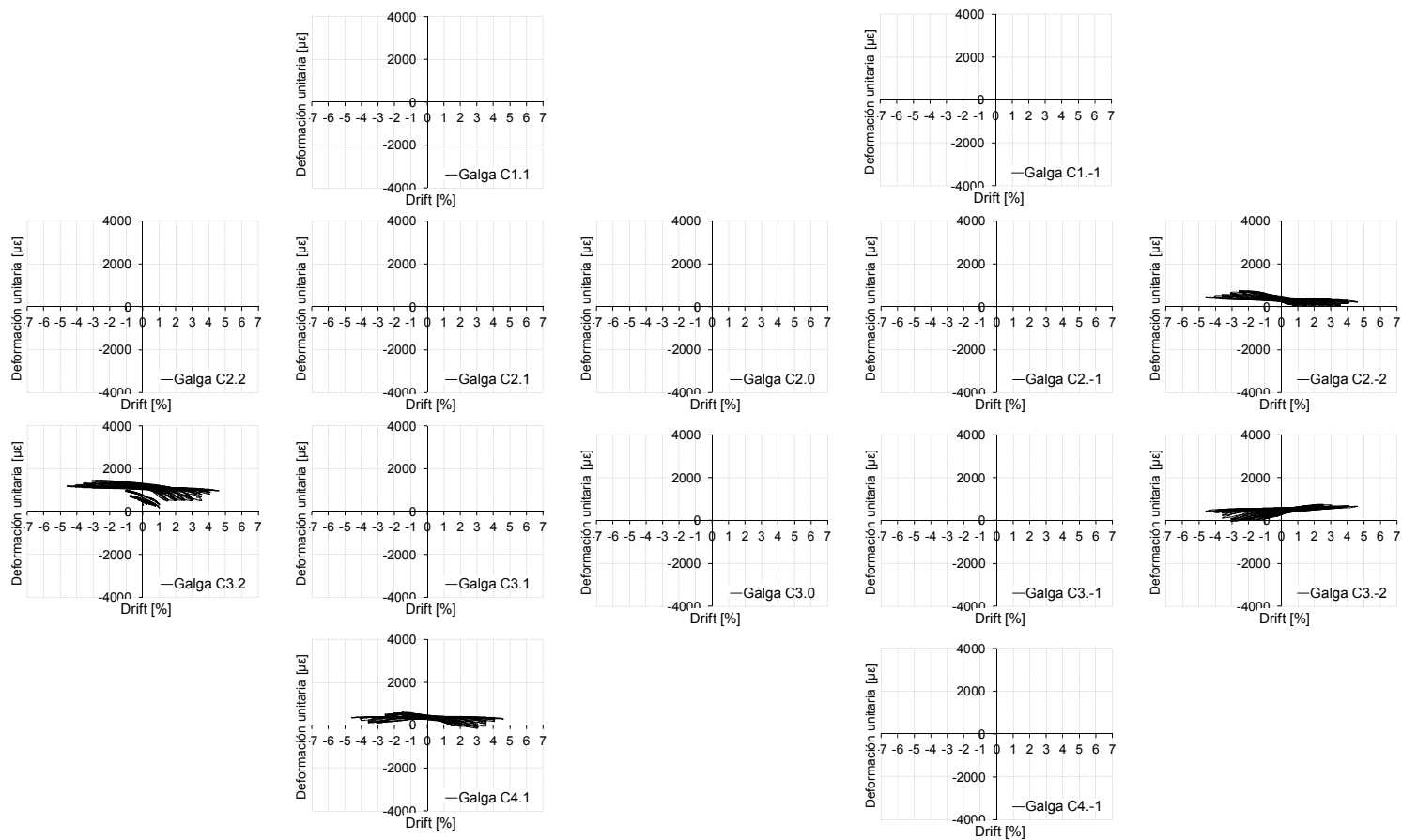


Fig. I.203. Medidas de galgas en armadura de pilares. A.VB.L1-R



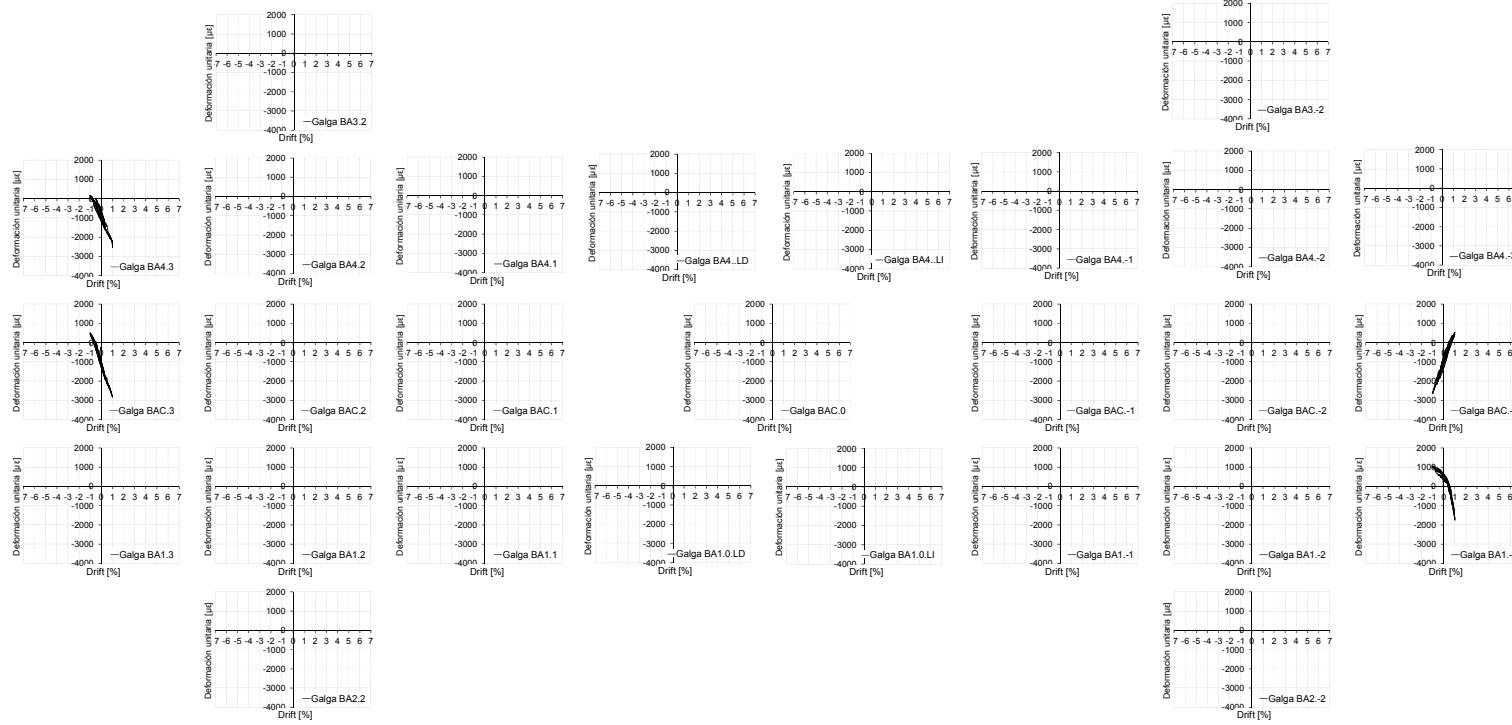


Fig. I.204. Medidas de galgas en armadura de vigas. A.VB.L1-R

## **I.5 Envolvertes de medidas de galgas en probetas Tipo A, N≠0**

A continuación se presentan varios grupos de gráficas para cada ensayo (A.CA.L1-1, A.CA.L1-2, A.C.L1, A.VB.L1, A.DB.L1-1, A.DB.L1-2, A.VB.L1-R). En primer lugar se representan dos a dos las envolvertes de las medidas de las galgas colocadas en una misma barra y posición, y en adelante se van agrupando con otras medidas que por su correspondencia (bien de posición o de simetría) guarden cierta similitud.

El criterio de agrupación de medidas se describe con el siguiente ejemplo:

- De las 4 armaduras del pilar, 2 (C2, C3) se han instrumentado con 5 puntos (posiciones -2, -1, 0, 1, 2). Las otras 2 armaduras (C1, C4) solo se han instrumentado en 2 (posiciones -1, 1).
- Las galgas C1.1 y C2.1 están midiendo 2 armaduras (C1, C2) en la misma posición (1) y de la misma cara del espécimen. Por tanto su lectura debe ser similar, por este motivo se agrupan en una misma gráfica (agrupación por misma posición y mismo lado).
- Al mismo tiempo, dada la simetría de armaduras y esfuerzos en los especímenes, las posiciones complementarias también son agrupables: C1.1 y C2.1 con C3.-1 y C4.-1. Para un Drift negativo las cuatro medidas son de tracción (agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos).
- Además puede realizarse la agrupación de las medidas de las armaduras para lados opuestos cuando el Drift es positivo y cuando es negativo. La medida de C1.1 para Drift negativo puede ser agrupada con la medida C4.1 para Drift positivo, ambas medidas de tracción (agrupación de lados opuestos con Drift complementario). Para llevar a cabo dicha agrupación la representación de la mitad de las medidas se ha realizado la envolverte simétrica a la real.

De este modo, es posible agrupar 8 galgas en una sola gráfica (posición 1) para medir un mismo comportamiento: las posiciones 1 y -1 de las cuatro armaduras de cada espécimen (2x4x1). Ver Figura I.215.

