

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
SECCION DE POSTGRADO



**“COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES
EMPERNADAS SOMETIDAS A CARGAS CICLICAS
Y PERIODICAS”**

TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAGISTER EN
CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

Autor: Ing. Edgar Ricardo Quiroz Villón

Lima – Perú

2011

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se realizó con el fin de estudiar el comportamiento de las conexiones de estructuras de acero sometidas a cargas cíclicas y periódicas. Para lo cual se ensayaron dos tipos de conexiones a escala real, una conexión tipo arriostre y otra tipo viga-columna, realizando un ensayo para el arriostre y tres ensayos para la viga-columna. Con la información obtenida experimentalmente se determinaron las curvas de histéresis de las secciones de los elementos, y la carga aplicada en función del tiempo. Con esta información se realizó un modelo matemático utilizando el programa SAP2000, obteniendo resultados de rigideces de las secciones de los elementos que difieren en 5% y 10% en el caso del arriostre y 1% y 3% en el caso de la conexión viga-columna, lo cual puede considerarse aceptable para un nivel de precisión en ingeniería. También se obtuvo de los ensayos las ductilidades de los elementos, 1.80 para el caso del arriostre y 1.20 para el caso de la viga. Se observó que en la conexión viga-columna la falla ocurre en el elemento viga, por pandeo local torsional en sentido contrario a las “agujas del reloj”; en el caso del arriostre la falla ocurre en la plancha de conexión, por pandeo local longitudinal en el eje de menor inercia. Se comprobó la transferencia de momento de la viga a la columna es del orden del 4%, menor al 20% por lo que la clasifica como una conexión a corte. Los valores de resistencia de los elementos de las conexiones tipo arriostre y viga-columna, duplican y triplican, respectivamente, la resistencia nominal obtenida en los ensayos de laboratorio. La continuación y trabajo futuro, propone el uso de estos resultados en modelos para establecer criterios para determinar el mejor comportamiento de las conexiones en las estructuras de acero frente a este tipo de cargas.

ABSTRACT

The present research paper was carried out with the aim to study the behavior of steel connections undergoing cyclic and periodic loads. Through the experimental program, we tested two types of full scale connections. One type connection brace and other type beam-to-column, made one try for brace and three tries for beam-to-column. The information we obtained experimentally established the hysteretic curves of frames sections, and the application load dependent on time. With this information we made a mathematical model using SAP2000 program, we achieved results of section stiffness of frames that differ in 5% and 10% in brace case and 1% and 3% in beam-to-column case. Thus, this can be considered acceptable to a precision level of engineering. The tests also achieved the ductility of frames, 1.80 in brace case and 1.20 in beam-to-column case. In the beam-to-column connection we observed that the failure happened in beam, by torsional local buckling in anti-clockwise direction, the brace case it happened in connection plate, by local buckling to along of the lesser inertia axis. It proved that the transfer of moment from beam-to-column was of a 4% order, less than 20%, classifiable as a shear connection. The values of resistance of the connections elements of brace and beam-to-column type, double and triple the nominal resistance achieved in the laboratory tests. The continuation and future work propose the usage of these results in models to establish criteria to determine the best behavior of connections in steel structures subject to these types of loads.

CONTENIDO

RECONOCIMIENTOS	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ESPECIAL AGRADECIMIENTO	iii
DEDICATORIA	iv
Capítulo 1	1
GENERALIDADES	1
INTRODUCCIÓN	1
CARGAS DE OPERACIÓN EN LA ESTRUCTURA.....	1
CARGAS PRODUCIDAS POR SISMOS	2
Capítulo 2	7
ESTADO DEL ARTE DE CONEXIONES A CORTE	7
Capítulo 3	15
ESTUDIO DE ESTRUCTURA PROPUESTA.....	15
INTRODUCCIÓN	15
OBJETIVO	15
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	17
DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA CONEXIÓN	22
ARRIOSTRE-XL16	22
DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA CONEXIÓN VIGA-IN35.....	26
Capítulo 4	29
TRABAJOS EXPERIMENTALES.....	29
INTRODUCCIÓN	29
ENSAYO CÍCLICO DE ELEMENTO ARRIOSTRE XL16	31
ENSAYO CÍCLICO DE VIGA EN VOLADIZO IN35	38
ENSAYO CÍCLICO DE VIGAS A CORTE IN35	41
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	44

Capítulo 5	50
ELABORACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS	50
ELEMENTO ARRIOSTRE XL16	50
ELEMENTO VIGA IN35	65
Capítulo 6	82
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
CONCLUSIONES	82
RECOMENDACIONES	85
REFERENCIAS	a

Capítulo 1

GENERALIDADES

INTRODUCCIÓN

El objetivo de la presente tesis es estudiar el comportamiento de las principales conexiones de una estructura típica que sirve de soporte a una tolva de material para preparación de “barro” o manejo de materiales, analizar sus efectos frente a cargas cíclicas o periódicas ocasionadas por la operación de los equipos asociados a esta estructura y el comportamiento frente a cargas producidas por sismos considerando que el proyecto se encuentra ubicada en la ciudad de Ilo que corresponde a la zona 3 en el Perú.

En toda la industria minera y de energía se utiliza tolvas para el manejo de materiales en su operación, las cuales están sujetas a cargas cíclicas y periódicas, las cuales pueden cambiar el comportamiento normal y convencional de este tipo de estructuras en las cuales en la mayoría de casos se utilizan conexiones tipo corte y arriostre, como las estudiadas en la presente investigación.

CARGAS DE OPERACIÓN EN LA ESTRUCTURA

La estructura soporta una tolva de 15 (t) de capacidad y de 8 m³ de volumen máximo que puede contener un material producido por una mezcla de arcilla y arena de relave, en una proporción de 2 a 1 respectivamente, generando una densidad promedio de 1.88 t/m³, adicionando a este peso el peso de la tolva de 3 (t), tenemos un peso de 18 (t) el cual es soportado por la estructura estudiada.

El peso del material es el que produce la carga cíclica en este caso la operación del “Molino de Barro”, equipo que es soportado por la estructura en estudio, fue diseñado para operar las 24 horas del día, los 365 días del año, en forma continua, la carga de la tolva es 2 veces por turno, por un volquete F12 de 15 (t) de capacidad, es decir cada 4 horas, en un total de 6 veces por día, que a su vez genera efectos de esfuerzo por la descarga de 2160 por año. La descarga en la tolva es liberada por una faja que alimenta al molino para generar barro, ver figura 1.1.

CARGAS PRODUCIDAS POR SISMOS

La estructura estudiada soporta un equipo que forma parte de las instalaciones auxiliares de la Fundición de Ilo, propiedad de Southern Copper, se encuentra ubicada al norte de la ciudad de Ilo a 1.0 Km frente al mar peruano, que corresponde a una zona de mayor presencia de sismos. Esta sismicidad es producto principalmente de la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Continental a lo largo de la costa peruana. Según el Mapa de Zonificación Sísmica propuesto por la norma actual de Diseño Sismorresistente E.030, del Reglamento Nacional de Construcciones (2003), ver figura 1.3, el área de estudio se encuentra comprendida en la Zona 3, correspondiéndole una alta sismicidad, habiendo ocurrido en el área cercana al proyecto sismos de intensidades hasta de IX en la Escala de Mercalli Modificada y de grado 7 en la escala de Richter, según la información de sismicidad histórica recopilada por Silgado (1987).

Por otro lado, según el Mapa de Fuentes Sísmicas Superficiales ver Figura 1.3, propuesto por Castillo y Alva (1993), la máxima intensidad de aceleraciones que puede ocurrir en el área del proyecto asociada a estas fuentes es de 8.2 m/s^2 . Asimismo, los mismos autores han presentado un mapa de Isoaceleraciones determinadas a partir de criterios probabilísticos, considerando un porcentaje de excedencia de 10% para una estructura cuya vida útil será de 50 años, lo cual corresponde a un tiempo de retorno de 475 años. Para el área en estudio, los autores proponen una aceleración máxima de $0.42g$.

De acuerdo al mapa de máximas intensidades sísmicas de Alva et al (1984), elaborado en base a la recopilación de los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú desde el año 1513 (Silgado; 1969, 1973, 1978 y 1992), que se presenta en la Figura 1.5, en el área cercana al proyecto han ocurrido sismos de considerables intensidades de hasta IX en la Escala de Mercalli Modificada.

A continuación se detallan los últimos terremotos significativos ocurridos en la región sur del Perú:

- ◆ Terremoto ocurrido el 30 de julio de 1995 al norte de Chile, el cual presentó una magnitud de $M_w=8.1$;
- ◆ Terremoto ocurrido el 12 de noviembre de 1996, el cual registró una magnitud m_b de 6.5 y 7.7 en magnitud momento M_w . Con epicentro a 135 km al sur-oeste de la localidad de Nazca a una profundidad de 14 km;

- ◆ Terremoto ocurrido el 23 de junio del año 2001, con una magnitud m_b de 6,9 y magnitud M_w de 8,4. El epicentro fue localizado aproximadamente a 175 km al oeste de la ciudad de Arequipa a una profundidad de 33 km. Los daños ocurridos como consecuencia del terremoto fueron observados en una extensión de aproximadamente 300 km, desde Chala hasta el sur de Moquegua; y
- ◆ Terremoto ocurrido el 13 de Junio del 2004, con una magnitud $m_b=6,8$ y $M_w=7,8$ cerca de Tarapacá. El sismo tuvo una profundidad de 117 km; y
- ◆ Terremoto ocurrido el 12 de Agosto del 2007, con una magnitud $m_b=6,8$ y $M_w=7,8$ cerca de Pisco. El sismo tuvo una profundidad de 117 km.

Por las razones expuestas anteriormente es que nace el interés de estudiar las conexiones de este tipo de estructura considerando las condiciones de sitio expuestas anteriormente.

El conocimiento del comportamiento cíclico de conexiones viga-columna es un requisito de principal importancia en el diseño sísmico de estructuras de acero. Como sabemos, las estructuras de acero sismo resistentes son usualmente diseñadas para permitir que la disipación de energía sísmica en los extremos de la viga, esto quiere decir, en el sistema conexión-viga, mejor que en las columnas. Es por esta inquietud que se estudia en este trabajo el comportamiento del tipo de conexión más utilizado en las estructuras, la conexión simple tipo corte o “double angle web”. En particular, cuando la resistencia elástica por flexión de la conexión viga-columna es mayor que el correspondiente momento flector cuando se produce el pandeo local del ala comprimida de la viga, la zona de disipación de energía involucra solo el extremo de la viga. Por el contrario, cuando la resistencia a flexión última del extremo de la viga es menor que la resistencia a flexión elástica de la conexión viga-columna, la disipación de energía afecta solo a la conexión. En el primer caso, el comportamiento cíclico del miembro conectado frente a flexión no uniforme puede ser motivo de preocupación, mientras, en el segundo caso, la energía de disipación es relacionada al comportamiento cíclico de la conexión viga-columna. En todos los otros casos, la zona disipada involucra pernos en el extremo de la viga y la conexión viga-columna. En todos los casos, la disipación de energía ocurre en el sistema de viga-columna.

La posibilidad de predecir el comportamiento rotacional de las conexiones viga-columna (o mejor dicho, del sistema viga-columna) frente a cargas cíclicas permite el diseño de

estructuras con capacidad de disipar la energía generada por un sismo o alguna carga extrema, por medio de un comportamiento histerético estable del extremo de la viga y/o desus conexiones a las columnas. En consecuencia, esto es de suma importancia en el diseño de estructuras de acero sismo-resistentes, y es motivo de la presente investigación.

Tabla 1.1: Capacidad de Disipación de componentes de conexión simple:

Componente		Disipado	No disipado
1	Panel del alma de la columna en corte	*	
2	Alma de la columna en compresión		
	2.1 Sin pandeo	*	
	2.2 Con pandeo		*
3	Alma de columna en tensión	*	
4	Ala de columna en flexión		
	4.1 Conexiones soldadas	*	
	4.2 Conexiones empernadas		*
5	Plancha al extremo en flexión	*	
6	Cleat del Ala en flexión		
	6.1 Sin pandeo local	*	
	6.2 Con pandeo local prematuro		*
7	Alma de viga en tensión	*	
8	Plancha en tensión	*	
9	Plancha en flexión	*	
10	Plancha en compresión		
	10.1 Sin pandeo local	*	
	10.2 Pandeo local prematuro		*
11	Perno en tensión		*
12	Perno en corte		*
13	Perno en flexión (sobre el ala de la viga, ala de la columna, plancha extrema o cleat)	*	

Como el comportamiento cíclico de conexiones viga-columna es fuertemente afectado por las componentes relacionadas en el rango plástico, es necesario analizar preliminarmente la

capacidad de disipación de los componentes de la conexión. Esto es necesario para distinguir entre componentes que puedan disipar y no pueden disipar mecanismos de falla. En consecuencia, dentro de la estructura del componente de aproximación, ampliamente estimado, y con referencia a las componentes consideradas en la conexión, la distinción mencionada puede hacerse de acuerdo a la tabla 1.1 (Faella C., Piluso V., Rizzano G., 2000).

En el presente trabajo se estudia los mecanismos de falla de las conexiones de los principales elementos de la estructura de soporte del “Molino de Barro”, (ver figura 1.1 y 1.2) cuya función es soportar la tolva y equipos de procesamiento de material arcilloso para la elaboración de barro por molienda, este material se transporta desde la tolva por medio de una faja transportadora desde la parte inferior de la tolva hasta el molino. La estructura tiene 3.700mm de ancho, 19.917mm de largo y 5.700mm de altura formado por 3 pisos, de acuerdo al plano 01 (ver anexo B).

Cabe indicar que esta estructura está ubicada en la Fundición de Ilo, al sur del país, que corresponde a la zona sísmica 3 de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismo Resistente. Otro aspecto importante es que la estructura ha sido construida con perfiles soldados de acuerdo a las Normas Chilenas ICHA. Las conexiones son emperradas.

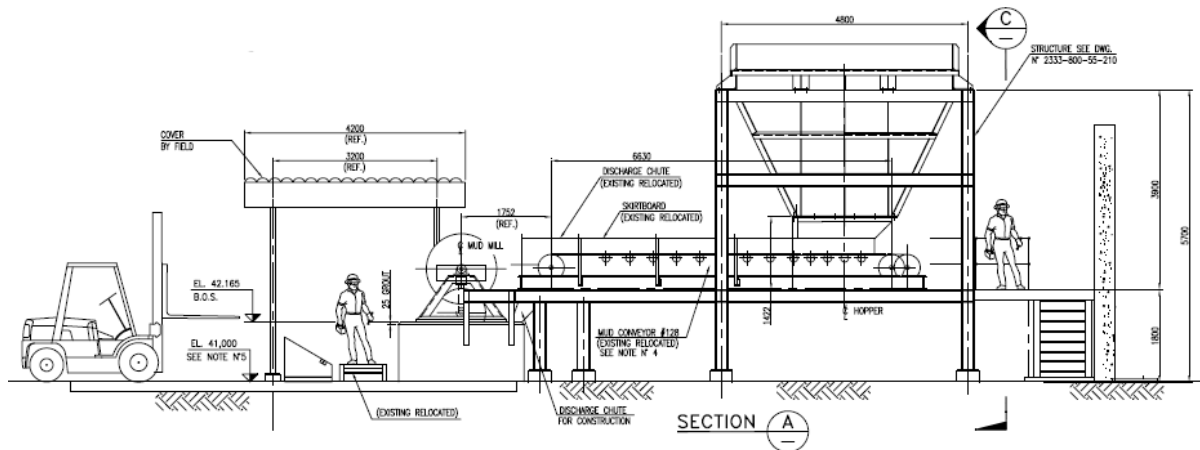


Figura 1.1: Diagrama Esquemático, Generación de Barro para Hornos.

(ver anexo B)

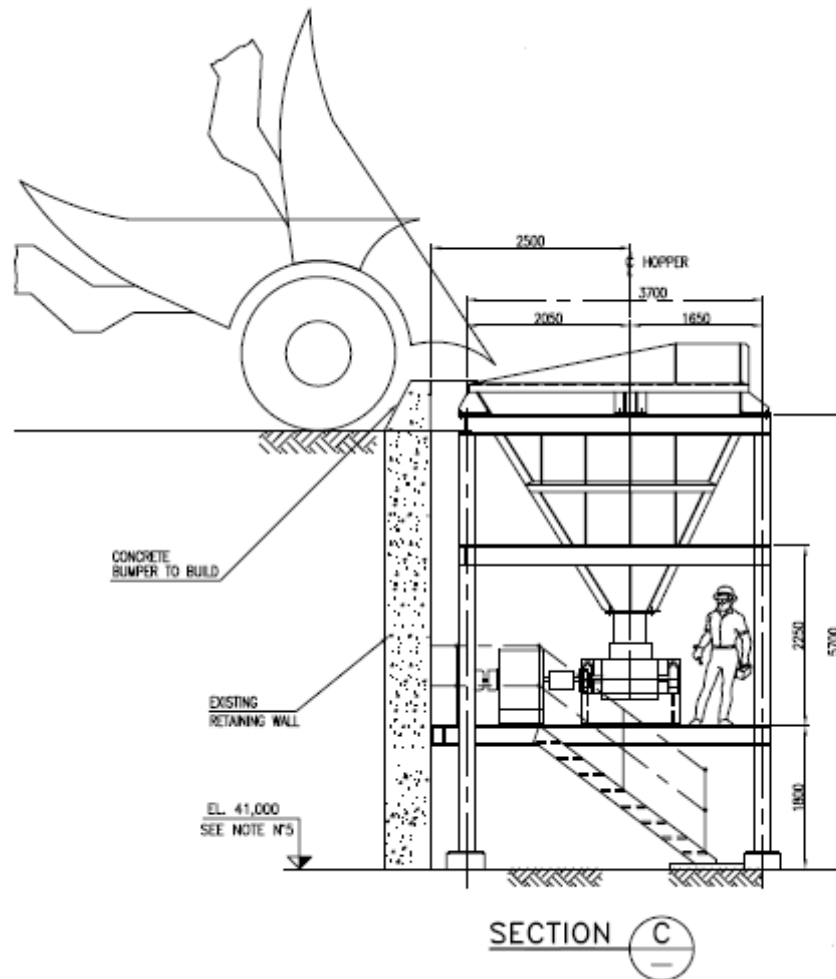


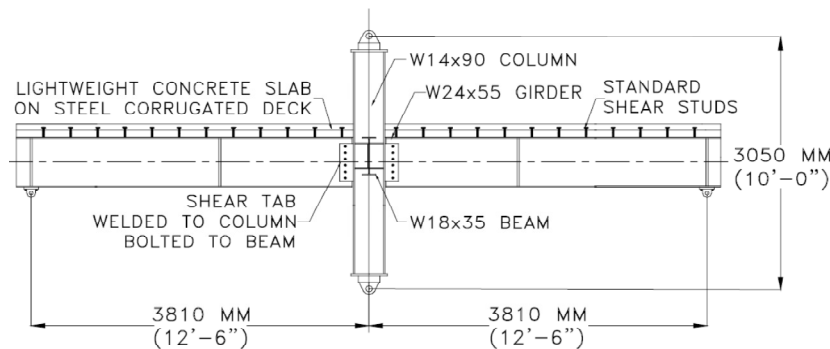
Figura 1.2: Sección Diagrama Esquemático, Generación de Barro para Hornos.
(ver anexo B)

Capítulo 2

ESTADO DEL ARTE DE CONEXIONES A CORTE

En relación a la presente investigación se han desarrollado hasta el momento los siguientes trabajos:

Liu Judy y Astaneh-Asl Abolhassan, (2000): Realizó un estudio para determinar la contribución de las conexiones simples a corte incluyendo una losa de piso, a la resistencia lateral de las estructuras de acero. En este estudio se simuló el comportamiento cíclico de las conexiones típicas de corte similares a los investigados en el presente trabajo. El programa de prueba consistió en dieciséis pruebas cíclicas a escala real de conexiones simples. Los especímenes fueron diseñados de acuerdo a la figura 2.1.



*Figura 2.1: Especimen Típico con Losa de piso.
(Tomado de Liu Judy y Astaneh-Asl Abolhassan, 2000)*

La disposición de prueba fue diseñada para el uso de las cargas de gravedad y desplazamiento lateral de acuerdo a la figura 2.2.

Las conexiones ensayadas en general mostraron significativa capacidad de momento, comportamiento dúctil y de magnitud considerable. El comportamiento cíclico se presumía debería ser caracterizado por deslizamiento del perno, fatiga del acero, la elongación de los orificios del perno, y otros mecanismos dúctiles.

Las conexiones de corte simple (con ángulo de conexión) actuaron como conexiones parcialmente restringidas con máxima capacidad de momento en el orden de 30 a 60% de las capacidades de momento plástico de las vigas secundarias como de las vigas principales conectadas. Sin embargo, la contribución de la losa fue perdida típicamente después de 0.04 radianes debido al aplastamiento de la losa de concreto en la columna. Las conexiones

entonces se comportaron semejantemente a las conexiones de corte simples sin losa, con deslizamiento de perno, fatiga en el ángulo de conexión y elongación de los orificios del perno. Omitir el concreto en la cavidad de la columna montada causó una disminución del 20% de la carga lateral máxima. Fijando las alas de la viga y las alas de la columna frente a rotaciones considerables conducen a incrementos en rigidez y esfuerzo, así como fracturas en los ángulos de conexión. Las conexiones simples a corte podían alcanzar niveles grandes de giro mientras aun llevando la aplicación de cargas de gravedad.

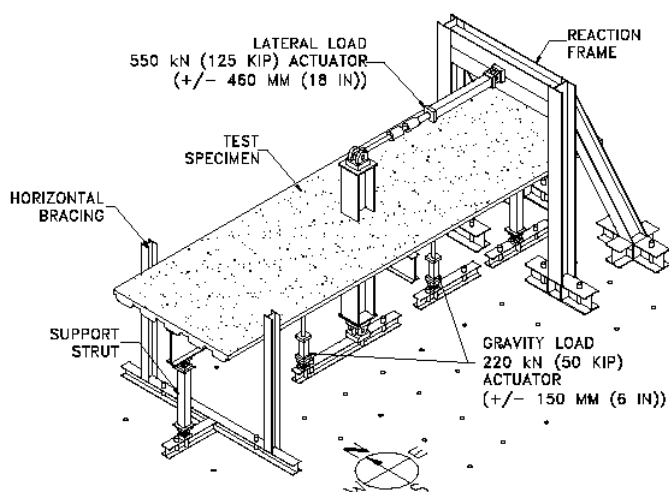


Figura 2.2: Modelo de Prueba, Conexión simple con losa de piso.

(Tomado de LiuJudy yAstaneh-AslAbolhassan, 2000)

Astaneh, A., Nader, N.M. y Malik, L. (1989): Realizaron un trabajo de investigación orientado al estudio del comportamiento de conexiones de acero de doble ángulo en estructuras, frente a cargas cíclicas severas producidas por sismos. El estudio consistió en someter a un conjunto de seis conexiones a un nivel de incremento de grandes rotaciones cíclicas hasta lograr la falla. Los ángulos de la conexión fueron emperrados al ala de la columna y soldada al ala de la viga, similar a los ensayos realizados en la presente investigación (ver figura 7.2). Pernos nervados estructurales tomados desde un edificio existente y pernos de alta resistencia tipo ASTM A325, fueron usados en los especímenes ensayados. Los pernos nervados estructurales fallaron en tensión cíclica cuando la conexión experimentó rotaciones mayores a 0.025 radianes. El comportamiento de conexiones con pernos de alta resistencia tipo ASTM A325 ajustados al 70% de sus cargas de prueba fue satisfactorio y tuvo un comportamiento dúctil. Sin embargo, en estos especímenes, la fractura cíclica de perfiles se inició cuando la rotación de la conexión excedió 0.025 radianes. Los resultados del comportamiento histerético, modelos de falla y

variaciones de fuerzas en los pernos fueron determinados. Además, la información fue proporcionada para la obtención de conclusiones para el análisis dinámico y diseño de estructuras de acero con conexiones de ángulo doble.

Aunque las **conexiones con ángulos en el alma** son usualmente consideradas capaces de transmitir solamente las fuerzas de corte de modo que los miembros que conectan no representen parte del esquema estructural sismo resistente, estas conexiones pueden proporcionar una pequeña contribución a la capacidad de disipación de energía de la estructura, siempre que la relación entre la resistencia a la flexión de los ángulos de conexión y la resistencia axial del perno se selecciona correctamente. Se ha observado en esta investigación que en el caso de los ángulos que tienen espesor significativo con respecto al diámetro del perno, la falla ocurre debido alarrancamiento de los pernos causados por la pérdida de hilos en la rosca, en el caso de los ángulos con espesores delgados, el mecanismo de colapso ocurre en los ángulos de conexión por el desarrollo de dos líneas de fluencia, la primera localizada en los ejes del perno y la segunda localizada en el contorno del cordón de soldadura del ángulo. Este segundo mecanismo del colapso proporciona un comportamiento de disipación de energía.

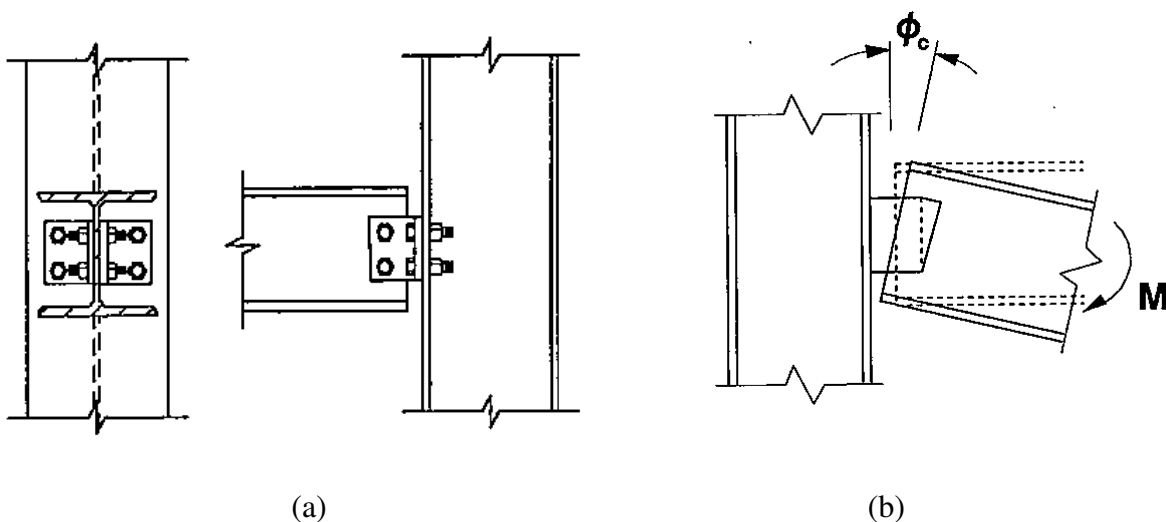


Figura 2.3: (a) Tipo de conexión viga-columna “Double Web Angle”, (b) Deformación rotacional de una conexión (Tomado de Astaneh, A. y cols., 1989).

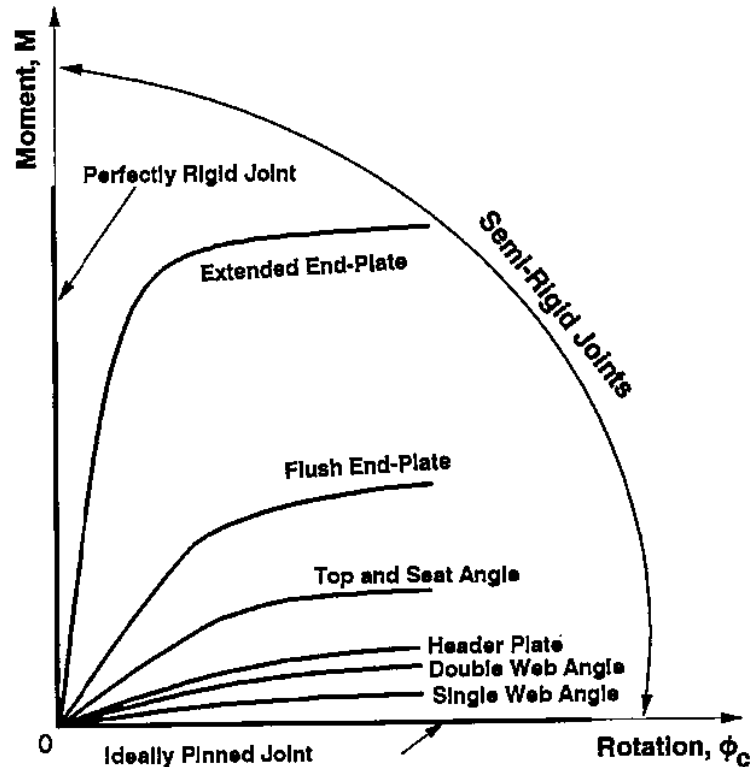


Figura 2.4: Curva típica Momento-Rotación ($M-\phi_c$) de conexiones comunes (Tomado de Astaneh, A. y cols., 1989).

