

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Lazarde Bolívar, Francisco Elías

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre 2012.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Germán Lozano

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Lazarde Bolívar, Francisco Elías

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre 2012.

Por la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado **“COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.”**, desarrollado por el bachiller “FRANCISCO E. LAZARDE B.” para optar al título de Ingeniero Civil, y lo encuentro apropiado tanto en su contenido, como en su formato y apariencia externa.

Considerando que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el Departamento de Ingeniería “*Estructural*”, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que le sea designado.

En Caracas, a los (05) días del mes de (Noviembre) del año 2012.

German Lozano

ACTA

El día 9 de noviembre de 2012 se reunió el jurado formado por los profesores:

German Lozano

Eliud Hernández

Esteban Tenreiro

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCIÓN NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE".

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de INGENIERO CIVIL.

Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Francisco E. Lazarde B.	20	Veinte

Recomendaciones: _____

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, _09_ de Noviembre de 2012.

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres: Francisco Lazarde y Yolanda Bolívar, a mi hermano Lauren Lazarde, porque son el más grande tesoro que Dios me ha regalado. Mi familia, los cuales me han apoyado de una manera incondicional durante esta etapa de mi vida.

A una persona muy especial Yoelis Mancilla que ha estado conmigo dándome su apoyo y comprensión la mayor parte de este largo camino.

A todos mis amigos, amigas que compartieron dentro y fuera de las aulas de clases dejando lo mejor de sí.

Francisco Lazarde.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas aquellas personas que, en menor o mayor medida, han contribuido a la realización de este trabajo especial de grado:

En primer lugar quiero agradecer a mi papa y a mi mama por estar siempre a mi lado y apoyarme en todo lo que me he propuesto.

A Yoelis Mancilla por ayudarme quererme y comprenderme durante todo este tiempo.

Al Ingeniero German Lozano, quien como mi tutor me oriento en la forma de enfocar dicho trabajo con sus conocimientos.

A mis compañeros de estudio, Giuseppe, Rafael C, Charles, Frozon, Laura, Angeidy, Aretha, Martha, Daniel, Miguel, Emilio, Jeniffer, Axell, Cecilia, Fathima, Carlos M, Willians G, Carlos G, Ángel, Ana G, Yordano, Víctor O, Víctor T, Rossi, Santiago, Carla, Luisa, Manso, Arellano, Ángel B, Ángel B, Carlos C, Juancito, Enver, Oswaldo, Gabriel, Lisette, José M, gracias a todos por ayudarme con este crecimiento profesional y personal sin recibir nada a cambioo algún tipo de beneficio.

A todos ellos muchas gracias y mi más elevada gratitud.

Francisco Lazarde.

Francisco E, Lazarde B.

**COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS
EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA
DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.**

Tutor Académico: Prof. German Lozano

**Trabajo Especial de Grado. Ciudad Universitaria de Caracas, U.C.V. Facultad
de Ingeniería.**

Escuela de Ingeniería Civil. 2012 n° pág. (167).

Palabra Clave: Rótulas Plásticas, Flexión, Concreto Armado, Acero Estructural.

Resumen:

En la búsqueda de la integridad de la estructura se busca un método que sea más efectivo que el existente, el cual no cuenta con investigaciones muy extensas, como es el evaluar rótulas plásticas en miembros horizontales de sección variable, cabe destacar que en este trabajo especial de grado se logró constatar la formación, y ubicación de la rótula plástica tanto en vigas de acero estructural como en vigas de concreto armado, de sección variable y constante, así como poder darle a las mismas una ubicación en la luz libre de la viga, lo cual es muy importante desde el punto de vista del diseño sismorresistente.

Como una descripción paso a paso del resumen de este trabajo especial de grado, se tienen las siguientes fases:

1. Recopilación de información bibliografía teórica y de investigación en el área del problema a estudiar, de la cual aparecerá una síntesis en el marco teórico del trabajo especial de grado. La selección de información y su posterior evaluación se hará en función de su importancia para el alcance de los objetivos de este trabajo.

2. Estudio del comportamiento y formación de rótulas plásticas en miembros horizontales prismáticos según resultados de investigación disponibles, tomando en cuenta las disposiciones de las normas COVENIN

1756:1998/2001/2006, 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998.

3. Luego de las fases anteriores y con la finalidad de cumplir con el objetivo específico número 1 de este proyecto se utilizará el análisis experimental descrito en FEMA 267-A y 267-B, se formulará un modelo matemático que conduce a un análisis estructural y se verificará el comportamiento de los modelos a mano.

4. Mediante la información teórica de la formulación de los modelos anteriores donde interviene la comparación momento curvatura de los elementos de concreto armado y acero estructural, se alcanzará el objetivo de calcular la formación y longitud de la rótula plástica lo más aproximado posible a lo descrito en las normas COVENIN 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998, dichas normas indican que el ingeniero tendrá que tomar las consideraciones pertinentes al caso.

5. Para formular juicios con respecto al comportamiento de rótulas plásticas en miembros horizontales de sección no prismáticas de ancho constante y altura variable, se contrastarán los resultados de la fase 2 con los de la fase 3 y 4 mediante modelos matemáticos.

INDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	2
1.1 Planteamiento del problema	2
1.2. Objetivos	4
1.2.1. Objetivo General.....	4
1.2.2. Objetivos Específicos	4
1.3. Alcance y limitaciones	5
1.4. Aportes	6
CAPÍTULO II	7
MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. ¿Qué es un sismo?	7
2.2. ¿Qué son ondas sísmicas?	8
2.3. Reseña histórica de algunos de los terremotos con mayor influencia en Venezuela y el mundo.....	10
2.3.1. Terremoto de Caracas Venezuela	10
2.3.2. Terremoto de San Fernando California USA	12
2.3.3. Terremoto de Northridge, Los Ángeles USA	14
2.3.4. El Terremoto de Kobe de 1995.....	16
2.3.5. El Terremoto de Cariaco de 1997.....	18
2.2. Entidades extranjeras dedicadas a la investigación de eventos sismológicos	
20	

2.4.	Vigas acarteladas o miembros horizontales de sección no prismática	23
2.4.1.	Definición.....	23
2.4.2.	Usos, ventajas y desventajas	23
2.4.3.	Tipos de Cartelas.....	24
2.4.4.	Variaciones de las vigas acarteladas a lo largo del tiempo	27
2.5.	Rótula o Articulación Plástica	28
2.5.1.	Longitud.....	29
2.5.2.	Propiedades	29
2.6.	Curva de deformación plástica	30
2.6.1.	Escalando la curva	32
2.7.	Relación momento curvatura.....	33
2.8.	Materiales elásticos y no linealmente elásticos	33
2.9.	Propiedades mecánicas de los materiales	34
2.9.1.	Rigidez.....	34
2.9.2.	Resistencia	34
2.9.3.	Elasticidad	35
2.9.4.	Ductilidad.....	35
2.9.5.	Fragilidad.....	36
2.9.6.	Maleable	36
2.9.7.	Tenacidad.....	36
2.9.8.	Resilente.....	37
2.10.	Comportamiento del acero	37

2.10.1. Rango elástico.....	38
2.10.2. Rango Plástico.....	38
2.10.3. Rango de endurecimiento.....	38
2.11. Histéresis.....	39
2.12. Propiedades del concreto.....	39
2.12.1. Diagrama esfuerzo-deformación del concreto	39
2.12.2. Diagramas esfuerzo-deformación de concretos con resistencias variables	40
2.12.3. Módulo de elasticidad	40
2.13. Viga	43
2.13.1 Modos de fallas de vigas sometidas a flexión.....	43
2.13.3. Modo de falla balanceada.....	44
2.14. Factor de modificación de respuesta R	45
2.15. Deriva	45
2.15.1 Necesidad del control de la deriva.....	45
2.16. Forma general de un diagrama momento curvatura.....	46
2.17. Luz.....	48
2.18. Luces de cálculo.....	48
2.19. Secciones transversales.....	48
2.19.1. Sección bruta	48
2.19.2. Sección neta	48
2.19.3. Sección homogeneizada.....	49

2.19.4. Sección fisurada	49
2.20. Tipos de análisis.....	49
2.20.1. Análisis lineal	49
2.20.2. Análisis no lineal	50
2.20.3. Análisis lineal con redistribución limitada.....	51
2.20.4. Análisis plástico	51
2.20.5. LRFD o Diseño para los estados límites.....	52
2.21. Módulo plástico.....	52
2.22. Momento cedente.....	53
2.23. Momento de agotamiento.....	53
2.24. Momento plástico	53
2.25. Carga plástica límite.....	53
2.26. Cedencia	53
2.27. Diseño límite.....	53
2.28. Estado límite.....	54
2.29. Factores de minoración.....	54
2.30. Factor de seguridad	54
2.31. Longitud de desarrollo.....	54
2.32. Sección compacta	54
2.33. Sistema resistente a sismos.....	55
2.34. Nivel de diseño.....	55

2.35. Nodo.....	55
2.36. Tensión cedente.....	55
CAPITULO III	56
MARCO METODOLOGICO	56
CAPITULO IV.....	65
RESULTADOS Y ANALISIS.....	65
CONCLUSIONES.....	67
RECOMENDACIONES	70
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	71
ANEXOS	74

LISTA DE GRAFICOS Y FIGURAS

	Pág.
• Figura 2.1 Placas Tectónicas.....	9
• Figura 2.2 Casa afectada por el fenómeno de licuación. Caraballeda, Litoral Central, año 1967.....	10
• Figura 2.3 La Mansión Charaima. Caraballeda 1967. La estructura fue inicialmente concebida para seis (6) pisos y le fueron construidos cuatro (4) más, los cuales se vinieron abajo a causa del terremoto.....	11
• Figura 2.4 Edificación San Fernando California USA.....	12
• Figura 2.5 Edificación afectada por el Terremoto de Northridge.....	14
• Figura 2.6 Edificaciones Colapsadas Terremoto de Kobe Japón.....	16
• Figura 2.7. Liceo Raimundo Centeno ubicado en Cariaco.....	18
• Figura 2.8. Logo de FEMA.....	20
• Figura 2.9 Cartela Recta.....	25
• Figura 2.10 Cartela Prismática.....	26
• Figura 2.11 Cartela Parabólica.....	26
• Figura 2.12 Curva de Deformación Plástica.....	30
• Figura 2.13 Diagrama Esfuerzo-Deformación del Acero.....	37
• Figura 2.14. Diagrama Esfuerzo-deformación del concreto armado.....	39
• Figura 2.15. Diagrama Esfuerzo-deformación del concreto armado, concretos de resistencias variables.	40
• Figura 2.16. Diagrama Esfuerzo-deformación, Modulo de elasticidad.....	41

- Figura 2.17. Diagrama momento-curvatura.46
- Figura 3.1. Incremento de magnitud de momento de fluencia.....58
- Figura 3.2. Proceso de hundimiento.....59
- Figura 3.3. Rótula plástica.....60
- Figura 3.4. Modelo de acero estructural.61
- Figura 3.5. Modelo de concreto armado.....62

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

SIMBOLOS:

A	Área de la sección transversal.
A_b	Área del perno correspondiente a su diámetro nominal.
A_c	Área de concreto.
A_e	Área neta efectiva.
A_f	Área total del ala.
A_{fe}	Área efectiva del ala traccionada.
A_s	Área de la sección transversal del perfil de acero utilizado en las construcciones mixtas acero – concreto.
A_t	Área en tracción.
A_w	Área del alma.
B_1, B_2	Coefficientes usados en el cálculo de M_u para solicitaciones de flexión y fuerza normal determinados en un análisis de primer orden.
C_1, C_2	Coefficientes para el cálculo del pandeo en vigas (X_1, X_2).
C_b	Coefficiente de flexión que depende del gradiente de momentos.
C_P	Acciones permanentes (D).
C_V	Acciones variables (L).
C_v	Relación de tensión crítica en el alma, de acuerdo con la teoría elástica del pandeo, respecto a su tensión cortante cedente.

C_w	Constante de alabeo.
E	Módulo de elasticidad del acero.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
EI	Rigidez elástica a flexión del miembro del cordón en el segmento especial de unaviga de celosía.
c_r	Tensión crítica.
$F_{cft}, F_{cry}, F_{crz}$	Tensión de pandeo flexotorsional en perfiles solicitados a compresión.
F_e	Tensión de pandeo elástico.
F_{ez}	Tensión de pandeo elástico torsional.
FL	El menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ y F_{yw} .
F_u	Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero utilizado.
F_v	Tensión teórica a corte en conexiones de deslizamiento crítico.
F_y	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero utilizado.
F_{yb}	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero de una viga.
F_{ye}	Tensión de cedencia esperada para el tipo de acero utilizado.
F_{yf}	Tensión de cedencia mínima especificada del ala.
F_{yw}	Tensión de cedencia mínima especificada para el acero del alma.

G	Módulo de elasticidad al corte del acero, igual a $E/2.6$.
I	Momento de inercia.
I_{yc}	Momento de inercia alrededor del eje Y referido al ala comprimida, o si la curvatura en flexión es doble, momento de inercia referida al ala más pequeña.
J	Constante de torsión uniforme.
L	Luz.
L_b	Longitud no arriostrada lateralmente; distancia entre puntos que estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o contra la torsión de la sección transversal (l_b).
L_p	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar plenamente la capacidad plástica a flexión, considerando una distribución uniforme de momento ($C_b = 1.0$).
L_{pd}	Valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente en un análisis plástico.
L_r	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente en pandeo lateral torsional.
M	Momento flector.
M_1	El menor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga-columna.
M_2	El mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no el mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga- columna.
M_{cr}	Momento crítico de pandeo elástico.

$M_{m\acute{a}x}$ Valor absoluto del momento máximo en el segmento entrearriostramientos.

M_t Resistencia teórica a la flexión.

M_{nt} Momento mayorado en el miembro suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico.

M_{ob} Momento elástico de pandeo lateral torsional de un perfil L.

M_p Momento plástico teórico.

M_{pa} Momento plástico teórico modificado por carga normal.

M_{pe} Momento plástico teórico calculado con la tensión de cedencia esperada F_{ye} .

M_{pr} Momento probable de flexión se espera que cause una rótula plástica en forma de un elemento a la flexión de un marco, teniendo en cuenta el esfuerzo de fluencia esperado.

M_r Momento límite de pandeo; igual al M_{cr} cuando $\lambda = \lambda_r$ y $C_b = 1.0$.

M_u Momento flector mayorado.

M_y Momento correspondiente a la cedencia de la fibra más extrema en una distribución elástica.

N_t Resistencia teórica a fuerza normal de tracción o compresión (P_n).

N_u Solicitación mayorada de tracción o compresión normal (P_u).

R Factor de reducción de respuesta, definido en la Norma COVENIN – MINDUR1756-98.

R_t	Resistencia teórica.
R_v	Resistencia teórica a corte del alma.
R_y	Relación entre la tensión cedente esperada, F_{ye} , y la tensión cedente mínima especificada, F_y , para el tipo de acero utilizado.
S	Acciones sísmicas (E).
S_x	Módulo elástico de la sección con respecto a su eje mayor.
$* S_x$	Módulo elástico de la sección en el extremo mayor de un miembro de alturavariante, con respecto a su eje mayor (S'_x).
V_{ac}	Resistencia teórica al cortante horizontal de un conector de corte (Q_n).
V_h	Fuerza cortante horizontal en una sección mixta acero - concreto.
V_u	Fuerza cortante mayorada.
Z	Módulo plástico de sección.
b_f	Ancho del ala.
b_s	Ancho del rigidizador
d	Altura total de un miembro; diámetro de un pasador, de un rodillo o balancín de apoyo.
d_b	Altura de una viga.
d_z	Altura de la zona del panel entre las planchas de continuidad.
f	Tensión normal de compresión en un elemento rigidizado.
f_{uv}	Tensión cortante mayorada

h	Distancia libre entre las alas de una viga.
k	Factor de longitud efectiva en un miembro prismático (K).
kz	Factor de longitud efectiva para pandeo torsional (Kz).
m	Relación entre las tensiones de cedencia del alma y las alas o las tensiones críticas del en una viga híbrida.
r	Radio de giro gobernante.
r_x, r_y, r_z	Radio de giro con respecto a los ejes X, Y, Z, respectivamente.
t	Espesor.
t_f	Espesor del ala.
t_p	Espesor en la zona del panel, incluyendo planchas adosadas.
t_s	Espesor del rigidizador del alma.
t_w	Espesor del alma (t).
w	Ancho de una placa; distancia entre soldaduras.
w_r	Ancho promedio de la nervadura de un sofito metálico.
w_z	Ancho de la zona del panel entre las alas de la columna.
z	Distancia referida al extremo de menor sección en un miembro de altura variable.
α	Coefficiente de dilatación térmica lineal.
λ	Parámetro de esbeltez local de un elemento, definida la esbeltez local como relación ancho/espesor.
λ	Parámetro de esbeltez de una columna que separa el dominio

del pandeo elástico delinelástico.

λ_c Parámetro de esbeltez de una columna que separa el dominio del pandeo elástico del inelástico.

λ_e Parámetro de esbeltez equivalente.

λ_p Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección compacta.

λ_{pd} Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección plástica.

λ_r Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección no compacta.

φ Factor de minoración de la resistencia teórica.

φ_a Relación del área efectiva de la sección transversal de un miembro comprimido normalmente respecto a su área total (Q_a).

Φ_{as} Factor de reducción por efecto de pandeo local igual al producto de φ_a φ_s (Q).

Φ_c Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión.

Φ_s Factor de reducción de tensiones normales donde la relación ancho / espesor de elementos no rigidizados excede los valores límites dados en la Tabla 4.1 de la Norma COVENIN 1618:1998(Q_s).

PRINCIPALES SUBÍNDICES:

b Flexión (bending); también viga (beam); perno (bolt).

c Columna; también concreto; compresión.

f Ala (flange).

n	Sección neta.
s	Rigidizador (stiffener).
t	Teórico; tracción
u	Agotamiento resistente
v	Corte.
w	Alma (web); soldadura (welding).
x	Eje de flexión más fuerte o de mayor momento de inercia.
y	Eje de flexión más débil o de menor momento de inercia; también cedencia (yielding).
γ	Miembro de altura variable linealmente.

ABREVIATURAS:

ACI

"American Concrete Institute" (Instituto Americano del Concreto).

AISC

"American Institute of Steel Construction" (Instituto Americano de la Construcción de Acero).

ANSI

"American National Standards Institute" (Instituto de Normas Nacionales de los Estados Unidos de Norteamérica).

ASTM

"American Society for Testing and Materials" (Sociedad Americana de

Ensayos y Materiales).

ATC

“The Applied Technology Council”.

COVENIN

“Comisión Venezolana de Normas Industriales”.

FEMA

“The Federal Emergency Management Agency”.

FEIMS

“FEMA Earthquake Impacts Modeling System”.

FUNVISIS

“Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas”.

GIS

“Sistemas de Información Geográfica”.

NTCC-04

“Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto versión 2004”.

INTRODUCCIÓN

El Trabajo Especial de Grado basa su contenido en verificar la conducta de las rótulas plásticas fundamentándose en las pocas investigaciones previas y tomando en consideración las normas de construcción vigentes en el país, como lo son las normas COVENIN 1756:1998/2001/2006, 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998.

Otro punto importante es revisar la conducta sismoresistente de los miembros horizontales (vigas), antes del desarrollo de deformaciones inelásticas para lograr el desarrollo de las rótulas plásticas a flexión, dado que estos son los primeros mecanismos de disipación de energía inelástica, para asignar un apropiado factor de reducción de respuesta (R) del sistema estructural.

Ahora bien en caso de los pórticos dúctiles la asignación de las rótulas plásticas a los miembros horizontales como elementos garantes del desarrollo de una apropiada deriva de piso, es de sumo interés la importancia que le dan estos elementos horizontales para que de una manera u otro del grafico de cortante desplazamiento del último piso se pueda obtener apropiadamente la ductilidad del sistema estructural y así establecer el factor (R) que permita el desarrollo de la demanda de ductilidad del sistema.

Ahora bien en el caso que nos concierne para los miembros horizontales de concreto armado no se establecen miembro de sección variable para la formación de las rótulas plásticas, como se hacen referencia en las normas Venezolanas antes mencionadas.

Y para el caso de pórticos a base de perfiles laminados tampoco se establece elementos de sección variable e de aquí el interés de los miembros de por determinar la conducta que deben de seguir estos miembros de sección variable la conducta de cargas sísmicas.

CAPÍTULO I

1.1 Planteamiento del problema

En las estructuras de acero estructural y concreto armado sujetas a solicitaciones sísmicas es deseable la formación de rótulas plásticas en las zonas que no comprometan la estabilidad inelástica del sistema, en este caso en los extremos de vigas y columnas, de tal forma que no supere la resistencia del nodo que los une con la finalidad de garantizar la compatibilidad de deformación viga-columna. Las rótulas plásticas normalmente recorren una longitud en la viga a una distancia estimada que regularmente se encuentra entre los valores de H a $2H$, siendo H la altura o peralte de la viga medida esta desde la cara de la columna, razón por la cual las normativas no permiten empalmes en esas zonas.

Las rótulas plásticas en el acero estructural indican las deformaciones mayores a la deformación última, es decir, dónde se alcanza el momento plástico y en el caso del concreto armado es el punto donde el acero de refuerzo entra en cedencia y el concreto alcanza su deformación última o máxima, es decir, donde se alcanza el momento de agotamiento. Por lo tanto permiten estimar el coeficiente de seguridad de la estructura; estas disposiciones de desarrollo de rótula plástica tienen como finalidad lograr un mejor rendimiento estructural mediante la disipación de energía inelástica ante sismos. El espíritu de las normas COVENIN 1756:1998/2001/2006, 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998 es cumplir con los rendimientos sísmicos tal como los establece FEMA 267-A, FEMA 267-B y FEMA 356 en sus niveles de rendimiento y objetivos de rehabilitación, los cuales son: prevención de colapso, seguridad de vida, ocupación inmediata y operacionalidad; razón por la cual el Ingeniero debe estar familiarizado con los elementos básicos del método de análisis plástico, también es cierto que la experiencia y los ensayos indican que los resultados de este análisis pueden utilizarse con aproximación dentro de ciertos rangos de cargas y dan ciertas libertades al ingeniero.

El estudio y aplicación de normas y códigos están orientados en la formación de rótulas plásticas realizada en miembros horizontales de sección prismática; entre otros resultados, se sabe que para cargas cercanas al colapso de la estructura, los estados de solicitaciones de los elementos que la componen obedecen a leyes distintas que entran dentro del campo de la plasticidad o de la elastoplasticidad, estos estudios realizados en miembros horizontales de sección prismática nos proporcionan conocimientos para evaluar como es la formación e influencia de las rótulas plásticas en miembros no prismáticos y valorar los aportes con respecto al nodo como tal y a cómo preservar su integridad en la estructura.

En el marco de este trabajo especial de grado se plantea evaluar el comportamiento de las rótulas plásticas en miembros horizontales de sección no prismática con ancho constante y altura variable, esto debido a que las construcciones sometidas a solicitaciones sísmicas, en muchos casos no son recogidas explícitamente en las normas COVENIN 1756:1998/2001/2006 y 1618:1982/1998, sino que establecen que en aquellas zonas donde se pueden generar las rótulas plásticas el ingeniero diseñador debe hacer consideraciones pertinentes al caso estudiado.

En consecuencia, esta investigación pretende dar respuestas a las siguientes interrogantes: 1) ¿Cómo se forma la rótula plástica? 2) ¿Cómo se comporta la rótula plástica en miembros de sección no prismática con ancho constante y altura variable? 3) ¿Qué diferencia existe entre el comportamiento de la rótula plástica en miembros horizontales de sección prismática y la rótula plástica en miembros horizontales de sección no prismática de ancho constante y altura variable?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar el comportamiento de rótulas plásticas en miembros horizontales no prismáticos de ancho constante y altura variable en estructuras de concreto armado y acero estructural.

1.2.2. Objetivos Específicos

1.2.2.1. Formular un modelo de rótulas plásticas en miembros horizontales de sección no prismática de ancho constante y altura variable en estructuras de concreto armado y acero estructural.

1.2.2.2. Calcular rótulas plásticas en miembros horizontales no prismáticos de ancho constante y altura variable cumpliendo las especificaciones de COVENIN 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998 para estructuras de concreto armado y acero estructural.

1.2.2.3. Contrastar la formación y comportamiento de rótulas plásticas en miembros horizontales de sección prismática y no prismática de ancho constante y altura variable en estructuras de concreto armado y acero estructural.

1.3. Alcance y limitaciones

El alcance de este trabajo especial de grado queda definido para vigas cargadas, cuyas deformaciones estén en un plano vertical para tratar flexión simple en el plano de la viga, ya sea por cargas de carácter gravitacional monotónicas o laterales provenientes de los sismos aplicados en:

1- Miembros de concreto armado, que respondan a un diseño sub reforzado cuyos porcentajes de acero o cuantías mecánicas estén dentro de lo exigido en las nomas COVENIN1753:2003/2006, es decir cuantías que produzcan un punto de cedencia bien marcado dentro del rango elástico del concreto, es decir que los esfuerzos del concreto al obtenerse la cedencia del acero la cedencia del concreto debe ser inferior de 0.70 de F'_c , pudiendo ser la seccion rectangular simplemente armada o doblemente armada.

2- Secciones de concreto armado de comportamiento idéntico a lo comentado en el punto anterior que presenten una cartela lineal y no parabólica.

3- miembros de acero estructural del tipo a 36 perfiles laminados tipo de la serie W según el manual de la AISC o perfiles laminados Sidor, en donde se puedan lograr la plastificación de la sección sin presentarse pandeos locales del alma y el ala, pandeo lateral y torsional del miembro.

4- Estos últimos perfiles o secciones metálicas deben de cumplir con las condiciones establecidas en la norma COVENIN1618:1982/1998, para el caso de juntas rígidas se debe lograr las rotaciones exigidas por esta en capítulo 11 (11.4.1) como es decir la capacidad de rotación inelástica no será menor de 0.003 radianes.

1.4. Aportes

Abrir posibilidades de nuevos trabajos de investigación en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, en la línea investigación de estructuras sismorresistentes, ya que no se establecen disposiciones en las normas COVENIN 1756:1998/2001/2006, 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998 para el análisis y detallado de muchas de las edificaciones de concreto armado y acero estructural construidas en Venezuela con miembros acartelados, en zonas de peligro sísmico; esto es de gran importancia para el campo de la ingeniería civil.

Generar una referencia de estudio al estudiante de Ingeniería Civil en cuanto a formación, comportamiento y cálculo de rótulas plásticas en miembros horizontales de sección no prismática de ancho constante y altura variable, para prever el colapso de la estructura en caso de sismo.

Controlar riesgos de colapso debido al nivel de rendimiento del sistema, tal como lo plantea FEMA 356, FEMA 267-A y 267-B.

Cabe destacar que el estudio que se está realizando con este Trabajo Especial de Grado es de gran importancia para la ingeniería civil, debido a que implica un aporte en el diseño de estructuras de concreto armado y acero estructural, realizando una comparación o sometiéndolo a las normas COVENIN 1756:98/2001/2006, 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Como se sabe existe un gran porcentaje de la población que conforma el planeta, se encuentra en muchas zonas sometidas amenazas naturales y en conjunto con un grado de vulnerabilidad de las construcciones existentes, convierten dichas zonas en regiones de alto riesgo sísmico.

Dentro de las amenazas naturales que afectan en mayor proporción las edificaciones existentes se encuentran los terremotos, los cuales reciben el nombre de amenaza sísmica ya que son del tipo geológico. El presente capítulo comprende el marco teórico, en el cual se muestran las definiciones más importantes o necesarias para la comprensión de este Trabajo Especial de Grado, no obstante es recomendable realizar una reseña histórica de algunos acontecimientos sísmicos de gran impacto a nivel mundial y cómo han tenido repercusión en la evolución de las normas de construcción en Venezuela y el mundo, en orientación de cuanto a la investigación de las rótulas plásticas. Además, se hace mención de organismos nacionales, las normas utilizadas, al igual que las de otros países que realizan labores de prevención ante terremotos y que han realizados trabajos que sirven de gran ayuda para el desarrollo de esta investigación.

Para comenzar una reseña histórica de la formación de las rótulas plásticas, cabe destacar que las mismas en la parte histórica se argumentan al pasar del tiempo por la ocurrencia de los terremotos y la descripción de los términos más relevantes de dicho tema.

2.1. ¿Qué es un sismo?

Un sismo es un movimiento súbito e impredecible de una parte de la corteza terrestre, ocasionado por fuerzas que tienen su origen en el interior de la

Tierra.

Pueden ser de origen tectónico, producidos por el desplazamiento de bloques de la litosfera, o volcánico, producido por la extrusión de magma hacia la superficie. En ambos casos hay una liberación de energía acumulada que se transmite en forma de ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones a su paso a través de las rocas sólidas del manto y la litosfera hasta “llegar” a la superficie terrestre.

Los terremotos pueden ser superficiales, intermedios o profundos, dependiendo de su localización. En relación a este punto hay diferentes criterios, sin embargo citaremos a Bruce Bolt, quien localiza los sismos superficiales en la franja que va desde 0-70 km, los intermedios entre 70-300 km, y los profundos entre 300-700 km.

2.2. ¿Qué son ondas sísmicas?

Son oscilaciones que se propagan desde una fuente (foco o hipocentro) a través de un medio material elástico (sólido y líquido) transportando energía mecánica. Se clasifican en Corpóreas y Superficiales. Las Corpóreas viajan por el interior de la Tierra y se clasifican en Primarias (P) y Secundarias (S). Las Superficiales, como su nombre lo indica, se desplazan por la superficie del planeta y se dividen en Ondas Love (L), llamadas así en honor al investigador que las descubrió, y Ondas Rayleigh (R), por la misma circunstancia.

Los investigadores tienen argumentos para justificar el movimiento de las placas tectónicas: que la salida del magma caliente empuja a las placas y las aleja unas de otras, que la subducción en las fosas oceánicas arrastra al resto de la placa y la hace moverse, que estas placas se mueven debido a que en el manto se forman corrientes de convección. Esta última hipótesis es la más aceptada y significa que la roca del manto cercano al núcleo terrestre se calienta y, por lo tanto, se hace menos densa y sube. Al subir desplaza hacia abajo la roca más

fría, que a su vez se calienta y sube. Se establece así un movimiento en circuito cerrado de la masa rocosa. Este movimiento empuja entonces a las placas de arriba produciendo su desplazamiento.

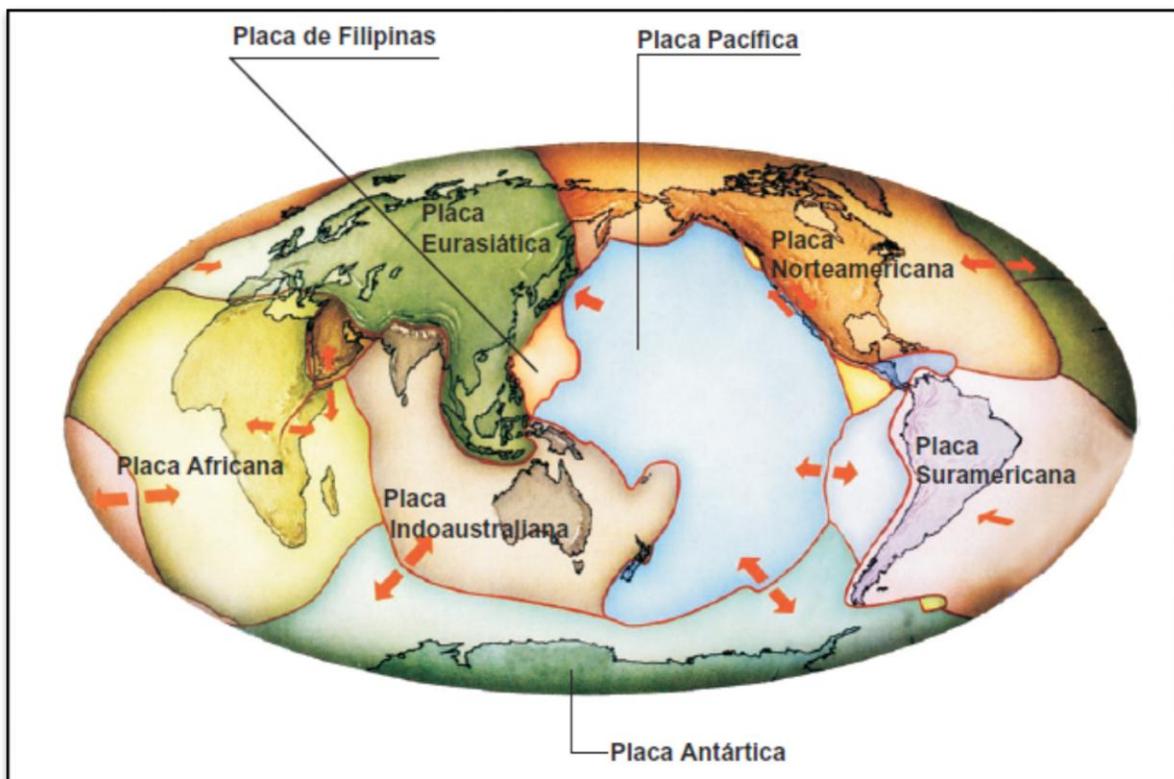


Figura 2.1 Placas Tectónicas. Fuente: (FUNVISIS, 2010).

2.3. Reseña histórica de algunos de los terremotos con mayor influencia en Venezuela y el mundo.

2.3.1. Terremoto de Caracas Venezuela



Figura 2.2 Casa afectada por el fenómeno de licuación. Caraballeda, Litoral Central, año 1967. Fuente (FUNVISIS 2010).

Denominado terremoto cuatricentenario de Caracas, este evento ocasionó daños importantes en Caraballeda, Caracas y el litoral central y fue sentido en la región norte central del país. Destacan efectos locales al sur del Lago de Valencia (Güigüe), algunos deslizamientos en la Cordillera de la Costa. Rial (1977) concluyó que se trató de un sismo múltiple, a lo largo de una falla de rumbo **NW – SE**, 3 eventos, posiblemente pertenecientes al sistema de fallas de Tacagua.

Según el “**Seismological Notes**” (junio 1968), el número de víctimas fue de 240, hubo 1.536 heridos y las pérdidas fueron de 50 millones de dólares. Según datos proporcionados por instituciones del país hubo 274 muertos, 2.000 heridos y las pérdidas alcanzaron los 100 millones de dólares.