**I.5.1 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.CA.L1-1**

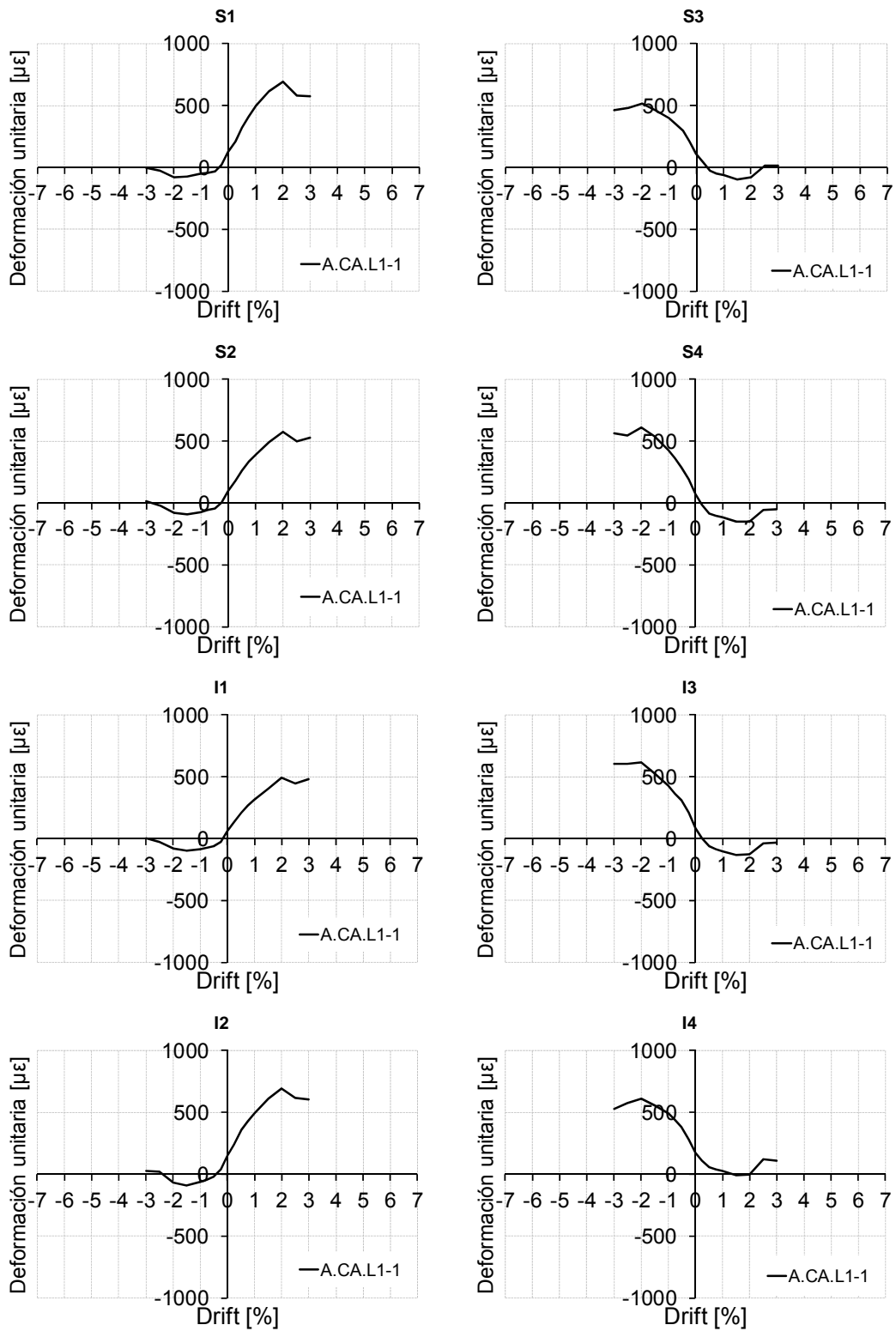


Fig. I.205. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. A.CA.L1-1

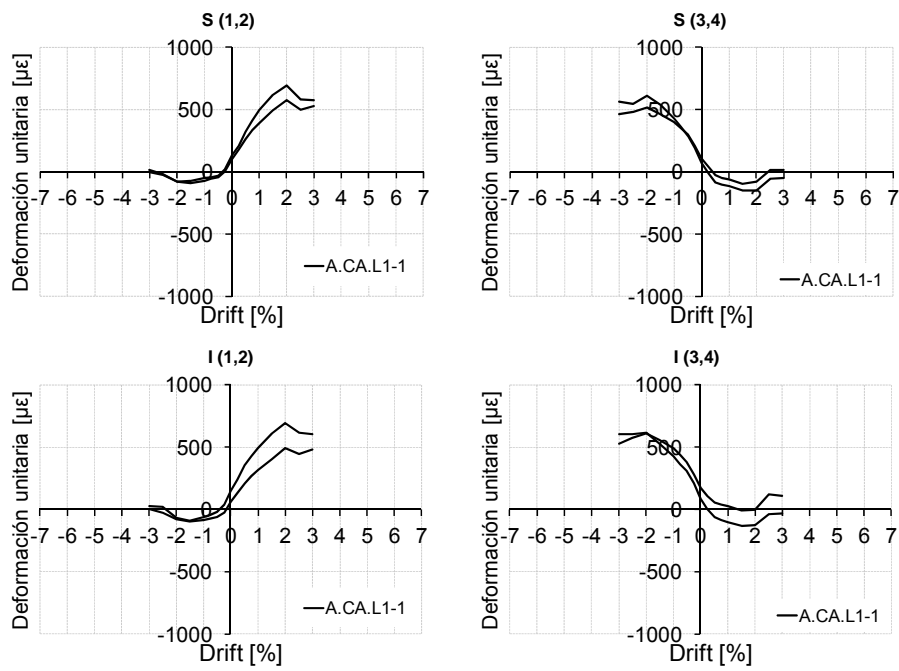


Fig. I.206. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L1-1

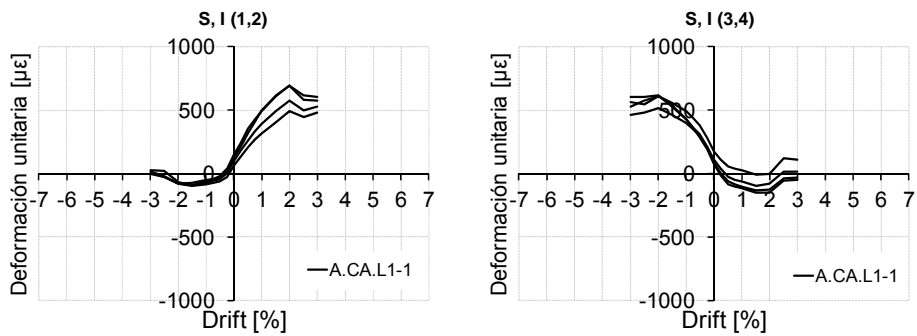


Fig. I.207. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L1-1

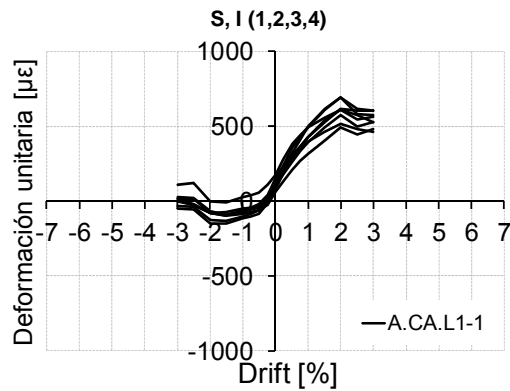


Fig. I.208. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.CA.L1-1

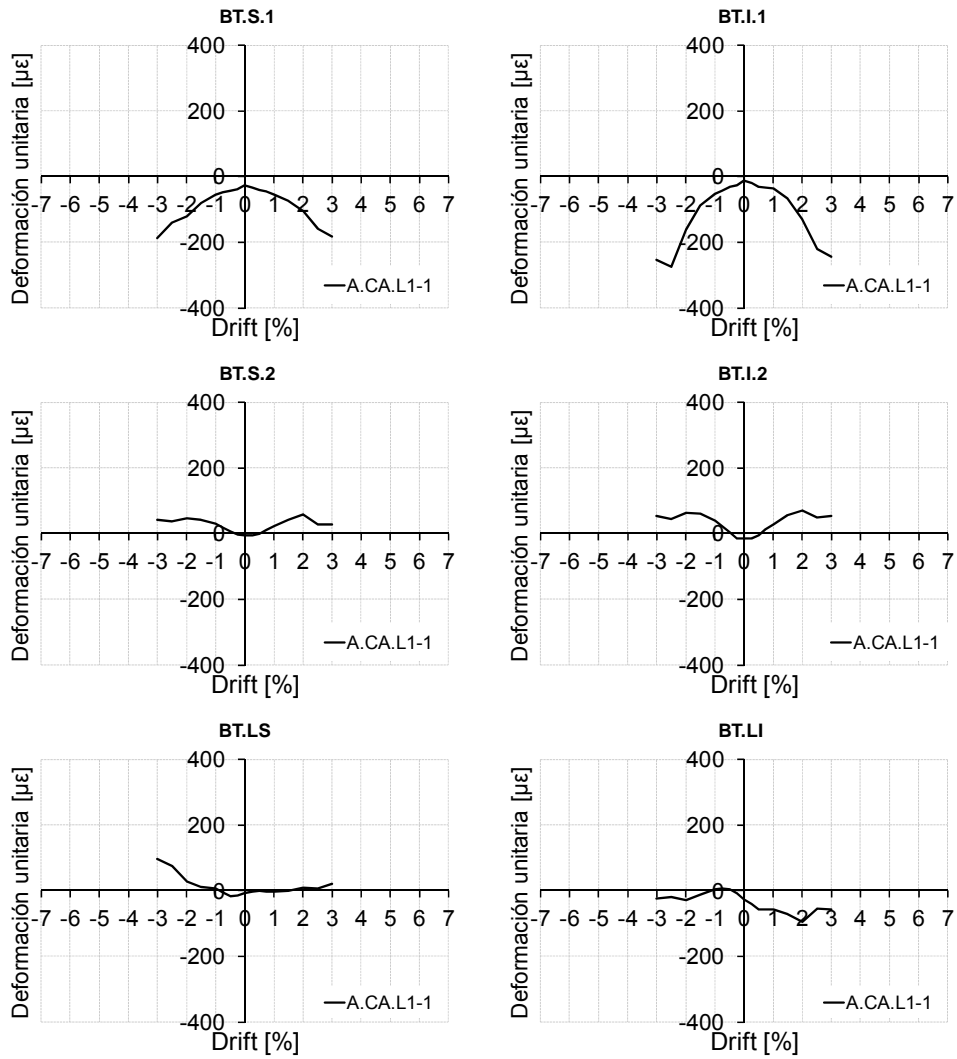


Fig. I.209. Envolventes de galgas en presillas metálicas. A.CA.L1-1

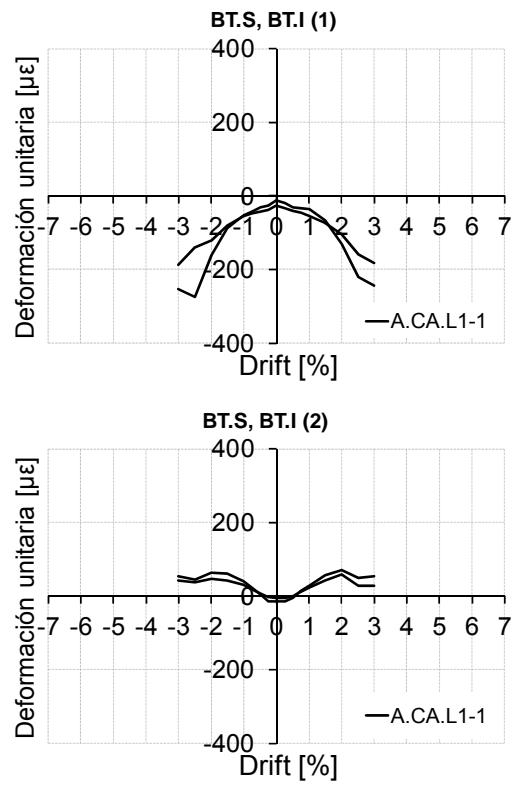


Fig. I.210. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L1-1

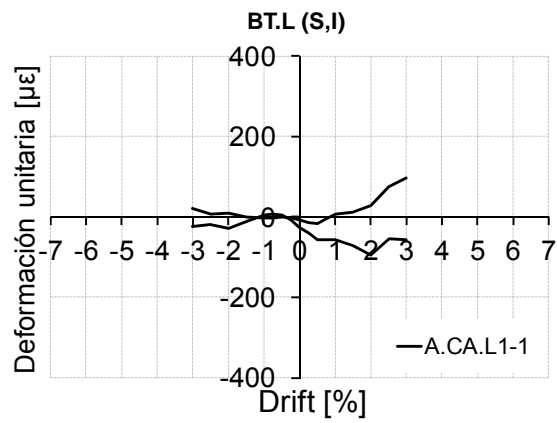


Fig. I.211. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.CA.L1-1

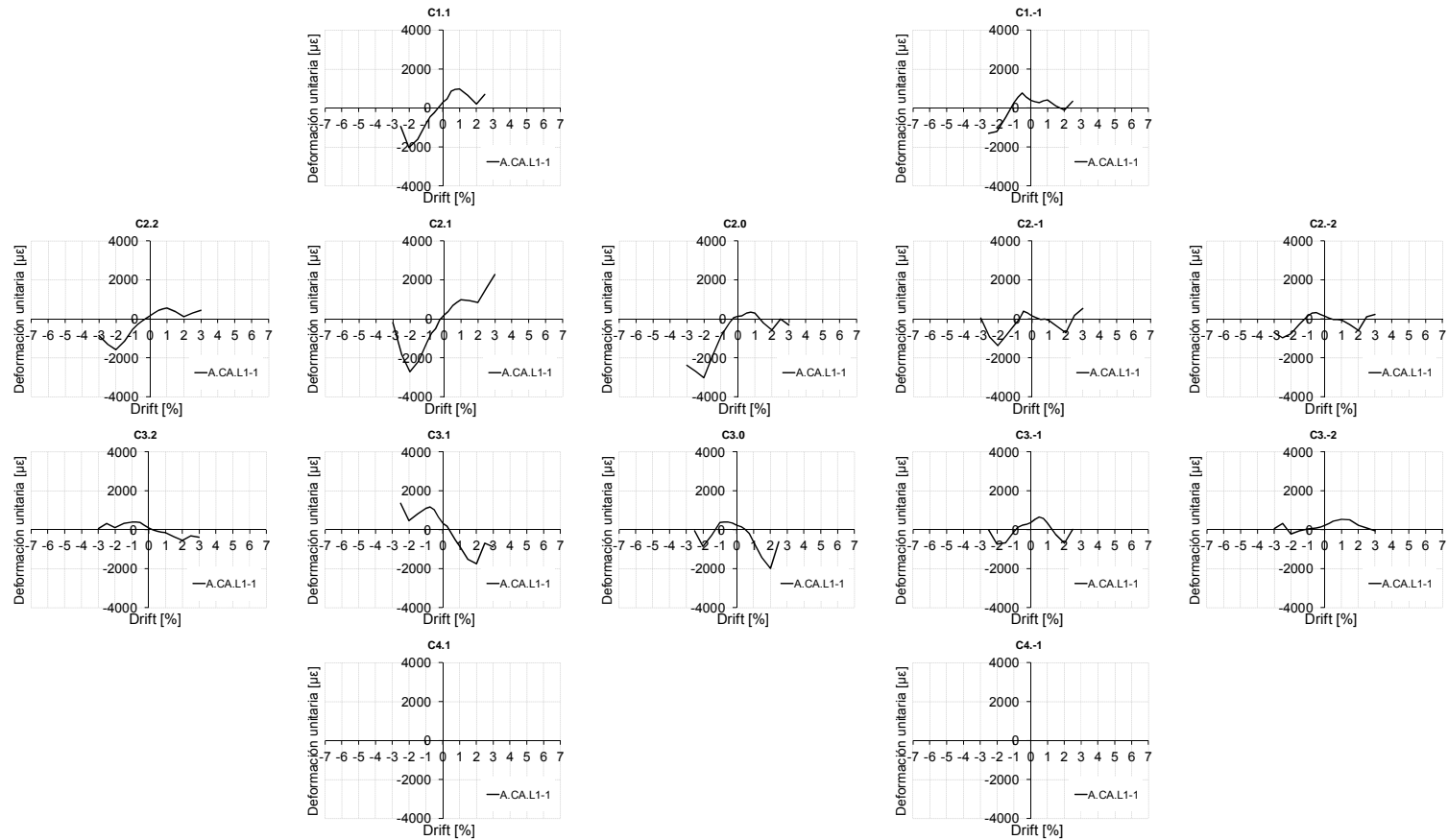


Fig. I.212. Envolventes de galgas en armadura de pilar. A.CA.L1-1

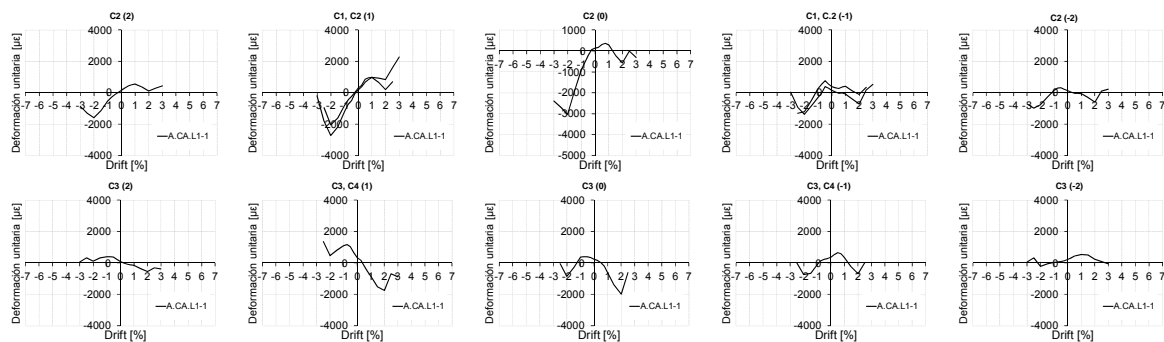


Fig. I.213. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L1-1

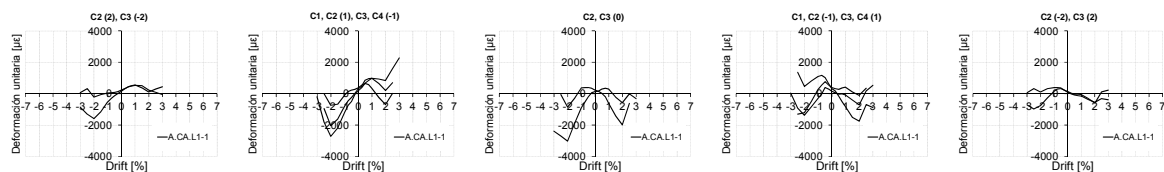


Fig. I.214. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L1-1

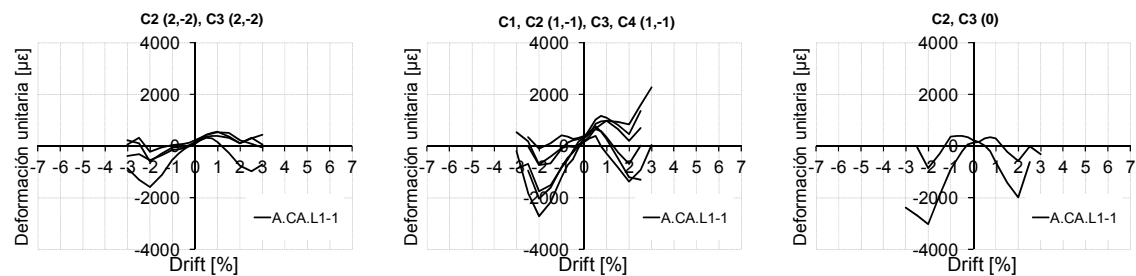


Fig. I.215. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.CA.L1-1



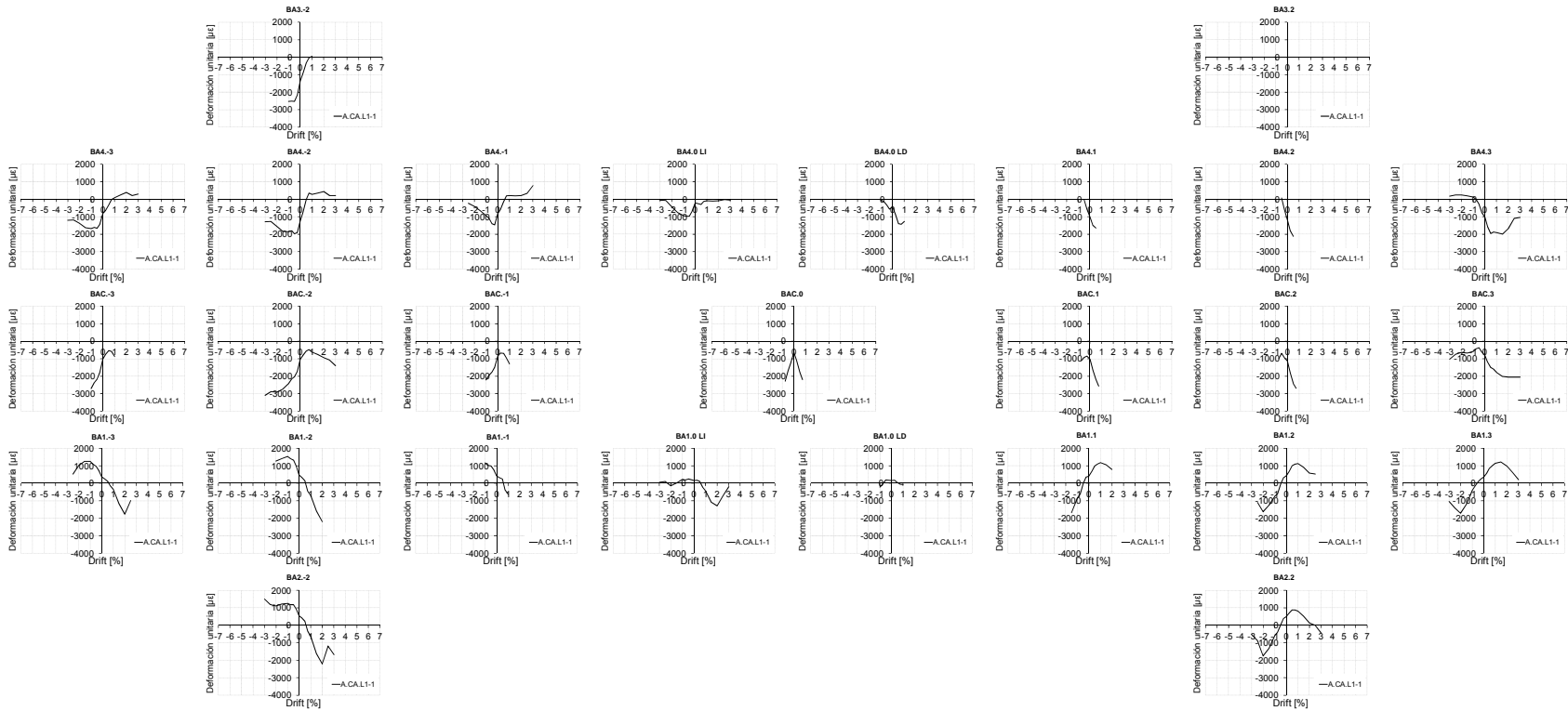


Fig. I.216. Envolturas de galgas en armadura de viga. A.CA.L1-1

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

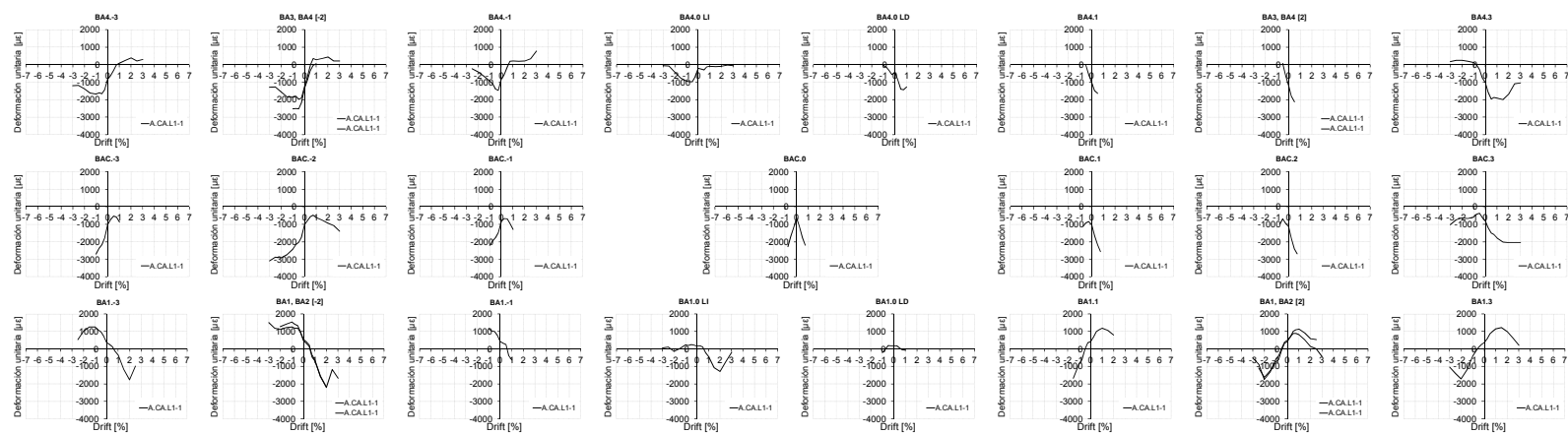


Fig. I.217. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L1-1

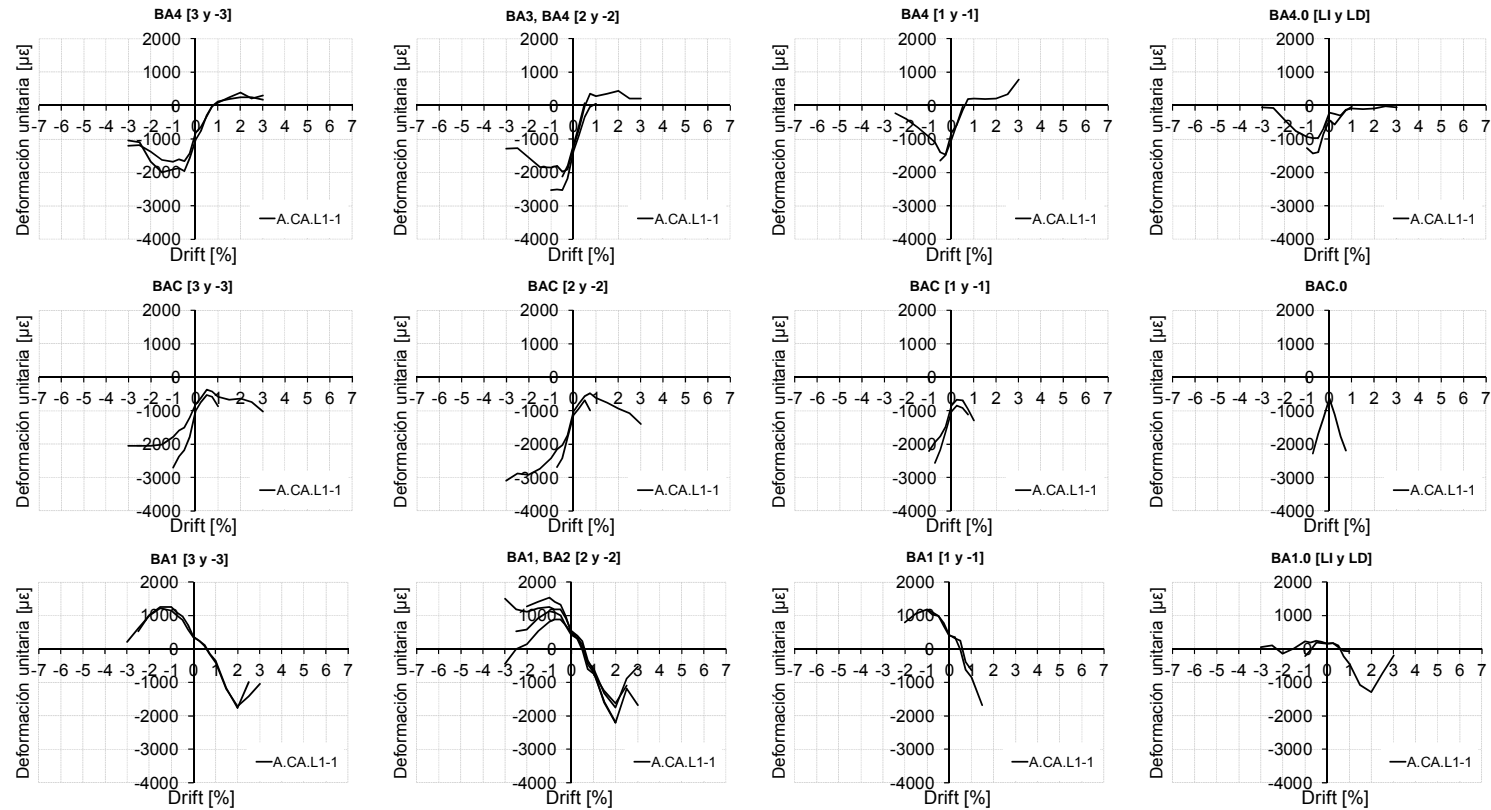


Fig. I.218. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L1-1

### 1.5.2 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.CA.L1-2

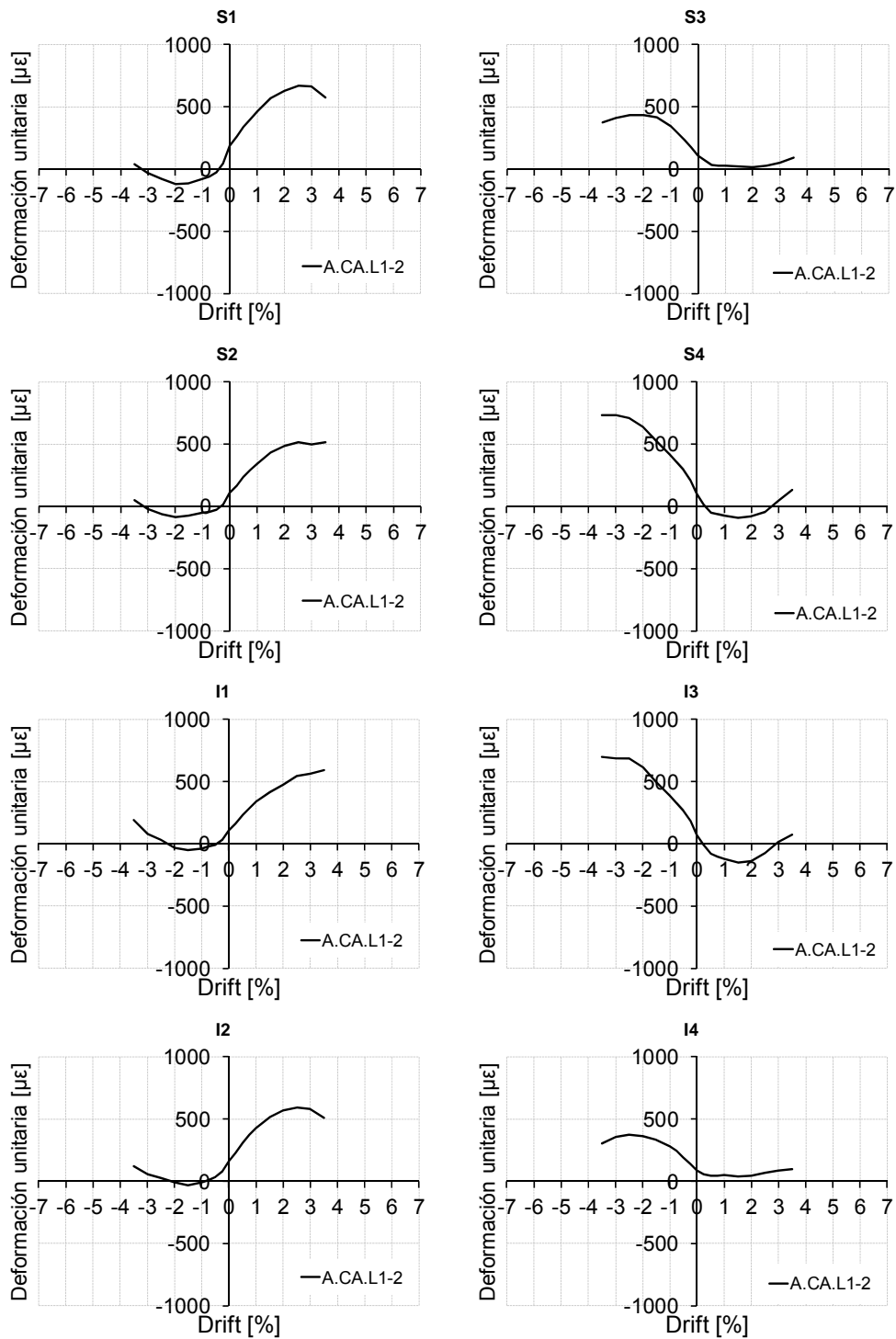


Fig. I.219. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. A.CA.L1-2

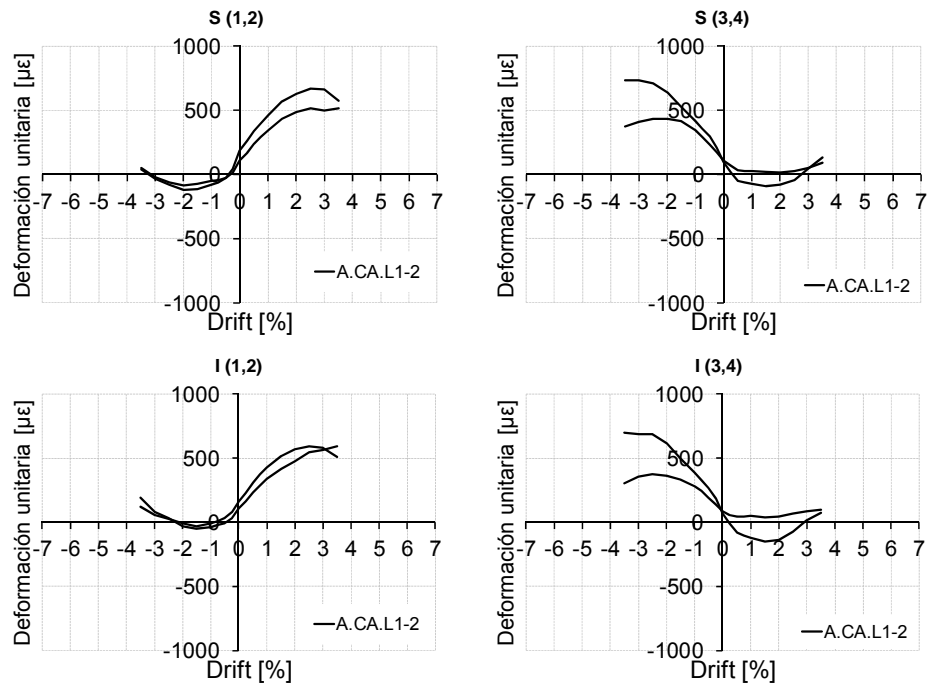


Fig. I.220. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L1-2

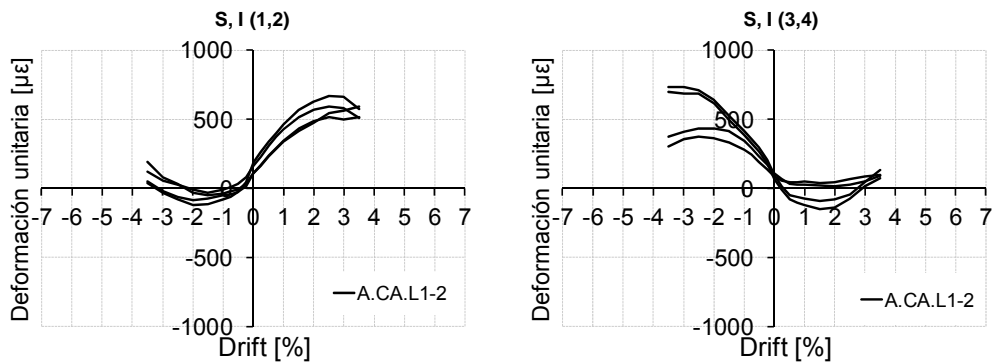


Fig. I.221. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L1-2

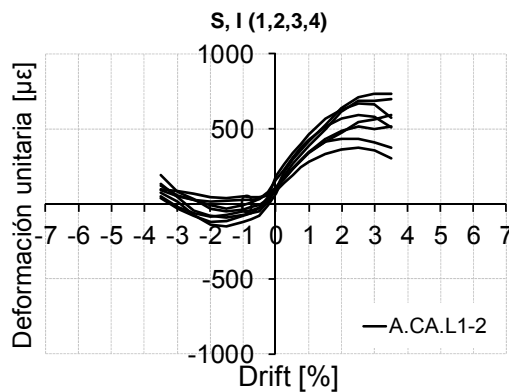


Fig. I.222. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.CA.L1-2

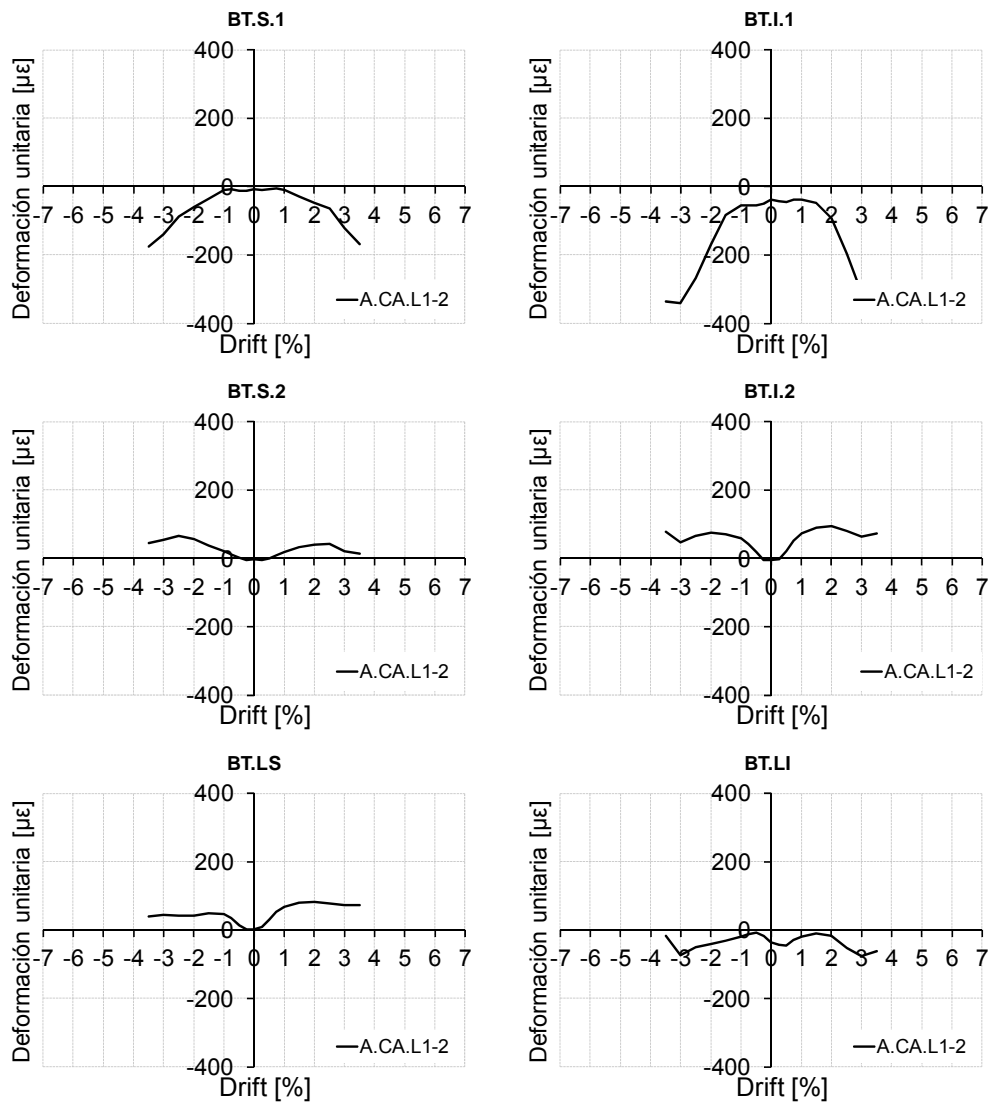


Fig. I.223. Envolventes de galgas en presillas metálicas. A.CA.L1-2

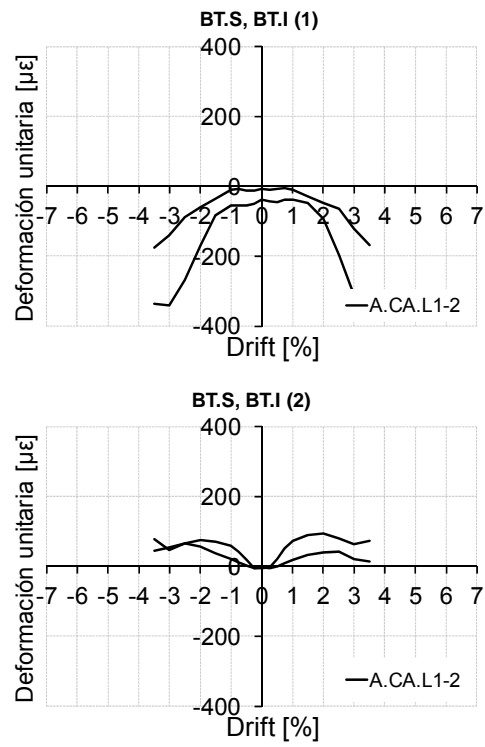


Fig. I.224. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L1-2

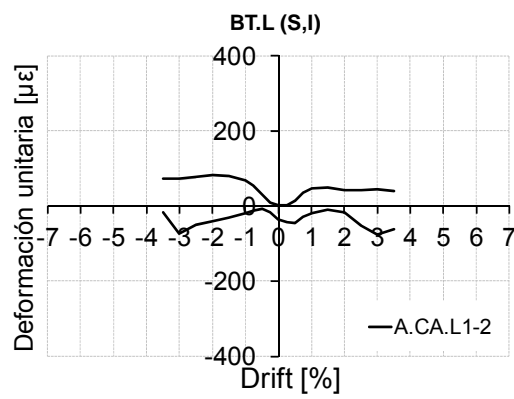


Fig. I.225. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.CA.L1-2

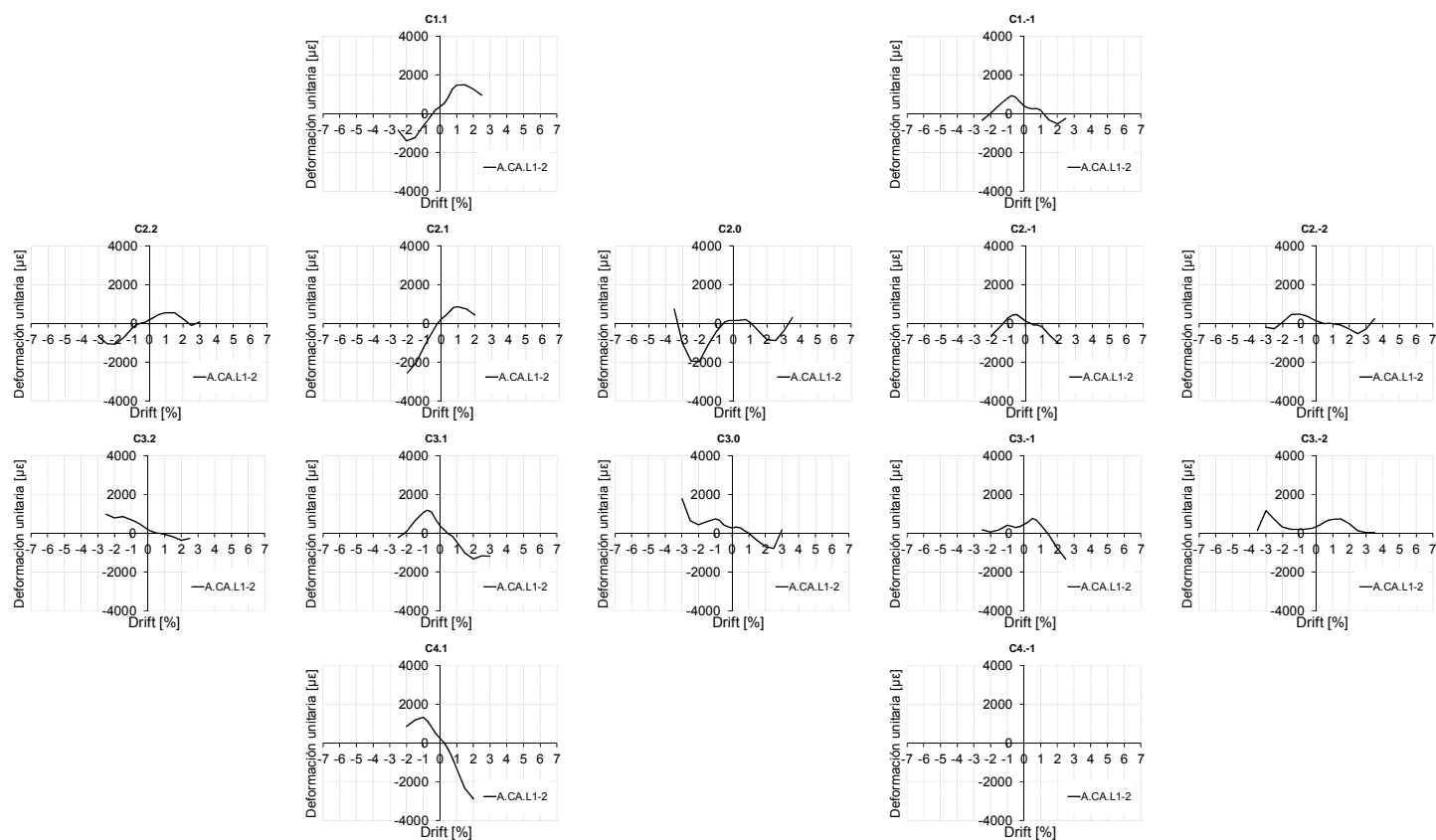


Fig. I.226. Envolturas de galgas en armadura de pilar. A.CA.L1-2



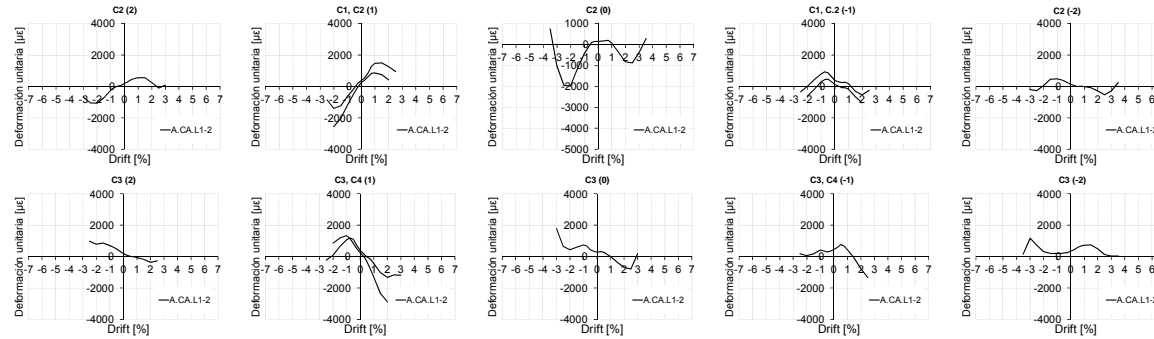


Fig. I.227. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L1-2

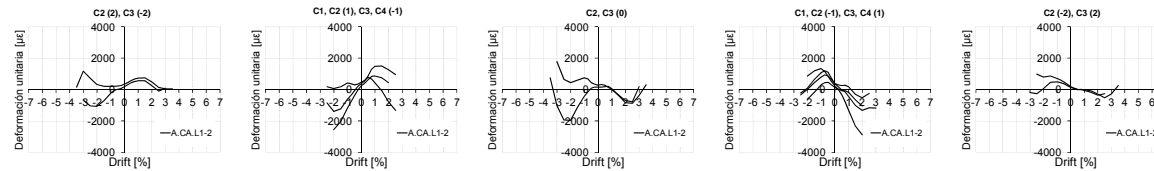


Fig. I.228. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L1-2

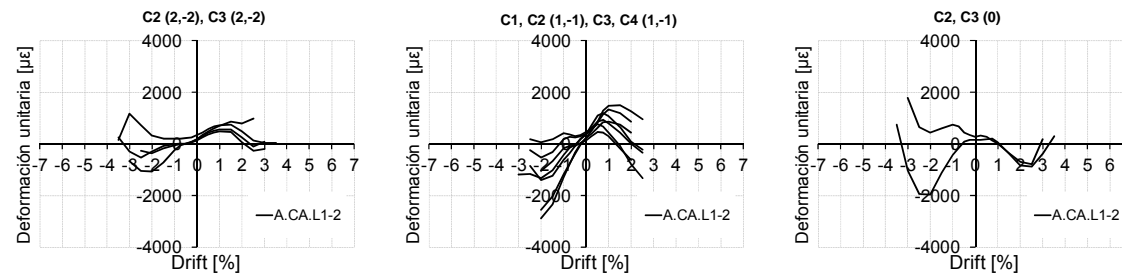


Fig. I.229. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.CA.L1-2