Popov, E.P., y R. B. Pinkney (1968, 1969a, 1969b): Realizaron un conjunto de investigaciones correspondientes al comportamiento de estructuras frente a cargas cíclicas para lo cual ejecutaron ensayos en flexión cíclica de voladizos conectados a columnas con alma rígida determinaron las siguientes características de las conexiones:

1. Los lazos de histéresis de conexiones de soldadura completa son estables y en forma de espiral, como se ve en la figura 2.5.

2. Las conexiones con el patín soldado y el alma atornillada de la figura 2.6a no son totalmente rígidas debido al deslizamiento de los pernos; pero el comportamiento histerético en general es similar al de la conexión totalmente soldada.

3. En las conexiones con placas soldadas al patín, como se muestra en la figura 2.6b, se forman en el borde de la soldadura de filete y, de este modo, la ductilidad es más pequeña que en los casos 1 y 2.

4. Las conexiones con el patín atornillado y placas de empalme en el alma, como en la figura 2.6c, presentan lazos de histéresis del tipo de deslizamiento, como se indica en la figura 2.7, debido al deslizamiento de los pernos (Krawinkler y Popov, 1982).

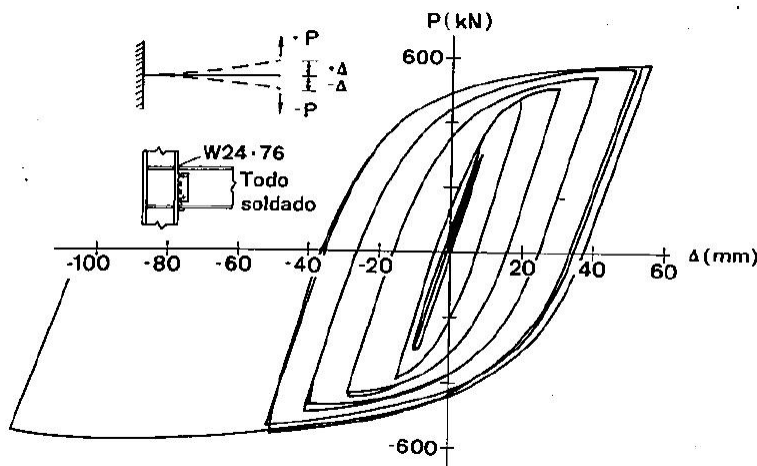


Figura 2.5: Curvas de carga-deflexión de una conexión, (Tomado de H. Krawinkler y E.P. Popov, (1982)

Se han puesto en práctica muchos ensayos de las zonas de la placa de conexión con carga cíclica (Naka, Kato, y cols., 1969; Krawinkler, Bertero y Popov, 1971; Bertero, Popov y Krawinkler, 1972; Krawinkler, Bertero y Popov, 1975). De los resultados de estos ensayos se concluye que una conexión cuidadosamente detallada muestra lazos de histéresis estables en forma de espiral, y que la resistencia última es mucho más alta que la resistencia de fluencia. Rara vez se observa en tales condiciones una degradación de la resistencia, aunque llegue a ocurrir un pandeo diagonal en la placa de conexión debido a la fuerza cortante.

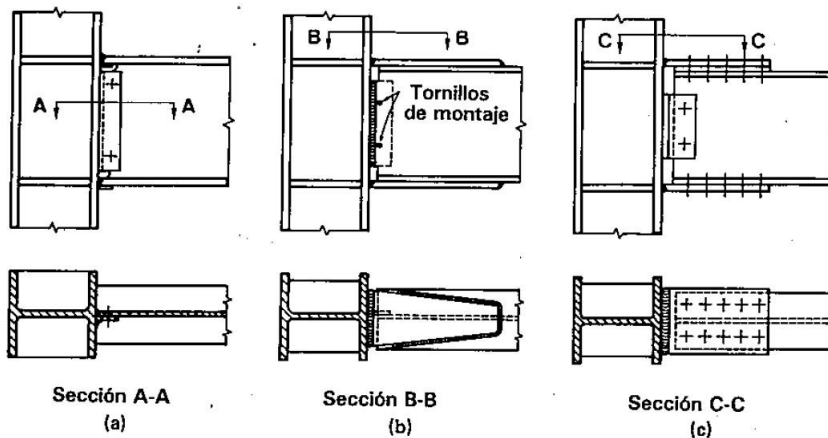


Figura 2.6: Detalles de Conexiones, (Tomado de H. Krawinkler y E.P. Popov, (1982)

La influencia de la distorsión de las placas de conexión en el comportamiento de los pórticos y la deformación elástica de un marco se puede estimar en el análisis, si se toma en cuenta la distorsión por cortante del tablero de conexión (Bertero, Krawinkler y Popov, 1978; Bertero, 1969). Sin embargo, el error no es muy grande, porque a menudo se supone en el análisis que el tamaño de la conexión es insignificante y el marco se representa por

las centrilíneas de los miembros; lo que da por resultado mayores longitudes del miembro y con ello, una menor rigidez del marco. Esta suposición compensa el error causado al despreciar la distorsión de cortante del tablero (Kato, 1982; Kato y Nakao, 1973).

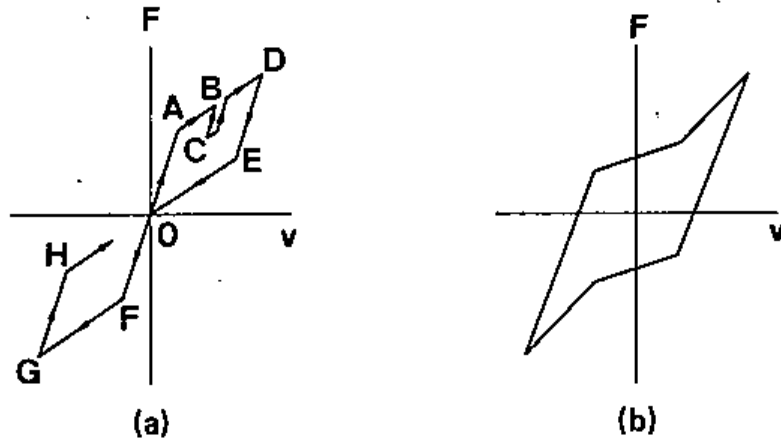


Figura 2.7: Modelos de tipo de desplazamiento. (a) Modelo bilineal doble (R. Tanabashi y cols, 1962 e W. D. Iwan, 1965) (b) Modelo del tipo deslizamiento.

Cameron R. Franchuk, Robert G. Driver, y Gilbert Y. Grondin (4); determinaron la capacidad y comportamiento del bloque de corte en las conexiones de acero hechas frente a una viga. Además, mencionan que los estándares del diseño son contrarios a la manera que tratan este modo de falla y que pueden predecir capacidades perceptiblemente más altas que los determinados experimentalmente. En el trabajo se realizaron 17 pruebas a escala real, las cuales fueron conducidas a trabajar con vigas de ala ancha. Los parámetros considerados en el estudio incluyen la rotación del final de la viga, las distancias al final y al borde, y disposición del perno. Muchos de estos parámetros no habían sido investigados sistemáticamente, y el efecto de rotación al extremo, es decir, la rotación en la conexión debido a la flexión de la viga, no se había estudiado. Se encontró que pocos de estos parámetros afectan perceptiblemente la capacidad de la conexión, aparte de los cambios asociados a la tensión neta y a grandes áreas de corte. Después de las pruebas de laboratorio, las ecuaciones del diseño por capacidad fueron comparadas con estándares: canadienses, americanos, europeos, y japoneses los cuales fueron revisados (ver tabla 2.1). Las variaciones de las pruebas mencionadas para cada estándar fueron calculadas y comparadas. Se determinó que ninguno de estos estándares predice con precisión y coherencia la capacidad del bloque de corte, especialmente al considerar conexiones de dos líneas de pernos.

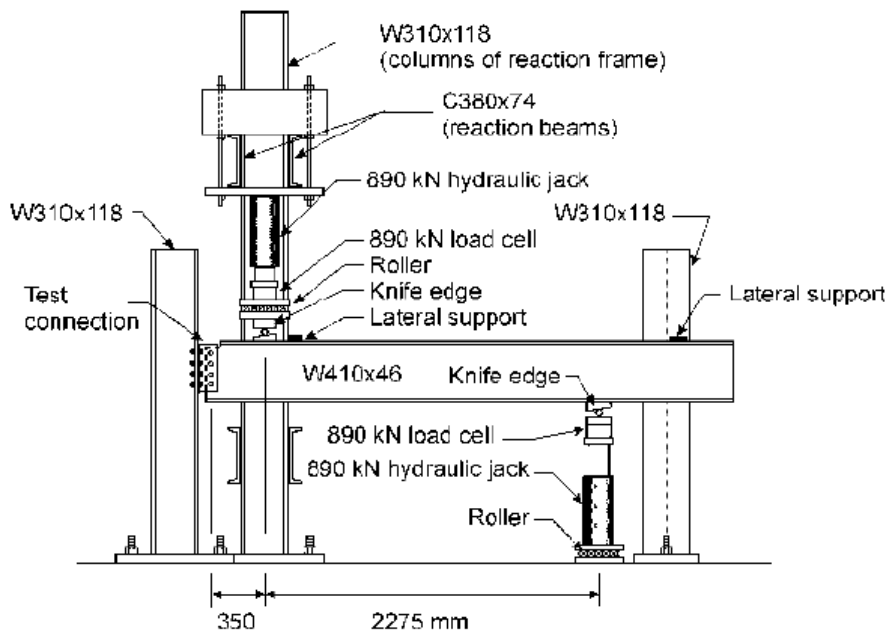


Figura 2.8: Modelo de Ensayo, Falla en Bloque de Corte en Vigas de acero.

(Tomado de: Cameron R. Franchuk y cols.)

Se demostró que las ecuaciones para predecir la capacidad del bloque de corte de vigas fabricadas frente a diferentes estándares de diseño proporcionan resultados que son contrarios y que generalmente son poco conservadores. La investigación indica que pocas pruebas de laboratorio a escala real se han realizado sobre el tema, dando como resultado las ecuaciones de capacidad basadas mayormente en falla del bloque de corte en los “clips” es decir en los ángulos en tensión.

El objetivo de este estudio fue evaluar la capacidad de las ecuaciones contenidas en estándares de diseño para predecir la capacidad del bloque de corte de vigas soldadas. El análisis de la carga al compararla con resultados de la deformación, demostró que ninguno de los otros parámetros investigados afectó perceptiblemente la capacidad de la conexión, aparte de los cambios asociados en áreas de la tensión y de corte. Por lo tanto, las áreas solamente de tensión y corte necesitan ser consideradas razonablemente en una ecuación del diseño para representar este modo de falla.

Tabla 2.1: Comparación de Ensayos con ecuaciones de diseño de estándares internacionales (Tomado y Traducido de Cameron R. Franchuk, Robert G. Driver, y Gilbert Y. Grondin, 2003).

Fuente	Nro. de Ensayos	Estándar				
		CAN/CSA-S16.1-94	CSA-S16-01	Instituto Americano de Construcción en Acero	Eurocodigo 3 ENV 1993-1-1	Instituto de Arquitectura de Japón
		(CSA 1994)	(CSA 2001)	LRFD (AISC 1999)	(ECS 1992)	(AIJ 1990)
Brikemoe y Gilmor, 1978	1	0.92 (---)	1.17 (---)	0.95 (---)	1.18 (---)	1.25 (---)
Yura y otros, 1982	3	1.03 (0.13)	1.22 (0.13)	1.03 (0.13)	1.25 (0.13)	1.58 (0.13)
Rieles y Yura, 1983	7	0.67 (0.09)	1.02 (0.10)	0.70 (0.12)	1.13 (0.06)	0.85 (0.07)
Aalberg y Larsen, 2000	8	1.12 (0.07)	1.33 (0.09)	1.13 (0.07)	1.21 (0.19)	1.33 (0.17)
Investigacion actual	17	1.07 (0.12)	1.20 (0.08)	1.07 (0.12)	1.21 (0.07)	1.41 (0.14)
Todos los ensayos con una línea	26	1.09 (0.10)	1.24 (0.10)	1.10 (0.10)	1.20 (0.12)	1.44 (0.14)
Todos los ensayos con dos línea	10	0.74 (0.18)	1.08 (0.12)	0.76 (0.17)	1.19 (0.10)	0.92 (0.16)
Todos los ensayos	36	0.99 (0.20)	1.20 (0.12)	1.00 (0.19)	1.20 (0.11)	1.29 (0.23)
Nota: Todos los factores de resistencia son iguales a 1.0. Coeficiente de variación se muestra entre paréntesis.						

Capítulo 3

ESTUDIO DE ESTRUCTURA PROPUESTA

INTRODUCCIÓN

Un programa experimental y analítico fue emprendido para comparar la resistencia de conexiones de corte típico, o simple, incluyendo vigas horizontales y una columna, con los valores obtenidos de los cálculos realizados de acuerdo a códigos de diseño.

En los ensayos de laboratorio, se estableció el comportamiento cíclico de las conexiones típicas de corte. En el programa analítico, esta información fue utilizada para el control de calidad de la fabricación de la estructura de soporte de un Molino de Barro. Estos esfuerzos han dado lugar a las herramientas para determinar el comportamiento de conexiones simples frente a cargas sísmicas o de viento y establecer la relación con los esfuerzos obtenidos por diseño.

OBJETIVO

Este trabajo consiste en un estudio analítico y experimental que fue desarrollado para determinar el comportamiento de conexiones de acero a corte o simples las cuales conformaban los elementos de la estructura de soporte del Molino de Barro que forma parte de las instalaciones auxiliares del Proyecto de Modernización de la Fundición de Ilo. Este proyecto tiene como objetivo cumplir con el Programa de Adecuación y Manejo Ambiental (PAMA) de Southern Peru Copper Corporation. Se compara los resultados experimentales con los resultados de diseño de acuerdo a normas vigentes. Los Ensayos destructivos se realizaron en el Laboratorio de Estructuras del CISMID-UNI, como parte del control de calidad de la fabricación de la estructura y la verificación de la capacidad de la estructura frente a cargas cíclicas. Se pretende mostrar el comportamiento de una estructura frente a cargas de operación importantes, las cuales son generadas por la operación continua de los equipos que soportan, y los efectos de las cargas sísmicas producidas por los eventos que se presentan en el Sur del Perú, como es el caso de la ciudad de Ilo.

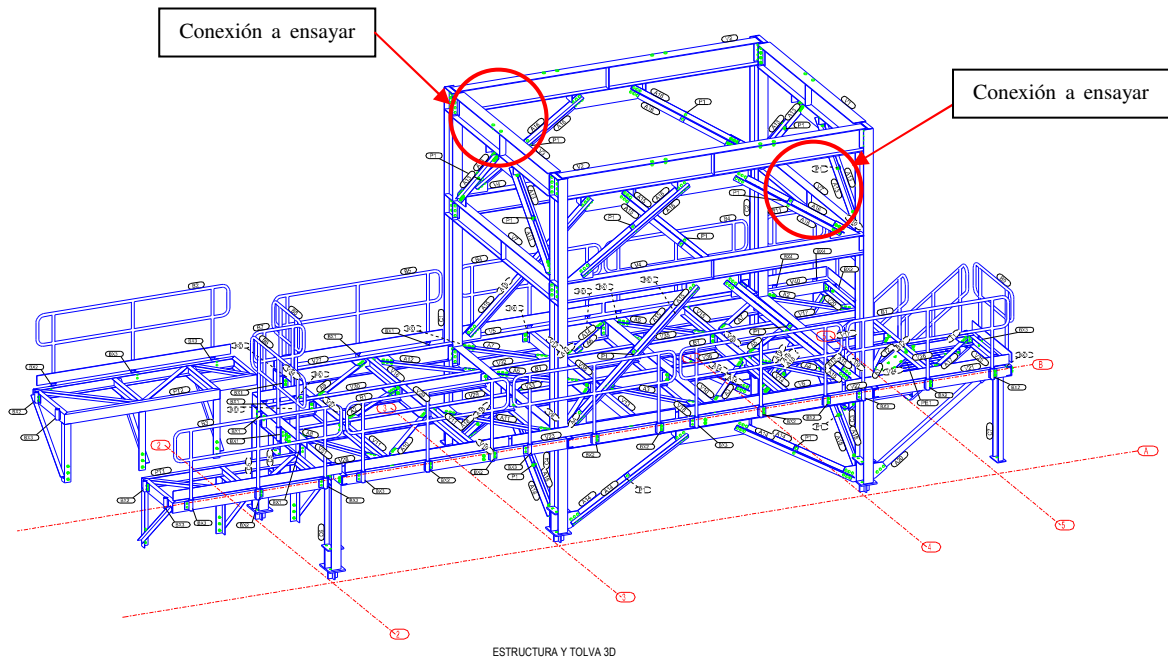


Figura 3.1: Modelo en 3D, Molino de Barro

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Estos trabajos consistían en dos etapas: El desarrollo de la ingeniería de detalle, que fue elaborado por Fluor Daniel Inc. en Chile de acuerdo al método ASD-89 del AISC, con nomenclatura ICHA (Instituto Chileno del Acero) y la fabricación de los modelos a escala real, que fue elaborado por Técnicas Metálicas S.A., mediante el proceso de soldeo de Arco Sumergido (SAW) como parte de su programa de Control de Calidad en la Fabricación de la Estructura.

El análisis y diseño se realizó utilizando el SAP2000 ver 8.2.3. Los planos de fabricación y detallaje se realizaron utilizando el Xsteel.

Se adjunta memoria de cálculo de la estructura propuesta en el anexo A.

Obteniéndose los siguientes resultados:

ELEMENTO BRACE XL16 (Frame Object 41, ubicación de acuerdo a la figura 5.1)

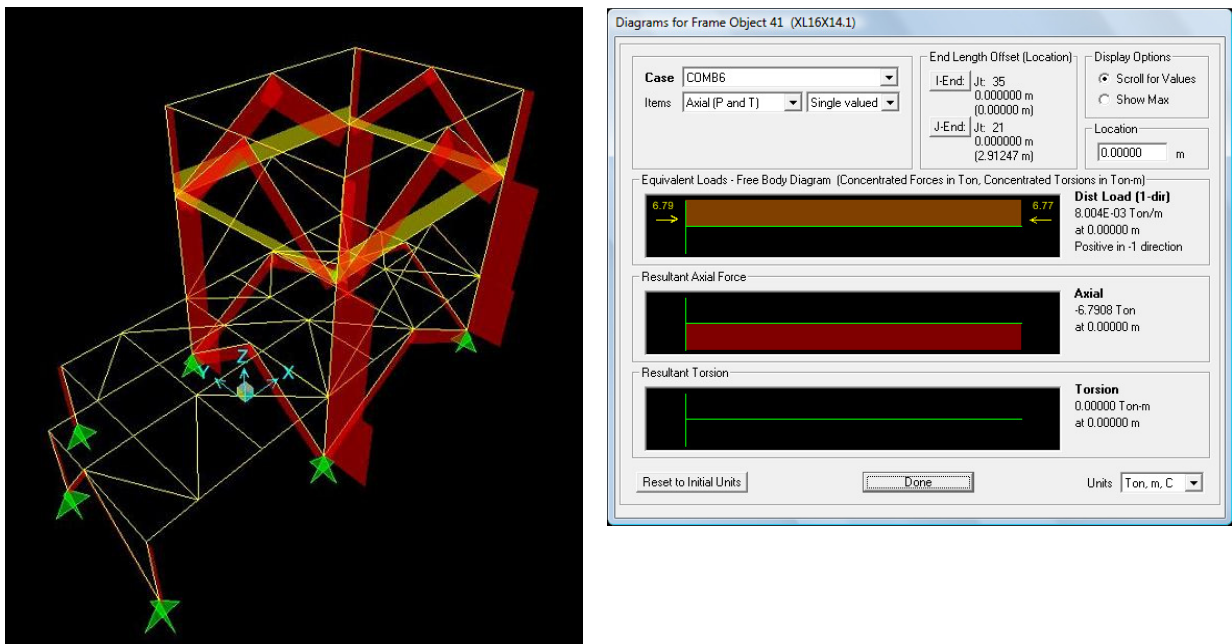


Figura 3.2: Fuerza Axial en el Arriostre XL16

La fuerza axial máxima del elemento Arriostre XL16, corresponde a dos ángulos de 76mm de lado por 6.4 mm de espesor, ver figuras 3.3 y 8.3, obtenida del análisis corresponde a 6.79 toneladas, que corresponde a la combinación de carga COMB6.

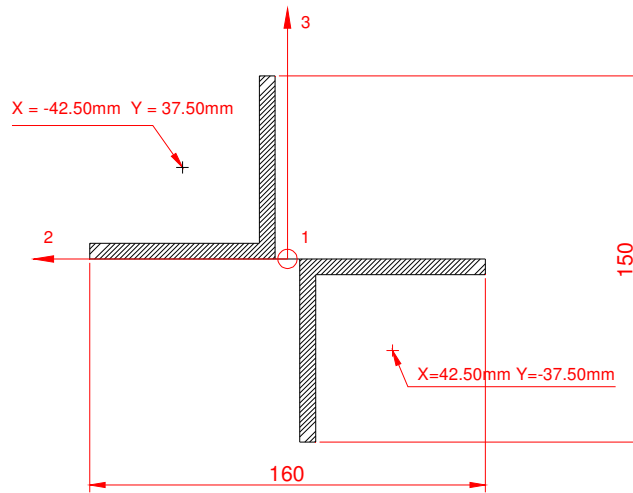


Figura 3.3: Sección Elemento Arriostre XL16

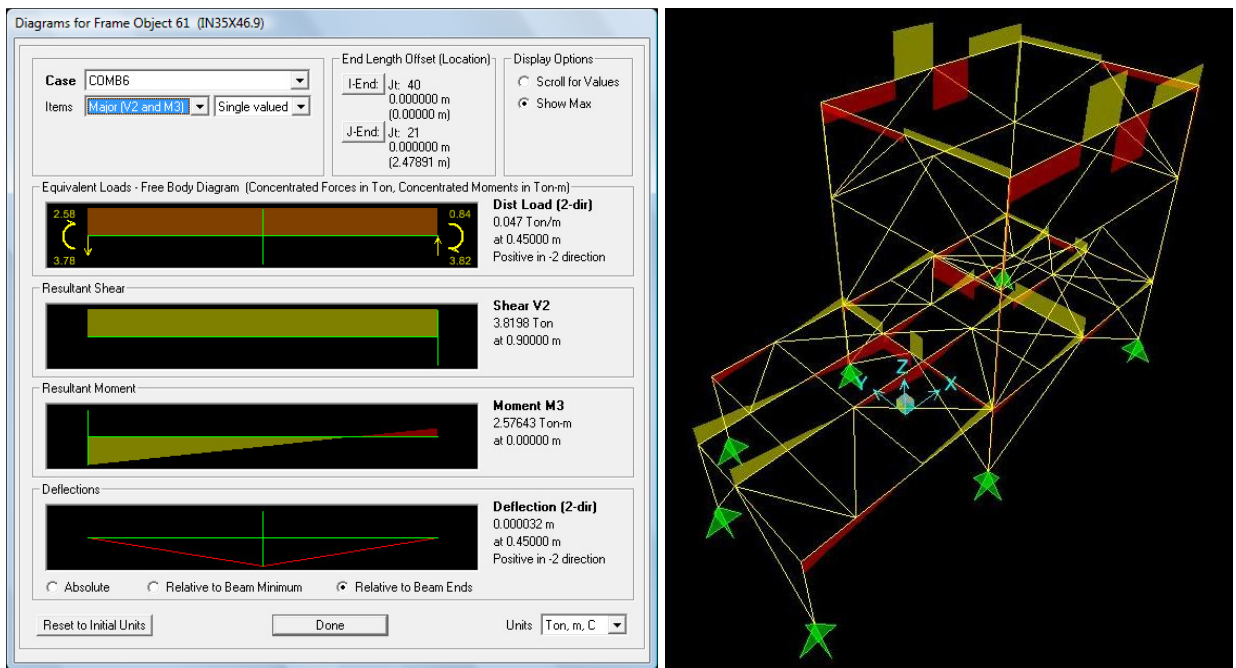


Figura 3.4: Fuerza Cortante en la Viga IN35

La fuerza cortante máxima del elemento Viga IN35, corresponde a un perfil soldado tipo CS de 350 mm de peralte y 200 mm de ancho de alas con 6 y 10 mm de espesores de alma y alas respectivamente, ver figura 3.5, obtenida del análisis corresponde a 3.82 toneladas, que corresponde a la combinación de carga COMB6 (ver anexo A, memoria de cálculo).