Las consecuencias de este sismo han sido trascendentes en la ingeniería estructural venezolana. La ruina total de 4 edificios con 10-12 niveles, construidos entre 1962-1966, la ruina parcial de otros edificios de altura semejante (algunos de los cuales fueron demolidos), el colapso de algunas edificaciones de menor altura en el área de Caraballeda como lo muestran las figuras (2.2 y 2.3), los efectos locales del terreno en el valle de Caracas e inmediaciones, constituyeron evidencias y experiencias muy buenas e interesantes en el ámbito de la ingeniería sismorresistente, las cuales se han ido incorporando en las normativas de diseño sismorresistente de todo el mundo.



Figura 2.3 La Mansión Charaima. Caraballeda 1967. La estructura fue inicialmente concebida para seis (6) pisos y le fueron construidos cuatro (4) más, los cuales se vinieron abajo a causa del terremoto. Fuente: (FUNVISIS 2010).

No hubo interrupción de los servicios básicos, salvo los telegráficos y telefónicos.

La violencia del sismo rompió los equipos de percepción de movimientos

telúricos del observatorio Cajigal, pero se pudo ubicar el epicentro del mismo en la zona sísmica exterior norte de Caracas que se extiende por más de 20 kilómetros entre las poblaciones de Arrecifes y Naguayá, este es uno de los sismos más poderosos registrados en la historia de Venezuela.

Se describen algunos de los daños producidos en edificaciones esenciales como el colapso de varios edificios. Se produce un importante nivel de daños estructurales y no estructurales, fundamentalmente en edificaciones residenciales y una característica concentración de daños en sectores como *Los Palos Grande, Altamira, Caraballeda y San Bernardino*. En *San Bernardino* y sus alrededores, se concentra la mayor parte de la infraestructura de servicios de la ciudad capital, con algunos daños.

2.3.2. Terremoto de San Fernando California USA



Figura 2.4 Edificación San Fernando California USA, Fuente: (Civilcloides 2010).

Es un sismo ocurrido el 9 de febrero 1971, con una magnitud 6.6 grados. Describiendo los daños de estructuras esenciales como hospitales sufrieron daños importantes de manera que no pudieron operar y dar atención a los afectados por

la crisis sísmica. Las reseñas del terremoto destacan cómo irónicamente la mayoría de las víctimas de la catástrofe acudieron a dos de estos hospitales colapsados, complicando el escenario de atención primaria a las víctimas del terremoto.

Entre los hospitales dañados destacan; el colapso del *Olive View Hospital*, una nueva instalación abierta al público apenas tres meses antes del terremoto. El *Indian Hill Medical Center*, que no pudo entrar en funcionamiento hasta una semana después del sismo. Severos daños estructurales sufrió el *Holy Cross Hospital* y tuvo que ser demolido. El colapso de una de las alas del *Veterans Administration Hospital* provocó la muerte de 49 pacientes, exhibiendo sus muros un agrietamiento diagonal importante. También colapsó el *Sylmar Hospital* de reciente construcción. Graves daños sufrió el *Santa Cruz Hospital*. Pasarelas de peatones colapsaron y se produjeron daños en servicios públicos de todo tipo. Numerosos accesos fueron bloqueados por deslizamientos y desprendimientos de rocas.

El colapso del *Veterans Administration Hospital*, propició la modificación de los criterios de diseño sísmico por parte de esta administración, al punto que en la actualidad, representa uno de los criterios de diseño sísmico más estrictos en el mundo, y deben ser usados para el diseño de hospitales en California. Con estos criterios se proyectó y construyó el nuevo *Veterans Administration Palo Alto Medical Center*.

Los daños en estructuras hidráulicas a causa del terremoto los efectos más importantes se dieron en el sistema de agua potable, reservorios de aguas y represas tuberías y tanques de almacenamientos.

2.3.3. Terremoto de Northridge, Los Ángeles USA



Figura 2.5 Edificación afectada por el Terremoto de Northridge. Fuente: (Civilcloides 2006).

Este sismo ocurrió el 17 de enero de 1994 presentando una magnitud de 6.7 grados.

El colapso de líneas vitales. Problemas en vialidad, autopistas y vías elevadas. Sufrió daños considerables the Barrington Medical Building, evidenciando fuerte agrietamiento de corte en columnas, por lo que fue necesario evacuarlo y posteriormente demolerlo. The Indian Hills Medical Center sufrió agrietamiento en sus muros y, aunque en la primera evaluación rápida fue declarado como inseguro, permaneció operativo al determinarse después de una pronta y exhaustiva inspección que los daños no eran significativos como para cerrar la instalación. The St. John Hospital en Santa Mónica fue evacuado y

cerrado.

En *Los Ángeles* en las cercanías del epicentro, varios hospitales fueron severamente dañados por sus bajos requerimientos de diseño y/o insuficiente refuerzo. De hecho, la mayoría de estos hospitales fueron puestos fuera de servicio debido a la cantidad de daños en componentes no estructurales y daños en el sistema de rociadores de agua contra incendio. El reconstruido *Olive View Hospital* resistió sin serios daños estructurales aunque su contenido fue severamente dañado, presentando daños no estructurales, al igual que *the Holy Cross Medical Center*, *the Granada Hills Community Hospital* y *the Northridge Hospital Medical Center*, los cuales se vieron obligados a cortar sus servicios y evacuar a los pacientes, presentan un resumen de daños sobre componentes estructurales y no estructurales en Hospitales. *The University of Southern California Teaching*

Hospital (USC Hospital) y *the Los Angeles Fire Command and Control Facility (FCCF)*, dos de las estructuras sísmicamente aisladas, no presentaron ningún tipo de daños permaneciendo completamente operativas durante y después del evento. Varias edificaciones educacionales sufrieron severos daños obligándoles a cerrar sus actividades. Entre las más severamente afectadas estaban dos escuelas superiores, cuatro escuelas medias y dos elementales. De las 75 escuelas dañadas, 33 permanecieron cerradas más de una semana. Los principales daños sufridos en las tuberías de distribución y tanques elevados de almacenamiento se debieron a vibraciones y movimientos intensos. Las más afectadas entre ellos fueron aquellas de acero que poseían juntas rígidas deterioradas por el óxido.

2.3.4. El Terremoto de Kobe de 1995



Figura 2.6 Edificaciones Colapsadas Terremoto de Kobe Japón. Fuente: (Japón pop 2008).

Fue un terremoto que afectó a Japón, de una magnitud de entre 6,8 y 7,3 grados en la escala de Richter. Ocurrió el 17 de enero de 1995 en la parte sur de la Prefectura de Hyōgo y duró unos 20 segundos. El foco se encontraba a 16 km por debajo del epicentro, en el extremo norte de la isla Awaji, a 20 km de distancia de la ciudad de Kōbe, con una población de un millón y medio de habitantes. Esta zona está atravesada por la falla del Pacífico, donde coinciden las placas Euroasiática y Filipina.

Cuantiosos daños en estructuras y su equipamiento. Problemas severos con el sistema de transporte, sobre todo con las líneas de ferrocarriles, los puentes y las autopistas elevadas. Varios incendios se mantuvieron hasta por dos días. Más de 80.000 edificios fueron afectados por el sismo y miles destruidos por

incendios posteriores. Varias edificaciones esenciales fueron afectadas en mayor o menor grado, sin embargo, la más importante fue una de las alas del *Hospital de Kobe*, que colapsó. Se evidenciaron diferentes modalidades de fallas en prácticamente todas las tipologías estructurales, en edificios tanto de concreto armado como de acero estructural, de vieja y nueva data, y de diferentes alturas.

Cabe destacar el excelente desempeño de una escuela de concreto armado de cuatro niveles, ubicada en el área epicentral de Rokkomichi que no sufrió daños y que por el contrario fue utilizada como un centro de refugio durante las semanas siguientes al sismo.

Se estima que para finales del año 2006, principalmente en Kobe, perdieron la vida 6434 personas, este número representa una consecuencia del terremoto. Dado que era la ciudad más cercana al epicentro, fue la que sufrió las ondas de choque con mayor fuerza, el sismo se sintió aunque con menor intensidad en muchas ciudades a más distancia. Además, causó unas pérdidas estimadas de 3 billones de yenes en daños, el 2,5% del Producto Interno Bruto del país en ese momento. Fue el peor terremoto en Japón desde en gran terremoto de Kanto en 1923, que se cobró 140.000 vidas, y es uno de los desastres naturales más costoso en caer sobre un país.

2.3.5. El Terremoto de Cariaco de 1997



Figura 2.7. Liceo Raimundo Centeno ubicado en Cariaco. Fuente: (FUNVISIS 2010).

Los estados más afectados en Venezuela fueron Sucre, Anzoátegui y Monagas, siendo también sentido en las islas de Trinidad y Tobago. Los daños mayores se concentraron en la población de Cariaco y en Cumaná, capital del estado Sucre. Sobrevolada la zona se pudo reconocer la existencia de deformación superficial directamente producida por la falla de El Pilar, entre Cariaco y Casanay. El resto de la ruptura superficial entre Cariaco y Muelle de Cariaco, totalizó una longitud mínima de ruptura cosísmica de unos 30 km entre Muelle de Cariaco al oeste y el caserío Las Varas al suroeste de Casanay. Los investigadores consideraron que la longitud total de la ruptura fue superior a los 30 km evaluados y más bien cercana a los 50 km de longitud, tal y como lo evidenció el estudio sismológico realizado. El desplazamiento cosísmico manifiesto en

calles, brocales, aceras, paredes de casas, tuberías afectadas, canales de riesgo, entre otros, se constató en el Muelle de Cariaco, Terranova, canal de riego de Cariaco, en Las Manos, Carrizal de la Cruz, balneario La Piragua, al noroeste de Pantoño, carretera Cariaco-Aguas Calientes-Casanay-Carúpano, carretera asfaltada Casanay-Las Varas.

Cabe señalar que, según los investigadores, parte de la ruptura, al oeste, estaba en la plataforma del Golfo de Cariaco, unos 15 km, lo que explicaría los daños considerables presentes tanto en Chiguana como en San Antonio del Golfo, ubicado a unos 15 km al oeste del Muelle de Cariaco. En el este, la ruptura, por las características del terreno, no pudo ser seguida, sin embargo, se piensa que “transcurrió” por unos 5 km más, visto que decreció abruptamente.

Este sismo arrojó los siguientes resultados: Cumaná, afectados varios edificios en construcción; Cariaco, gran cantidad de viviendas colapsadas, un porcentaje importante presentó daños severos, incapaces de resistir un movimiento de baja o mediana intensidad; Muelle de Cariaco, daños graves en viviendas, recomendándose la demolición de algunas de ellas; San Antonio del Golfo, daños considerables en viviendas, fue afectada la vialidad por separación de brocales y bloques prefabricados de concreto, hubo deformaciones y rupturas parciales de los elementos mismos de la vialidad; Nueva Colombia, colapso de viviendas de bahareque; Chiguana, Río Casanay, Casanay, Yaguaraparo, el Pilar, daños estructurales, generalmente localizados en viviendas informales, en su mayoría de bahareque. Otros efectos: licuefacción de suelos, deslizamientos y derrumbes.

El colapso de dos unidades educacionales de la población de *Cariaco* fue responsable de que el principal número de víctimas fuera de la población estudiantil, todos ellos niños y jóvenes estudiantes de la *Unidad Escolar Valentín Valiente* y del *Liceo Raimundo Centeno Martínez*, cuyas estructuras colapsaron tapiando a todos los alumnos que se encontraban en su interior. También se registraron daños severos en el liceo *Pedro Arnal de Cumaná*. Entre la gran

cantidad de daños reportados, destaca el colapso total de un edificio de 6 pisos en *Cumaná* donde funcionaban oficinas de la Gobernación. Daños no estructurales en diversos dispensarios médicos y sobre todo, en el *Hospital Antonio Patricio de Alcalá*, también conocido como el *Hospital Central de Cumaná*, el más importante complejo sanitario de la región noreste de Venezuela que fue desalojado aunque sólo sufrió daños menores no estructurales; la evacuación de los pacientes fue traumática y no pudo atender víctimas del sismo pues el colapso funcional se extendió hasta por dos semanas. Asimismo, algunos ambulatorios urbanos presentaron daños menores. En Cumaná, paredones de diversas escuelas se derrumbaron e incluso cayó el edificio de la *Comandancia de la Policía* provocando una fuga masiva de presos. Las comunicaciones fueron afectadas, así como tuberías de suministro de agua, carreteras, puentes, etc.

2.2. Entidades extranjeras dedicadas a la investigación de eventos sísmológicos



Figura 2.8. Logo de FEMA Fuente: (FEMA 2012).

Como se comenta en el inicio de este capítulo existen un conjunto

de iniciativas tanto en Venezuela como en el mundo, unos de los entes más dedicados a dicha investigación y de donde nuestras normas siguen un patrón muy marcado son las Iniciativas Norteamericanas: FEMA, ATC, etc. Entre los primeros estudios realizados destaca por su importancia y aplicabilidad, la evaluación de daños sísmicos en instalaciones de California, USA, desarrollados por “The Federal Emergency Management Agency – FEMA” y “The Applied Technology Council –ATC”. En este trabajo, el inventario y procesamiento de datos, pérdidas y daños se fundamentó en la experiencia y juicio de reconocidos expertos, con la aplicación de metodologías coherentes que han permitido sistematizar los resultados. Se reconoce que el impacto que los daños en las instalaciones tienen sobre una comunidad deben ser determinados considerando la función social que desempeñan, por lo que introducen una clasificación funcional en la que destacan de manera específica las instalaciones destinadas a prestar servicios de salud, educación, servicios de emergencia, entre otros.

Siguiendo esta línea de investigación y sobre la base de la metodología y datos contenidos en el citado reporte, FEMA promueve el desarrollo de una serie de herramientas fundamentadas en los modelos que para la estimación del impacto económico conocido como FEIMS (FEMA Earthquake Impacts Modeling System). Estos modelos han continuado evolucionando, integrando sobre todo nuevas herramientas para el procesamiento de datos geográficos que han permitido el desarrollo del conocido HAZUS.

HAZUS es la principal herramienta del FEMA para la estimación de pérdidas debido a sismos potenciales. Constituye una metodología estandarizada basada en Sistemas de Información Geográfica (GIS) y orientada a promover la mitigación del riesgo sísmico y ayudar a las administraciones locales a prepararse para reducir el impacto de un sismo.

Constituye una herramienta integrada que parte de la definición de un sismo hipotético. Una vez identificado la localización y el tamaño, el modelo estima las características del movimiento del terreno, el número de edificaciones dañadas,

el número de víctimas, los daños en los sistemas de transporte, las interrupciones en los servicios de electricidad y agua, el número de personas desplazadas y el costo estimado de reparación de los daños proyectados y otros efectos. Los datos requeridos por el sistema varían con el nivel de evaluación deseado; se contemplan tres niveles de evaluación. Los resultados fundamentalmente están orientados a estimar las pérdidas debidas a sismos.

La efectividad de cualquier modelo de estimación de daños debe necesariamente venir acompañada de una verificación que exige contar con la capacidad y herramientas necesarias para realizar el reconocimiento de daños producidos por un evento sísmico y de las cualidades más relevantes de las edificaciones, lo que a su vez permitirá reajustar los modelos empleados. En este sentido, se han propuesto un significativo número de métodos para evaluar de manera rápida el nivel de riesgo sísmico de los edificios. En cuanto al desempeño, diseño y reforzamiento sísmico de componentes no estructurales, destacan las iniciativas tomadas por la legislación norteamericana como consecuencia de los cuantiosos daños debidos al sismo de San Fernando, 1971 para reducir el riesgo ante daños significativos en instalaciones esenciales tales como hospitales. A través de una sucesión de disposiciones legales se define una política de adecuación de la infraestructura existente, fundamentada en diferentes estándares de desempeño sísmico estructural y no estructural, que persigue como objetivo principal elevar el desempeño sísmico de “todas las instalaciones de salud” para garantizar antes de año 2.008, la seguridad de la vida de todos sus ocupantes y antes del año 2.030, la capacidad de las instalaciones de permanecer operativas después de un evento sísmico.

En esta línea, diferentes iniciativas han sido desarrolladas en reconocimiento de la necesidad de desarrollar una nueva generación de procedimientos de diseño que garantice el apropiado desempeño sísmico de las edificaciones y en particular de las edificaciones esenciales. En particular para instalaciones esenciales (hospitales, estaciones policiales y de bomberos, centros

decomunicación, centros de control de emergencias, etc.) se recomienda como objetivos de diseño que las instalaciones se mantengan en un estado de total operación ante sismos de naturaleza frecuentes a ocasionales, en un estado de operación aunque con daños ligeros ante un sismo de rara ocurrencia y que se garantice la vida de sus ocupantes aunque con daños moderados ante un sismo de muy rara ocurrencia.

2.4. Vigas acarteladas o miembros horizontales de sección no prismática

2.4.1. Definición

Son miembros de directriz recta, que tienen como particularidad una variación de su sección transversal, de forma tal que el valor de un área cualquiera es directamente proporcional al área de referencia.

$$A_i = \alpha * A_o$$

También se encuentran definidas como un aumento de peralte de las vigas en los apoyos.

2.4.2. Usos, ventajas y desventajas

Ya que el uso de miembros de sección no prismáticas de concreto armado y acero estructural es muy atractivo como alternativa estructural para el diseño de edificios de dimensiones importantes o muy grandes, ya que proporcionan algunas ventajas sobre vigas de sección prismáticas de concreto o acero estructural, entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- Aumentar la rigidez lateral.
- Reducir el peso de la estructura.
- Reducir la altura de entrepiso.
- Disminuir la cantidad de concreto empleado al disminuir la altura de la

viga.

- Facilitar la ubicación de las diferentes instalaciones (Paso de Ductos y tuberías).

La principal desventaja de estos elementos es el que se presenta en el momento del encofrado que es más laborioso respecto a las vigas de sección prismáticas.

2.4.3. Tipos de Cartelas

Las cartelas se clasifican de acuerdo a sus relaciones geométricas, caracterizándose en tres grupos:

- Cartelas Rectas
- Cartelas Prismáticas
- Cartelas Parabólicas.

2.4.3.1 Cartelas Rectas

Son la que su área transversal varía de forma proporcional a la pendiente de la recta que describe, tiene una inclinación con respecto a los planos horizontal y vertical, como se muestra en la figura 2.9.

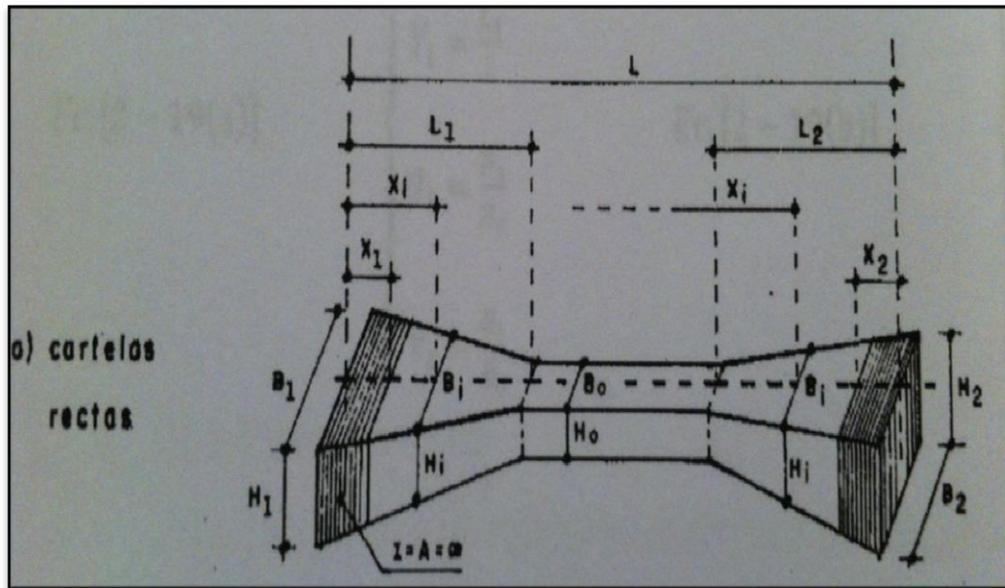


Figura 2.9 Cartela Recta Fuente: (Arias Albán 1984).

2.4.3.2 Cartelas Prismáticas

Son las que su área que forman un paralelepípedo en el nodo, es decir la sección longitudinal de la cartela es recta o es un rectángulo, ya que se mantiene el prisma original de la sección de referencia, con diferentes medidas, el área transversal se mantiene constante en la cartela, como se muestra en la figura 2.10.

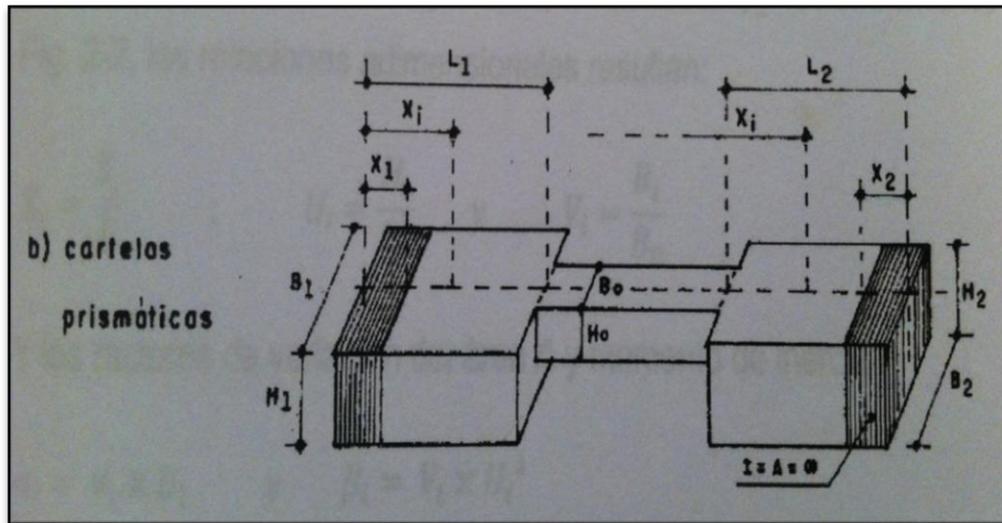


Figura 2.10 Cartela Prismática Fuente: (Arias Albán 1984).

2.4.3.3 Cartelas Parabólicas

Son la que su área transversal varía de forma proporcional a la parábola que describe, es la forma más óptima para que se pueda tomar para que describa su diagrama de momento como se muestra en la figura 2.11.

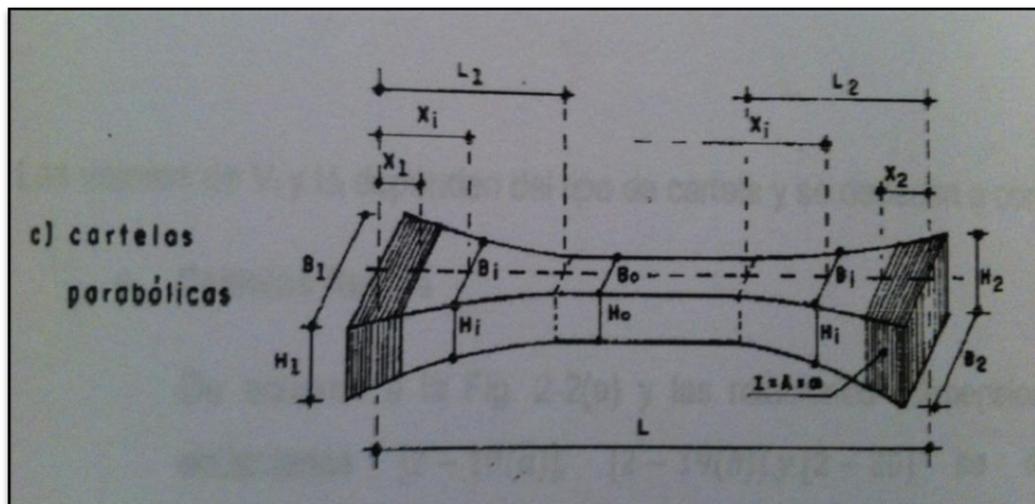


Figura 2.11 Cartela Parabólica Fuente: (Arias Albán 1984).

2.4.4. Variaciones de las vigas acarteladas a lo largo del tiempo

El uso de las Vigas de Sección No Prismáticas en edificios ubicados en las zonas de alto peligro sísmico, no es nuevo. De hecho, fueron muy utilizadas desde la primera mitad del siglo pasado. En fechas recientes se han vuelto a proponer estos elementos, los cuales, en cuanto a geometría, poseen algunas variaciones respecto a las utilizadas en la primera mitad del siglo pasado. Básicamente estas diferencias son dos:

1. En los edificios de reciente construcción, se han propuesto vigas de sección no prismáticas en las cuales las cartelas tiene aproximadamente un tercio de la longitud efectiva del claro, situación claramente diferente a las trabes de inicios del siglo pasado, en las cuales la longitud de las cartelas era muy inferior a un tercio de la luz libre.

2. Los ángulos de acartelamiento observados en edificios de reciente construcción, son del orden de cinco a ocho grados. En los edificios de principios del siglo pasado, los ángulos de acartelamiento eran muy superiores a los observados recientemente.

Existen libros especializados que proporcionan ecuaciones teóricas para estimar la contribución del concreto, V_{CR} , en la resistencia a cortante de las vigas acarteladas. Estas ecuaciones están basadas en los planteamientos clásicos de vigas de sección prismáticas, pero modificados para considerar la variación del peralte efectivo en la longitud de las. Estas ecuaciones deben validarse con evidencia experimental, ya que como señala Nilson en su libro *“existe muy poca investigación referente a la resistencia a cortante de vigas con altura variable”* (Nilson, 2001) *“Diseño de Estructuras de Concreto”*.

Como consecuencia de la escasa información disponible sobre el comportamiento de las vigas de sección no prismáticas, los reglamentos o normas vigentes de diseño de estructuras de concreto más utilizados, como son las

recientes , y el reglamento del Instituto Americano del Concreto versión 2002 (ACI-318-02), no proporcionan recomendaciones específicas para diseño de vigas de sección no prismáticas. De esta manera, se podría afirmar que el diseño de estos elementos ha dependido fundamentalmente de la experiencia y juicio del calculista estructural.

2.5. Rótula o Articulación Plástica

Es una zona de cedencia cuya formación se inicia en una sección de un miembro estructural cuando en ésta se excede el momento de agotamiento del material y por lo tanto se obtiene altos niveles de deformación sin un incremento notable de la carga. En tal estado, la sección rota como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento.

Se puede insertar rotulas plásticas en cualquier número de localizaciones a lo largo de la Luz libre de cualquier elemento del bastidor u objeto, por cable o tensor. Cada rotula representa el comportamiento concéntrico en uno o más grados de libertad.

El comportamiento, rendimiento y post-fluencia de las rotulas puede ser modelado utilizando discretas definiciones realizadas por el usuario. Actualmente rotulas no sólo pueden ser introducidos en los elementos del pórtico, sino que se pueden asignar a un elemento del pórtico en cualquier ubicación a lo largo de dicho elemento. Cuando se desacoplan las rotulas, momento, la torsión, la fuerza axial y el corte están disponibles. También hay un acoplamiento P-M2-M3 rotula que produce sobre la base de la interacción de la fuerza axial y momentos de flexión en la ubicación de la rótula. Más de un tipo de rotula puede existir en el mismo lugar de emplazamiento, por ejemplo, se puede asignar tanto un M3 (momento) y una rotula V2 (Corte) para el mismo extremo de un elemento del pórtico, trabajando en este trabajo especial de grado con rotulas únicamente en de momento. Las propiedades predeterminadas de rotula se proporcionan sobre la base de criterios obtenidos de FEMA "The Federal Emergency Management

Agency”.

.Las rotulas sólo afectan al comportamiento de la estructura en estático lineal y no lineal de integración directa.

2.5.1. Longitud

Cada articulación plástica se modela como una rotula o punto discreto, toda deformación plástica, ya sea el desplazamiento o rotación, se produce en el punto de la rótula o punto de deformación plástica. Esto significa que debe asumir una longitud de la Rotula sobre la que está integrada la cepa de plástico.

No hay una manera fácil de elegir esta longitud, aunque las directrices se dan en FEMA-356 “Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings Supplement”.Típicamente se trata de una fracción de la longitud del elemento, y es a menudo del orden de la profundidad de la sección, en particular para rotulas de momento-rotación.

Puede que la plasticidad sea aproximada y que se distribuya sobre la longitud del elemento mediante la inserción de muchas rotulas plásticas. Por ejemplo, podría insertar diez rotulas en relación de ubicaciones dentro del elemento de 0,05, 0,15, 0,25, 0,95, cada uno con deformaciones o propiedades basado en una longitud de la rótula supone una décima parte de la longitud del elemento.

2.5.2. Propiedades

Por cada grado que la fuerza de libertad (axial y corte), es posible especificar la conducta de la fuerza del desplazamiento plástico. Por cada grado o momento de libertad (flexión y torsión), puede especificar el comportamiento de la rotación del momento plástico. Cada rotula puede tener propiedades de plástico especificadas para cualquier número de seis grados de libertad, los tres grados direccionales y tres grados de libertad de momento. La fuerza axial y los dos

momentos de flexión puede acoplarse a través de una superficie de interacción.

Los grados de libertad que no se especifican pueden permanecer elásticos.

2.6. Curva de deformación plástica

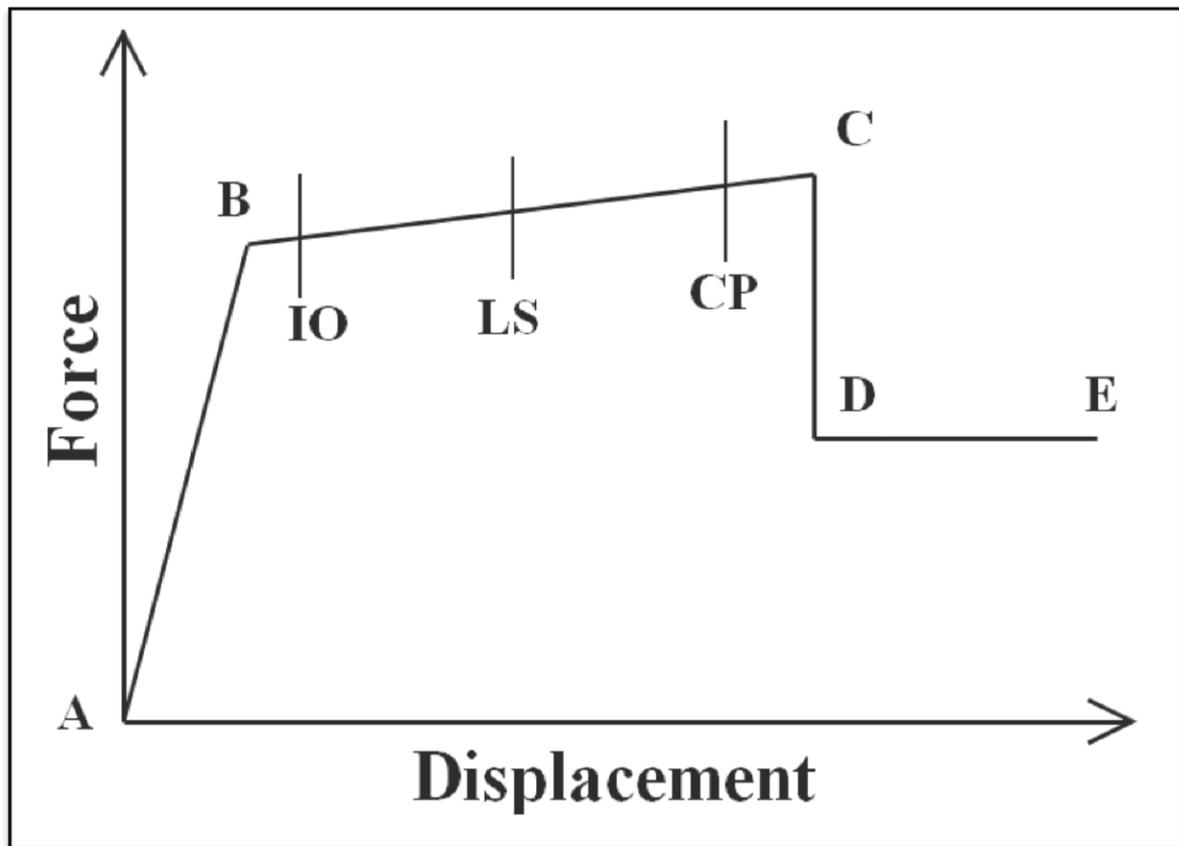


Figura 2.12 Curva de Deformación Plástica. Fuente:(Manual SAP 2000 Versión 9.1.1).

Por cada grado de libertad, se define una curva fuerza-desplazamiento (momento de rotación) que da el valor de rendimiento y el rendimiento a su vez después da el valor de la deformación plástica. Esto se hace en términos de una curva con los valores en cinco puntos, **ABCDE**, como se muestra en la figura.

Puede especificarse como una curva simétrica, o una que difiere en la dirección positiva y negativa.

La forma de esta curva como se muestra está pensado para análisis paso a paso. Se puede utilizar cualquier forma que desee. Los siguientes puntos deben tenerse en cuenta:

- El punto A es siempre el origen.
- El punto B representa el rendimiento. No se produce la deformación de la rótula hasta el punto B, independientemente del valor de la deformación especificada para el punto B. E desplazamiento (rotación) en el punto B se resta de las deformaciones en los puntos C, D, y E. Sólo la deformación plástica del punto B será expuesta por la rótula.
- El punto C representa la capacidad última para el análisis estático inelástico (pushover). Sin embargo, puede especificar una pendiente positiva de C a D para otros fines.
- El punto D representa una fuerza residual para el análisis estático inelástico (pushover). Sin embargo, puede especificar una pendiente positiva de C a D o D a E para otros fines.
- El punto E representa el fracaso total. Más allá del punto E, la Rotula representa la caída de la carga hasta el punto F (no mostrado) directamente debajo del punto E en el eje horizontal. Si usted no desea que su articulación a fallar de esta manera, asegúrese de especificar un valor grande para la deformación en el punto E.

Se pueden especificar las medidas adicionales de deformación en los puntos de IO (inmediata ocupación), LS (protección de la vida) y CP (prevención de colapso).

Estas son medidas de información que se muestran en los resultados del

análisis y se utiliza para diseño basado en rendimiento. No tienen ningún efecto sobre el comportamiento de la estructura.