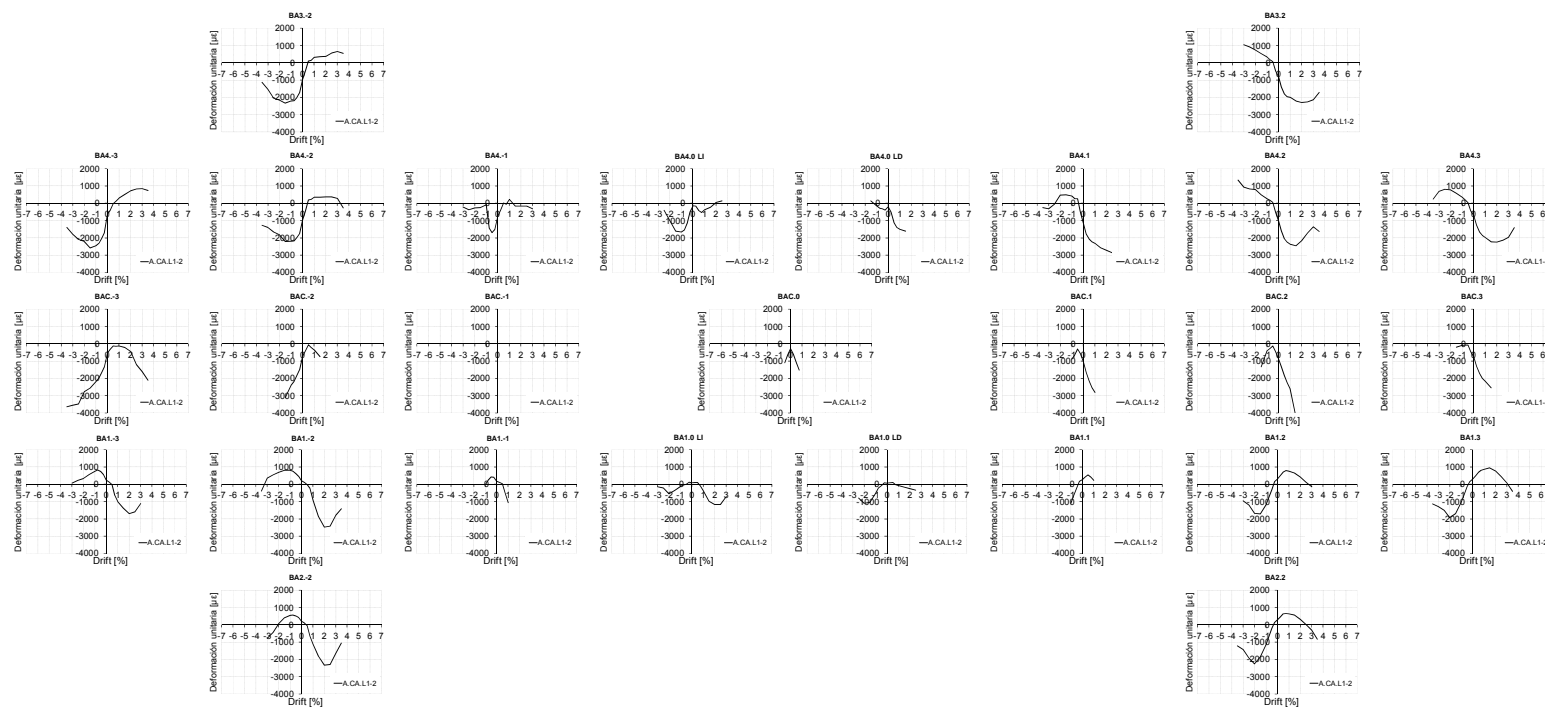


Fig. I.230. Envolventes de galgas en armadura de viga. A.CA.L1-2

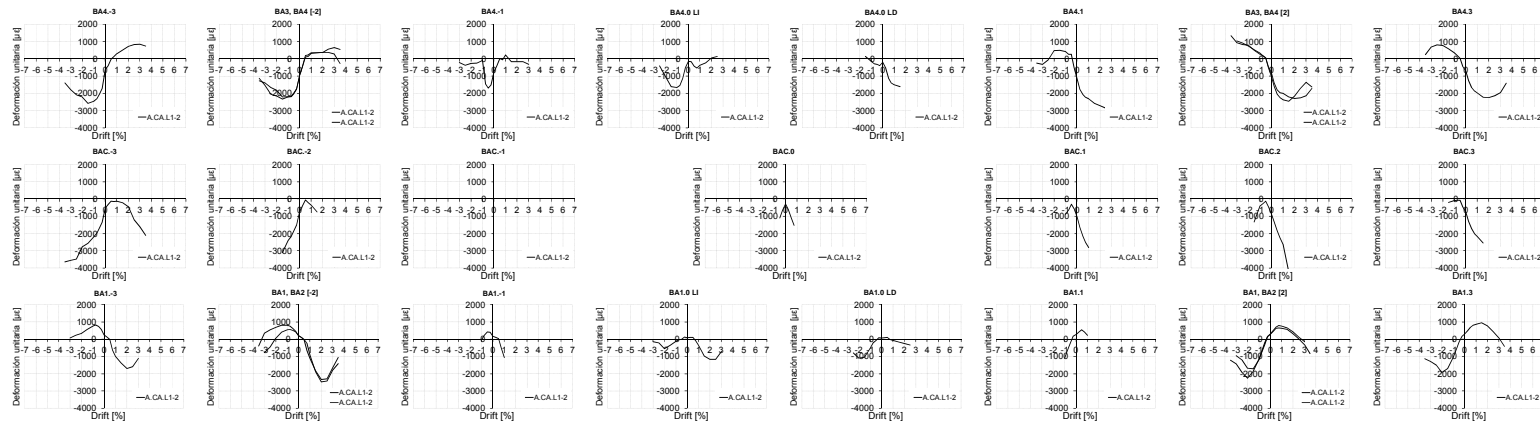


Fig. I.231. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.CA.L1-2

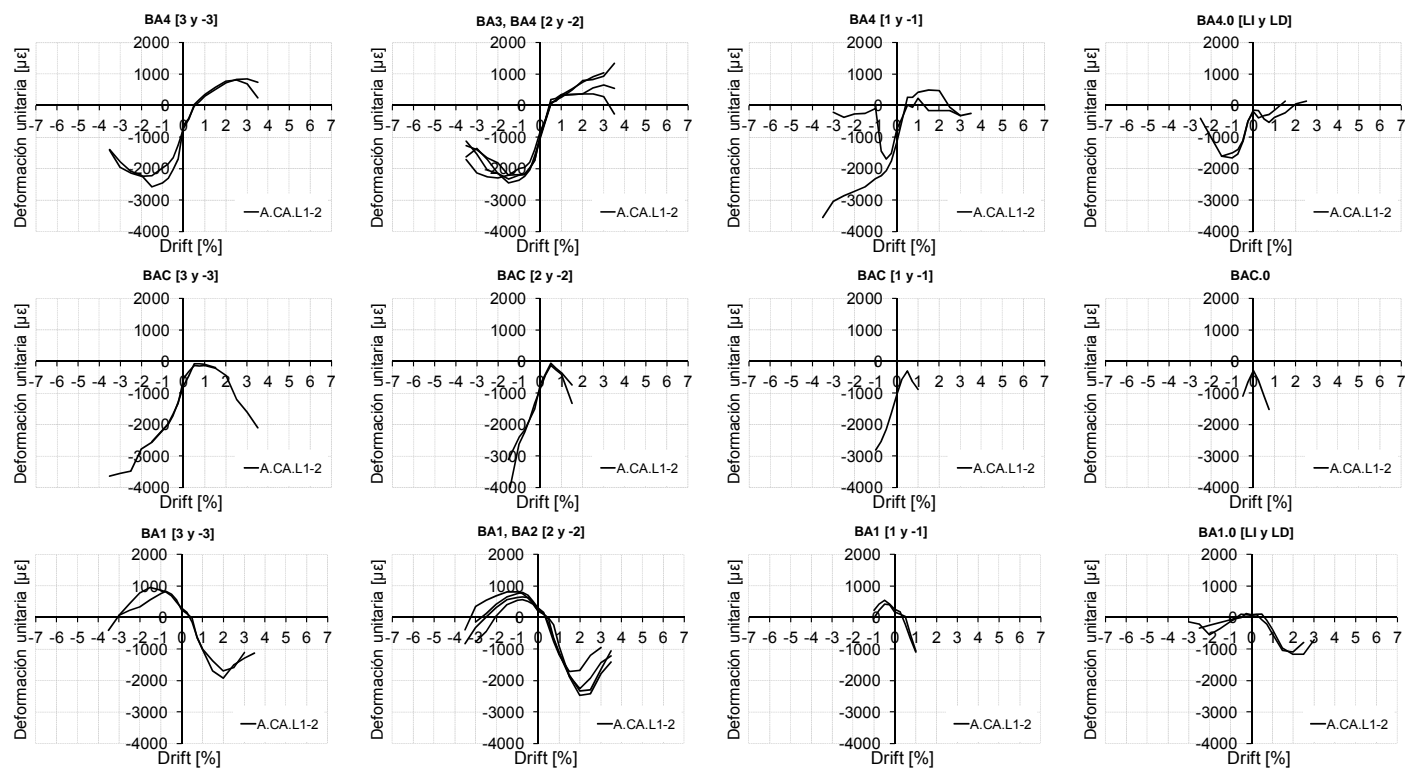


Fig. I.232. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.CA.L1-2

**1.5.3 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.C.L1**

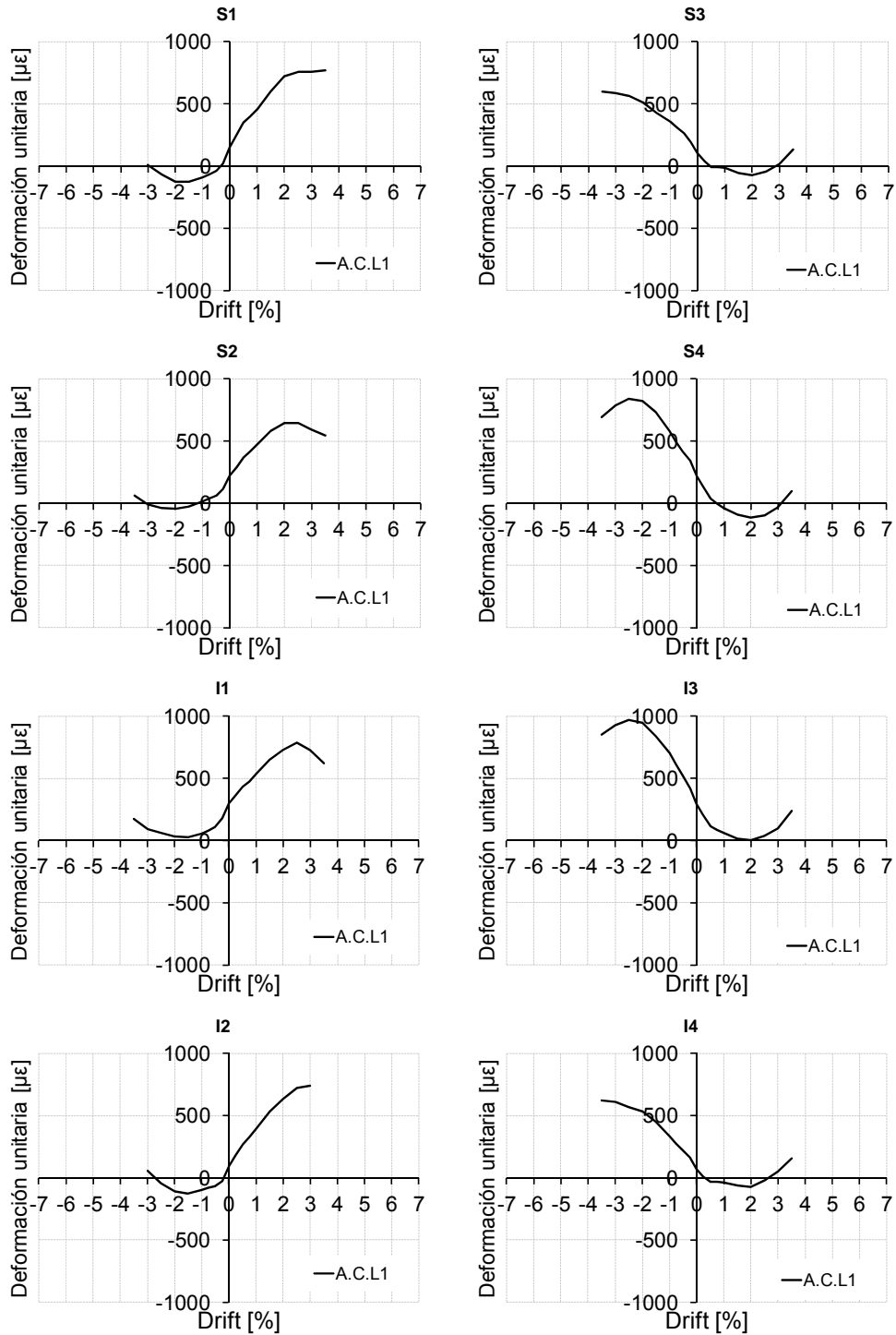


Fig. I.233. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. A.C.L1

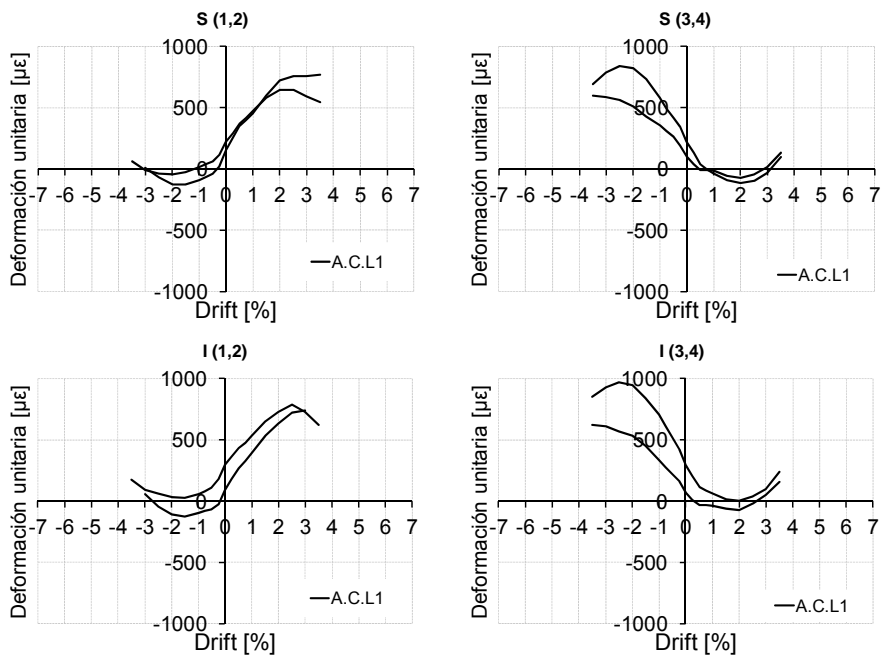


Fig. I.234. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.C.L1

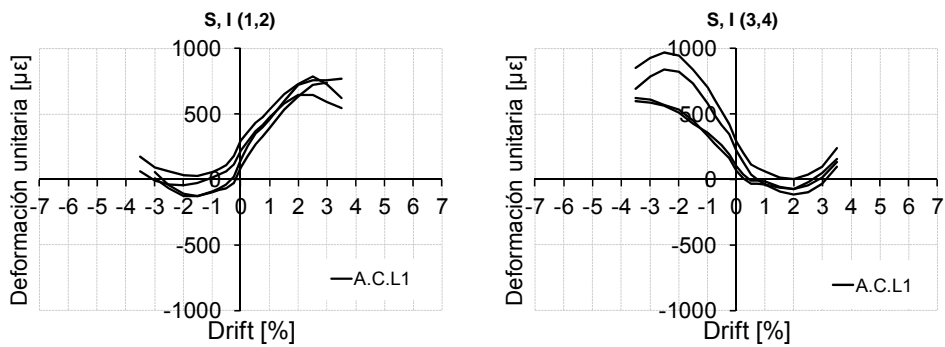


Fig. I.235. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.C.L1

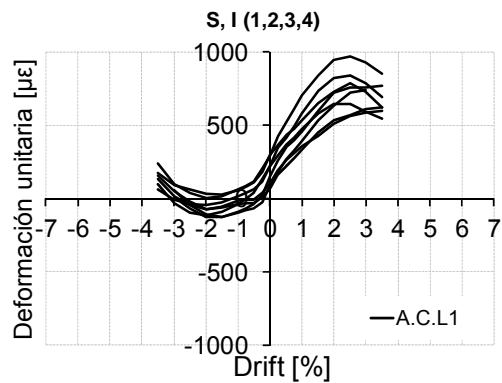


Fig. I.236. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.C.L1

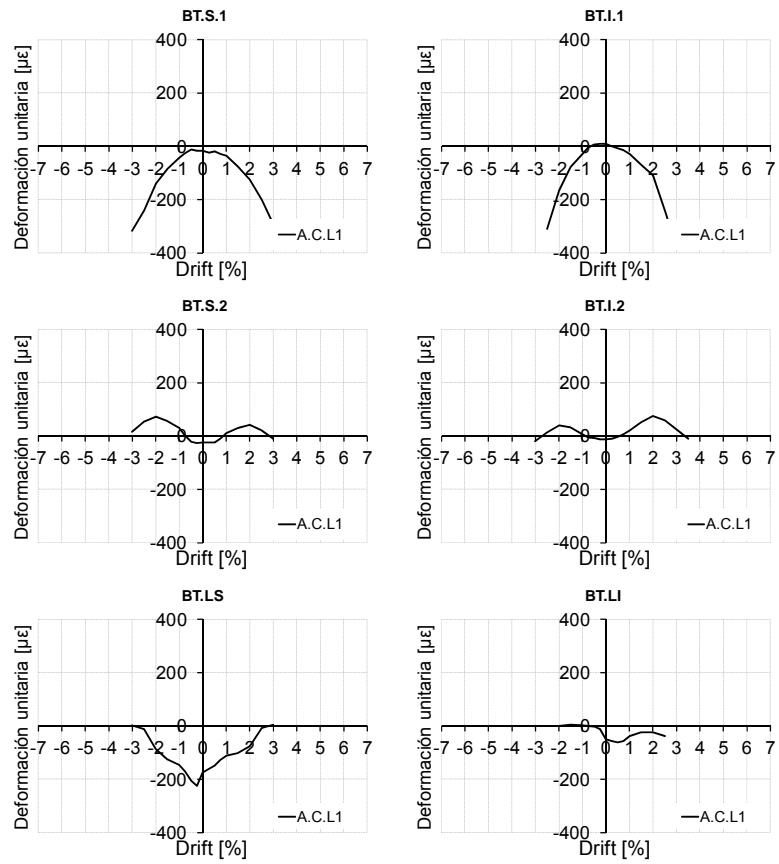


Fig. I.237. Envolventes de galgas en presillas metálicas. A.C.L1

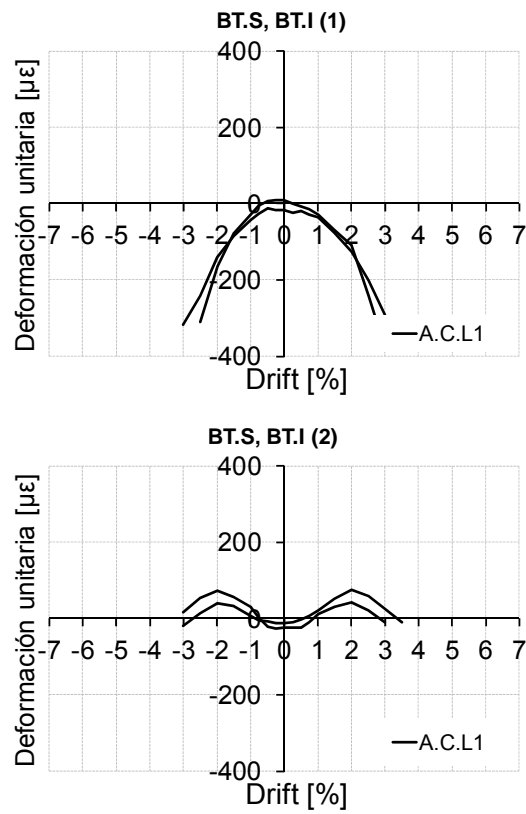


Fig. I.238. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.C.L1

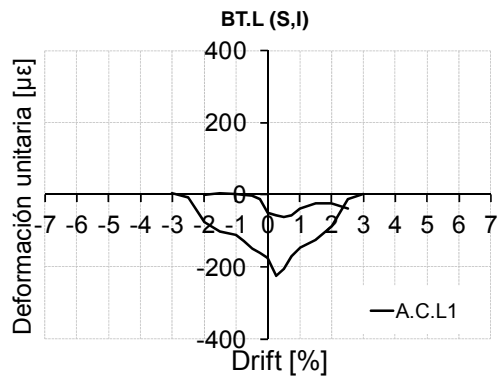


Fig. I.239. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.C.L1



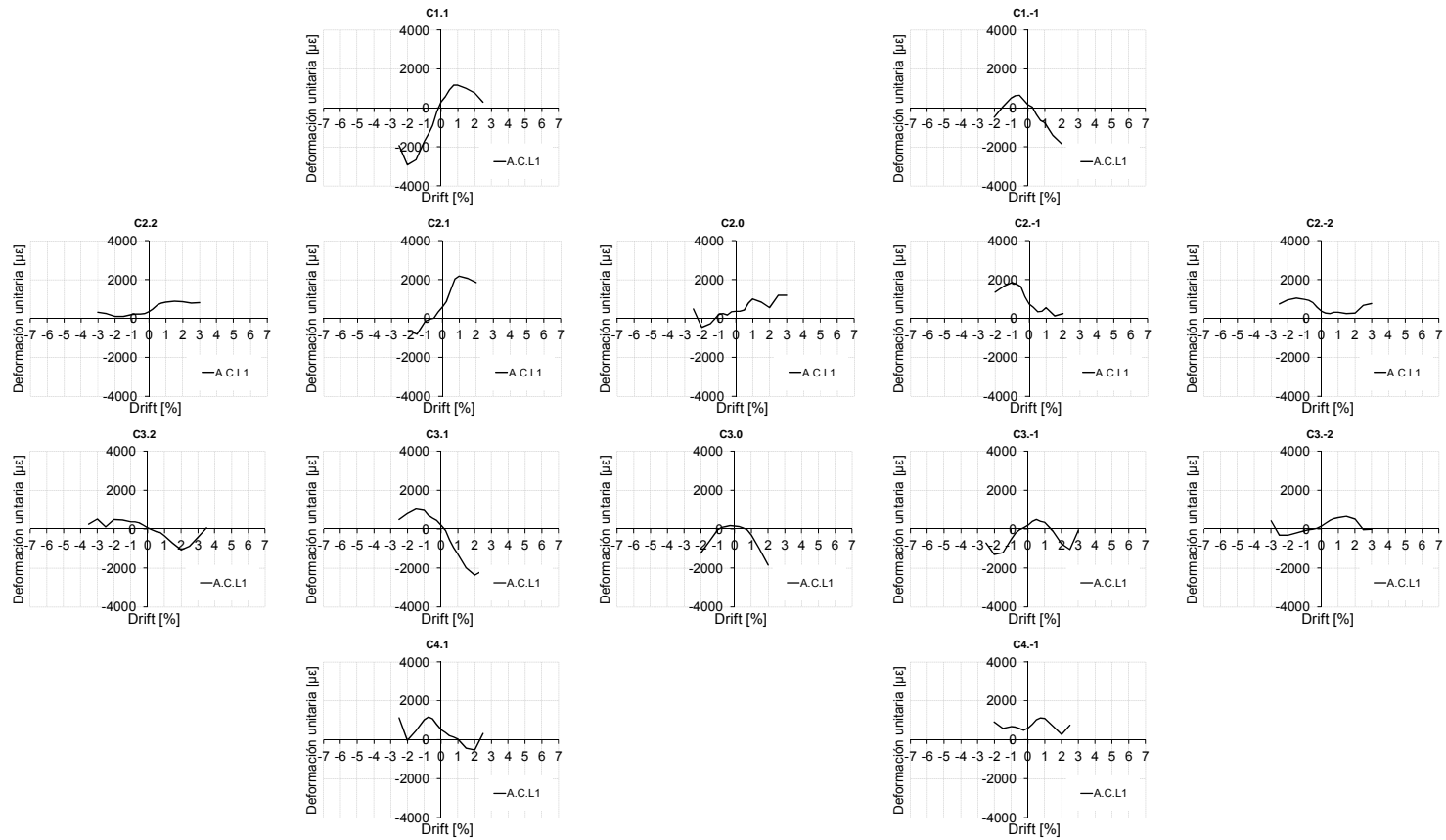


Fig. I.240. Envoltentes de galgas en armadura de pilar. A.C.L1

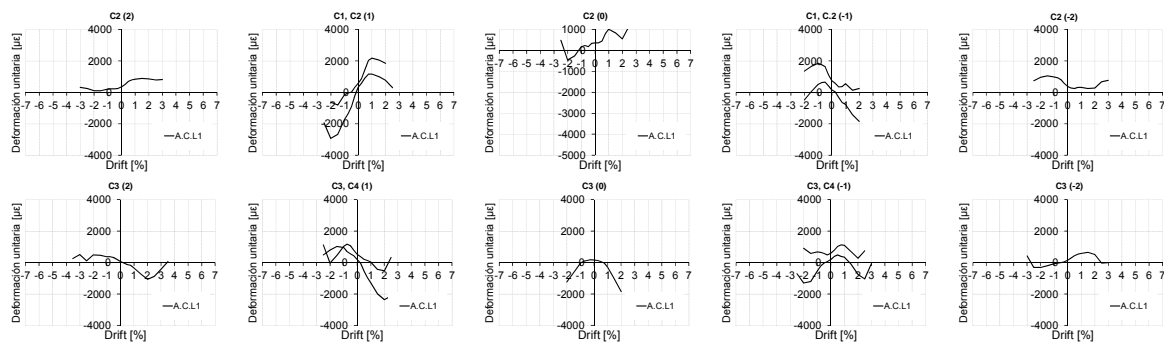


Fig. I.241. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.C.L1

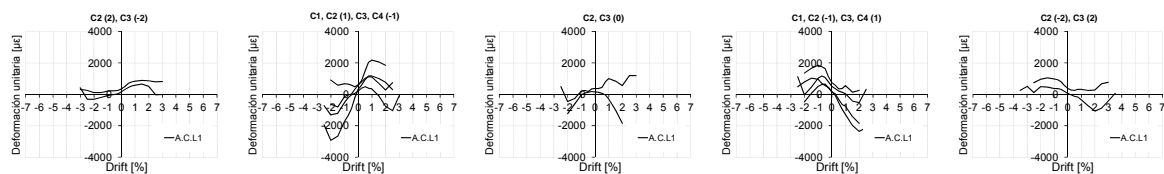


Fig. I.242. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.C.L1

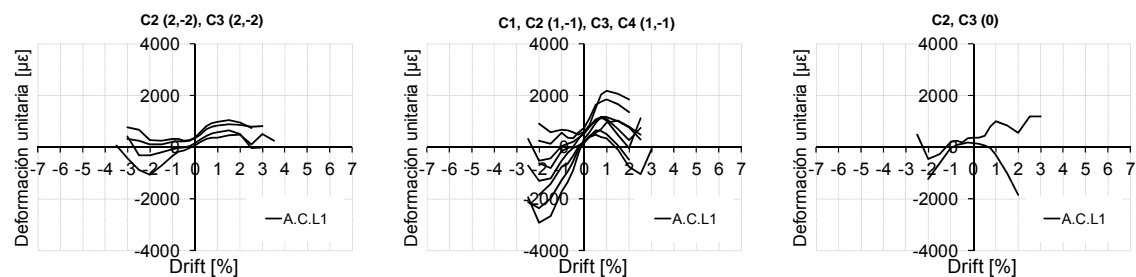


Fig. I.243. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.C.L1

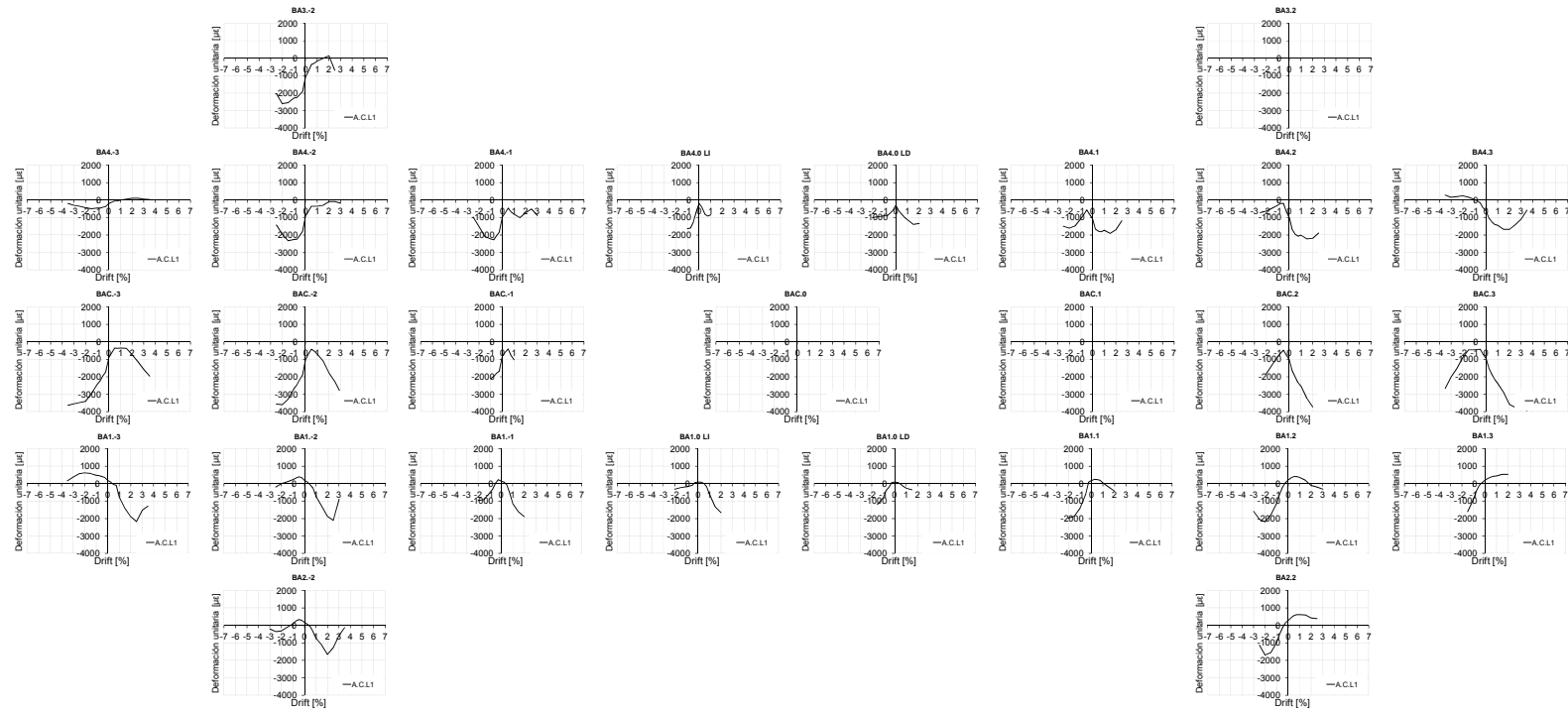


Fig. I.244. Envolturas de galgas en armadura de viga. A.C.L1

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

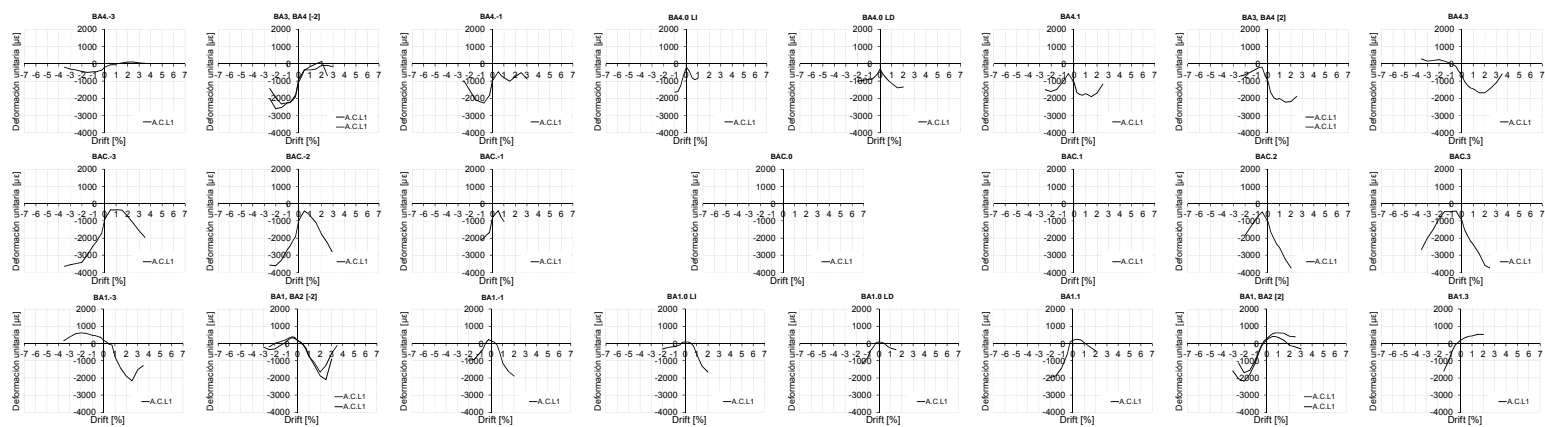


Fig. I.245. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.C.L1

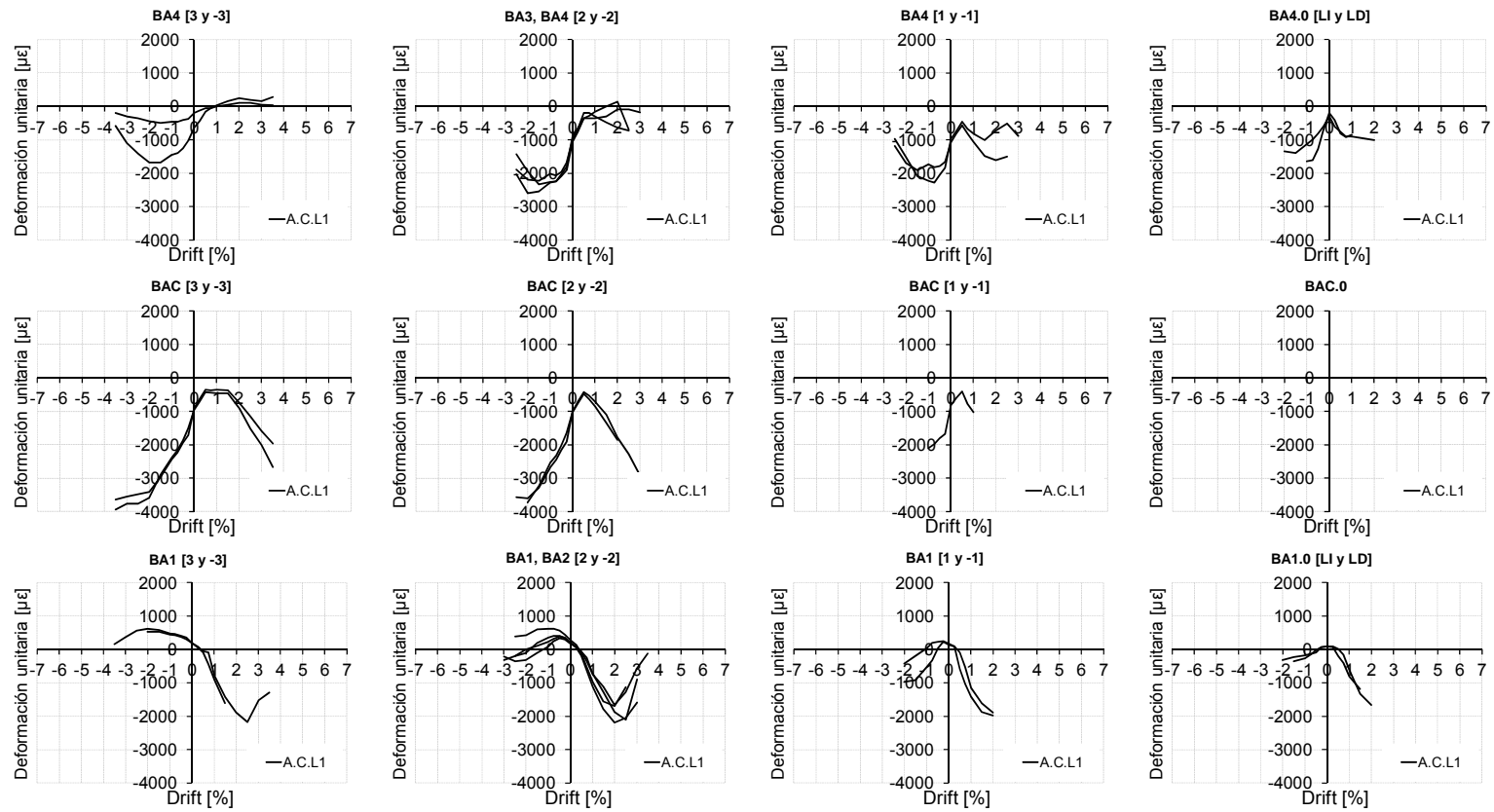


Fig. I.246. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.C.L1

### 1.5.4 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.VB.L1-R

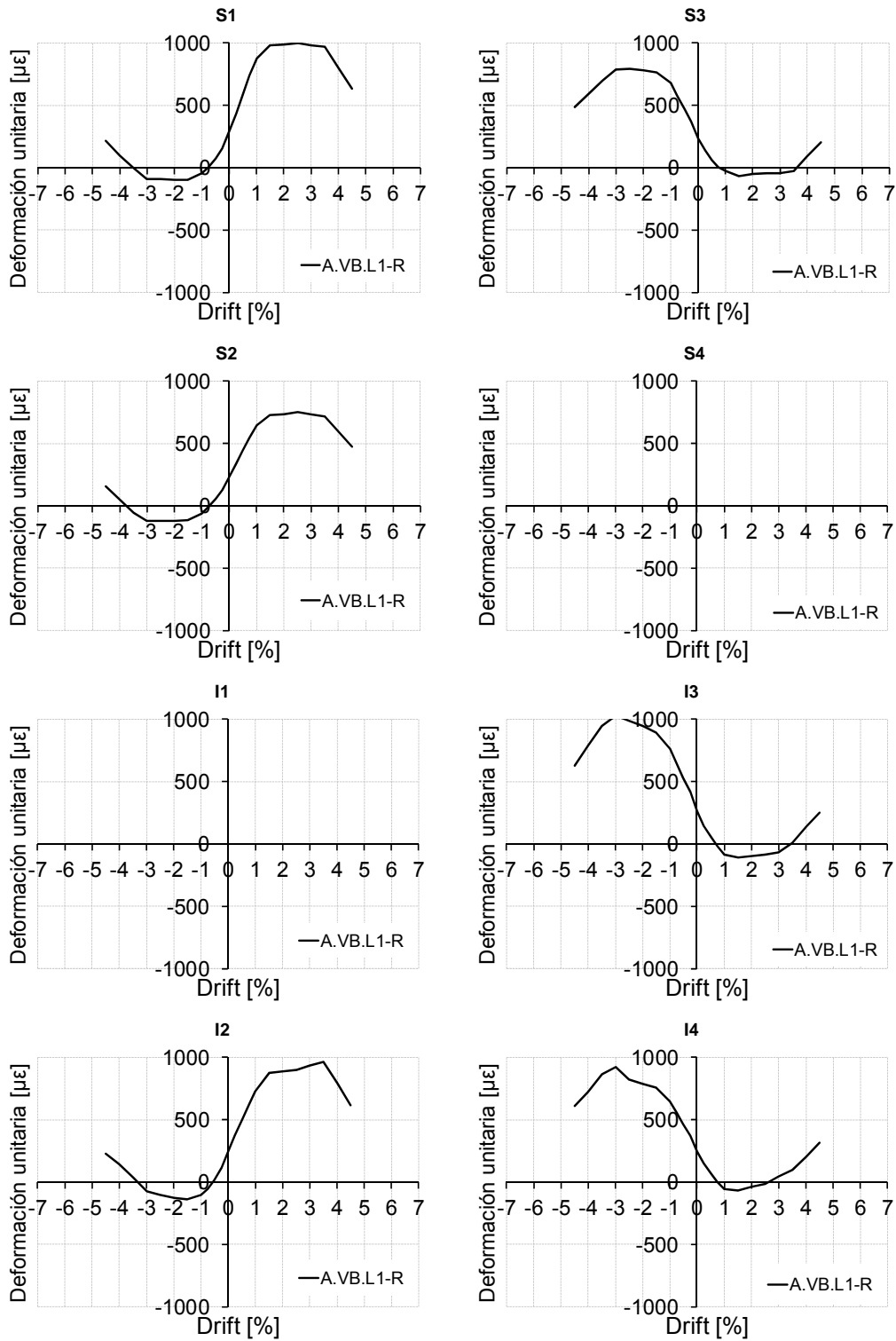


Fig. I.247. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. A.VB.L1-R

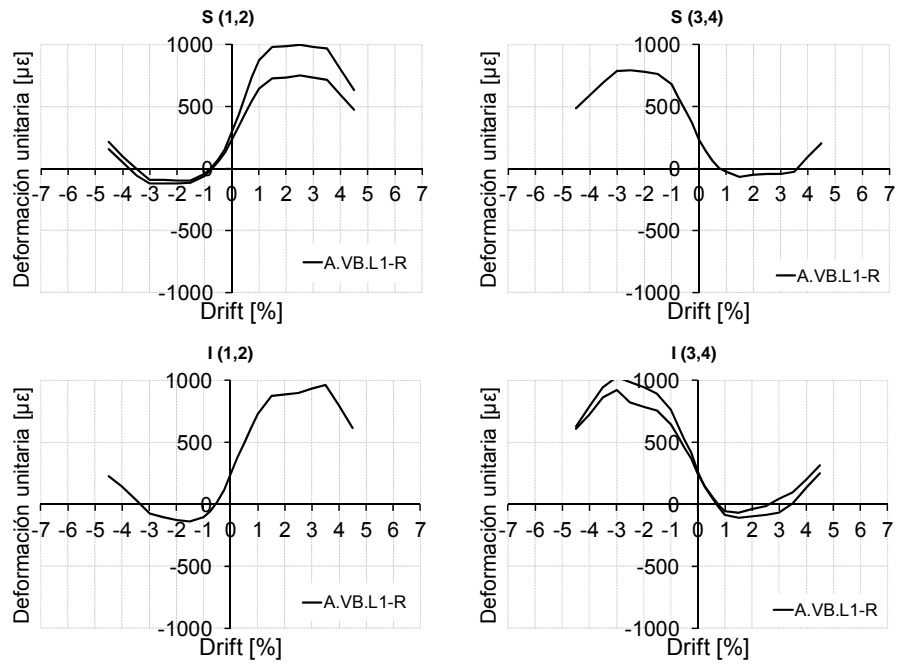


Fig. I.248. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L1-R

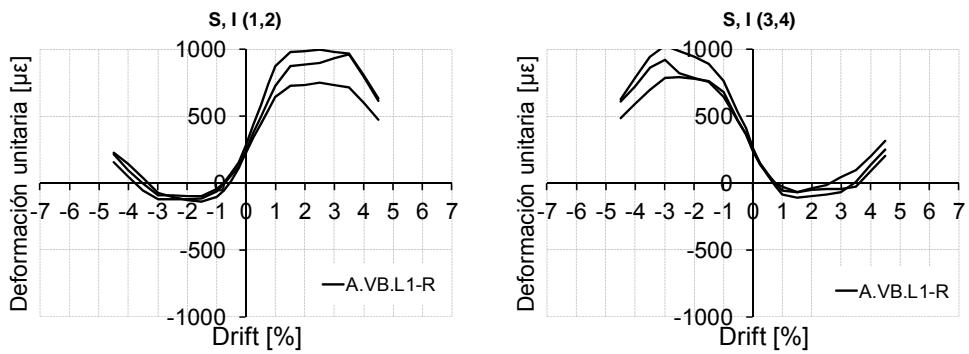


Fig. I.249. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L1-R

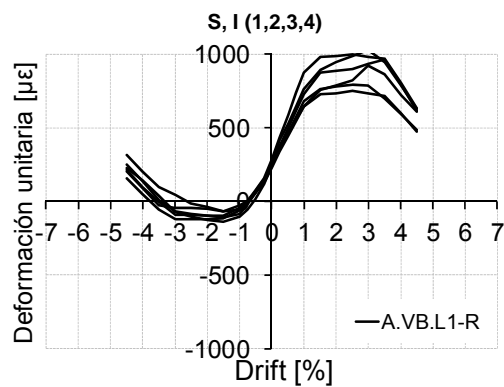


Fig. I.250. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L1-R

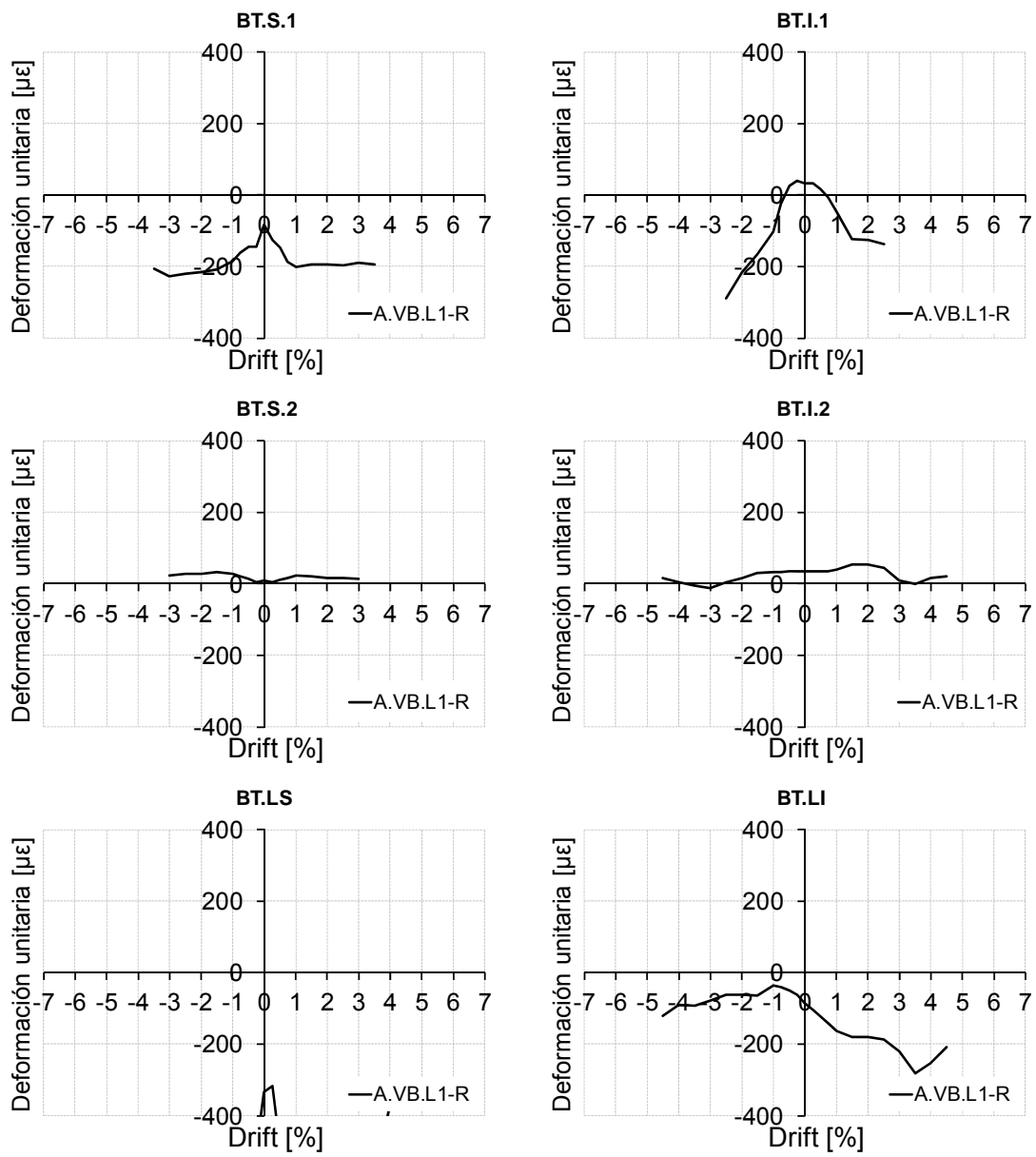


Fig. I.251. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. A.VB.L1-R



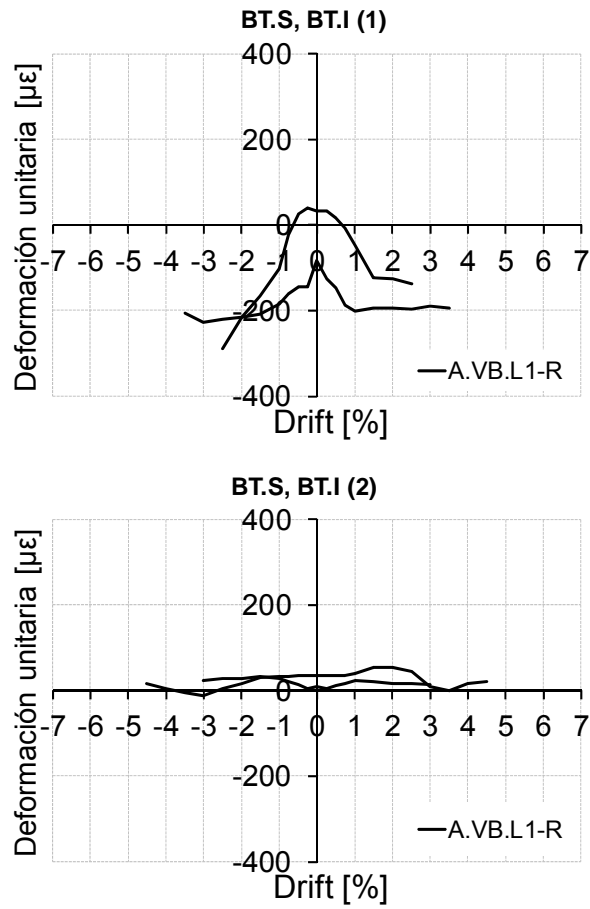


Fig. I.252. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L1-R

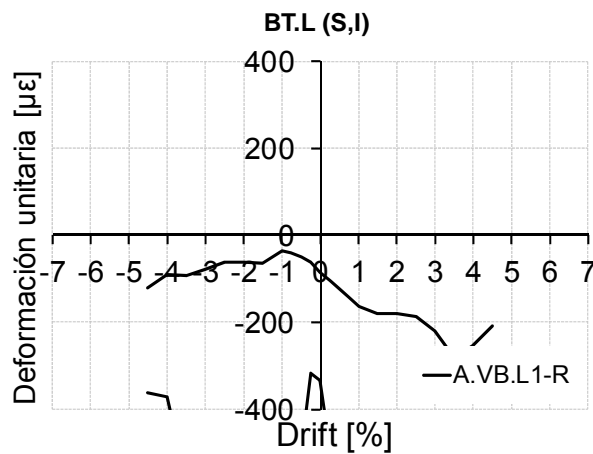
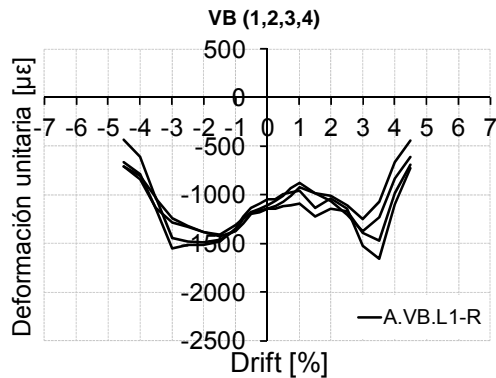
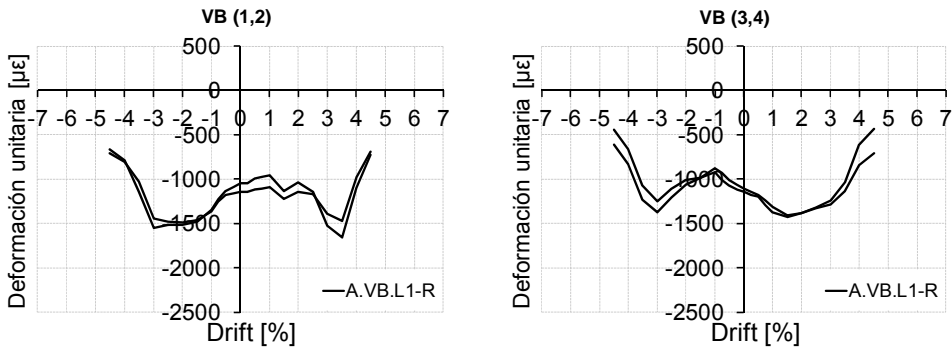
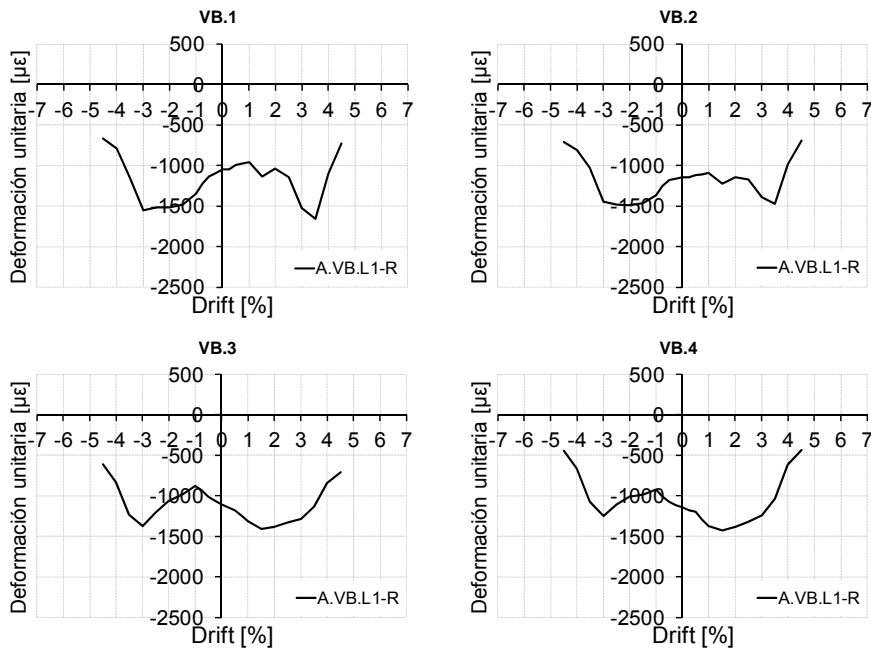