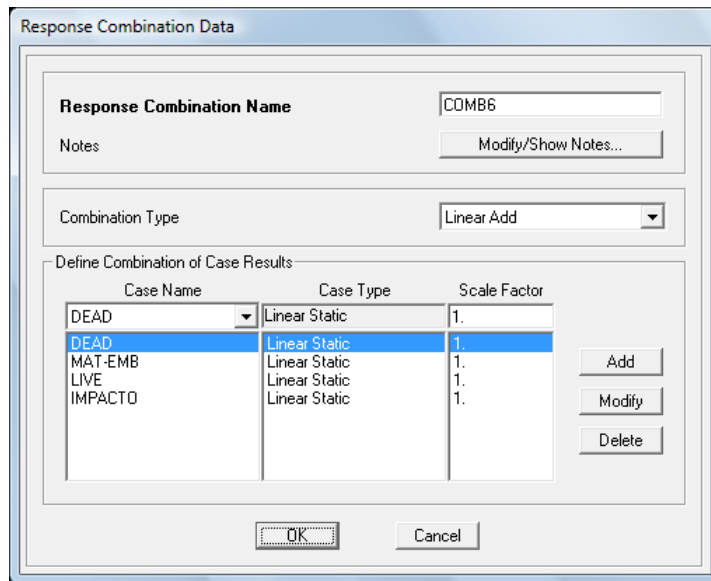


Figura 3.6: Combinación de carga COMB6 (ver anexo A)

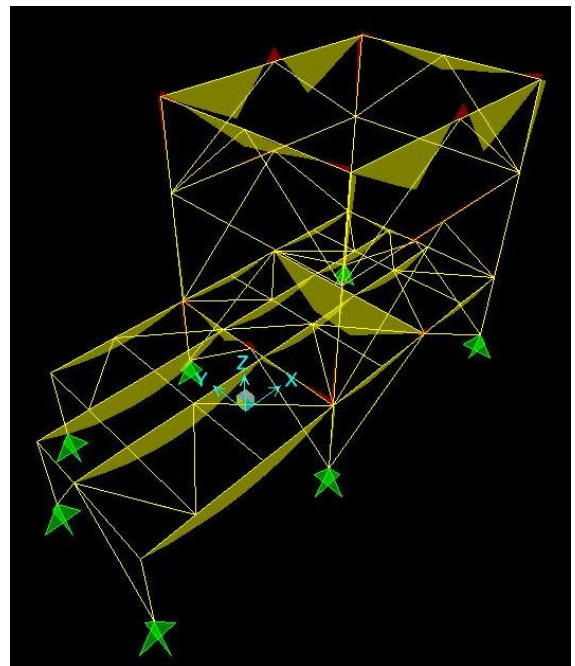
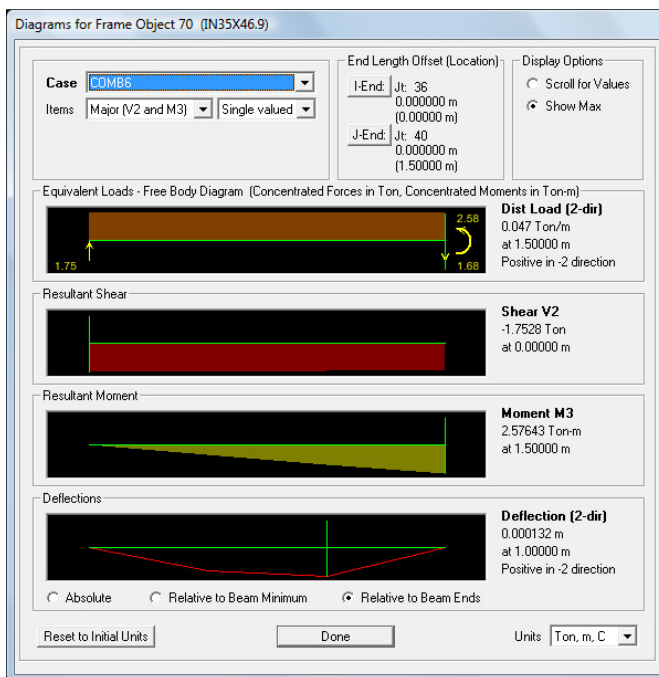


Figura 3.7: Momento Flector en la Viga IN35 (Frame Object 70, ver figura 5.1)

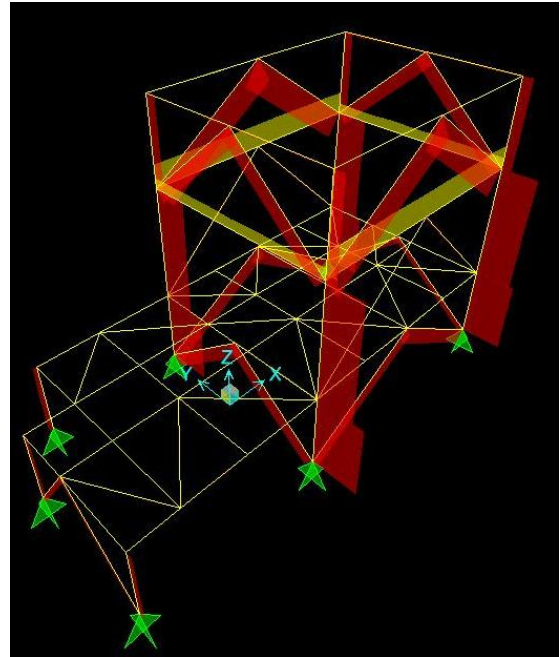
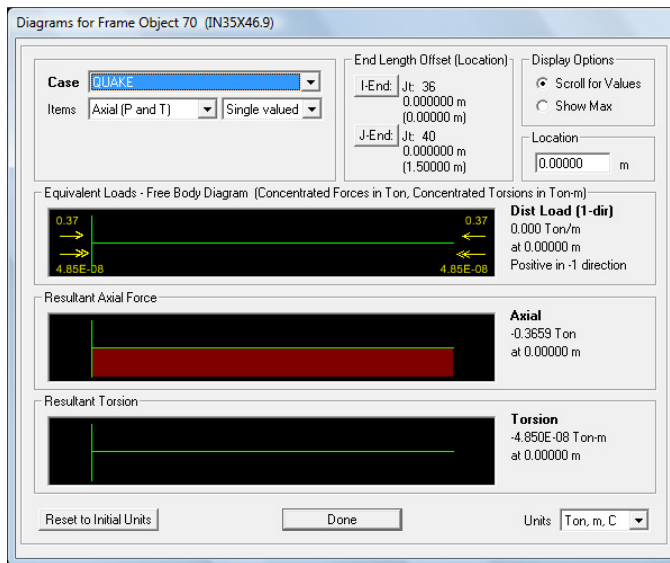


Figura 3.8: Fuerza Axial en la Viga IN35 (Frame Object 70, ver figura 5.1)

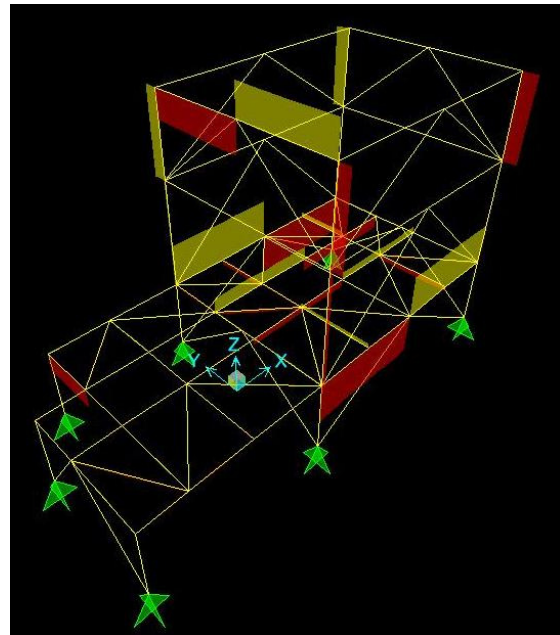
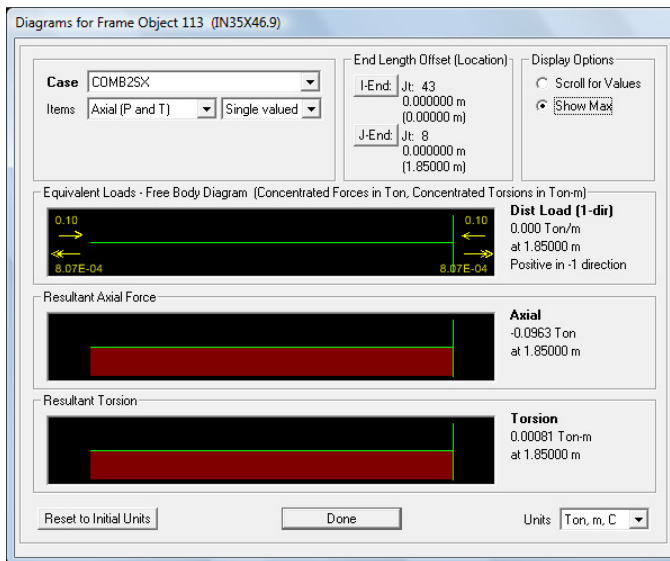


Figura 3.9: Torsión en la Viga IN35 (Frame Object 70, ubicación ver figura 5.1)

El AISC en su último Manual de Construcción en Acero de Diciembre del 2005, combina los antes separados métodos ASD y LRFD, en esta última edición, la 13th desde 1927, reemplaza a ambos manuales la 9na edición del manual ASD y la 3ra edición del manual

LRFD, en esta publicación se ha considerado ambos métodos de diseño, los cuales han sido delineados para hacer uso de un formato de color dual, con números indicados en color azul representando los valores de diseño en LRFD, y números indicados en sombreado de color verde para representar los valores de diseño en ASD. En esta publicación se revisó los procedimientos de diseño de conexiones a corte tipo placa simple habiendo sido incluido un nuevo procedimiento de diseño para conexiones a corte con plancha simple extendida.

Esto es una muestra que los diseñadores se resisten a dejar el método ASD, utilizado por más de 100 años, que en 1993 se intentó desplazar con la publicación del Manual de Construcción en Acero con el método LRFD.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA CONEXIÓN

ARRIOSTRE-XL16

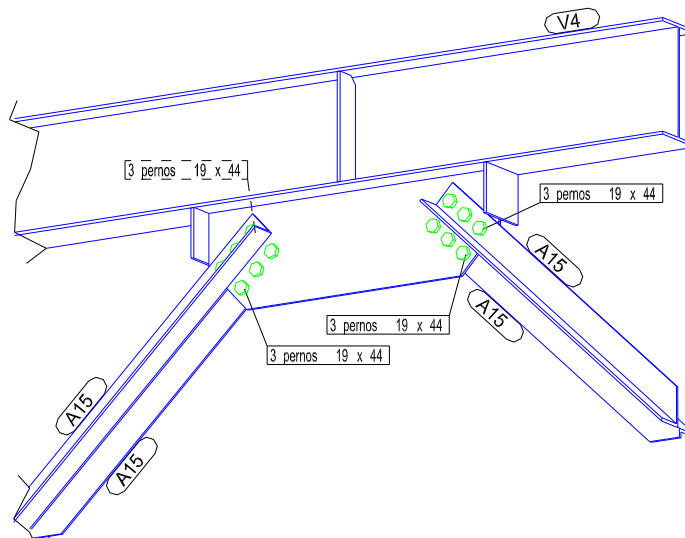
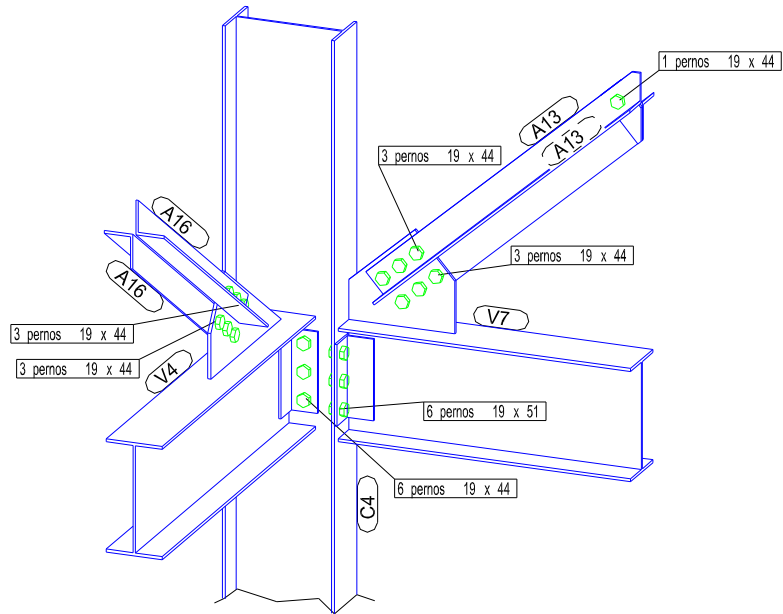


Figura 3.10: Esquema Conexión tipo Arriostre XL16

Fuerza Axial Máxima en el arriostre A1 (del análisis ver figura 3.2)

$$T_n = 6.79 \text{ t}$$

Resistencia Permisible del Bloque de Cortante del ángulo de conexión (Según ASD-J4)

$$T = 44.5 \text{ t}$$

1.- Resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos

$$R_f = \mu * T * n$$

Coefficiente de Fricción Acero-Acero (μ) = 0.33

Tensión requerida en los Pernos $\varnothing \frac{3}{4}$ "(T) = 1.97 t (70% Tensión Mínima Especificada)

Nro. de Pernos (n) = 6

$$R_f = 3.90 \text{ t}$$

2.- Resistencia de Diseño al Corte de la soldadura de plancha de conexión

$$R_s = 0.3 * F_u * A_v$$

Proceso de Soldadura: SAW, Soldadura por Arco Sumergido

Electrodo: F70-EXXX

$$F_u = 70 \text{ psi} \quad 4.92 \text{ t/cm}^2$$

$$s = 5 \text{ mm} \quad L_s = 250 * 2 \text{ cm} \quad \text{Nro. Planchas en Conexión (np)} = 1$$

$$A_v = s * L_s * np$$

$$A_v = 25.0 \text{ cm}^2$$

$$R_s = 36.9 \text{ t}$$

3.- Resistencia de los pernos al Cortante

$$f_v = F_c * A_p * np$$

Esfuerzo cortante del Perno A325 (Fc): 2109 Kg/cm²

Área del Perno $\frac{3}{4}$ (Ap): 2.85 cm²

Nro. de Pernos (np) : 6

$$f_v = 36.06 \text{ t}$$

4.- Resistencia de los pernos al Aplastamiento

$$f_p = F_p * D_p * e * n_p$$

Esfuerzo al Aplastamiento del Perno A325 (Fp): 4893.6 Kg/cm² 1.2 Fu
 Diámetro del Perno 3/4 (Dp): 1.905 cm
 Espesor de plancha de conexión (e): 0.8
 Nro. de Pernos (np) : 6

$f_p = 44.75 \text{ t}$

Resistencia Pernos (Rp) = 36.06 t (<fv, fp)

Resultado de Ensayo de Laboratorio, Modelo a Escala Real:

Resistencia

Resistencia Nominal de la Conexión = 21.75 t

Resistencia mínima según, ASD J1.6:

P mín: 2.72 t6 (Klb, factorizada)

5.- Resistencia a la compresión de la Placa de conexión:

Factor de Esbeltez:

$$\frac{1}{2}F_y = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = \frac{\pi^2 E}{C_c^2}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$E = 20.389 \text{ t/mm}^2, F_y = 0.0253 \text{ t/mm}^2$ (ver figura 8.7)

$C_c = 126.1$

$KL/r = 0.70 * 170 / (8/2) = 29.75 < C_c = 126.1$

Por lo tanto:

Esfuerzo Axial Permisible (P/A) según ASD:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} \quad (\text{Ec. ASD E2-1})$$

$F_a = 0.9722/1.7535, F_y = 1403 \text{ Kg/cm}^2$

$A = L * e, L = 25\text{cm}, e = 0.8\text{cm}$

$P = 1403 * (25 * 0.8) = 28.05 \text{ t}, \mathbf{P \text{ compresión} = 28.05 \text{ t}}$

Tabla 3.3: Valores de Fuerzas resultantes y variación porcentual con respecto a Tn.

	Tn	Rf	Rs	Rp	Tn	P falla	P compresión
	3.82	3.90	36.90	36.06	12.10	21.75	28.05
Nro de veces Tn			3	3		1.80	2

Tabla 3.4: Comparación con el método LRFD, Brace XL16

Elemento / Fuerza aplicada	ASD-89		LRFD-93	
	(t)	Nro. Veces [Tn]	(t)	Nro. Veces [Tn]
Soldadura del Angulo de Trasferencia	36.90	3	55.36	5
Cortante en los pernos	36.06	3	64.92	5
Resistencia mínima de diseño				
Laboratorio Resistencia Nominal de la Conexión [Tn]	12.10 t			
Falla del Elemento por Pandeo lateral	21.75 t			
Axial máximo en la conexión modelo SAP2000	3.82 t			

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA CONEXIÓN VIGA-IN35

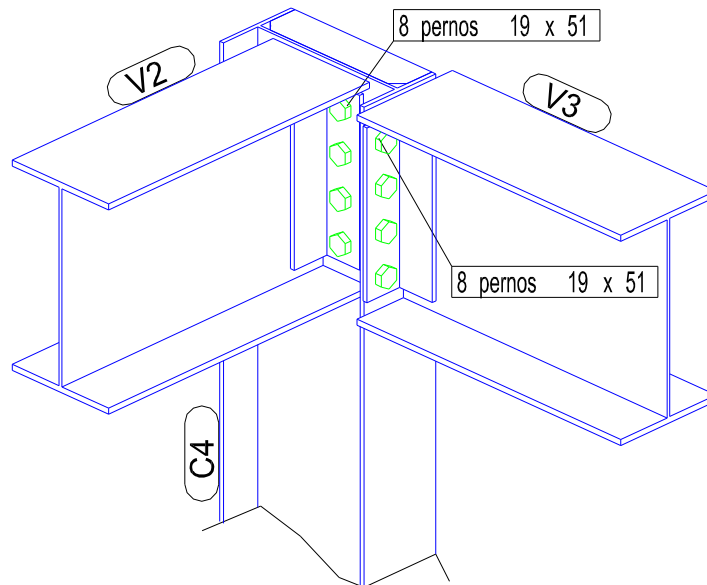


Figura 3.11: Esquema Conexión Viga IN35-Columna IN30

Fuerza Cortante Máxima en la Viga V2 (del análisis ver figura 3.3)

$$V_n = 3.82 \text{ t}$$

Resistencia Permisible del Bloque de Cortante del ángulo de conexión (Según ASD-J4)

$$T = 44.5 \text{ t}$$

Resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos

$$R_f = \mu * T * n$$

Coefficiente de Fricción Acero-Acero (μ) = 0.33

Tensión requerida en los Pernos (T) = 1.97t (70% Tensión Mínima Especificada)

Nro de Pernos (n) = 8

$$R_f = 5.20 \text{ t}$$

Resistencia de Diseño al Corte de la soldadura del ángulo de conexión

$$R_s = 0.3 * F_u * A_v$$

Proceso de Soldadura: SAW, Soldadura por Arco Sumergido

Electrodo: F70-EXXX

$$F_u = 70 \text{psi} \quad 4.92 \text{t/cm}^2$$

$$s = 5 \text{mm} \quad L_s = 44.3 \text{ cm} \quad \text{Nro Ángulos en Conexión (na)} = 2$$

$$A_v = s * L_s * na \quad A_v = 44.3 \text{cm}^2$$

$$R_s = 65.41 \text{t}$$

Resistencia de los pernos al Cortante

$$f_v = F_c * A_p * np$$

Esfuerzo cortante del Perno A325 (Fc): 2109Kg/cm²

Area del Perno 3/4 (Ap): 2.85 cm²

Nro de Pernos (np): 8

$$f_v = 48.09 \text{t}$$

Resistencia de los pernos al Aplastamiento

$$f_p = F_p * D_p * e * np$$

Esfuerzo al Aplastamiento del Perno A325 (Fp): 4893.6Kg/cm²

1.2 Fu

Diametro del Perno 3/4 (Dp): 1.905cm

Espesor del angulo de conexión (e): 0.79 cm

Nro de Pernos (np) = 8

$$f_p = 58.92 \text{t}$$

Resistencia Pernos (Rp) = 48.09t (<fv, fp)

Resultado de Ensayo de Laboratorio, Modelo a Escala Real:

Resistencia Nominal de la Conexión = 24.56t

Resistencia mínima según, ASD J1.6:

P mín: 2.72t (6 Klb, factorizada)

Tabla 3.5: Valores de Fuerzas resultantes y variación porcentual con respecto a Rn.

	Vn	T	Rf	Rs	Rp	Rn	P falla	Pmín.
	3.82	44.5	5.20	65.41	48.09	24.56	29.55	2.72
Nro veces (Rn)		2		3	2		1.20	

Tabla 3.6: Comparación con el método LRFD, Viga IN35

Elemento / Fuerza aplicada	ASD-89		LRFD-93	
	t	Nro veces Rn	t	Nro veces Rn
Soldadura del Angulo de Trasferencia	46.3	2	69.46	3
Cortante y Tensión en el Angulo de Trasferencia	44.5	2	64.9	3
Cortante en los pernos	48.1	2	86.6	4
Resistencia mínima de diseño	2.7		4.5	
Laboratorio Resistencia Nominal de la Conexión Rn	24.56 t			
Falla del Elemento por Pandelo lateral y torsional	29.55 t			
Cortante máximo en la conexión modelo SAP2000	3.82 t			

Capítulo 4

TRABAJOS EXPERIMENTALES.

INTRODUCCIÓN

El trabajo experimental consiste en estudiar dos tipos de elementos de la estructura propuesta, un arriostre, y una conexión a corte viga-columna se realizaron un ensayo para el brace (arriostre) XL16, y tres para la conexión viga-columna IN35 las dimensiones de los elementos se muestran en la tabla 4.1.

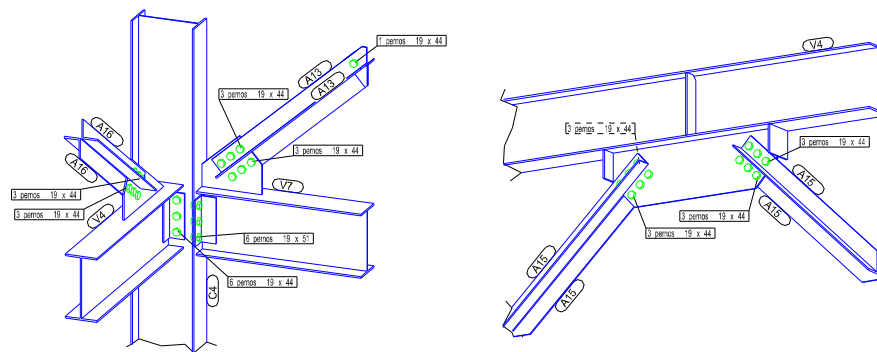


Figura 4.1: Muestra Elemento Arriostre XL16

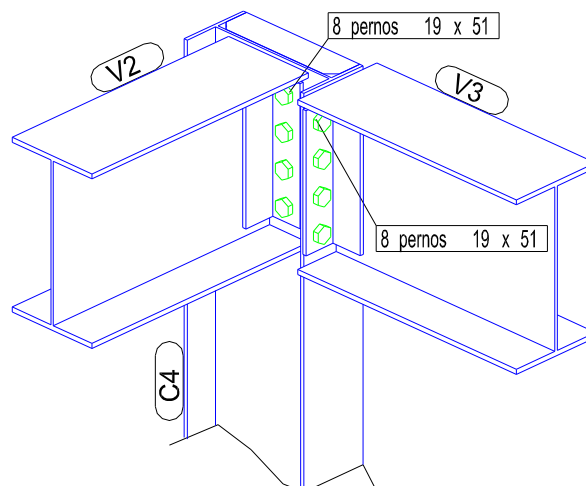


Figura 4.2: Muestra Conexión Viga IN35-Columna IN30

Con la finalidad de conocer el comportamiento del elemento de arriostamiento, se ejecutó un ensayo destructivo en el modelo a escala real sometiéndolo a carga axial cíclica hasta llegar a su falla. Con la finalidad de determinar la resistencia de la unión de corte, se realizaron tres ensayos: un primer ensayo considerando que las vigas se encontraban en cantiliver en ambas direcciones, un segundo y tercer ensayo considerando que existía un apoyo en un extremo e incrementando la carga sobre la viga muy cerca de la conexión. El primer ensayo tuvo como propósito demostrar que la unión de corte no tiene capacidad de transmitir momentos a la columna. El segundo ensayo se realizó con la finalidad de llevar a la unión a su máxima capacidad bajo una carga extrema. A continuación se detallan los resultados encontrados en los experimentos.

Las probetas están formadas por 2 vigas IN35x46.9 de 1850 y 1950 mm de largo con una columna IN30x32.2 de 1650 mm de altura. Los detalles típicos de la conexión incluyen 2 ángulos suplementarios de conexión soldados cada uno a cada cara del alma de las vigas y empernados cada uno por 4 pernos de corte de ¾” de diámetro en conexiones tipo “clip” (lengüeta), empernados al alma o ala de la columna de acuerdo a la ubicación de la viga. Las figuras 4.1 y 4.2 muestran los especímenes típicos con las conexiones. Las dimensiones del espécimen eran 1850 mm y 1950 mm entre eje de la columna y eje de apoyo, para cada tramo de viga. Con los pernos de corte nominal, las vigas y columna fueron ajustadas al 70% de su Resistencia a la Tensión Mínima especificada todos los pernos eran ASTM-A325N. La tabla 1 da detalles para los elementos de las conexiones.

Tabla 4.1: Elementos de las conexiones a Ensayar

Espécimen	Denominación de Perfil (ICHA)	Peralte (mm)	Ancho (mm)	Ala (mm)	Alma (mm)	Soldadura (lado, mm)	Longitud (mm)
A1	XL16x14.1	160	160	6.4	6.4	5	2630
V1-a	IN35x46.9	350	200	10	6	5	1850
V2-a	IN35x46.9	350	200	10	6	5	1950
C1-a	IN30x32.2	300	150	8	6	5	1650
V1-b	IN35x46.9	350	200	10	6	5	1850
V2-b	IN35x46.9	350	200	10	6	5	1950
C1-b	IN30x32.2	300	150	8	6	5	1650

ENSAYO CÍCLICO DE ELEMENTO ARRIOSTRE XL16

El elemento arriostre fue fabricado de acuerdo a las especificaciones de los planos de fabricación. Así en la figura 4.3 se presenta una vista del espécimen donde se presentan las características geométricas del espécimen y asimismo en la figura 4.4 se presenta la numeración de los sensores utilizados durante el ensayo.

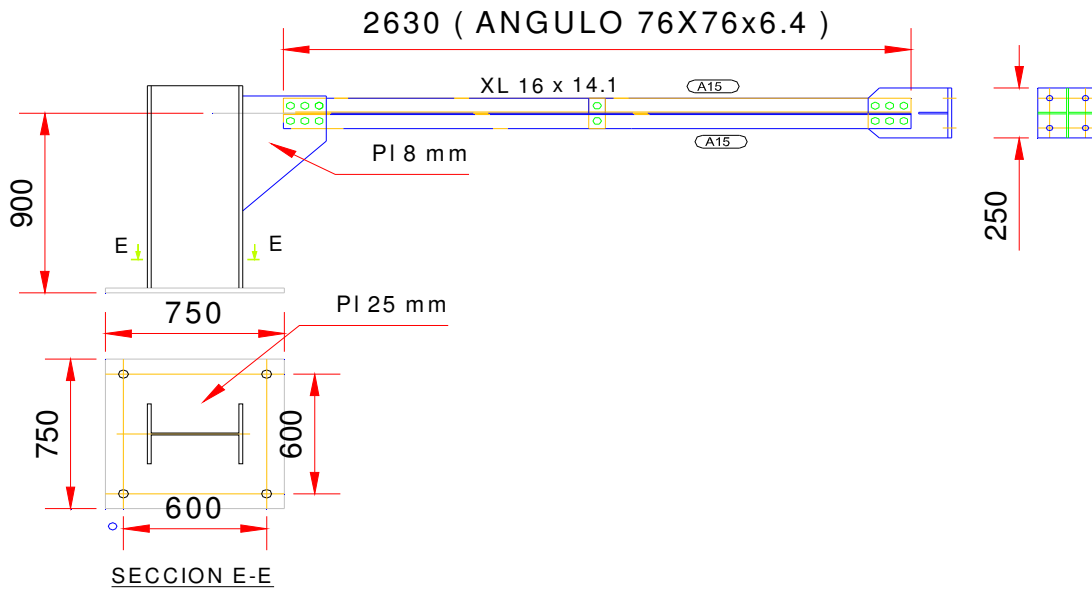


Figura 4.3: Muestra Arriostre Diagonal

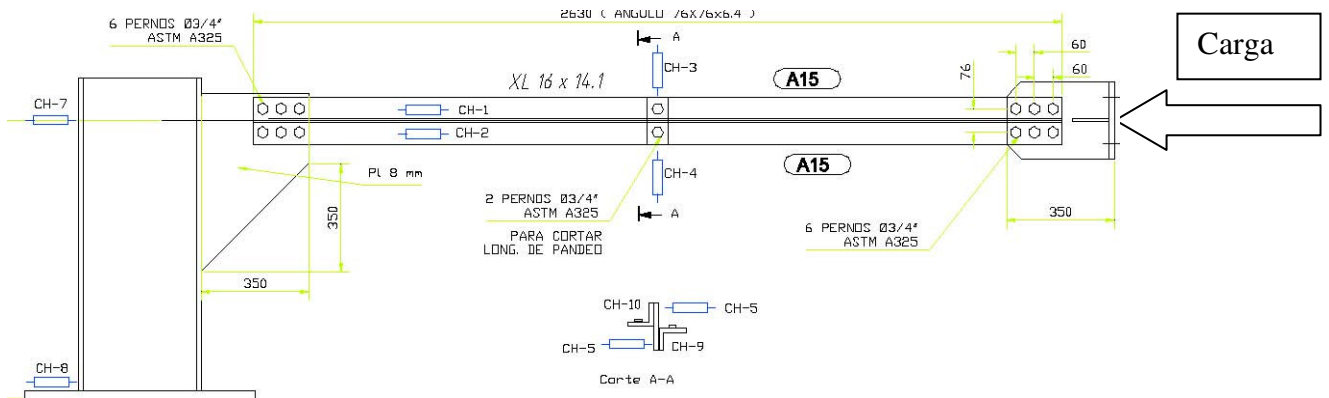


Figura 4.4: Ubicación de Sensores para Ensayo

Tabla 4.2 Sensores usados Ensayo Arriostre XL16

Número de Canal	Rango del Canal
CH-1	100 mm
CH-2	100 mm
CH-3	100 mm
CH-4	100 mm
CH-5	50 mm
CH-6	50 mm
CH-7	50 mm
CH-8	30 mm
CH-9	2000 μm
CH-10	2000 μm

En la Tabla 4.2 se presentan los sensores utilizados en el ensayo del puntal en donde muestra los valores de rango máximo del sensor durante su operación. Para la ejecución del ensayo se utilizó un actuador electro hidráulico marca Shimadzu de 75 t. de carga máxima y desplazamiento máximo del émbolo de +/- 200 mm, el mismo que fue colocado en un extremo del espécimen, tal como se observa en la Foto 4.1 la variación de la aplicación de la carga se muestra en la figura 8.4.