Antes de alcanzar el punto B, toda la deformación es lineal y se produce en el elemento del pórtico en sí no, en la rótula. La deformación plástica del punto B se produce en la rótula en además de cualquier deformación elástica que puede producirse en el elemento.

Cuando se descarga la rótula elásticamente, lo hace sin ninguna deformación plástica, es decir, paralela a AB pendiente.

2.6.1. Escalando la curva

En la definición de la rótula en la curva fuerza-deformación (momento-rotación), puede ingresar a la fuerza y los valores de deformación directamente, o puede introducir valores normalizados y especificar los factores de escala que utilizó para la curva normalizada.

En el caso más común, la curva se normalizo por la fuerza de rendimiento (momento) y desplazamiento (rotación), de modo que los valores normalizados han entrado por el punto B sería (1,1). Sin embargo, puede utilizar cualquier factor de escala que desee. Ellos no tienen que ser los valores de rendimiento.

Recuerde que cualquier deformación dada de A y B no se utiliza. Esto significa que el factor de escala en la deformación se utiliza realmente para escalar la deformación plástica de B a C, C a D y D a E. Sin embargo, todavía puede ser conveniente usar el rendimiento de la deformación para el escalado.

Cuando las propiedades por defecto de articulación se utilizan, el programa que se va a usar en este caso usa automáticamente los valores de rendimiento para escalar. Estos valores se calculan a partir de las propiedades del pórtico.

2.7. Relación momento curvatura

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura $M - \phi$ de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño.

Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de μ_ϕ para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada.

En el análisis no lineal, es fundamental conocer la relación $M - \phi$ para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material. La relación $M - \phi$ es la base del análisis no lineal dinámico y del análisis no lineal estático.

El diagrama $M - \phi$ es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del concreto y del acero. En efecto si emplea el bloque rectangular y el modelo elasto-plástico para el concreto y acero, respectivamente, los valores de ϕ_u que se obtengan serán bajos. En cambio si se utiliza un modelo de hormigón confinado y un modelo de acero que contemple endurecimiento post fluencia se encontraran valores más altos de ϕ_u y son más cercanos a la realidad.

2.8. Materiales elásticos y no linealmente elásticos

Se define como material elástico aquel material que es capaz de recuperar completamente sus dimensiones originales una vez removidas las fuerzas que sobre el actúan, es decir no existen deformaciones de modo permanente (Elasticidad).

Esla es una aplicación o una descripción como tal de la ley de Hooke la cual establece que en todo cuerpo elástico se cumple que el cociente entre el esfuerzo presente y la deformación es una constante para ese material.

2.9. Propiedades mecánicas de los materiales

Adicionalmente a las propiedades mecánicas, las cuales se obtienen mediante ensayos se tienen las propiedades que describen como un material responde a la carga y la deformación.

2.9.1. Rigidez

Es la propiedad que permite a un material resistir grandes esfuerzos si permitir deformaciones apreciables.

Cabe destacar que es la capacidad de resistir cualquier tipo de deformación. La rigidez de un material depende directamente del módulo de elasticidad, como tenemos el acero estructural con un módulo de elasticidad:

$$E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2.$$

2.9.2. Resistencia

Es una propiedad que se determina en función del mayor esfuerzo que el material es capaz de resistir antes de romperse. Puede indistintamente definirse en función del punto cedente o de la resistencia ultima. Así como la resistencia cedente se define como la tensión o esfuerzo para la cual un material exhibe una deformación límite de la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones. Por otra parte la resistencia ultima o resistencia de agotamiento es la máxima resistencia posible de una sesión. En realidad ninguno de estos valores es realmente adecuado para definir la resistencia del material ya que el comportamiento del mismo bajo carga difiere con el tipo de esfuerzo y con la naturaleza del proceso de carga.

2.9.3. Elasticidad

Es la propiedad del material que le permite recuperar sus dimensiones originales después de retirar la carga que lo deforma. Se debe tener en cuenta que no existe ningún material conocido completamente elástico para todos los rangos posibles de esfuerzos.

2.9.4. Ductilidad

Es la propiedad que le permite a un material deformarse considerablemente en la rango plástico antes de alcanzar su rotura, también se puede definir como la capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable de su capacidad resistente.

Un porcentaje alto de elongación indica que el material es dúctil.

2.9.4.1. Factor de ductilidad

Valor que describe la ductilidad global esperada del sistema resistente a sismos, el cual cuantifica la relación entre los desplazamientos máximos reales y los desplazamientos calculados suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura.

2.9.4.2. Demanda de ductilidad

Cociente entre el máximo valor del desplazamiento alcanzado por un sistema durante su respuesta sísmica y el desplazamiento cedente.

2.9.4.2. Elemento dúctil de acero

Elemento de acero con un alargamiento al menos igual al 14% y una reducción en área de al menos 30%.

2.9.4.3. Elemento dúctil de concreto

El concreto no se considera un material dúctil.

2.9.4.4. Ductilidad local por curvatura

Una definición, un tanto cuestionada pero muy utilizada dentro de la Ingeniería sismorresistente, es la referente a la ductilidad por curvatura μ_{ϕ} , que relaciona la curvatura última μ_u , con relación a la curvatura de fluencia μ_y , que se denomina también como la capacidad de ductilidad por curvatura de una sección.

2.9.5. Fragilidad

Se dice que un material es frágil cuando experimenta una fractura abrupta sin experimentar alguna deformación plástica antes de fracturarse, un material frágil no es un material dúctil ni tampoco maleable, y falla repentinamente y sin previo aviso, un material frágil no exhibe punto cedente y su resistencia a la ruptura es aproximadamente igual a su resistencia ultima, los materiales frágiles son poco resistente a la tracción por eso suelen ensayarse a compresión.

2.9.6. Maleable

Se dice que un material metálico es maleable cuando puede extenderse en planchas muy delgadas, se aplica este término a los materiales que pueden trabajarse fácilmente, la mayoría de los materiales que muy dúctiles son también maleables.

2.9.7. Tenacidad

Se dice que un material es tenaz cuando es capaz de disipar energía manteniendo un comportamiento histerético estable, la tenacidad es igual al área contenida bajo la curva esfuerzo deformación medida desde el origen hasta el punto de ruptura. Un cuerpo es tenaz cuando es capaz simultáneamente de soportar grandes esfuerzos y grandes deformaciones sin romperse.

2.9.8. Resilente

Se dice que un material es resiliente cuando es capaz de soportar cargas de gran impacto sin generar esfuerzos que sobrepasen el límite elástico, la resiliencia se mide como el área contenida en la zona elástica en la curva esfuerzo-deformación.

2.10. Comportamiento del acero

Uno de los ensayos más simples y completos que existen para determinar las propiedades mecánicas de cualquier material es el ensayo a tracción, los metales como se mencionó anteriormente son ensayados a tracción y los materiales como el concreto son ensayados a compresión.

Las propiedades mecánicas del acero se obtienen de los diagramas de esfuerzo-deformación obtenidos de ensayos de tracción realizados a las probetas, se puede decir que las propiedades obtenidas dependen básicamente de las propiedades químicas y del tratamiento térmico de los aceros ensayados.

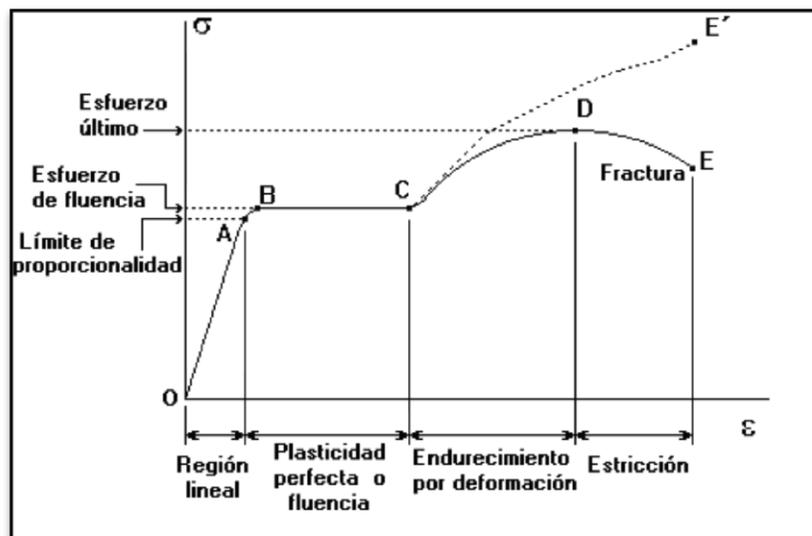


Figura 2.13 Diagrama Esfuerzo-Deformación del Acero. Fuente: (Civilgeeks 2012).

2.10.1. Rango elástico

Abarca la recta comprendida entre el origen y el punto A. esta zona, el esfuerzo o tensión es proporcional a la deformación, en otras palabras, el acero está en el rango elástico y por lo tanto su comportamiento en esta zona es elástico.

Un concepto que entra en discusión es el módulo de elasticidad el cual es la relación que resulta al dividir el esfuerzo que se aplica entre la deformación elástica resultante en la región elástica de la curva esfuerzo-deformación

2.10.2. Rango Plástico

Una vez que el acero sobrepasa su límite elástico, también conocido para fines prácticos como el punto de cedencia (punto A), el acero incursiona en el rango plástico, (rango BC). En este rango se dice que el acero se comporta plásticamente. Con esto podemos decir que la deformación unitaria del acero no es reversible, si se suprime súbitamente la tracción del acero, este no recuperará su longitud original sino más bien retendrá una deformación permanente.

A partir del punto A se verifica que la deformación sigue aumentando sin que se produzca ningún incremento en la tensión o esfuerzo de la muestra que se está ensayando. El punto en el cual este comportamiento se inicia y recibe el nombre del punto cedente y el esfuerzo o tensión correspondiente recibe el nombre de esfuerzo o tensión cedente F_y , la deformación unitaria correspondiente es la deformación cedente ϵ_y .

2.10.3. Rango de endurecimiento

En este rango se observa que a partir de un cierto instante (punto C de la figura 2.14) aumenta nuevamente la capacidad resistente del acero, incrementándose de forma continua hasta alcanzar la ordenada máxima en el punto C donde la tangente de la curva se hace horizontal, este punto representa la

tensión última F_y este punto se conoce como punto resistente a la tracción o punto de endurecimiento y luego la fractura inminente.

2.11. Histéresis

Durante un ciclo de descarga, recuperación incompleta de las deformaciones debido al consumo de energía. Este fenómeno físico puede observarse en un gráfico tensión-deformación correspondiente a una fuerza aplicada que varía gradualmente en magnitud y sentidos durante varios ciclos.

2.12. Propiedades del concreto

Como se debe saber en el ámbito de la Ingeniería Civil el concreto es un material artificial que se obtiene a partir de una mezcla de arena, grava, piedra triturada, cemento, agua y en algunas ocasiones aditivos que se mezclan entre sí de forma cuidadosa y en proporciones debidamente preestablecida que da como resultado un *material pétreo* de alta resistencia.

2.12.1. Diagrama esfuerzo-deformación del concreto

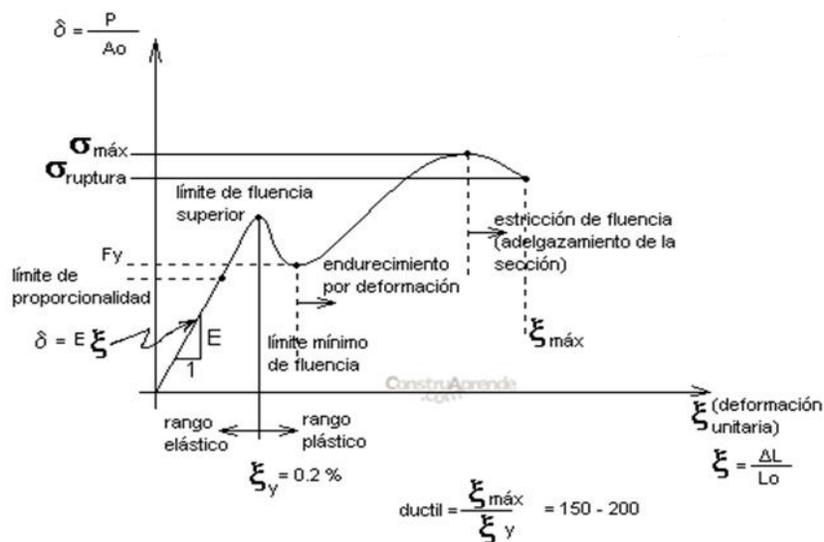


Figura 2.14. Diagrama Esfuerzo-deformación del concreto armado. Fuente: (Construaprende 2012).

2.12.2. Diagramas esfuerzo-deformación de concretos con resistencias variables

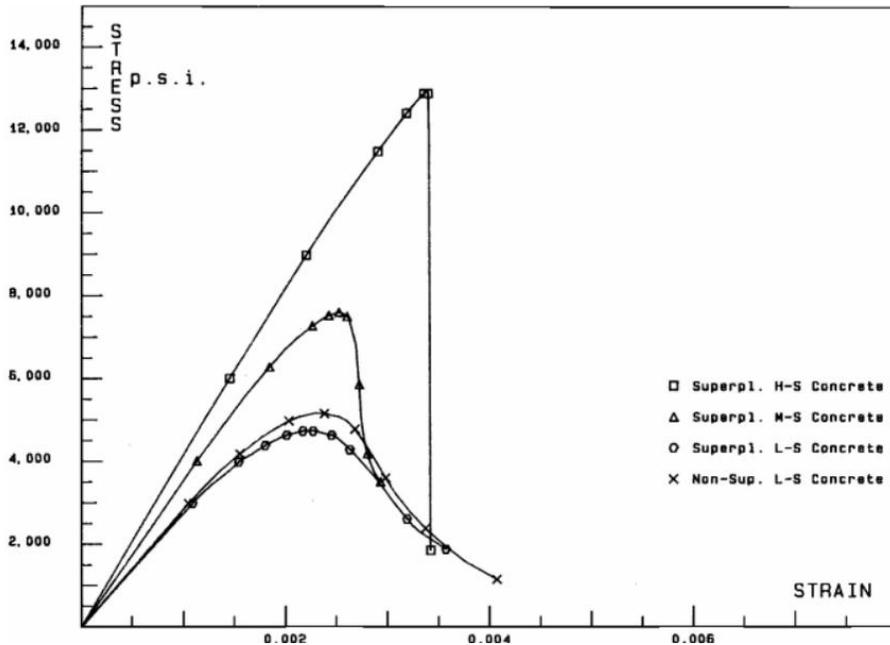


Figura 2.15. Diagrama Esfuerzo-deformación del concreto armado, concretos de resistencias variables. Fuente: (Construaprende 2012).

2.12.3. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del concreto no tiene como en el caso del acero un valor único, su valor varía con la resistencia del concreto, con la edad del concreto, con el tipo y velocidad de carga, y con proporciones características del cemento y los agregados.

Existen distintas definiciones del módulo de elasticidad.

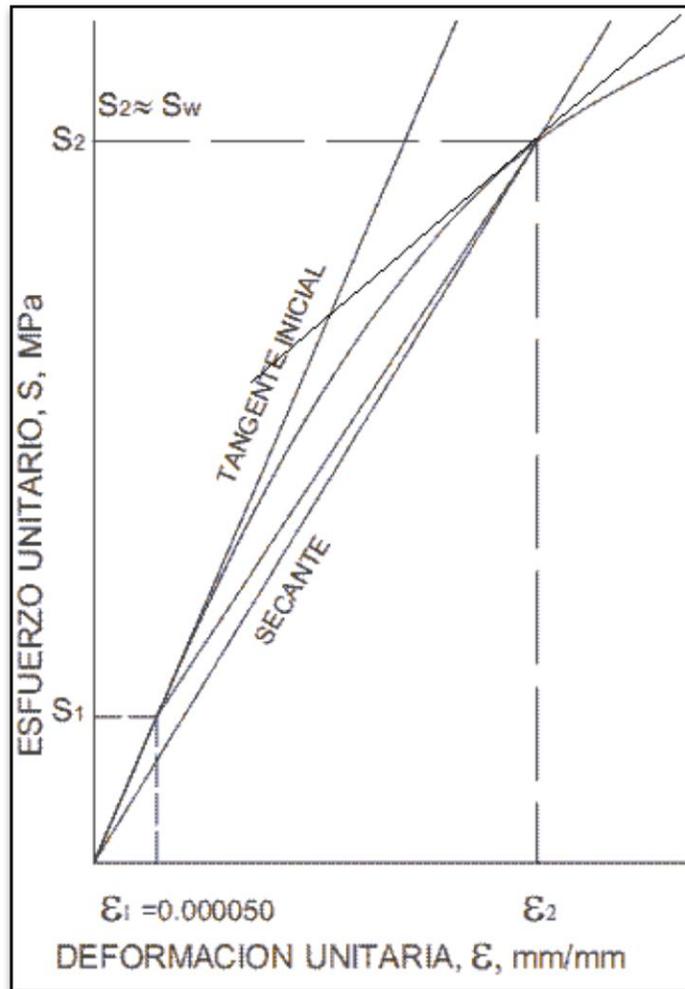


Figura 2.16. Diagrama Esfuerzo-deformación, Modulo de elasticidad. Fuente: (Construaprende 2012).

2.12.3.1 Modulo inicial

Se define como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el origen de la curva.

2.12.3.2. Modulo tangente

Se define como la pendiente de la tangente de la curva medida en cualquier punto de la misma, un ejemplo se puede decir es la resistencia máxima

del concreto.

2.12.3.3. Modulo secante

Se define como la pendiente de la línea recta trazada desde el origen hasta un punto de la curva comprendido entre un 25% y un 50% de su resistencia ultima a compresión.

2.12.3.4. Concreto reforzado

Como se describió anteriormente el concreto tiene alta capacidad resistente a la compresión y muy baja resistencia a la tracción, de ahí que se combine el concreto con un refuerzo de acero para lograr un mejor desempeño del material resultante que no es más que el **concreto armado**, en esta combinación el acero es el encargado de proveer la resistencia a tensión de la que adolece el concreto, no obstante también es responsable de resistir fuerzas a compresión en vigas y columnas.

Con el fin de garantizar la adherencia entre el concreto y el acero especialmente en las zonas sísmicas las barras de acero deben tener protuberancias o estrías en su superficie.

2.12.3.4.1. Ventajas del concreto reforzado

1. Posee una enorme capacidad resistente a la compresión
2. Ofrece una enorme capacidad resistente a las acciones del fuego y el agua
3. Su mantenimiento es relativamente bajo
4. Gran rigidez. Esto trae como consecuencia una reducción notable de los desplazamientos de la edificación bajo la acción de las cargas laterales
5. No presenta una reducción de su resistencia con el pasar de los años, aumentando, bajo condiciones apropiadas la vida útil de la edificación
6. No se requiere mano de obra altamente calificada

7. Es un material apropiado para construir estructuras de almacenamiento, entre otras muchas más.

2.12.3.4.2. Desventajas del concreto reforzado

No existe un material perfecto para la construcción y lamentablemente el concreto armado no es la excepción por eso se comentan algunas de las desventajas.

1. El concreto tiene muy poca capacidad resistente a la tracción.
2. El peso de la edificación es muy grande porque el peso específico es muy grande o considerable
3. En el caso de las estructuras altas el concreto armado hace que las columnas en sótanos y niveles inferiores sean de grandes dimensiones y dificulta el paso de los vehículos
4. Deterioro de la resistencia del concreto por un proceso de curado no controlado o mal controlado.

2.13. Viga

Miembro estructural en el cual puede considerarse que las tensiones internas en cualquier sección transversal dan como resultantes una fuerza cortante y un momento flector.

2.13.1 Modos de fallas de vigas sometidas a flexión

En una viga cargada se pueden distinguir tres modos de fallas de fricción, cada modo de falla tendrá lugar dependiendo del porcentaje de acero ubicado en la zona de la viga sometida a flexión. De estos tres modos de fallas dos son del tipo frágil mientras uno es dúctil.

Ya que el objetivo básico del ingeniero estructural es diseñar vigas que

exijan un comportamiento dúctil que disponga de alta capacidad de disipación de energía.

2.13.1.1. Modo de falla 1 viga sobrerreforzada

Cuando del área de acero a tensión es excesiva, en este caso, cuando la viga se carga hasta producirse de falla, esta se inicia por aplastamiento del concreto en la zona de compresión que produce su desintegración en forma repentina y frágil, esto se produce mucho antes de que los esfuerzos en el acero a tensión alcancen su esfuerzo cedente.

2.13.1.2. Modo de falla 2 viga subreforzada

Con el fin de evitar la falla frágil que se origina en vigas sobrerreforzadas a tensión, el código ACI establece un límite a la máxima cantidad de acero que debe colocarse en la viga, al limitar el porcentaje de acero a tensión, o lo que es lo mismo la cuantía de acero, se logra que el eje neutro suba de posición hacia la zona comprimida de la viga, dando como resultado un incremento en el esfuerzo del acero a tensión más rápido que el incremento producido en el esfuerzo a compresión del concreto, de esta manera se garantiza que la viga fallara de forma dúctil al ceder el acero antes de que el concreto empiece a aplastarse.

2.13.3. Modo de falla balanceada

Con el fin de garantizar un comportamiento dúctil y un control adecuado de falla en miembros sometidos a flexión, los códigos permiten únicamente el diseño de vigas subreforzadas, esto pasa a ser un requisito indispensable para regiones sísmicamente activas.

Cabe destacar que la falla balanceada existe si en la flexocompresión del concreto armado, el agotamiento resistente que corresponde a la frontera ideal entre las fallas de compresión y tracción; el concreto comprimido se tritura justo cuando algún refuerzo cede en tracción.

2.14. Factor de modificación de respuesta R

El nivel relativamente bajo de las fuerzas laterales recomendadas en las normas para el diseño sismorresistentes de edificaciones se sustenta en la hipótesis de que los miembros puedan deformarse inelásticamente, para ello es preciso dotarlo de ductilidad necesaria para garantizar que la estructura sobreviva sin colapsar frente al tren de cargas cíclicas que sobre ella actúan durante un sismo.

Es decir se trata por todos los medios de evitar cualquier tipo de falla frágil y permitir que los miembros se deformen inelásticamente al ser sometidos a sollicitaciones por flexión, corte o fuerza axial, esta es una razón por la cual existen recomendaciones normativas para el detallamiento adecuado de los miembros en zonas sísmicas.

El factor de reducción de respuesta R se puede interpretar como el factor por el que hay que dividir las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño

En otras palabras el factor R representa el cociente de dividir la fuerza elástica que se desarrollaría en la estructura al utilizar en el análisis el espectro elástico de diseño entre la fuerza de diseño V que se produce al utilizar en el análisis el espectro reducido de diseño.

2.15. Deriva

Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.

2.15.1 Necesidad del control de la deriva

Esto ocurre cuando hay que controlar la deriva de una edificación durante la acción de fuertes vientos o de un sismo es una tarea prioritaria del diseño, básicamente porque:

Garantiza la estabilidad estructural

Minimiza el daño potencial de los componentes no-estructurales

Previene pérdidas de vidas.

Se ha podido comprobar que el daño en edificaciones ocasionado durante un sismo está directamente relacionado con la magnitud del desplazamiento relativo entre los distintos niveles. De allí que una forma eficaz de reducir los daños se obtenga reduciendo la deriva.

2.16. Forma general de un diagrama momento curvatura

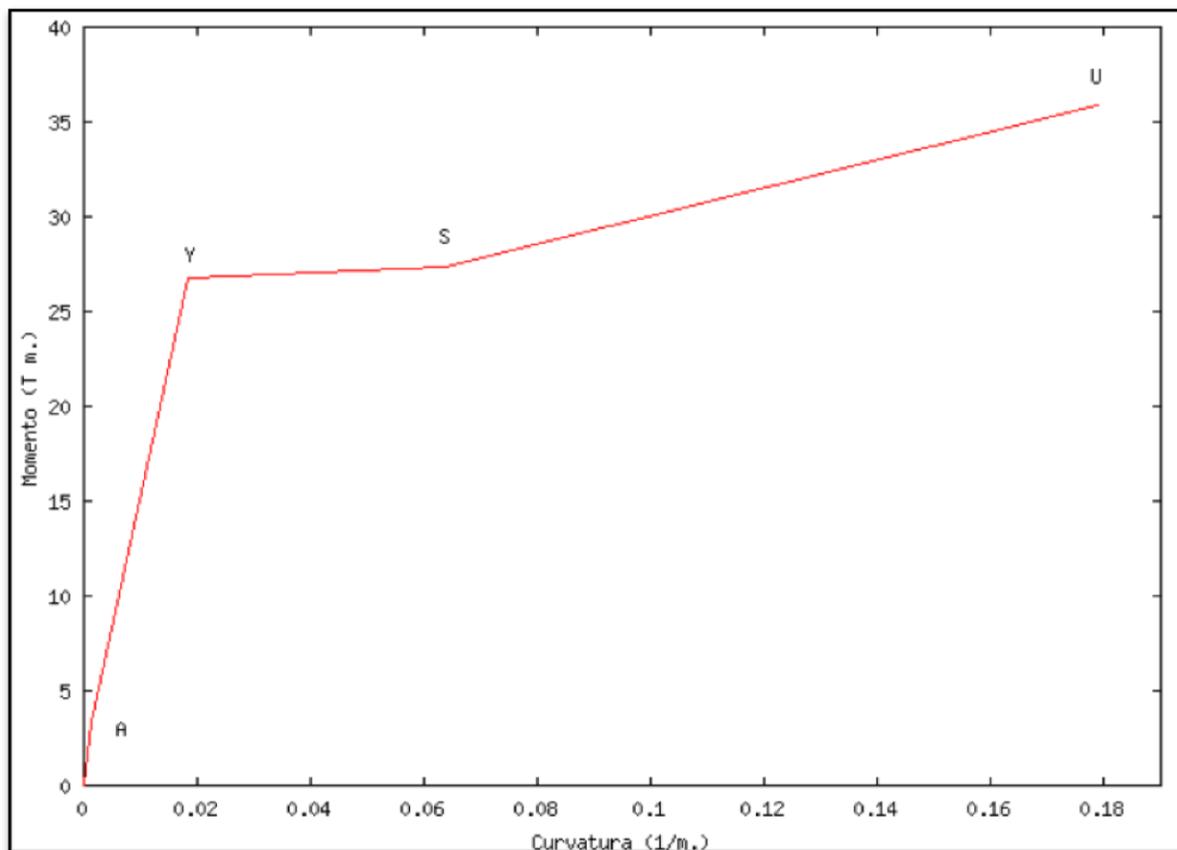


Figura 2.17. Diagrama momento-curvatura. Fuente: (Segovia, A. 1974)

Este diagrama se presenta en la figura 2.17, en el cual se han definido

cuatro puntos notables, los mismos que se explican a continuación:

- El punto A, se alcanza cuando el concreto armado llega a su máximo esfuerzo a la tracción. En la figura 2.17 se aprecia que la capacidad a flexión del punto A es muy baja por este motivo muchas veces se lo ignora, pero estrictamente es el comienzo del rango elástico.

- El punto Y, se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, definido por un esfuerzo y y una deformación f y ϵ . En varios estudios se considera el rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y.

- El punto S, se obtiene cuando el acero a tracción se encuentra al inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia, en el modelo trilineal del acero indicado en la figura 2.17, se tendría este punto en la deformación $sh \epsilon$.

- El punto U, se halla cuando el hormigón llega a su máxima deformación última a compresión. No es la falla de la sección del elemento. Existe un punto adicional que tiene una menor capacidad a flexión y mayor deformación que corresponde al colapso, este punto de fallo F más interesa para evaluar daño.

Pero para fines prácticos los cuatro puntos indicados son los más importantes.

Es muy común trabajar el diagrama momento curvatura en base a tres puntos notables: A, Y, U. Ahora bien una definición bastante utilizada en el campo de la Ingeniería Sísmica es el de rótula plástica, se define este punto como aquel en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar.

El punto Y, descrito en el apartado anterior no es el inicio de la rótula plástica. Se presenta con las coordenadas, se obtiene este punto por el criterio de

iguales áreas. El área del diagrama momento curvatura inicial debe ser igual al área del modelo bilineal indicado en la figura en función del punto de inicio de la rótula plástica.

2.17. Luz

Consagrado este término por todos los diccionarios, y nombrado cotidianamente en arquitectura, ingeniería civil y en construcción, como la distancia horizontal entre los apoyos de un arco, viga, etc.

2.18. Luces de cálculo

Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la distancia entre ejes de apoyo.

2.19. Secciones transversales

El análisis global de la estructura se podrá realizar, en la mayoría de los casos, utilizando las secciones brutas de los elementos. En algunos casos, cuando se desee mayor precisión en la comprobación de los Estados Límite de Servicio, podrán utilizarse en el análisis las secciones neta u homogeneizada.

2.19.1. Sección bruta

Se entiende por sección bruta la que resulta de las dimensiones reales de la pieza, sin deducir los espacios correspondientes a las armaduras.

2.19.2. Sección neta

Se entiende por sección neta la obtenida a partir de la bruta deduciendo los huecos longitudinales practicados en el hormigón, tales como entubaciones o entalladuras para el paso de las armaduras activas o de sus anclajes y el área de las armaduras.

2.19.3. Sección homogeneizada

Se entiende por sección homogeneizada la que se obtiene a partir de la sección neta definida en 2.8.2, al considerar el efecto de solidarización de las armaduras longitudinales adherentes y los distintos tipos de hormigón existentes.

2.19.4. Sección fisurada

Se entiende por sección fisurada, la formada por la zona comprimida del hormigón y las áreas de las armaduras longitudinales, tanto activas adherentes como pasivas, multiplicadas por el correspondiente coeficiente de equivalencia.

2.20. Tipos de análisis

El análisis global de una estructura puede llevarse a cabo de acuerdo con las metodologías siguientes:

2.20.1. Análisis lineal

Se basa en la proporcionalidad entre las acciones y sus efectos (esfuerzos, reacciones y desplazamientos), como consecuencia de la linealidad en las hipótesis de partida. Es un método muy utilizado en el dimensionamiento ya que tiene la enorme ventaja de que no es necesario conocer a "priori" la cuantía de armadura de la estructura, pues las rigideces seccionales se basan únicamente en sus dimensiones y en el módulo de elasticidad del material. Incluso se admite su utilización para la comprobación de los esfuerzos a través de las secciones brutas.

Se permite su uso para la obtención de los esfuerzos con los que comprobar los Estados Límite de Servicio y Últimos, a pesar de que este método parte de las hipótesis de comportamiento elástico-lineal y de que no existe fisuración, que no responden al comportamiento real en las situaciones de agotamiento. Esta incoherencia teórica, sin embargo, no genera problemas de inseguridad.

Puede adoptarse la teoría de la elasticidad. El análisis proporciona el

campo de tensiones principales y de deformaciones. Las concentraciones de tensiones, como las que se dan en las esquinas o huecos, pueden redistribuirse teniendo en cuenta los efectos de la fisuración, reduciendo la rigidez en las zonas correspondientes.

El análisis lineal es válido tanto para comportamiento en servicio como para Estados Límite Últimos.

2.20.2. Análisis no lineal

Contempla la posibilidad de que el concreto se fisure o de que las armaduras se plastifiquen. Este tipo de análisis requiere del conocimiento previo de las cuantías de armadura de lapieza y, por tanto, sólo se suele utilizar para efectuar las comprobaciones posteriores al dimensionamiento, aunque también puede realizarse el cálculo a través de un proceso de prueba y error, hasta lograr una disposición de armaduras coherente con los esfuerzos actuantes.

Para un análisis más refinado, pueden tenerse en cuenta las relaciones tenso-deformacionales no lineales de los materiales bajo estados multiaxiales de carga, utilizando un método numérico adecuado. En este caso, el análisis resulta satisfactorio para los Estados Límite de Servicio y Últimos.

Es el que tiene en cuenta la no linealidad mecánica, esto es, el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en su situación deformada.

El comportamiento no lineal hace que la respuesta estructural dependa de la historia de cargas. Por ello, para obtener la carga última es a menudo preciso proceder de forma incremental, recorriendo los rangos elástico, fisurado y previo al agotamiento.

El análisis no lineal requiere, para un nivel determinado de carga, un

proceso iterativo en el que, tras sucesivos análisis lineales, se converge a una solución que satisface las condiciones de equilibrio, tenso-deformacionales y de compatibilidad. Estas condiciones se comprueban en un número determinado de secciones, dependiendo de la discretización, que deberá ser suficiente para garantizar que se representa adecuadamente la respuesta estructural.

El comportamiento no lineal lleva intrínseco la invalidez del principio de superposición y, por tanto, el formato de seguridad del capítulo IV no es aplicable directamente en el análisis no lineal.

2.20.3. Análisis lineal con redistribución limitada

Parte de los resultados del análisis lineal para obtener una distribución de esfuerzos que tenga en cuenta los efectos de la plastificación de las secciones críticas. De esta forma, se pueden reducir los momentos en las secciones más solicitadas y aumentarlos en las menos solicitadas, siempre que la solución obtenida cumpla con la condición de equilibrio. El campo de aplicación (estructuras traslacionales o intraslacionales) y la redistribución máxima permitida varían de unas Instrucciones a otras, como se verá más adelante.

También podría definirse que es aquél en el que los esfuerzos se determinan a partir de los obtenidos mediante un análisis lineal y posteriormente se efectúan redistribuciones que satisfacen las condiciones de equilibrio.

El análisis lineal con redistribución limitada exige unas condiciones de ductilidad adecuadas que garanticen las redistribuciones requeridas para las leyes de esfuerzos adoptadas.

2.20.4. Análisis plástico

Es aquel que está basado en un comportamiento plástico, elasto-plástico o rígido-plástico de los materiales y que cumple al menos uno de los teoremas básicos de la plasticidad: el del límite inferior, el del límite superior o el de

unicidad.

Admite la formación de las rótulas plásticas en vigas o placas y de los mecanismos de colapso. Con este método se obtienen los esfuerzos mediante planteamientos de equilibrio, si bien no siempre las secciones críticas tienen la capacidad suficiente de rotación plástica para alcanzar el mecanismo de colapso. Además, es preciso conocer el armado para evaluar el momento plástico en las zonas plastificadas y garantizar una ductilidad suficiente en las mismas. Se utiliza fundamentalmente en el cálculo de placas.