Fig. I.253. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L1-R



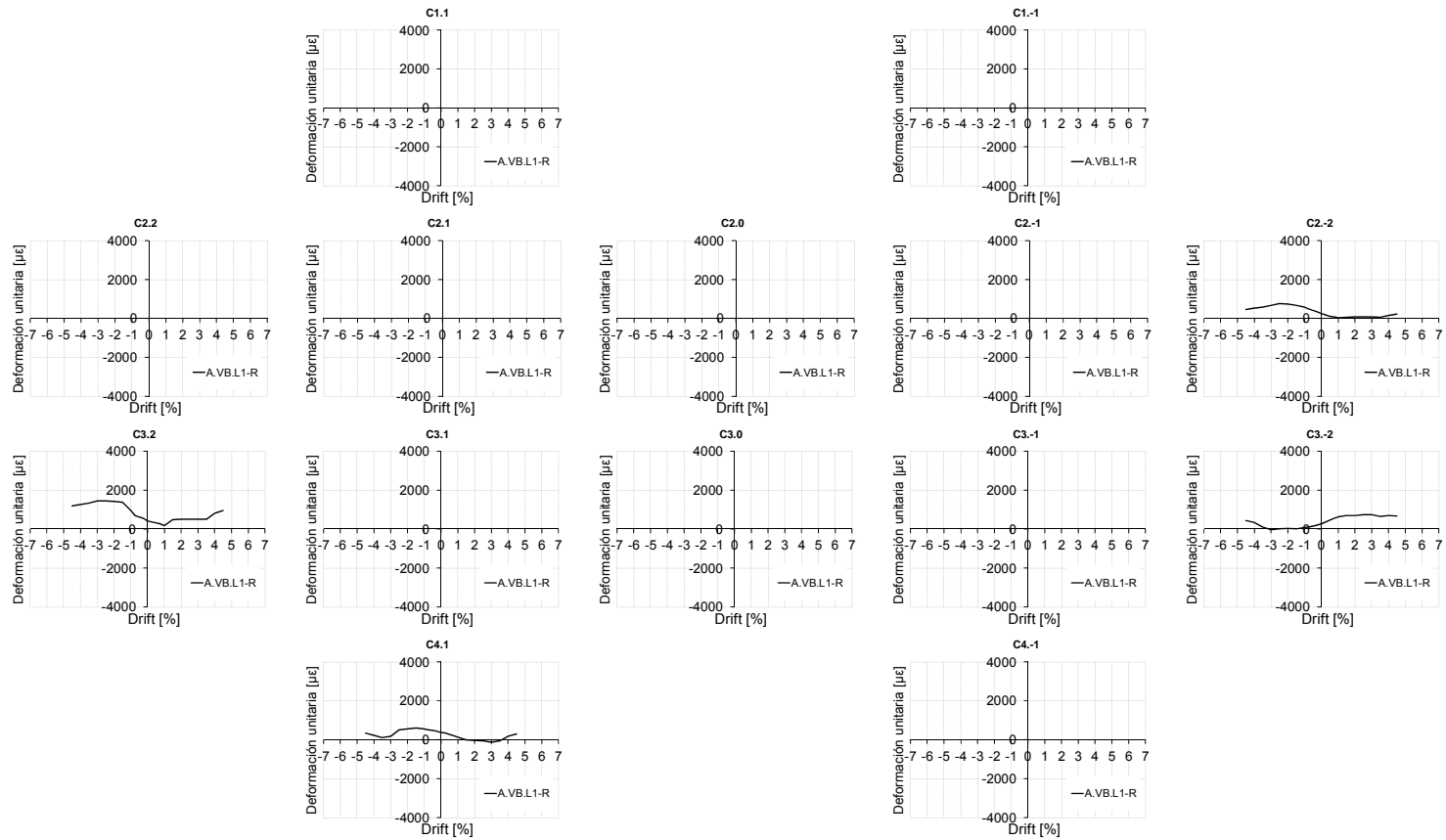


Fig. I.257. Envolturas de galgas en armadura de pilar. A.VB.L1-R

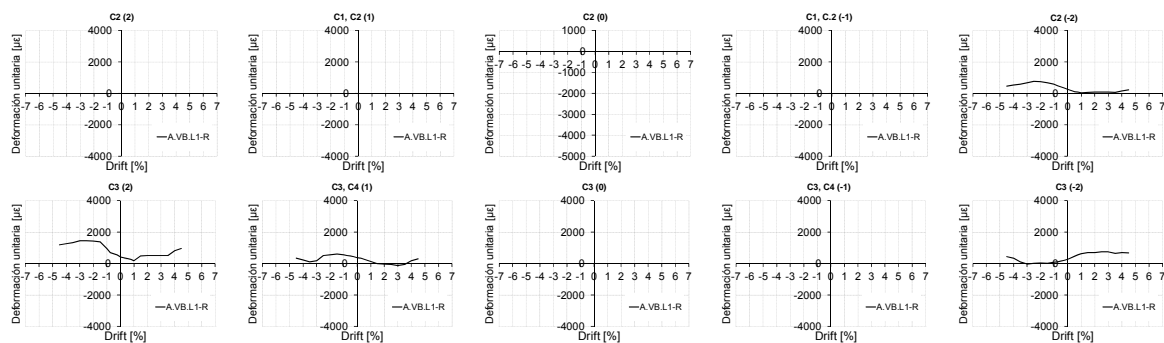


Fig. I.258. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L1-R

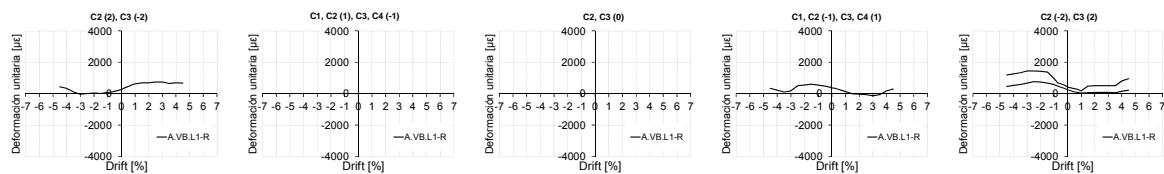


Fig. I.259. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L1-R

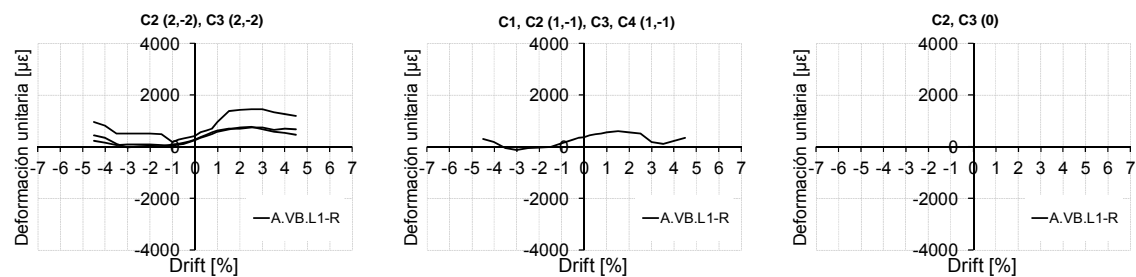


Fig. I.260. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L1-R

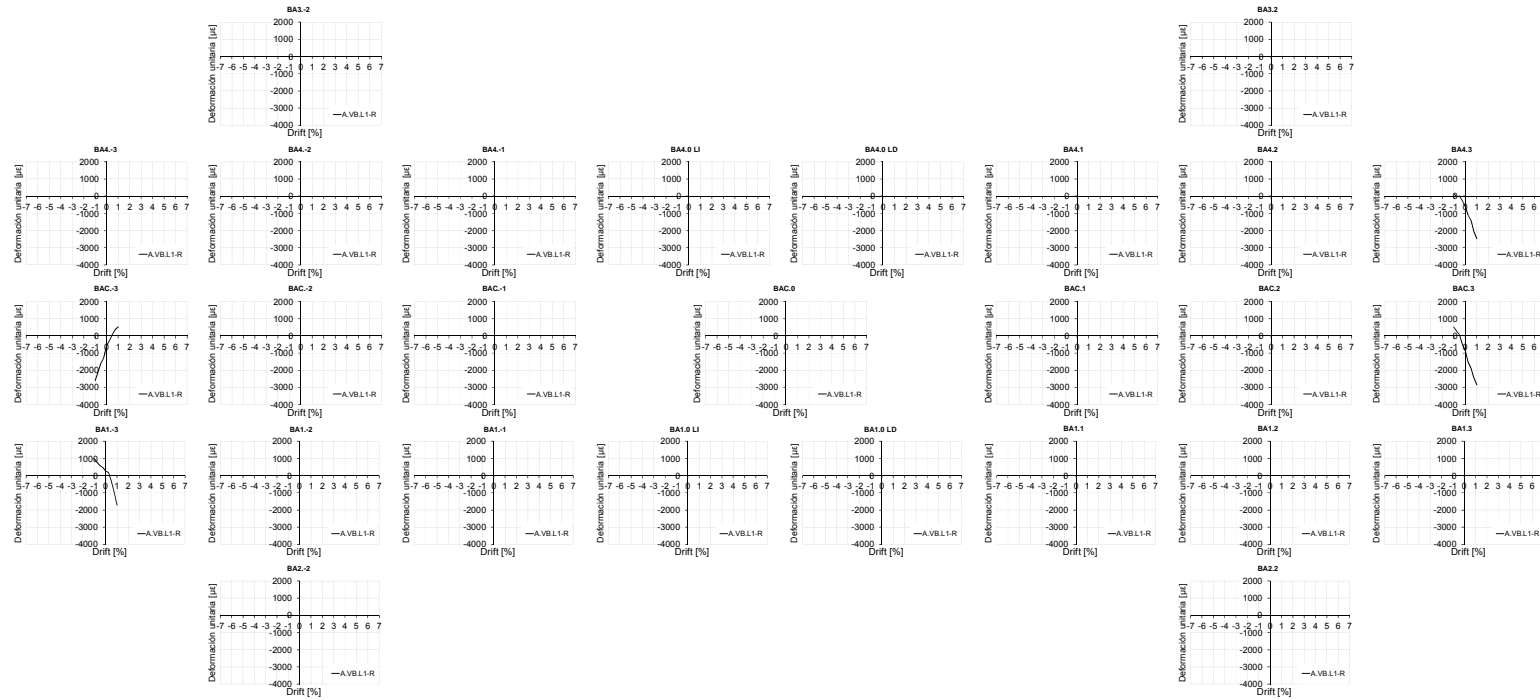


Fig. I.261. Envolturas de galgas en armadura de viga. A.VB.L1-R

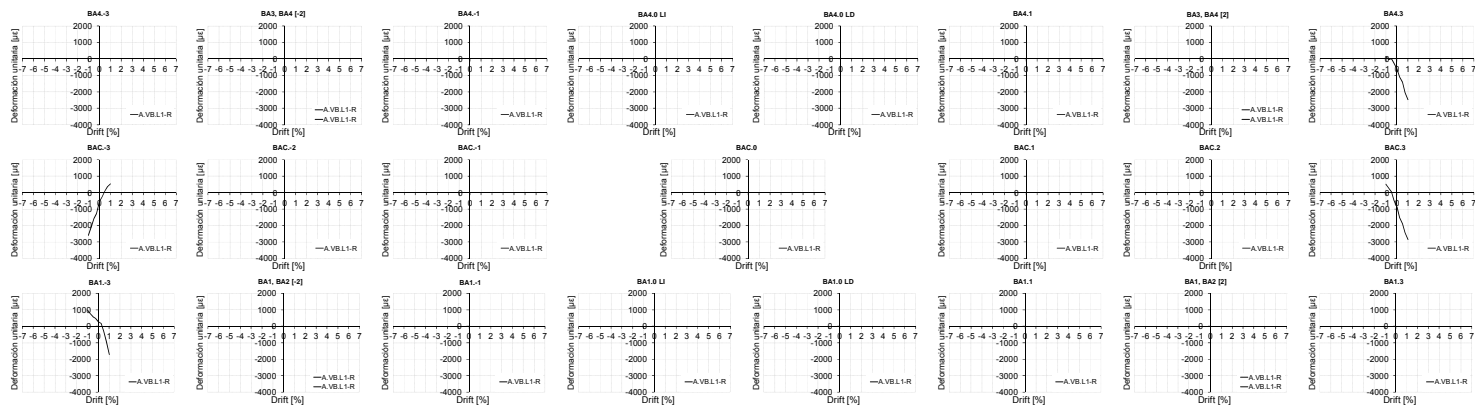


Fig. I.262. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L1-R

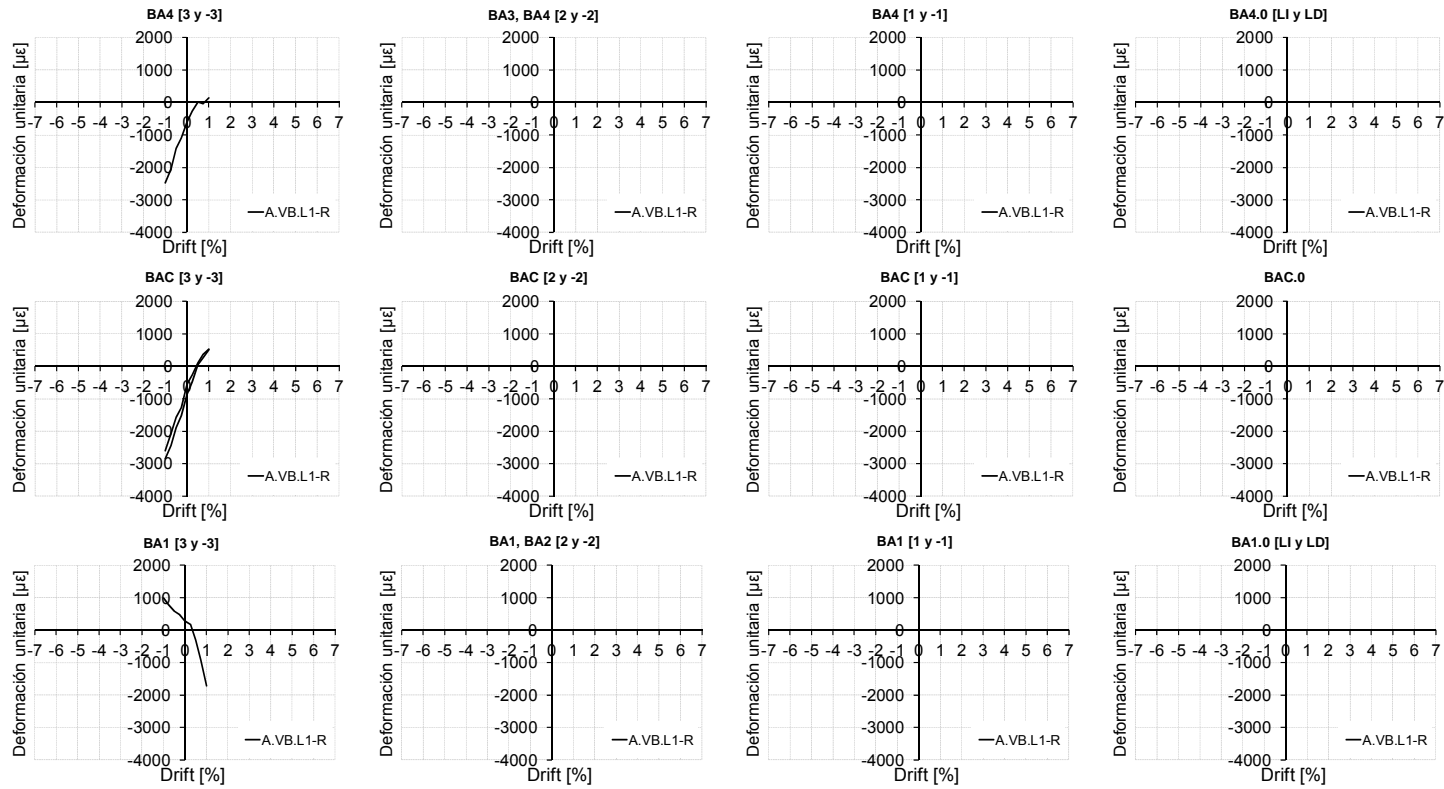


Fig. I.263. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L1-R

### 1.5.5 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.VB.L1

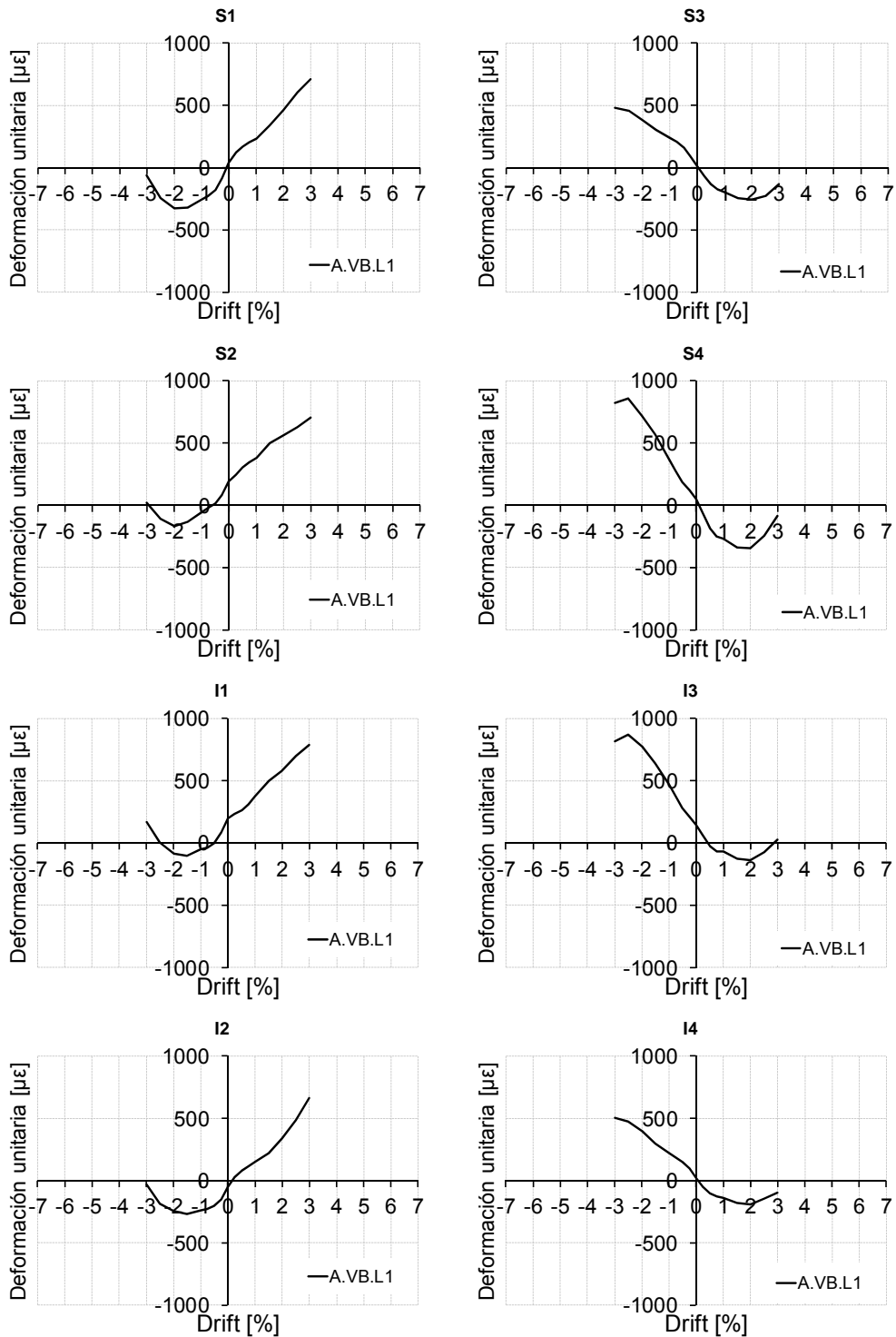


Fig. I.264. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. A.VB.L1



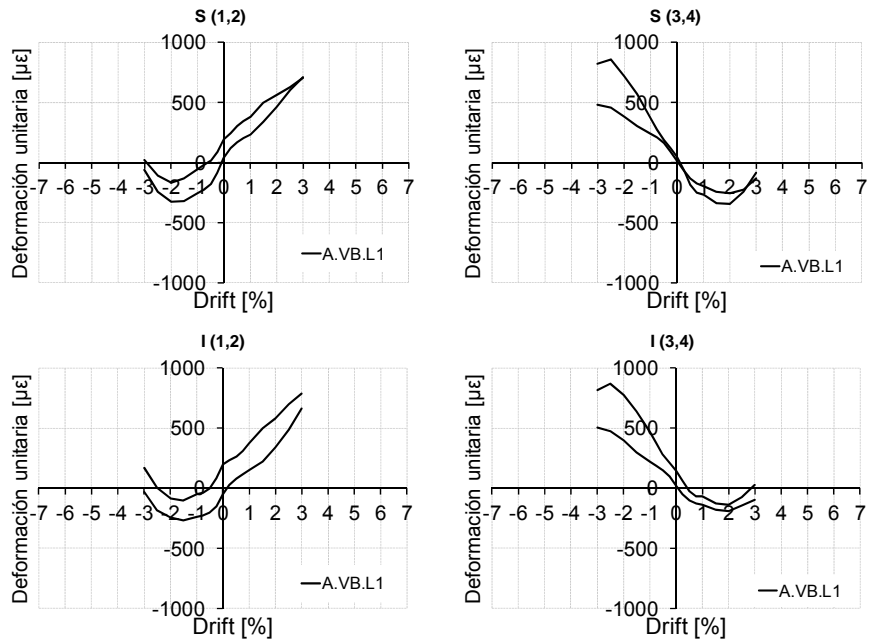


Fig. I.265. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L1

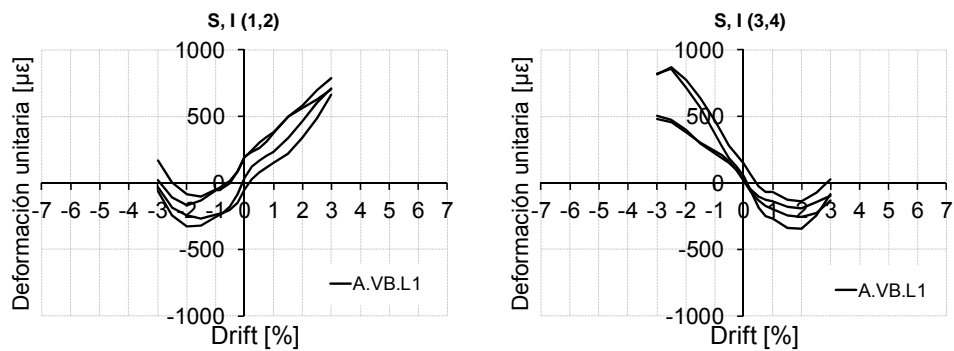


Fig. I.266. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L1

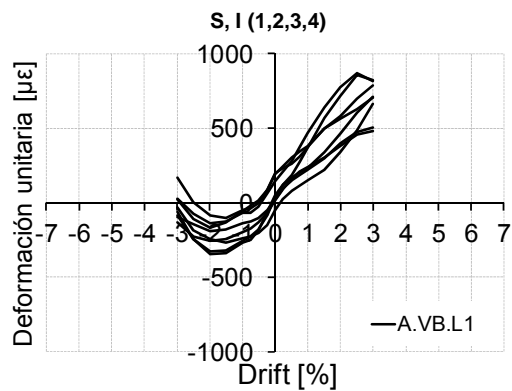


Fig. I267.. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L1

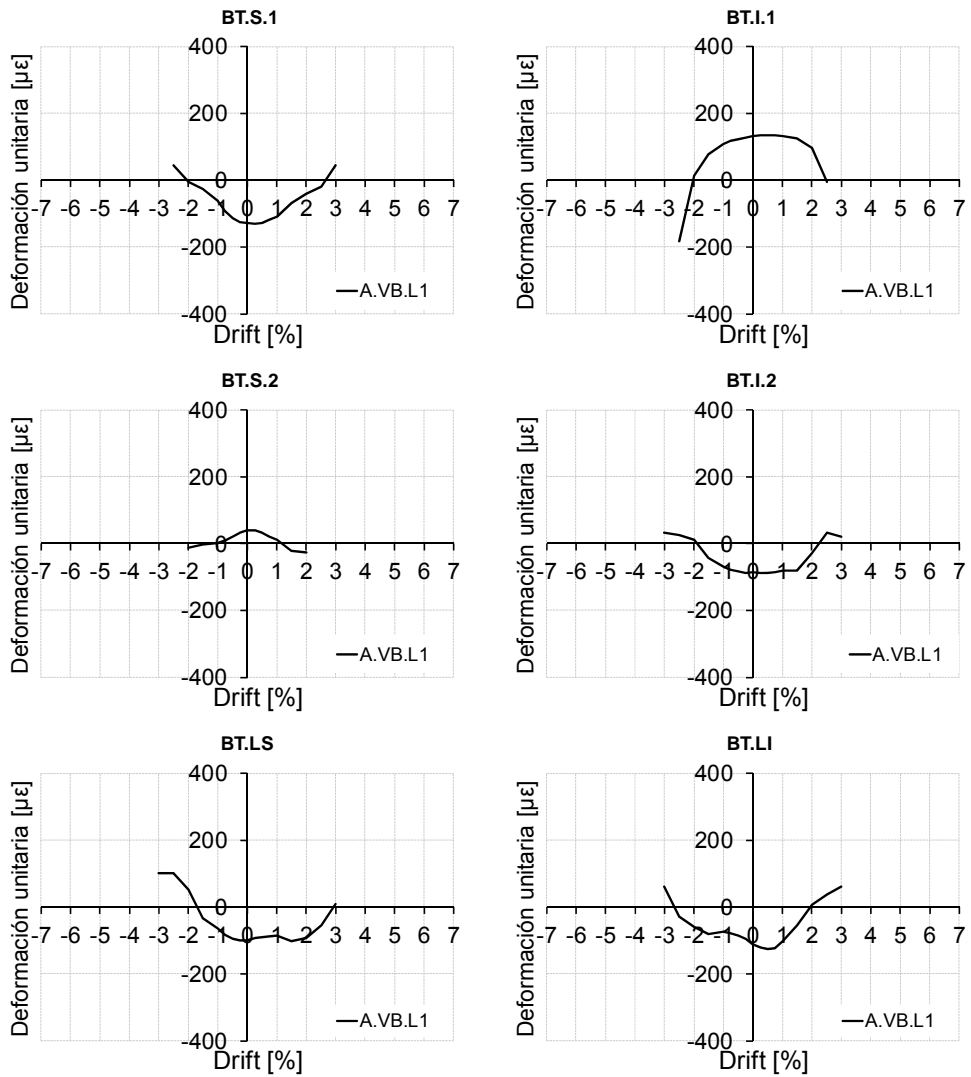


Fig. I.268. Envolturas de galgas en presillas metálicas. A.VB.L1

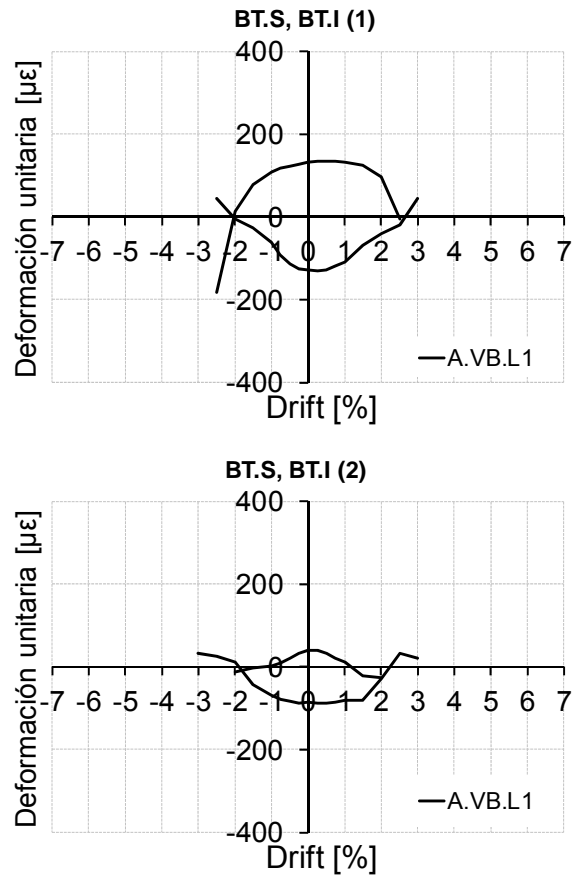


Fig. I.269. Envolventes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L1

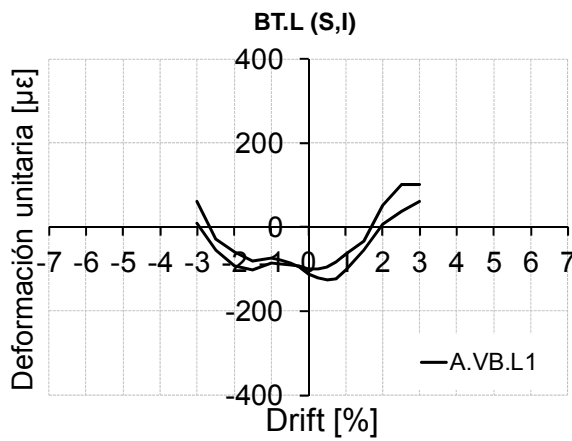
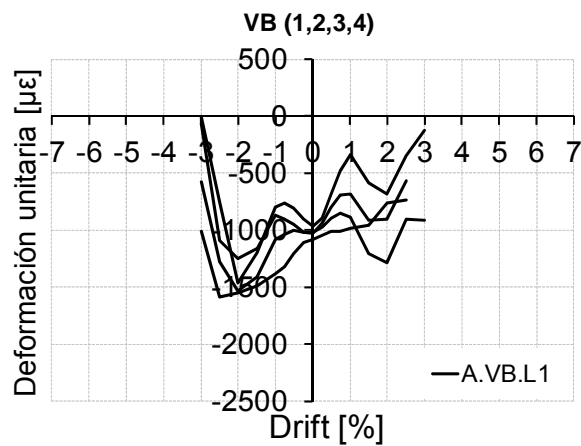
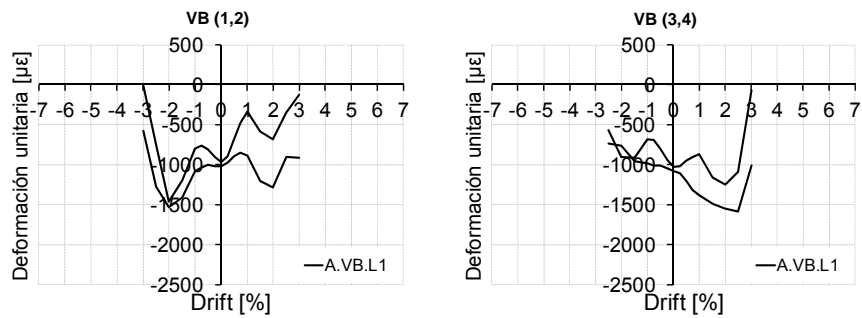
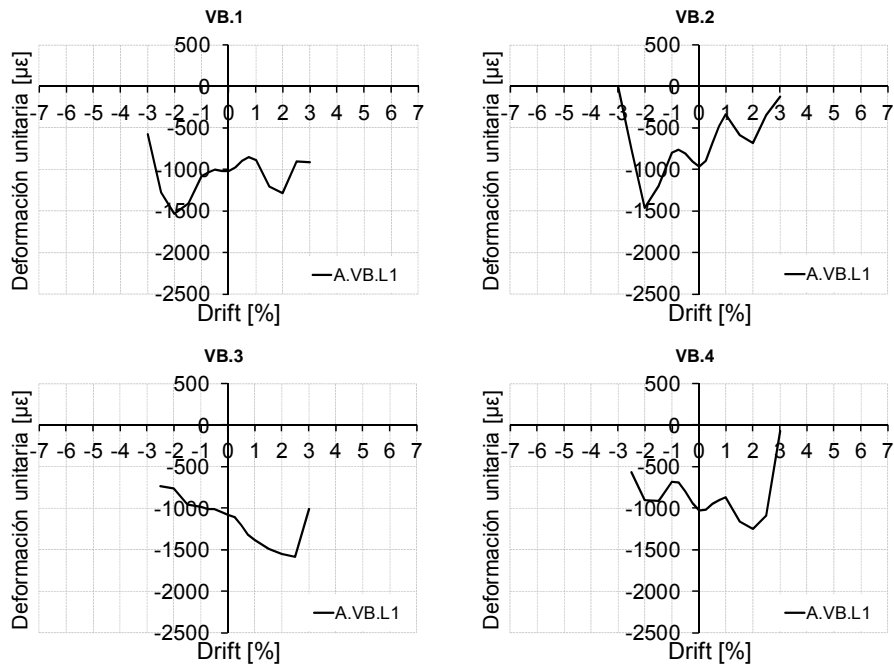