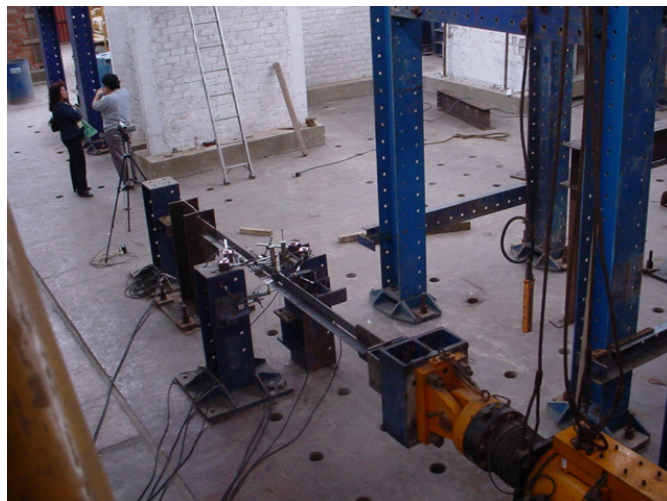


Foto 4.1: Ensayo de Arriostre Diagonal, Arriostre XL16.

El actuador se controló mediante desplazamientos utilizando incrementos de desplazamiento por ciclo de 0.50 mm hasta llegar a una deformación de 12 mm donde finaliza el ensayo.

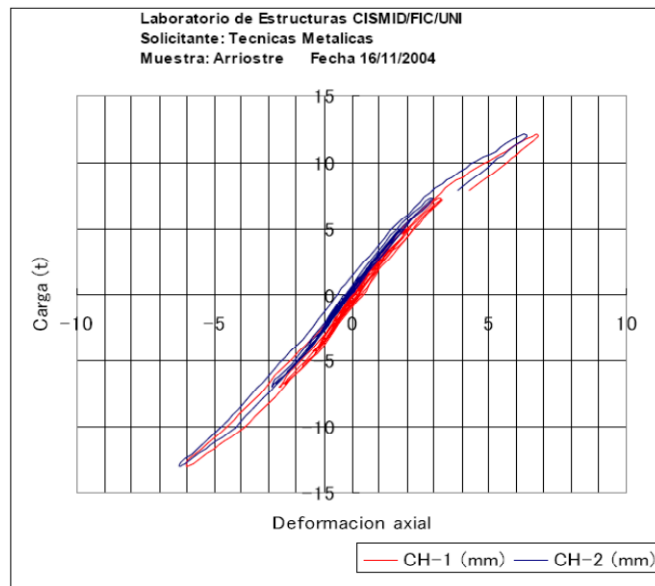


Figura 4.5: Respuesta axial del puntal

La Figura 4.5 muestra los resultados en la dirección axial del espécimen puntal, donde alcanzó el límite de proporcionalidad de 8.392 (t) con un desplazamiento de 3.623mm en el canal CH1 y 3.311mm en el canal CH2 la carga de fluencia fue de 12.1(t) con un desplazamiento de 6.718 y 6.287mm en los canales CH1 y CH2 respectivamente, la carga de rotura fue de 21.75 (t) con un desplazamiento de 14.85 mm, que fue el instante cuando se originó un pandeo de la plancha de 8mm de soporte del puntal, tal como se observa en la Foto 4.2.



Foto 4.2: Pandeo de la Plancha soporte del puntal

Así, la falla en este elemento se produjo por pandeo de la plancha de conexión, que hizo posteriormente fallar por pandeo a la plancha soporte opuesta. En la Foto 4.2 se muestra el estado final de la plancha soporte que hizo que se produzca la falla del elemento puntal.

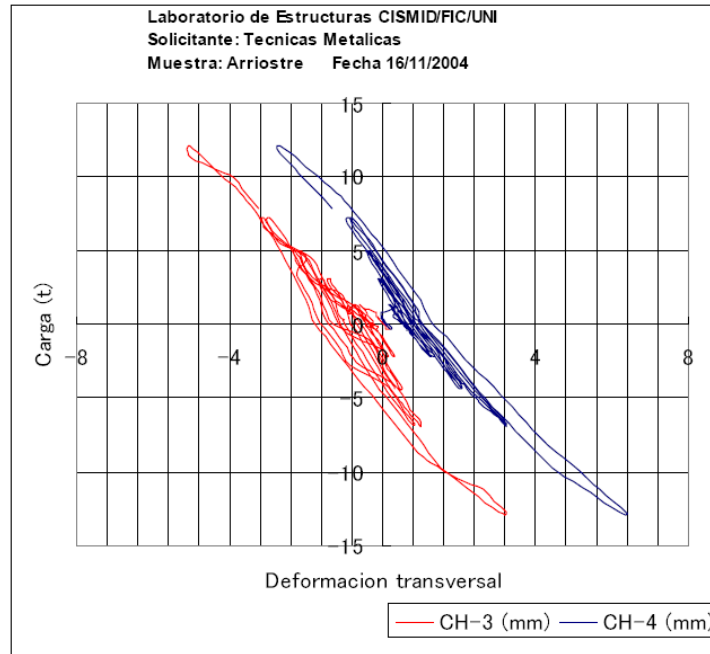


Figura 4.6: Comportamiento transversal del puntal

La Figura 4.6 muestra el desplazamiento por efecto de segundo orden generado en el espécimen debido a la excesiva carga axial existente al momento de producirse el pandeo de la plancha soporte, en donde se alcanzó un máximo valor de deformación transversal del orden de 54.03 mm en el centro del espécimen para el sensor CH-3.

El anexo C presenta los resultados de todos los sensores durante el ensayo, teniéndose que destacar que el comportamiento en este caso fue truncado por la plancha de soporte que pandeó cuando aún se encontraba en niveles de deformación unitaria por debajo de la fluencia del espécimen (conexión a escala real a ensayar).



Foto 4.3: Vista Panorámica ensayo Arriostre XL16



*Foto 4.4: Canales de control, ensayo Arriostre
XL16*



Foto 4.5: Canales de control, ensayo Arriostre XL16



Foto 4.6: Detalles, ensayo Arriostre XL16

ENSAYO CÍCLICO DE VIGA EN VOLADIZO IN35

Se efectuó el primer ensayo en la conexión de corte con la finalidad de realizar la verificación de la transferencia nula de momento para este tipo de junta. En la figura 3.4 se muestra la el detalle de fabricación de la conexión a escala real que se ensayó.

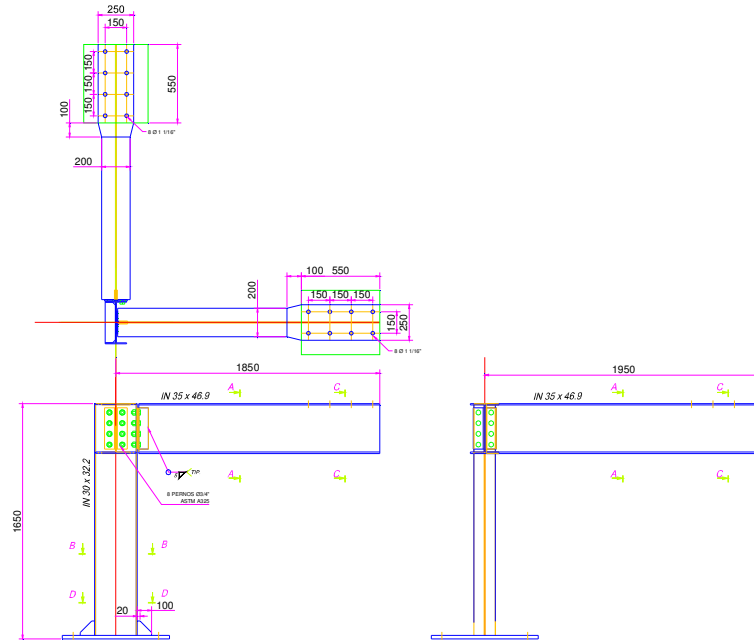


Figura 4.8: Probeta a ensayar con viga en voladizo



Foto 4.7: Ensayo de Conexión Viga Columna con vigas en voladizo

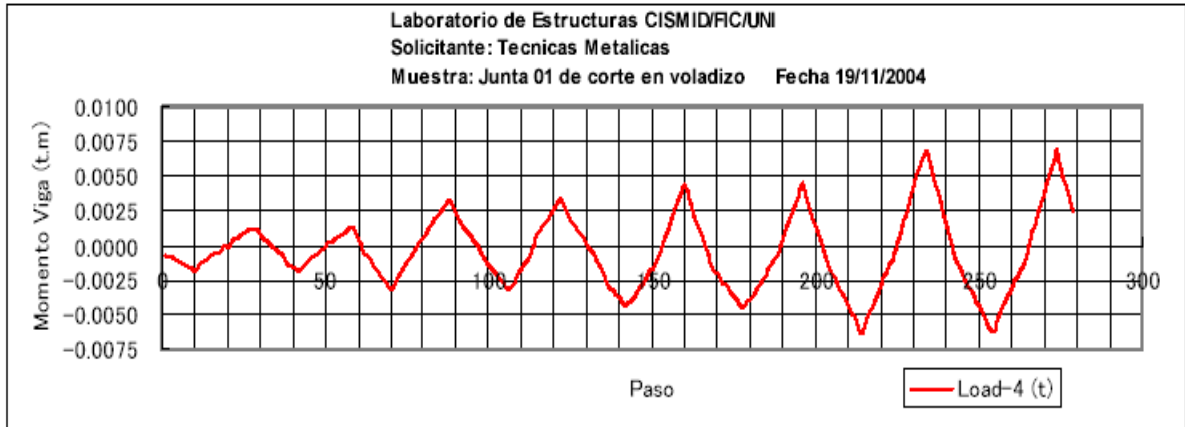


Figura 4.9: Momento en la Viga

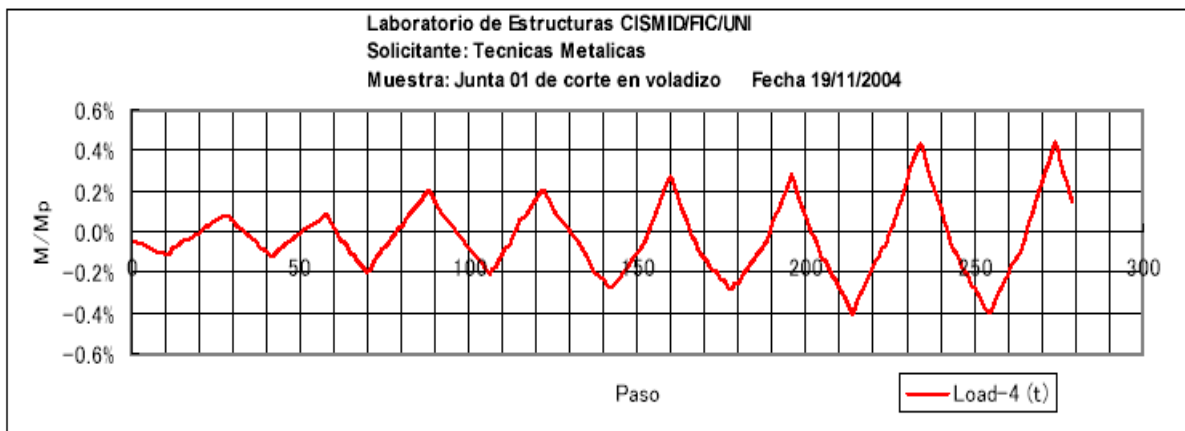


Figura 4.10: Relación Momento en la Viga, Momento Plástico

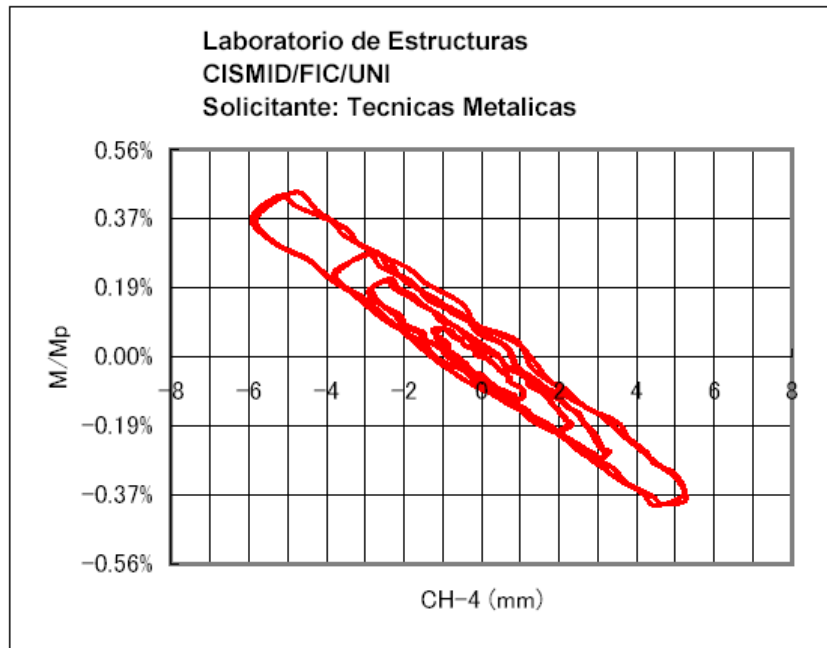


Figura 4.11: Relación M / M_p de la viga y el desplazamiento transversal

*Paso: Incremento o disminución de desplazamiento de 0.5mm en la aplicación de carga.

En la figura 4.8 se muestra el momento alcanzado por la viga en el extremo cargado por el actuador 2 que corresponde a la longitud mayor de las dos alas de la junta, con una longitud de viga aproximadamente igual a 1950mm. La carga se aplicó en el extremo de la viga produciendo un momento en la junta. Este momento toma un valor poco significativo, ya que la junta es una junta de corte que disipa la fuerza en la junta por rotación del extremo. Por esa razón, por más que la deformación del sensor CH-4 sea incrementada, el nivel del momento no logra elevarse, llegándose a una relación de momento al momento plástico del orden de 4%, como lo muestra la Figura 4.9 Así es posible graficar el desplazamiento bajo el actuador 2 y el momento alcanzado en la junta, donde se observa que pese a existir un comportamiento no lineal, el valor no sobrepasa el 5% del valor del momento plástico, es decir un valor despreciable, lo que verifica la condición de junta de corte.

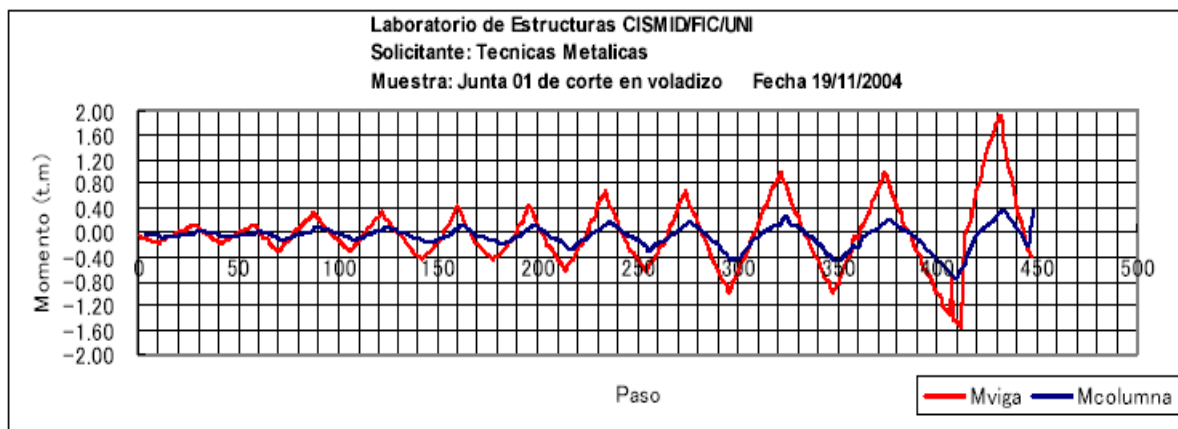


Figura 4.12: Comparación Momento en Viga/Momento en Columna

En la Figura 4.11 se muestra la transferencia a través de la junta del momento aplicado en el extremo del cantiliver en la dirección de mayor luz y el momento en la columna.

Como se aprecia en el gráfico, la columna recibe un momento de 0.4 t-m cuando en la viga se aplica 2 t-m. Por lo tanto la transferencia que logra la junta es del 20% hecho que lo califica como unión simple (la transferencia de momento es menor al 25%).

ENSAYO CÍCLICO DE VIGAS A CORTE IN35

Luego de verificar que la unión transmite menos del 25% del momento aplicado, debemos llevar la junta a la falla. Con la finalidad de llevar a la rotura la unión y en coordinación con los encargados de la fabricación de las probetas se creyó conveniente cambiar la posición de los actuadores electro hidráulicos a fin de generar un mayor cortante en la unión, ver figura 4.12. Para tal efecto se modificó el punto de unión del espécimen con el actuador de manera que se generó una situación muy similar a la experimentaría la junta bajo un diagrama de momentos por estado de carga sísmica, ver figura 4.13.

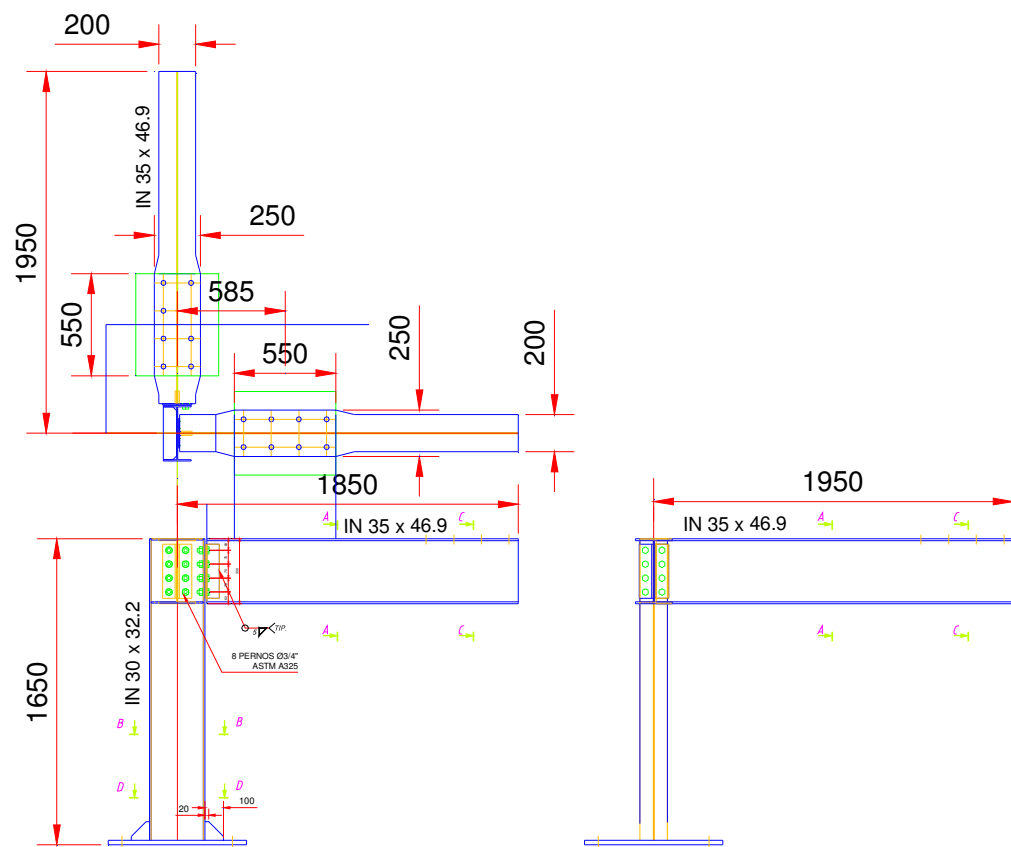


Figura 4.13: Probeta Viga-Columna Ensayo Nro 02



Foto 4.8: Ensayo de Conexión Viga Columna con vigas apoyadas

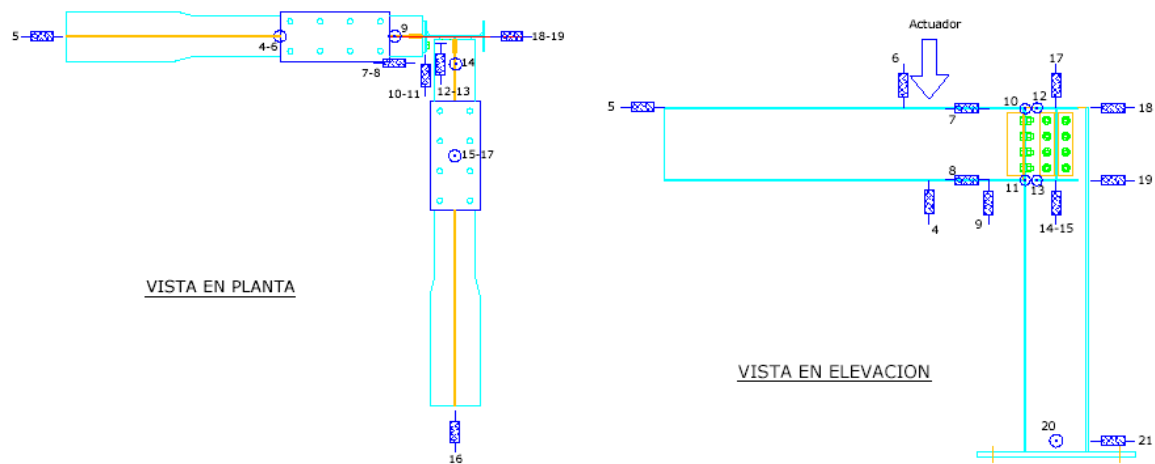


Figura 4.14: Distribución de actuadores usados en el ensayo

En la 4.8 muestra la posición adoptada para el punto de aplicación de los actuadores, en donde se muestra una elevación y una vista en planta donde se distingue la plancha de apoyo de los actuadores. Detalle con las dimensiones de esta ubicación se muestra en la figura 4.13, así como la ubicación de los sensores que se muestran en la figura 4.14.

Tabla 4.5: Sensores usados, Ensayo Viga-IN35:

Nro de Canal	Rango del Canal
CH-0	50 t.
CH-1	200 mm.
CH-2	50 t.
CH-3	200 mm.
CH-4	100 mm.
CH-5	100 mm.
CH-6	100 mm.
CH-7	50 mm.
CH-8	50 mm.
CH-9	30 mm.
CH-10	50 mm.
CH-11	50 mm.
CH-12	30 mm.
CH-13	30 mm.
CH-14	30 mm.
CH-15	100 mm.
CH-16	50 mm.
CH-17	100 mm.
CH-18	30 mm.
CH-19	30 mm.
CH-20	25 mm.
CH-21	25 mm.

La tabla 4.5 muestra los rangos de los sensores utilizados durante el experimento y cuya posición es presentada en la figura 4.14. Con esta configuración de sensores y actuadores, fueron ensayados dos especímenes hasta alcanzar el estado de falla de los mismos.

En la foto 4.8, se aprecia la configuración del ensayo con las vigas apoyadas en los extremos. En este caso se aproximaron los actuadores a la junta para incrementar el valor del corte y llevarle a la falla. Debe mencionarse que los apoyos se encuentran coincidentes

con los puntos de inflexión de un diagrama de momentos bajo carga de sismo, simulando los actuadores un corte que afectaría a la conexión bajo una demanda sísmica extrema. En la aplicación de la carga se utilizaron dos actuadores electro-hidráulicos trabajando con un rango de 50(t). Asimismo para el control de estos aparatos se utilizó un criterio de control por pasos, donde los actuadores frente a la ocurrencia de un desplazamiento generan un registro en el computador instalado. El desplazamiento se aplicó cíclicamente llevando al espécimen desde una posición inicial hasta una deformación de falla, cargando y descargando al espécimen.

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

La figura 4.15 muestra los resultados de la carga aplicada versus el desplazamiento generado en el punto de aplicación de carga para cada uno de los especímenes.

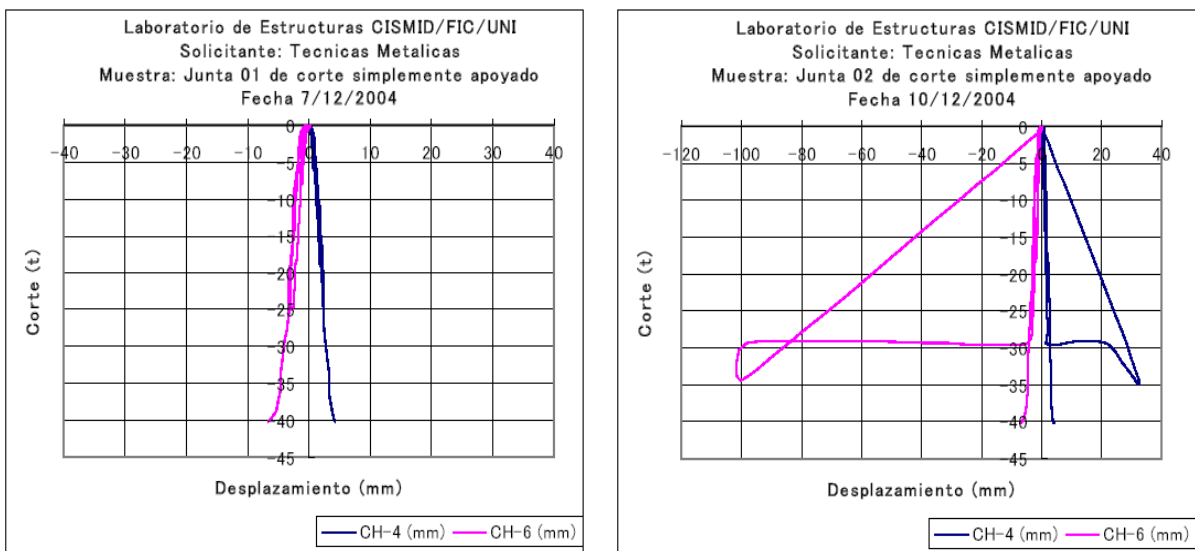


Figura 4.15: Resultados de los ensayos.

Se puede diagnosticar que ante una verificación del alma de la viga, el ángulo o patín de transferencia y la capacidad de los pernos, la resistencia nominal de la junta es del orden de 24 (t), valor que corresponde a la resistencia nominal del alma de la junta.

En ambos ensayos se observa que el cortante nominal se encuentra por debajo del punto de falla del espécimen. La falla se produjo por una combinación de pandeo lateral torsional en la viga bajo una carga de 40 (t) en el espécimen 1 y de 30 (t) en el espécimen 2, tal como lo presenta la figura 4.16, en donde se grafican ambas respuestas cíclicas de cada espécimen.

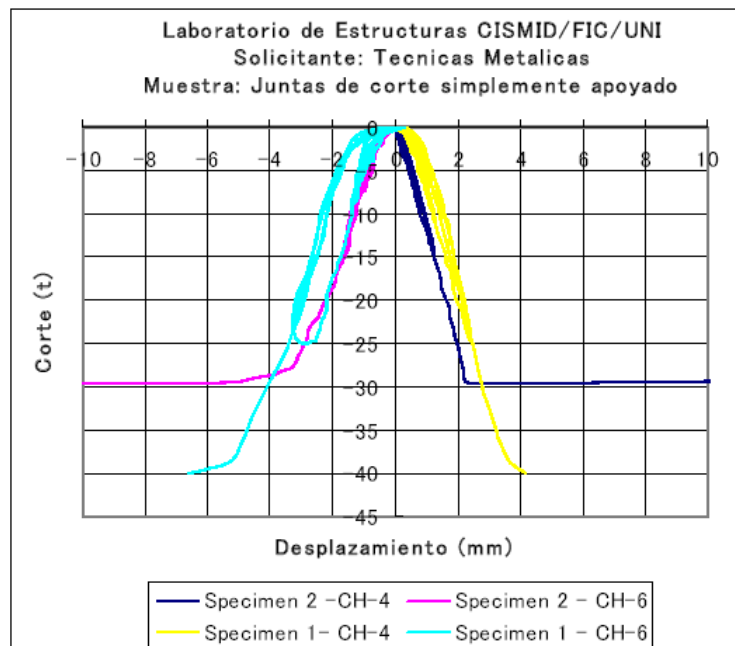


Figura 4.16: Resultado del Ensayo de Conexión a Corte



Foto 4.9: Falla elemento IN35, Junta 1, Actuador 2.