2.20.5. LRFD o Diseño para los estados límites

Acronimo o siglas correspondientes al inglés "*Load and Resistance Factor Design*", título sumamente infortunado incompleto y oscuro, introducido en 1986 por el AISC, para identificar a sus nuevas normas de acero en lugar del claro "**Diseño para los Estados Límites**", como bien lo usa su norma hermana canadiense y nuestra nueva 1618-99. "Estados Límites" es la designación conceptual, correcta, general y explícita, establecida por los europeos en 1964 y reconocida internacionalmente, que abarca resistencias, deformaciones, fatiga, etc., tanto en los estados de agotamiento resistente como en los estados de servicio previstos. A demás de ser un término nuevo innecesario y confuso, en español es intraducible literalmente, por no tener sentido ni equivalencia, y su deletreo impronunciable sin ningún significado; excepto para los no iniciados, a quienes debe sugerir alguna temible organización clandestina extranjera.

2.21. Módulo plástico

Módulo de resistencia a la flexión de una sección que ha cedido completamente; es la suma de los momentos estáticos respecto al eje neutro de las áreas a uno y otro lado de éste.

2.22. Momento cedente

En un miembro sometido a flexión, el momento para el cual una fibra extrema primero alcanza la cedencia.

2.23. Momento de agotamiento

Momento resistente máximo de una sección (último, rotura). Cuando se supone un comportamiento elastoplástico perfecto del material, tal como es usual en acero, es igual al momento plástico.

2.24. Momento plástico

Momento resistente de una sección que ha cedido completamente.

2.25. Carga plástica límite

Carga máxima que se alcanza cuando se ha formado un número suficiente de zonas cedentes a fin de permitir que la estructura se deforme plásticamente sin incremento de carga adicional. Esta es la mayor carga que una estructura puede soportar, cuando se supone plasticidad perfecta y cuando se desprecian factores tales como inestabilidad, endurecimiento por deformación o fractura.

2.26. Cedencia

Primera tensión aplicada a un material para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones. También se llama tensión cedente. Condición caracterizada por la plastificación de por lo menos la región más solicitada del sistema resistente a sismos, tal como la formación de la primera rótula plástica en un componente importante del mismo.

2.27. Diseño límite

Método para el diseño de estructuras para múltiplos de las condiciones de servicio previstas, referido a un límite elegido de utilidad estructural. El límite de

utilidad estructural puede ser un límite plástico o elástico, de estabilidad, de fatiga o un límite de deformación.

2.28. Estado límite

La situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa.

2.29. Factores de minoración

Factores empleados para reducir la resistencia nominal y obtener la resistencia de diseño.

2.30. Factor de seguridad

Relación de un criterio de falla respecto a las condiciones de utilización previstas. Aplicado al criterio de resistencia, cociente de la resistencia de agotamiento dividida entre la resistencia de utilización o prevista.

2.31. Longitud de desarrollo

Longitud del refuerzo embebido en el concreto requerida para desarrollar la resistencia prevista en el diseño del refuerzo en una sección crítica.

2.32. Sección compacta

Según se emplea en el diseño mediante tensiones admisibles, sección transversal que no experimentará pandeo local prematuro en su dominio inelástico (a distinguirse de las secciones usadas en el diseño plástico, las cuales tienen propiedades de la sección algo más restrictivas).

2.33. Sistema resistente a sismos

Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez, estabilidad y tenacidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

2.34. Nivel de diseño

Es un conjunto de prescripciones normativas, asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta y uso de la edificación, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

2.35. Nudo

Volumen de concreto común a dos o más miembros que se interceptan. Anteriormente Junta viga-columna.

2.36. Tensión cedente

Es la primera tensión aplicada a un material para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones. También se denomina cedencia y se expresa en kgf/cm^2 .

CAPITULO III

MARCO METODOLOGICO

El presente trabajo está referido a una parte de los estudios experimentales realizados por FEMA 267-A y 267-B, los cuales tratan del comportamiento de rótulas plásticas en miembros horizontales de sección no prismáticas, de ancho constante y altura variable, estos estudios son realizados para resolver un problema de disipación de energía durante un sismo, dichos estudios son sumamente costosos, porque requieren armar una estructura para ser ensayada.

El elemento a estudiar es el miembro horizontal (viga), el cual en el marco de este trabajo se divide en dos; concreto armado y acero estructural, cuyo comportamiento es diferente debido a las características del material.

Los ensayos experimentales estudiados requieren un análisis analítico, para verificar comportamiento y resultados e inferir conclusiones.

De esta manera, la presente investigación puede generar una alternativa para el cálculo de rótulas plásticas en miembros horizontales de sección no prismática de ancho constante y altura variable y orientar al proyectista como analizar la estructura para ubicar la rótula plástica donde desee.

En este capítulo se describe la metodología empleada para alcanzar los objetivos propuestos, dividiéndose en seis (5) fases que se mencionan a continuación:

1. Recopilación de información bibliografía teórica y de investigación en el área del problema a estudiar, de la cual aparecerá una síntesis en el marco teórico del trabajo especial de grado. La selección de información y su posterior evaluación se hará en función de su importancia para el alcance de los objetivos de este trabajo.

2. Estudio del comportamiento y formación de rótulas plásticas en miembros horizontales prismáticos según resultados de investigación disponibles, tomando en cuenta las disposiciones de las normas COVENIN 1756:1998/2001/2006, 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998.

Para saber cómo es el comportamiento de las rótulas plásticas en miembro horizontales de sección no prismáticas debemos saber cómo es el comportamiento en miembros horizontales de sección prismática, para lo cual se revisa lo conveniente a este tópico en las normas COVENIN antes mencionadas, comenzando con:

Acero estructural:

Para que la formación y evaluación del comportamiento de la rótula plástica sea de manera óptima se verifica, lo cual no forma parte del alcance de este trabajo.

Pandeo local en alas y almas de vigas y columnas, pandeo lateral torsional en vigas, pandeo flexional, pandeo torsional o flexotorsional estas verificaciones son descritas como requisitos sismoresistentes establecidos en la Norma COVENIN 1618:1982/1998, adicionalmente se realizó una hoja de cálculos con el programa office 2003 para el cálculo de dichas verificaciones basados en las disposiciones de la norma COVENIN 1618:1982/1998 que se colocara en los anexos (anexo T) posteriores.

En el acero estructural antes de adentrarse al estudio plástico del acero estructural debemos de manejar una serie de conceptos como *Modulo de sección* (S), su valor es una constante para una sección específica y su valor es:

$$S = I/C$$

Otra definición es *Momento de fluencia* el cual no es más que el momento para el cual comienzan a fluir las fibras extremas una sección trasversal. También

tenemos el *Momento plástico* que es el momento que producirá la plastificación total o completa de la sección transversal y es donde se formara la articulación plástica, la relación del momento plástico con el momento de fluencia se denomina factor forma (K).

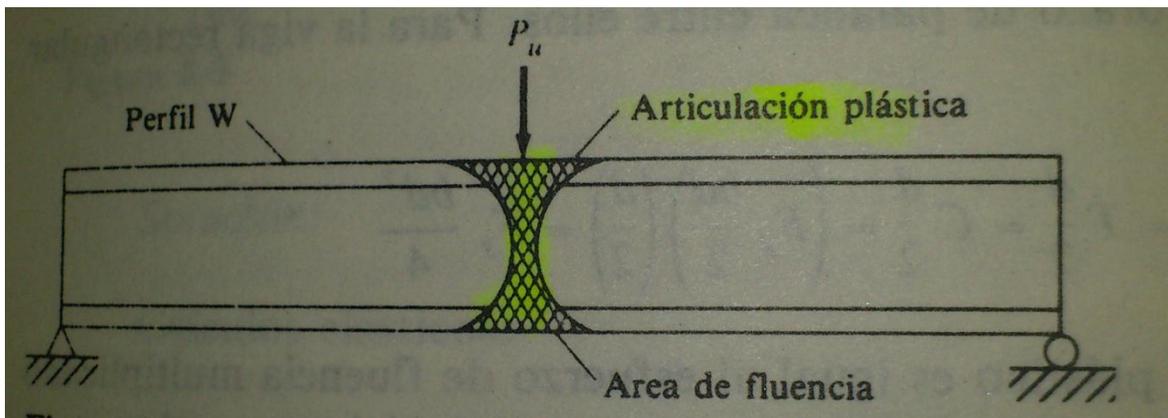


Figura 3.1. Incremento de magnitud de momento de fluencia. Fuente: (Bresler, Lin y Scalzi 1973).

Cuando estamos describiendo la formación de rotulas plásticas en la viga mostrada en la figura 3.1 , la carga que se le aplica a viga crece en magnitud hasta que alcanza el momento de fluencia con las fibras extremas sometidas a F_y , es por esto que la carga continua incrementándose y las fibras extremas comienzan a fluir. La longitud donde ocurre la plastificación depende de las condiciones de carga y de la sección transversal del miembro.

También es importante hablar del *mecanismo de hundimiento* el cual explica que una viga falla si se desarrolla una articulación plástica como se muestra en la figura 3.2, la viga descrita en esta figura es de sección constante y es solicitada en la mitad de la luz.

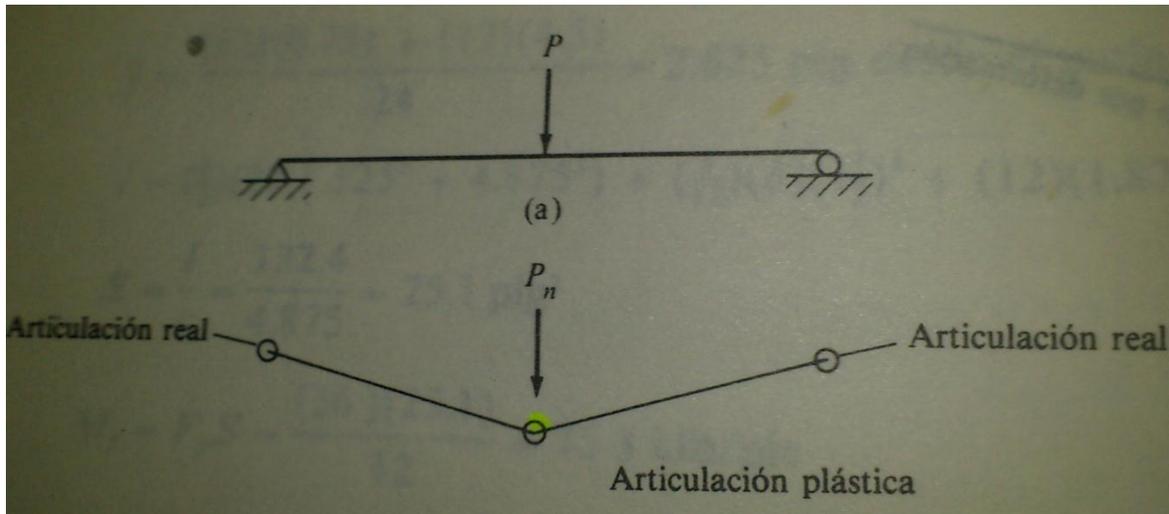


Figura 3.2. Proceso de hundimiento. Fuente: (Bresler, Lin y Scalzi 1973).

El proceso de hundimiento se genera cuando se presenta un mecanismo de un grado de libertad, para lo cual se aplica el principio de los trabajos virtuales para restituir el equilibrio del trabajo externo y el trabajo interno como suele hacerse en la determinación de las fuerzas internas y externas en los sistemas isostático.

Concreto Armado

Cuando no encontramos trabajando con concreto armado las verificaciones que hay que hacer para obtener de manera conveniente el comportamiento de la rótulas plásticas se realiza con la norma COVENIN 1753:2003/2006, en su capítulo n° 18 acotando que no forma parte del objetivo de este trabajo especial de grado.

Ahora bien cuando se realiza las verificaciones para que exista el ambiente necesario y se proceda a la formación de la rótula plástica se realiza un diagrama de momento curvatura y de este modo obtener los puntos notables del mismo como los son el momento de agrietamiento el momento cedente y el momento último, son el fin de contrastar el valor del momento cedente con el valor del

momento resistente de la sección transversal y de esta obtener la ubicación de la articulación plástica.

3. Luego de las fases anteriores y con la finalidad de cumplir con el objetivo específico número 1 de este proyecto se utilizará el análisis experimental descrito en FEMA 267-A y 267-B, se formulará un modelo matemático que conduce a un análisis estructural y se verificará el comportamiento de los modelos a mano.

Cumpliendo con el objetivo específico del presente trabajo especial de grado comenzamos con el acero estructural.

Modelo de acero estructural:

Para el acero estructural se busca lo que se ilustra en la figura 3.3 el cual sería el caso perfecto o el esperado.

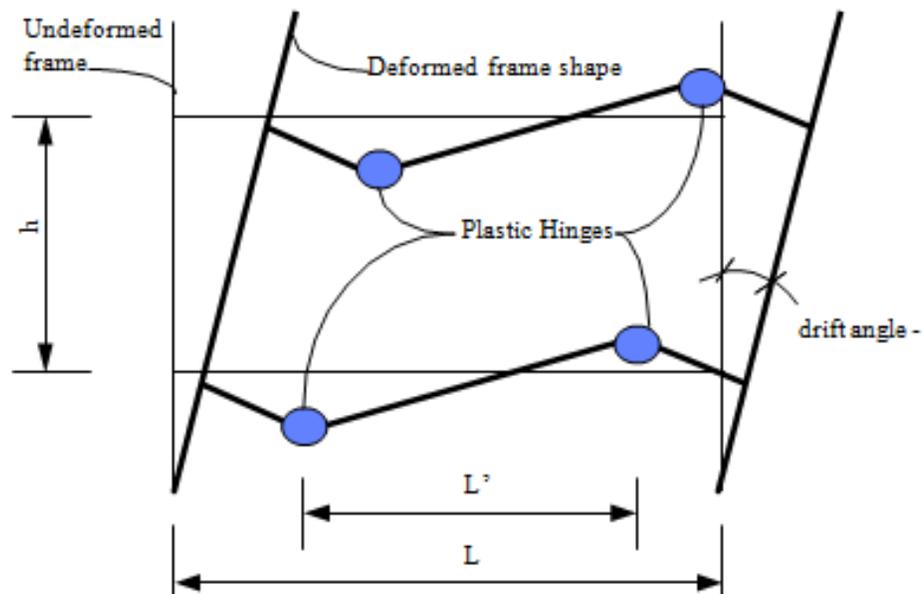


Figura 3.3. Rótula plástica. Fuente: (FEMA 267 B).

El modelo formulado es el siguiente para acero estructural:

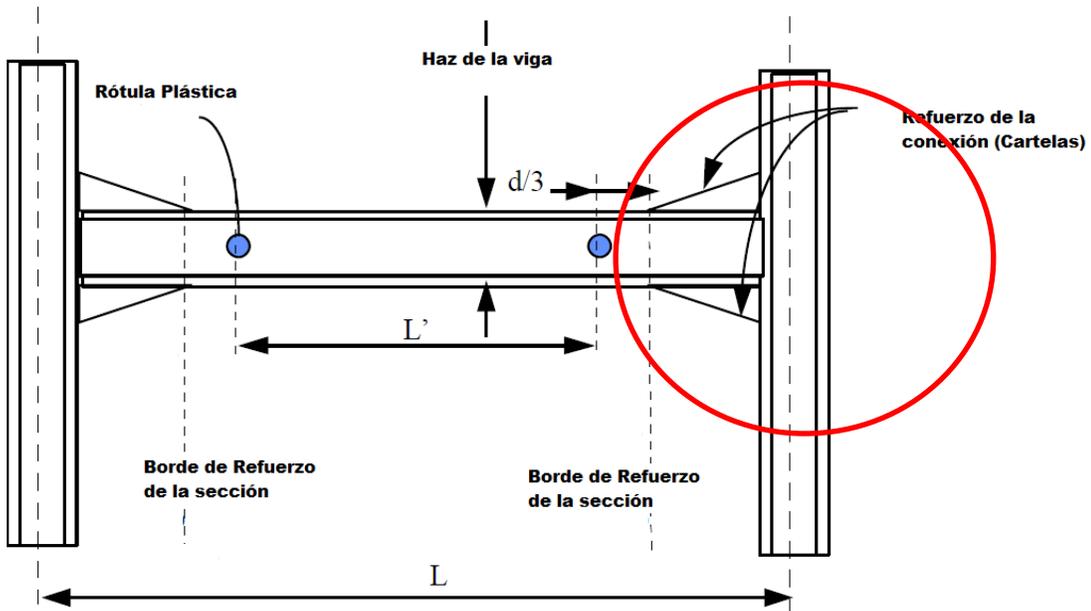


Figura 3.4. Modelo de acero estructural. Fuente: (FEMA 267 A).

En este modelo estaremos trabajando con las vigas de sección variable con cartelas rectas como se definió en el alcance y limitaciones.

Tocando el punto en este momento de concreto armado se define el siguiente modelo:

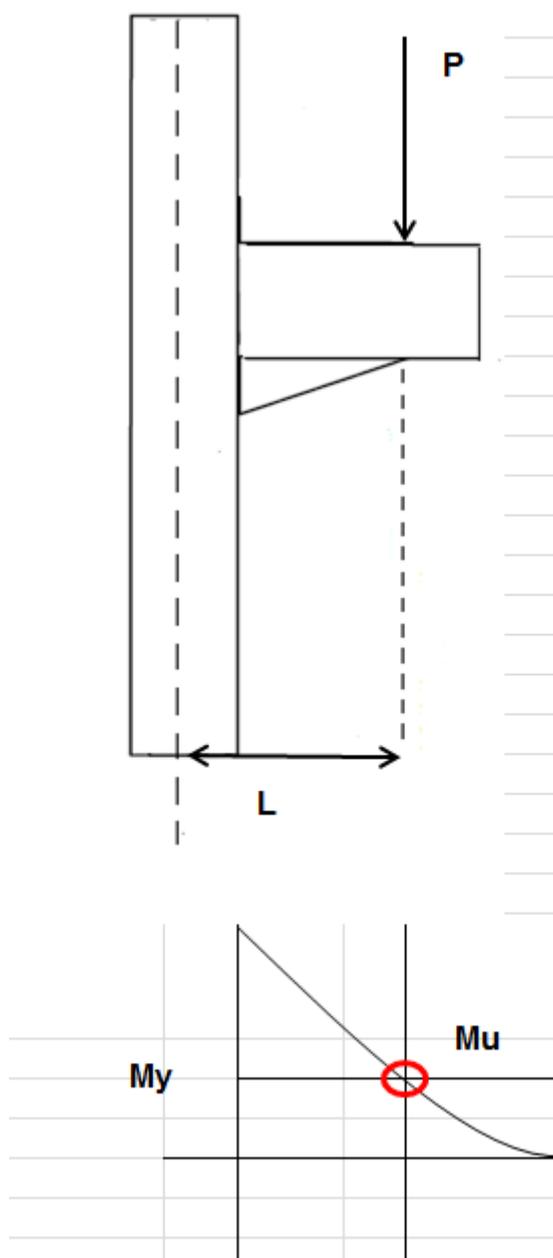


Figura 3.5. Modelo de concreto armado. Fuente: Elaboración Propia

4. Mediante la información teórica de la formulación de los modelos anteriores donde interviene la comparación momento curvatura de los elementos

de concreto armado y acero estructural, se alcanzará el objetivo de calcular la formación y longitud de la rótula plástica lo más aproximado posible a lo descrito en las normas COVENIN 1753:2003/2006 y 1618:1982/1998, dichas normas indican que el ingeniero tendrá que tomar las consideraciones pertinentes al caso.

La ubicación deseada para la formación de rótulas plásticas se debe determinar como parámetro básico para los cálculos. Para vigas con cargas de gravedad que representa una pequeña porción de la demanda a la flexión total, la rótula plástica se puede suponer que se producen a una distancia igual a 1/3 de la profundidad del haz desde el borde de la conexión reforzada (o inicio de la sección de la viga se debilitó), se debe recordar que dado el caso funciona de una manera similar el debilitar la viga, este valor de 1/3 se toma a menos que los datos de una prueba específica para la conexión indique que se tiene que tomar un valor diferente.

Con esta información podemos calcular el momento plástico probable del modelo de la siguiente manera:

$$M_{pr} = 1.1 * Z_b * F_{ya}$$

Donde F_{ya} es el límite de fluencia real del material,

Z_b es el modulo plástico de la sección.

El factor de 1,1 es recomendado para dar cuenta de endurecimiento por deformación, o de otras fuentes de la fuerza que está por encima del rendimiento, está de acuerdo o bastante bien con el resultado de los ensayos realizados por FEMA. Cabe señalar que el factor de 1.1 podría subestimar el exceso de fuerza en la brida importante el pandeo no actúa como el límite gradual en la conexión. Sin embargo, el factor de 1.1 parece una expectativa razonable de un exceso de fuerza teniendo en cuenta la complejidad del proceso.

En este tipo de modelos o estructuras se pueden calcular:

- Determinación del corte de la viga.
- Determinar las demandas de resistencia en la conexión.
- Compruebe columna fuerte - viga débil.

Al obtener un momento plástico probable, comparamos el momento de fluencia del material y similar al comportamiento de secciones prismáticas tenemos el cálculo de la rótula plástica.

Todo esto asumiendo que se encuentra verificado el pandeo Local en alas y almas de vigas y columnas, pandeo Lateral Torsional en vigas, pandeo flexional, pandeo Torsional o flexotorsional con la hoja de cálculo anexa.

Con el modelo concreto armado se procederá de la manera siguiente:

Se verifica cual es el momento cedente miembro horizontal mediante diagramas de momento curvatura cada 10 cm ya que varía la sección del mismo pero en ningún momento plastificara la sección variable ya que el momento plástico es menor que el momento cedente de tal manera la articulación plástica se formara fuera de la cartela.

5. Para formular juicios con respecto al comportamiento de rótulas plásticas en miembros horizontales de sección no prismáticas de ancho constante y altura variable, se contrastarán los resultados de la fase 2 con los de la fase 3 y 4 mediante modelos matemáticos.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y ANALISIS

En el presente capitulo se colocan los resultados obtenidos luego de haber desarrollado los objetivos planteados en el capítulo I, es conveniente recordar que por la naturaleza del trabajo especial de grado que es en un gran porcentaje teórico, no se observan resultados cuantitativos, por lo cual se ha dado como resultado la capacidad de inferir comentarios acerca del comportamiento de rótulas plásticas en miembros horizontales no prismáticos:

La ubicación sugerida para la rótula plástica, a una distancia $1/3$ de distancia desde el final de la sección reforzada se basa en el comportamiento observado en las muestras de ensayo realizadas por FEMA, sin carga de gravedad presentes importantes. Si la carga de la gravedad es significativa, esto puede cambiar la ubicación de la rótula plástica, y en el extremo caso, incluso cambiar la forma del mecanismo de colapso. Si la demanda de flexión en la viga debido a la carga de gravedad es menor que el 30% de la capacidad plástica viga, este efecto de forma segura se puede despreciar, y la ubicación de la rótula plástica. Si las demandas exceden significativamente la gravedad de este nivel entonces el análisis plástico de la viga se debe realizar para determinar la ubicación apropiada de la rótula plástica.

Los diseños que dan lugar a una fuerza excesiva en la conexión de la viga con respecto a la columna o la demanda excesiva de la zona de panel de la columna no se espera que produzcan un rendimiento superior. Hay un delicado equilibrio que debe mantenerse entre las conexiones en desarrollo que prevén una indemnización adecuada para viga sobre resistencia y los que arbitrariamente aumentan la demanda de conexión en la búsqueda de un diseño "conservador" de conexión. Los factores sugeridos anteriormente fueron elegidos en un intento de lograr este equilibrio, y el aumento arbitrario en estos valores no

sonrecomendables.

En cuanto al concreto armado los valores obtenidos son inferidos del acero estructural ya que no existen estudios como los que realiza FEMA en acero estructural ya que dichos estudios son realizados sobre estructuras construidas (reales) lo cual imposibilita el estudio particular de este material.

CONCLUSIONES

Una vez logrado alcanzar los objetivos planteados para este trabajo especial de grado se logró concluir lo siguiente:

Hoy Venezuela cuenta con normas de construcción que contemplan aspecto de vital importancia en cuanto a la reducción de riesgos tomando en cuenta los sismos. El mejoramiento de las normas nacionales ha ido en progreso de forma gradual, lamentablemente por eventos catastróficos, que han ayudado a mejorar las técnicas y métodos que se empleaban en el pasado para minimizar una gran parte los acontecimientos devastadores ocurridos fuera de nuestras fronteras y el incluir los estudios que se están realizando de manera más precisa en el exterior también ha ayudado de una forma indirecta a que Venezuela tome medidas con respecto a la modificación de sus normas y códigos.

El método aplicado por FEMA-267 A y 267 B, haciendo referencia al acero estructural es el producto de varios años de investigación por diversos órganos encargados de la prevención ante desastres naturales, motivo por el cual se destacan los resultados de la ubicación de las rotulas plásticas en vigas acarteladas dependiendo del tipo de cartela que se esté usando, adecuar a nuestras normas agregándoles algunos tópicos propios de la situación actual de Venezuela con respecto a la prevención de desastre, en la cuales tienen un papel importante las normas COVENIN 1756 y FONDONORMA 1753.

Con los resultados obtenidos del método por último se procederá a responder las interrogantes formuladas en el planteamiento del problema, las cuales hacen referencia al objetivo general de este trabajo especial de grado que es evaluar el comportamiento de rótulas plásticas en miembros horizontales no prismáticos de ancho constante y altura variable en estructuras de concreto armado y acero estructural. Siendo finalmente, las rotulas plásticas en vigas los elementos que permiten la disipación de energía por la deriva de piso, los

elementos de importancia en los elementos sismorresistentes tal como suele hacerse en la mayoría de las normas o especificaciones de diseño es de aquí de interés establecer:

¿Cómo se forma la rótula plástica?

Las mismas se forman cuando la carga aplicada al miembro horizontal se incrementa en magnitud hasta alcanzar el momento de fluencia en el caso del acero estructural y en el concreto armado ocurre cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, definido por un esfuerzo σ_y y una deformación ϵ_y . En varios estudios se considera el rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y.

¿Cómo se comporta la rótula plástica en miembros de sección no prismática con ancho constante y altura variable?

En el acero estructural como en el concreto armado la rótula plástica disipa energía de igual forma que en los miembros de sección prismática con la condición de que existe una marcada diferencia, que al existir la cartela en el desarrollo de la rótula plástica no se vulnera la integridad del nodo, situación que si se presenta en el diseño de miembros prismáticos.

¿Qué diferencia existe entre el comportamiento de la rótula plástica en miembros horizontales de sección prismática y el comportamiento de la rótula plástica en miembros horizontales de sección no prismática de ancho constante y altura variable?

La diferencia que existe que es que al aumentar de altura la sección en los extremos de la viga su momento plástico en el caso de acero estructural debe de ser mayor que el momento plástico de la luz libre de la viga tomando en cuenta que el momento de fluencia del material es el mismo se garantiza que la plastificación ocurrirá en el cambio de sección.

Es decir se trabaja en base al momento de fluencia del material y el momento plástico.

En el caso de concreto armado la diferencia que existes en el comportamiento de la articulación plástica entre ambas secciones es similar al concepto dado en acero estructural, que es el aumento de sección, lo cual reduce la luz libre y la articulación plástica se encuentra obligada a alejarse del nodo, interviniendo el diagrama de momento-curvatura y sus valores notables.

Se puede concluir que cuando las secciones laminadas no poseen la resistencia suficiente para soportar el momento flexionante se pueden reforzar en toda su longitud o parte de ella en caso de estructuras ya existentes se disminuirá de sección como para garantizar la rótula plástica. Ta como los hace FEMA

La conclusión final consistirá en la valoración del diseño y de cuánto satisface los objetivos específicos propuestos.

RECOMENDACIONES

De acuerdo con las conclusiones obtenidas se pueden realizar las siguientes recomendaciones a futuras que generaciones que deseen seguir con esta rama de investigación:

1- Comenzar a realizar ensayos como los se muestran en FEMA 267 A y FEMA 267 B pero en estructuras de concreto armado.

2- Permitir la continuidad de estudios de rótulas plásticas ya que el mismo forma parte importante del diseño sismoresistente, tanto en acero estructural como en concreto armado.

3- Utilizar vigas de sección variable ya que esto presenta un nivel muy alto de estética y seguridad a la estructura ya que la misma gracias a sus propiedades resistentes es capaz de alejar la rótula plástica del nodo lo cual garantiza la integridad de la estructura.

4- Teniendo conocimiento de la ubicación exacta o aproximada de la articulación plástica garantizamos que la estructura disipe energía en los lugares más adecuados.

5- con los resultados obtenidos de este trabajo especial de grado se recomienda un estudio con más profundidad y práctico para ampliar los conocimientos y estudios en este tema tan particular e importante.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ACI-318-02. (1999). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Chicago: American Concrete Institute.

Alonso, J.L. (2007). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*. Caracas: Siderúrgica del Turbio S.A.

Arias, Albán G. (1984). *Análisis Sísmico Estático de Edificios*. Caracas: Ediciones Vega, S.L.R.

Arnal, E. (1967) *Lecciones de Concreto Armado*. 2da ed. Madrid: Blass, S.A. Tipográfica – Núñez de Balboa, 29. 543 p.

Arthur N. (2001). *Diseño de Estructura de Concreto*. 20ma ed. Bogotá: McGraw-Hill INTERAMERICANA, S.A.

Bresler, B. (1981) *Concreto Reforzado en Ingeniería*. México: Editorial Limusa. 552 p.

Bresler, B., Lin, T., Scalzi, J. (1973). *Diseño de Estructuras de Acero*: México: Editorial Limusa.

Civilcoides, de (2006). Criterios estructurales (Publicación Terremoto de San Fernando). <http://www.civil.cicloides.com/cestructurales/2.2.1/> (Consulta: 2012, Octubre 25).

Civilgeeks, de (2012). Terremotos en el mundo (Publicación Terremotos Mundiales). <http://civilgeeks.com/> (Consulta 2012, Octubre 25).

Construaprende, de (2012) Documentos de concreto armado (Concreto armado). <http://construaprende.com/docs>. (Consulta 2012, Octubre 25).

Edificaciones Sismorresistentes. (2001). Comisión Venezolana de Normas Industriales. COVENIN 1756-2001. Caracas, Venezuela.

Edificaciones Sismorresistente. (2006). Comisión Venezolana de Normas Industriales. COVENIN 1753-2006. Caracas, Venezuela.

Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites (1998).Comisión Venezolana de Normas Industriales. COVENIN 1618:1998. Caracas, Venezuela.

Federal Emergency Management Agency (2012). Página Principal. Federal Disponible:<http://www.fema.gov/> (Consulta: 2012, Octubre 2012).

Federal Emergency Management Agency (1999). Interim Guidelines Advisory No. 2 Supplement to FEMA-267 A and FEMA-267 B. FEMA/SAC. USA.

Federal Emergency Management Agency (2000). Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings Supplement to FEMA-356 FEMA/SAC. USA.

Fortoul, C. (1974).Apuntes de las Clases dictadas por Celso Fortoul PadrónMétodo de los desplazamientos Universidad Central de Venezuela, Caracas.

FUNVISIS (2010). Glosario sismológico. <http://www.funvisis.gob.ve/glosario.php>. (Consulta: 2012, Octubre 25).

Griffiths, J.*Single span rigid frames in Steel* (1960). New York: American Institute of steel construction INC.

Luchsinger, C. (1980) *Estructuras*. Folleto de Estructuras N° 4, Volumen N° 2, Caracas: Universidad Central de Venezuela.431 p.

McCormac, J. (1989) *Diseño de Estructuras de Acero Método LFRD*. México: Ediciones Alfaomega S.A.

Marín, J. (1979) *Comportamiento del Concreto Armado en Flexo-compresión*. Folleto de Estructuras N° 6. Volumen I. Caracas: Universidad Central de Venezuela. 238 p.

Mete, S. (1977) *Introducción al Comportamiento de Edificios de Concreto Armado*. Folleto de Estructuras N° 14. Volumen I. Caracas: Universidad Central de Venezuela. 128 p.

Ministerio de Obras Públicas. (1967). *Normas para el Cálculo de Estructuras de Concreto Armado para Edificios – Teoría Clásica*. Caracas. Editorial MOP.

Park, R. y Paulay, T.(1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. 2da ed. México: Editorial Limusa. 796 p.

Segovia, A. (1974). Método de las rigideces sucesivas Congreso Venezolano de sismología e ingeniería sísmica.

Japón/pop, (2008). Página Principal. Imágenes Terremoto Kobe. <http://www.japonpop.com/2011/05/el-parque-del-terremoto>. (Consulta: 2012, Octubre 25).