Fig. I.270. Envolventes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L1



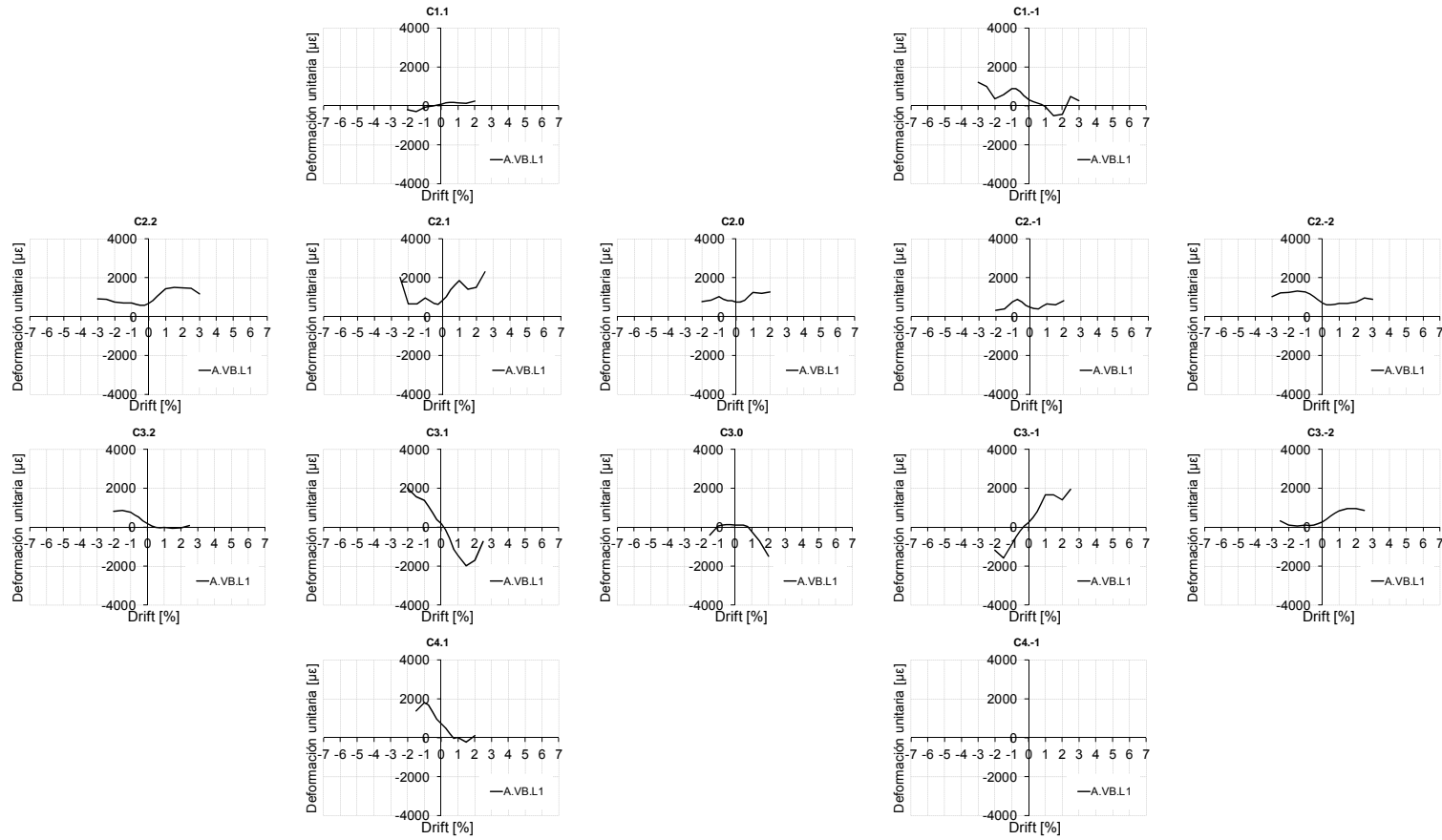


Fig. I.274. Envolventes de galgas en armadura de pilar. A.VB.L1

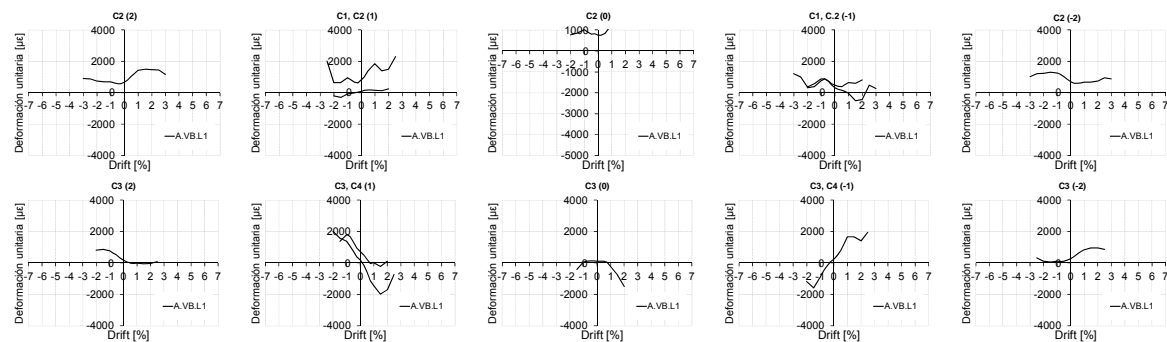


Fig. I.275. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L1

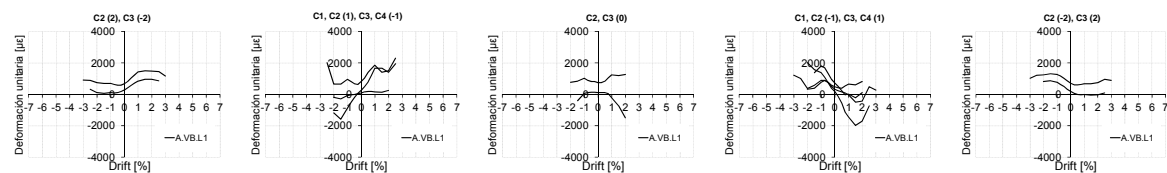


Fig. I.276. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L1

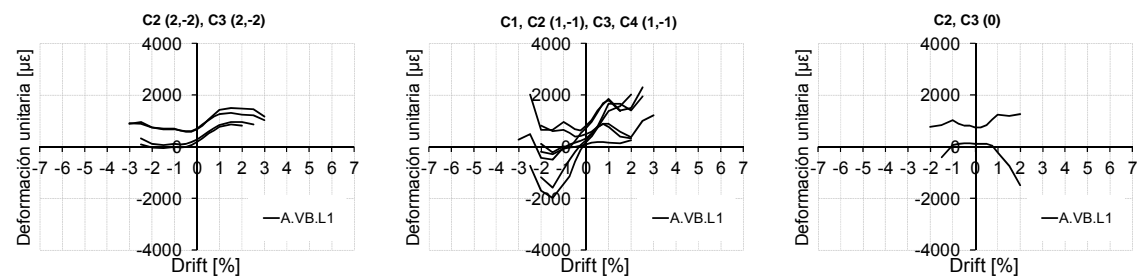


Fig. I.277. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.VB.L1

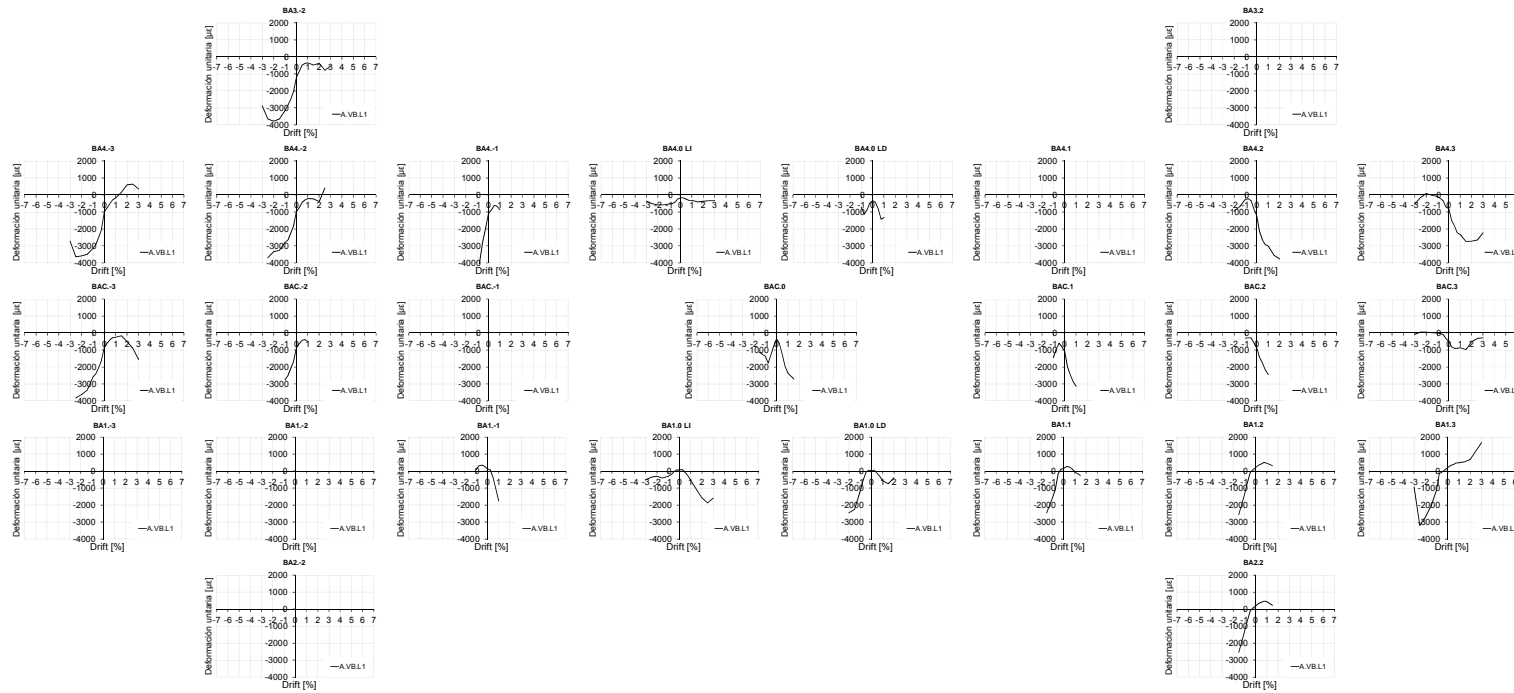


Fig. I.278. Envolventes de galgas en armadura de viga. A.VB.L1

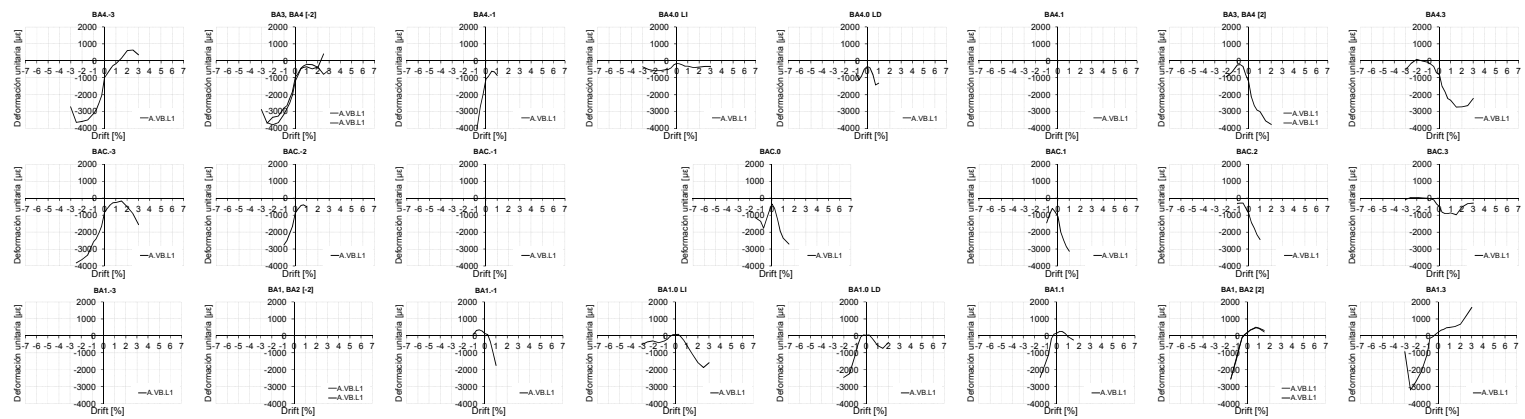


Fig. I.279. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.VB.L1



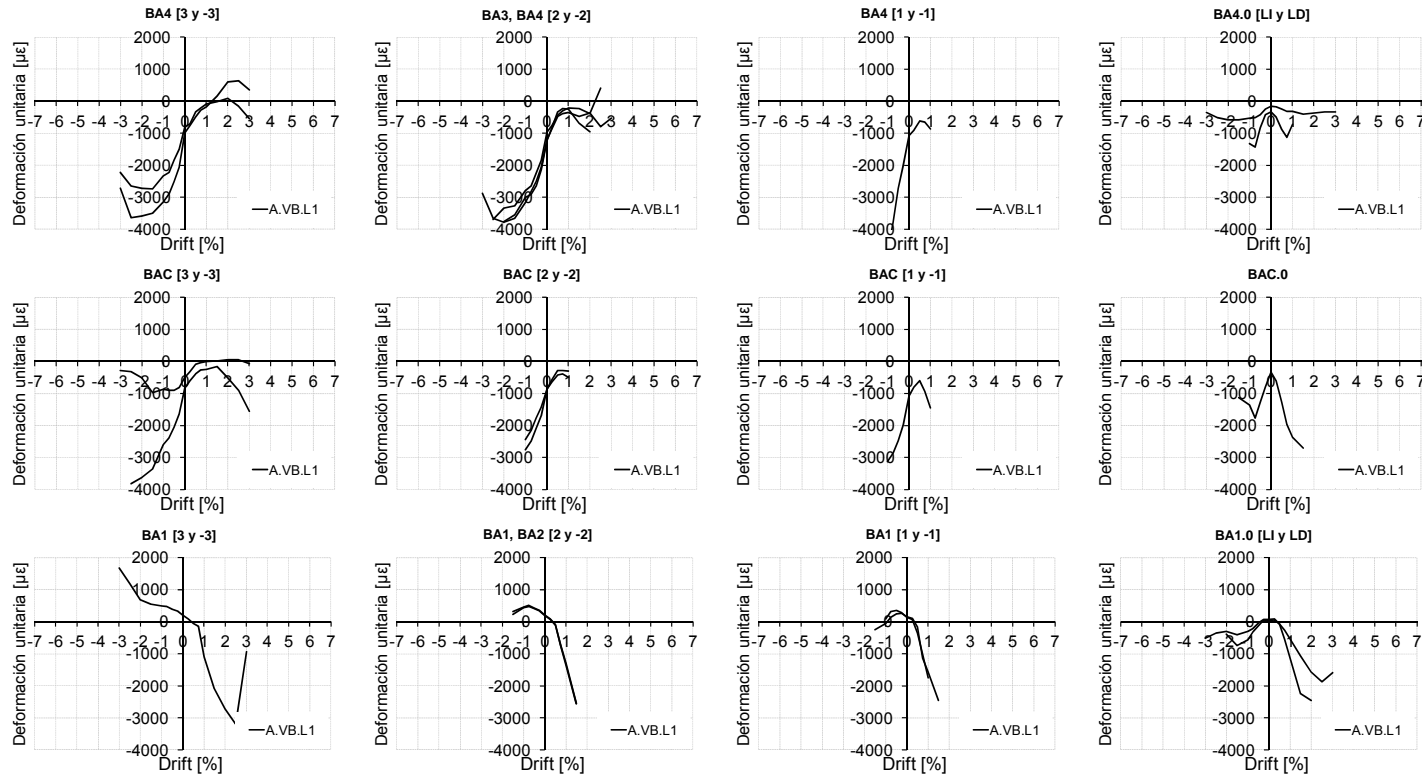


Fig. I.280. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.VB.L1

### 1.5.6 Envolventes de medidas de galgas en probetas A.DB.L1-1

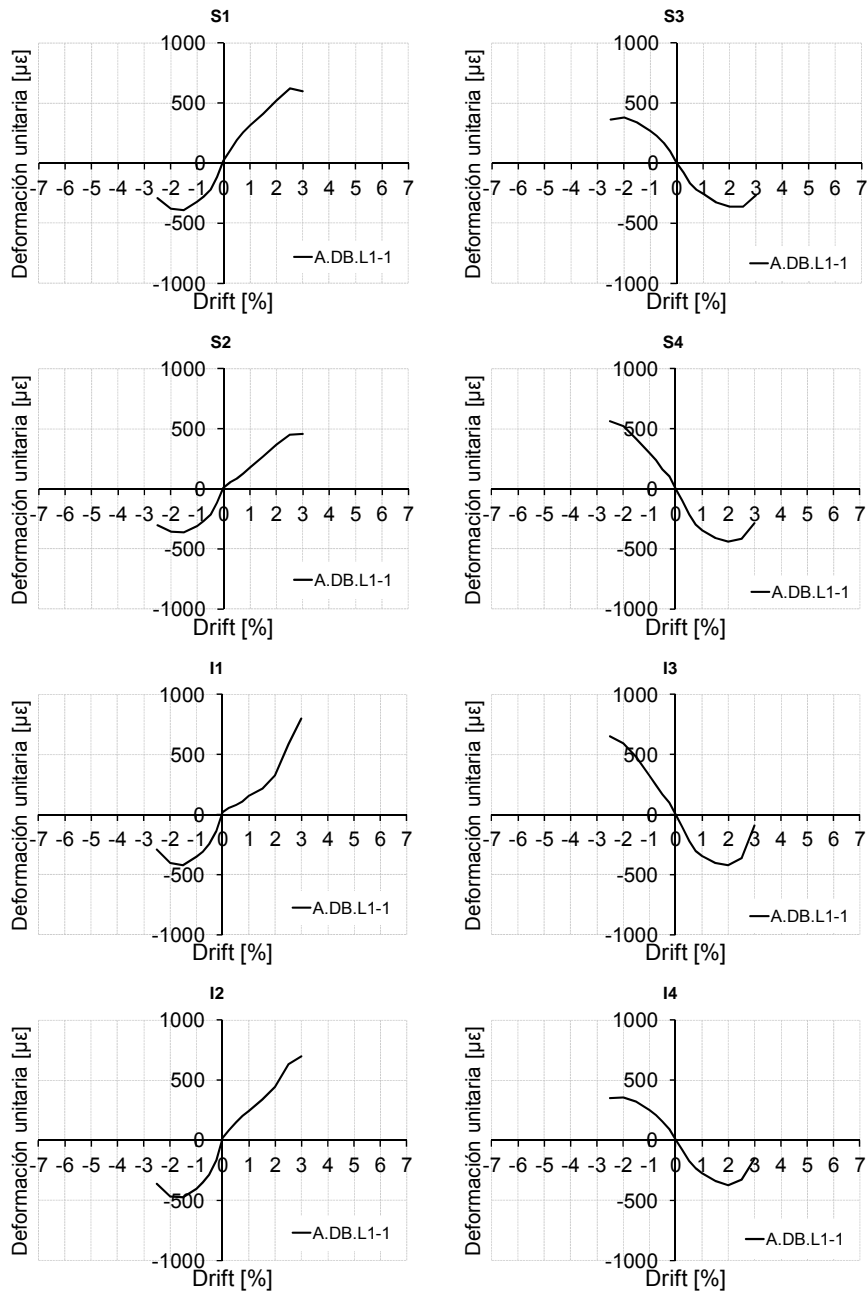


Fig. I.281. Envolventes de galgas en angulares metálicos. A.DB.L1-1

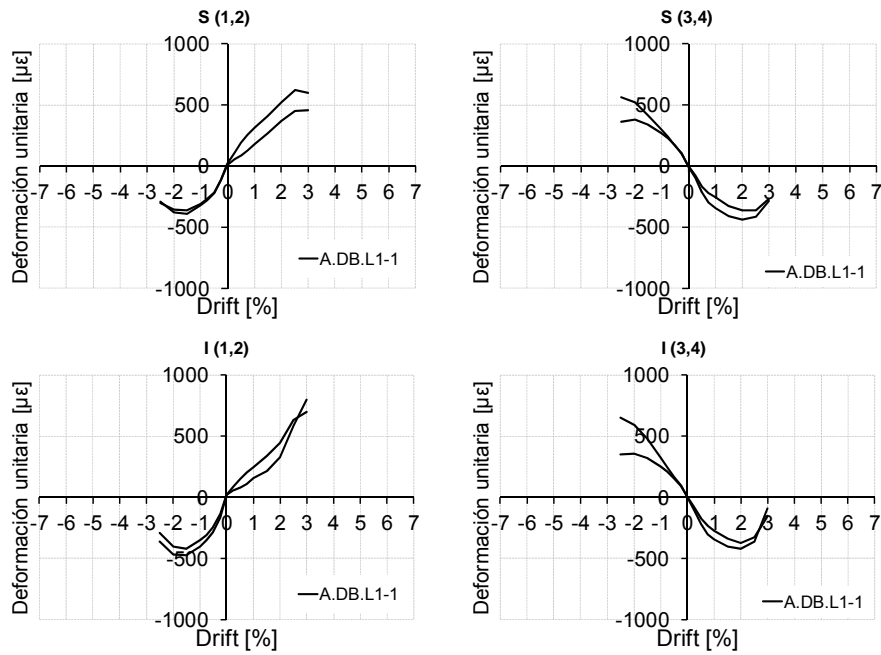


Fig. I.282. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L1-1

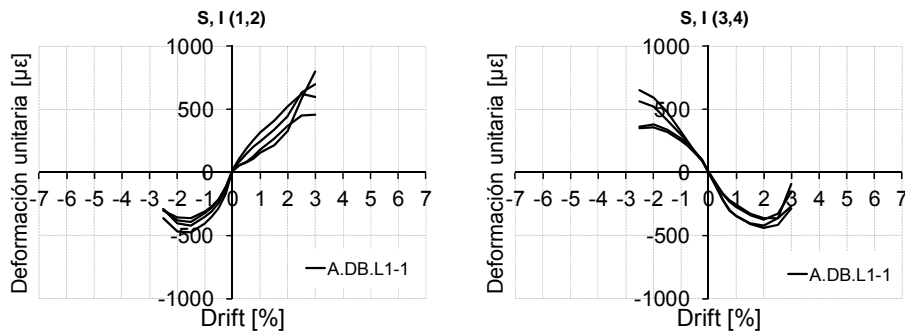


Fig. I.283. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L1-1

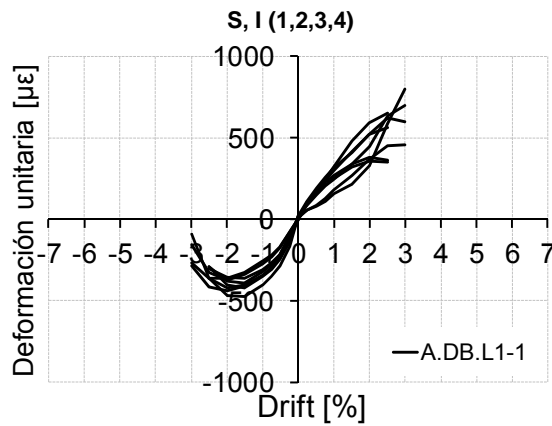


Fig. I.284. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L1-1

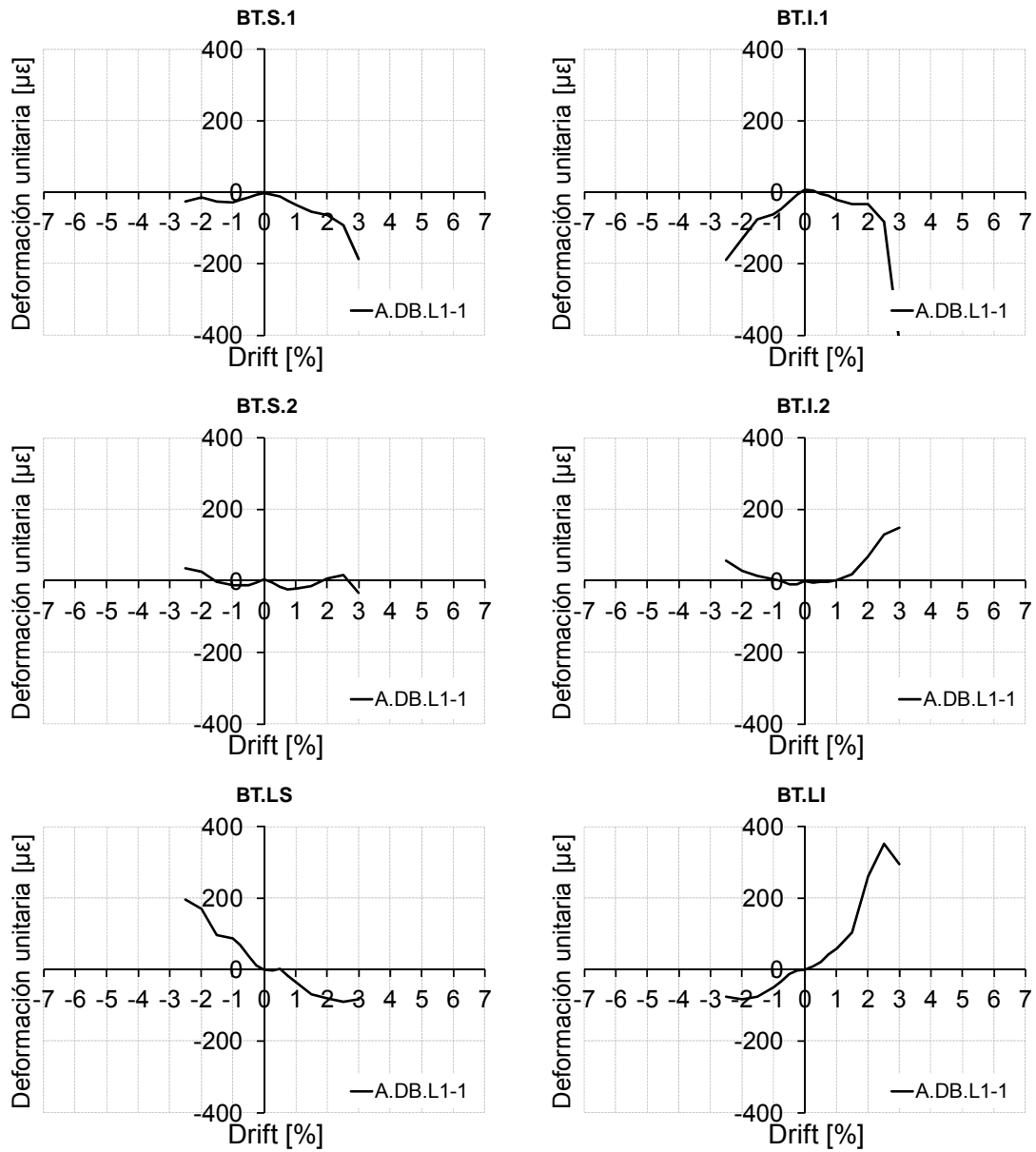


Fig. I.285. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. A.DB.L1-1

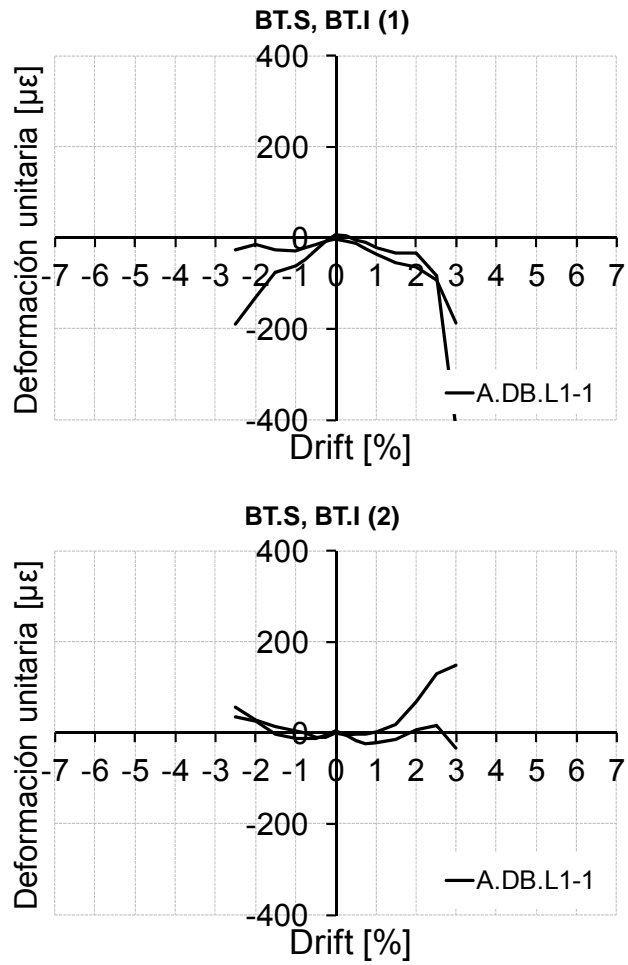


Fig. I.286. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L1-1

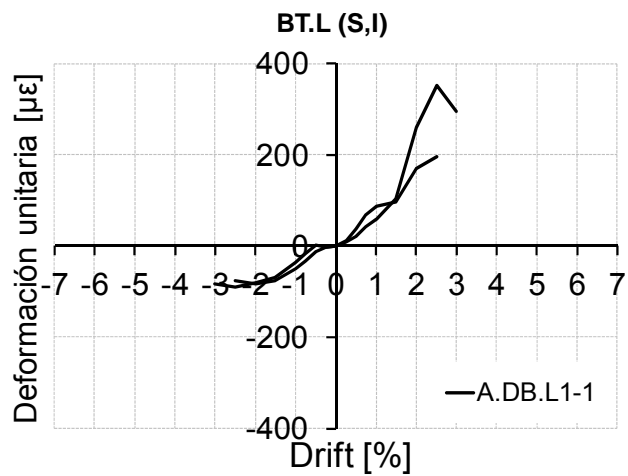


Fig. I.287. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L1-1

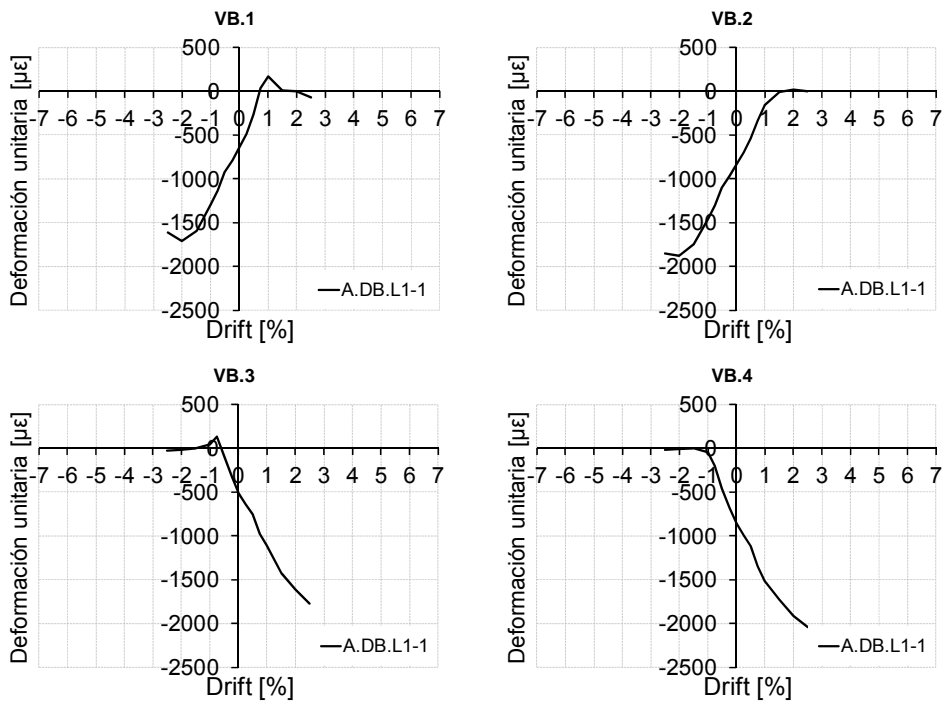


Fig. I.288. Envolturas de galgas en barras exteriores. A.DB.L1-1

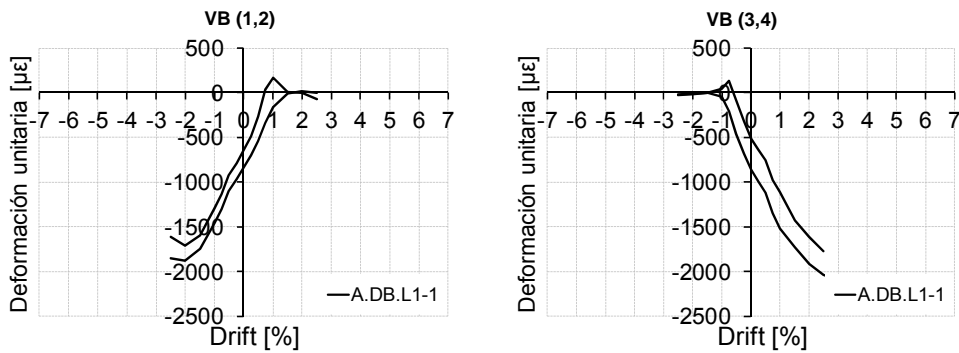


Fig. I.289. Envolturas de galgas en barras exteriores. Agrupaciones por mismo lado. A.DB.L1-1

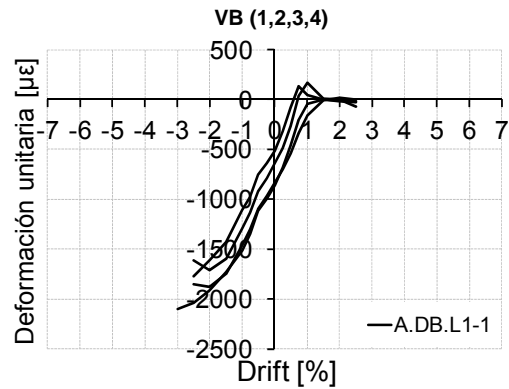


Fig. I.290. Envolturas de galgas en barras exteriores. Agrupación de todas las galgas. A.DB.L1-1

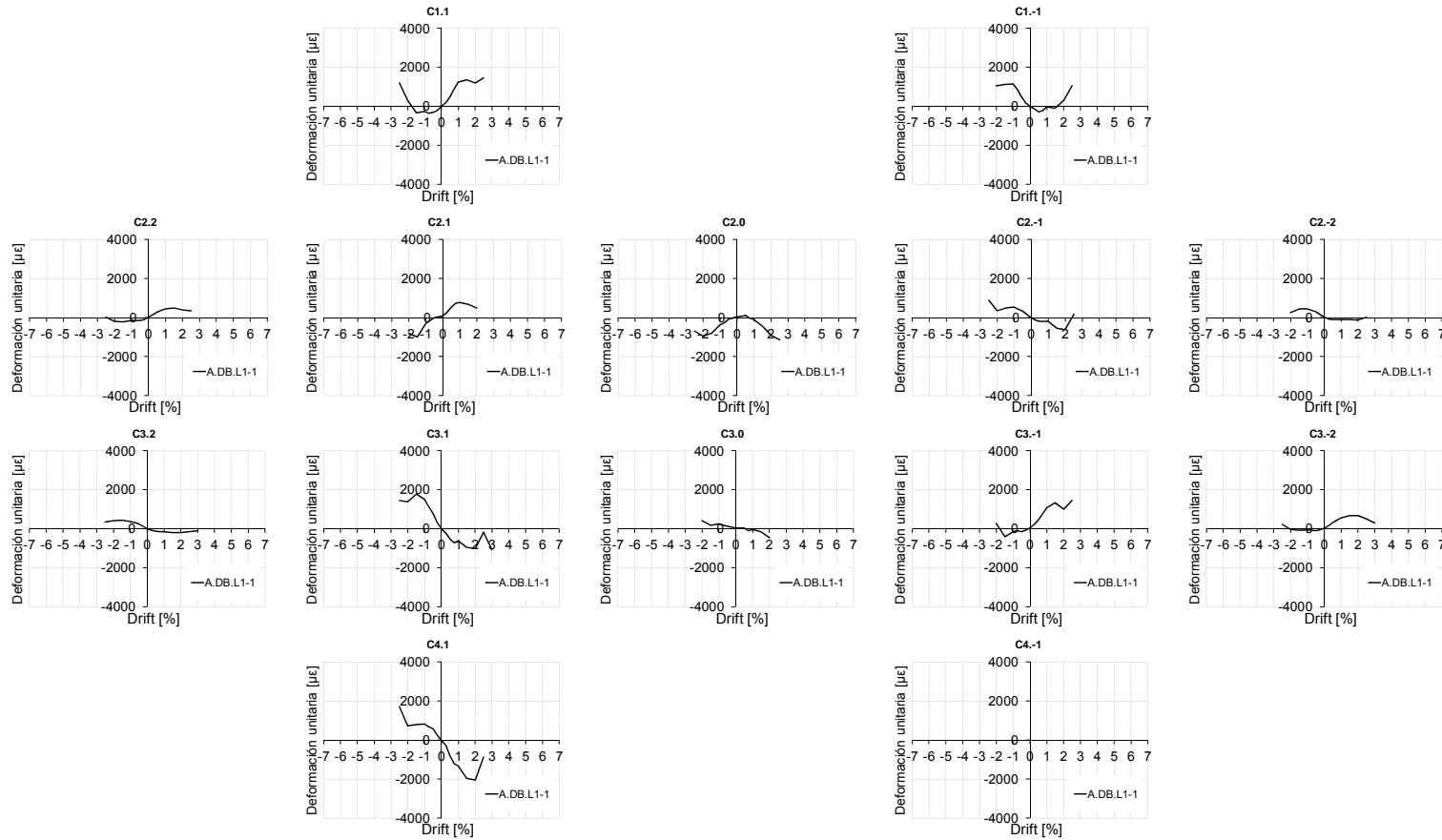


Fig. I.291. Envoltentes de galgas en armadura de pilar. A.DB.L1-1

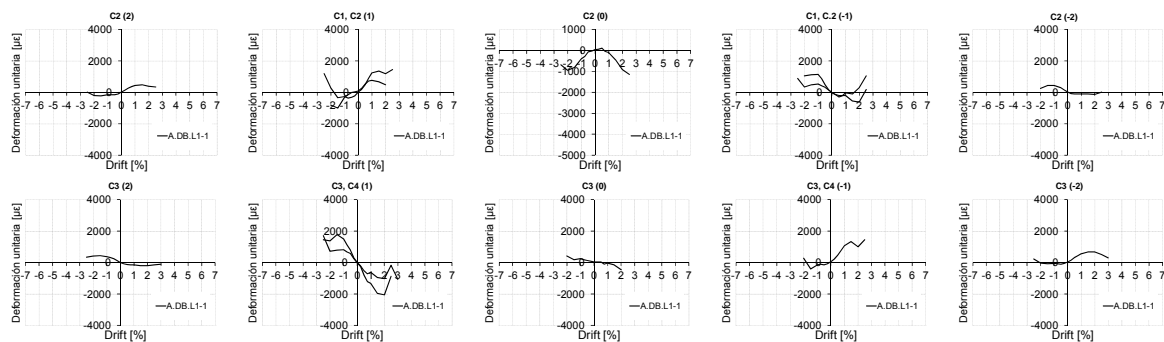


Fig. I.292. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L1-1

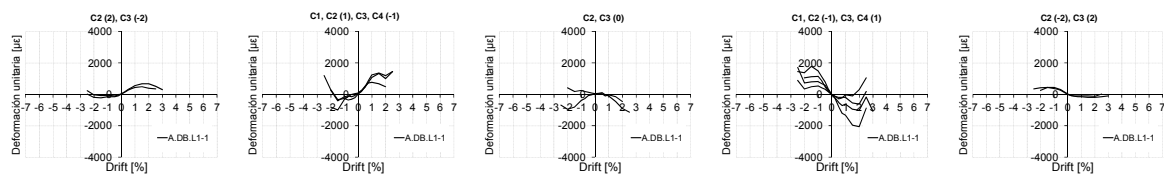


Fig. I.293. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L1-1

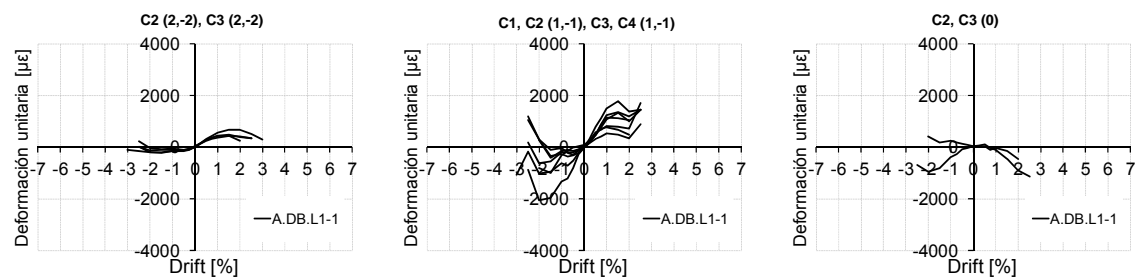


Fig. I.294. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L1-1



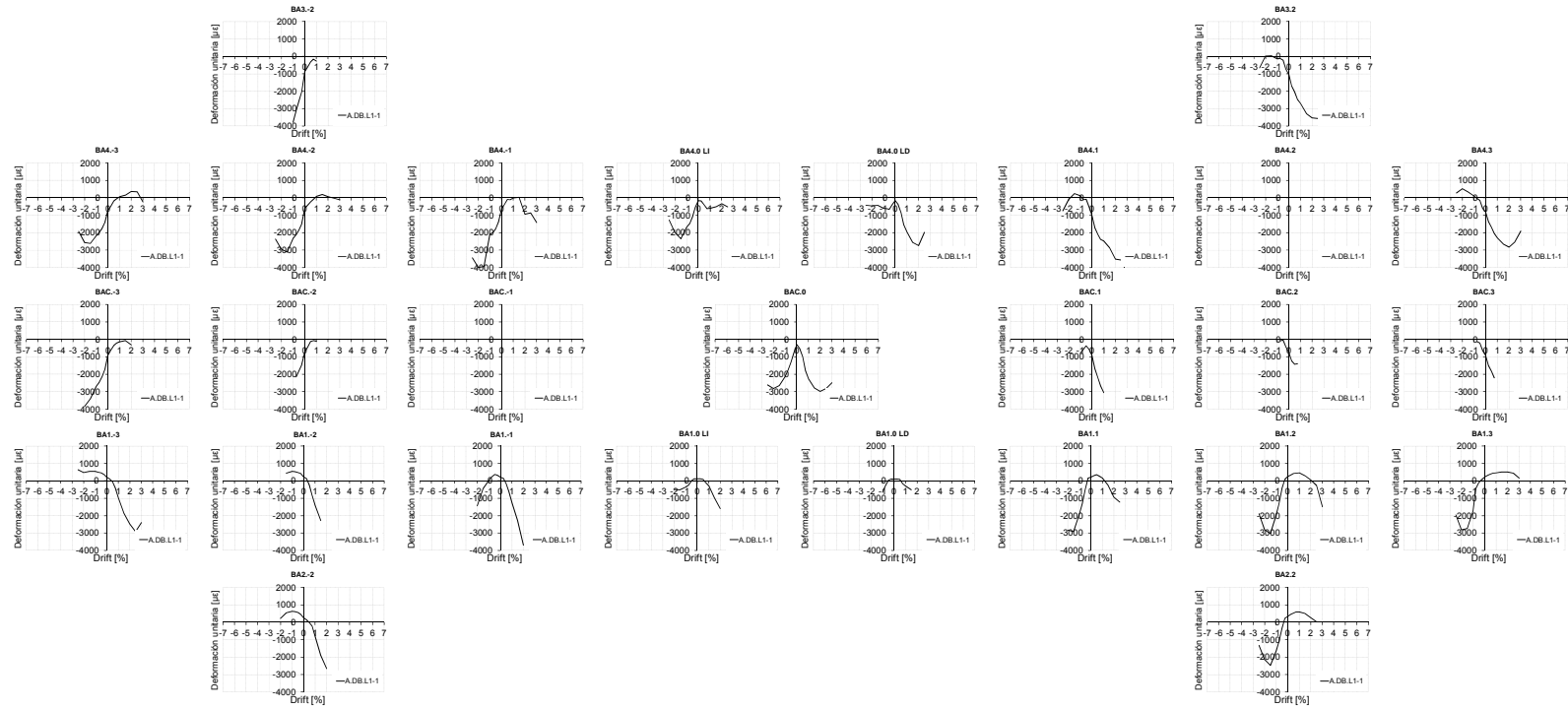


Fig. I.295. Envolturas de galgas en armadura de viga. A.DB.L1-1

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

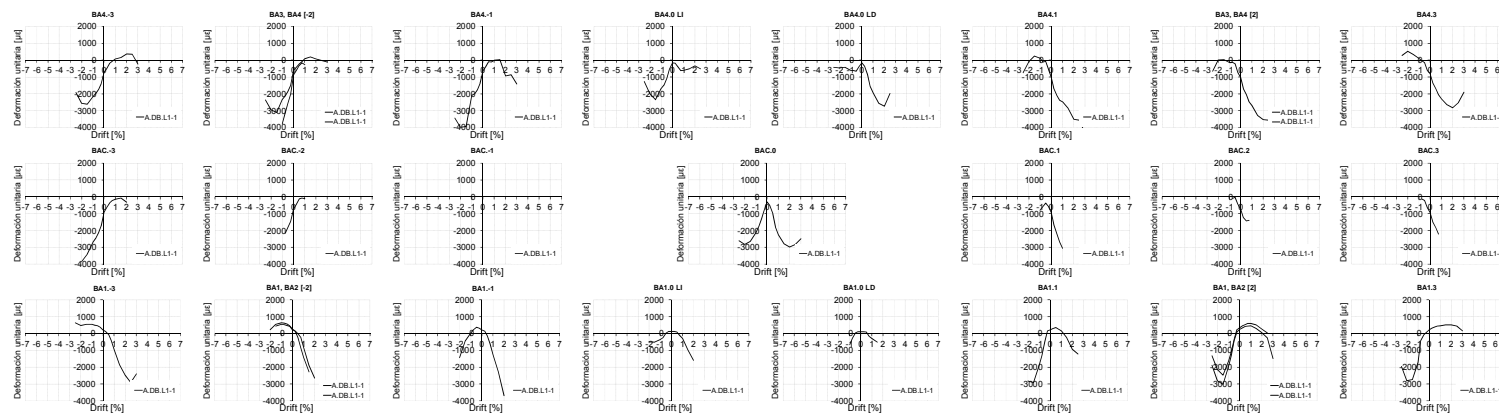


Fig. I.296. Envoltentes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L1-1

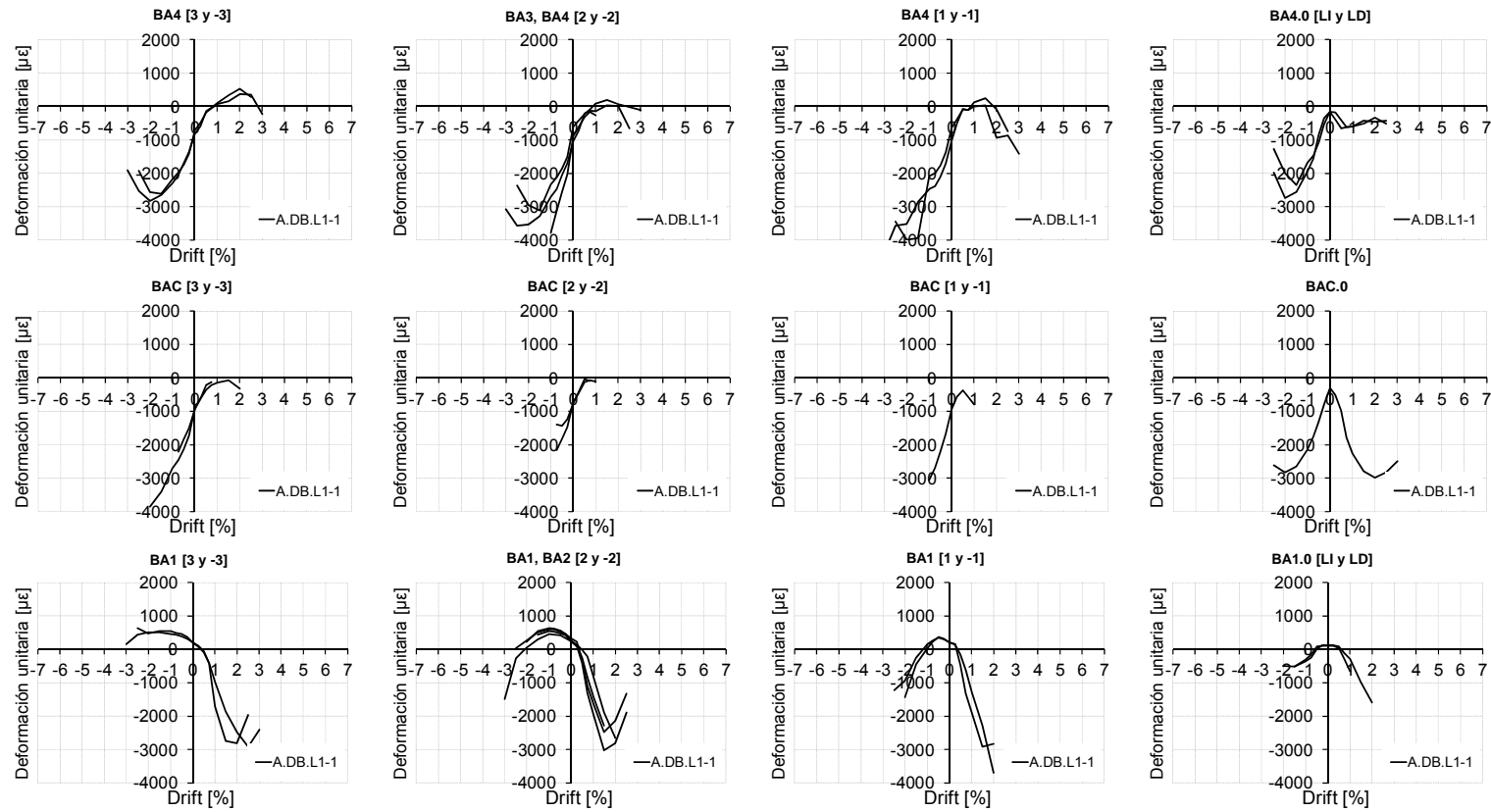


Fig. I.297. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L1-1

### 1.5.7 Envoltentes de medidas de galgas en probetas A.DB.L1-2

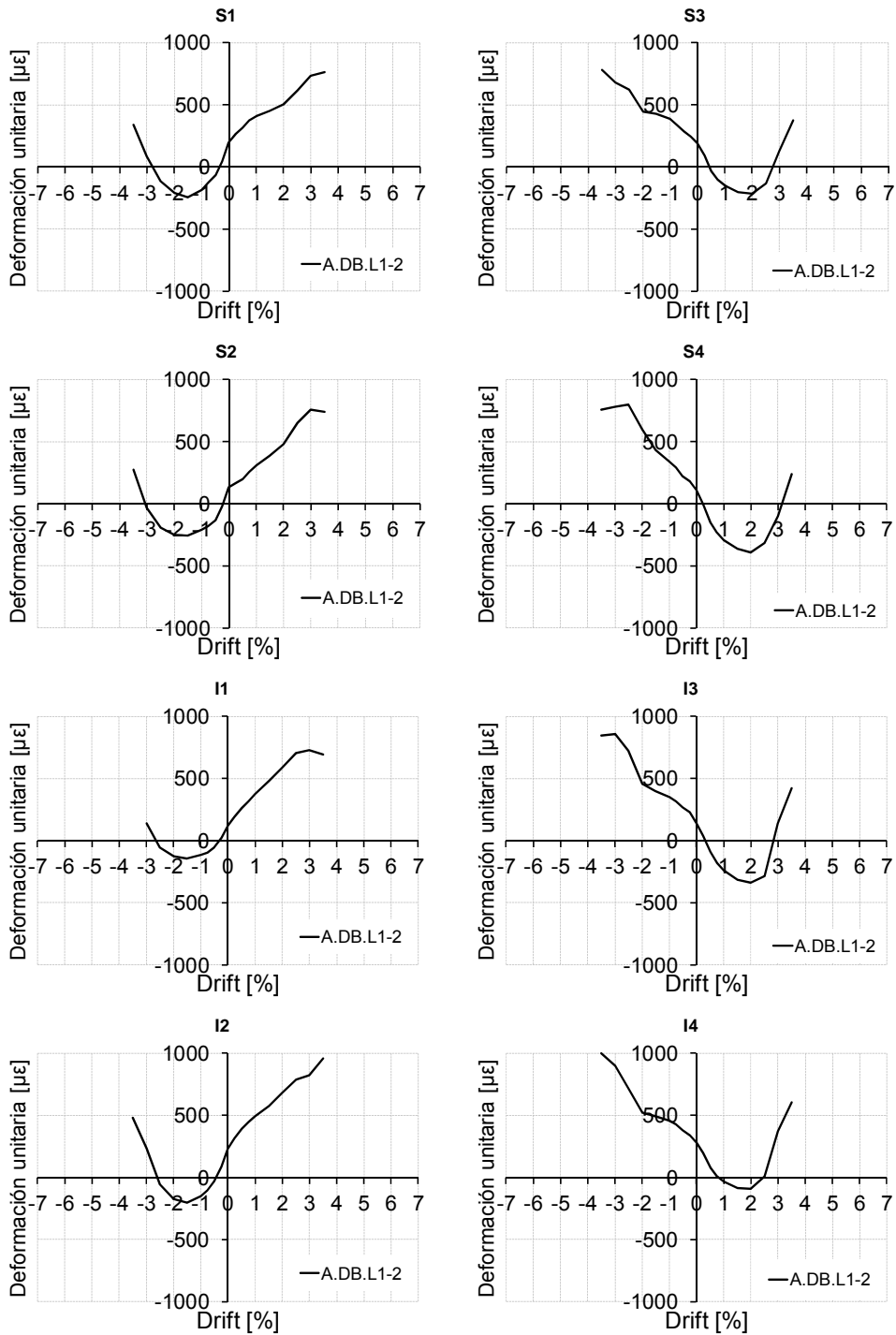


Fig. I.298. Envoltentes de galgas en angulares metálicos. A.DB.L1-2

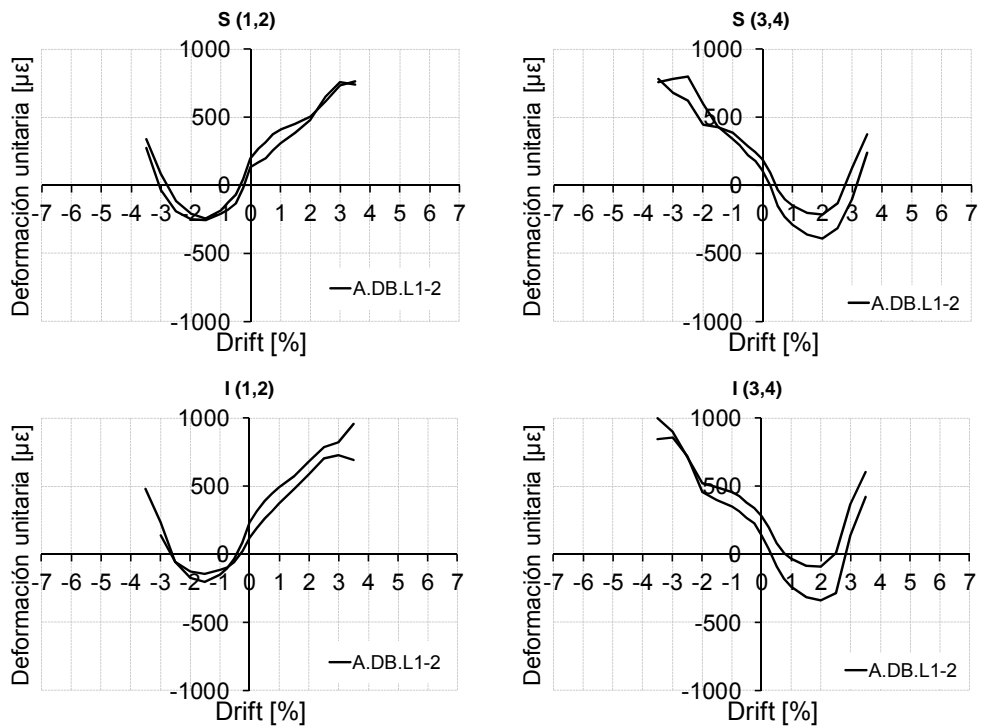


Fig. I.299. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L1-2

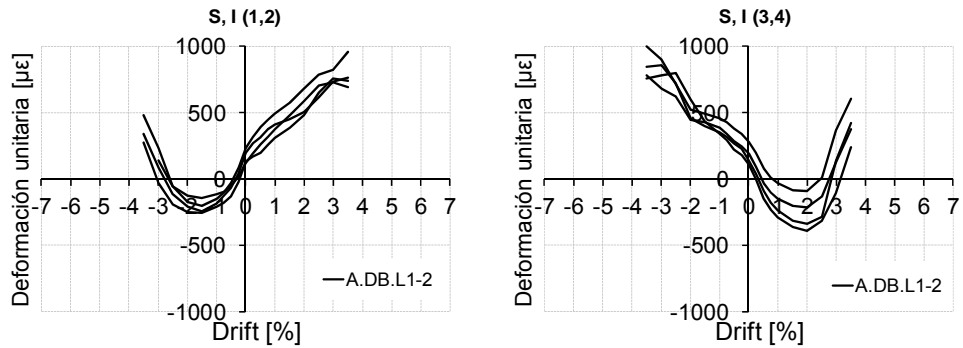


Fig. I.300. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos.

A.DB.L1-2

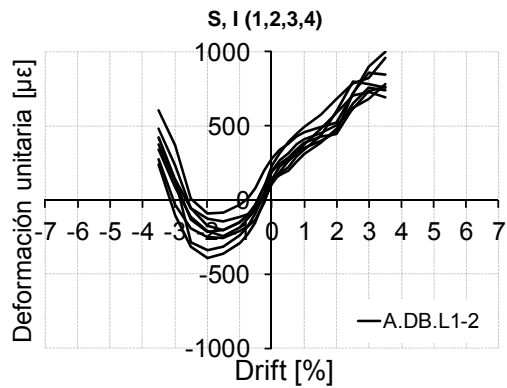


Fig. I.301. Envolturas de galgas en angulares metálicos. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L1-2

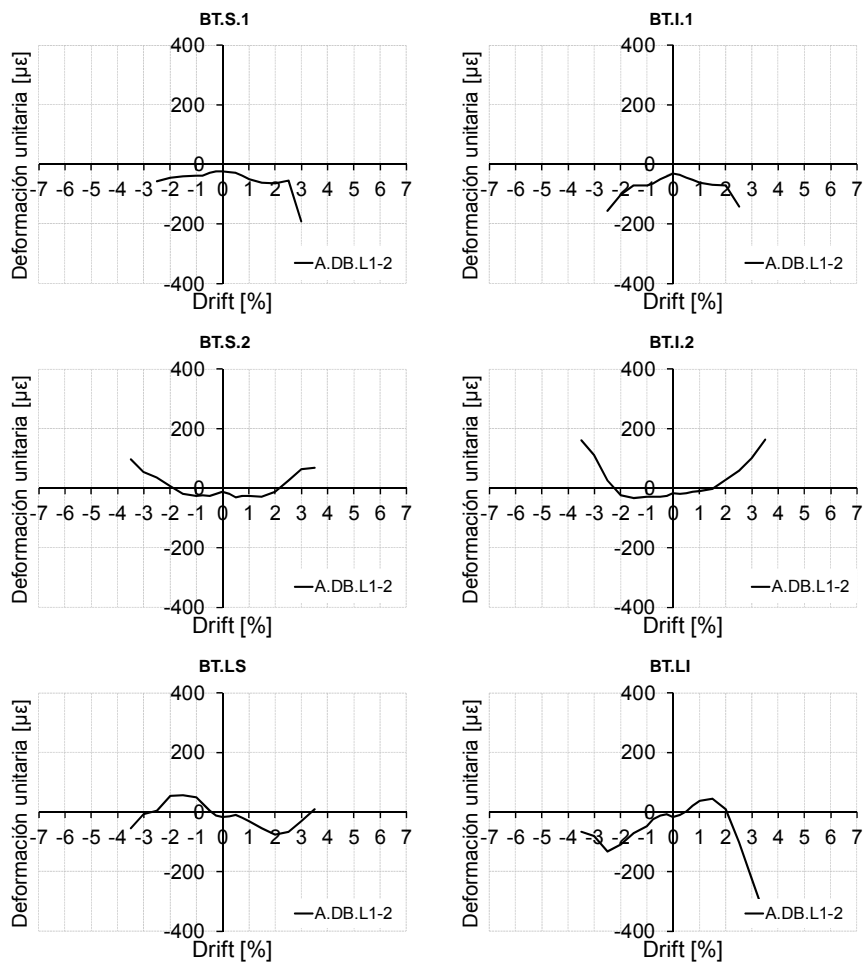


Fig. I.302. Envolventes de galgas en presillas metálicas. A.DB.L1-2

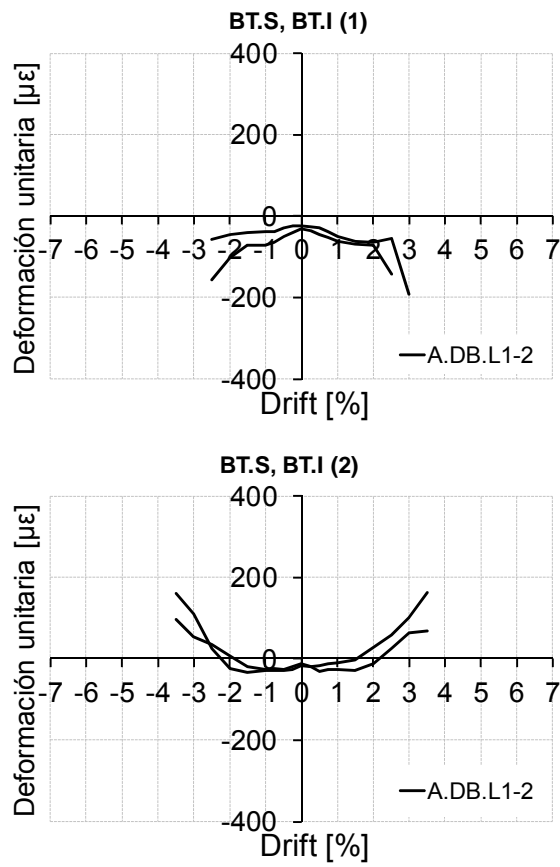


Fig. I.303. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L1-2

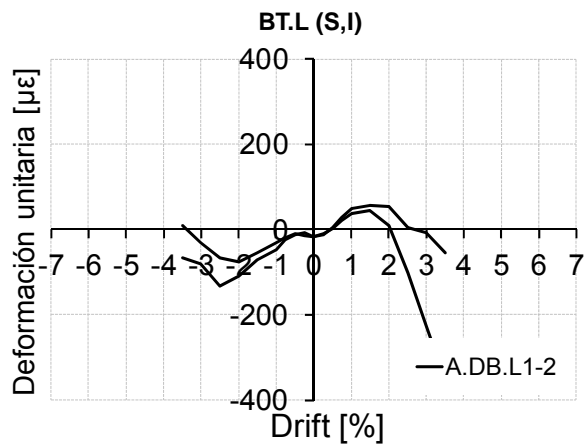


Fig. I.304. Envoltentes de galgas en presillas metálicas. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L1-2

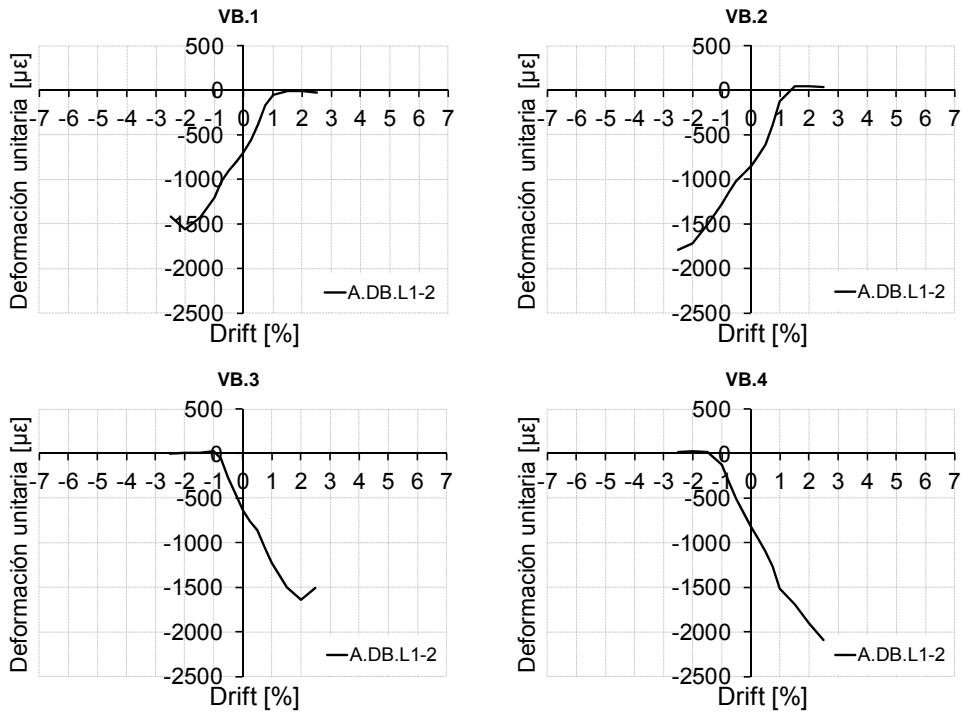


Fig. I.305. Envoltentes de galgas en barras exteriores. A.DB.L1-2

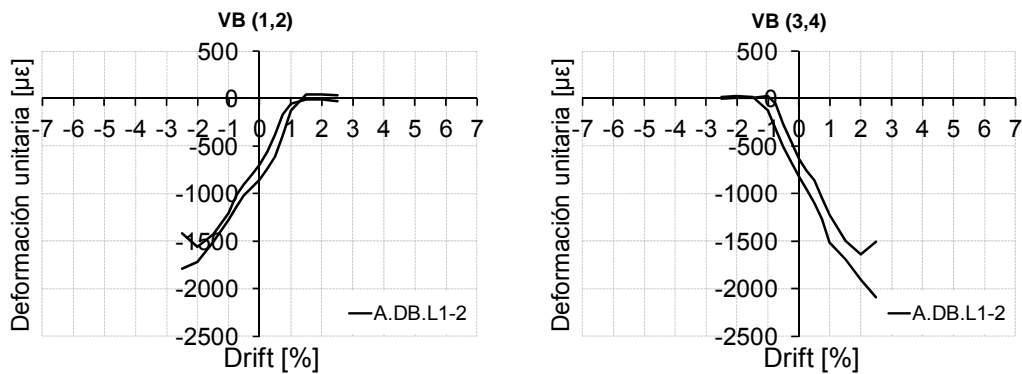


Fig. I.306. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupaciones por mismo lado. A.DB.L1-2

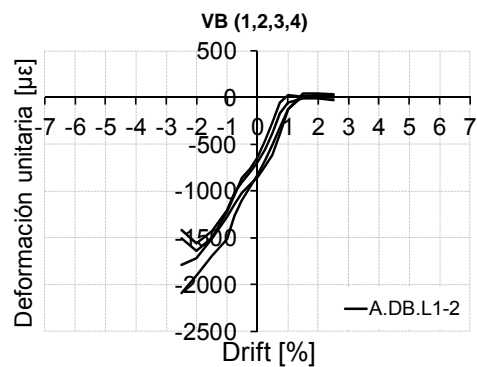


Fig. I.307. Envoltentes de galgas en barras exteriores. Agrupación de todas las galgas. A.DB.L1-2