Foto 4.10: Falla elemento IN35, Junta 1, Actuador 2.



Foto 4.11: Detalle Ensayo Junta 1, Viga IN35



Foto 4.12: Ensayo Junta 2, Viga IN35

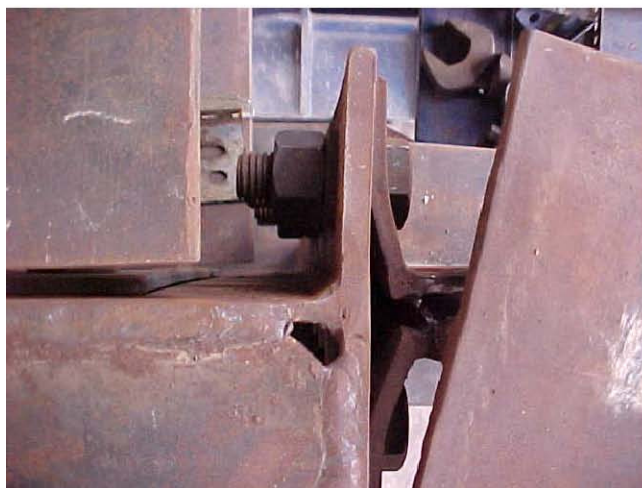


Foto 4.13: Ensayo Junta 2, Viga IN35

Capítulo 5

ELABORACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS

ELEMENTO ARRIOSTRE XL16

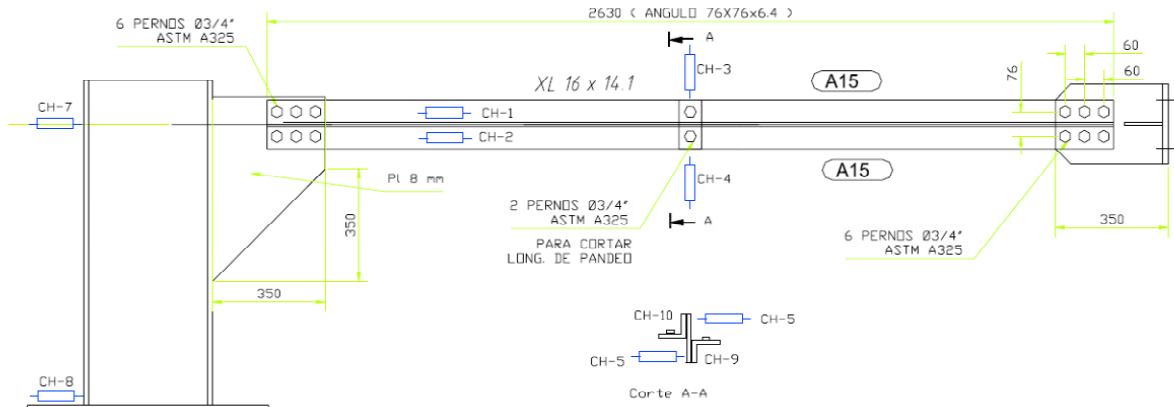


Figura 5.1: Plano de detalle del modelo, ubicación de sensores de desplazamiento.

Para el desarrollo del modelo matematico se utilizó el elemento link en los extremos y un elemento frame en el centro con seccion XL16, generada con Section Design.

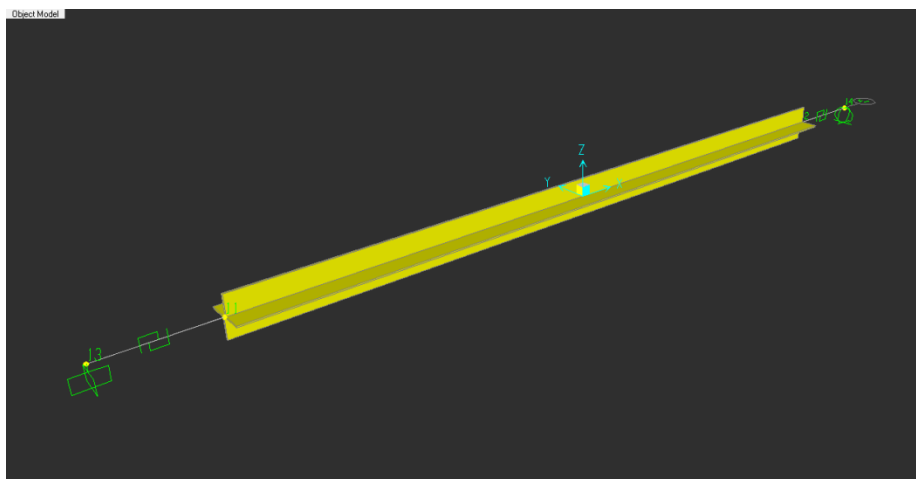


Figura 5.2: Modelo Matemático Elemento Arriostre XL16.

En los extremos del modelo se consideró un apoyo fijo y otro móvil en el apoyo móvil se consideró una carga variable en función del tiempo, se definió como una función de Tiempo-Historia, considerando los resultados del laboratorio, se utilizó los datos en donde cambian el signo y un paso equivalente a 3 seg, ver figura 5.4.

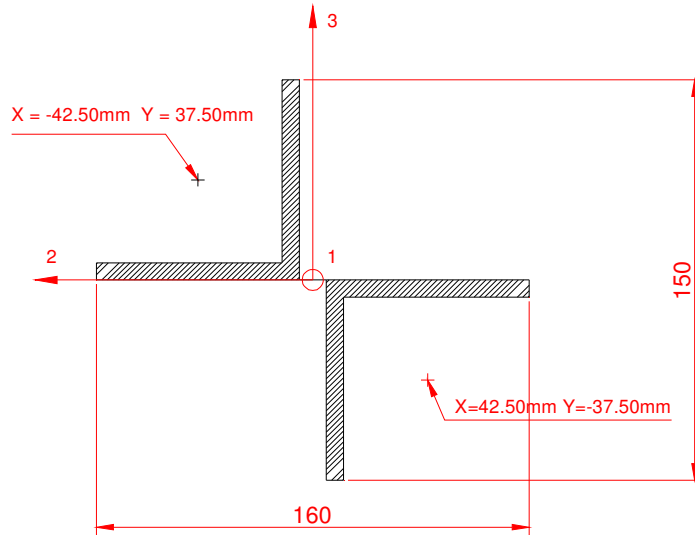


Figura 5.3: Generación de Sección XL16, con SectionDesign.

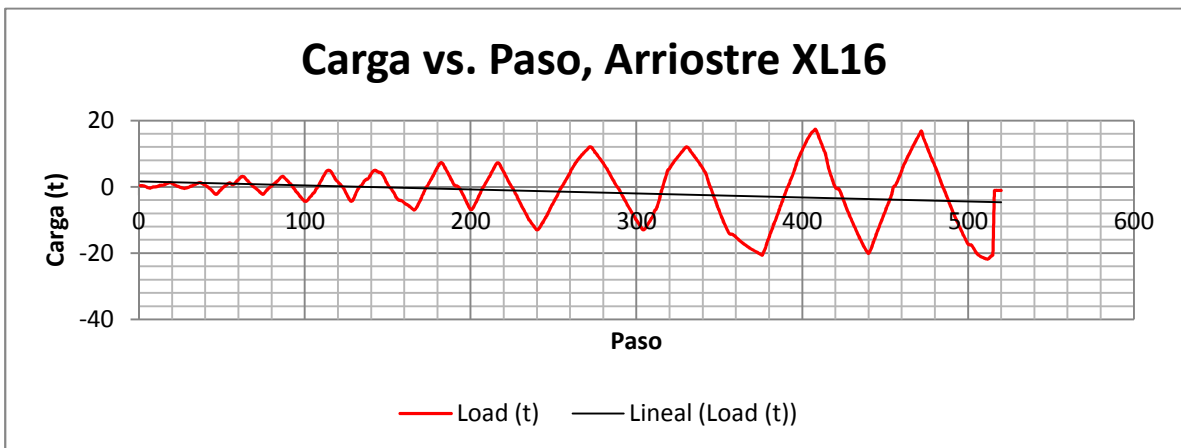


Figura 5.4: Resultados del ensayo de laboratorio, Carga Aplicada vs. Pasos del actuador.

Tabla Nro 5.1: Datos para la representación de la carga aplicada en función del tiempo, considerando los extremos de cambio de dirección y un paso igual a 3 seg.

Tiempo (seg.)	Carga (t)
0	0.000
6	0.430
21	-0.343
60	1.088
84	-0.417
111	1.314
141	-2.182
165	1.210
171	0.697
189	3.133
225	-2.217
261	3.151
303	-4.314
345	4.953
384	-4.306
429	4.964
498	-6.955
546	7.281
600	-6.781
648	7.199
720	-12.949
816	12.100
912	-12.903
990	12.003
1128	-20.563
1224	17.398
1320	-20.049
1416	16.797
1536	-21.751
1551	-1.088
1557	-1.096

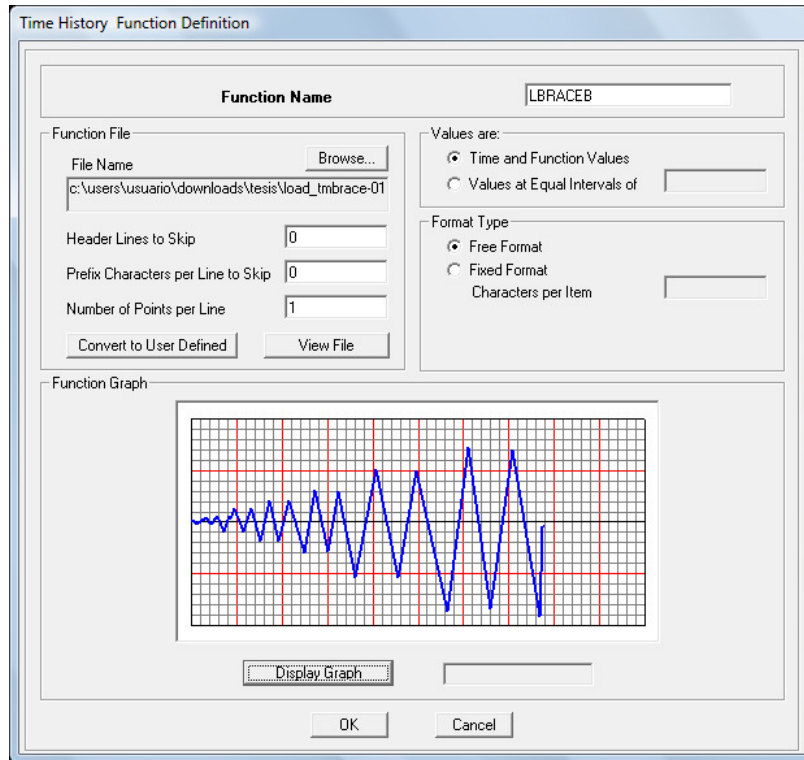


Figura 5.5: Definición de la Función Tiempo Historia - carga cíclica.

La carga se define como una carga unitaria en Load Case, en el menú Analysis Case, se hace referencia a esta carga mediante el archivo LBRACE, para simular la carga pseudo dinámica.

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO LINK MLP_CH01

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS Y DEL MATERIAL

The screenshot shows a 'Property Data' dialog box with the following fields and values:

Section Name			
XL16x14.1			
Properties			
Cross-section (axial) area	1838.08	Section modulus about 3 axis	24159.85
Torsional constant	25498.801	Section modulus about 2 axis	28075.491
Moment of Inertia about 3 axis	1811988.7	Plastic modulus about 3 axis	38809.86
Moment of Inertia about 2 axis	2246039.3	Plastic modulus about 2 axis	48000.26
Shear area in 2 direction	952.0306	Radius of Gyration about 3 axis	31.3975
Shear area in 3 direction	1206.2355	Radius of Gyration about 2 axis	34.9564

OK

Figura 5.6: Propiedades de la sección XL16x14.1

The screenshot shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

General Data	
Material Name and Display Color	Acero_A36
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7.849E-09
Mass per Unit Volume	8.004E-13
Units	
	Ton, mm, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20.389
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	7.8419
Other Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	0.0253
Minimum Tensile Stress, Fu	0.0408
Effective Yield Stress, Fye	0.038
Effective Tensile Stress, Fue	0.0449

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 5.7: Propiedades del material, Acero ASTM A36.

RIGIDEZ EN LA DIRECCIÓN U1:

Trabajando en el rango lineal:

$$U1 = EA / L, U1 = 20.389 * 1838.08 / 2630$$

$$U1 = 14.2497 \text{ t/mm}^2$$

RIGIDEZ EN LA DIRECCION U2:

Trabajando en el rango lineal:

$$U2 = 12 E I_3 / L^3, U2 = 12 * 20.389 * 1811998.7 / (2630)^3$$

$$U2 = 0.0244 \text{ t/mm}^2$$

ROTACION EN LA DIRECCION R3:

Trabajando en el rango lineal:

$$R3 = E I_3 / L, R3 = 20.389 * 1811998.7 / (2630)$$

$$R3 = 14,047.391$$

DEFINICIÓN DE DIAGRAMAS DE HISTÉRESIS PARA LOS ELEMENTOS LINK

De los valores obtenidos por los canales de medición de desplazamiento CH-01 y CH-02 (ver figura 5.1) en el ensayo se generó la curva de histéresis trasladándola en forma paralela al origen de coordenadas (ver figura 4.5).

Tabla Nro5.2 Histéresis Canal CH-01 Tabla Nro5.3 Histéresis Canal CH-02

Fuerza (t)	Desplazamiento CH-01 (mm)	Fuerza (t)	Desplazamiento CH-02 (mm)
-5.9432	-12.7271	-5.8142	-12.9347
-4.2048	-9.4954	-4.0074	-9.5316
-1.6016	-3.8029	-2.3177	-5.6108
0	0	0	0
2.0797	5.3246	2.1559	5.2791
4.1178	8.882	4.1024	8.7376
		6.6284	11.7876

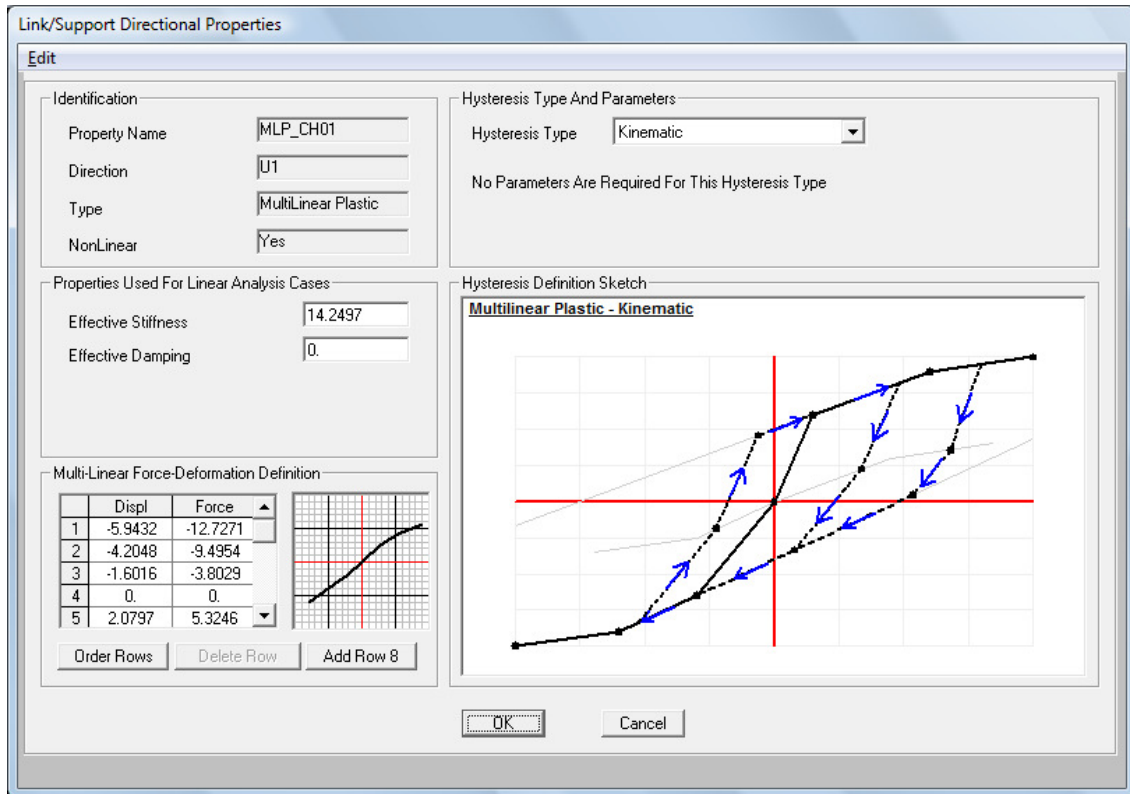


Figura 5.8: Definición de Propiedades elemento link brace CH-01, dirección U1.

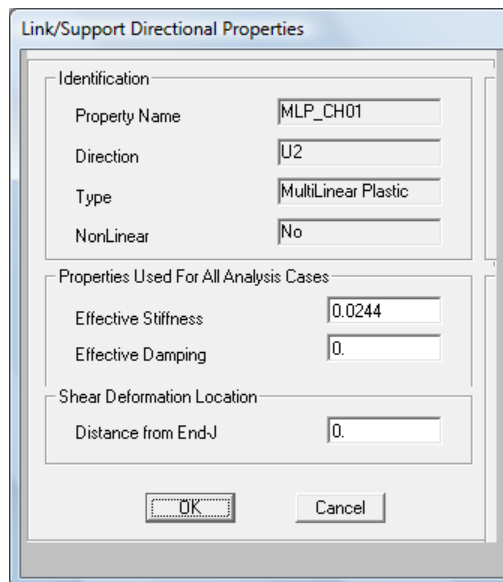


Figura 5.9: Definición de Propiedades dirección U2.

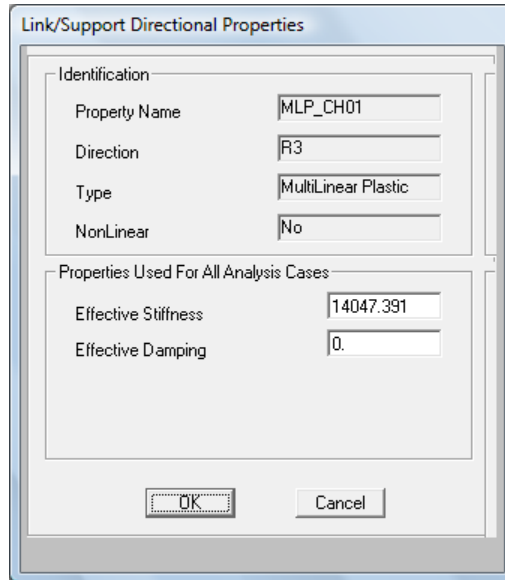


Figura 5.10: Definición de Propiedades dirección R3.

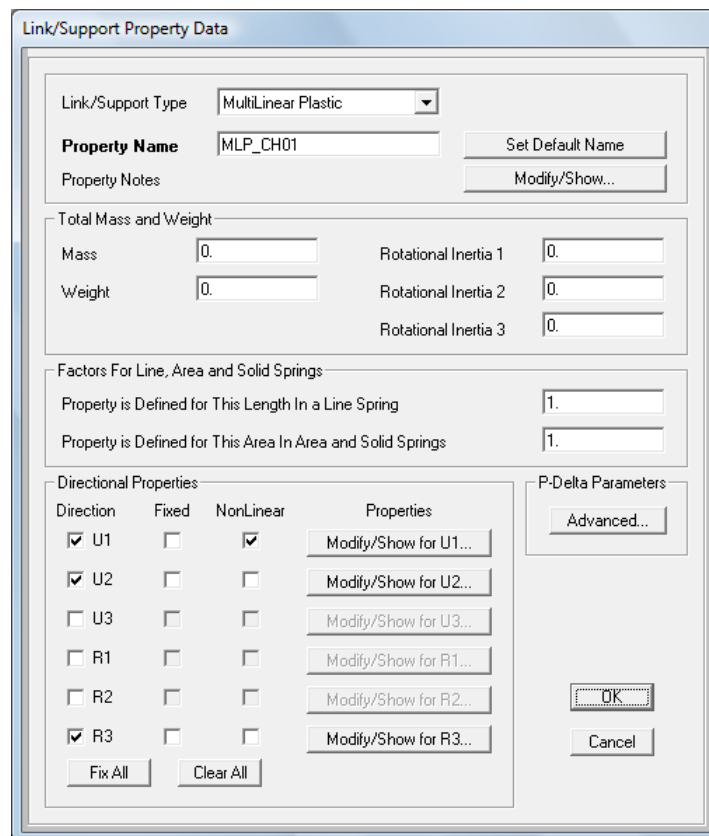


Figura 5.11: Definición Propiedades del Elemento Link Brace con el canal CH-01

RESULTADOS DEL MODELO MATEMÁTICO, ELEMENTO LINK MLP_CH01

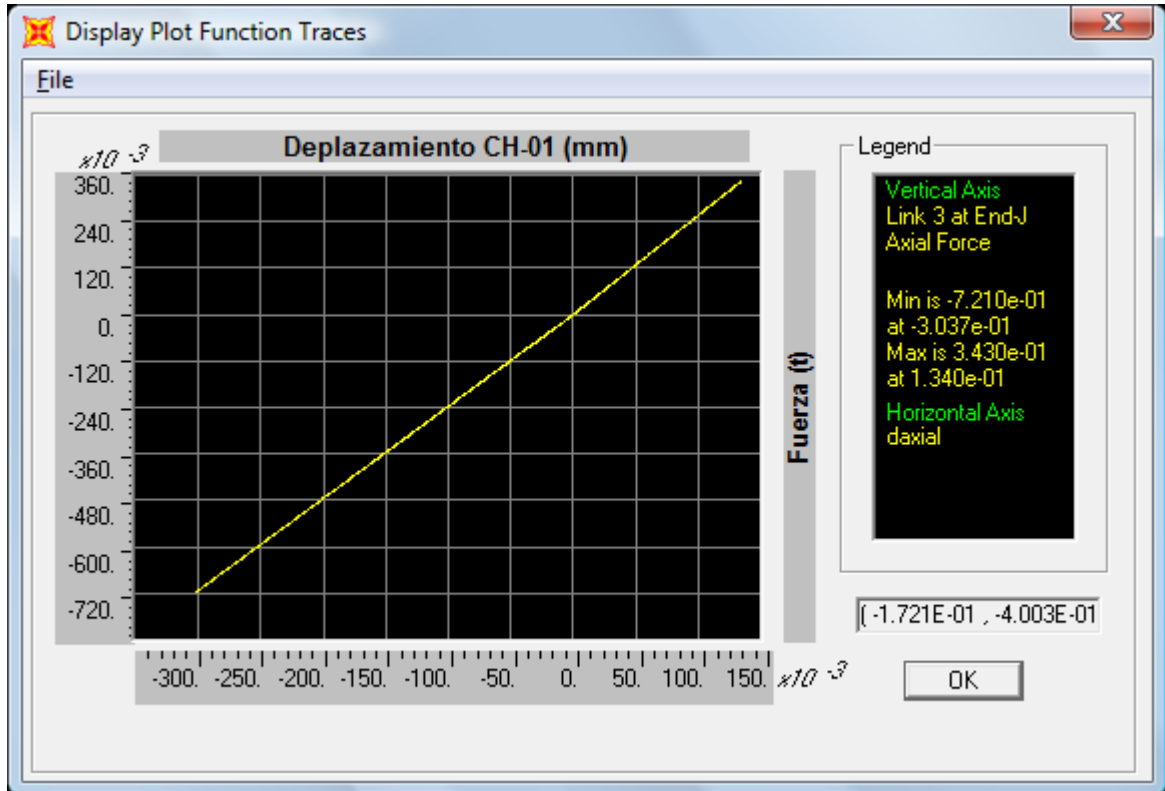


Figura 5.12: Resultados de Modelamiento Matemático con SAP2000.

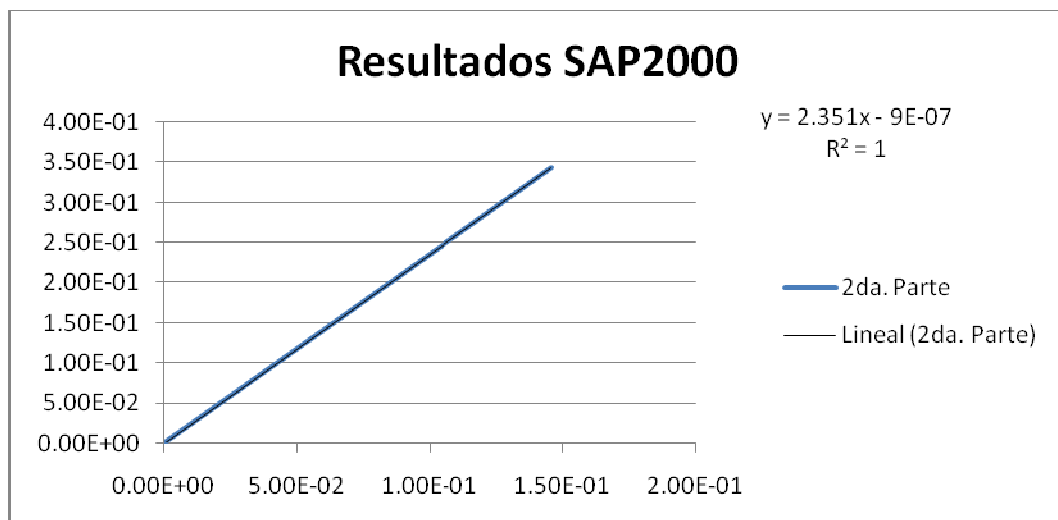


Figura 5.13: Gráfico de Resultados de Modelamiento Matemático con SAP2000.

Del análisis del modelo en SAP2000 se obtiene un valor para $K=2.351 \text{ t/mm}^2$ para el elemento link MLP_CH01.

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO LINK MLP_CH02

Link/Support Property Data

Link/Support Type: MultiLinear Plastic

Property Name: MLP_CH02

Property Notes:

Total Mass and Weight

Mass	0.	Rotational Inertia 1	0.
Weight	0.	Rotational Inertia 2	0.
		Rotational Inertia 3	0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters

Advanced...