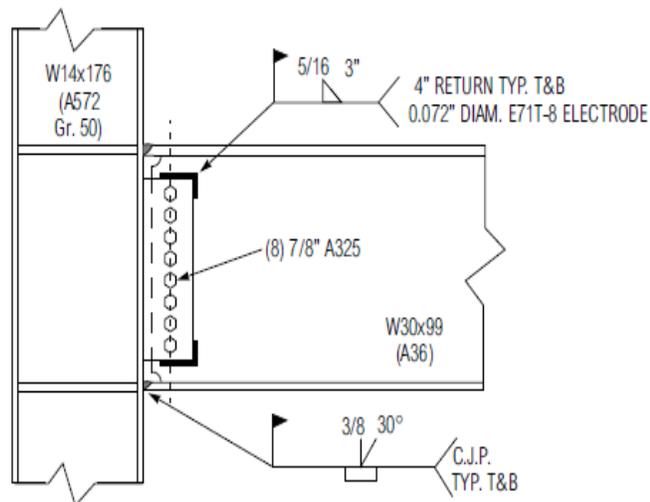
ANEXOS

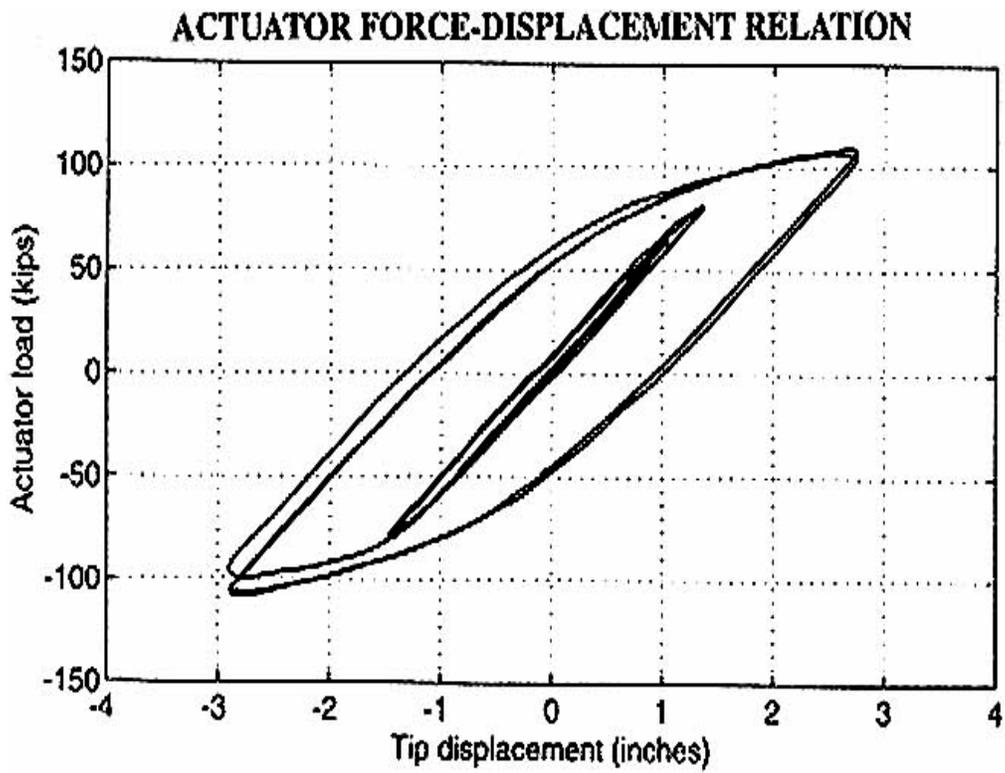
Anexo A

SAC Steel Project the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures	Test Summary No. 1
--	---------------------------

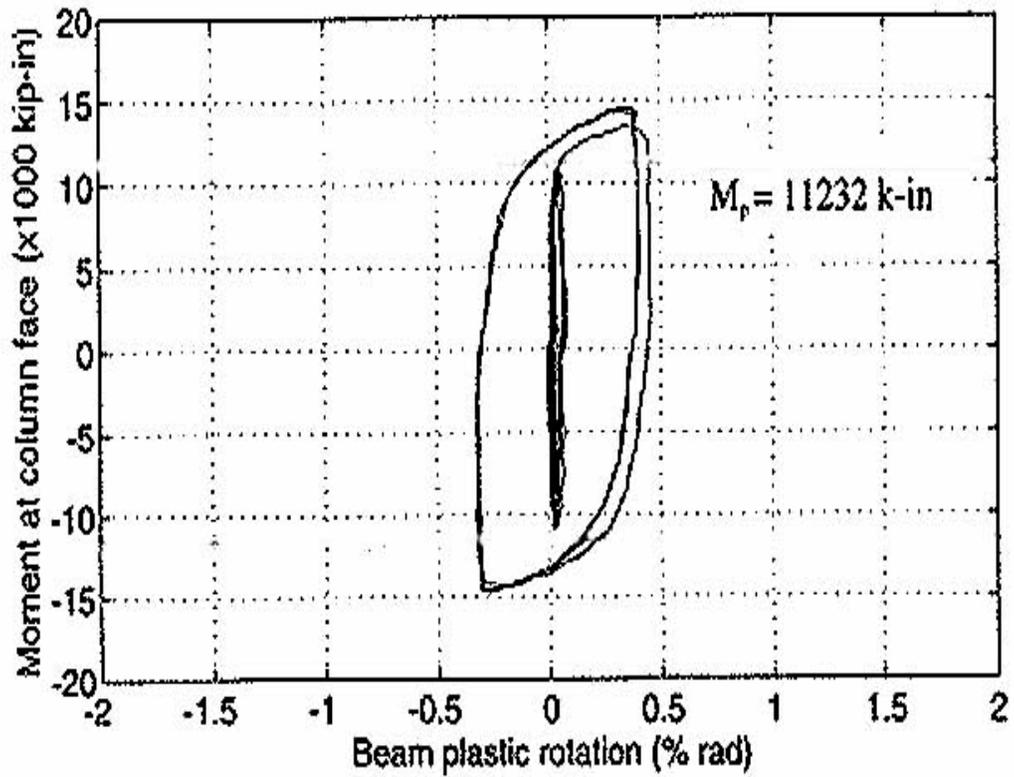
Specimen ID: EERC-PN1
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, panel zone yielding, weld fracture, small rotation capacity
Test Location: Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley
Test Date: March 7, 1995
Principal Investigator: Vitelmo V. Bertero; with Andrew S. Whittaker and Amir S. Gilani
Related Summaries: 13, 14
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages," *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

CONNECTION DETAIL

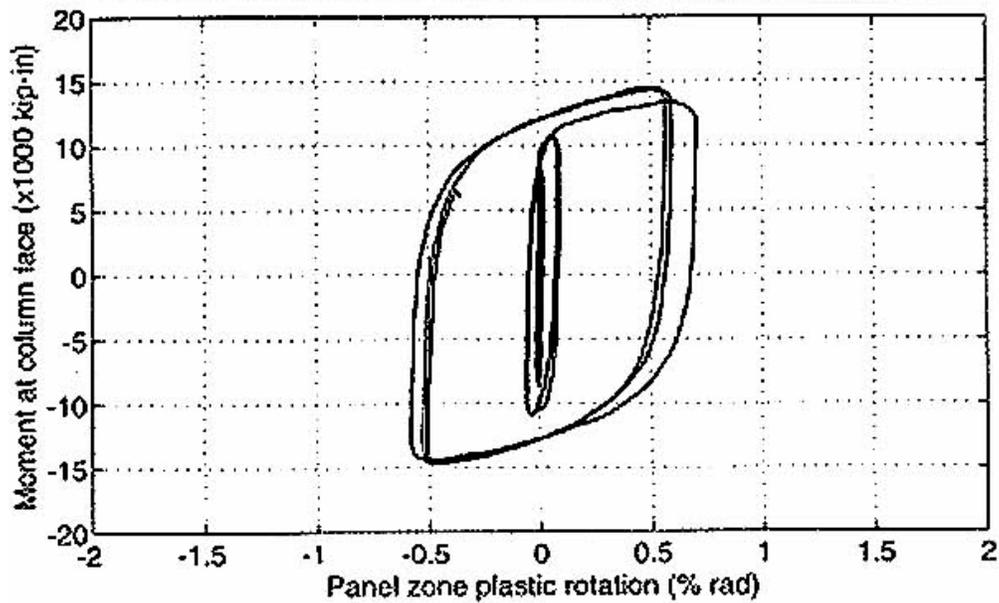




BEAM MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



PANEL ZONE MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



Anexo B

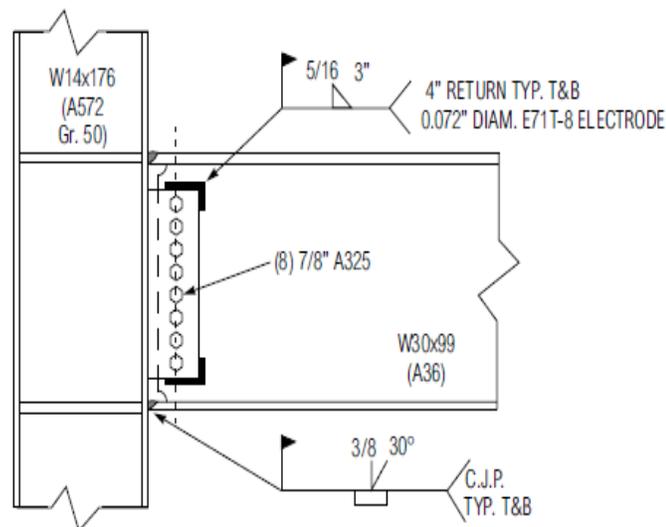
SAC Steel
Project

the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

Test Summary No. 2

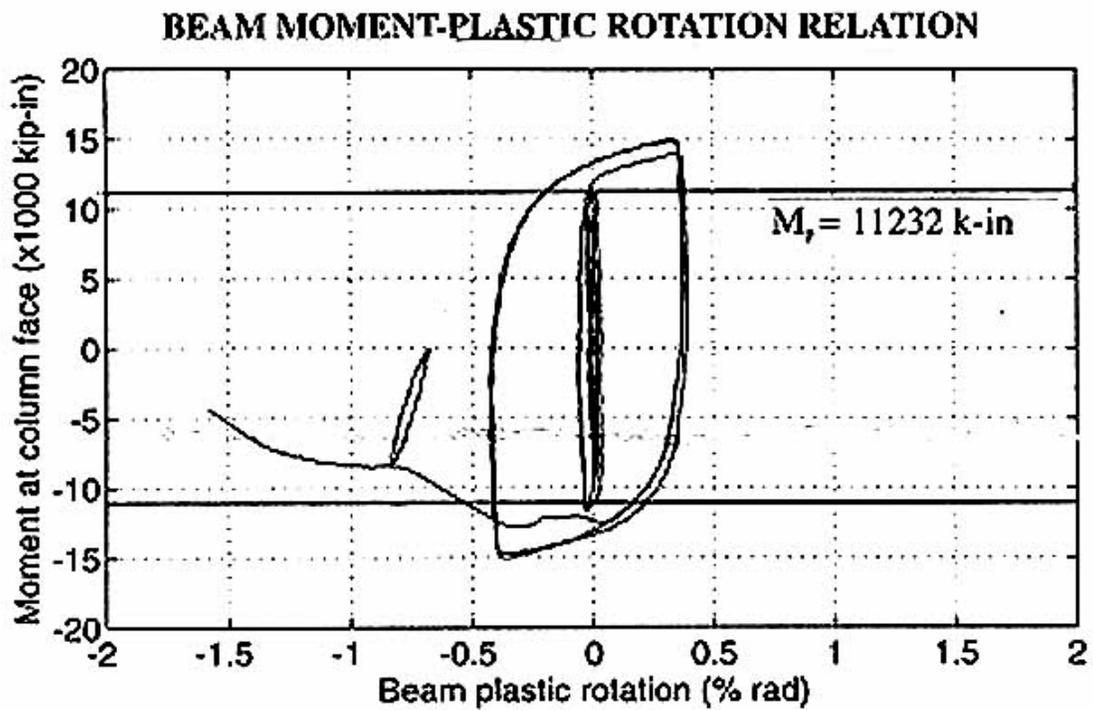
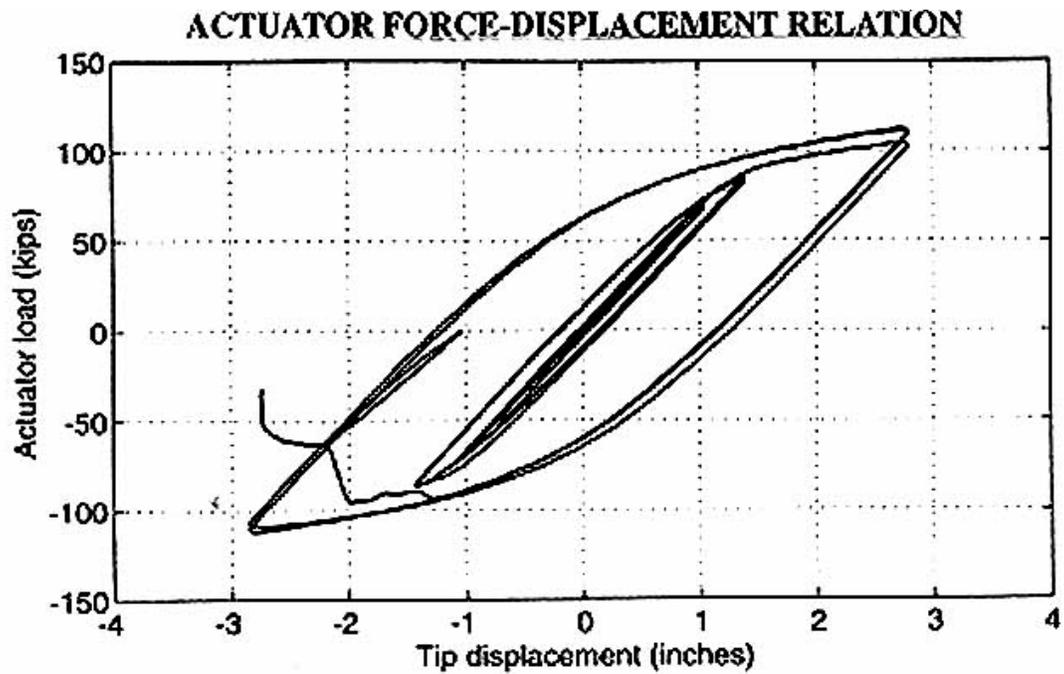
Specimen ID: EERC-PN2
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, panel zone yielding, weld fracture, small rotation capacity
Test Location: Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley
Test Date: March 14-15, 1995
Principal Investigator: Vitelmo V. Bertero; with Andrew S. Whittaker and Amir S. Gilani
Related Summaries: 15
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages," *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

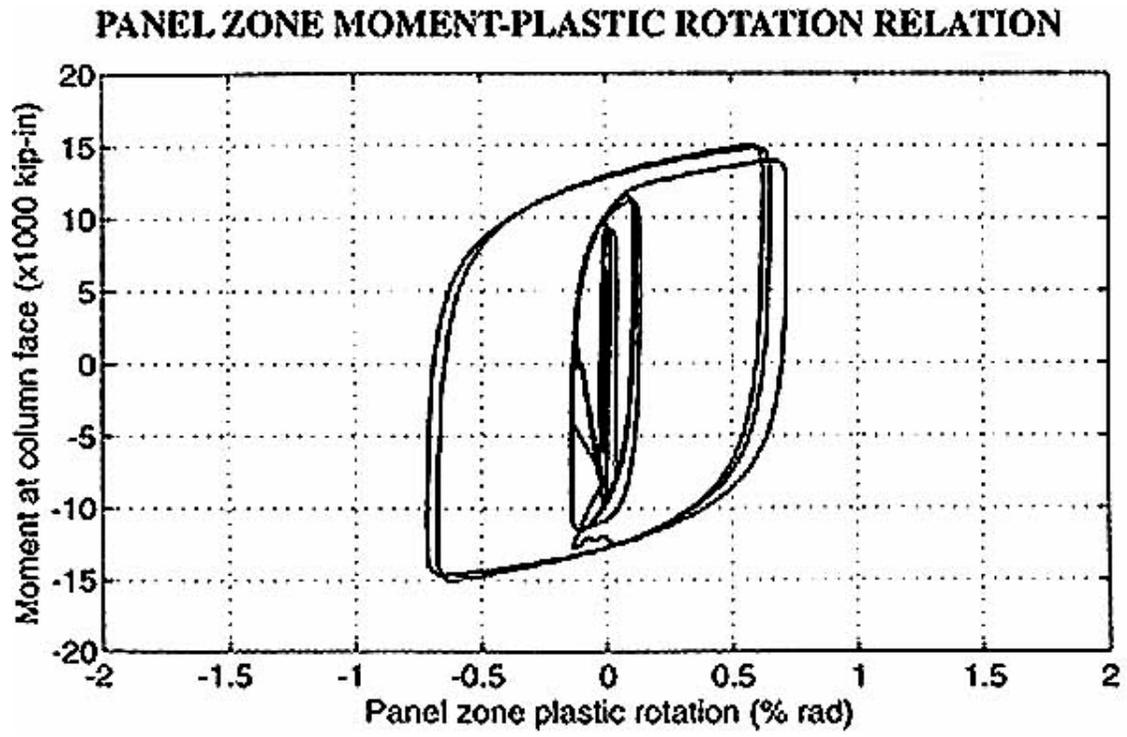
CONNECTION DETAIL



COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICA EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.





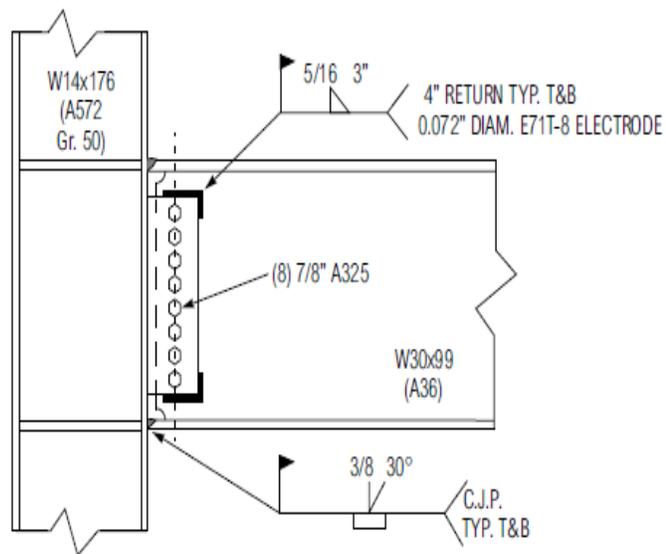


Anexo C

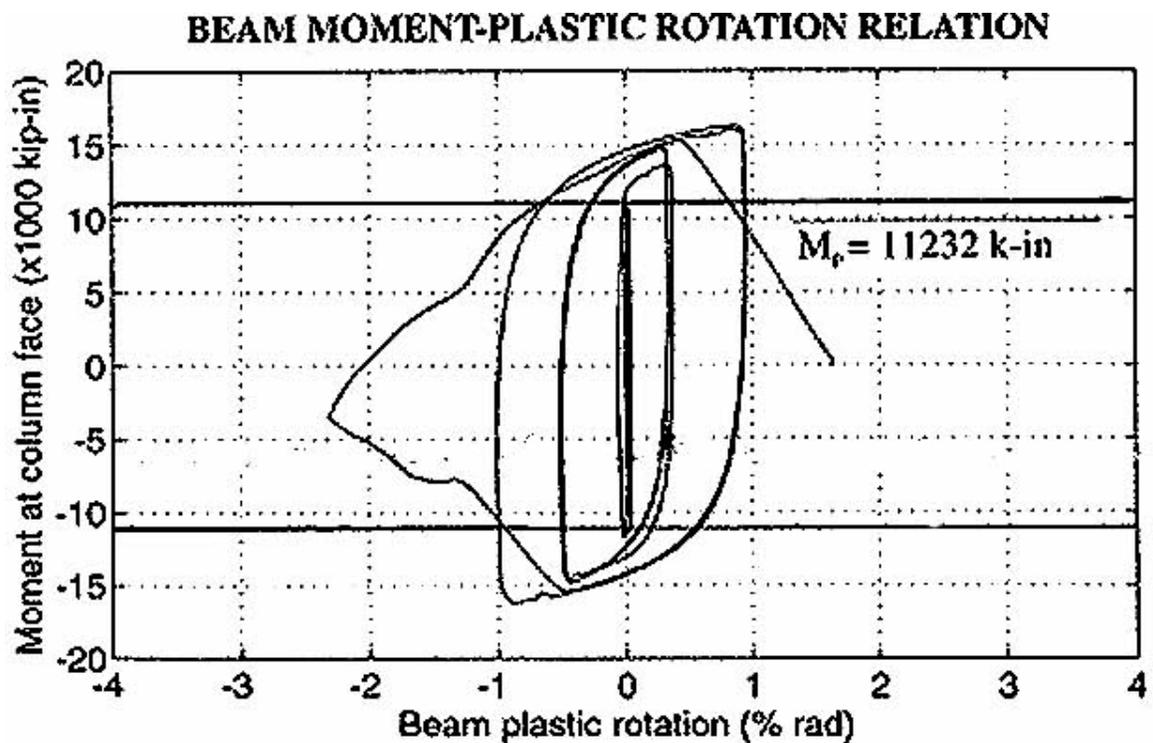
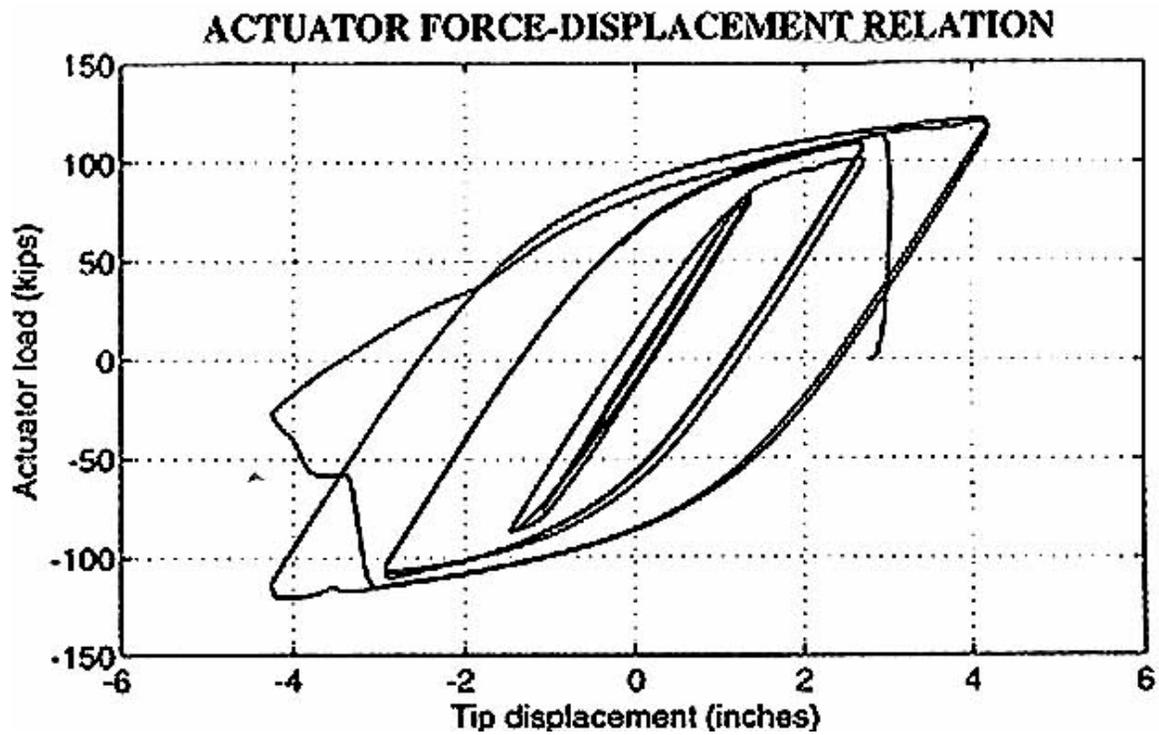
SAC Steel Project the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures	Test Summary No. 3
--	---------------------------

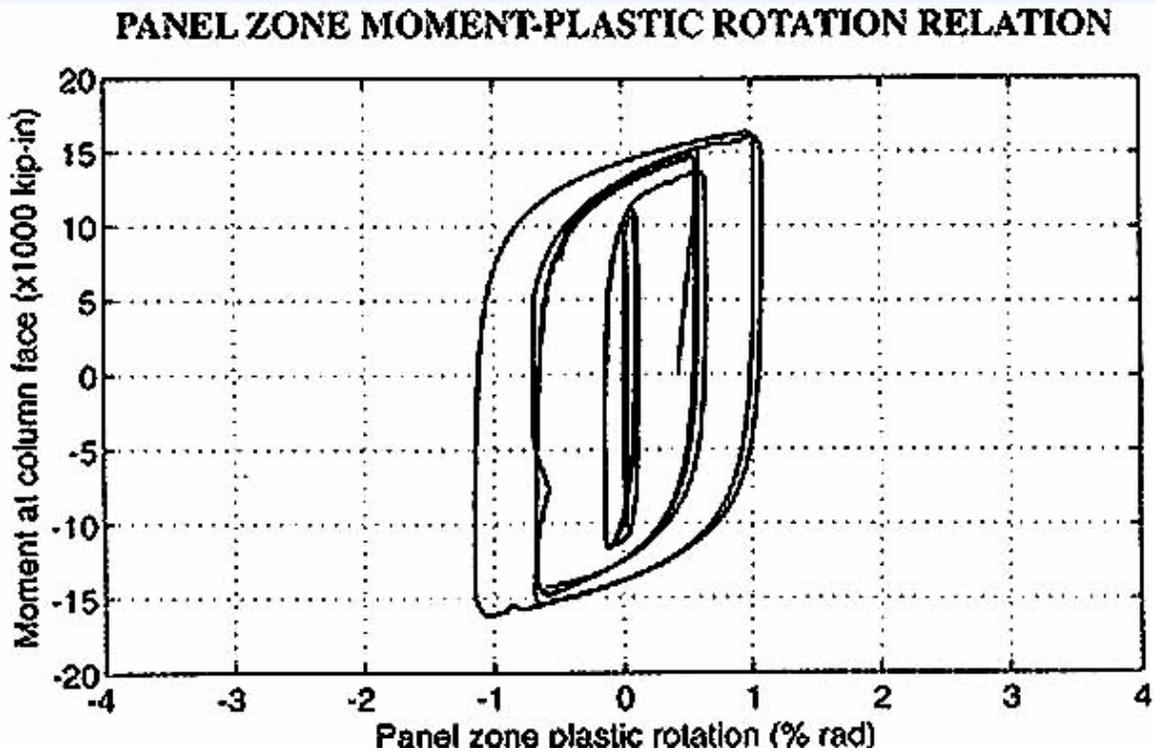
Specimen ID: EERC-PN3
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, panel zone yielding, weld fracture, small rotation capacity
Test Location: Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley
Test Date: March 29-30, 1995
Principal Investigator: Vitelmo V. Bertero; with Andrew S. Whittaker and Amir S. Gilani
Other Test Summaries: 15
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages," *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

CONNECTION DETAIL







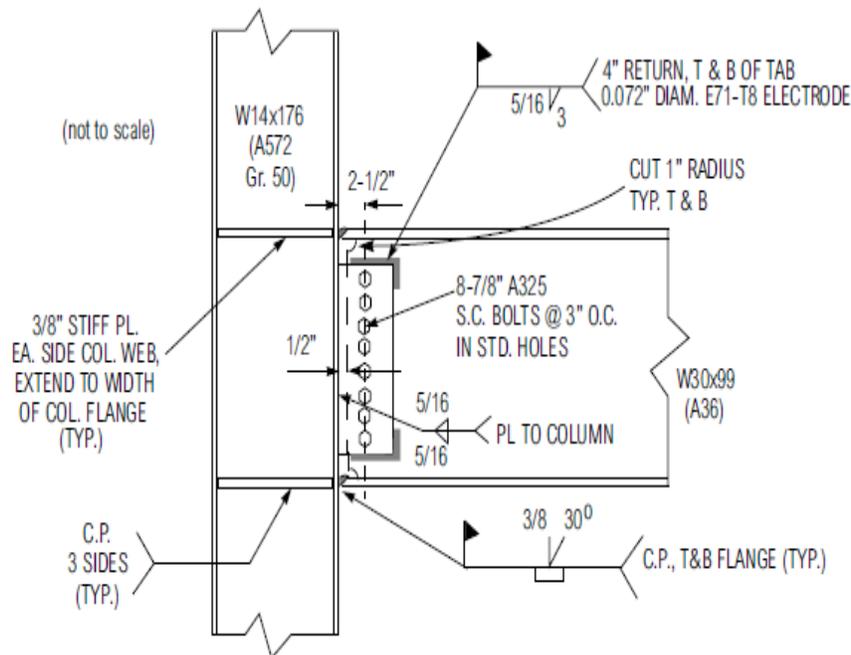


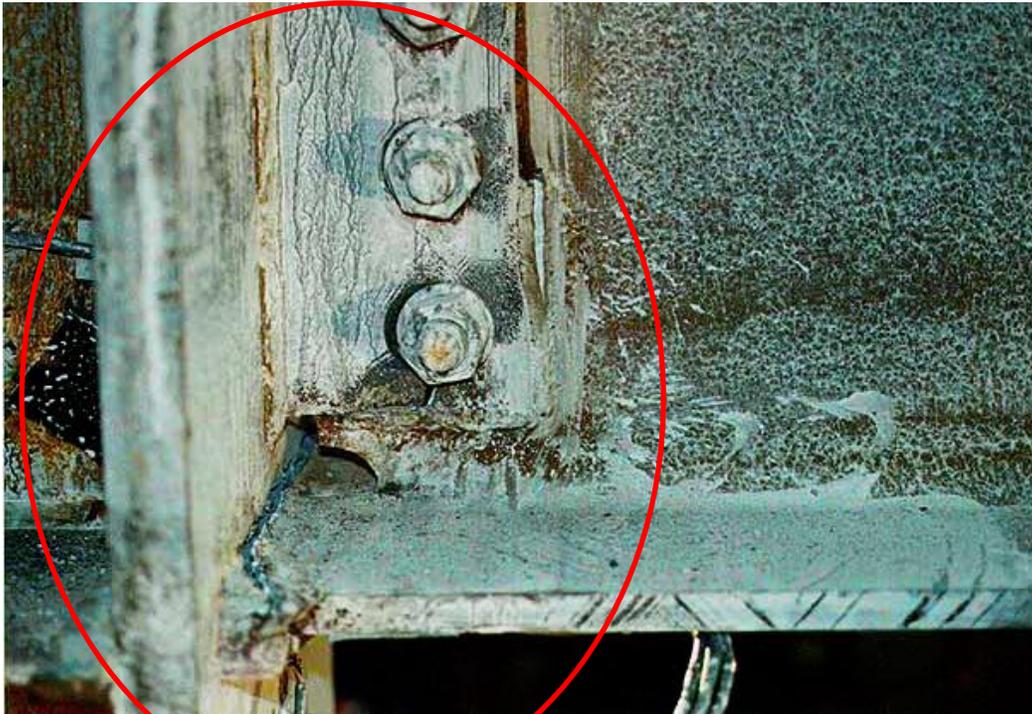
Anexo D

SAC Steel Project the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures	Test Summary No. 4
--	---------------------------

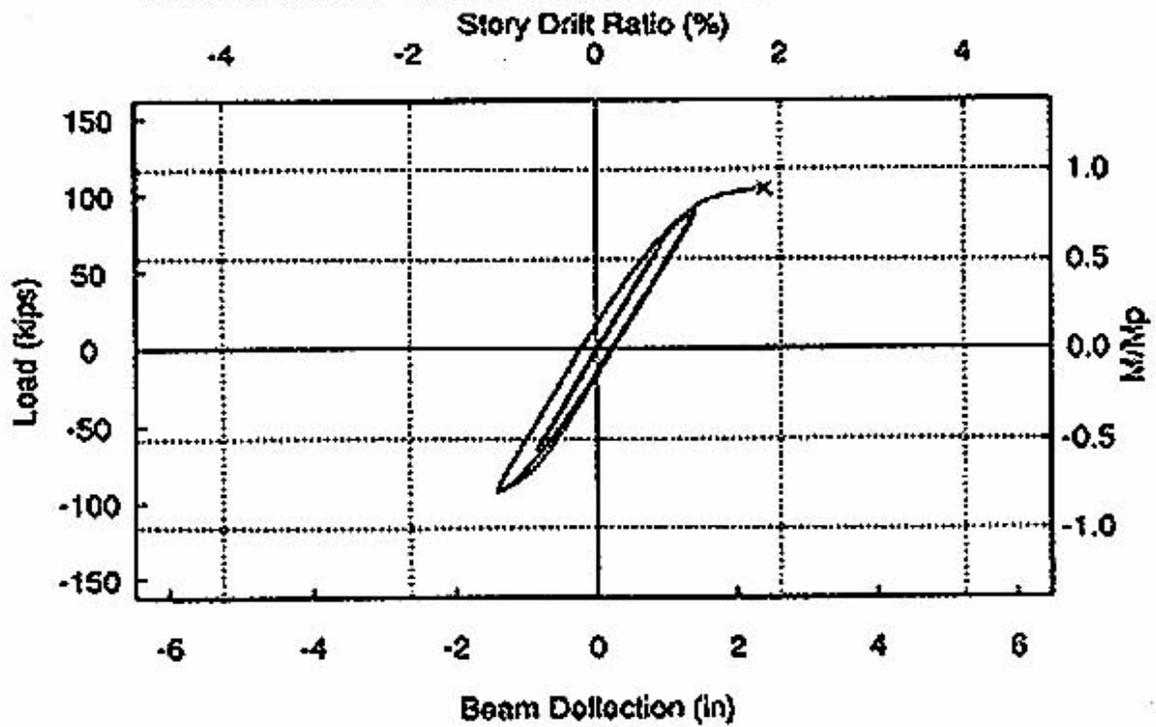
Specimen ID: UCSD-1
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, beam bottom flange fracture, shear tab fracture, small rotation capacity
Test Location: University of California, San Diego
Test Date: February 16, 1995
Principal Investigator: Chia-Ming Uang; with Duane Bondad
Related Summaries: 17
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", Report No. SAC 96-01, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase 1