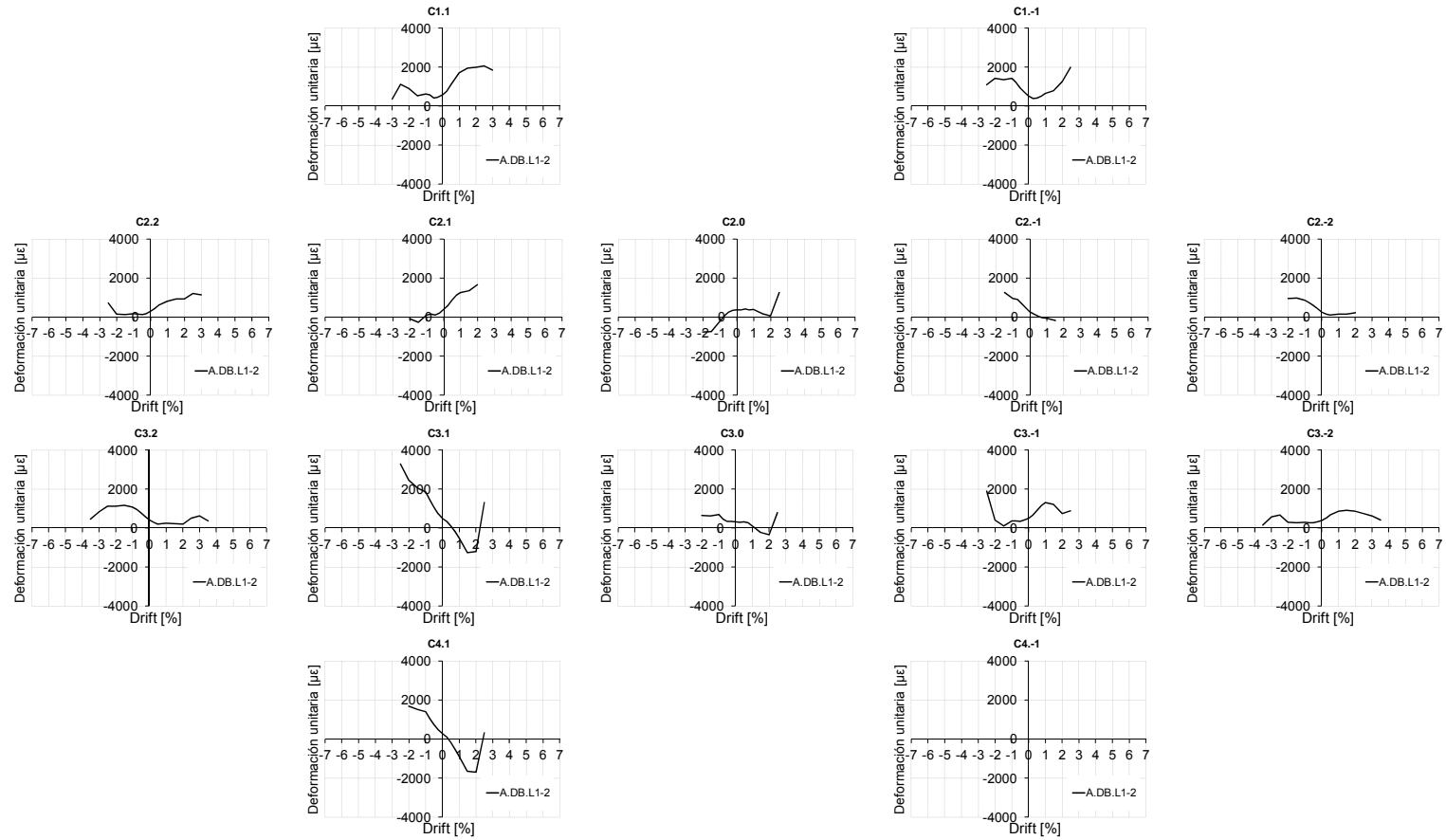


Fig. I.308. Envolventes de galgas en armadura de pilar. A.DB.L1-2

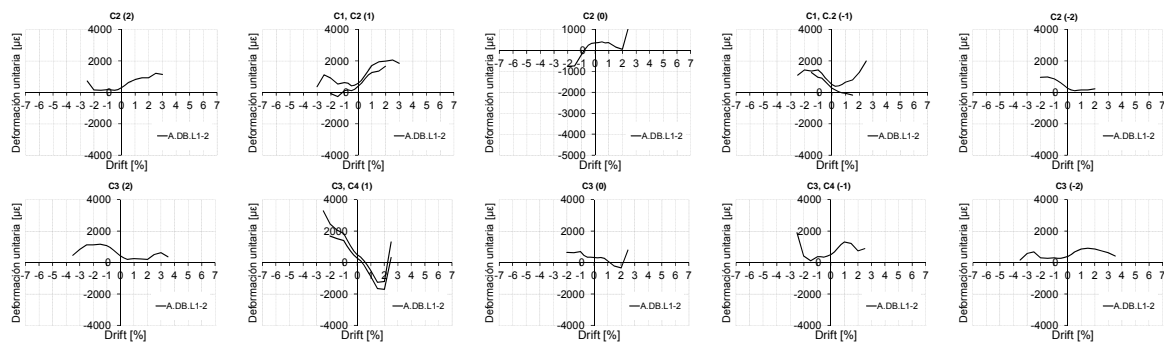


Fig. I.309. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L1-2

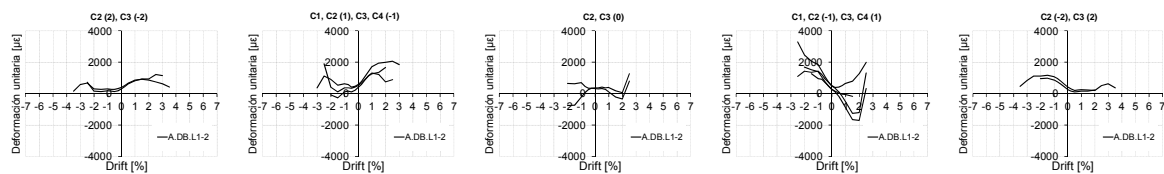


Fig. I.310. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L1-2

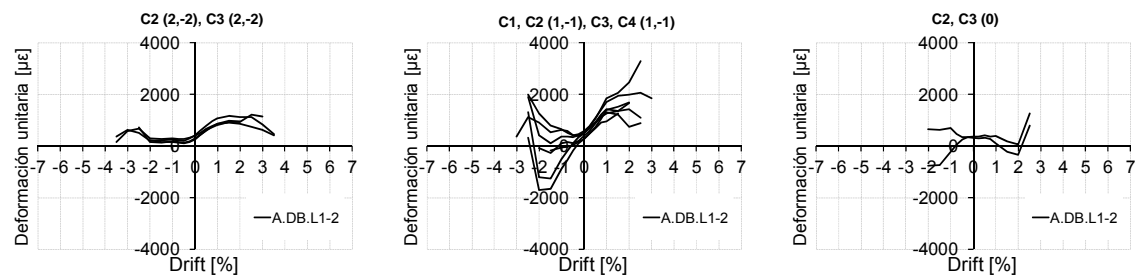


Fig. I.311. Envolventes de galgas en armadura de pilar. Agrupación por lados opuestos y Drift complementario. A.DB.L1-2

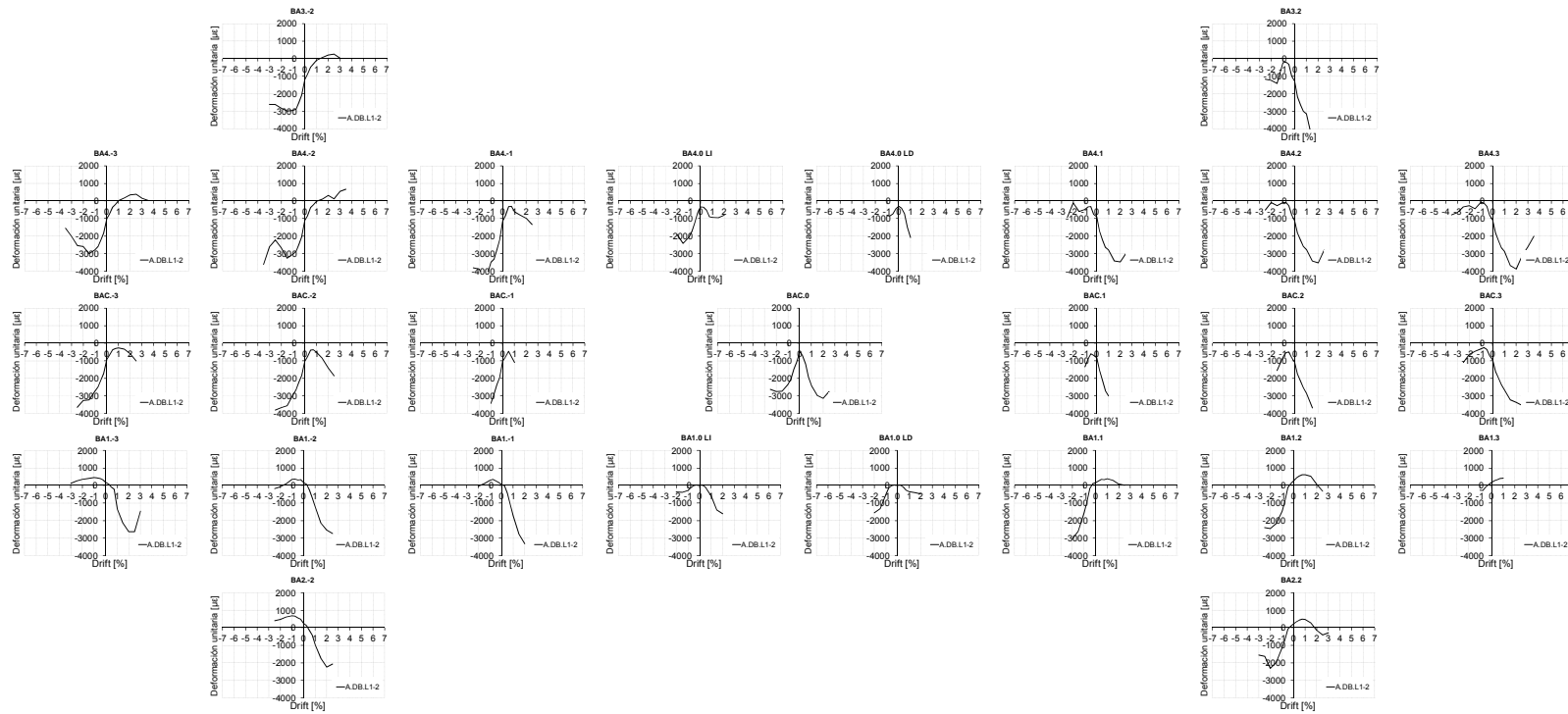


Fig. I.312. Envolturas de galgas en armadura de viga A.DB.L1-2

Estudio experimental de nudos interiores viga-columna de entramados de hormigón armado con detalles no-dúctiles, con columnas reforzadas mediante angulares y presillas de acero, sometidos a cargas cíclicas

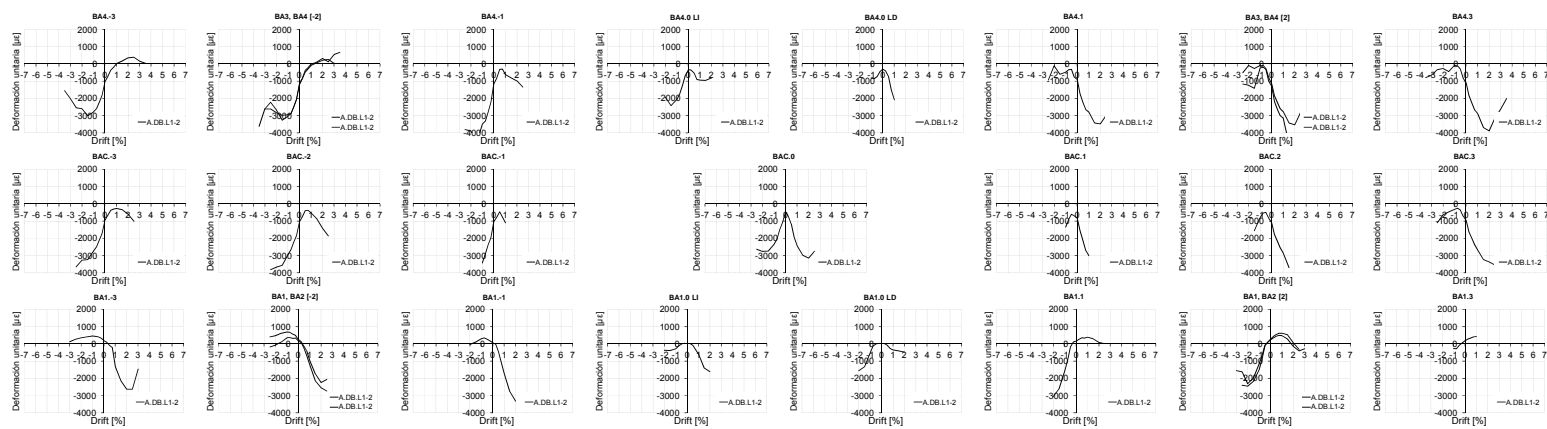


Fig. I.313. Envolventes de galgas en armadura de viga. Agrupaciones por misma posición y mismo lado. A.DB.L1-2

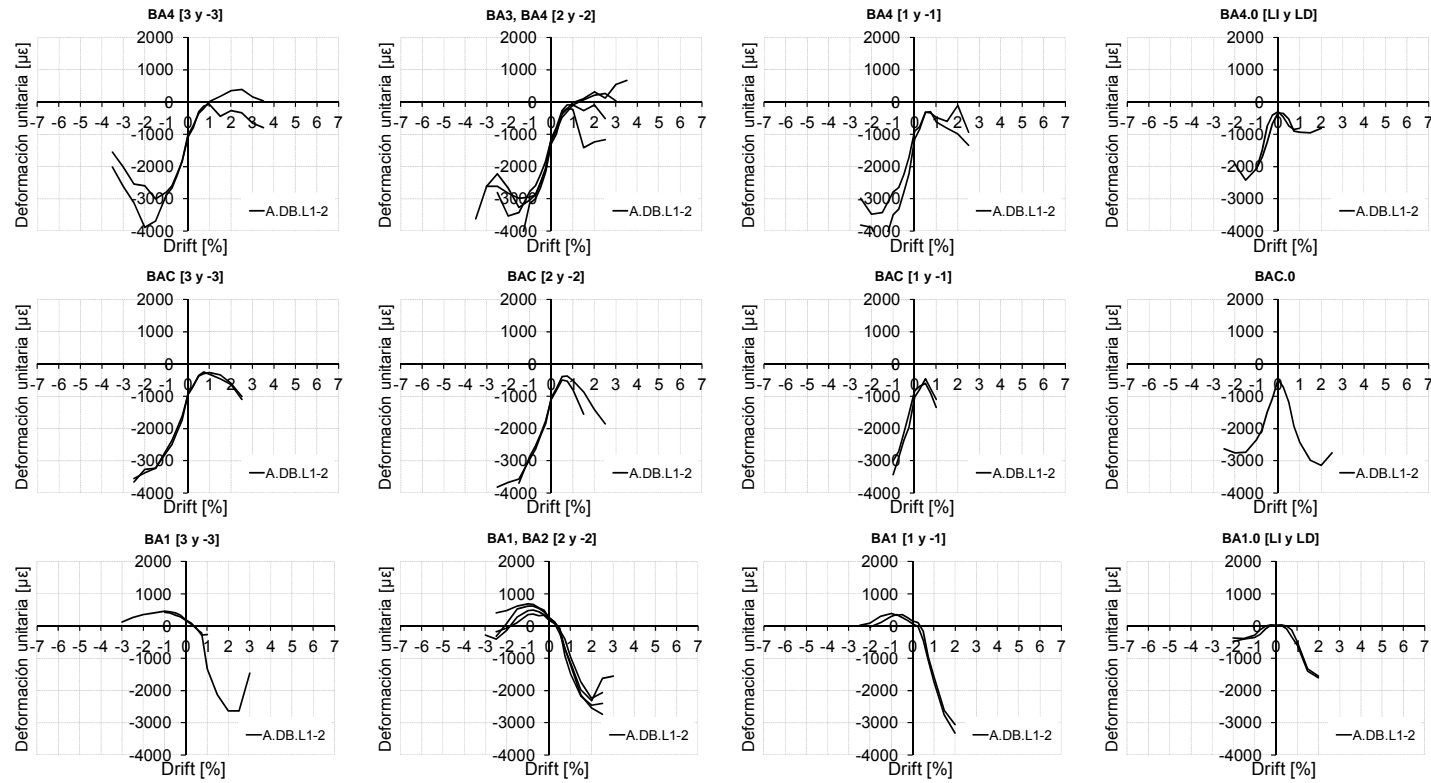


Fig. I.314. Envolturas de galgas en armadura de viga. Agrupación por posiciones complementarias y lados opuestos. A.DB.L1-2

## ANEJO II. DEFORMACIÓN DE ARMADURAS INTERIORES A TRAVÉS DEL NUDO

### II.1 Introducción

En este apartado se presentan gráficas que recogen las medidas de las galgas colocadas en las armaduras interiores de las probetas, en función de su posición y del desplazamiento aplicado. En cada una de las gráficas se representa una única armadura, con las medidas pertinentes para cada punto instrumentado de la misma. Véase la posición de las galgas en el Apartado 3.3 del Capítulo 3.

### II.2 Deformación de armaduras interiores en probetas Tipo S

#### II.2.1 Deformación de armaduras en pilares. Probetas Tipo S

Las siguientes figuras recogen las deformaciones de las armaduras de los pilares de las cuatro probetas Tipo S.

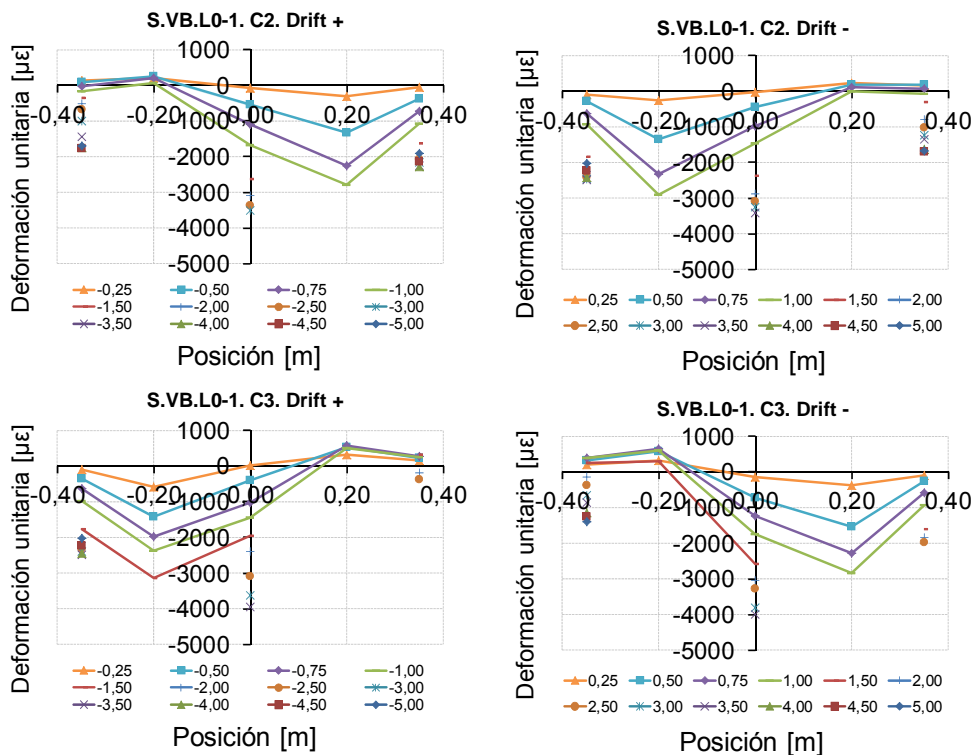


Fig. II.1. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta S.VB.L0-1

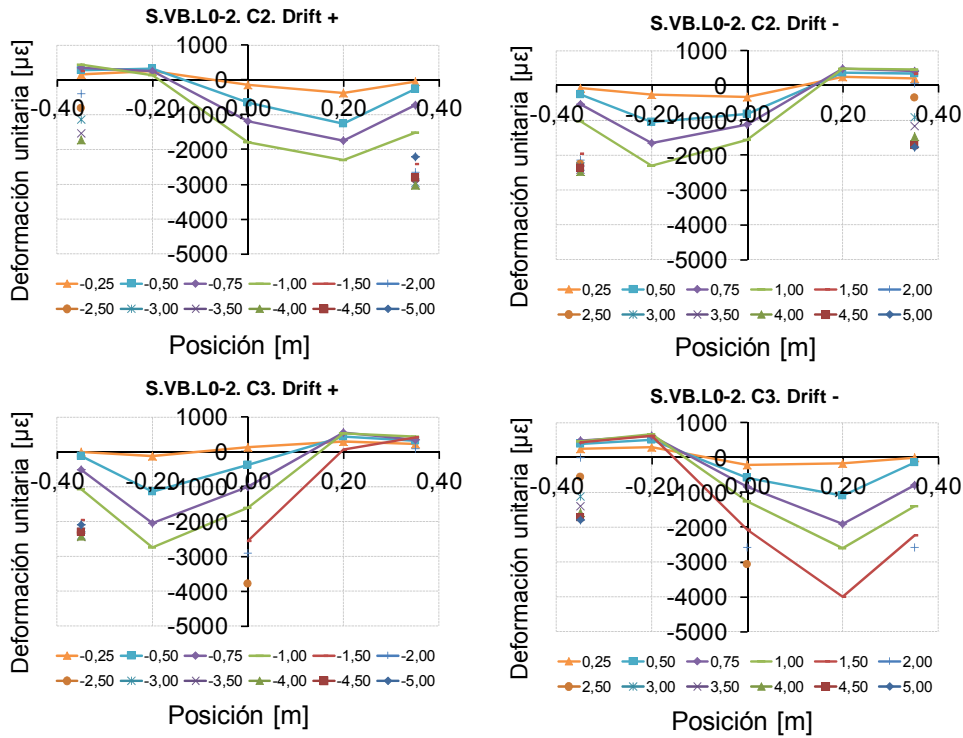


Fig. II.2. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta S.VB.L0-2

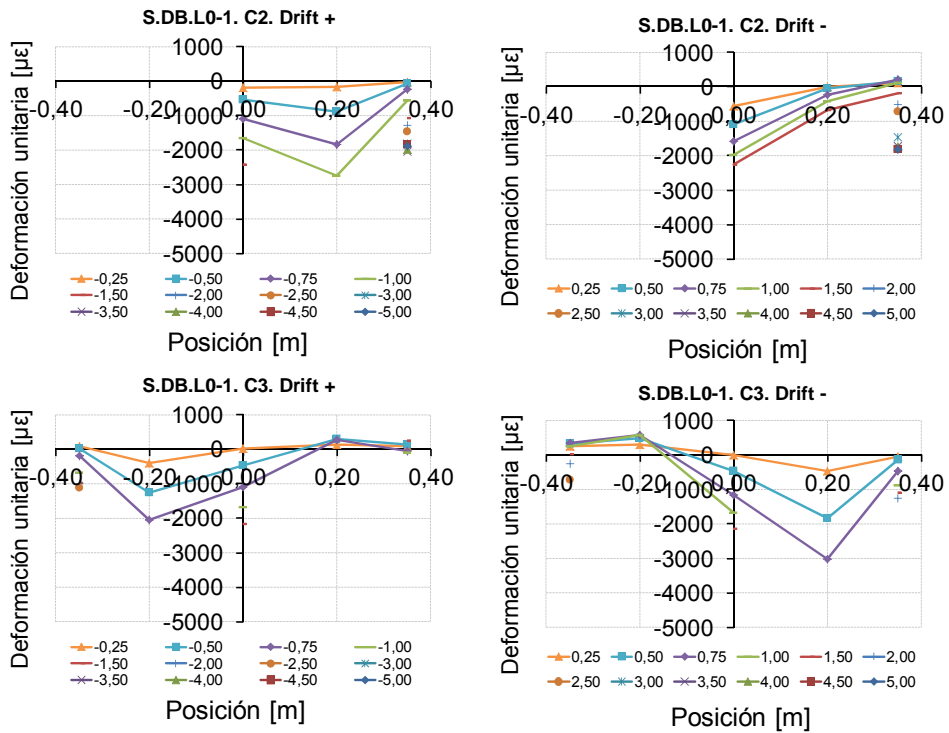


Fig. II.3. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta S.DB.L0-1

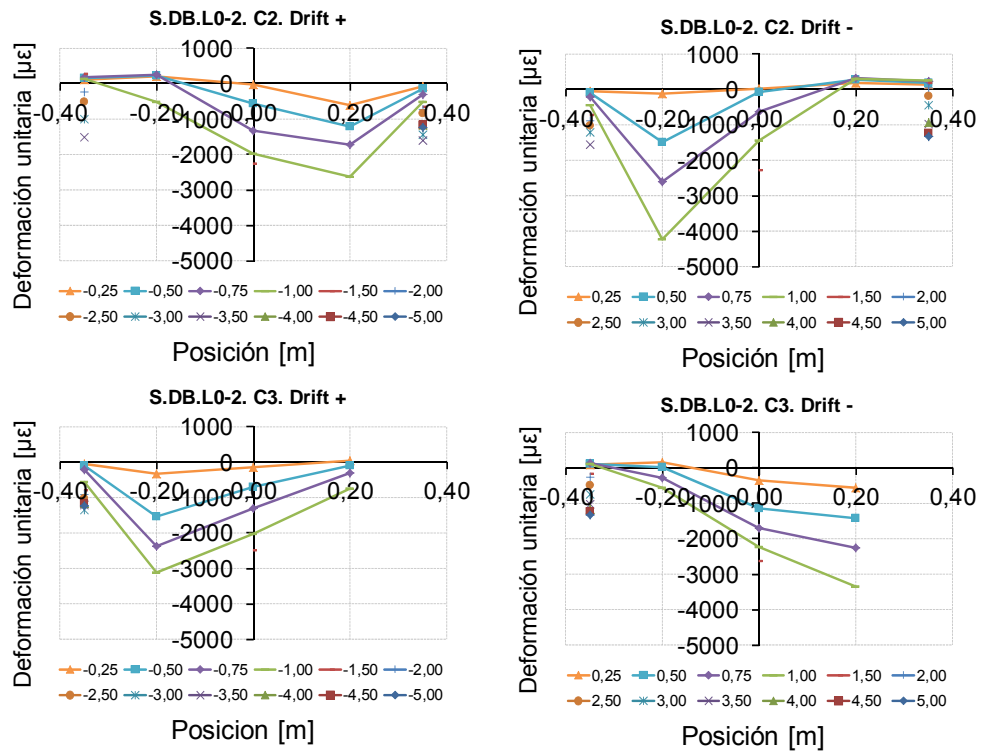


Fig. II.4. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta S.DB.L0-2

### II.2.2 Deformación de armaduras en vigas. Probetas Tipo S

Las siguientes figuras recogen las deformaciones de las armaduras de las vigas de las cuatro probetas Tipo S.



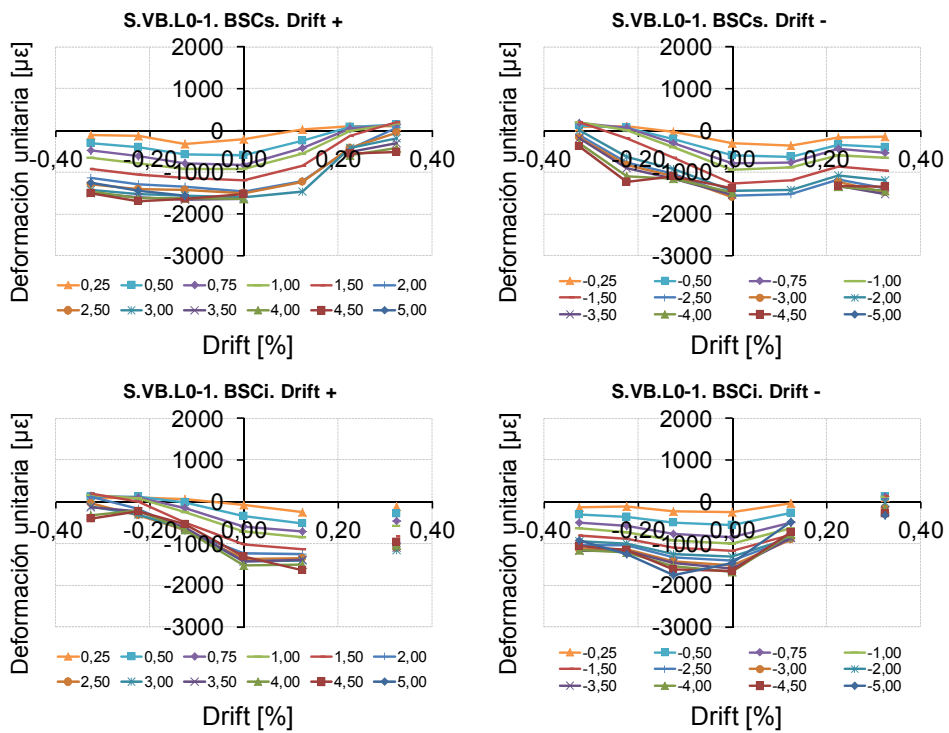


Fig. II.5. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta S.VB.L0-1

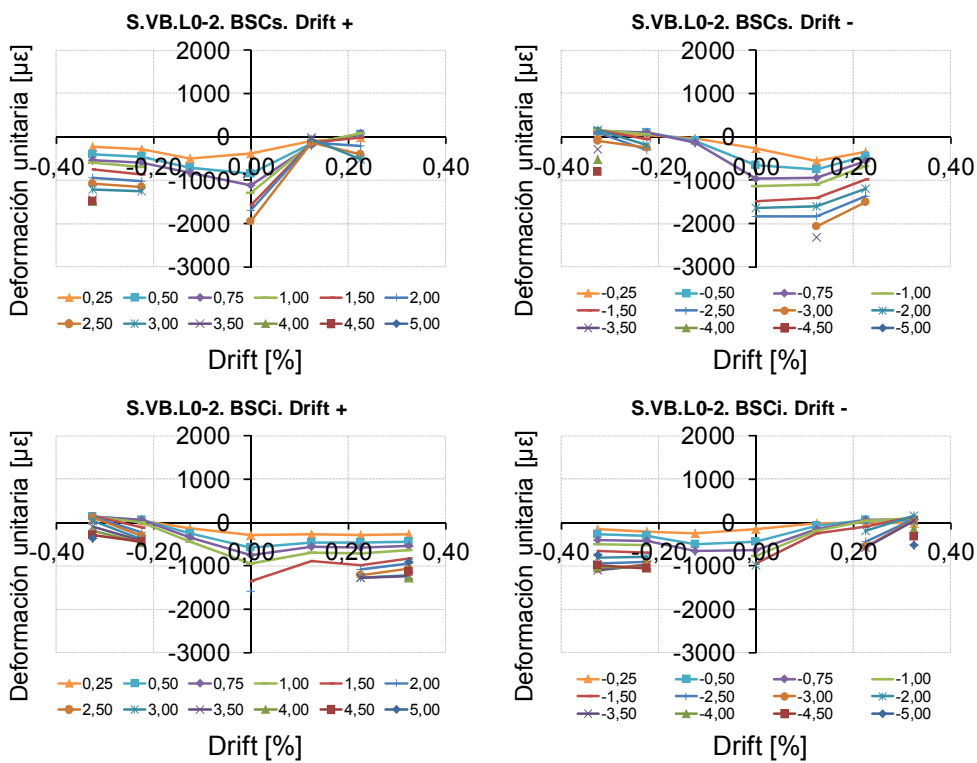


Fig. II.6. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta S.VB.L0-2

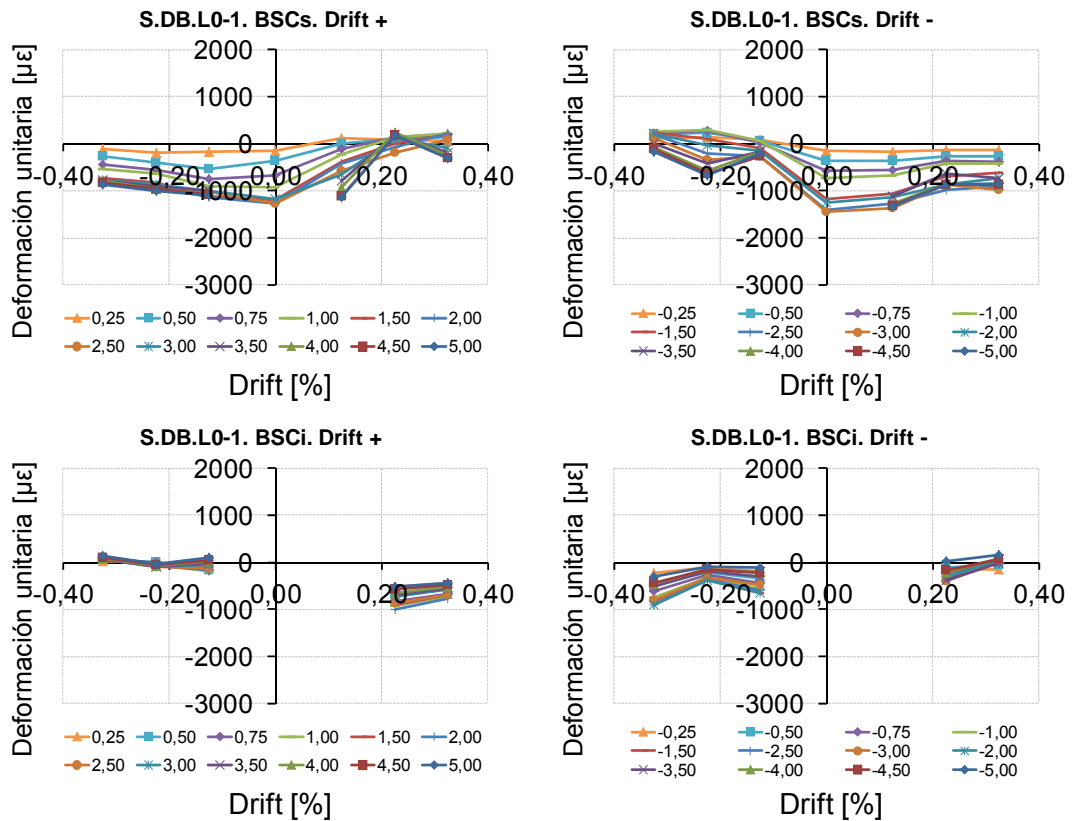


Fig. II.7. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta S.DB.L0-1

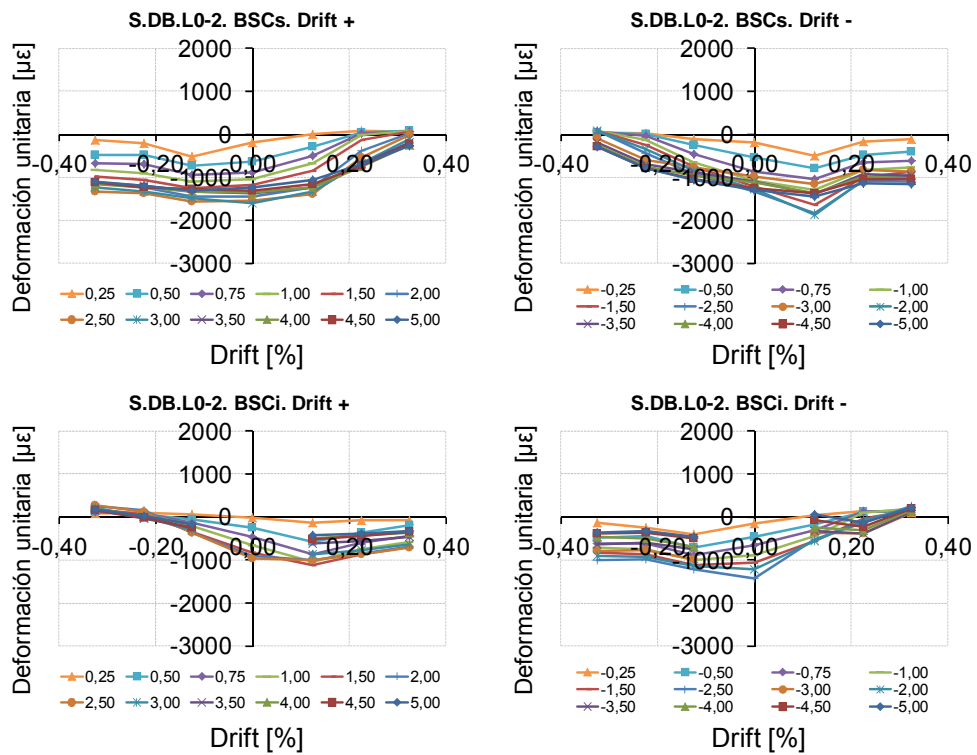


Fig. II.8. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta S.DB.L0-2

## II.3 Deformación de armaduras interiores en probetas Tipo A. N=0

### II.3.1 Deformación de armaduras en pilares. Probetas Tipo A. N=0

Las siguientes figuras recogen las deformaciones de las armaduras de los pilares de las probetas Tipo A, sin carga axial sobre los pilares (N=0).