Fix All Clear All OK Cancel

Figura 5.14: Definición Propiedades del Elemento Link Brace con el canal CH-02

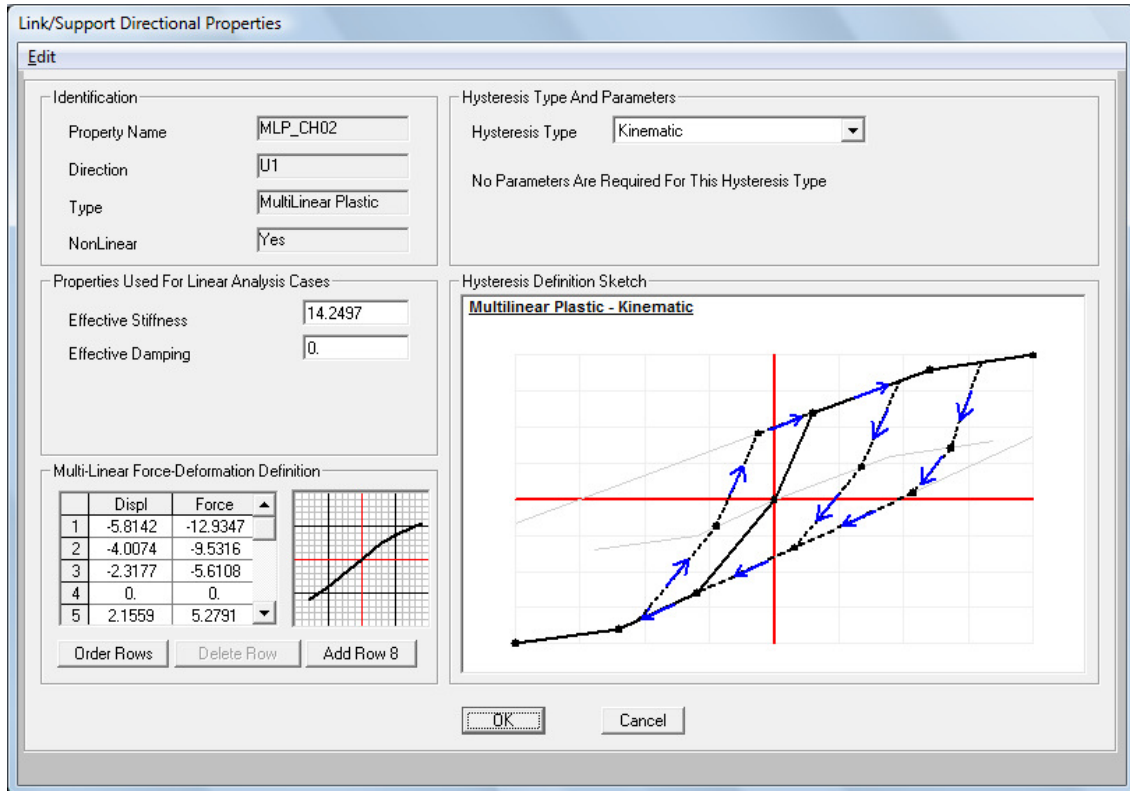


Figura 5.15: Definición de Propiedades elemento link brace CH-02, dirección U1.

En las demás direcciones utilizamos los mismos datos del elemento link MLP_CH01.

RESULTADOS DEL MODELO MATEMÁTICO, ELEMENTO LINK MLP_CH02

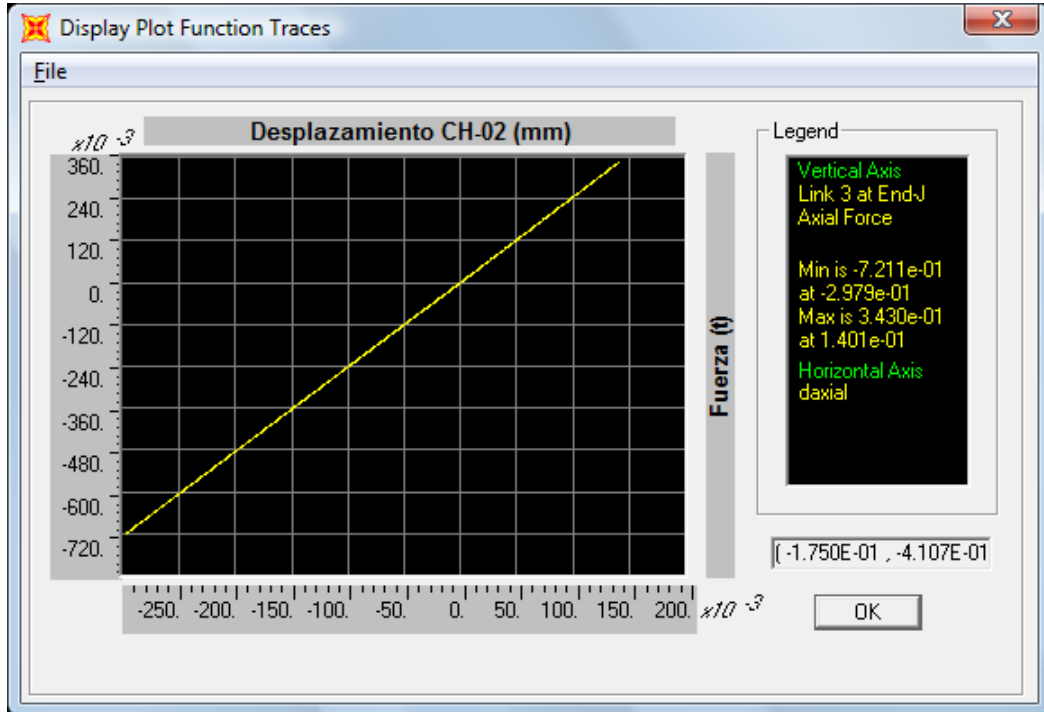


Figura 5.16: Resultados de Modelamiento Matemático con SAP2000.

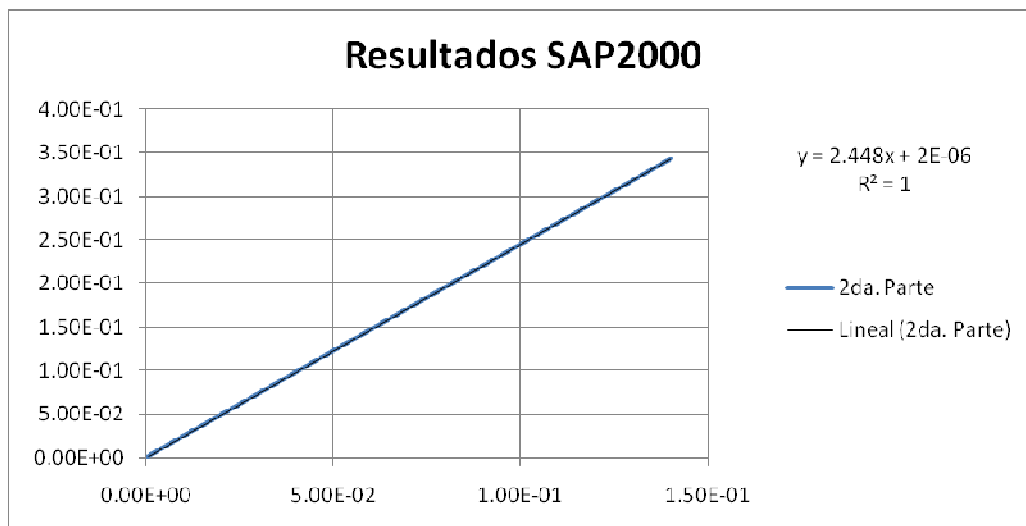


Figura 5.17: Gráfico de Resultados de Modelamiento Matemático con SAP2000.

Del análisis del modelo en SAP2000 se obtiene un valor para $K=2.448 \text{ t/mm}^2$ para el elemento link MLP_CH02.

RESULTADOS DE LABORATORIO ELEMENTO ARRIOSTRE XL16

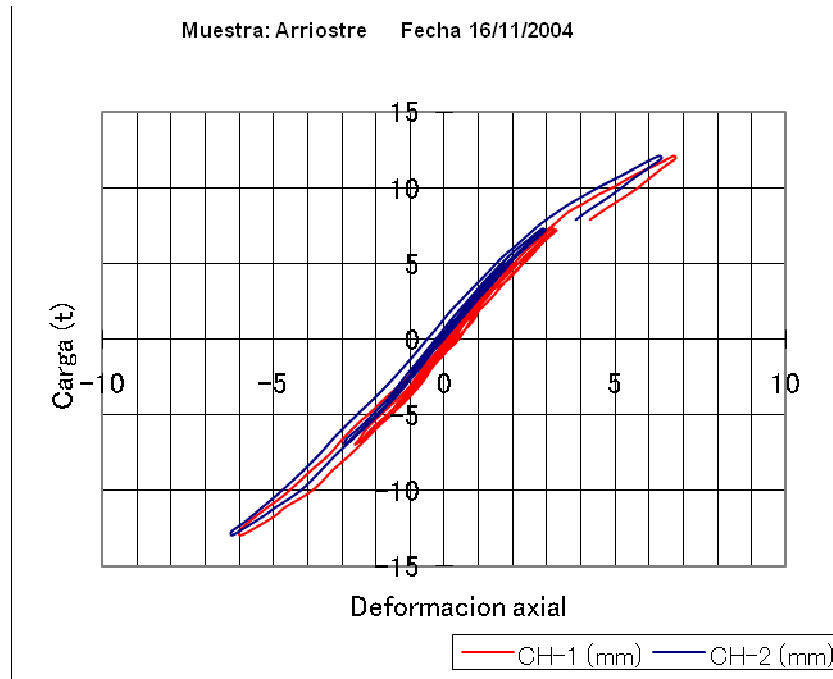


Figura 5.18: Respuesta Axial del elemento Arriostre

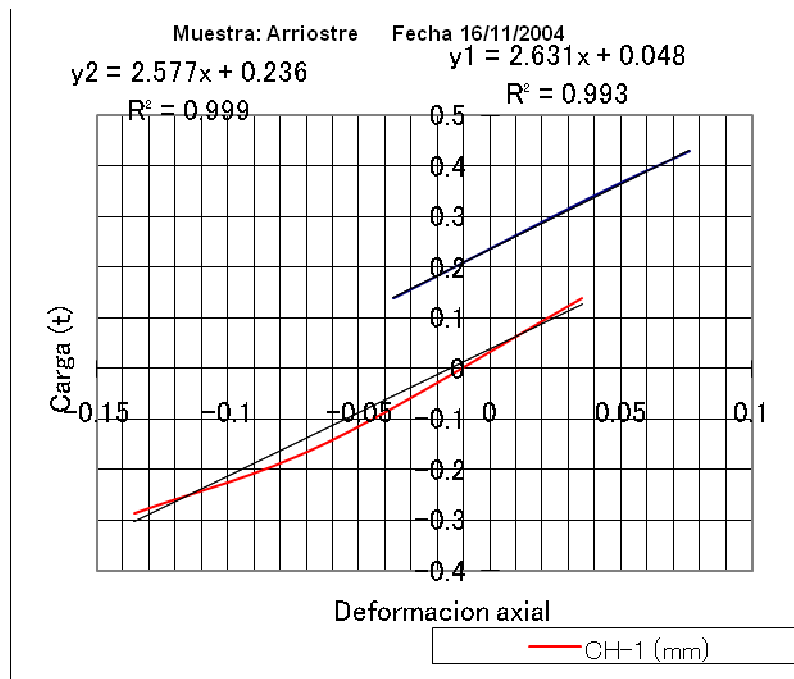


Figura 5.19: Respuesta Axial del elemento Arriostre (Primer Ciclo)

Se observa que la rigidez en el canal CH-01 es de 2.631 y en el canal CH-02 es de 2.577.

Tabla 5.4 Comparacion de Resultados Elementos Brace (t/mm)

Modelo	Canal	ENSAYO	SAP2000	Diferencia Porcentual
MLP_CH01	CH-01	2.631	2.351	-10%
MLP_CH02	CH-02	2.577	2.448	-5%
Promedio		2.604	2.400	-8%

La tabla 5.4 muestra que la rigidez obtenida por el modelo en SAP2000 es de 5 a -10% menor del obtenido en los ensayos de laboratorio y 8% menor del promedio, esta variación es aceptable desde el punto de vista de ingeniería.

ELEMENTO VIGA IN35

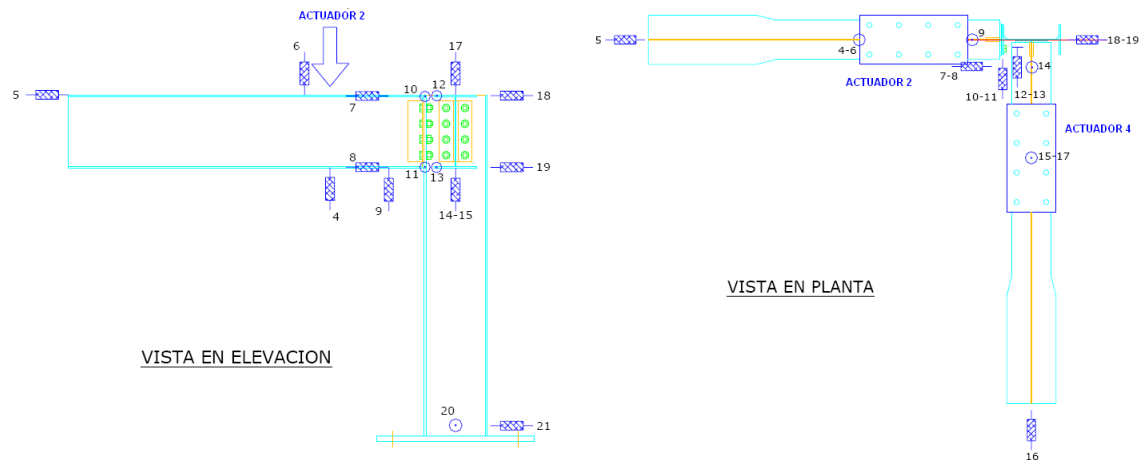


Figura 5.20: Plano detalle de Modelo, ubicación de sensores de desplazamiento

Modelo Elemento Viga IN35

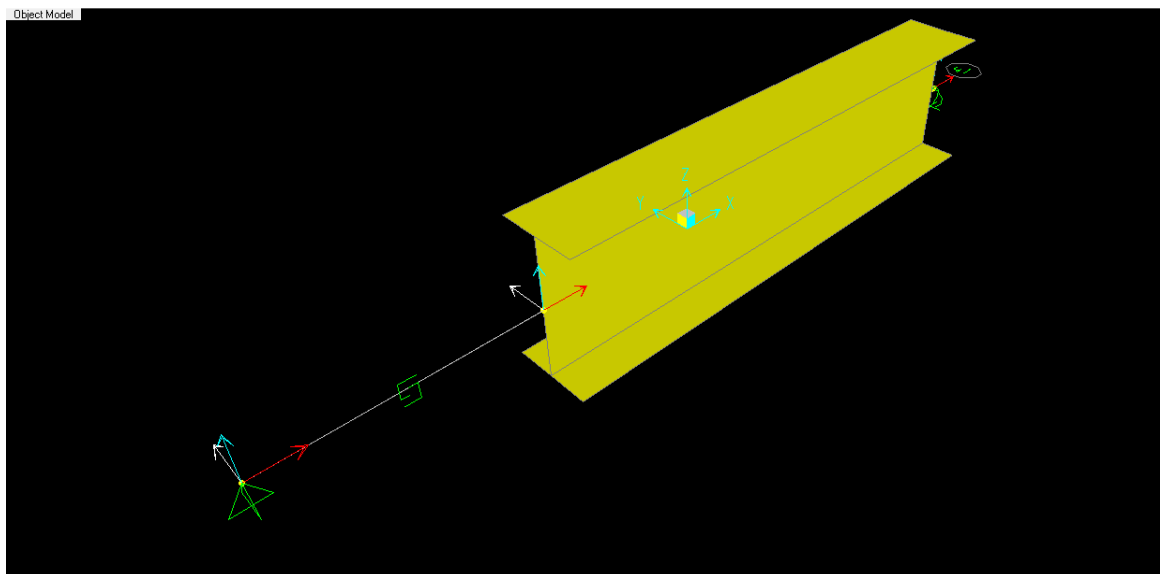


Figura 5.21: Modelo Matemático Elemento Viga IN35

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO LINK-VIGA IN35

Dimensiones de la sección IN35:

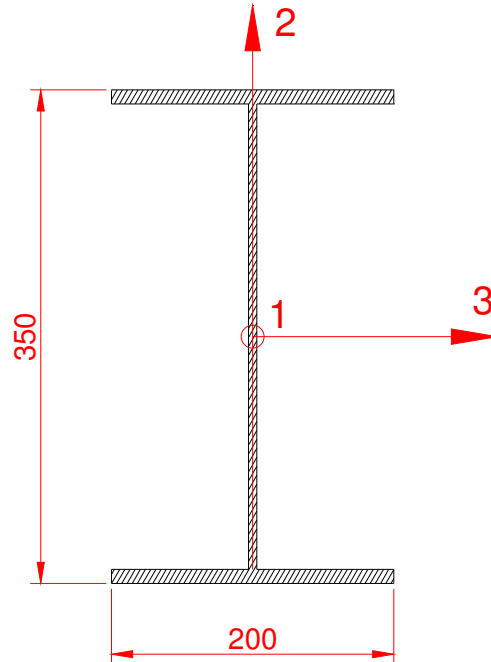


Figura 5.22: Sección Viga IN35

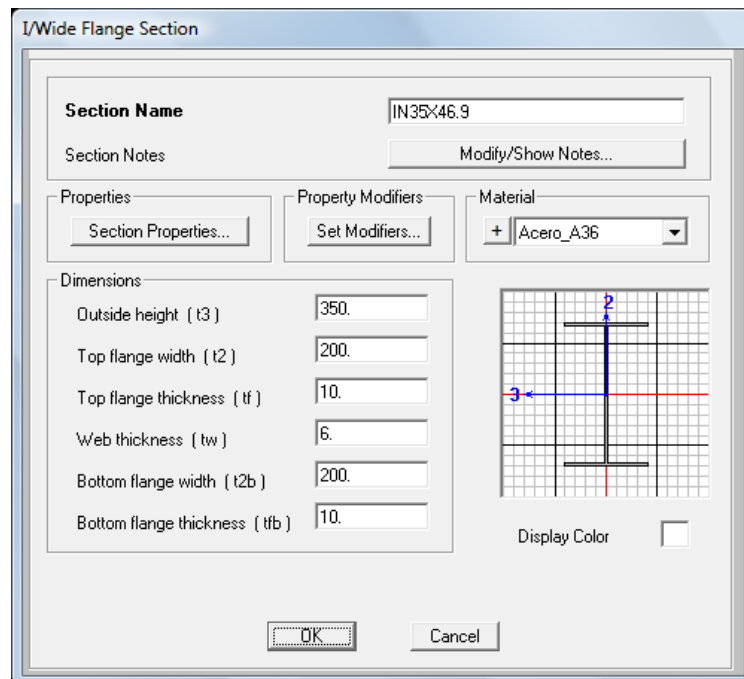


Figura 5.23: Sección Wide Flange, Dimensiones IN35.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

The screenshot shows a dialog box titled "Property Data" with a "Section Name" field containing "IN35x46.9". Below this, a "Properties" section contains a table of mechanical properties:

Property	Value	Property	Value
Cross-section (axial) area	5980.	Section modulus about 3 axis	763439.
Torsional constant	152621.17	Section modulus about 2 axis	133392.73
Moment of Inertia about 3 axis	1.336E+08	Plastic modulus about 3 axis	843350.
Moment of Inertia about 2 axis	13339273	Plastic modulus about 2 axis	202970.
Shear area in 2 direction	2100.	Radius of Gyration about 3 axis	149.4705
Shear area in 3 direction	3333.3333	Radius of Gyration about 2 axis	47.2297

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

Figura 5.24: Información de Propiedades de la sección IN35.

PROPIEDADES DE MATERIAL (Acero ASTM A36)

The screenshot shows a dialog box titled "Material Property Data" for "Acero_A36". It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color (Acero_A36), Material Type (Steel), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (7.849E-09), Mass per Unit Volume (8.004E-13), and Units (Ton, mm, C).
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E (20.389), Poisson's Ratio, U (0.3), Coefficient of Thermal Expansion, A (1.170E-05), and Shear Modulus, G (7.8419).
- Other Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy (0.0253), Minimum Tensile Stress, Fu (0.0408), Effective Yield Stress, Fye (0.038), and Effective Tensile Stress, Fue (0.0449).

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" and "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 5.25: Información de Propiedades del Material, ASTM A36.

CÁLCULO DE RIGIDECES SECCIÓN IN35

Área (A):	5980	mm ²
Longitud (L):	1850	mm
Inercia eje 3 (I3):	1.34E+08	mm ⁴
Inercia eje 2 (I2):	1.33E+07	mm ⁴
Mmto Polar de Inercia (J):	1.34E+08	mm ⁴
Módulo de Elasticidad (E):	20.389	t/mm ²
Módulo de Corte (G):	7.8419	t/mm ²

Rigidez Axial, U1

$$K_{axial} = \frac{N_x}{dx} = \frac{E.A}{L}$$

Kaxial: 65.9061t/mm

Rigidez Flexional

$$K_{flex,2} = \frac{M_2}{\theta_2} = \frac{E.I_2}{L}$$

Kflex, 2 = 4.55E+04t/mm

$$K_{flex,3} = \frac{M_3}{\theta_3} = \frac{E.I_3}{L}$$

Kflex, 3 = 4.56E+05t/mm

Rigidez frente a Cortante

$$K_{cort,2} = \frac{V_2}{\delta_2} = \frac{12.E.I_2}{L^3}$$

Kcort,2 = 0.5154t/mm

$$K_{cort,3} = \frac{V_3}{\delta_3} = \frac{12.E.I_3}{L^3}$$

Kcort,3 = 5.1626t/mm

Rigidez Mixta, Flexión y Cortante

$$K_{mcf,2} = \frac{6.E.I_2}{L^2}$$

K mcf,2 = 476.7898

$$K_{mcf,3} = \frac{6.E.I_3}{L^2}$$

K mcf,3 = 4,775.4046

Rigidez Torsional

$$K_{tors} = \frac{M_1}{\theta_1} = \frac{G.J}{L}$$

K tors = 5.69E+05

FORMULACION DE CURVA Momento vs. Rotación

Para esta formulación se estudiaron dos métodos: Polinomial (Frye and Morris, 1975) y Ramberg-Osgood (Ramberg and Osgood, 1943 y Ang and Morris, 1984).

Con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio se obtuvieron los datos que formaban la envolvente de las curvas Momento vs. Rotación.

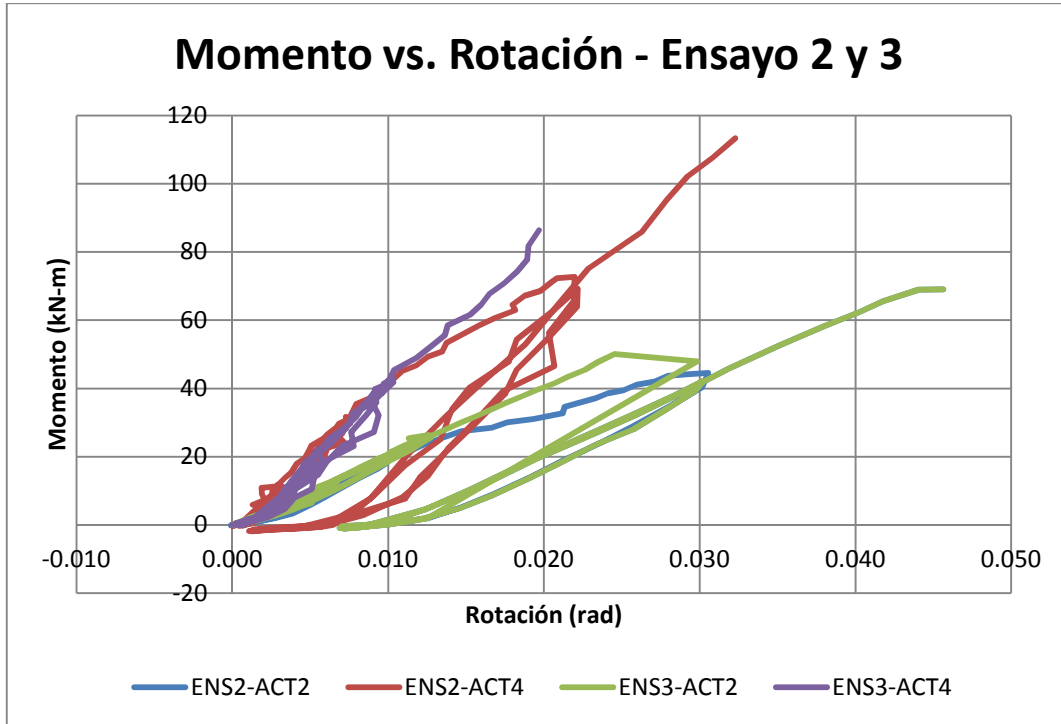


Figura 5.26: Muestra los resultados de laboratorio para los dos ensayos realizados.

En la figura 5.26 se puede observar que la conexión ubicada en el actuador 4 (ACT4) es más rígida que la conexión ubicada en el actuador 2 (ACT2), esto debido a la luz efectiva de la viga del modelo ensayado, ver figura 4.3.

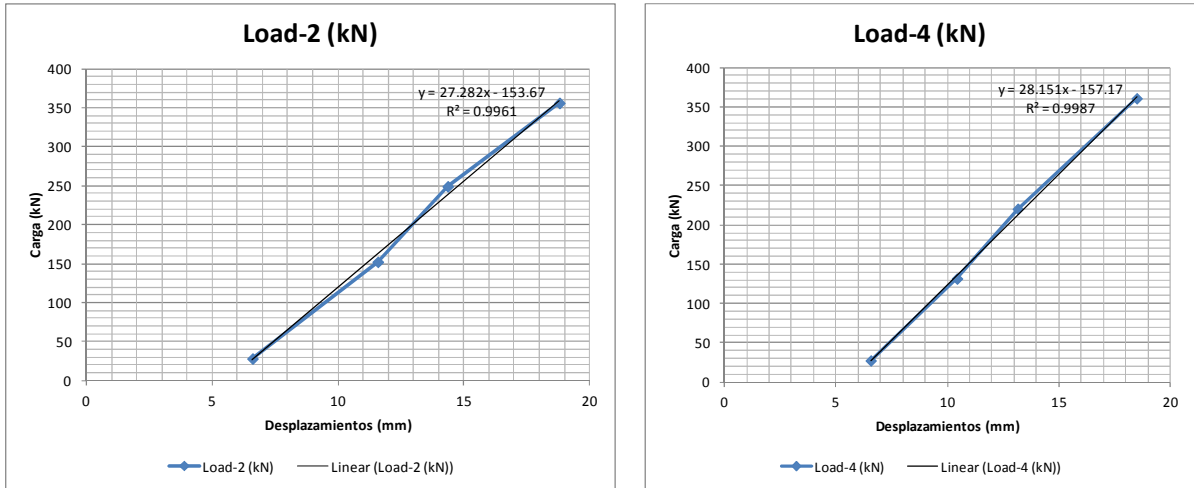


Figura 5.27: Rigideces de las envolventes de los ensayos de laboratorio, Actuado 2 y 4.

Las figuras 5.27 y 5.28 muestran los valores de las rigideces de la envolvente de los resultados de los ensayos de laboratorio, los valores promedio son 27.3 para el actuador 2 y 28.2 para el actuador 4.

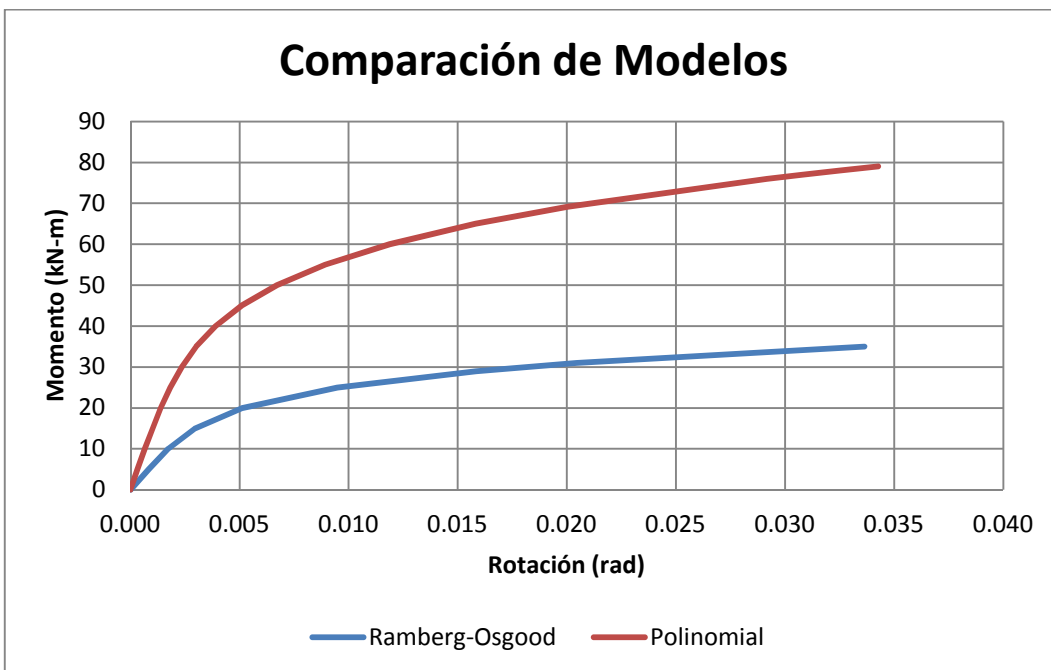


Figura 5.28: Comparación de modelos a utilizar.