CONNECTION DETAIL

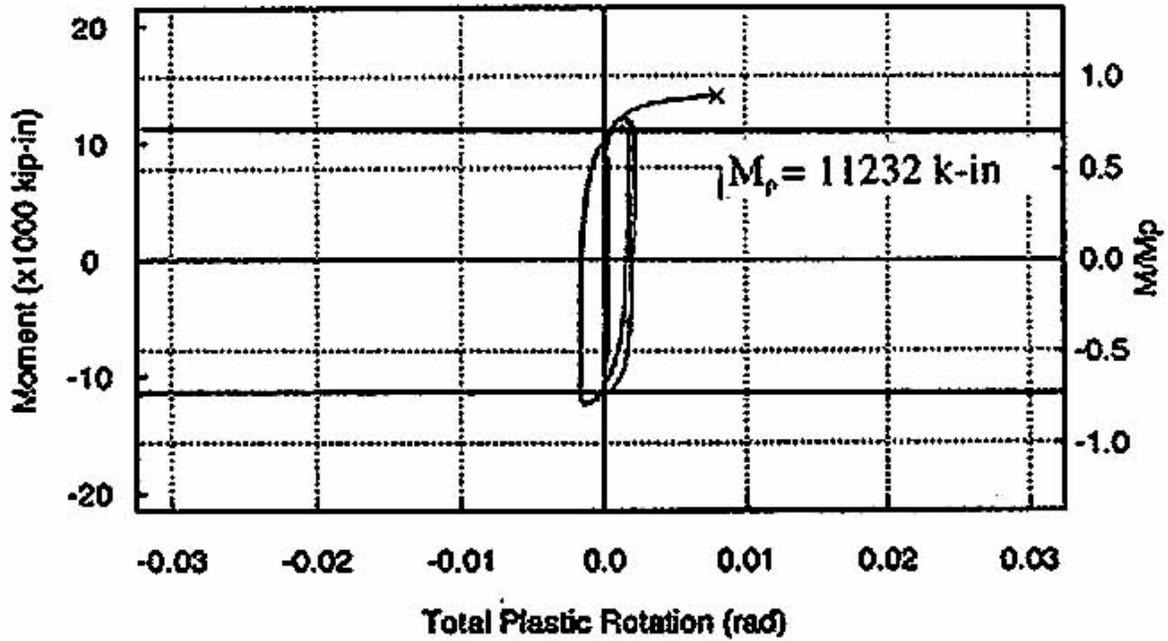




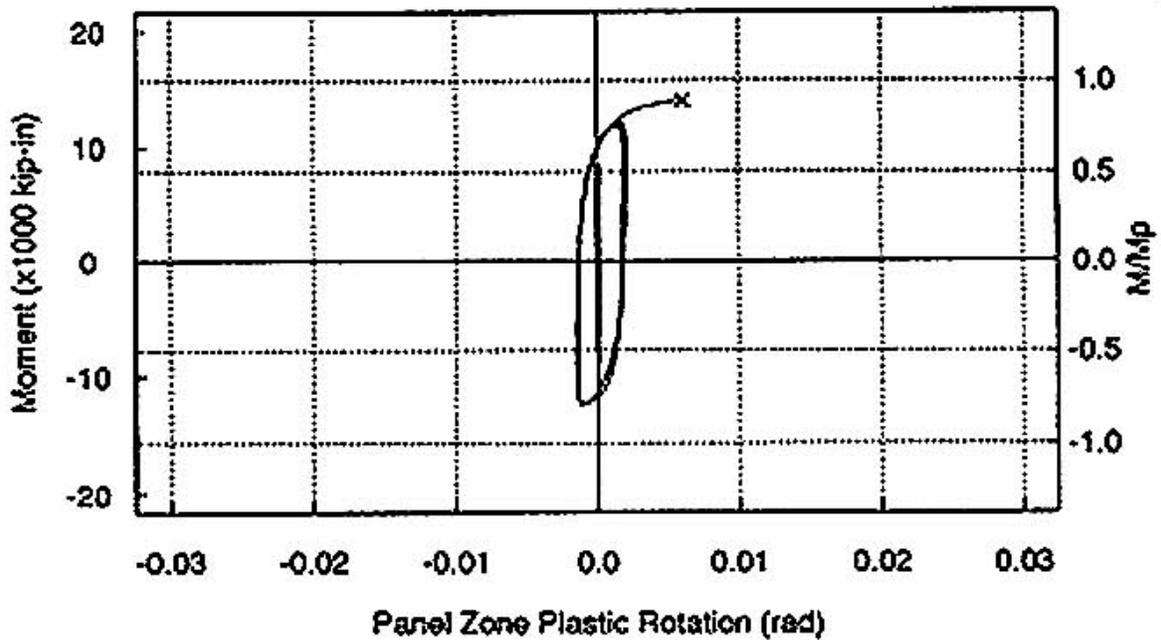
ACTUATOR FORCE-DISPLACEMENT RELATION



TOTAL MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



PANEL ZONE MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION

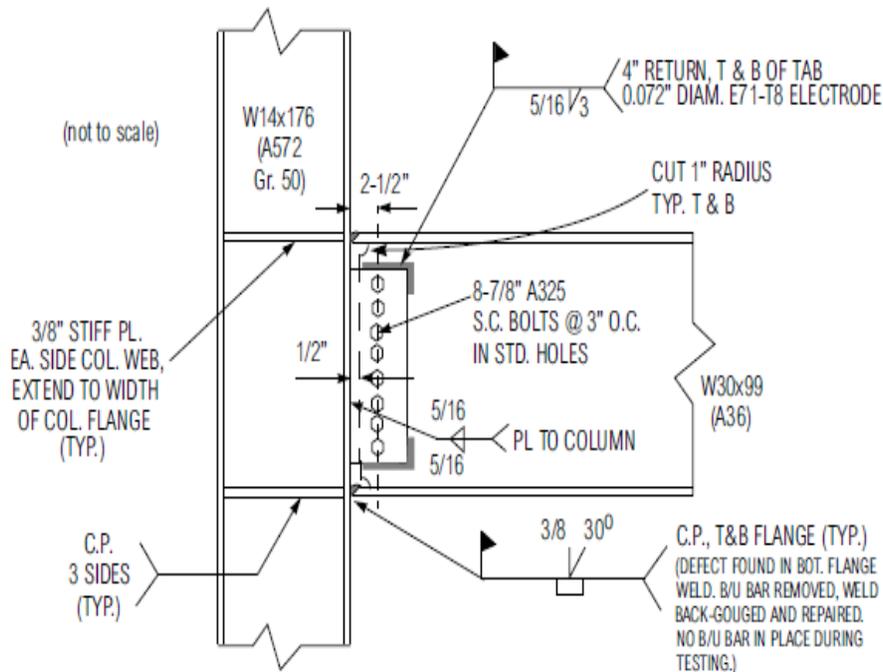


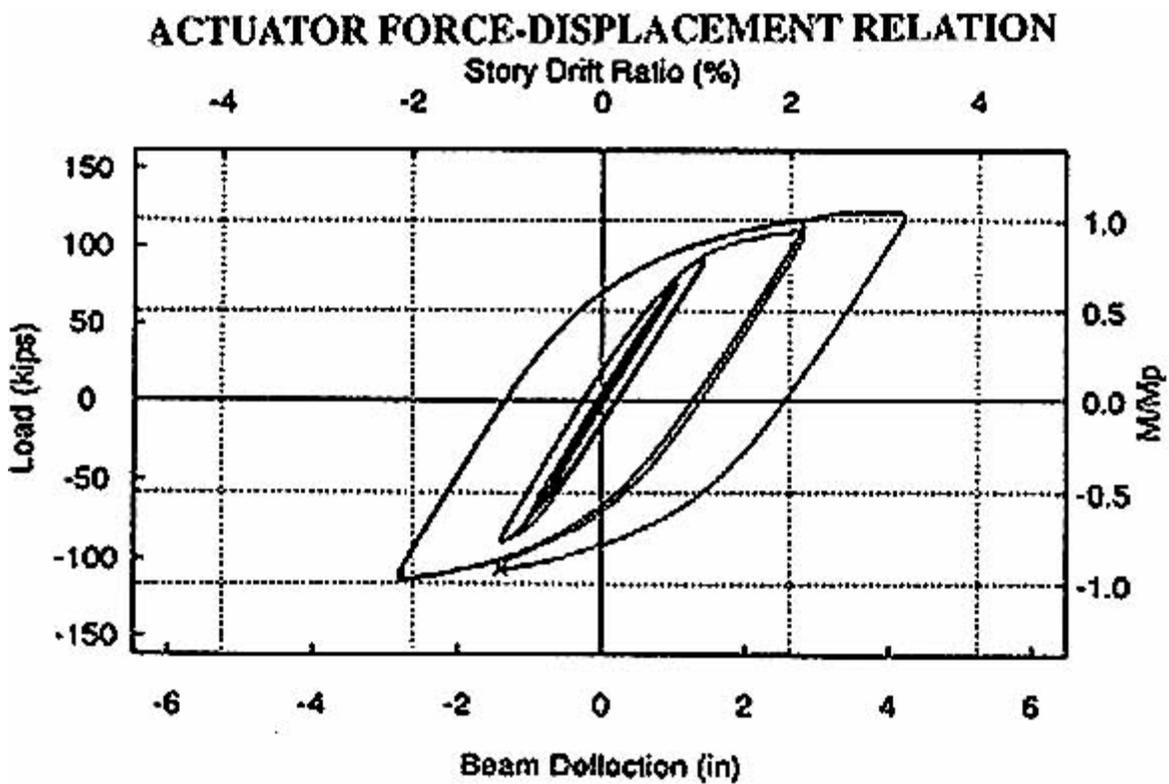
Anexo E

SAC Steel Project the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures	Test Summary No. 5
--	---------------------------

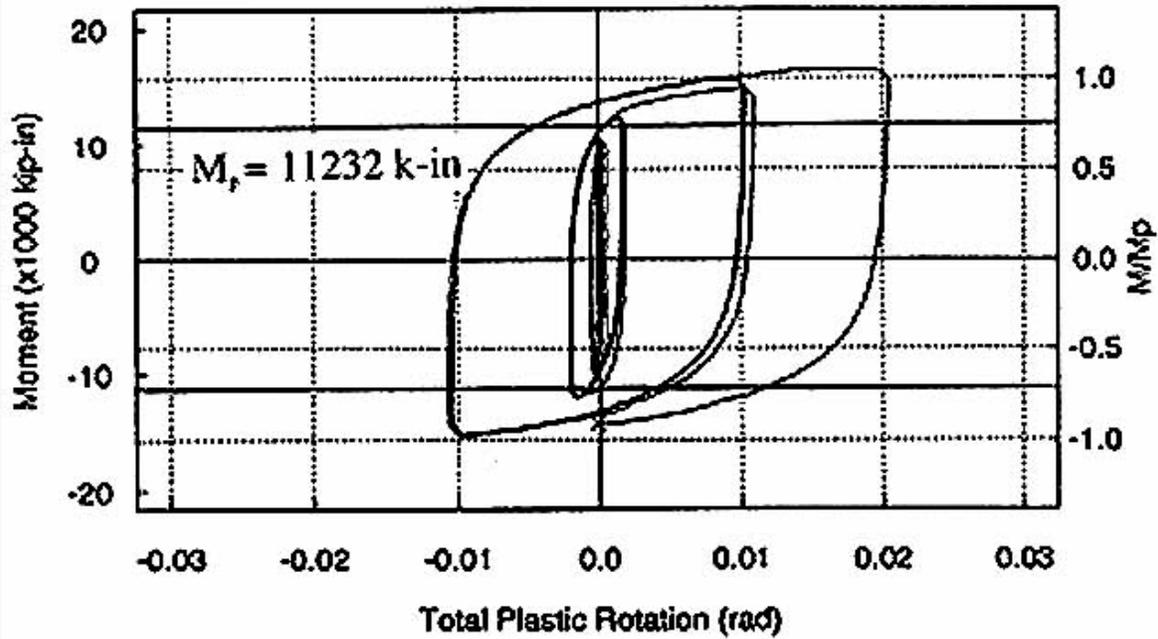
Specimen ID: UCSD-2
Keywords: Pre-Northridge, repair defective beam bottom flange groove weld, beam top flange and shear tab fracture, local buckling, small rotation capacity
Test Location: University of California, San Diego
Test Date: February 23, 1995
Principal Investigator: Chia-Ming Uang; with Duane Bondad
Related Summaries: 18
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase 1

CONNECTION DETAIL

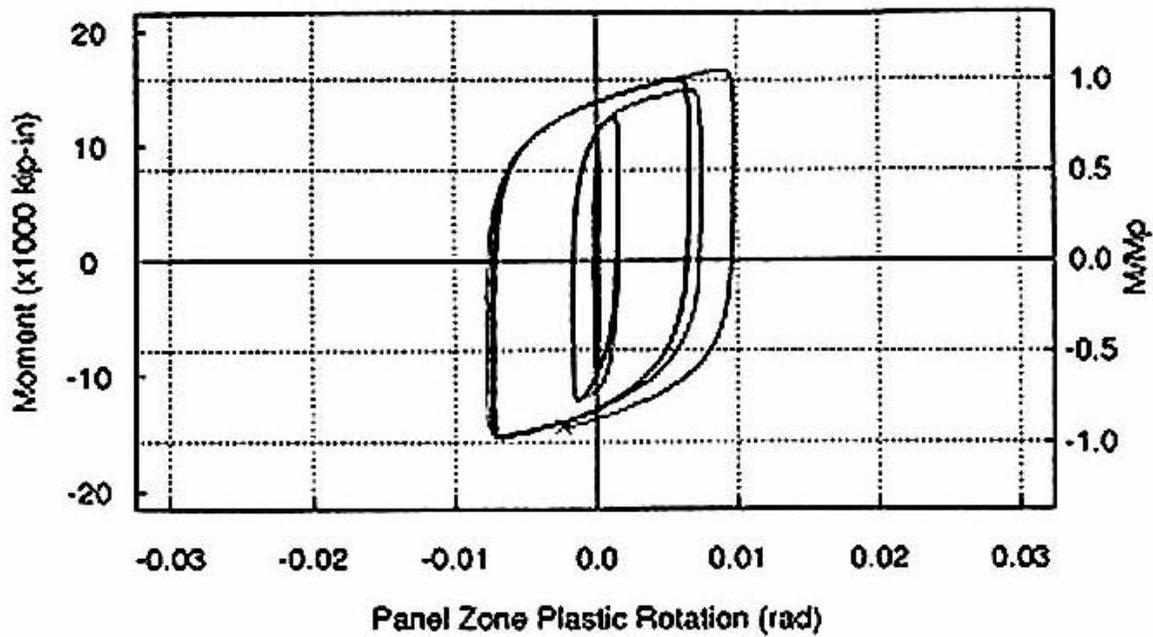




TOTAL MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



PANEL ZONE MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION

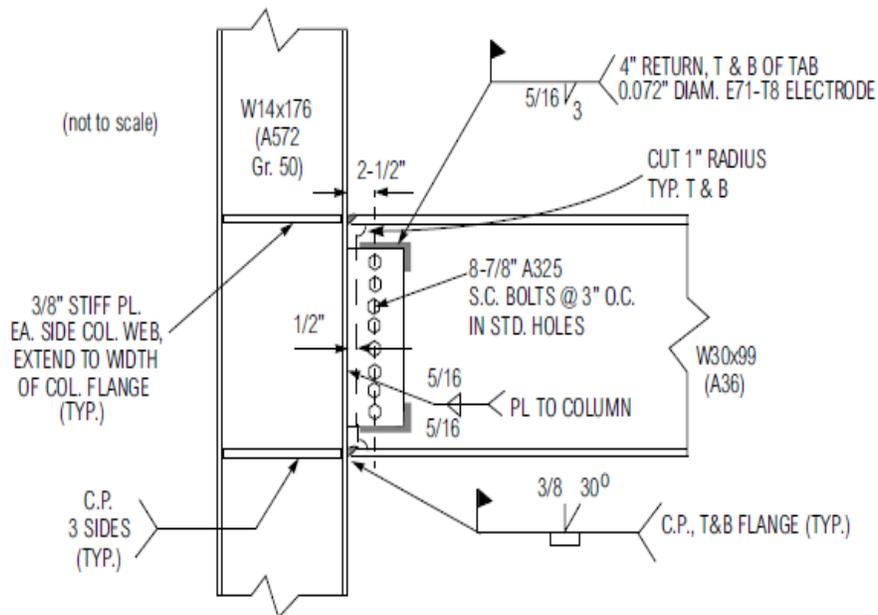


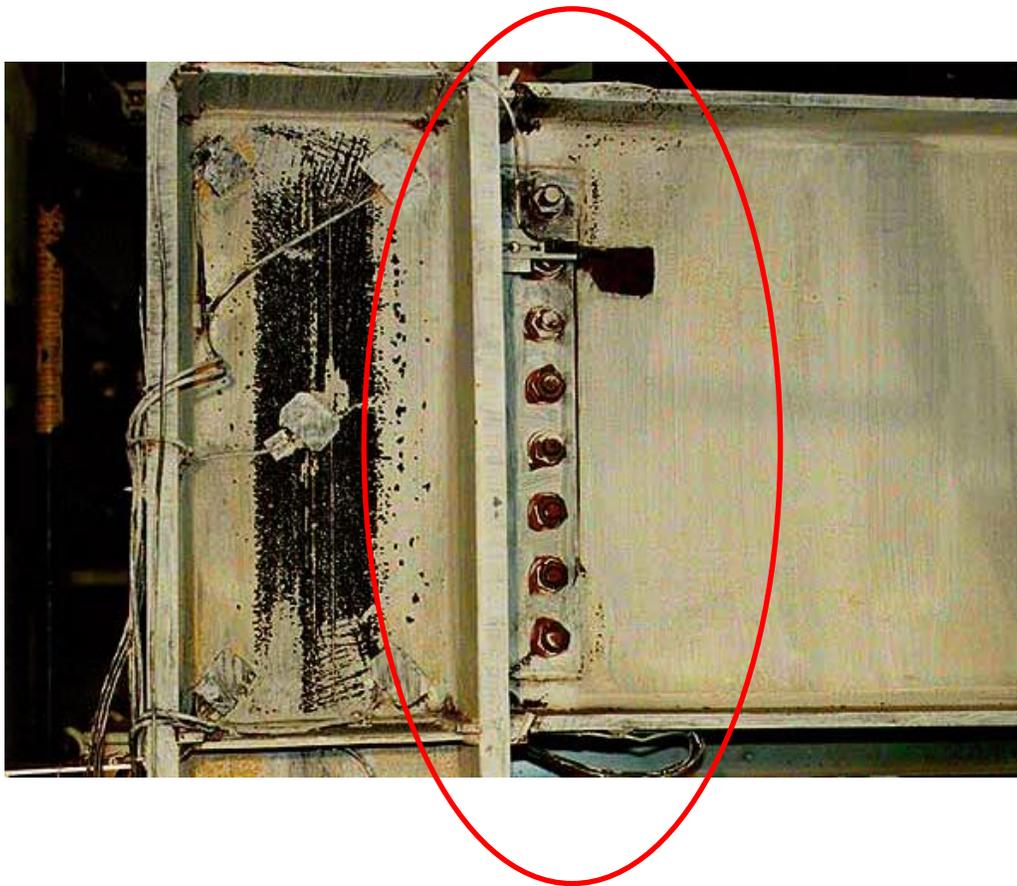
Anexo F

SAC Steel Project Test Summary No. 6
the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

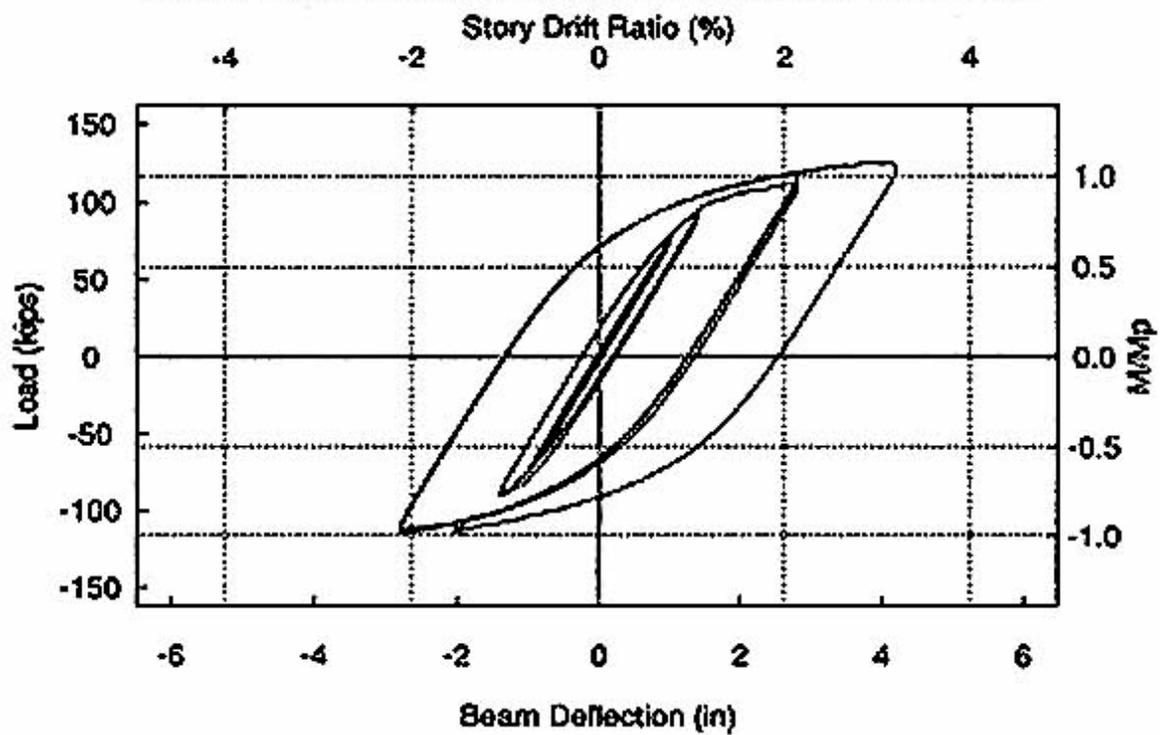
Specimen ID: UCSD-3
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, shear tab fracture, backup bar yielding, fracture of top beam flange groove weld
Test Location: University of California, San Diego
Test Date: March 2, 1995
Principal Investigator: Chia-Ming Uang; with Duane Bondad
Related Summaries: 19
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", Report No. SAC 96-01, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase 1

CONNECTION DETAIL

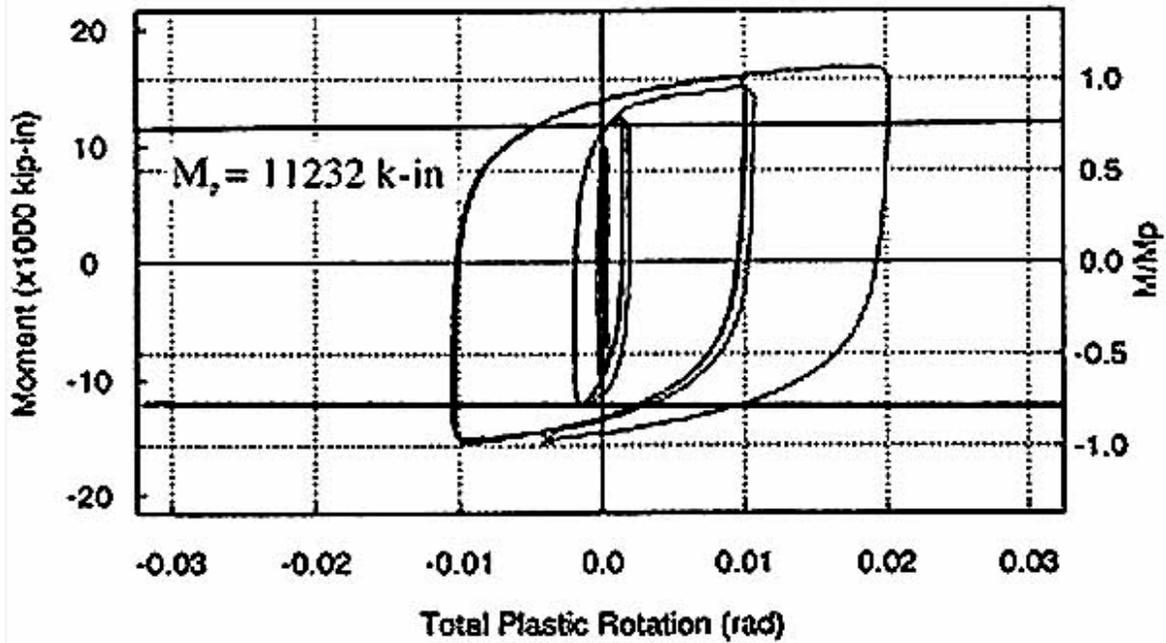




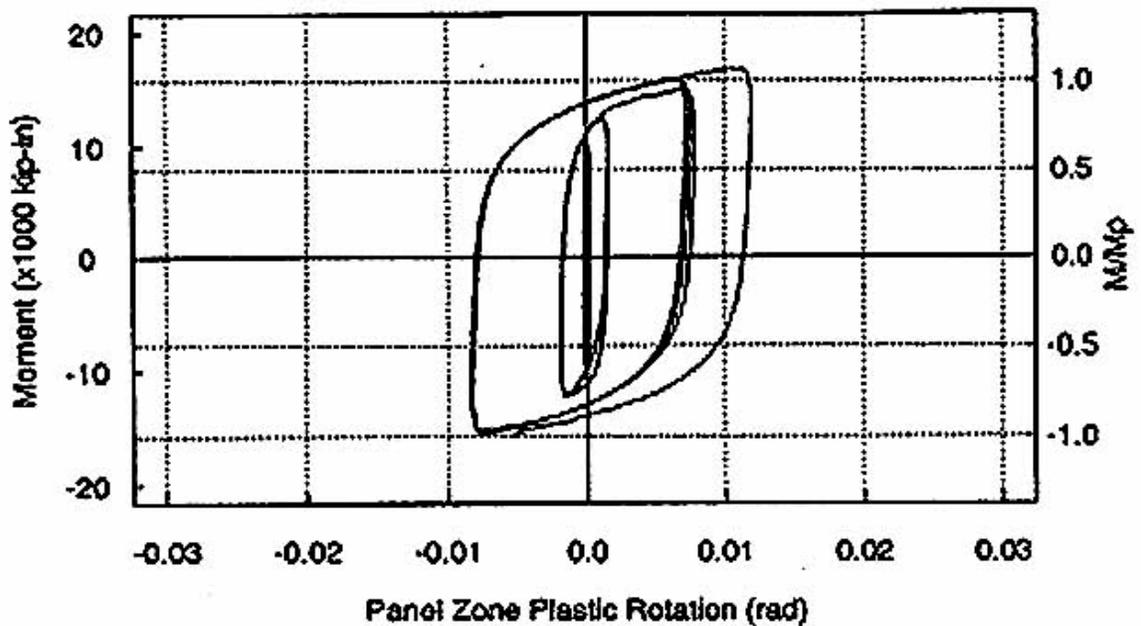
ACTUATOR FORCE-DISPLACEMENT RELATION



TOTAL MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



PANEL ZONE MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



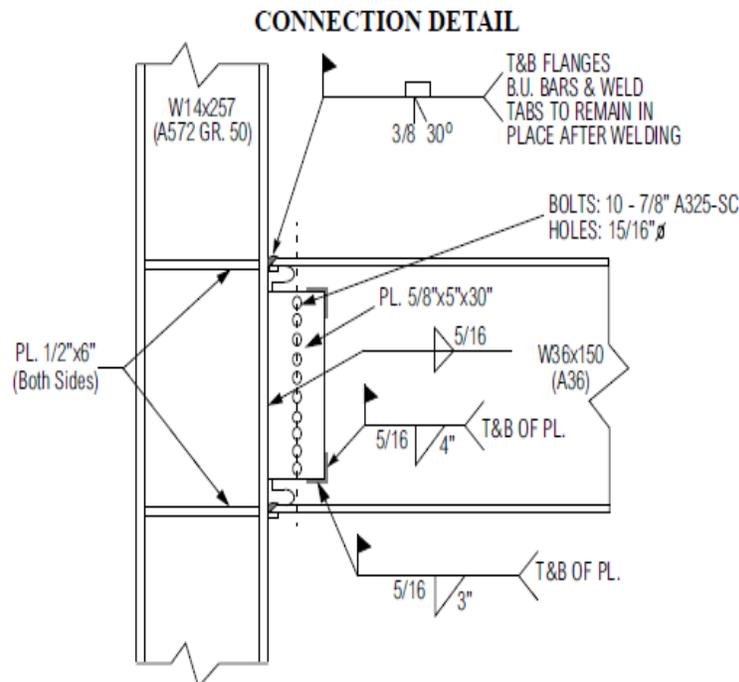
Anexo G

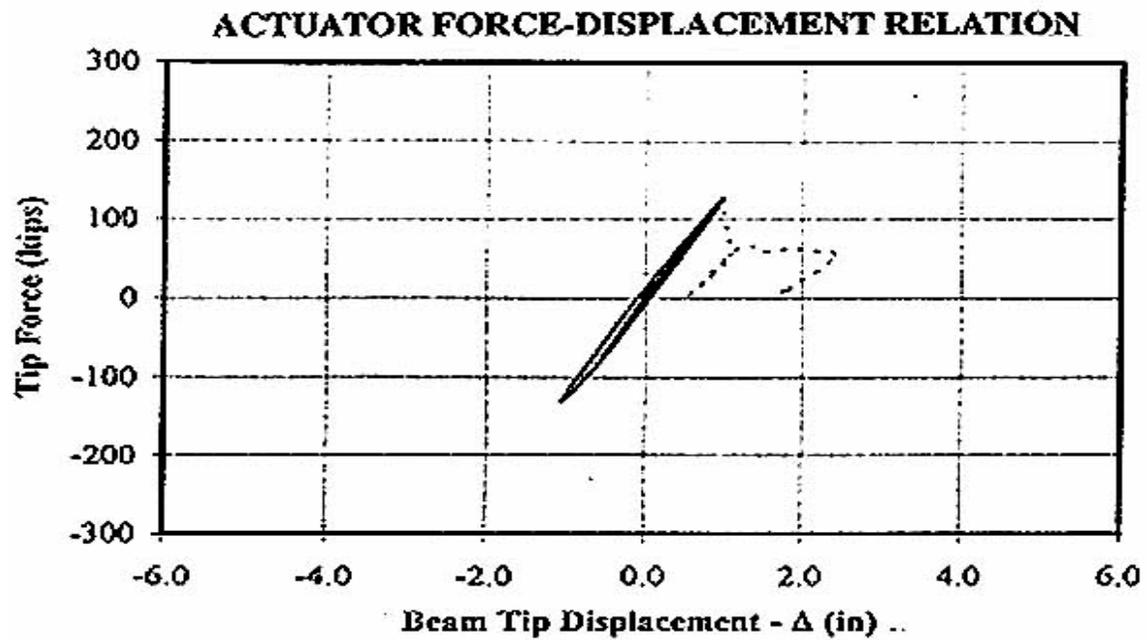
SAC Steel Project

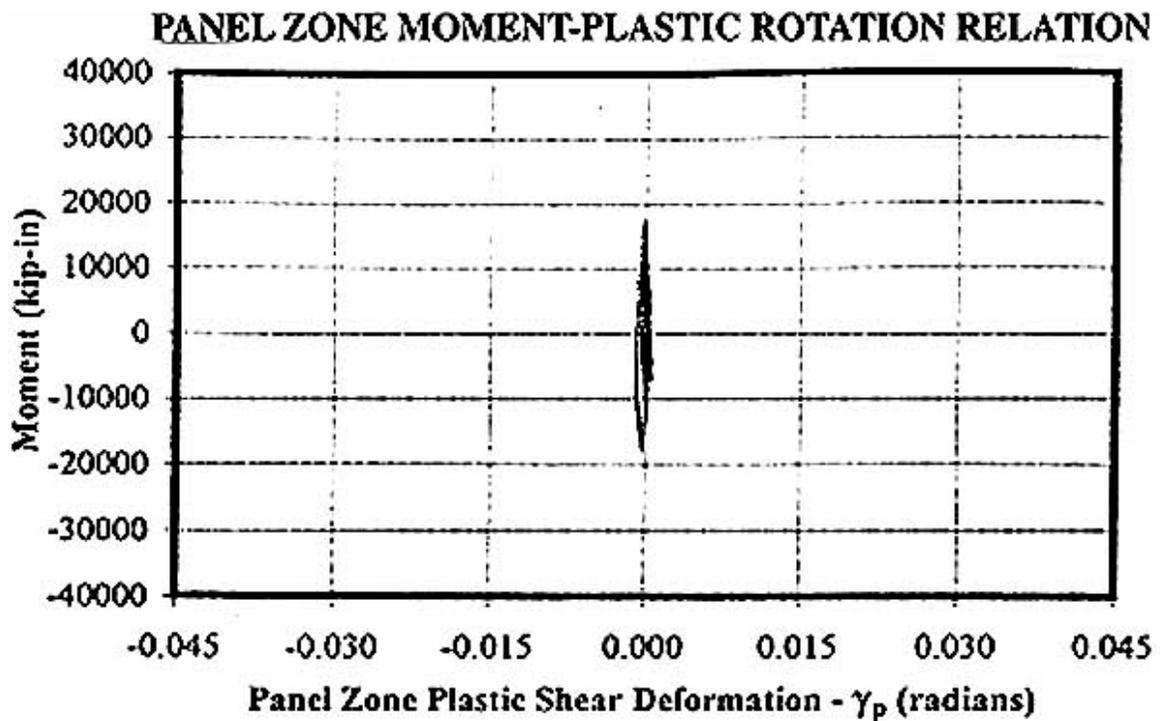
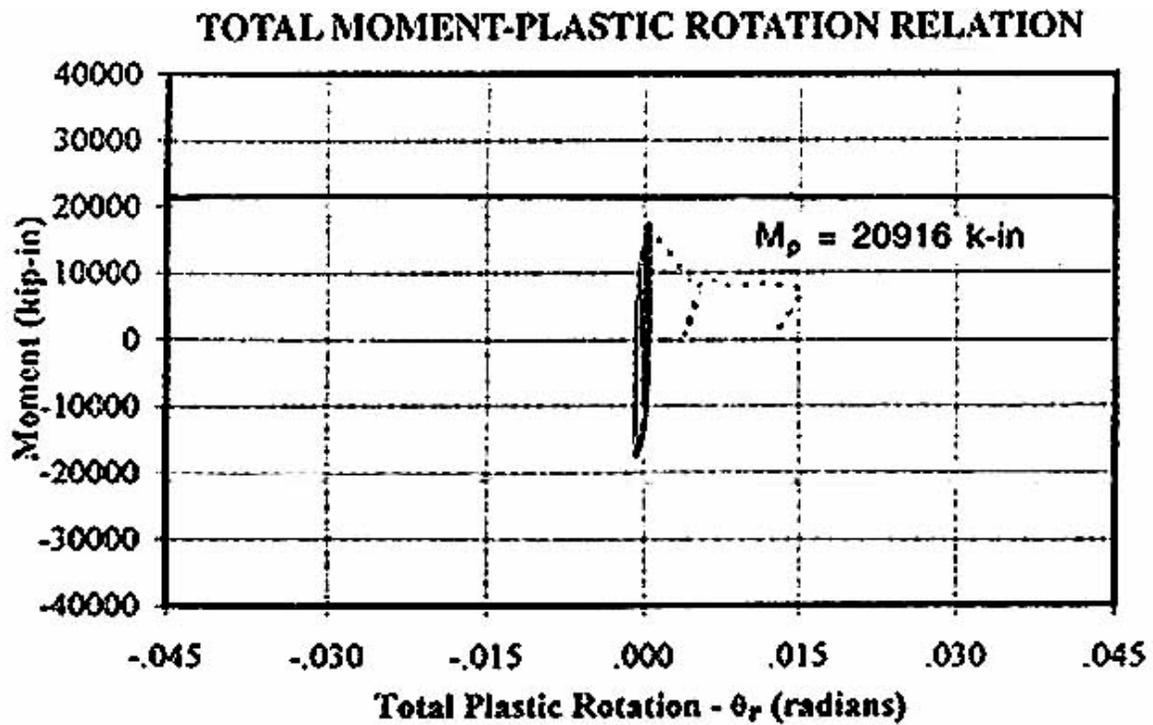
Test Summary No. 7

the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

Specimen ID: UTA-1
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, dynamic testing, weld fracture, column flange fracture, shear tab fracture, small rotation capacity
Test Location: University of Texas, Austin
Test Date: March 30-31, 1995
Principal Investigator: Michael D. Englehardt; with Bradley D. Shuey and Thomas A. Sabol
Related Summaries: 20, 21
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I