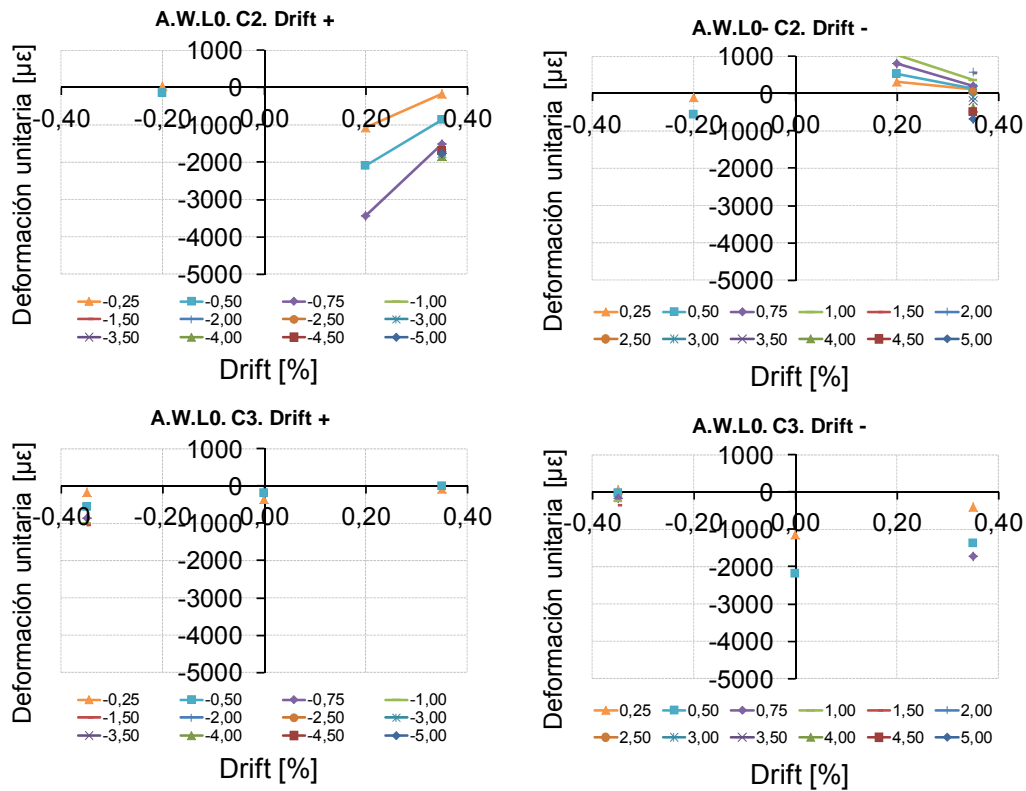


Fig. II.9. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.W.L0

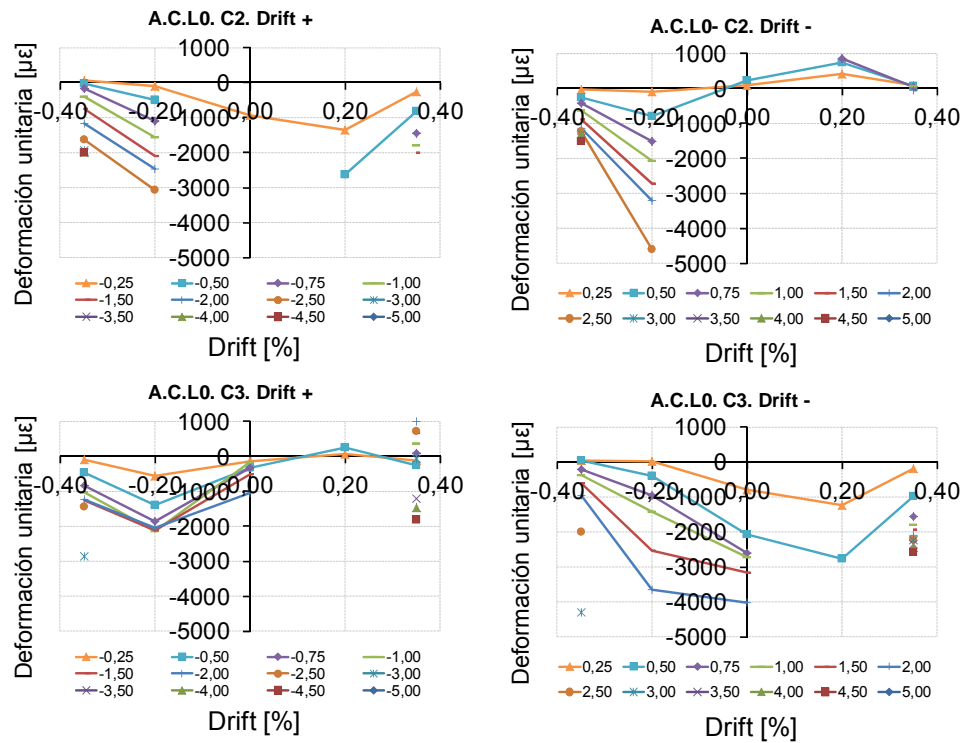


Fig. II.10. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.C.L0

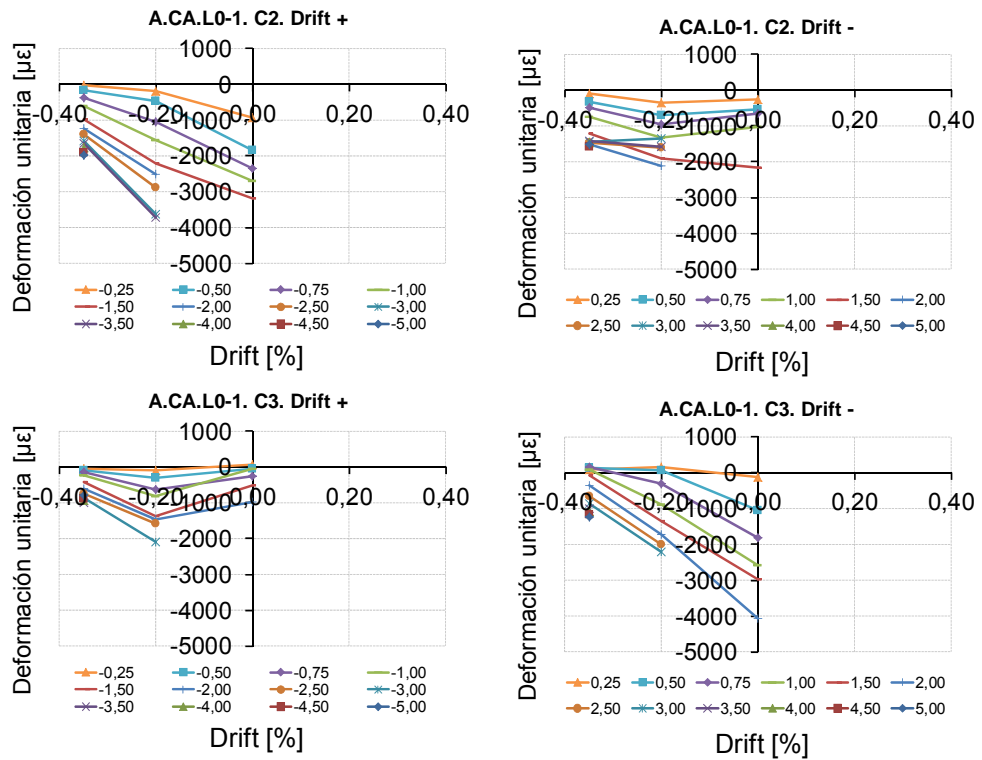


Fig. II.11. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.CA.L0-1

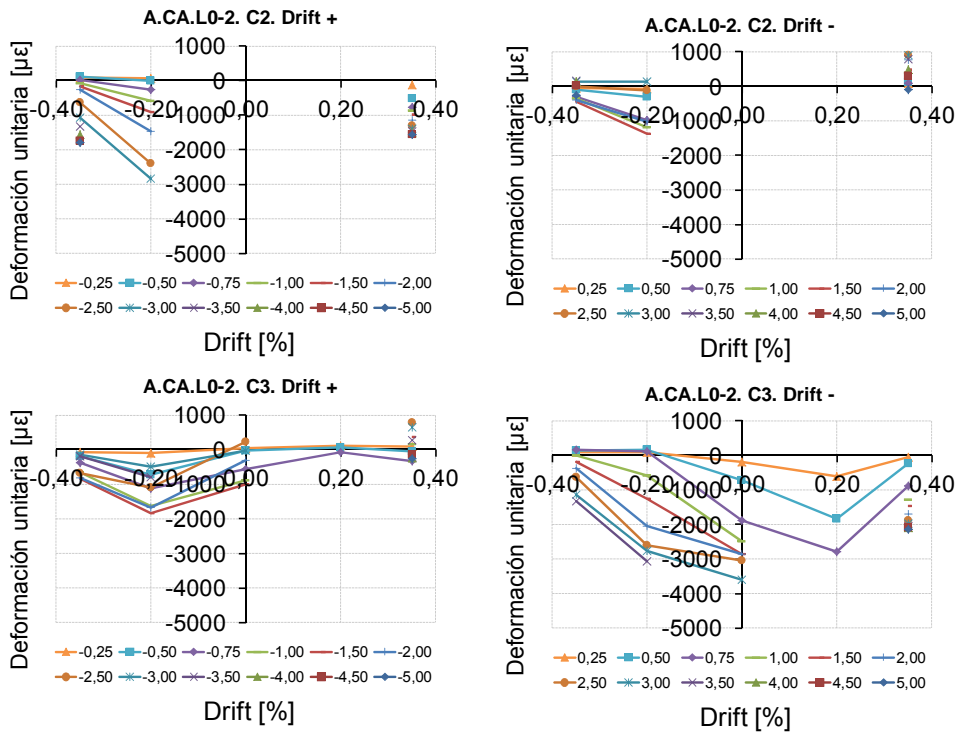


Fig. II.12. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.CA.L0-2

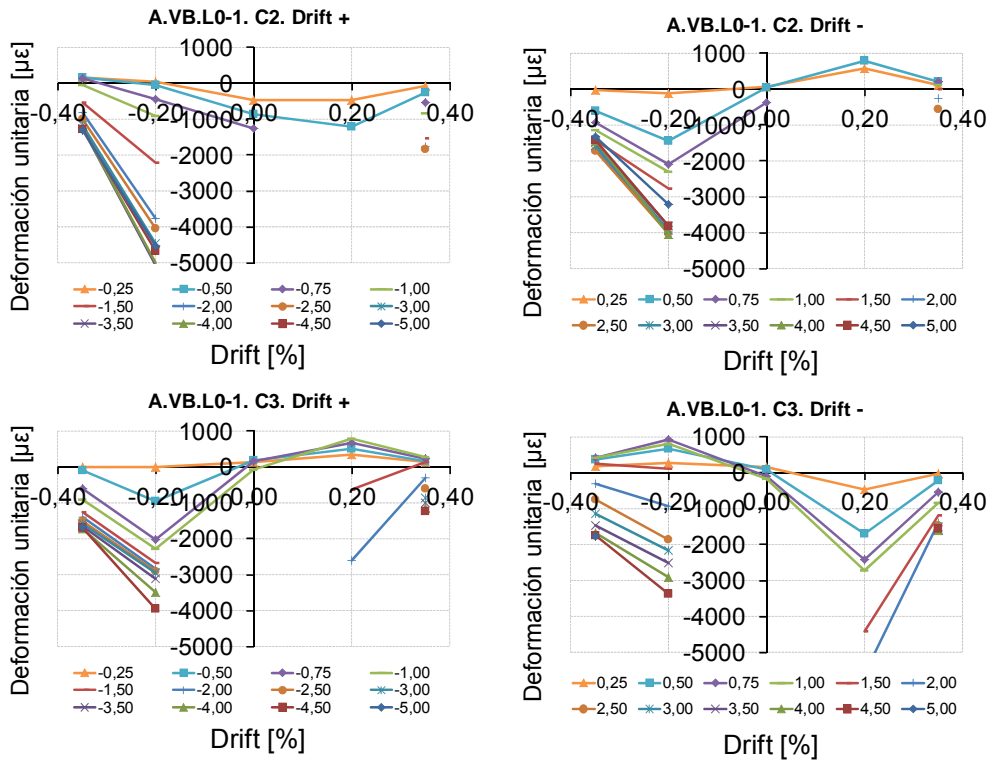


Fig. II.13. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.VB.L0-1

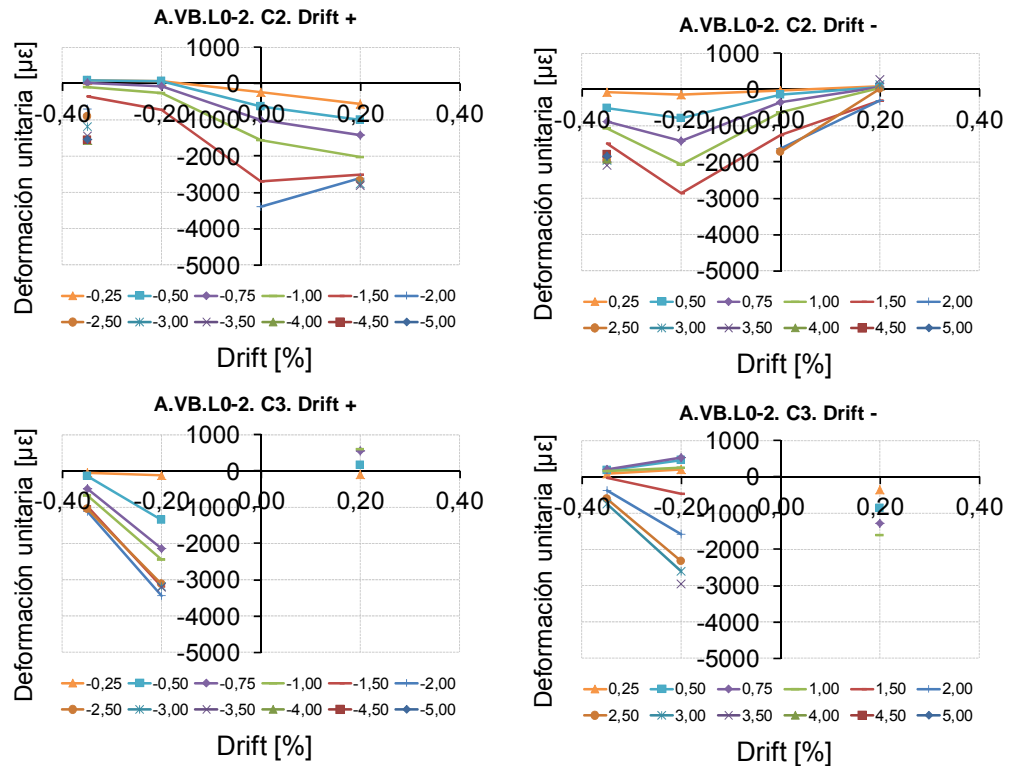


Fig. II.14. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.VB.L0-2

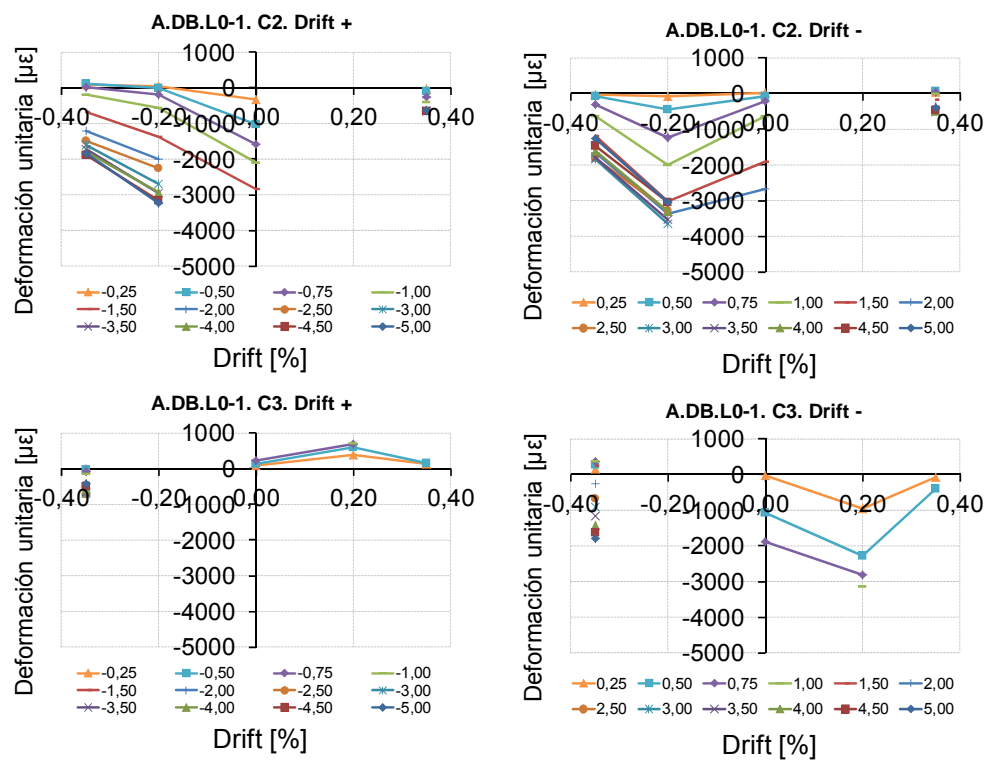


Fig. II.15. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.DB.L0-1

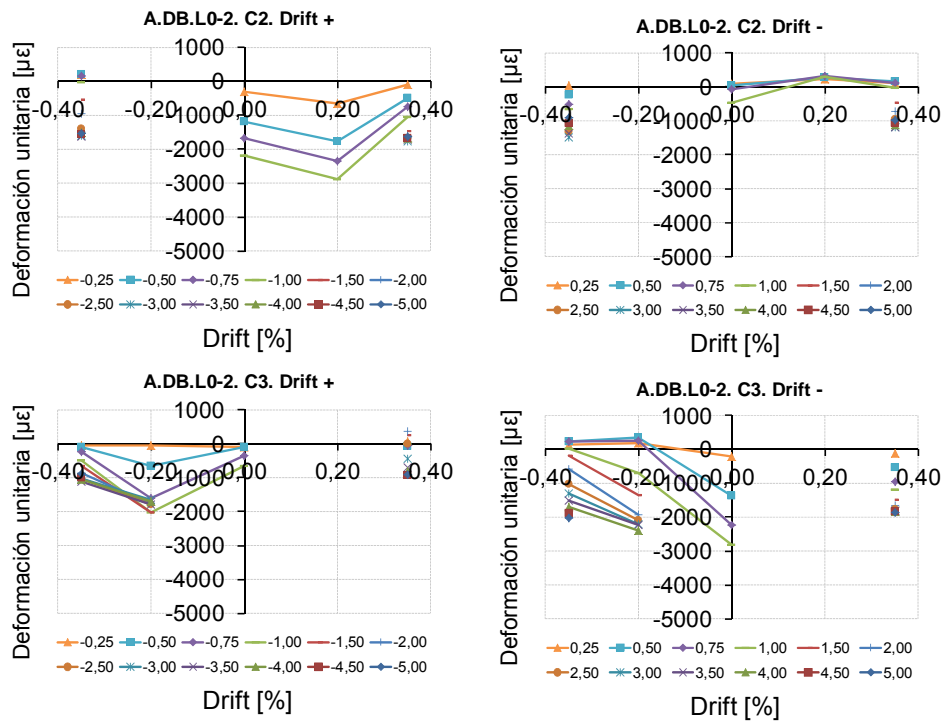


Fig. II.16. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.DB.L0-2

### II.3.2 Deformación de armaduras en vigas. Probetas Tipo A. N=0

Las siguientes figuras recogen las deformaciones de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A, sin carga axial sobre los pilares (N=0).

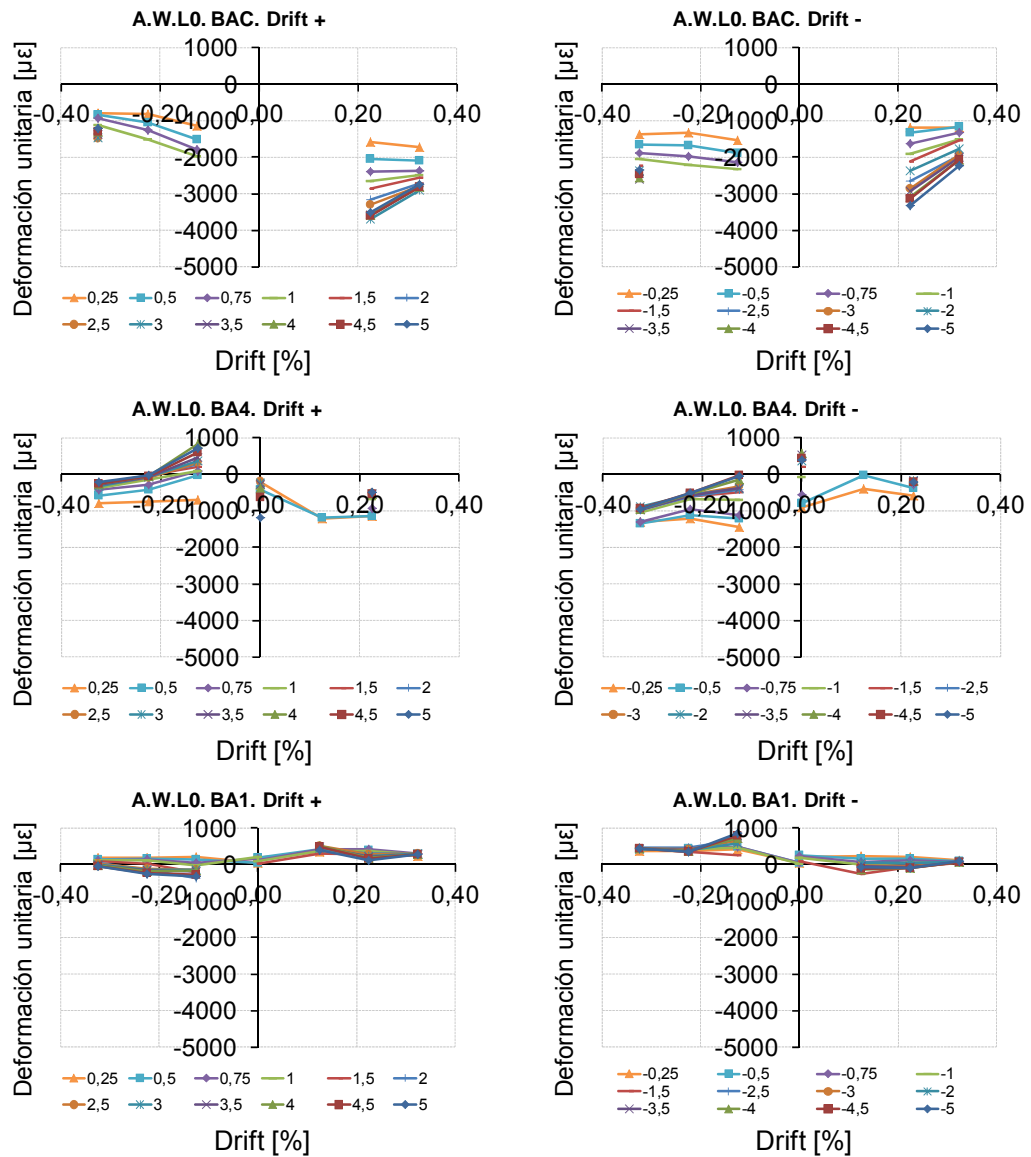


Fig. II.17. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.W.L0



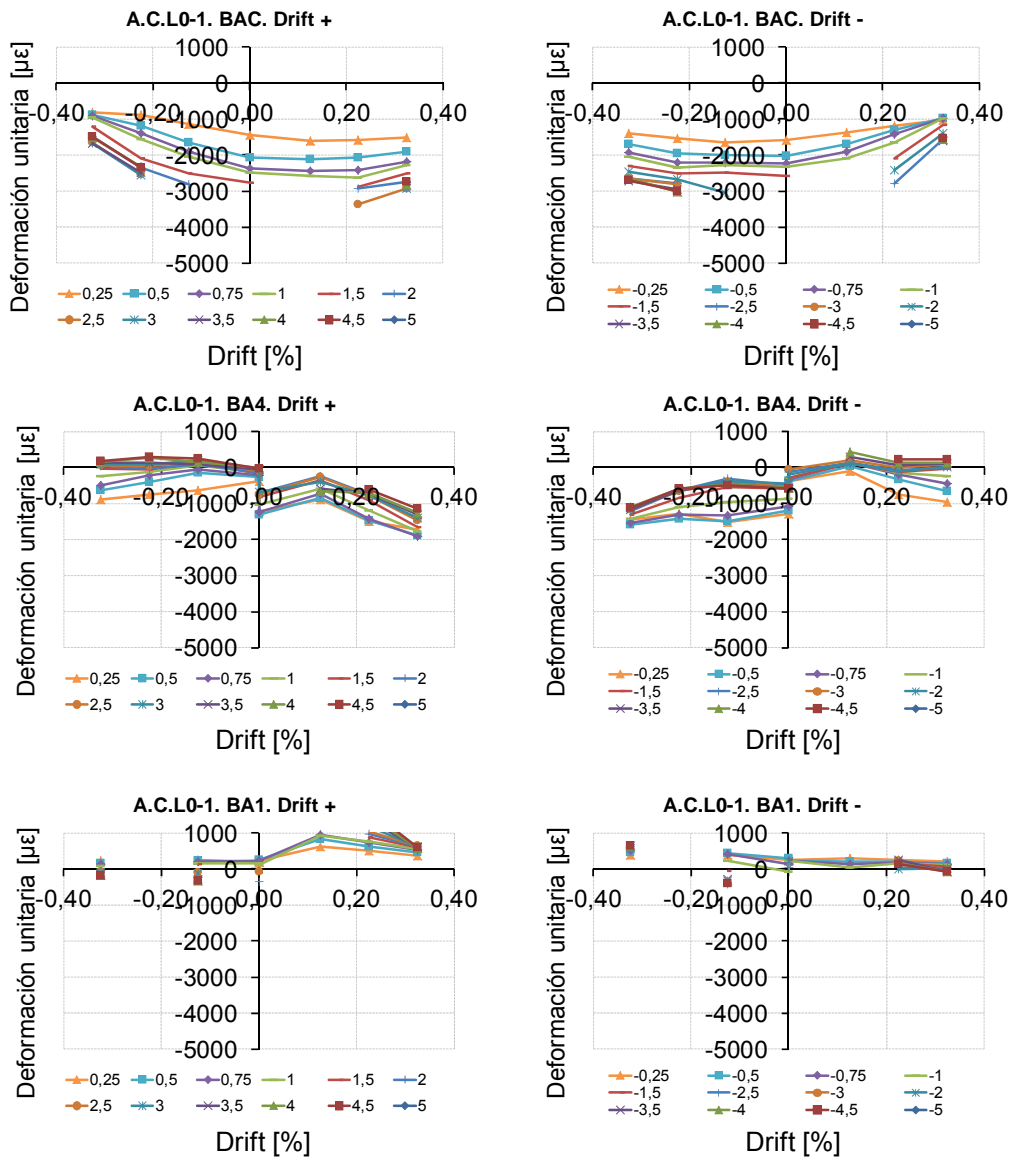


Fig. II.18. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.C.L0

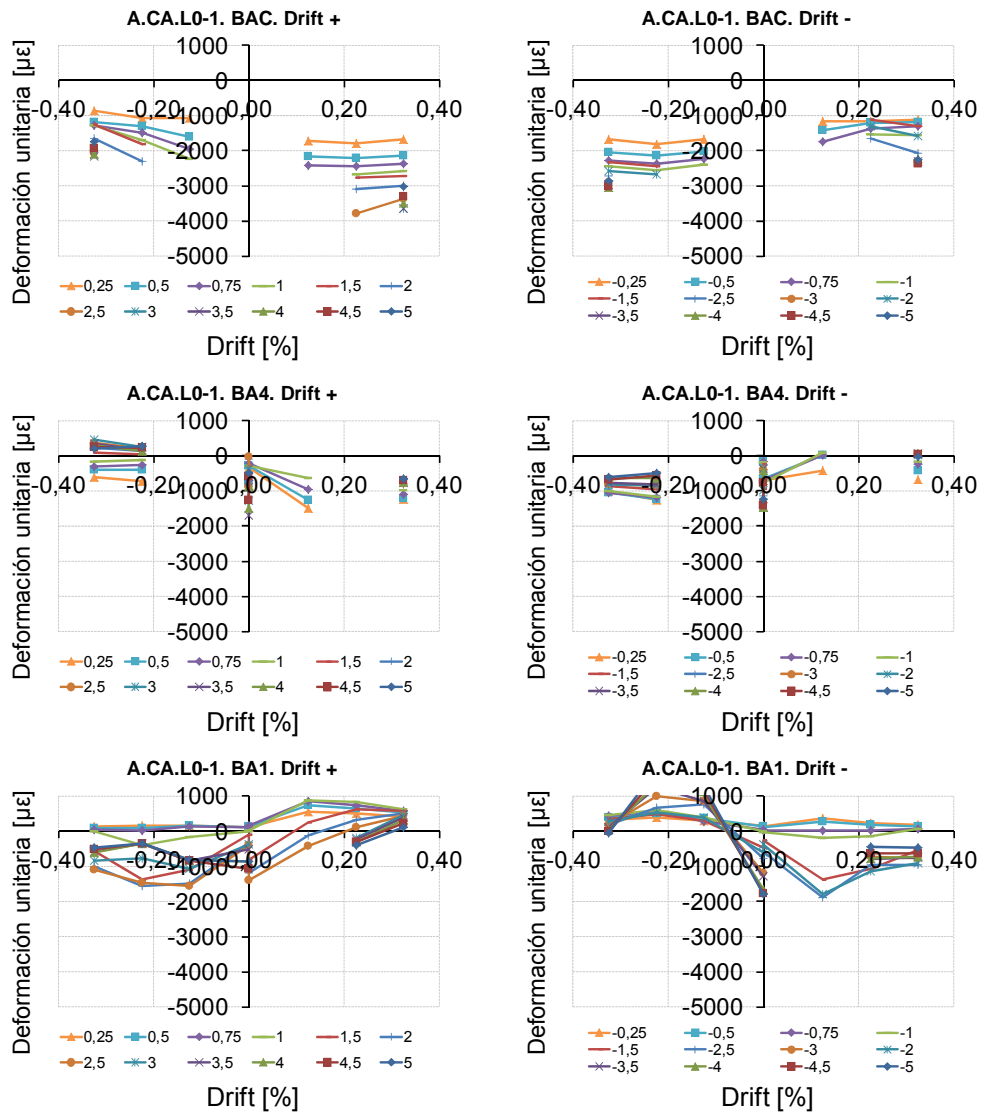


Fig. II.19. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.CA.L0-1

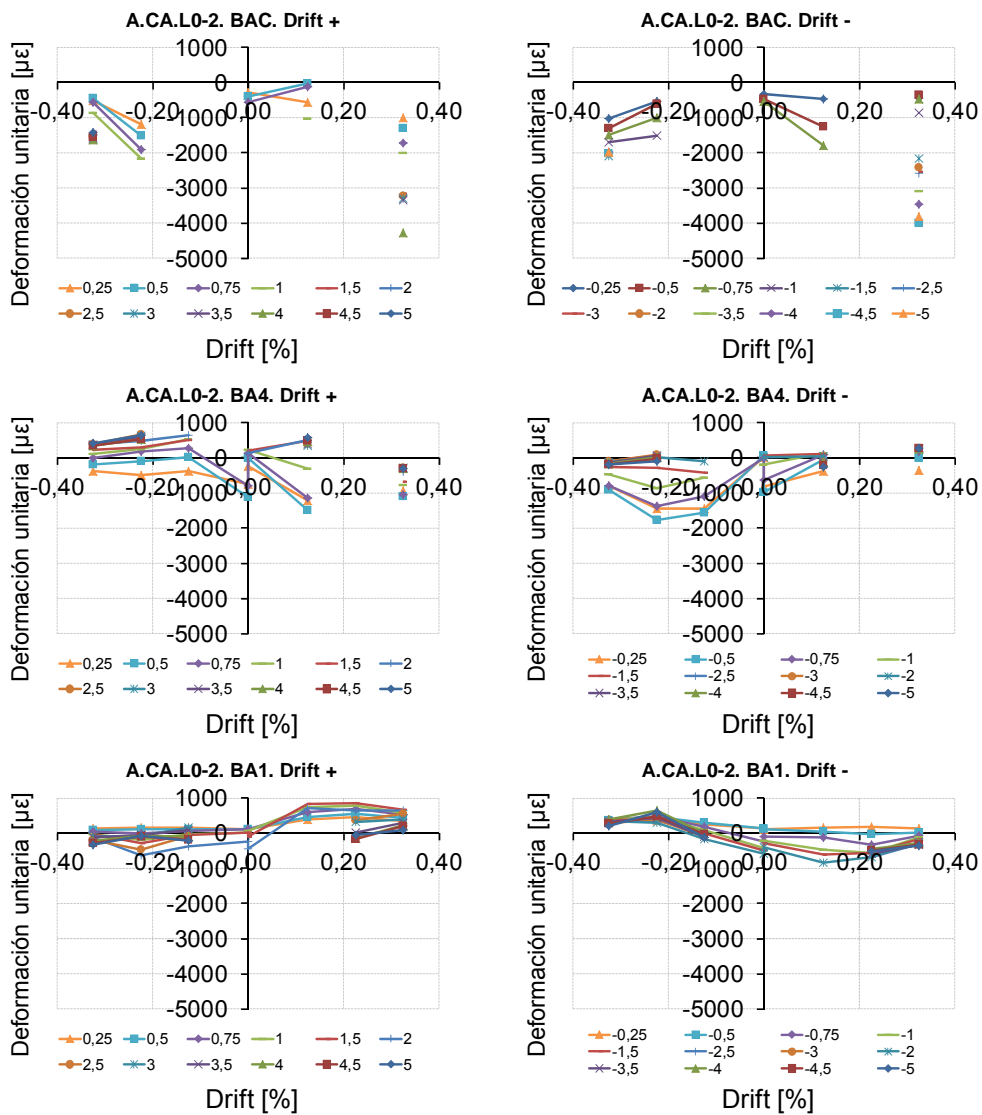


Fig. II.20. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.CA.L0-2

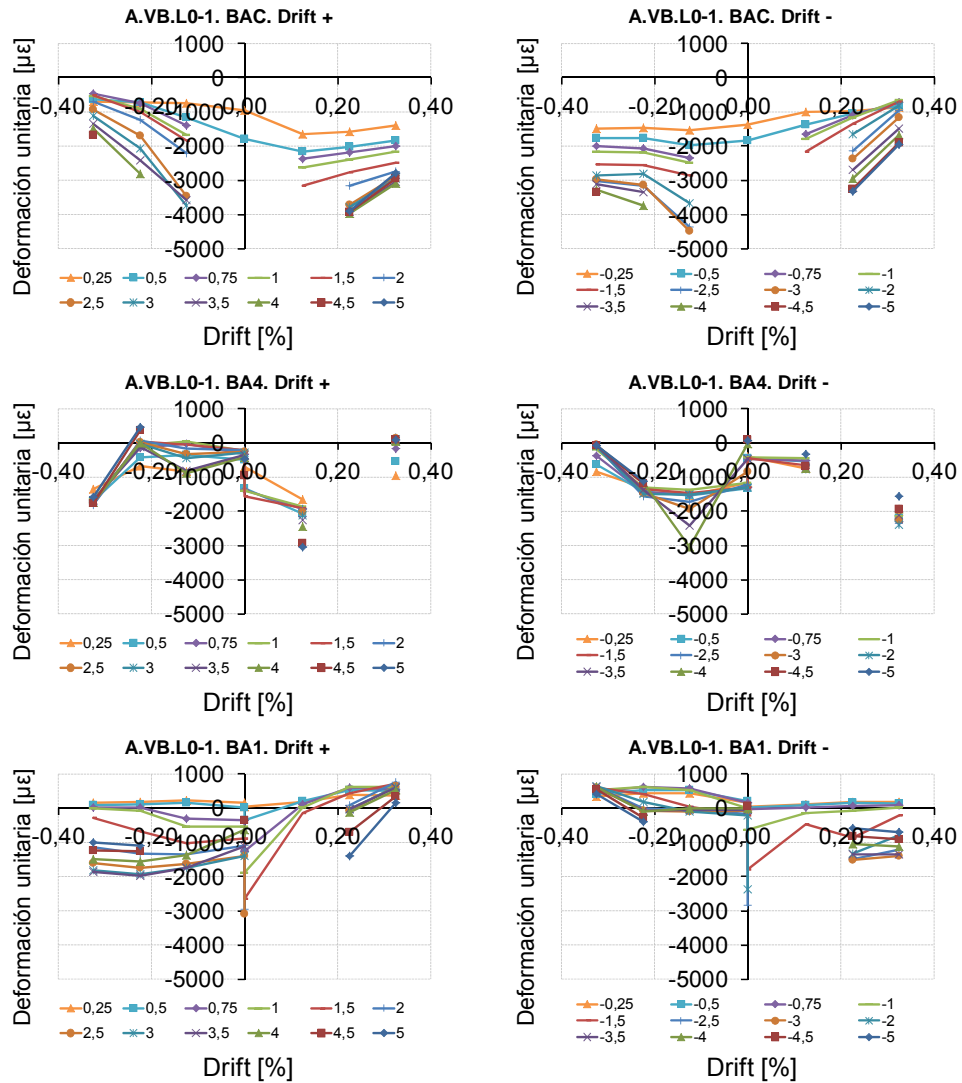


Fig. II.21. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.VB.L0-1

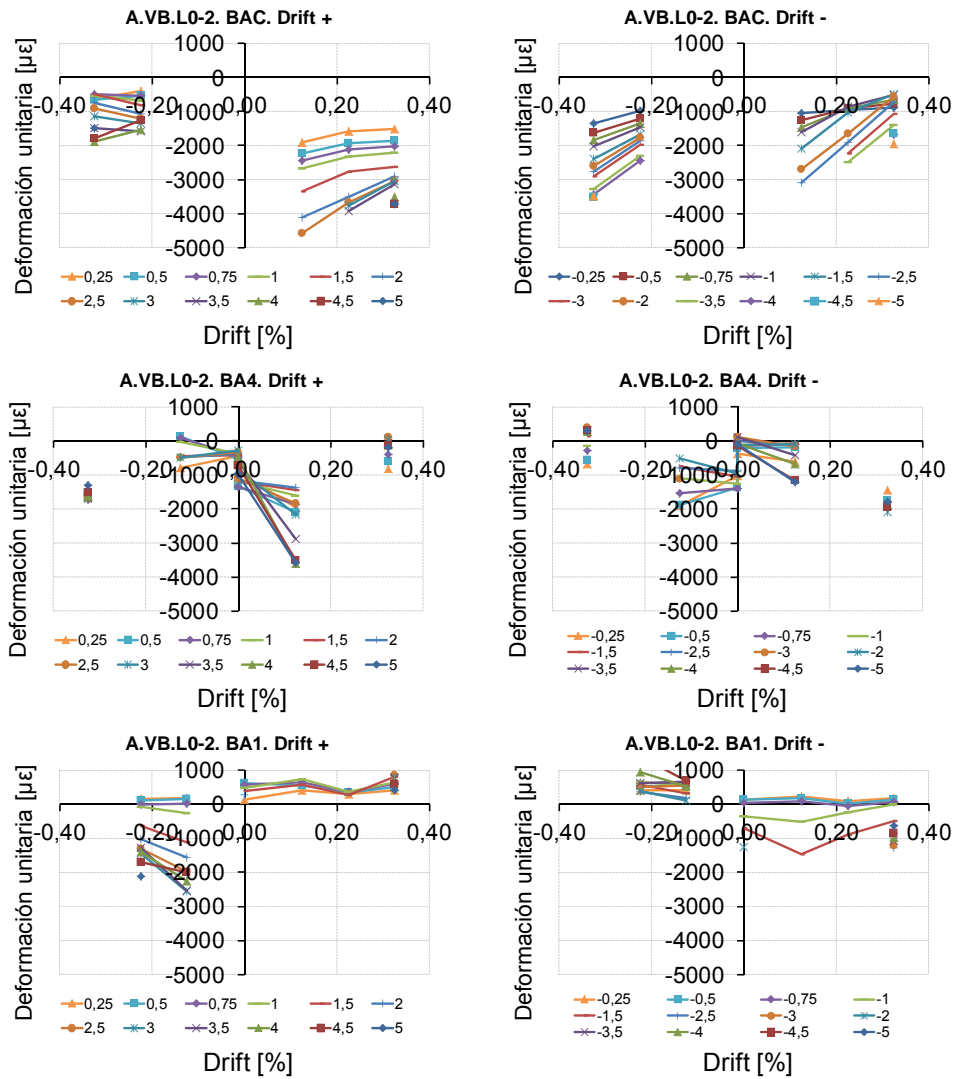


Fig. II.22. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.VB.L0-2

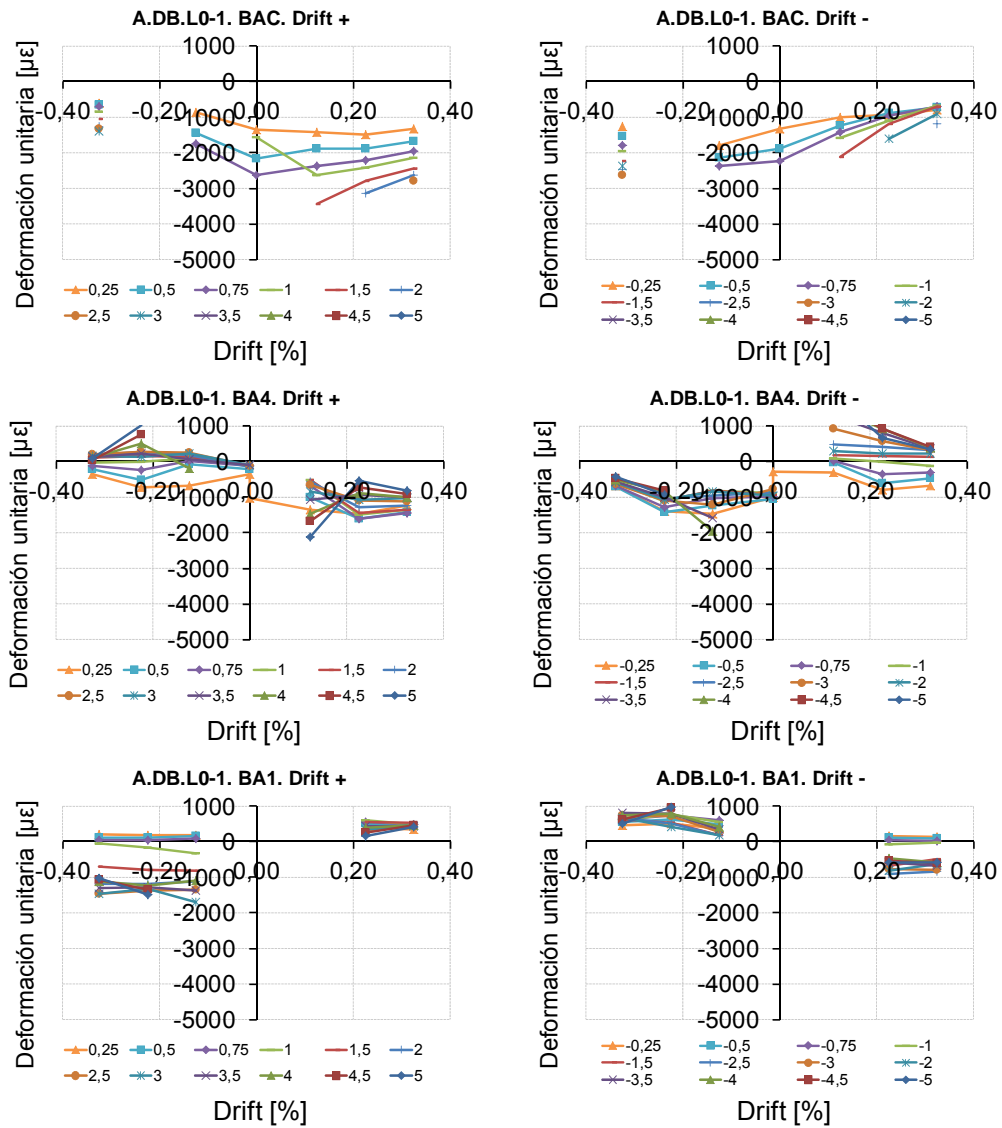


Fig. II.23. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.DB.L0-1

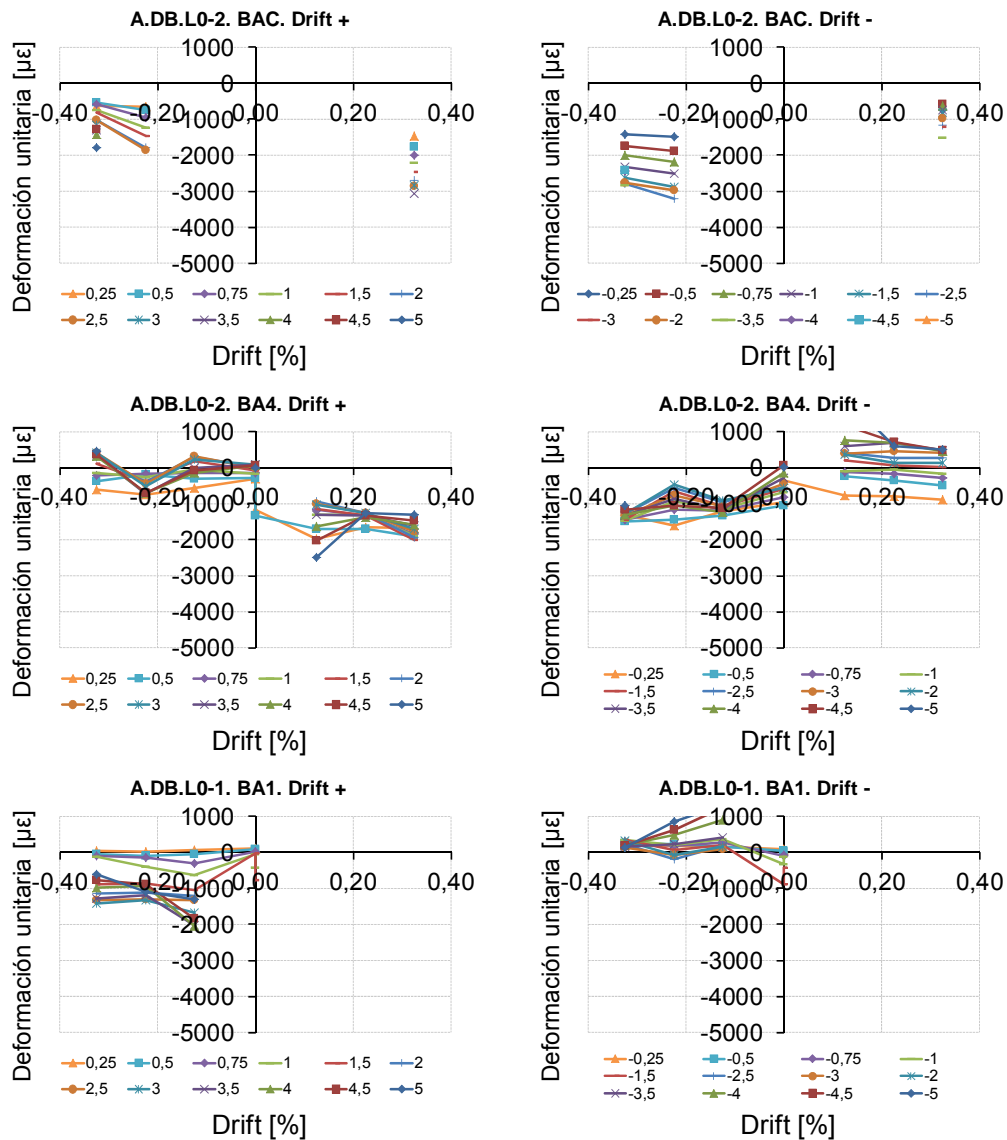


Fig. II.24. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.DB.L0-2

## II.4 Deformación de armaduras interiores en probetas Tipo A. $N \neq 0$

### II.4.1 Deformación de armaduras en pilares. Probetas Tipo A. $N \neq 0$

Las siguientes figuras recogen las deformaciones de las armaduras de los pilares de las probetas Tipo A, con carga axial sobre los pilares ( $N \neq 0$ ).