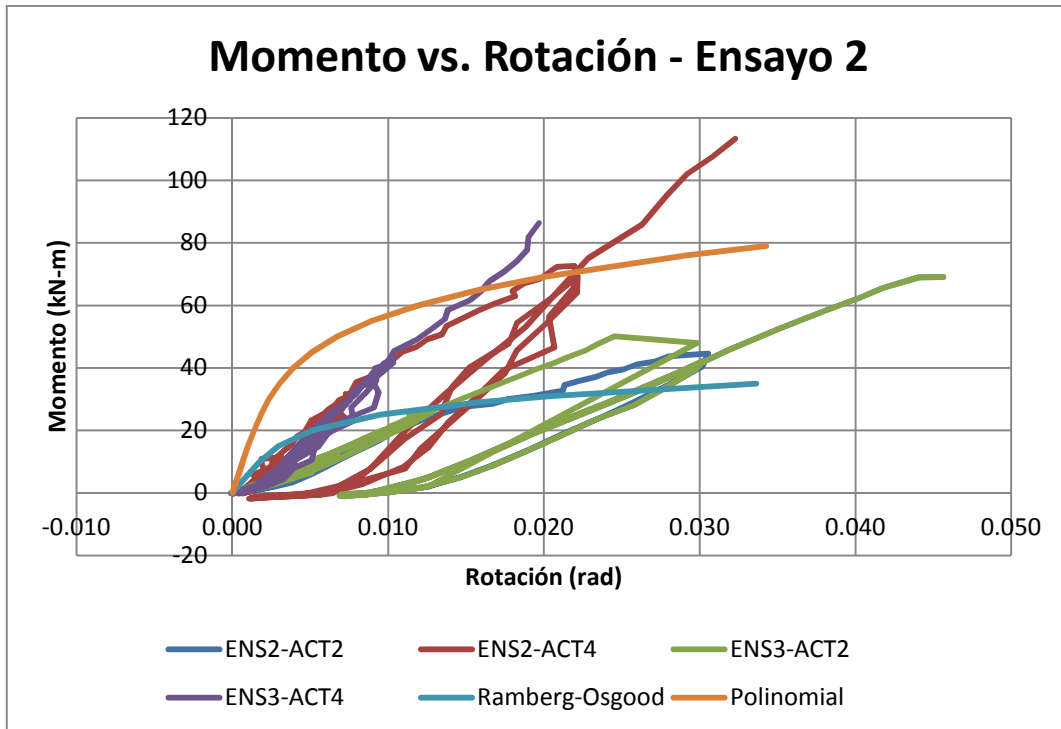


Figura 5.29: Superposición entre resultados de laboratorio y modelos existentes.

En la figura 5.28 se puede observar que los modelos a estudiar, Polinomial y Ramberg-Osgood, no tiene aproximación al comportamiento de las conexiones ensayadas por lo que se deberán realizar aproximaciones de estos métodos a los resultados obtenidos en los ensayos.

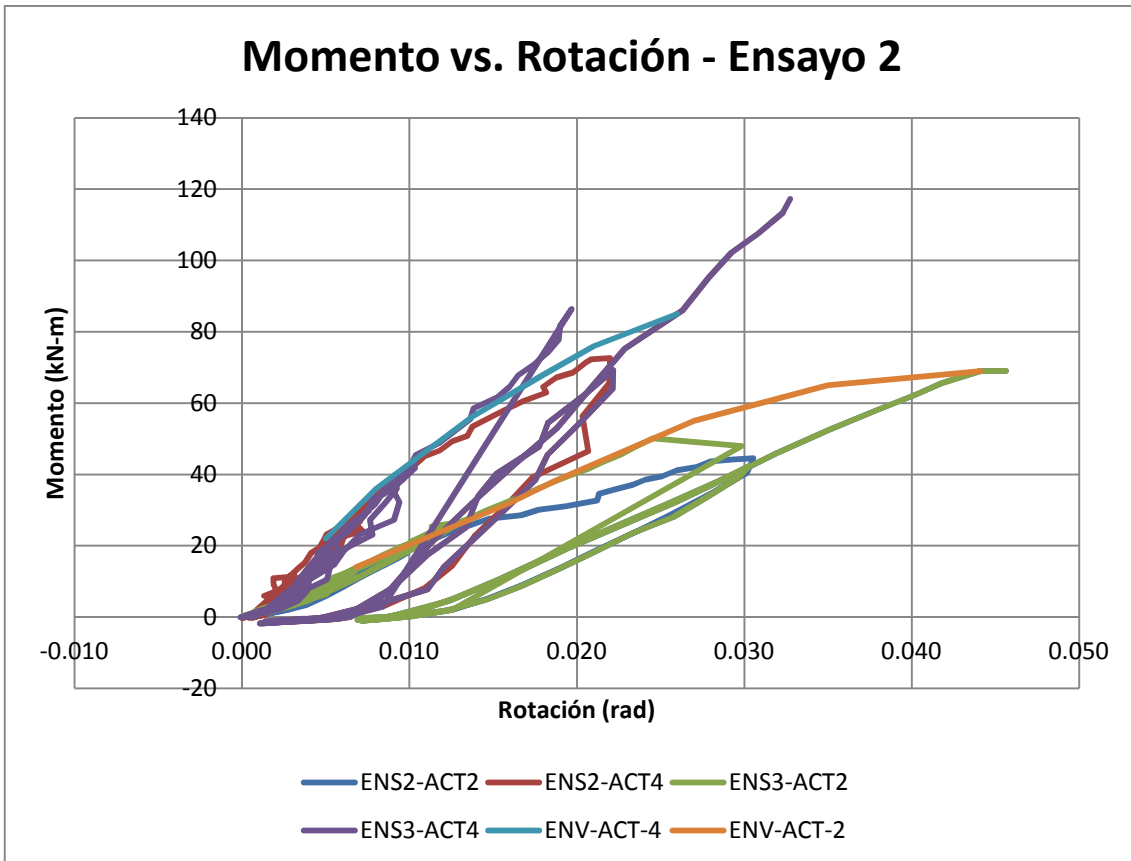


Figura 5.30: Envoltente de Resultados de Laboratorio

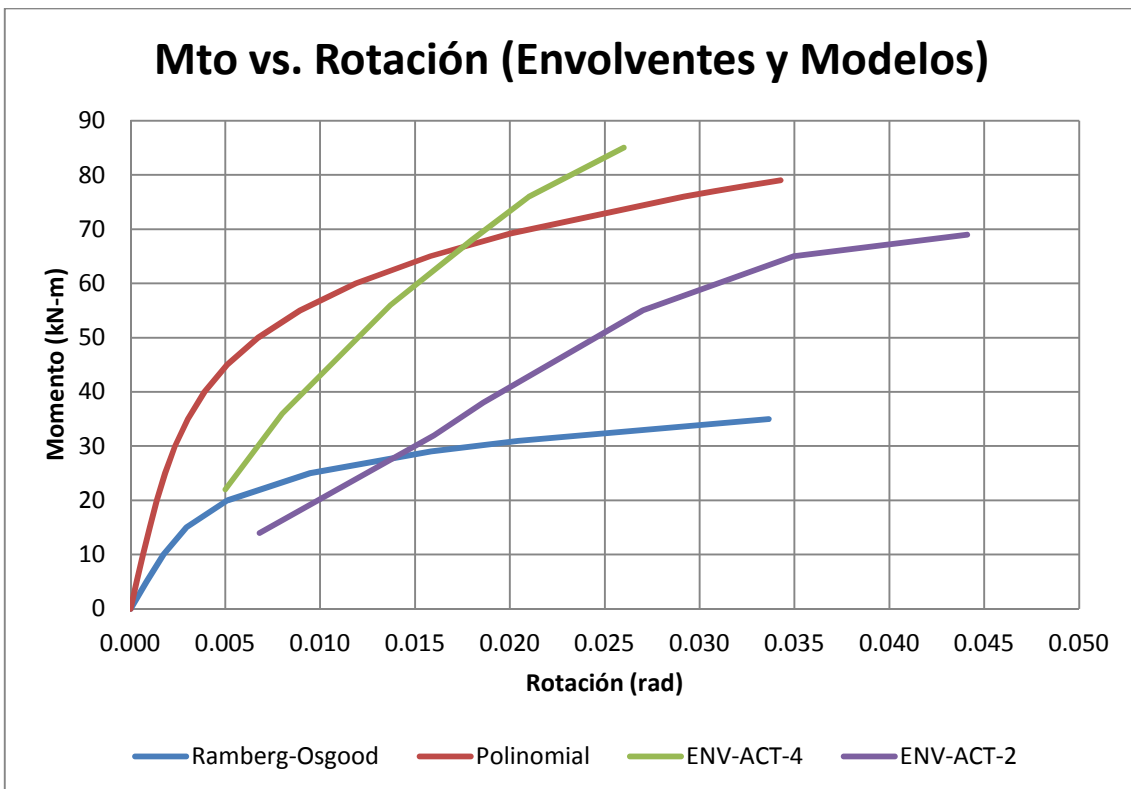


Figura 5.31: Comparación de Modelos estudiados con Envoltentes de ensayos de laboratorio

APROXIMACIONES CON EL METODO POLINOMIAL

Este metodo tienen una ecuacion de aproximacion del tipo:

$$\phi_c = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5$$

En donde K es un parametro estandarizado el cual esta en funcion de los parametros geometricos de la conexión, tales como tamaño de la separacion de la junta, espesor de las planchas, entre otros, C_1 , C_2 y C_3 son constantes de ajuste de curvatura, que se determinaran de acuerdo a los resultados obtenidos por la curva envolvente de los ensayos realizados.

El valor de K se obtuvo de la formulacion planteada por este metodo para este tipo de conexión, double web angle:

$$K = d^{-2.4} t^{-1.81} g^{0.15}, K = 0.020274$$

Los valores obtenidos para C_1 , C_2 y C_3 de la solucion de un sistema lineal matricial de la forma $A.X=B$, utilizando los datos de las curvas envolventes de los ensayos de laboratorio, se a considerar realizar dos aproximacion uno para la conexión del actuador 4 y otra para la conexión del actuador 2, considerando su diferencia de rigideces entre ambas, obteniendose las siguientes aproximaciones:

Aproximación 1, para el actuador 4:

$$\phi_c = 1.23E - 03 * (KM)^1 + 8.63E - 07 * (KM)^3 + 4.91E - 09 * (KM)^5$$

Aproximación 2, para el actuador 2:

$$\phi_c = 3.29E - 03 * (KM)^1 - 1.91E - 05 * (KM)^3 + 1.32E - 07 * (KM)^5$$

Con los valores de las constantes de ajuste de curvatura, se obtiene el grafico mostrado en la figura 11, Formulacion de Momento vs. Rotación.

APROXIMACIONES CON EL METODO RAMBERG-OSGOOD

La ecuación de aproximación es de la forma:

$$\frac{\phi_c}{\phi_o} = \frac{|KM|}{(KM)_o} \left[1 + \left(\frac{|KM|}{(KM)_o} \right)^{n-1} \right]$$

$$K = d^{-2.2} t^{0.08} g^{-0.28}, K=0.0030$$

Luego de un análisis de la variación de S_o , asumimos un valor para poder determinar las demás incógnitas.

$$S_o = (KM)_o / \phi_o = 8,000$$

Luego de resolver un sistema de ecuaciones lineales, utilizando los datos de las envolventes de los resultados de laboratorio, se obtuvo los siguientes resultados:

Aproximación 3, actuador 4:

$$n = 1.27; (KM)_o = 5.38E-12; S_o = 8000, \phi_o = 6.729E-16$$

$$\frac{\phi_c}{6.729E-16} = \frac{|KM|}{5.38E-12} \left[1 + \left(\frac{|KM|}{5.38E-12} \right)^{0.27} \right]$$

Aproximación 4, actuador 2:

$$n = 1.29; (KM)_o = 5.84E-11; S_o = 3000, \phi_o = 1.948E-14$$

$$\frac{\phi_c}{1.948E-14} = \frac{|KM|}{5.84E-11} \left[1 + \left(\frac{|KM|}{5.84E-11} \right)^{0.29} \right]$$

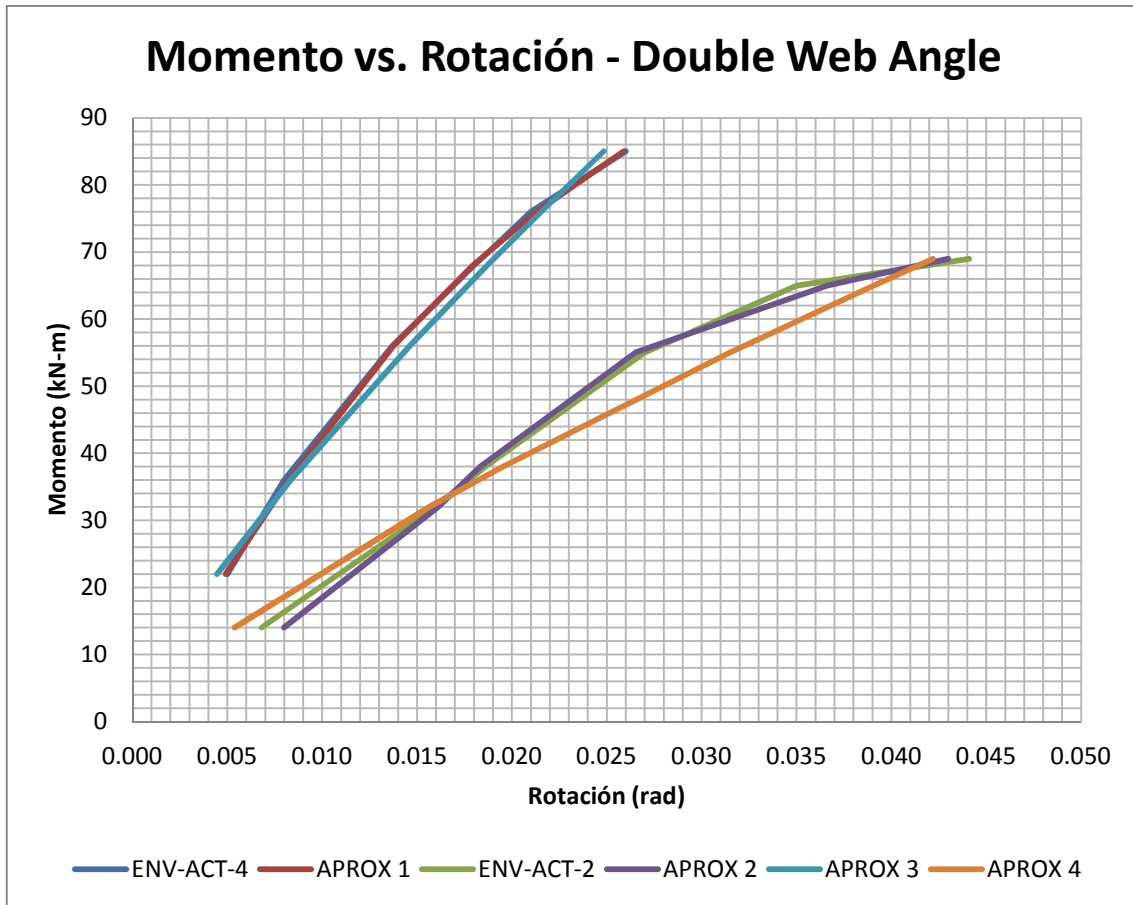


Figura 5.32: Muestra la comparación entre las aproximaciones propuestas y las envolventes de los resultados de los ensayos.

La aproximación 1 y 2 corresponden al método polinomial, tanto para el actuador 4 y el actuador 2, respectivamente, se aproximan bastante a la envolvente de los ensayos de laboratorio, con una variación de -3% a 2%; las aproximaciones 3 y 4 corresponden al método Ramberg-Osgood tanto para el actuador 4 como para el actuador 2, respectivamente, tienen una variación con la envolvente de los ensayos de laboratorio del orden de -4% al 10%.

Con estas aproximaciones determinamos las histéresis de la conexión, que se muestran en la figura 5.33.

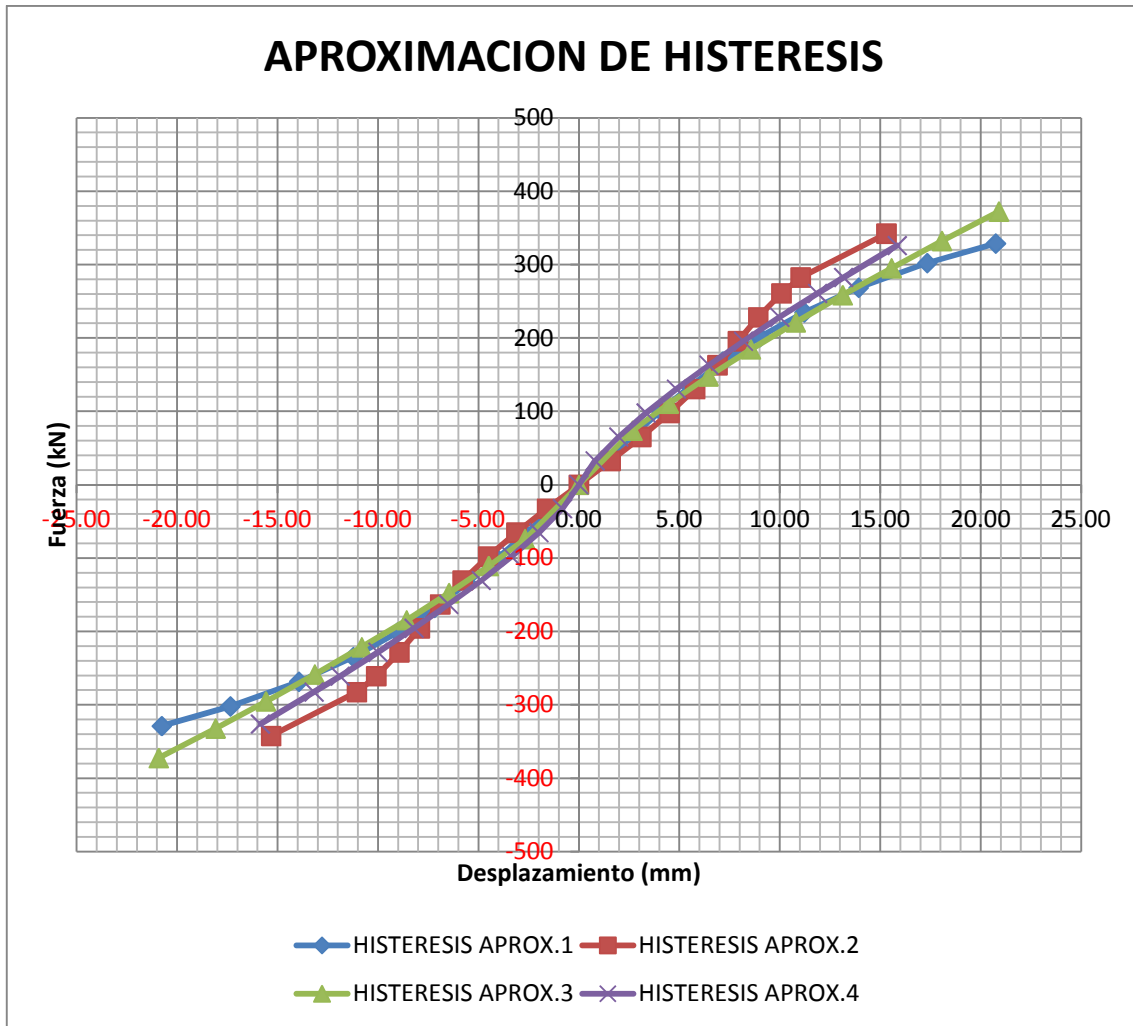


Figura 5.33: Curvas de Histéresis generadas a partir de las aproximaciones.

Con las curvas de histéresis obtenidas a partir de las aproximaciones con los métodos estudiados se realizaron los modelos matemáticos utilizando el programa comercial SAP2000, obteniendo los resultados que se muestran en las figuras 5.33 al 5.40, la tabla 5.5 muestra la comparación de estos resultados.

RESULTADOS DE MODELO MATEMATICO

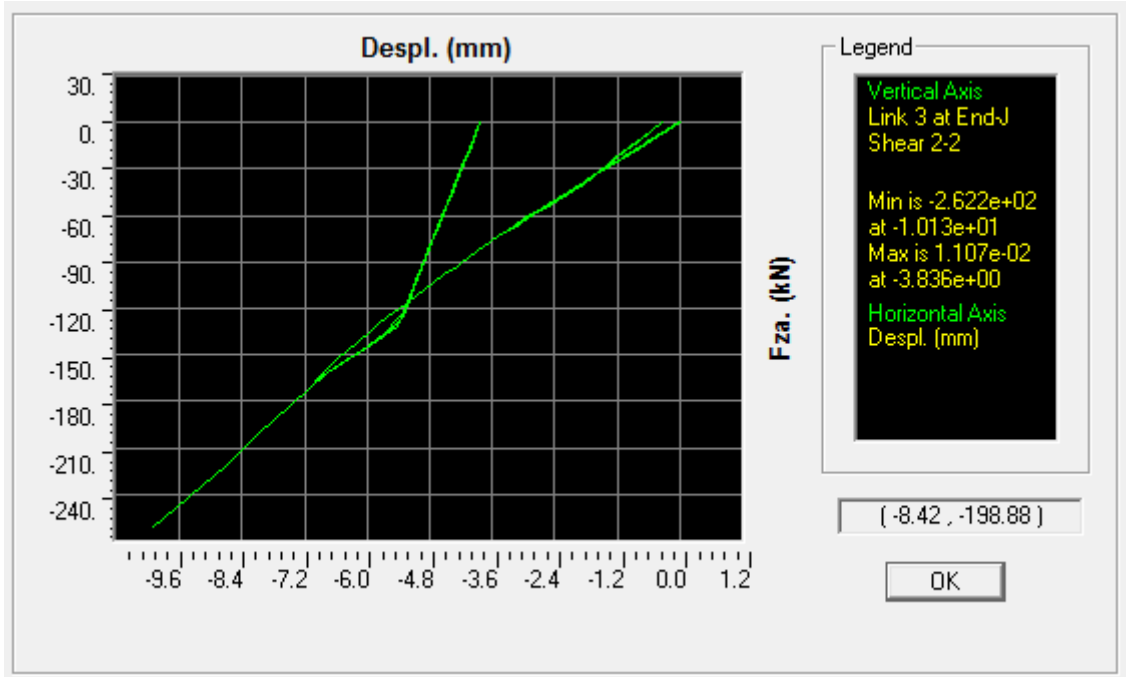


Figura 5.33: Resultados Actuador 2, Aproximación 2, Ensayo 2.

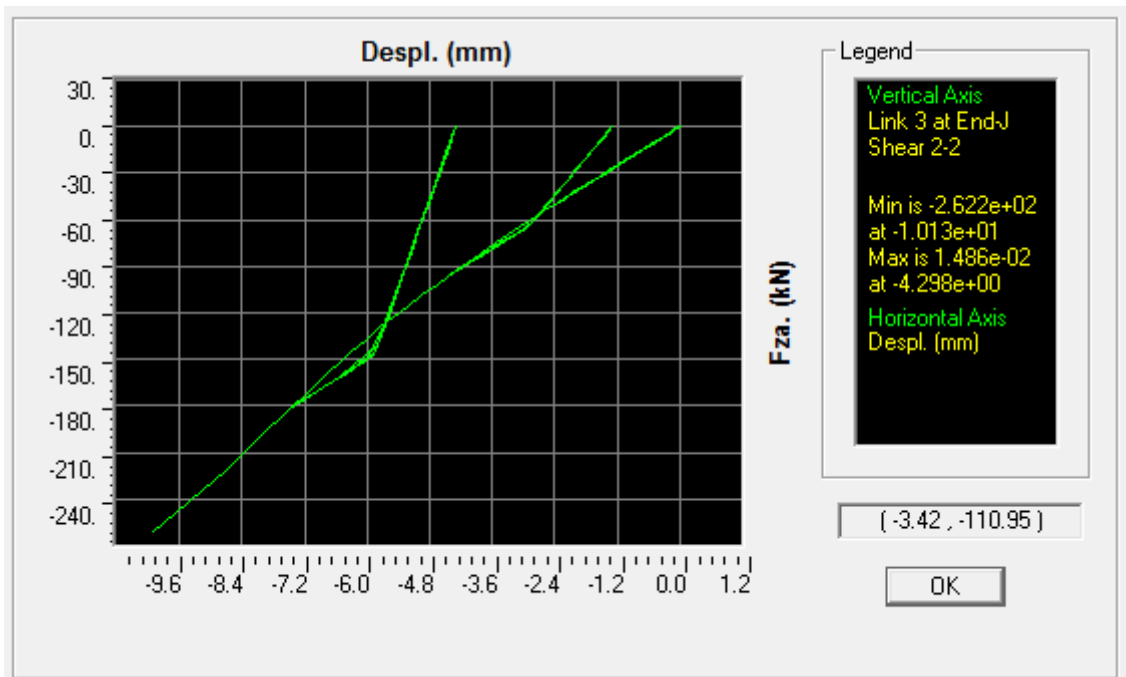


Figura 5.34: Resultados Actuador 2, Aproximación 2, Ensayo 3.

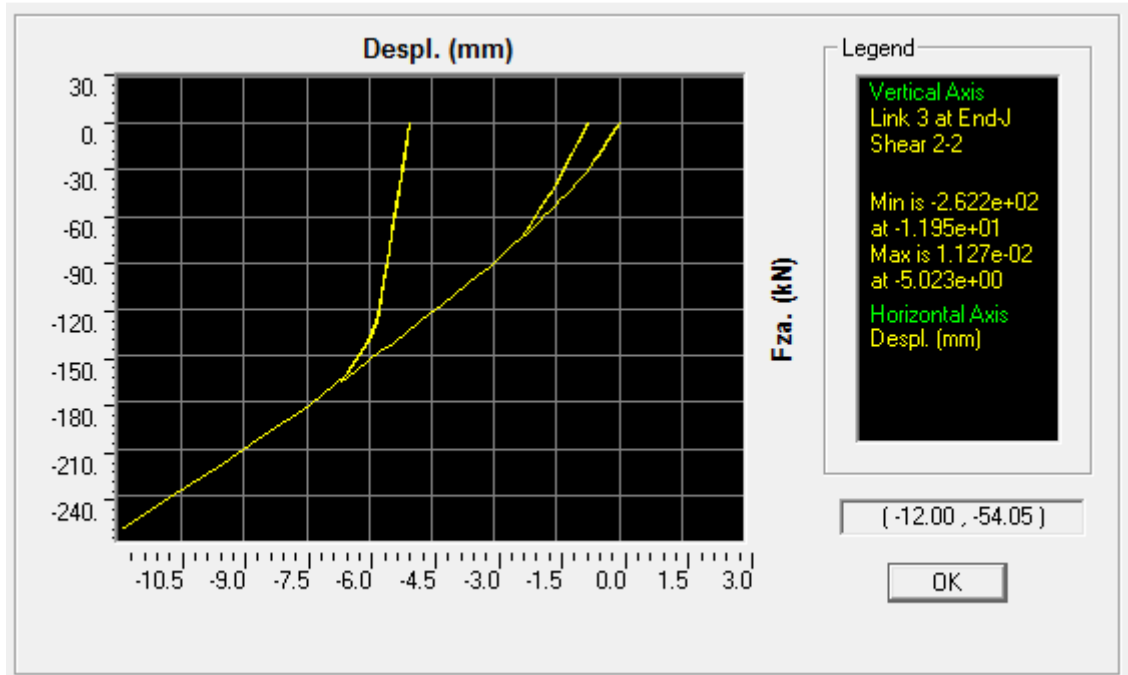


Figura 5.35: Resultados Actuador 2, Aproximación 4, Ensayo 2.