Anexo H

SAC Steel Project	Test Summary No. 8
the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures	

Specimen ID: UTA-2

Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, column flange fracture, shear tab bolt failure, small rotation capacity

Test Location: University of Texas, Austin

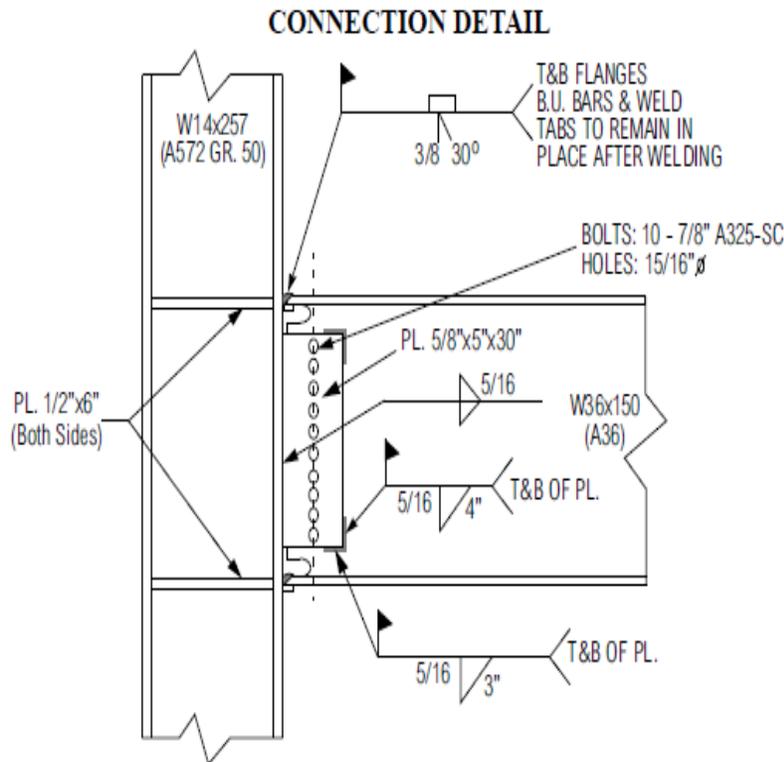
Test Date: March 24, 1995

Principal Investigator: Michael D. Englehardt; with Bradley D. Shuey and Thomas A. Sabol

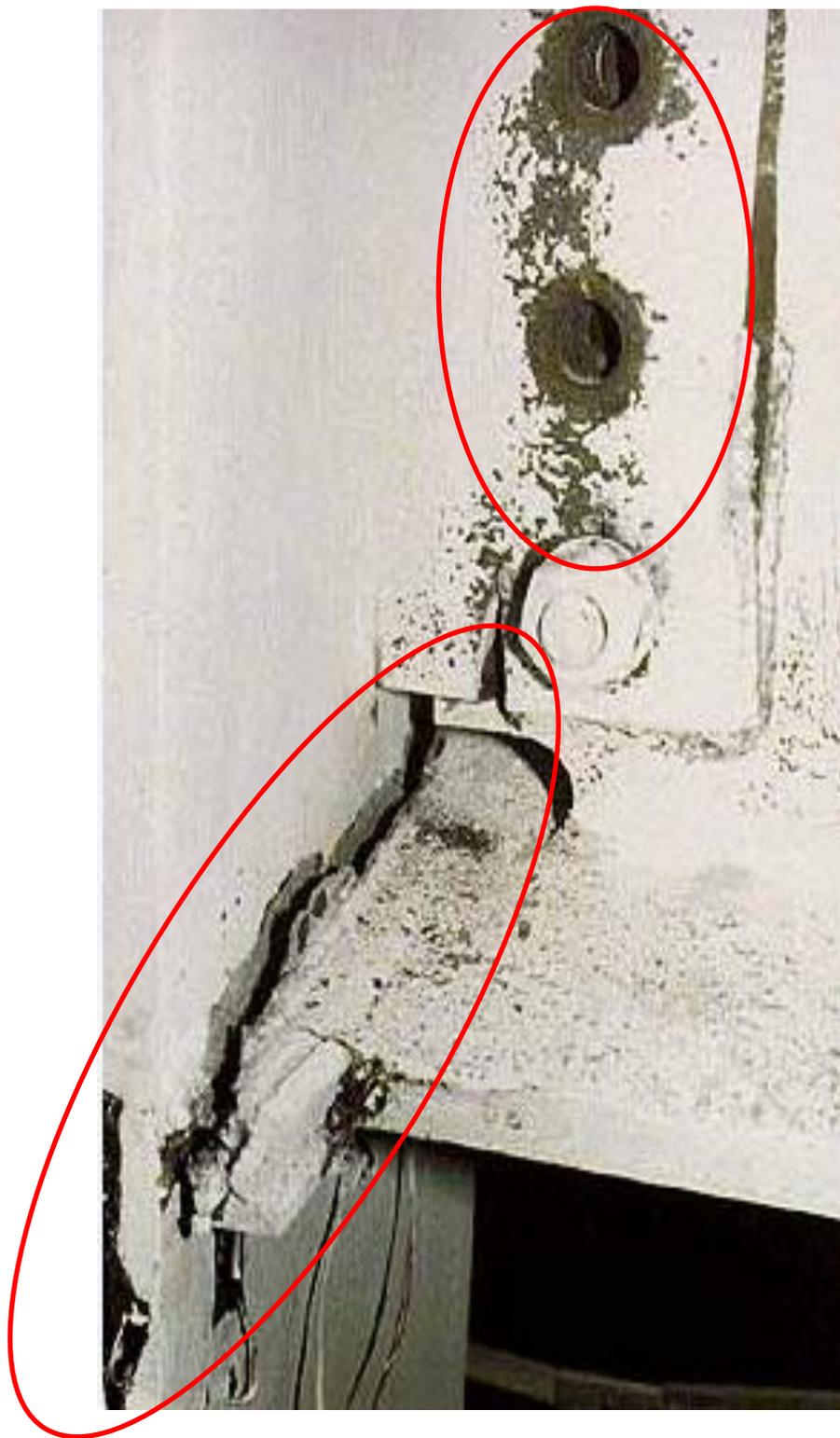
Related Summaries: 22

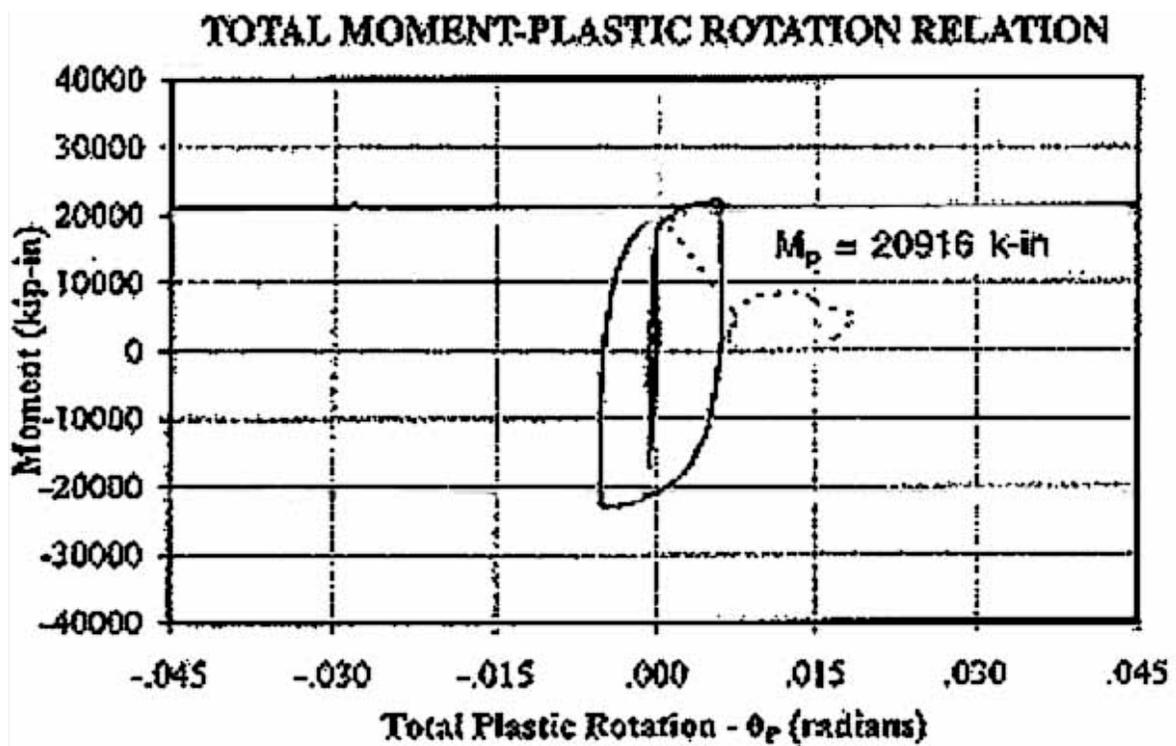
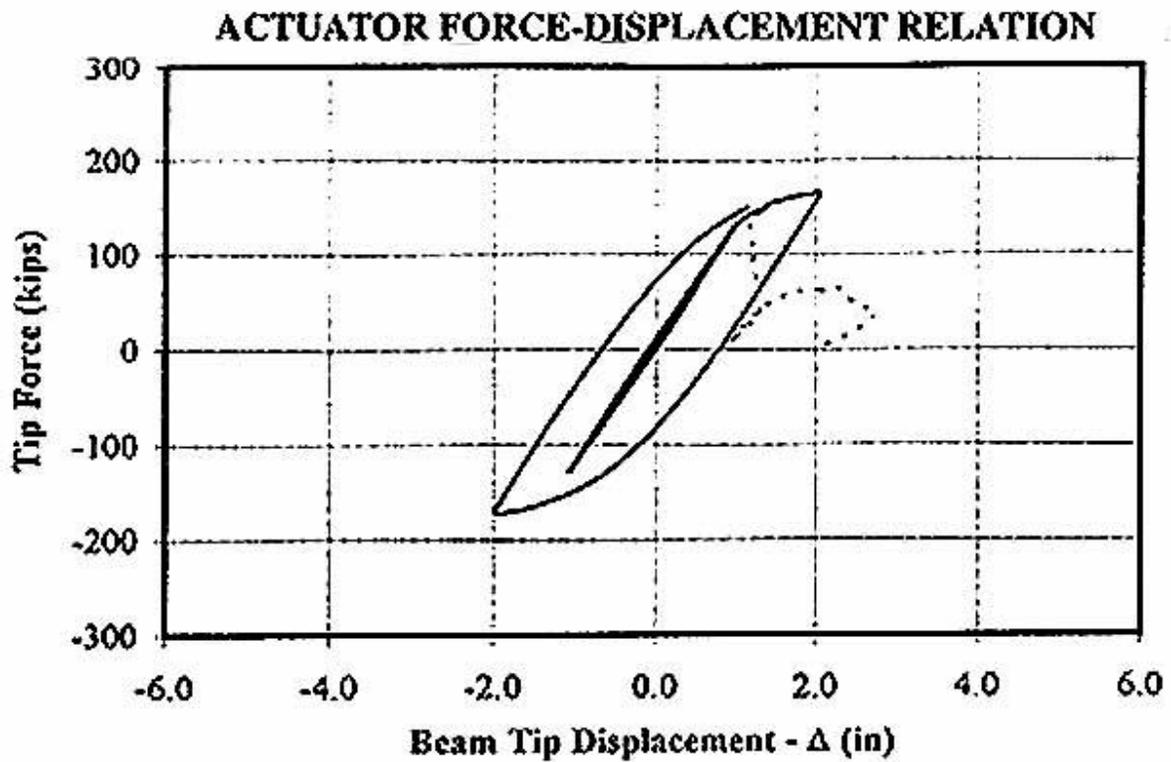
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.

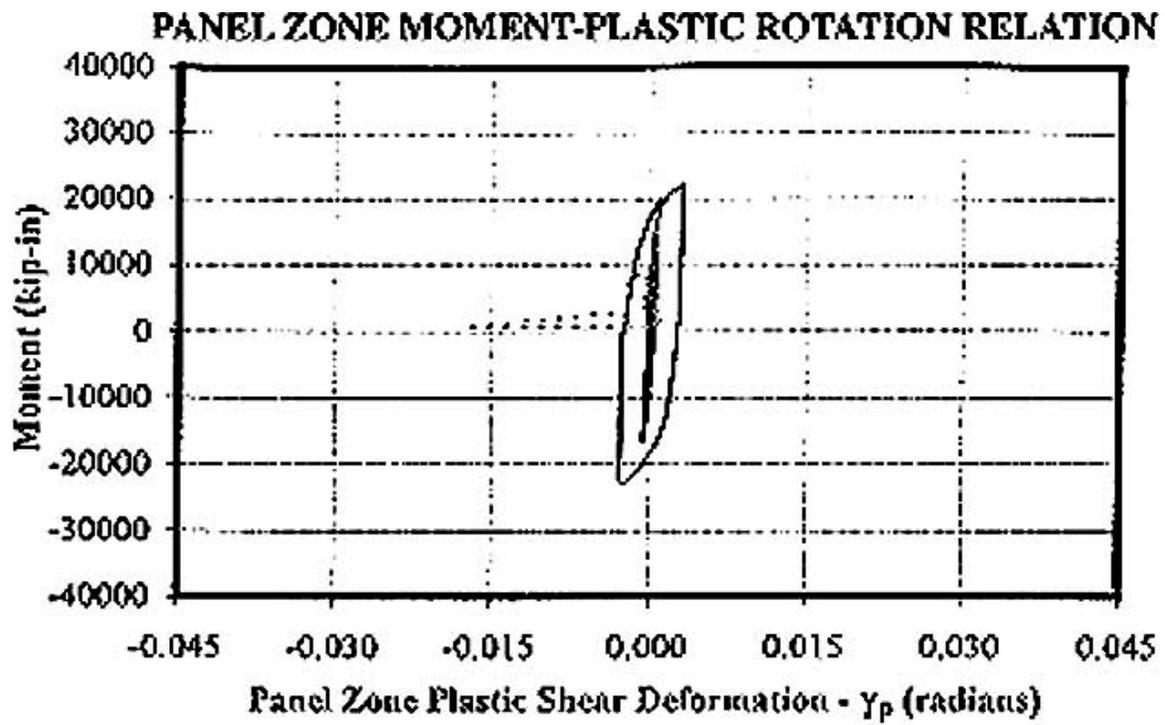
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase 1



COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICA EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.







Anexo I

SAC Steel Project the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures	Test Summary No. 9
--	---------------------------

Specimen ID: UTA-3

Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, weld fracture, column flange fracture, shear tab fracture, small rotation capacity

Test Location: University of Texas, Austin

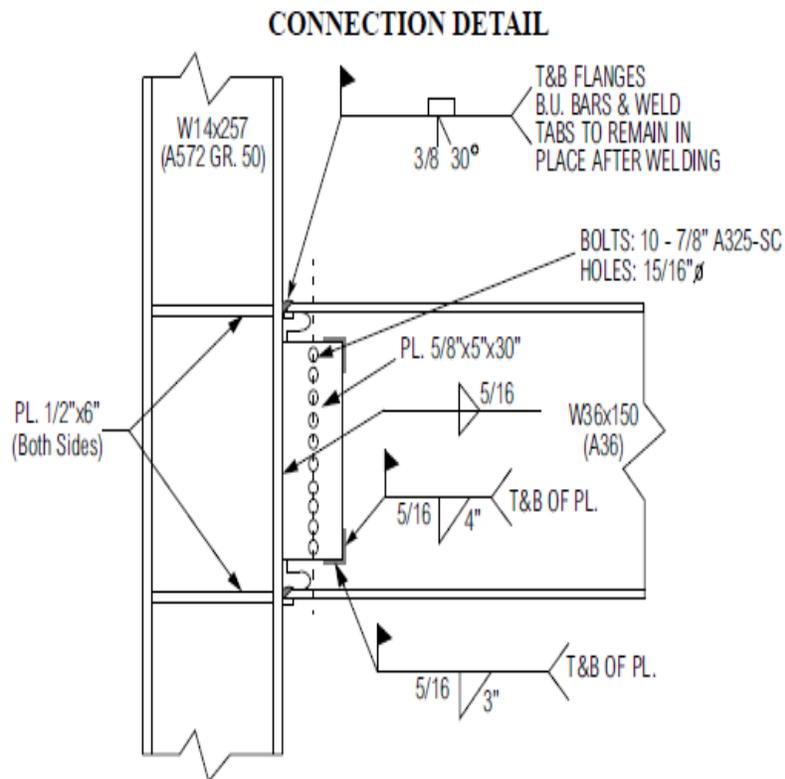
Test Date: March 16, 1995

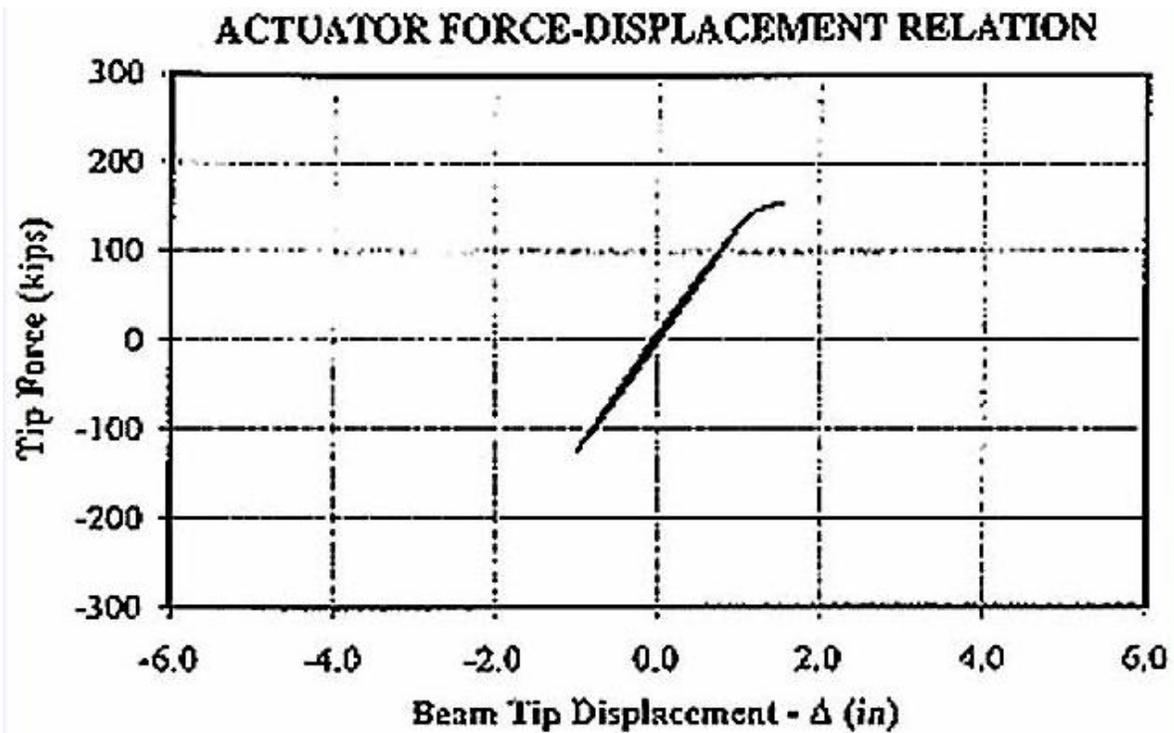
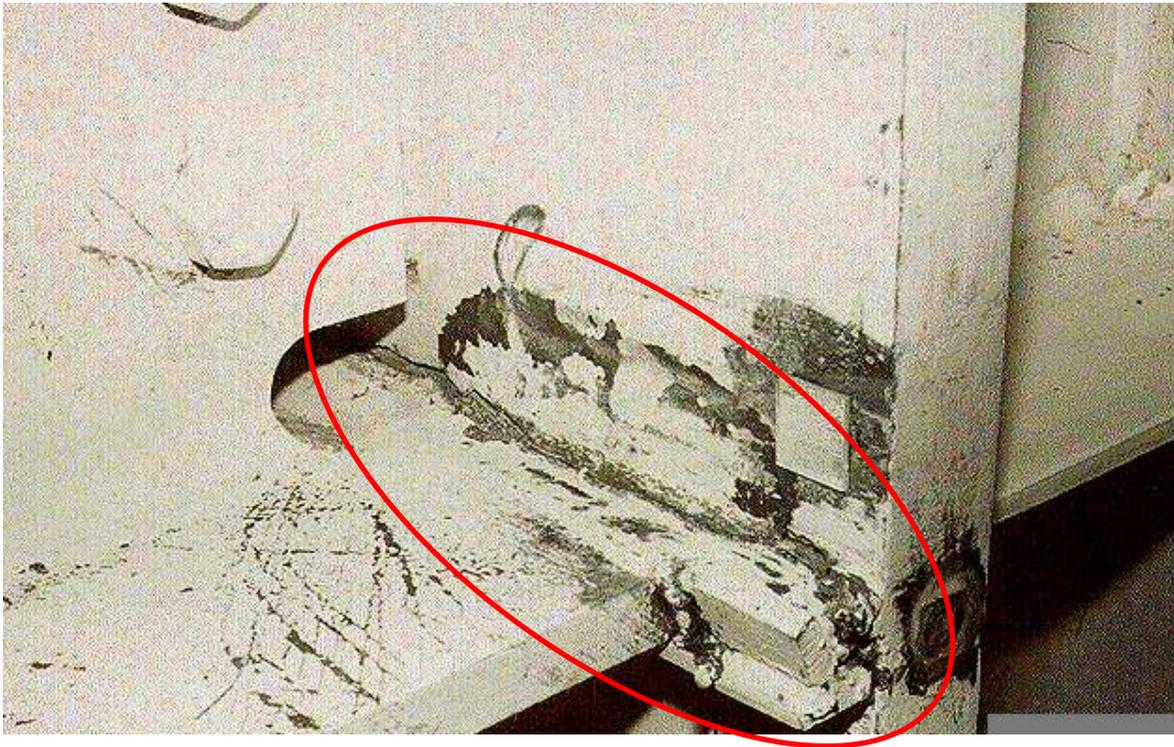
Principal Investigator: Michael D. Englehardt, with Bradley D. Shuey and Thomas A. Sabol

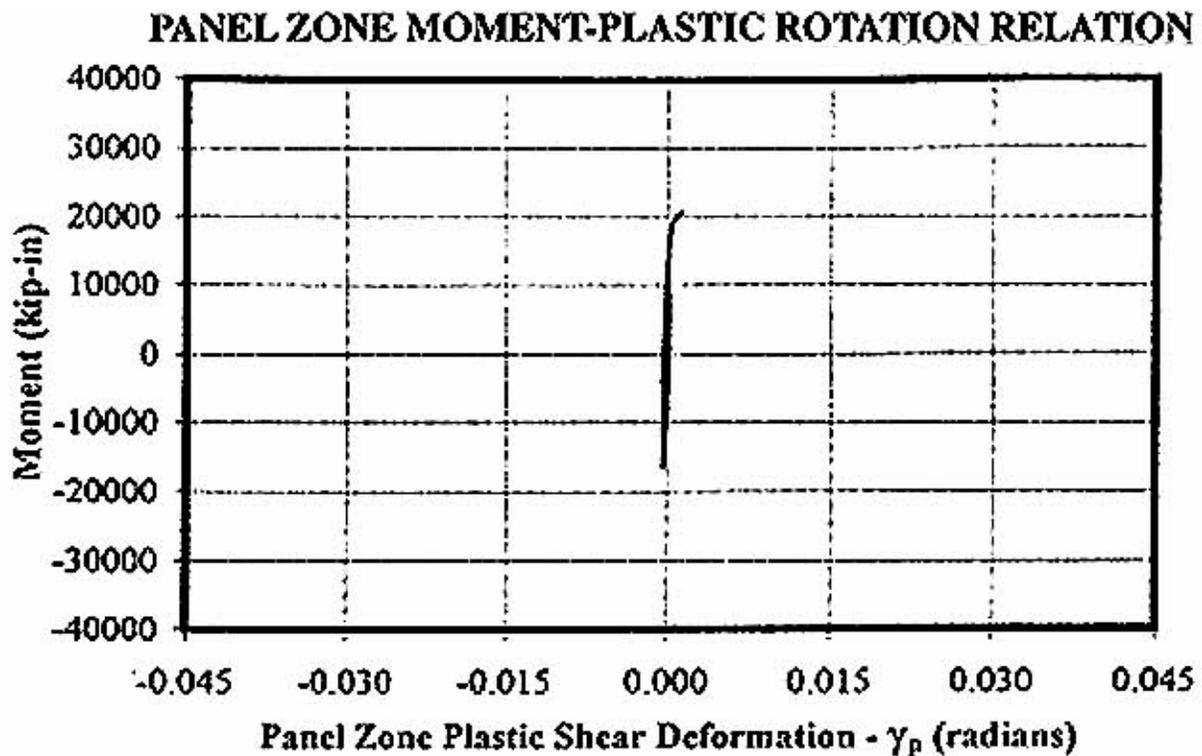
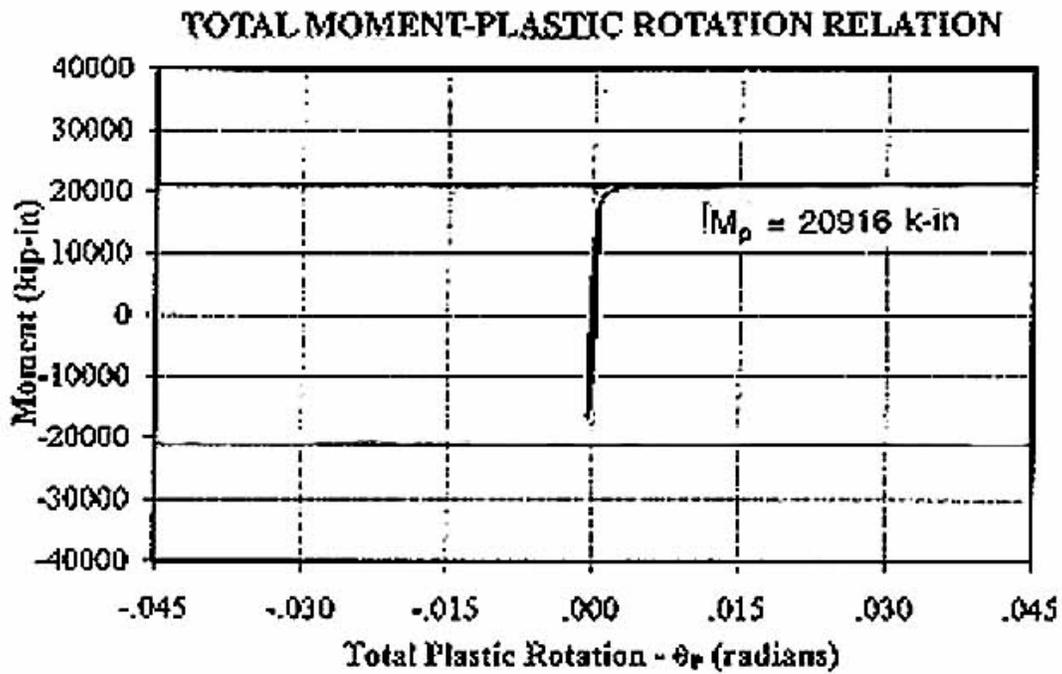
Related Summaries: 23

Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.

Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase 1





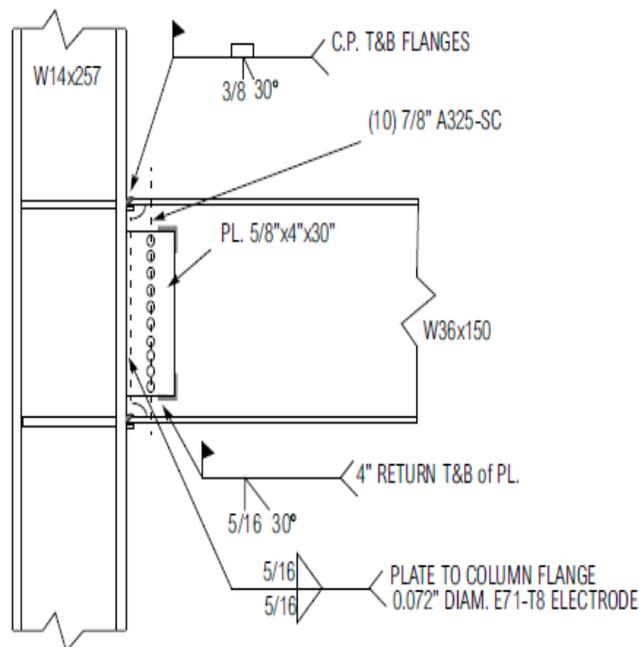


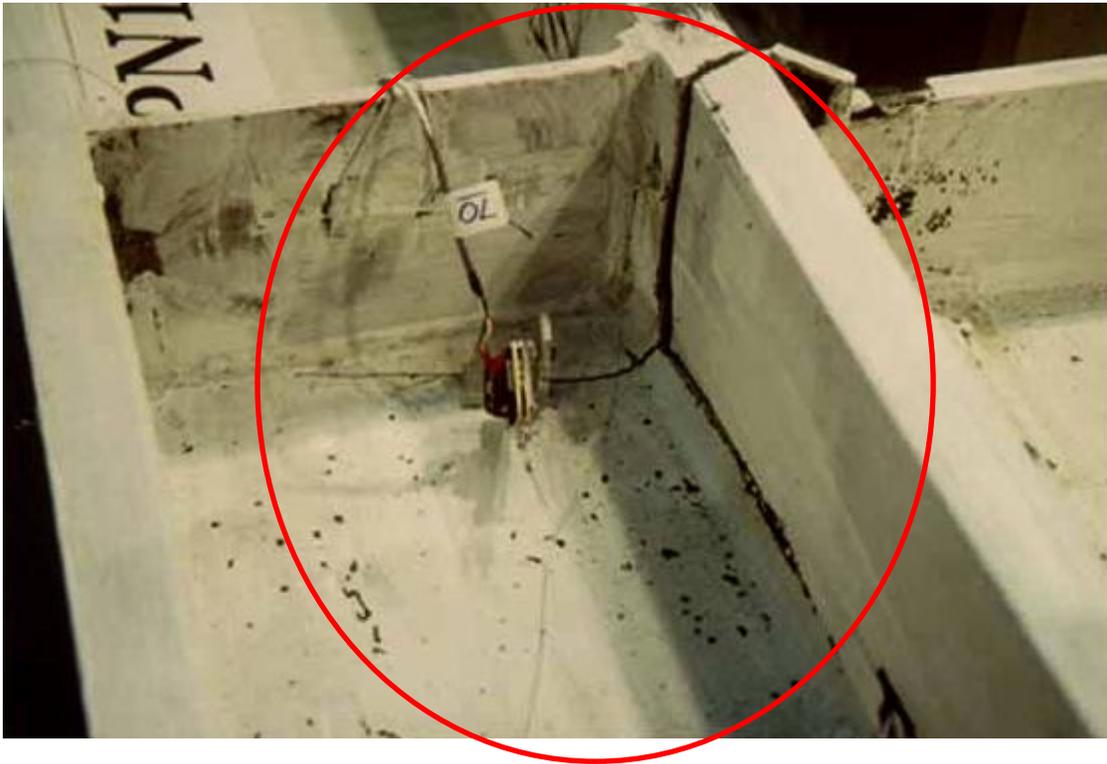
Anexo J

SAC Steel Project the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures	Test Summary No. 10
--	----------------------------

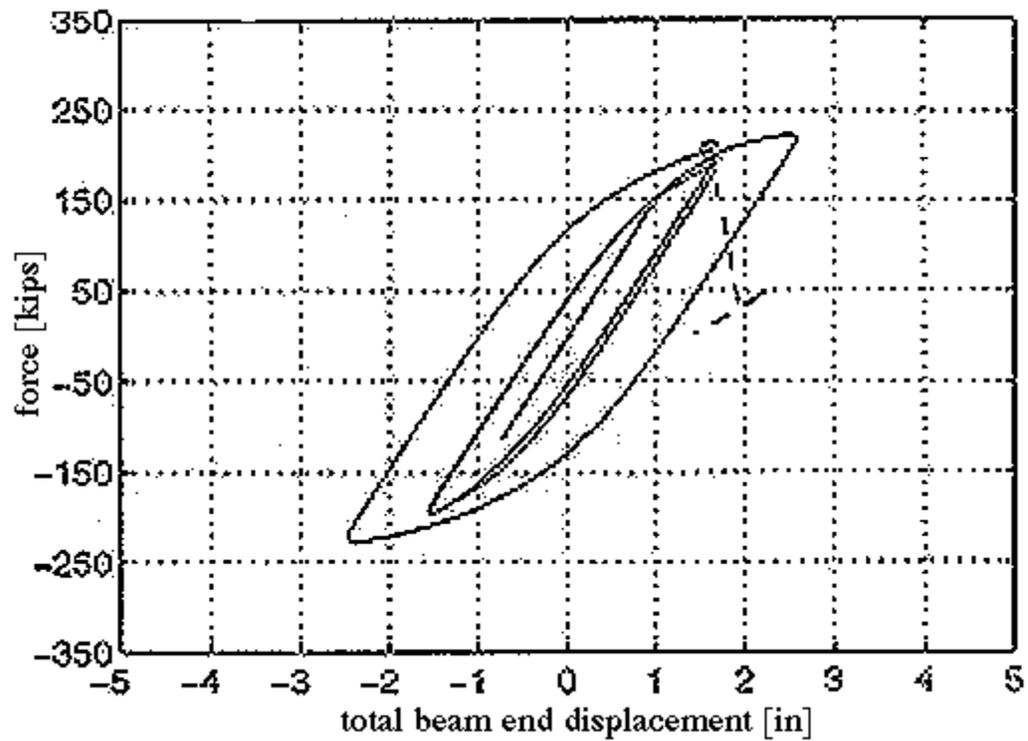
Specimen ID: UCB-PN1
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, column flange fracture, continuity plate yielding, small rotation capacity
Test Location: University of California, Berkeley
Test Date: February 9, 1995
Principal Investigator: Egor P. Popov; with Marcial Blondet, Lev Stepanov, and B. Stojadinovic
Related Summaries: 24
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