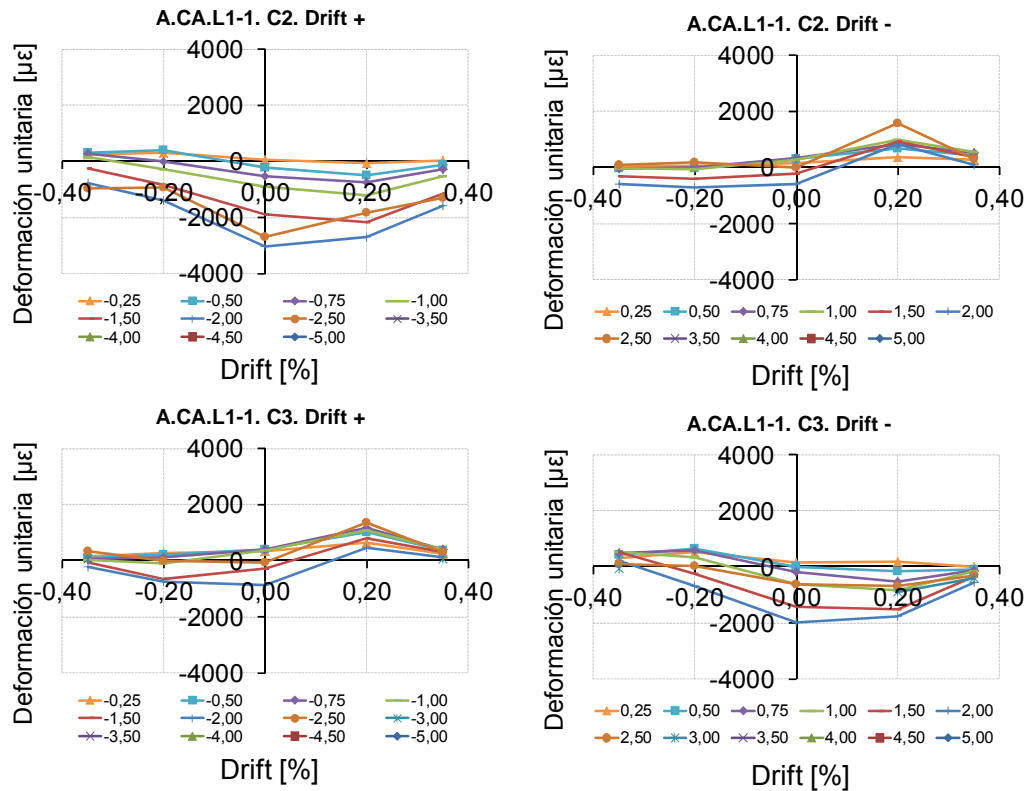


Fig. II.25. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.CA.L1-1

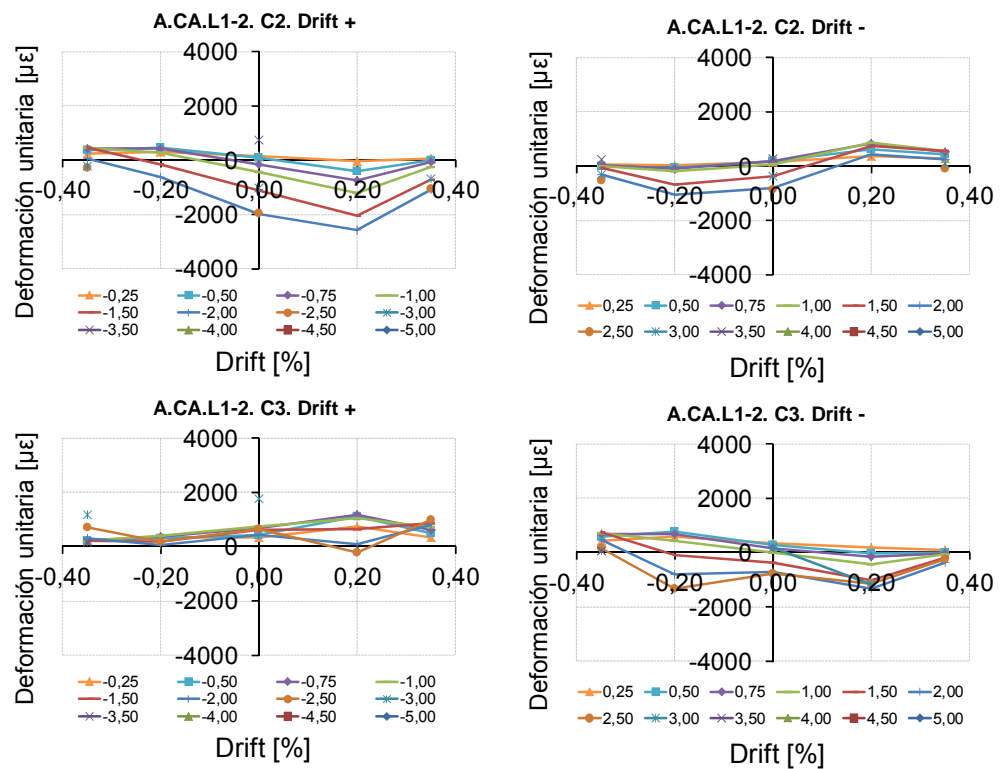


Fig. II.26. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.CA.L1-2



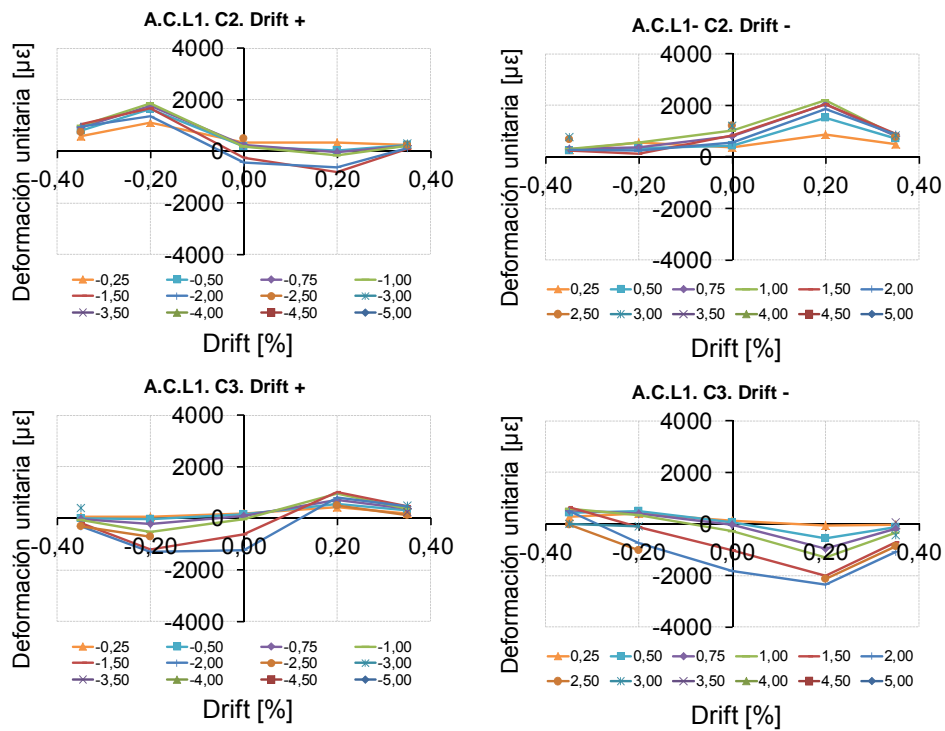


Fig. II.27. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.C.L1

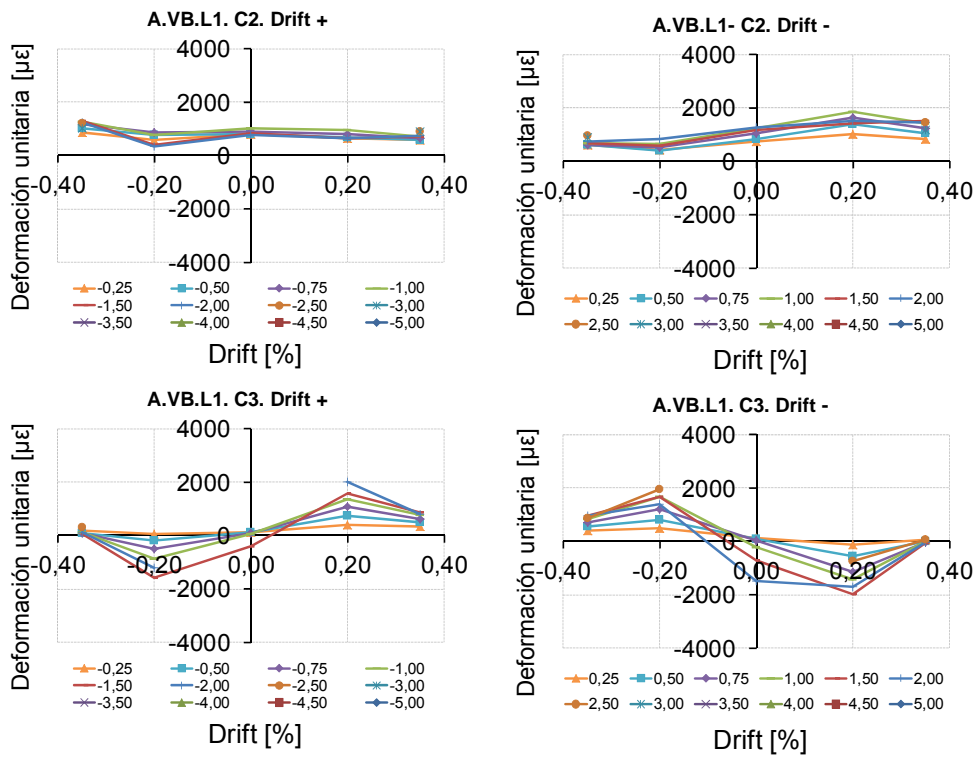


Fig. II.28. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.VB.L1

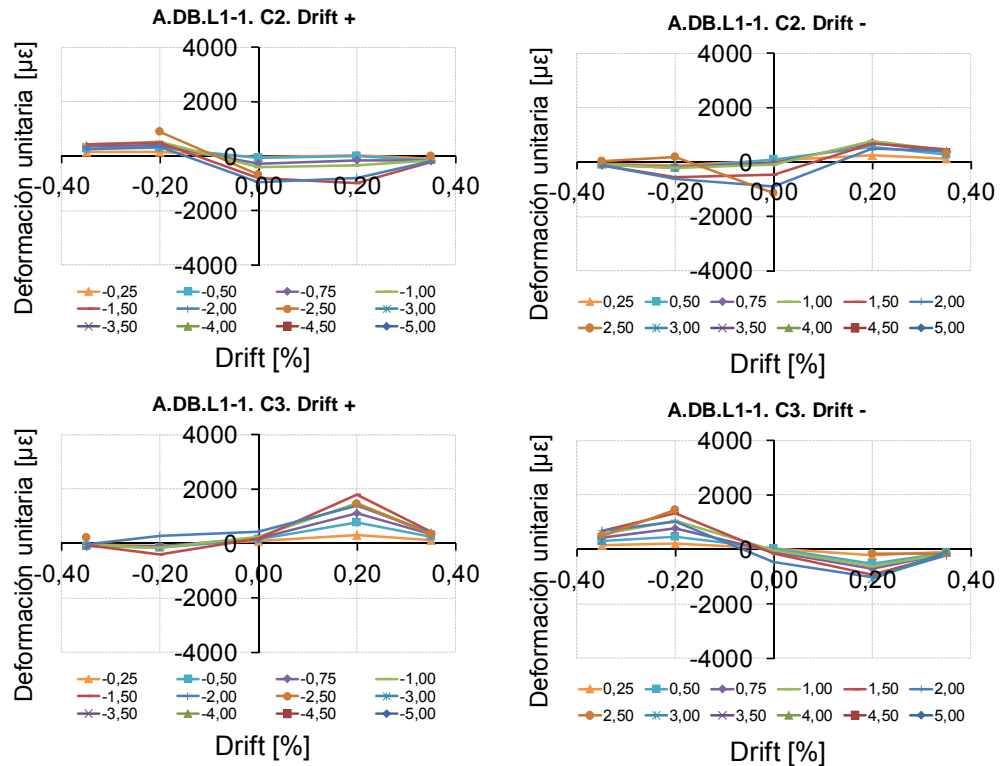


Fig. II.29. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.DB.L1-1

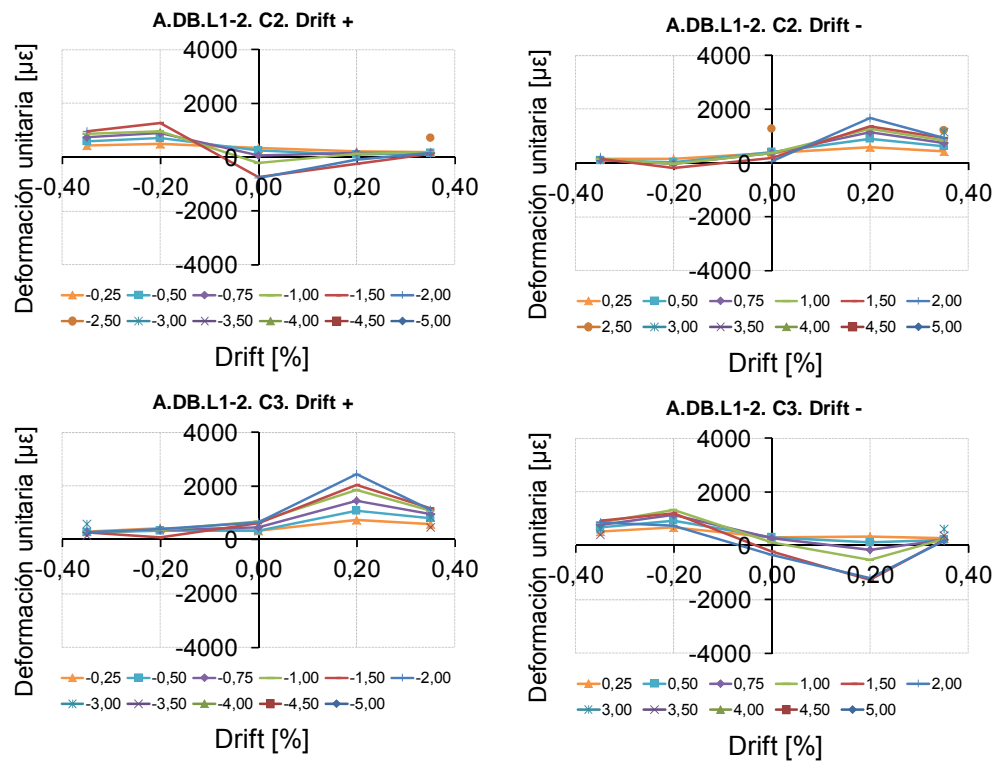


Fig. II.30. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.DB.L1-2

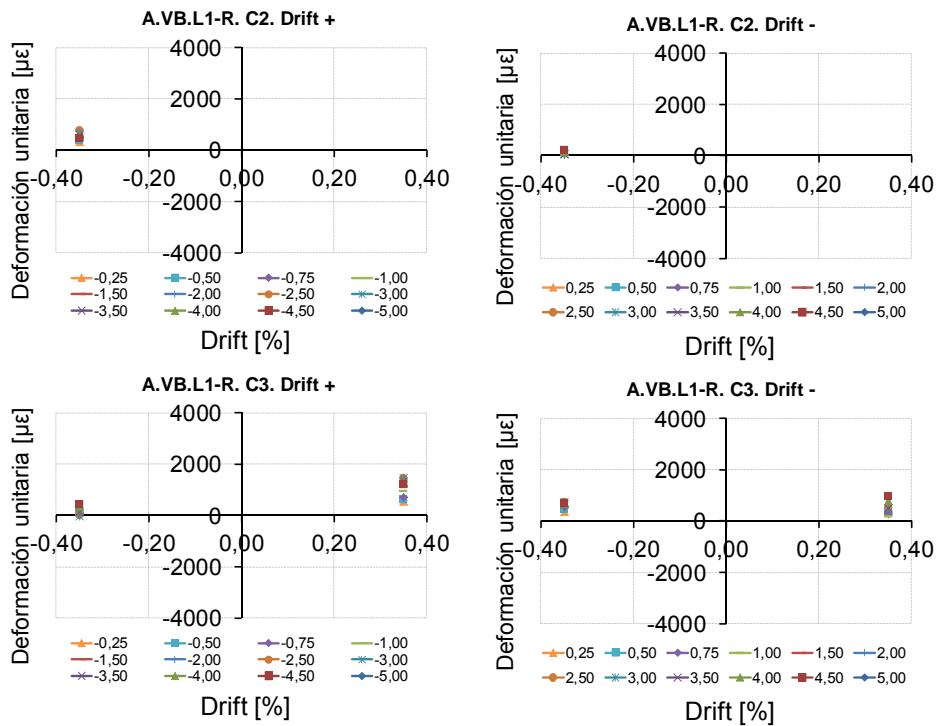


Fig. II.31. Deformaciones medidas en las armaduras del pilar de la probeta A.VB.L1-R

#### II.4.2 Deformación de armaduras en vigas. Probetas Tipo A. $N \neq 0$

Las siguientes figuras recogen las deformaciones de las armaduras de las vigas de las probetas Tipo A, con carga axial sobre los pilares ( $N \neq 0$ ).

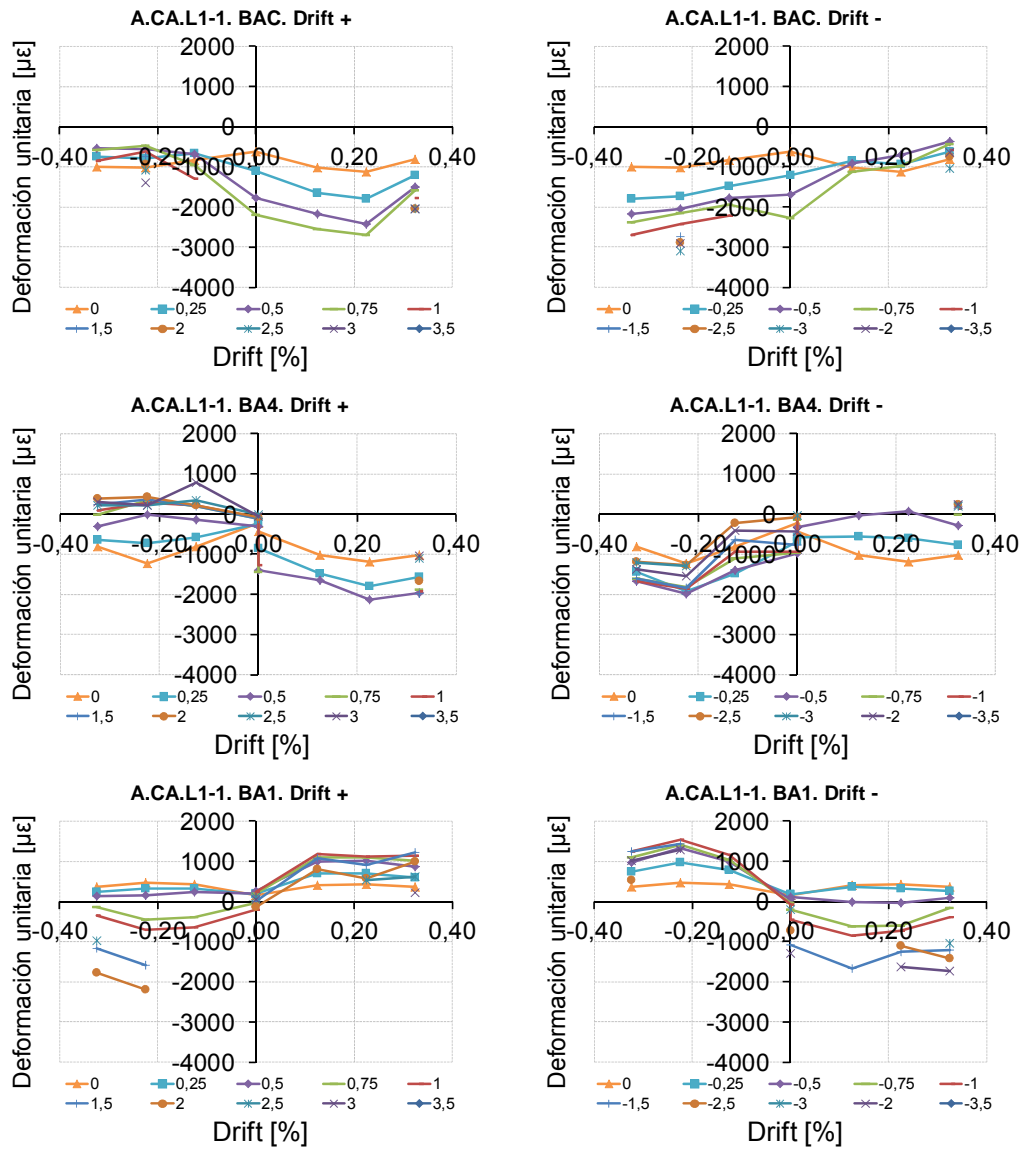


Fig. II.32. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.CA.L1-1

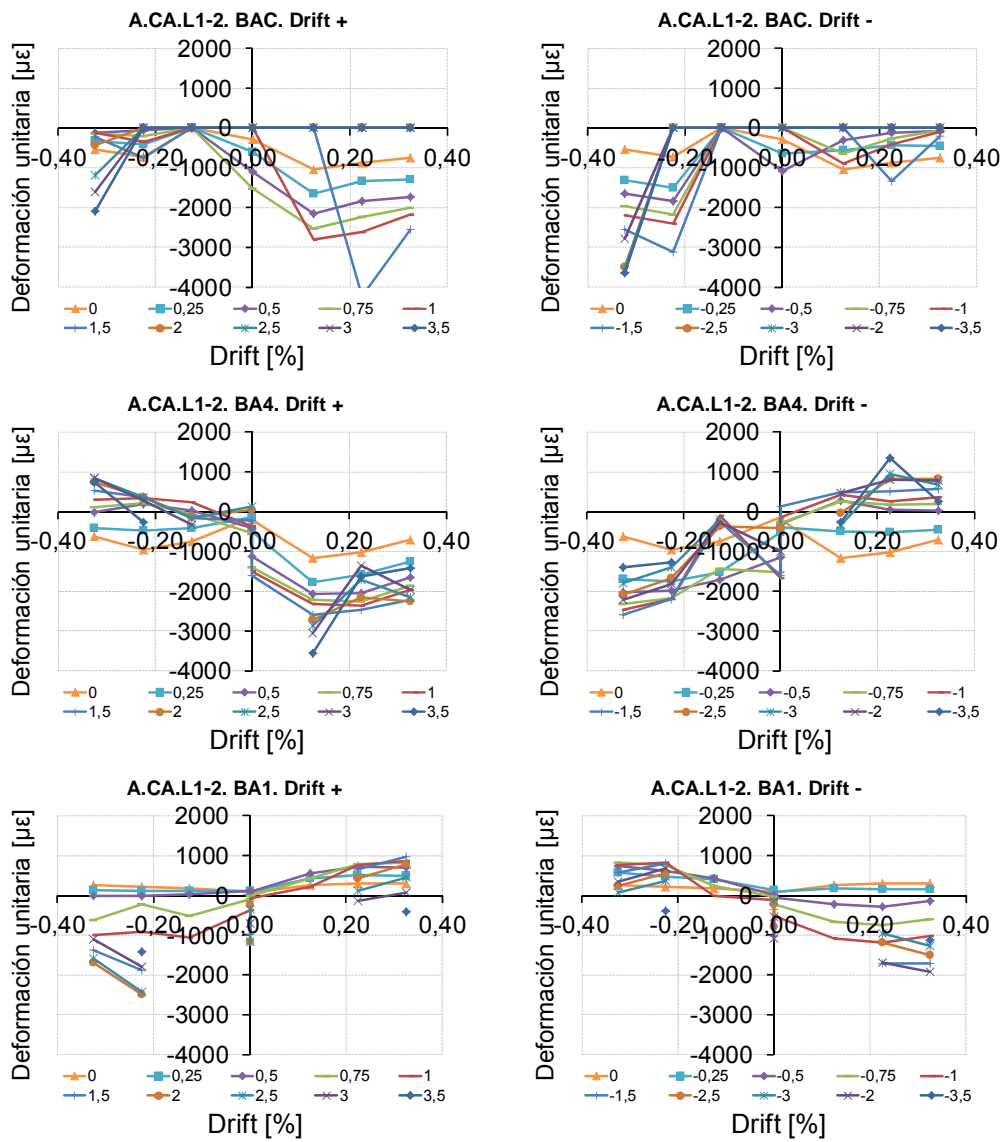


Fig. II.33. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.CA.L1-2

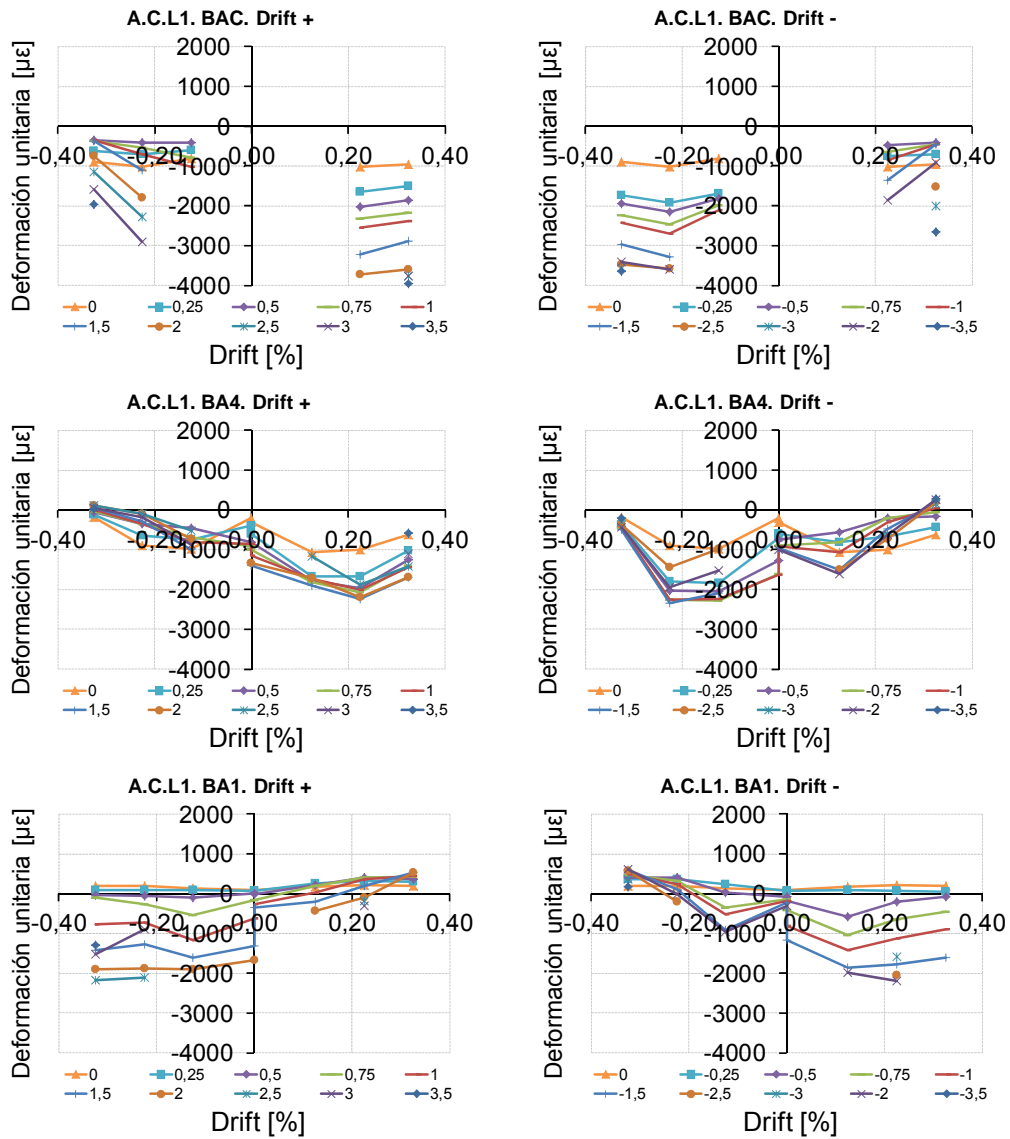


Fig. II.34. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.C.L1

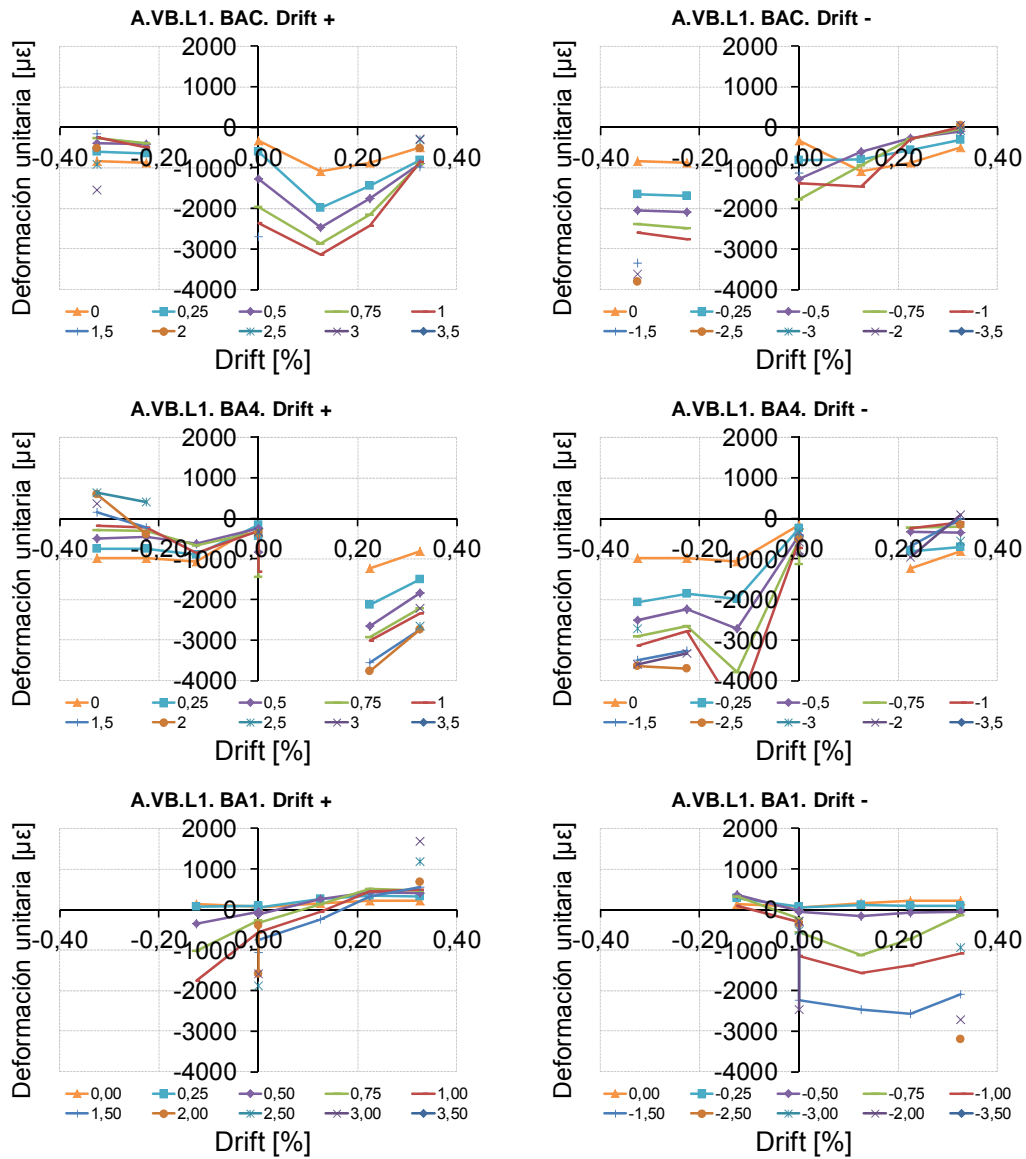


Fig. II.35. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.VB.L1

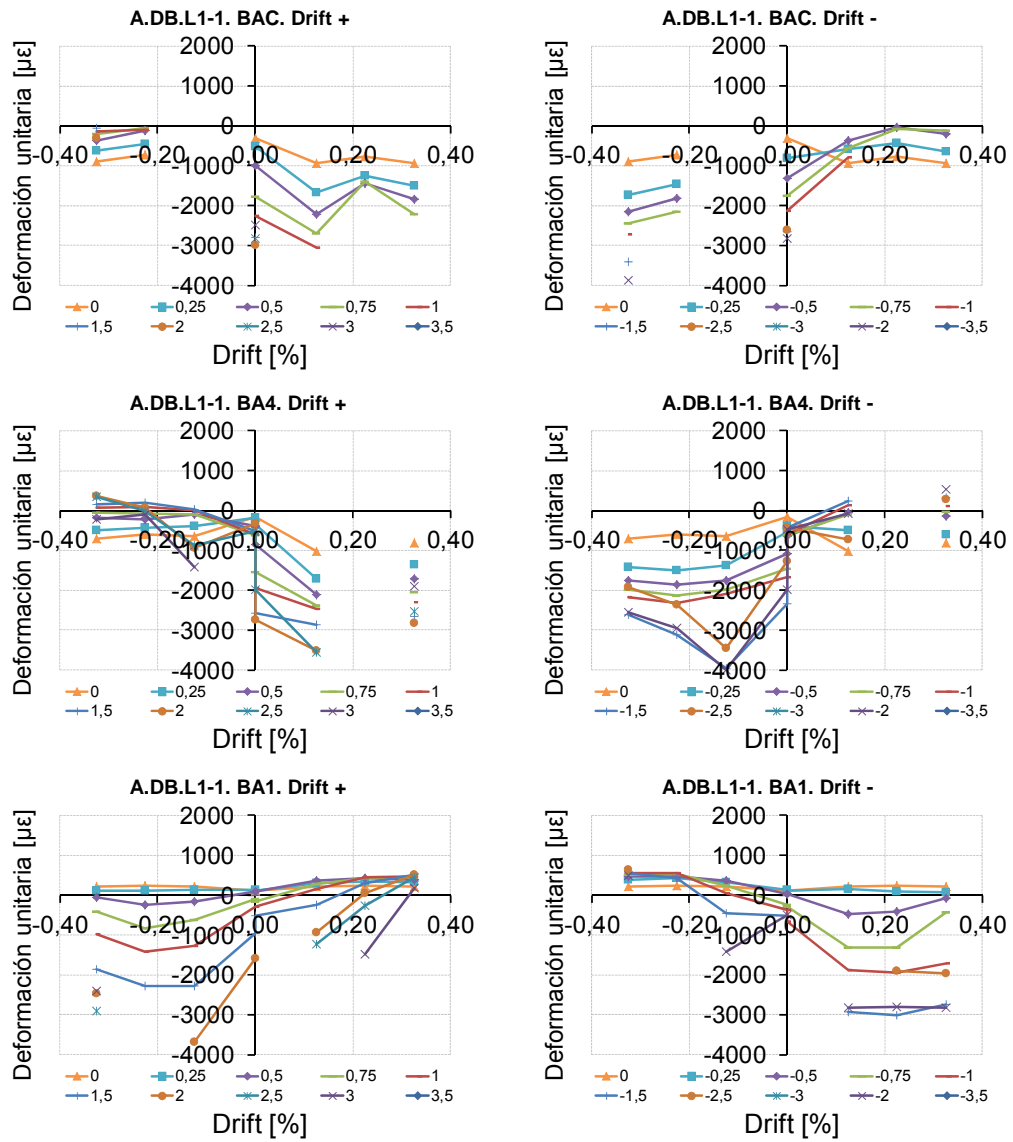


Fig. II.36. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.DB.L0-1



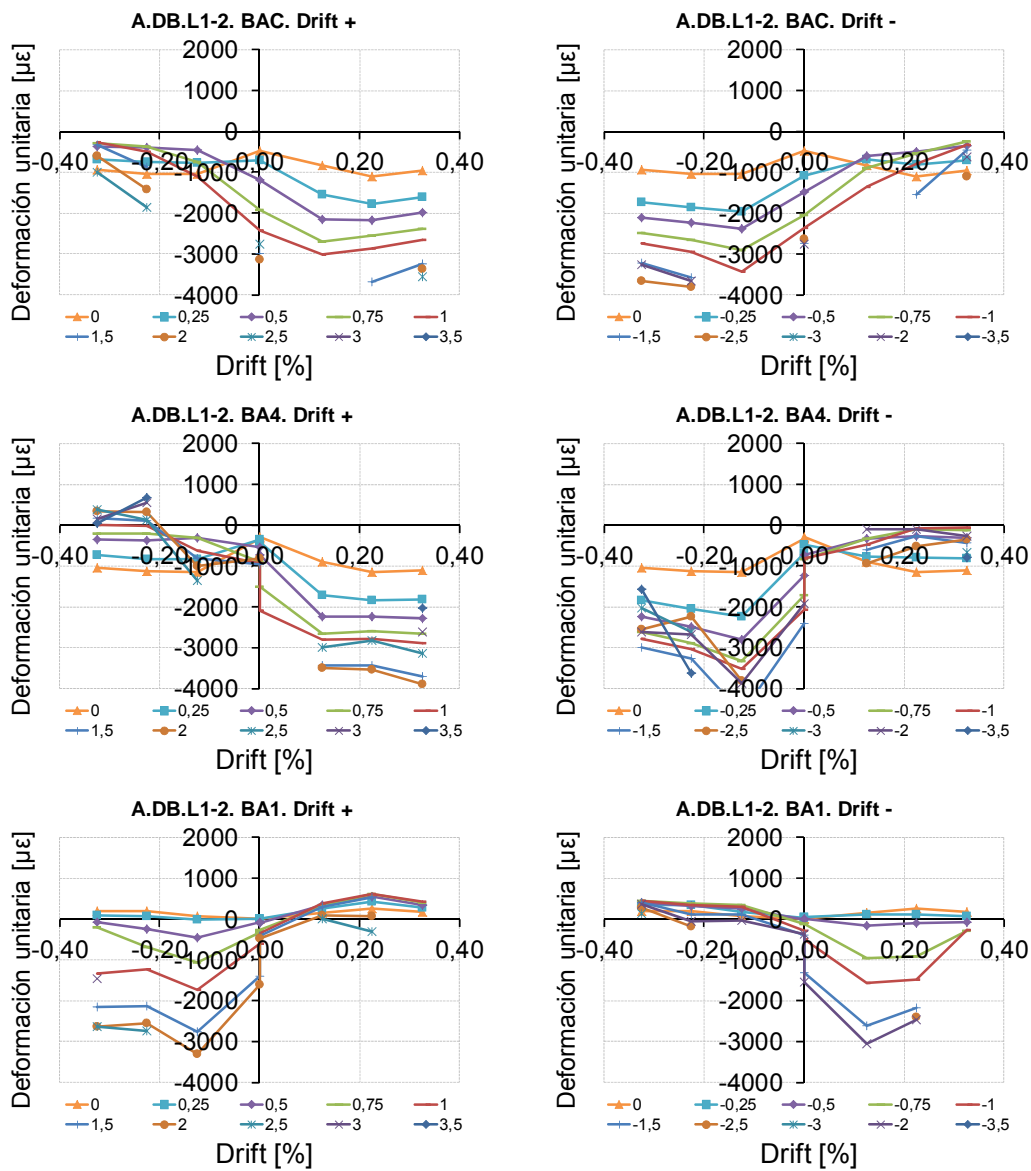


Fig. II.37. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.DB.L1-2

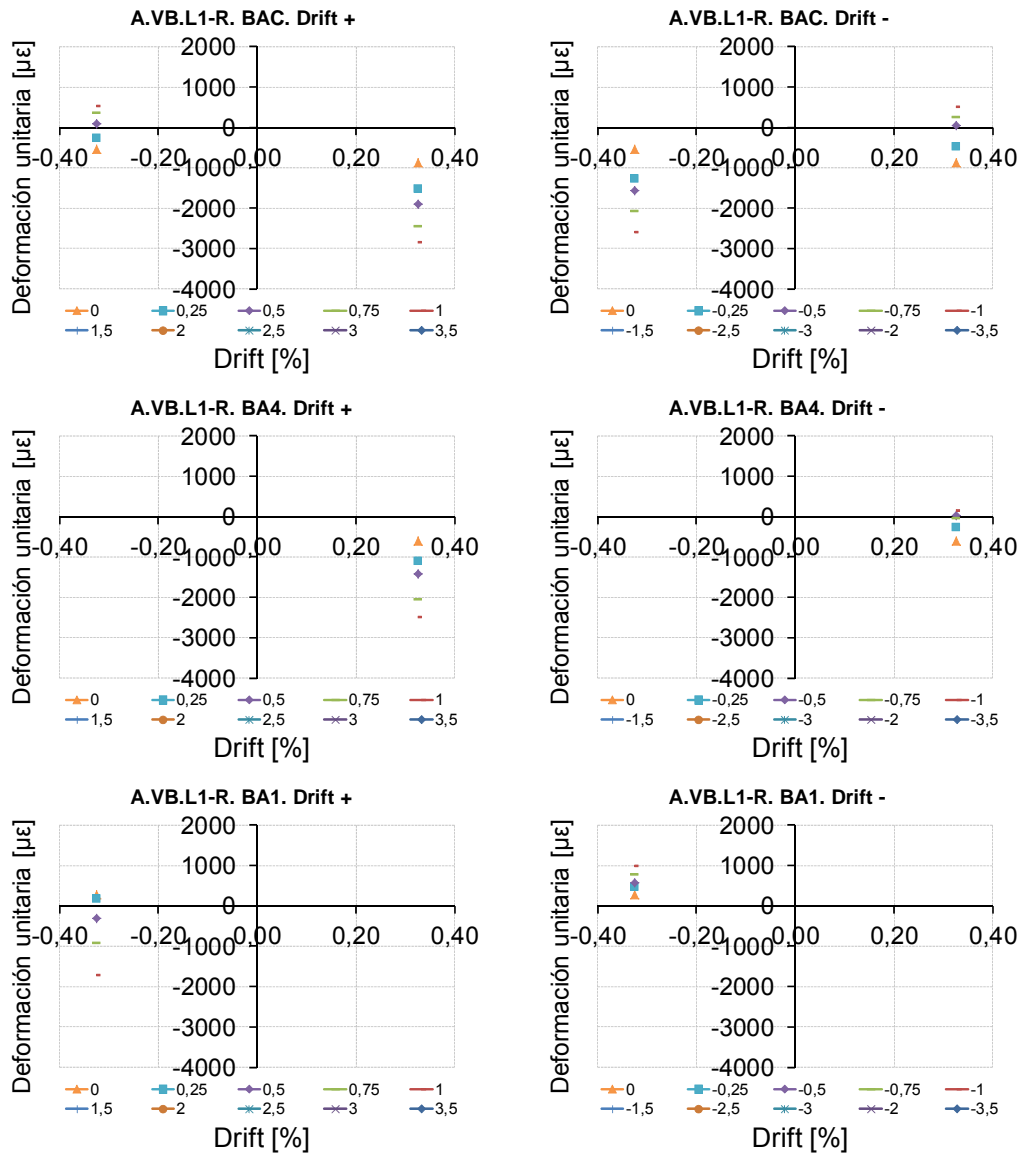


Fig. II.38. Deformaciones medidas en las armaduras de la viga de la probeta A.VB.L1-R