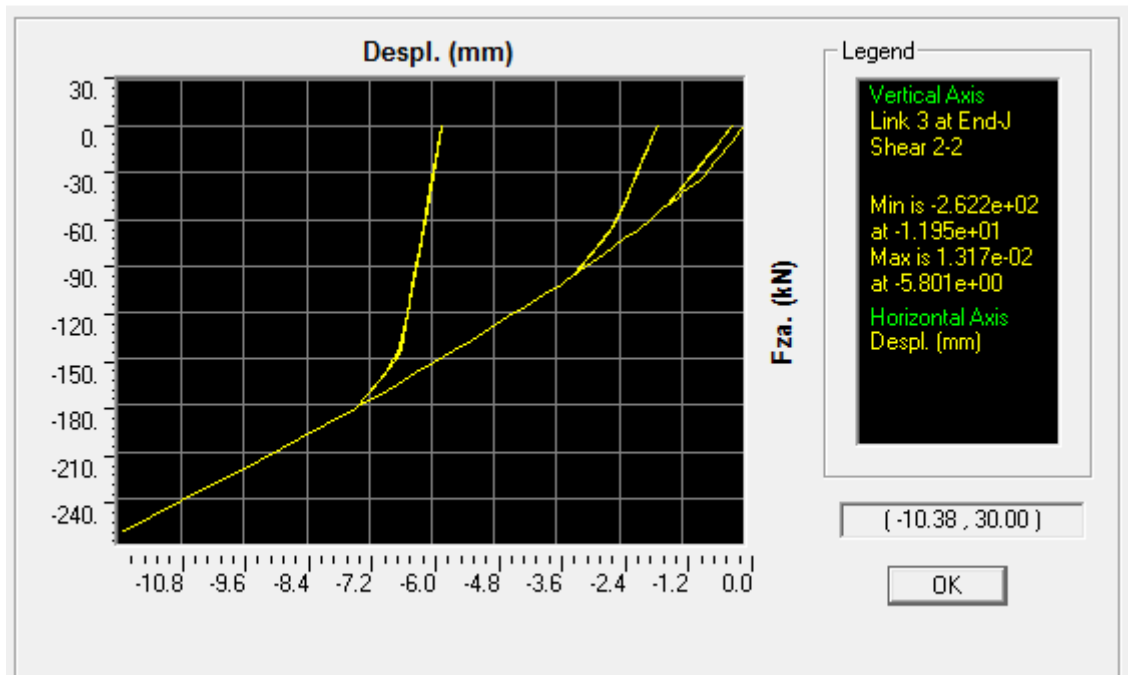


Figura 5.36: Resultados Actuador 2, Aproximación 4, Ensayo 3.

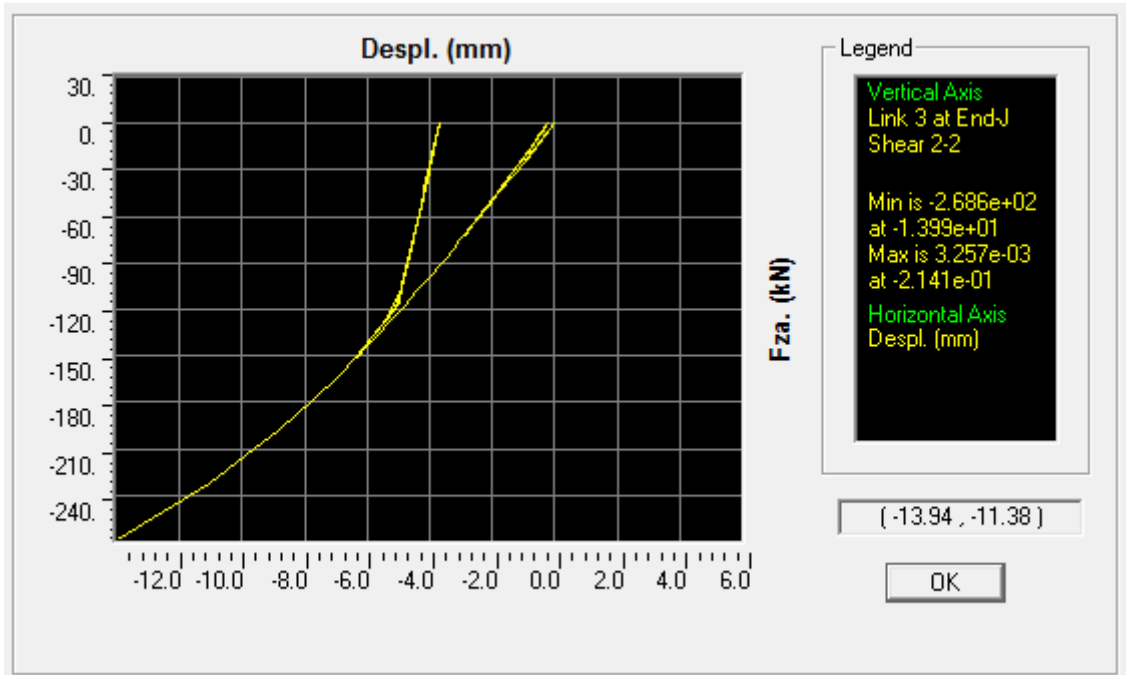


Figura 5.37: Resultados Actuador 4, Aproximación 1, Ensayo 2.

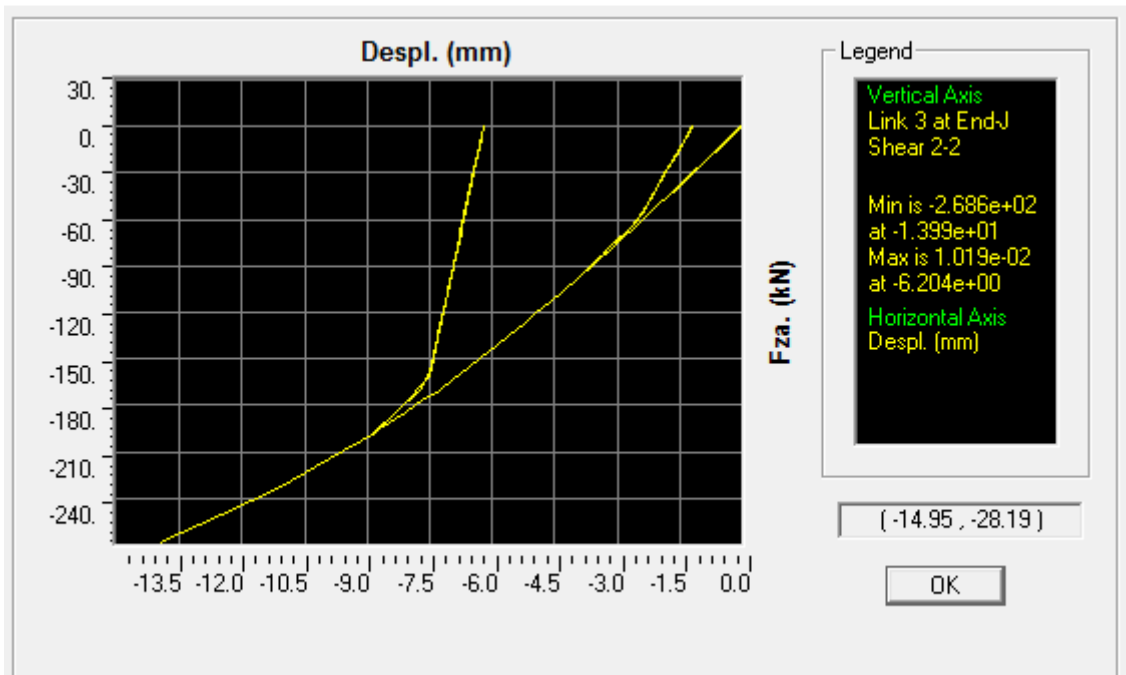


Figura 5.38: Resultados Actuador 4, Aproximación 1, Ensayo 3.

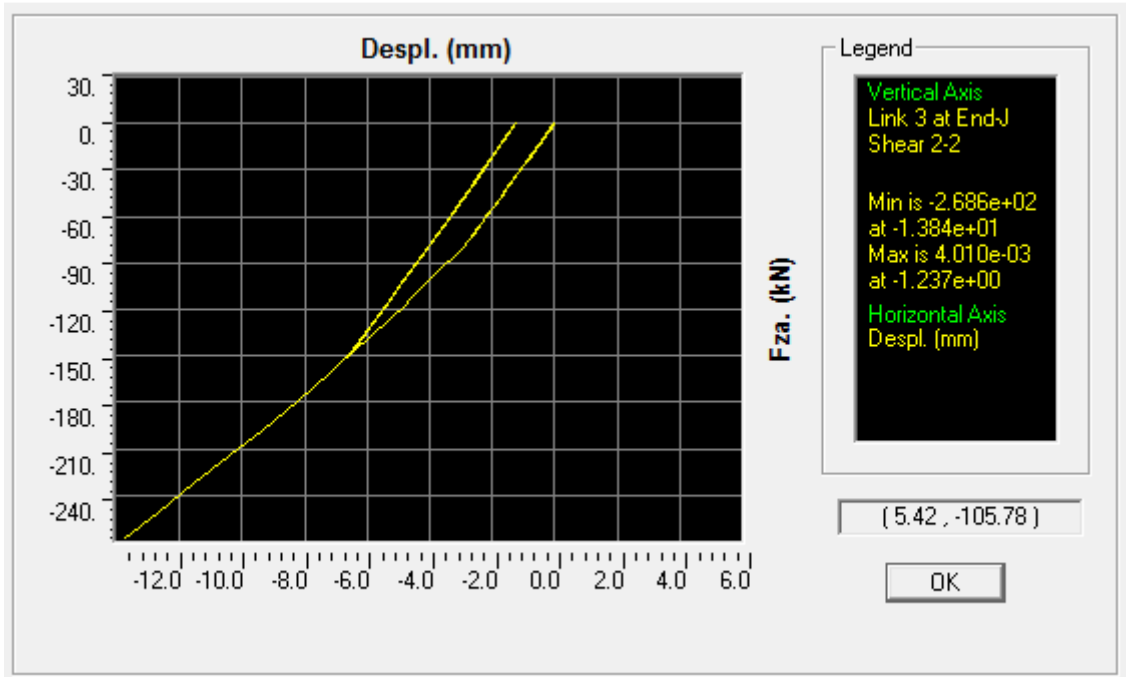


Figura 5.39: Resultados Actuador 4, Aproximación 3, Ensayo 2.

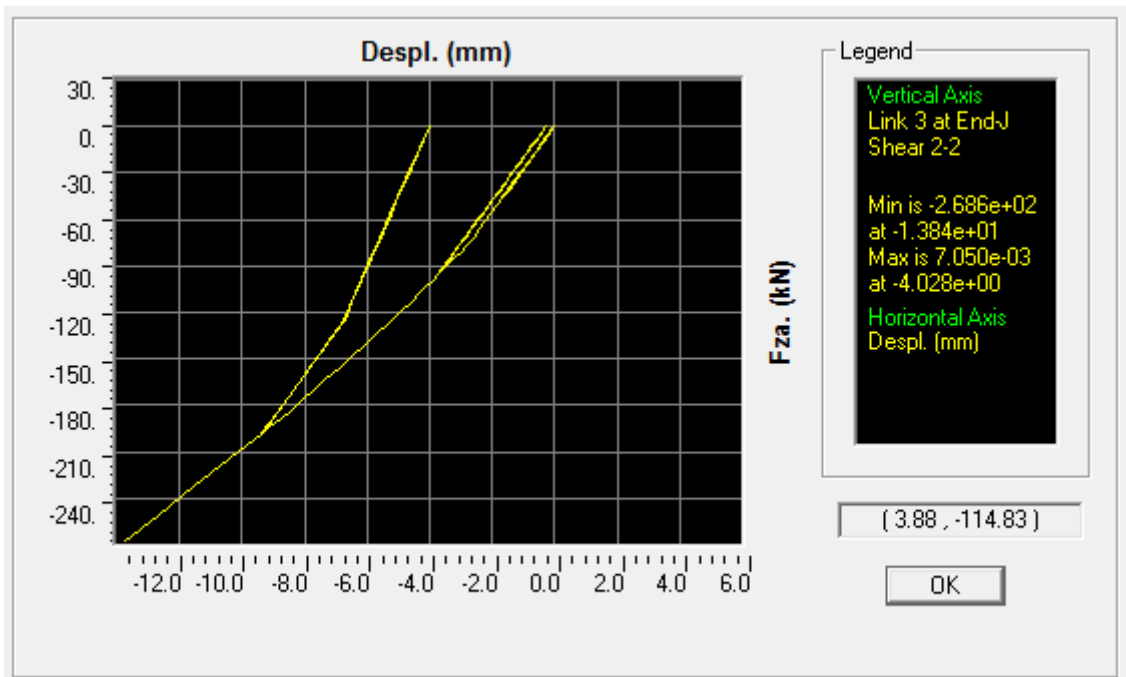


Figura 5.40: Resultados Actuador 4, Aproximación 3, Ensayo 3.

COMPARACION DE RESULTADOS

Tabla 5.5 Comparación de Resultados de Modelos Matemáticos

					VARIACION	
		ENSAYO 2	ENSAYO 3	ENVOLVENTE	ENSAYO 2	ENSAYO 3
ACTUADOR 2	APROX.2	28.9	28.2	27.3	6%	3%
	APROX.4	26.1	26.7		-5%	-2%
ACTUADOR 4	APROX.1	26.1	28.3	28.2	-8%	0%
	APROX.3	28.1	26.4		0%	-6%

Los resultados de los modelos matemáticos realizados en SAP2000 utilizando las aproximaciones propuestas en el presente trabajo, nos permiten obtener una variación entre -6 a 3% de variación, lo cual es aceptable para este tipo de aproximación.

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se ha estudiado el Estado del Arte de las conexiones parcialmente restringidas, las cuales son usadas en más del 80% de las estructuras de acero en el mundo.

A manera de ejemplo se ha estudiado una estructura del “Molino de Barro”, cuya función es soportar la tolva de suministro de material arcilloso para la elaboración de barro por molienda y la faja transportadora de material desde la parte inferior de la tolva hasta el molino el cual tiene 3.700mm de ancho, 19.917mm de largo y 5.700mm de altura formado por 3 pisos, de acuerdo al plano 2333-800-55-208 (ver anexo A).

De la estructura mostrada se estudió el comportamiento del elemento arriostre XL16 que se encuentra en el tercer piso entre los ejes oeste y sur de la estructura (ver plano 55-208 y elevación del plano 55-210, en el anexo A), para lo cual se realizó un modelo a escala real y se ensayó en el laboratorio de estructuras del CISMID para la ejecución del ensayo se utilizó un actuador electro hidráulico marca Shimadzu de 75 t de carga máxima y desplazamiento máximo del émbolo de +/- 200 mm, el mismo que fue colocado cercano a la conexión del espécimen, simulando carga cortante, tal como se observa en la foto 6.8 el actuador se controló mediante desplazamientos utilizando incrementos de desplazamiento por ciclo de 0.50 mm hasta llegar a una deformación de 12 mm donde finalizó el ensayo, los desplazamientos se midieron con sensores con rangos de 100mm y hasta 200mm de acuerdo a lo mostrado en la tabla 6.5.

Del estudio del arriostre **brace XL16** se puede desprender las siguientes conclusiones:

- 1.- La falla frente a una carga cíclica aplicada en dirección a su eje longitudinal se produjo por pandeo lateral en el eje vertical de la cartela de conexión al punto de aplicación de la carga.
- 2.- Como resultado del ensayo se encontró que la resistencia nominal de la conexión fue de 12.10 t, valor que es menor que la carga de falla 21.75 t, mostrando una ductilidad de 1.80 (ver Figura 4.5).
- 3.- Se determinó que la fuerza axial de demanda de la conexión es de 6.79 t, producida por cargas de sismo este valor es menor que la resistencia nominal de 12.10 t, equivalente al doble de la carga de demanda.

4.- Se determinó que el factor de seguridad de la conexión mediante el método ASD es de 3, menor que con el método LRFD, con el cual nos da un factor de 5 con respecto a la resistencia nominal, ver tabla 3.4.

5.- los valores de resistencia de la plancha de conexión, pernos de la conexión y soldadura de la plancha (cartela) duplican y triplican la resistencia nominal obtenida del ensayo de laboratorio, de acuerdo a tabla 6.3.

6.- La rigidez obtenida por el modelo matemático desarrollado en SAP2000, difieren entre 5 y 10% del valor obtenido en el laboratorio, su valor promedio es de 2.4 t/mm², lo que se puede considerar aceptable (ver Figura 5.12).

De la estructura mostrada se estudió el comportamiento de la **conexión viga IN35-columna IN30** que se encuentra en el tercer piso entre los ejes Este y Norte de la estructura (ver plano 55-208 y sección D del plano 55-210), para lo cual se realizó tres modelos a escala real, el primero para verificar la transferencia de momento y los otros dos para simular la fuerza cortante en la conexión para la ejecución del ensayo se utilizó un actuador electro hidráulico marca Shimadzu de 75 t. de carga máxima y desplazamiento máximo del émbolo de +/- 200 mm, el mismo que fue colocado en un extremo del espécimen, en forma axial, tal como se observa en la foto 6.1, el actuador se controló mediante desplazamientos utilizando incrementos de desplazamiento por ciclo de 0.50 mm hasta llegar a una deformación de 12 mm donde finalizó el ensayo, los desplazamientos se midieron con sensores con rangos de 100mm de acuerdo a lo mostrado en la tabla 6.2.

Del estudio de la conexión Viga IN35 - Columna IN30 se puede desprender las siguientes conclusiones:

7.- La falla en los ensayos con carga cercana a la conexión se produjo por pandeo lateral torsional de la viga en donde se generó un pandeo local en el alma en el extremo lejano a la conexión del punto de aplicación de la carga, girando en forma anti-horaria mirando a la conexión, no habiendo fallado la conexión.

8.- Se determinó experimentalmente que la relación de transferencia de momentos de la viga a la columna es del orden del 20%, hecho que lo clasifica como una unión de corte.

9.- Asimismo, los momentos transferidos son de niveles despreciables para el desplazamiento aplicado llegando tan sólo al 0.45% del momento plástico de la sección.

10.- Como resultado del ensayo se encontró que la resistencia nominal de la conexión fue 24.56 t, valor que es menor que la carga de falla 29.55 Ton, mostrando una ductilidad de 1.20.

11.- Se encontró que la fuerza cortante de demanda de la conexión es de 3.82 t, producida por cargas de sismo, es menor que la carga de fluencia 24.56 Ton, que equivale a 6 veces la carga de demanda.

12.- Se determinó que el factor de seguridad de la conexión mediante el método ASD es de 2 menor que con el método LRFD que es de 4 con respecto a la carga de fluencia del elemento, ver tabla 3.6.

13.- los valores de resistencia del bloque cortante, pernos de la conexión y soldadura de ángulos (clips) duplican y triplican la resistencia nominal obtenida del ensayo de laboratorio, de acuerdo a tabla 6.6.

14.- En la figura 5.26 se puede observar que la conexión ubicada en el actuador 4 (ACT4) es más rígida que la conexión ubicada en el actuador 2 (ACT2), esto debido a la luz efectiva de la viga del modelo ensayado, ver figura 4.3.

15.- La aproximación 1 y 2 corresponden al método polinomial, tanto para el actuador 4 y el actuador 2, respectivamente, se aproximan bastante a la envolvente de los ensayos de laboratorio, con una variación de -3% a 2%; las aproximaciones 3 y 4 corresponden al método Ramberg-Osgood tanto para el actuador 4 como para el actuador 2, respectivamente, tienen una variación con la envolvente de los ensayos de laboratorio del orden de -4% al 10%.

16.- Los resultados obtenidos del modelo matemático realizado en SAP2000 difieren en -6% a 8% en la junta 1 y de 3% a 6% en la junta 2 de los resultados obtenidos en el ensayo de laboratorio, de acuerdo a la tabla 5.5.

RECOMENDACIONES

- 1.- Se debe realizar una revisión de los códigos de diseño actuales con respecto a las consideraciones establecidas para las conexiones de acero a corte, se encuentran grandemente sobredimensionadas, ya que esto puede representar entre el 10% y 15% del costo de la estructura.
- 2.- Se debe fomentar la investigación sobre estructuras de acero que constituye el futuro de las construcciones de gran envergadura en el mundo sobre todo en los proyectos mineros y de energía en el país, que en los próximos 5 años estima una inversión de US\$10,800' de los cuales 8% corresponde a Estructuras Metálicas, es decir US\$864'.
- 3.- Se debe crear conciencia de las ventajas y bondades de este tipo de estructura para así cambiar la idiosincrasia del mercado nacional sobre la construcción de viviendas económicas y seguras utilizando estructuras de acero como en los grandes países de la región como son Chile y Brasil.
- 4.- Como parte complementaria a esta investigación, se recomienda realizar un modelo a escala real de un pórtico de dos niveles con arriostramiento y someterlo a carga horizontal cíclica.
- 5.- La continuación y el trabajo futuro, se proponen el uso de estos resultados en modelos para establecer criterios con respecto al determinar el mejor comportamiento de las conexiones a corte, con ángulo doble de conexión al alma de la viga, en las estructuras de acero.

REFERENCIAS

- AISC (1989): Steel Construction Manual, Allowable Steel Design; American Institute of Steel Construction: Chicago; 9^a Edición.
- AISC (1993): Steel Construction Manual, Load and Resistance Factor Design; American Institute of Steel Construction: Chicago; 3^a Edición.
- AISC (2003): “Revisions Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design”, 3^a Edición.
- AISC (2005): Steel Construction Manual; American Institute of Steel Construction, Chicago; 13^a Edición.
- Akbar R. Tamboli, (2003): “Handbook of Structural Steel Connection Design and Details”, USA.
- Ang y Morris, (1984): “Analysis of three of three-dimensional frames with flexible beam-column connections. Can J Civil Eng. 11, 245-254.
- AstanehAbolhassan, Nader Marwan N. y Malik Linconln, (1989): Cyclic Behaviour of Double Angle Connections, Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 1101-1118.
- Batho, C. y Rowan, H.C. (1934): Investigation on Beam and Stanchion Connections, 2nd Report, Steel Structures Research Committee, Dept. of Scientific and Industrial Research, His Majesty's Stationary Office, London, Vols. 1-2, pp. 61-137.
- Bertero, V. V. (1969): Seismic behavior of steel beam-to-column connection subassemblages, Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng., Santiago, 2(B-3), 31-44.
- Bertero, V. V., E. P. Popov y H. Krawinkler (1972): Beam-to-column subassemblages under repeated loading, J. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Eng., 98(ST-5), 1137-1159.
- Bertero, V. V., H. Krawinkler y E. P. Popov, (1973): Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam-to-column subassemblages, Rep. 73-27, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering. University of California, Berkeley.
- Cameron R. Franchuk, Robert G. Driver, y Gilbert Y. Grondin (2003): Experimental investigation of block shear failure in coped steel beams, Can. J. Civ. Eng. 30: 871–881.

- Carter Charles J. yGeschwindner Louis F. (1993): The Economic Impact of Overspecifying Simple Connections, Engineering Journal – AISC, First Quarter 1993, pp. 34-36.
- Chan S.L., Chui P.P.T. (2000), “Non-Linear Static y Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections”, Elsevier Science Ltd., Netherlands.
- De Buen y López de Heredia Oscar, (1966): "Conexiones para marcos rígidos de acero", Parte I. Investigaciones Experimentales. Diseño Elástico, Ingeniería, México.
- De Buen y López de Heredia Oscar, (1967): "Conexiones para marcos rígidos de acero", Parte II. DiseñoPlástico, Ingeniería, México.
- Egor P. Popov yMarcialBlondet, (1996): "Behavior of Large Steel Beam-Column Connections," Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, June 23-28.
- Egor P. Popov, M. Blondet, y L. Stepanov, (2000): "Experimental studies on the cyclic response of full-scale steel beam-column connections," 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand.
- Egor P. Popov, M. Blondet, L. Stepanov, y B. Stojadinovic, (1996): "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages," [Report No. SAC 96-01](#).
- Egor P. Popov, Tzong-Shuoh Yang, y Toader A. Balan, (1997): "Steel MR Connection Design Critically Reviewed", The EERC-CUREe Symposium In Honor of Professor V. V. Bertero, Berkeley.
- Faella C., Piluso V., Rizzano G., (2000): “Structural Steel Semirigid Connections, Theory, Design and Software”, CRC Press LLC, USA.
- Fluor Chile, (2004): “Criterios de Diseño Civil/Estructural”, Proyecto Modernización de la Fundación de Ilo”.
- Frye and Morris, (1975): “Analysis of flexiblyconnectedsteelframes. Can. J. Civil Eng. 2 (3), 280-291.
- International Conference of Building Officials, (1997): “UniformBuilding Code 1997”, Fifth Printing, California-USA.
- Judy Liu y Abolhassan Astaneh-Asl,(2000): Cyclic Behavior and Seismic Design of Steel Shear Connections, Dept. of Civil and EnvironmentalEngineering, University of California, Berkeley.

- Kato, B. (1982): Beam-to-column connection research in Japan, J. Struct. Div., Am.Soc. Civ. Eng., 108(ST-2), 343-360.
- Kato, B. y M. Nakao (1973): The influence of the elastic plastic deformation of beam-to-column connections on the stiffness, ductility and strength of open frames, Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng., Rome, 1, 825-828.
- Kouhi J., (2002): "Update on ECCS TC10 and Eurocode 3 Efforts" ir. C.M. Steenhuis Eindhoven, University of Technology, the Netherlands.
- Krawinkler H. y E.P. Popov, (1982): Seismic behavior of moment connections and joints, J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 108 (ST-2), 373-391.
- Krawinkler, H., V. V. Bertero, y E. P. Popov (1971): Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages, Rep. EERC 71-7, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Krawinkler, H., V. V. Bertero, y E. P. Popov, (1975): Shear behavior of moment connections and joints, J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 101(ST-11), 2317-2336.
- Lewitt, C.W., Chesson, E.J. y Munse, W.H. (1966): Restraint Characteristic of Flexible Riveted y Bolted Beam-to-Column Connections, Structural Research Series No. 296, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Illinois, Urbana, IL.
- Liu Judy, and Astaneh-AslAbolhassan, (2000): "Cyclic Behavior y Seismic Design Steel Shear Connections", California, USA.
- Mc Cormac, Jack C., (1999): "Diseño de Estructuras Metálicas, Método ASD"; 4ª Edición, Alfaomega; México.
- Mc Cormac, Jack C., (2002): "Diseño de Estructuras de Acero, Método *LRFD*"; 2da Edición, Alfaomega, México.
- SENCICO, (2004): "Norma Peruana de Estructuras de Acero NTE E.090", Perú.
- Munse, W. H., Bell, W.G. y Chesson, E.J. (1959); Behaviour of Beam-to-Column Connections, Dept. of Civil Engineering, Univ. Of Illinois, Urbana, IL.
- Naka, T., B. Kato, M. Watabe, y M. Nakao (1969): Research on the behavior of steel beam-to-column connections in the seismic-resistant structure, Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng., Santiago, 2 (B-3), 1-14.
- Popov E.P. y R. B. Pinkney (1968): Behavior of steel building connections subjected to inelastic strain reversals, *Steel Res. Constr. Bull.*, no.13, AISI, New York.

- Popov E.P. y R. B. Pinkney (1969a): Reliability of steel beam-to-column connections under cyclic loading, Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng., Santiago, 2(B-3), 15-30.
- Popov E.P. y R. B. Pinkney (1969b): Cyclic yielding reversal in steel building connections, J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 95 (ST-3), 327-353.
- Rauscher Thomas R. y Gerstle Kurt H. (1992): Reliability of Rotational Behavior of Framing Connections, Engineering Journal – AISC, First Quarter 1992, pp. 12-19.
- Salmon & Johnson, (1997): “Steel Structures: Design and Behavior”, 4ª Edición, Prentice-Hall, USA.
- Sommer, W.H. (1959); Behaviour of Welded Header Plate Connections, Master’s Thesis, Univ. of Toronto, ON, Canada.
- Tanabashi, R., Y. Yokoo, M. Wakabayashi, T. Nakamura, y H. Kunieda (1971): Deformation history dependent inelastic stability of columns subjected to combined alternately lading, RILEM Colloq. Int. Symp., Buenos Aires.
- Vann, W. P., L. E. Thompson, L. E. Whalley, y L., D. Ozier (1974): Cyclic behavior of rolled steel members, Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng., Rome, 1, 1187-1193.
- Wakabayashi Minoru, (1988): “Design of Earthquake-Resistant Buildings”, McGraw-Hill, USA.