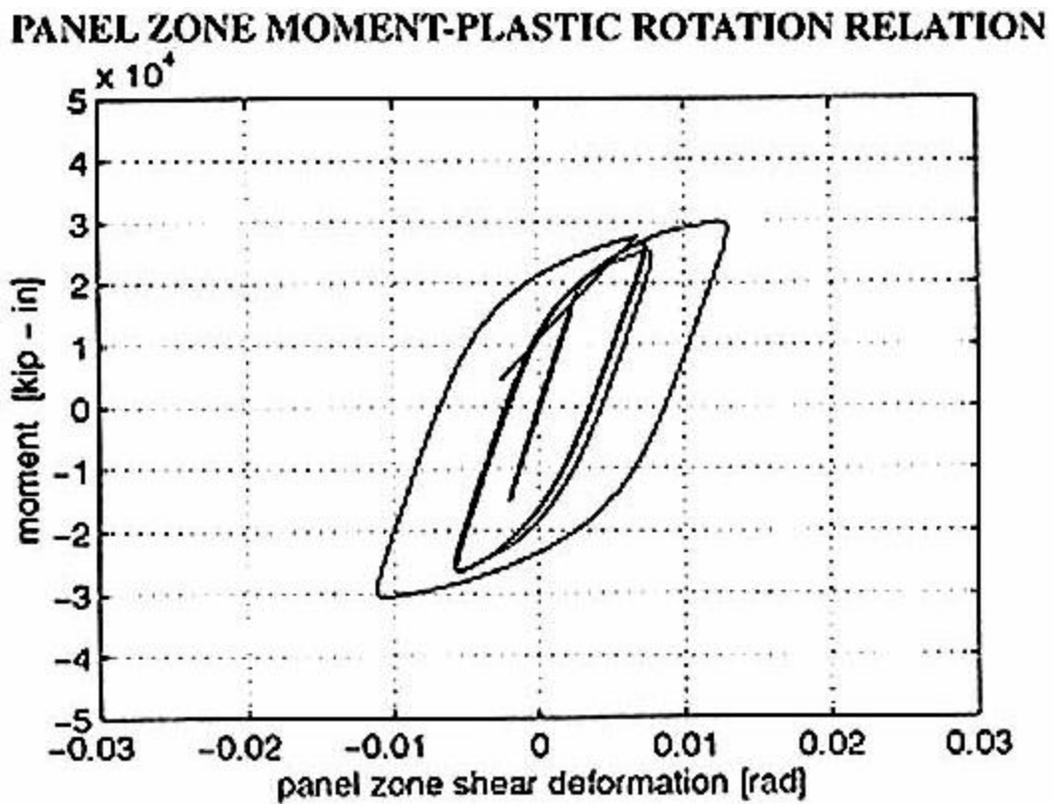
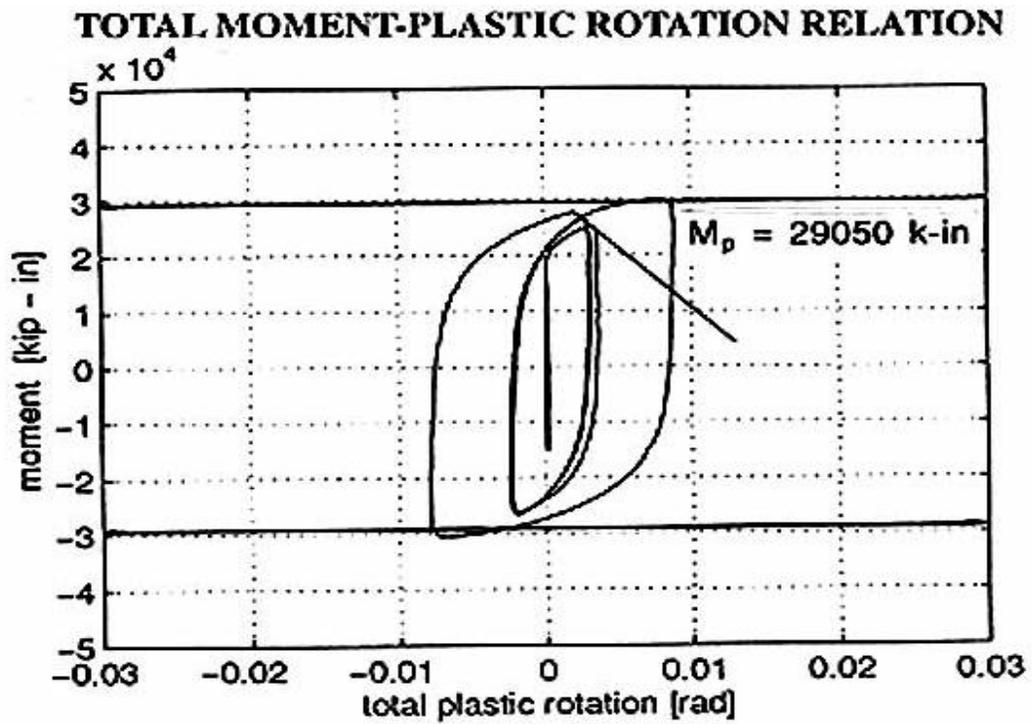
CONNECTION DETAIL





ACTUATOR FORCE-DISPLACEMENT RELATIONSHIP





Anexo K

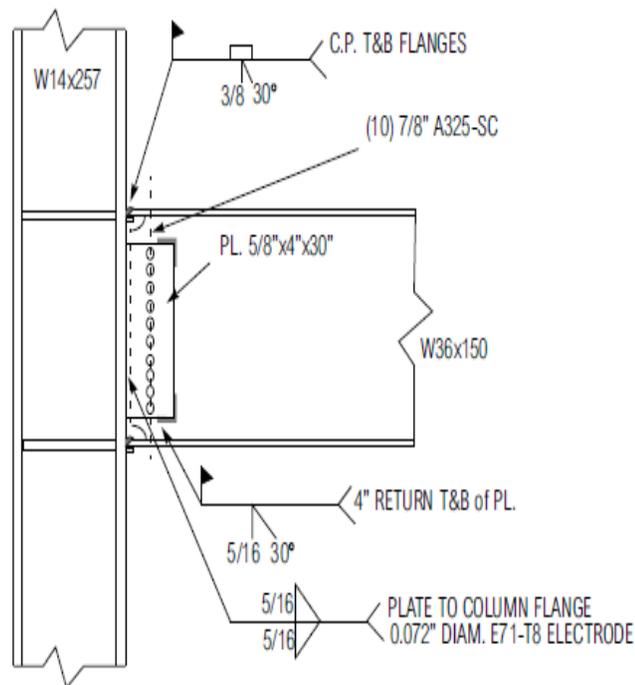
SAC Steel
Project

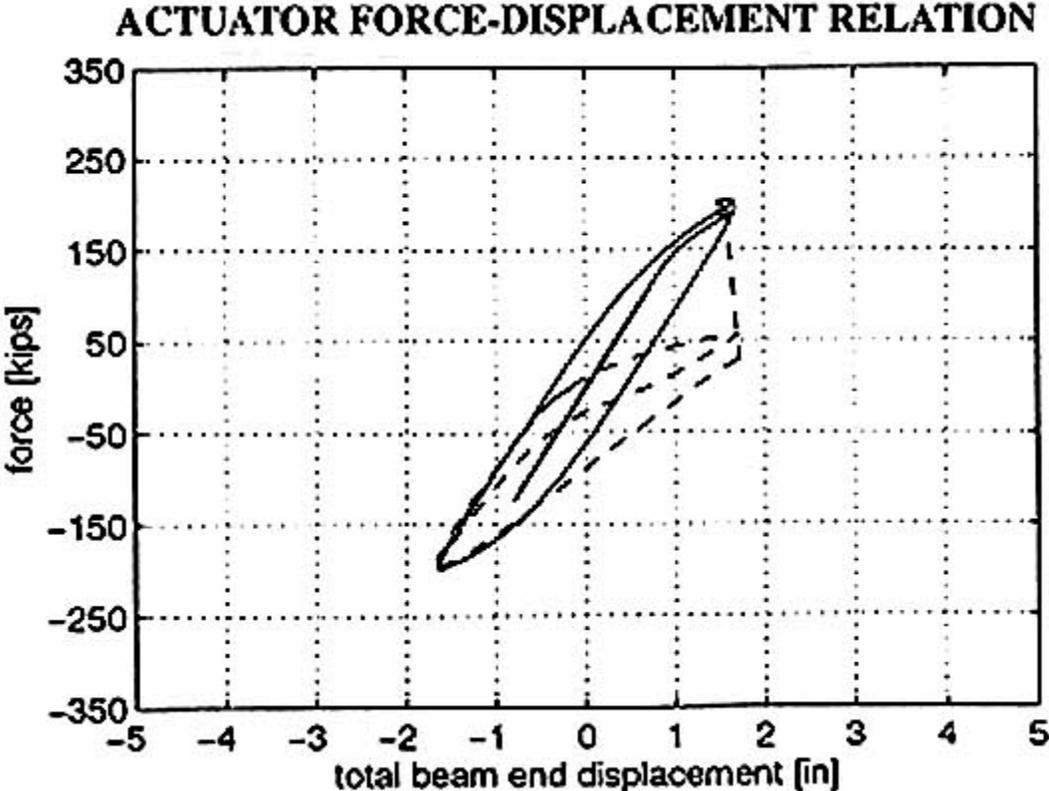
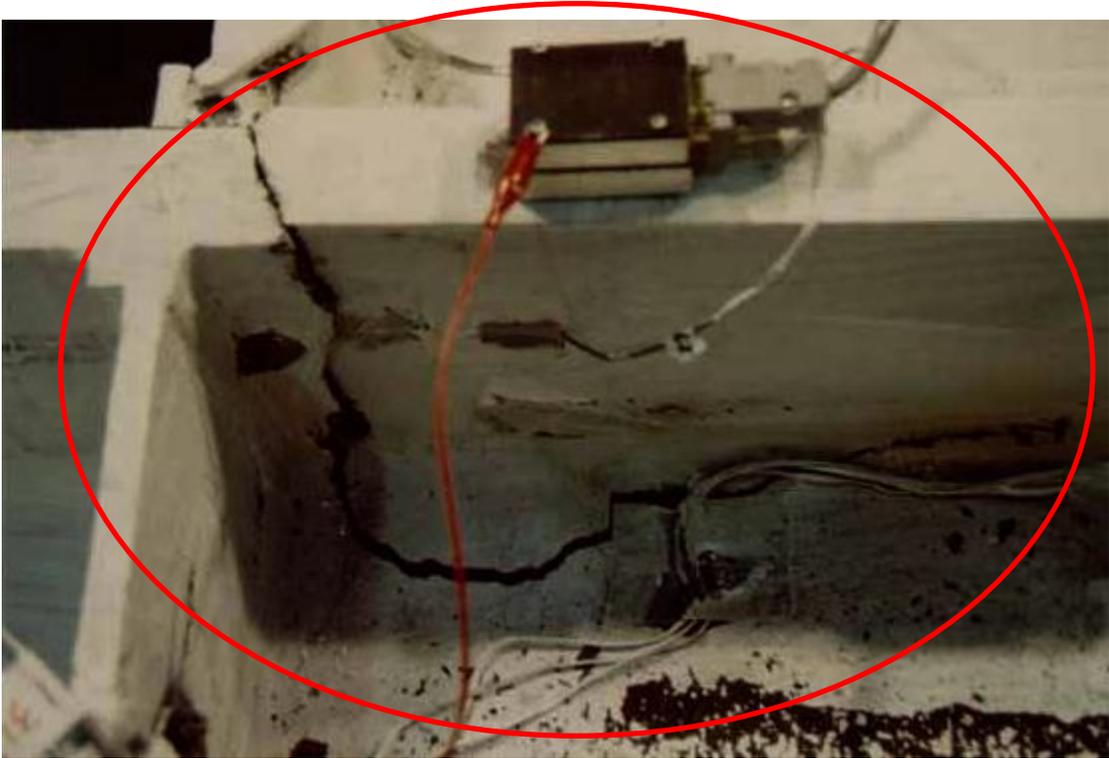
Test Summary No. 11

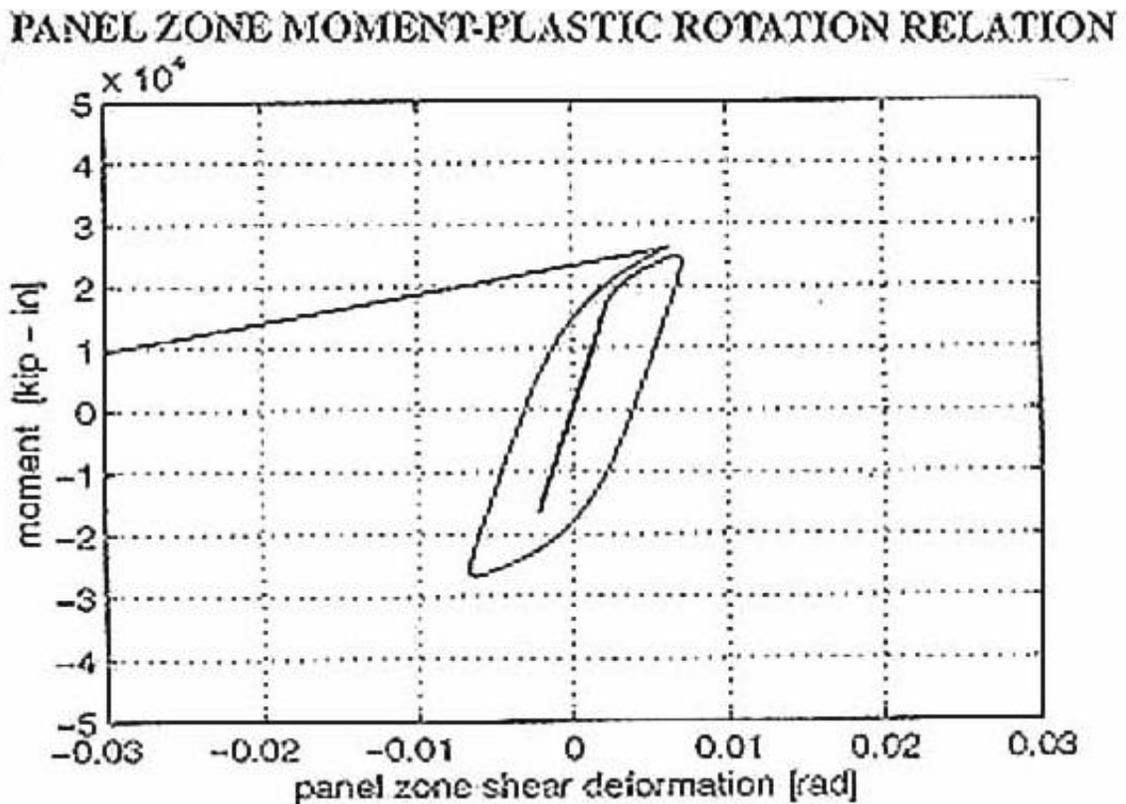
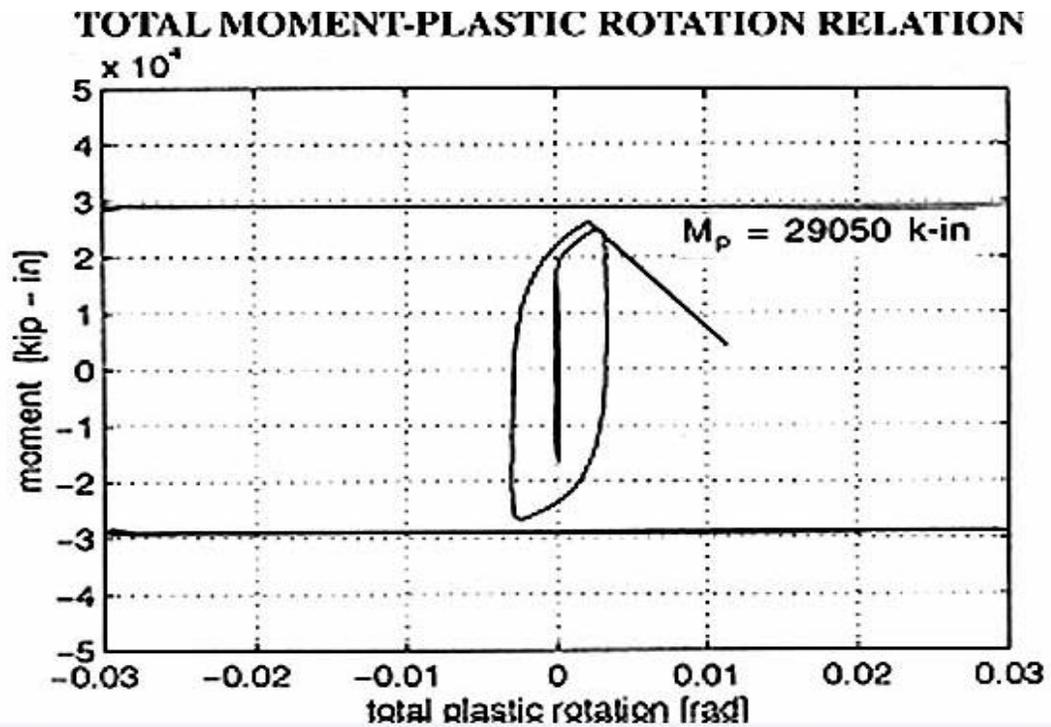
the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

Specimen ID: UCB-PN2
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, column flange fracture, continuity plate yielding, small rotation capacity
Test Location: University of California, Berkeley
Test Date: February 16, 1995
Principal Investigator: Egor P. Popov; with Marcial Blondet, Lev Stepanov, and B. Stojadinovic
Related Summaries: 25
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

CONNECTION DETAIL







Anexo L

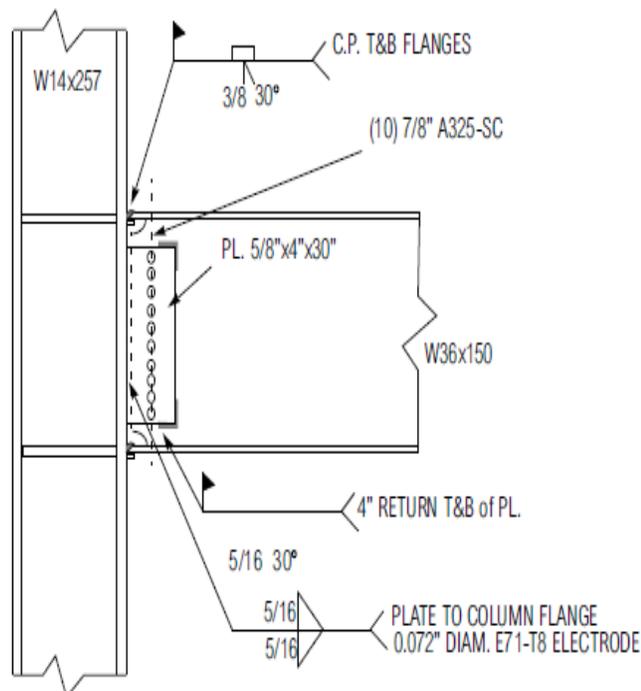
SAC Steel Project

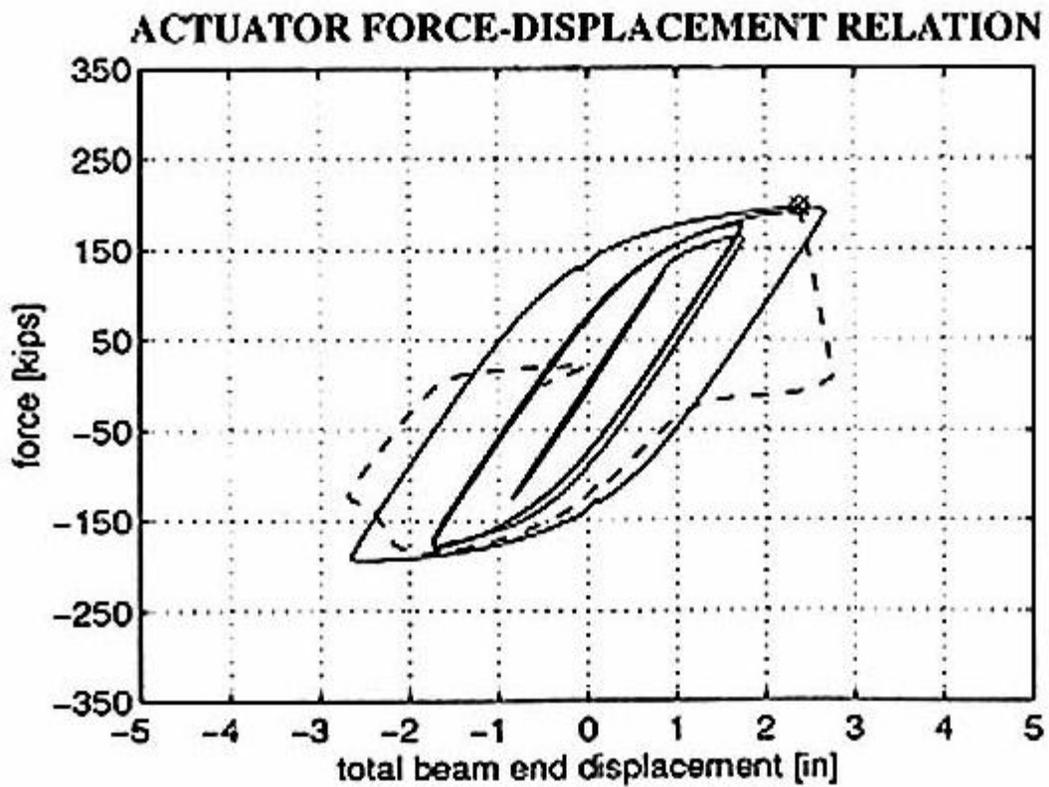
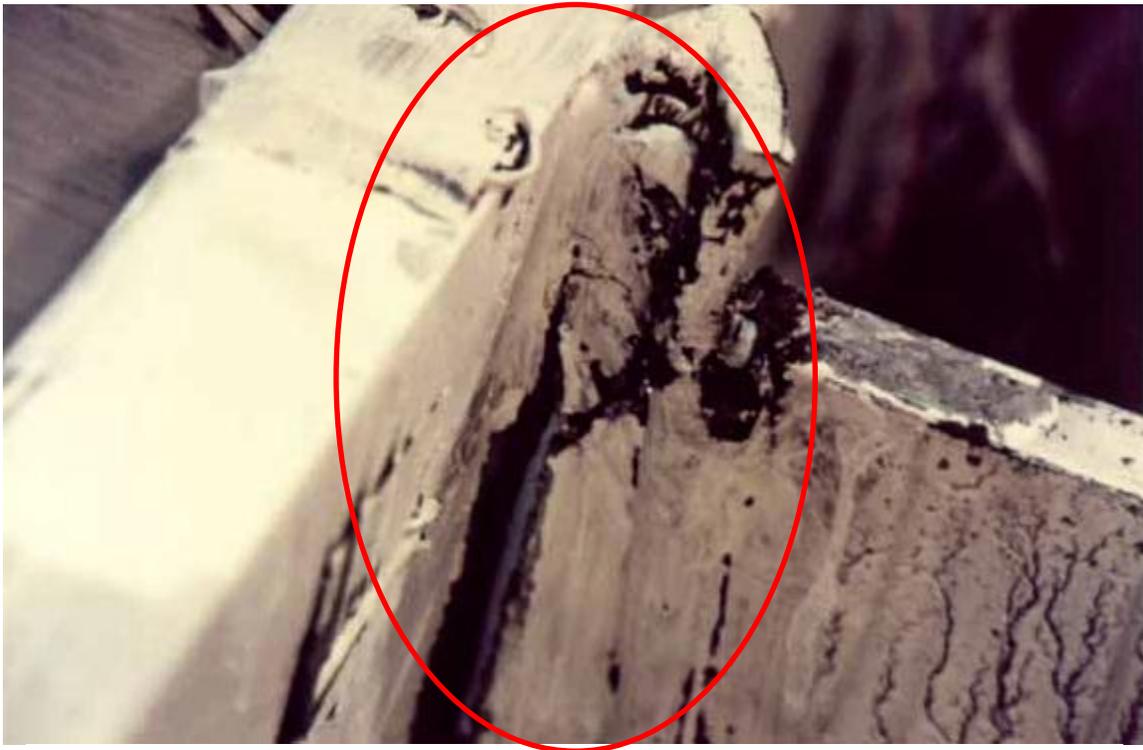
Test Summary No. 12

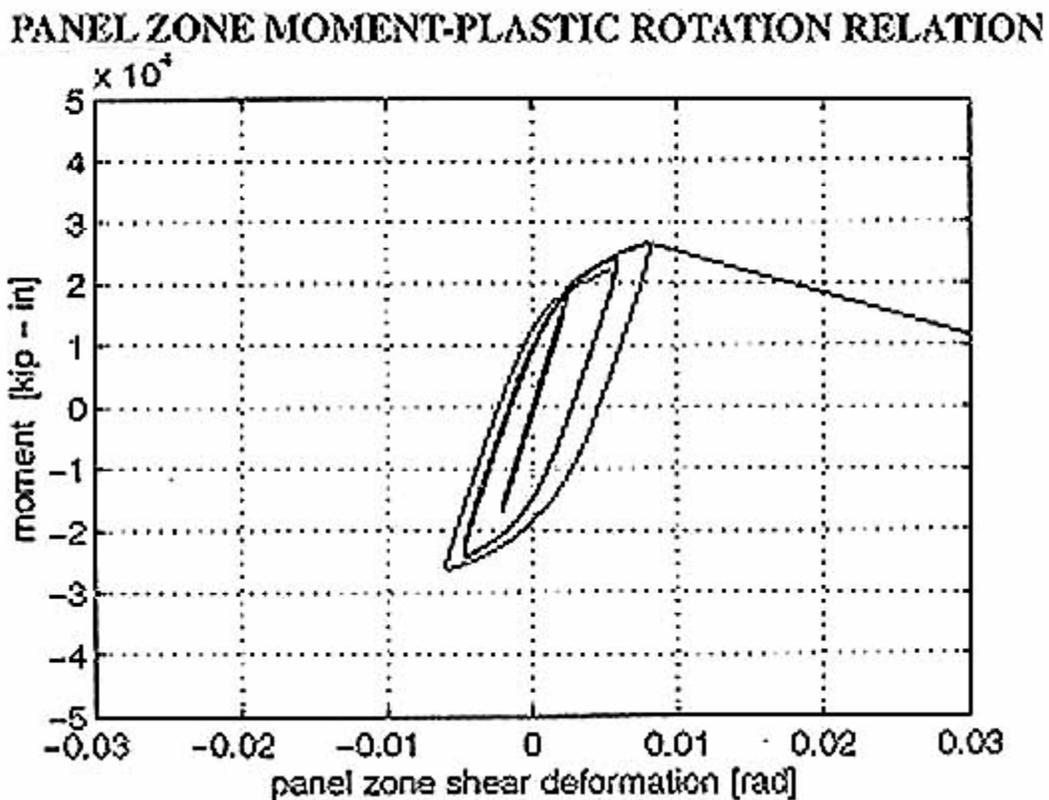
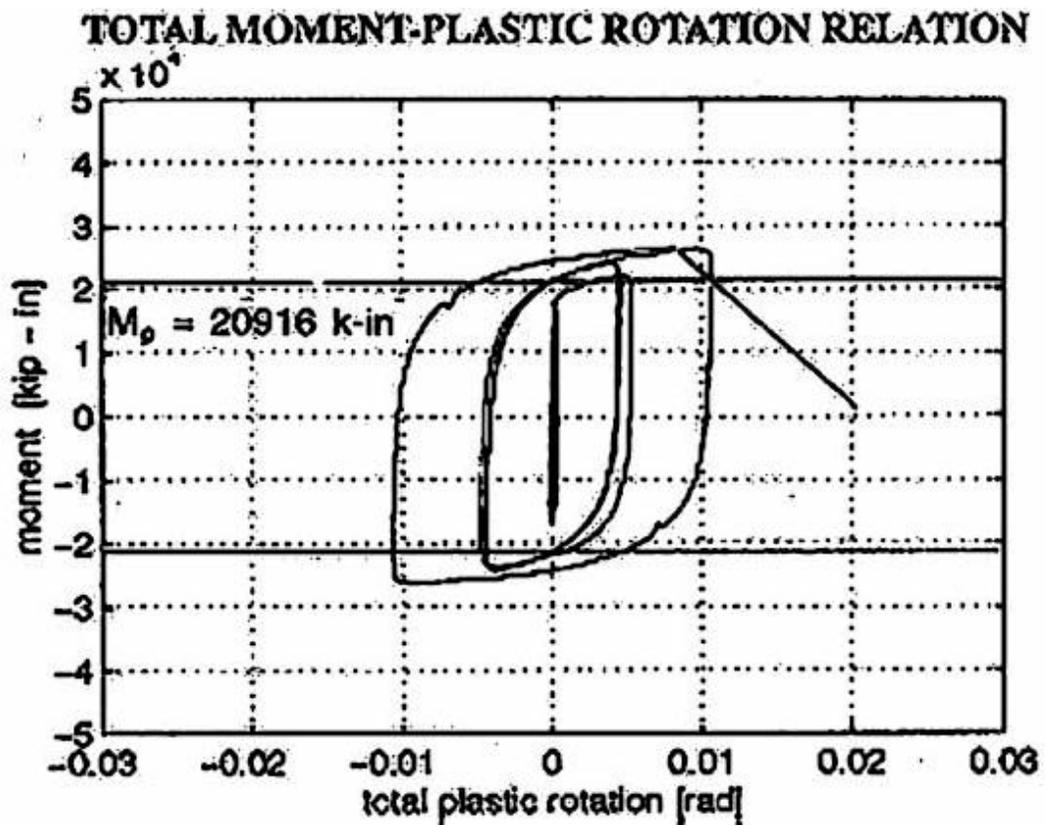
the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

Specimen ID: UCB-PN3
Keywords: Pre-Northridge, simulated field welding, bottom flange fracture, bolt yielding, top flange tear, small rotation capacity
Test Location: University of California, Berkeley
Test Date: February 27-28, 1995
Principal Investigator: Egor P. Popov, with Marcial Blondet, Lev Stepanov, and B. Stojadnovic
Related Summaries: 26
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

CONNECTION DETAIL



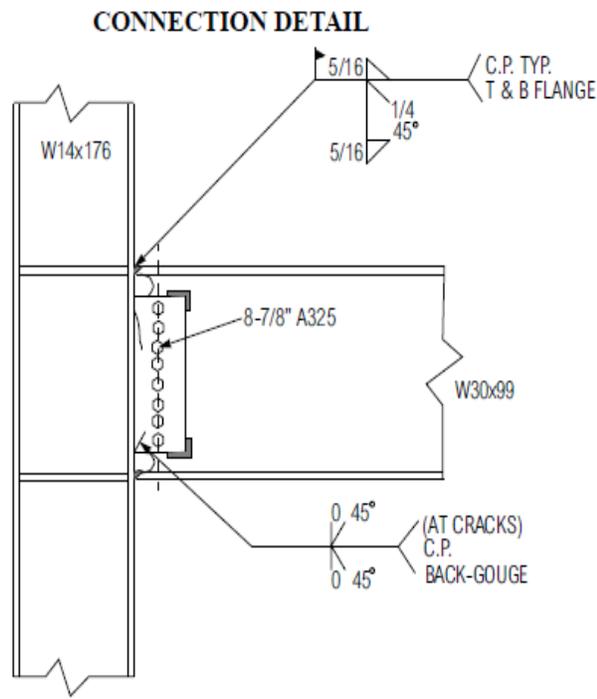




Anexo M

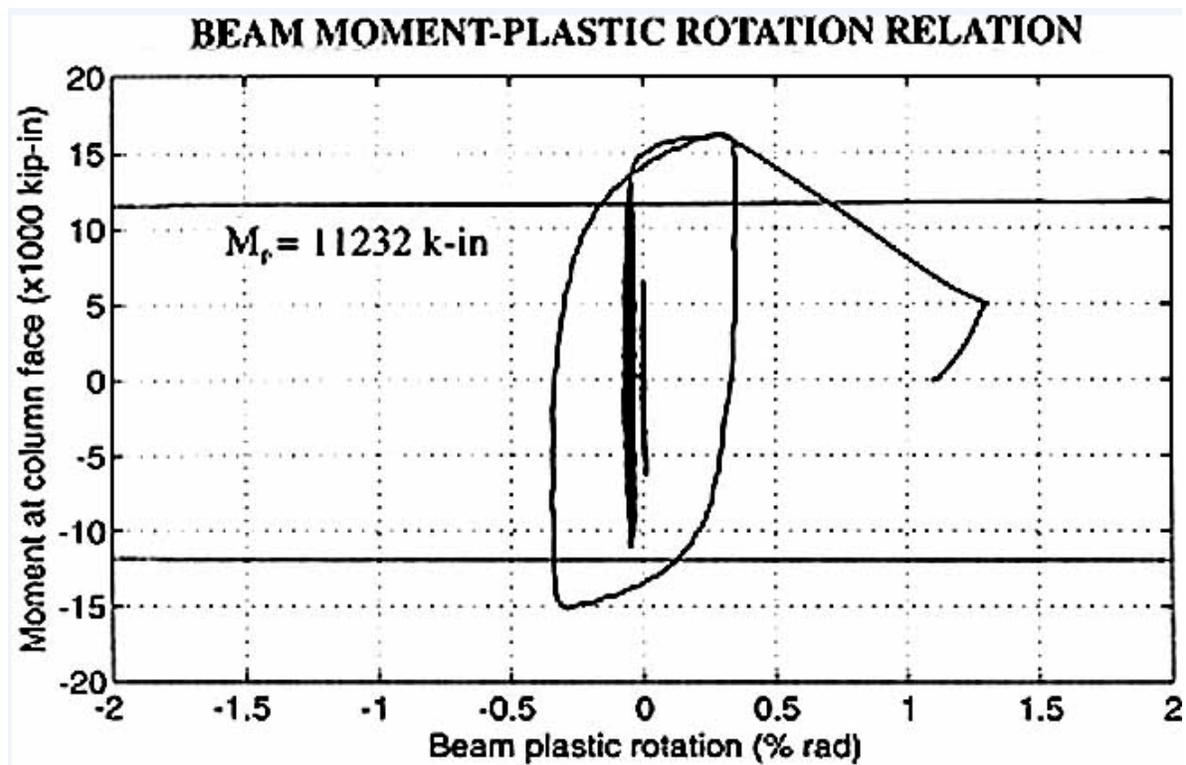
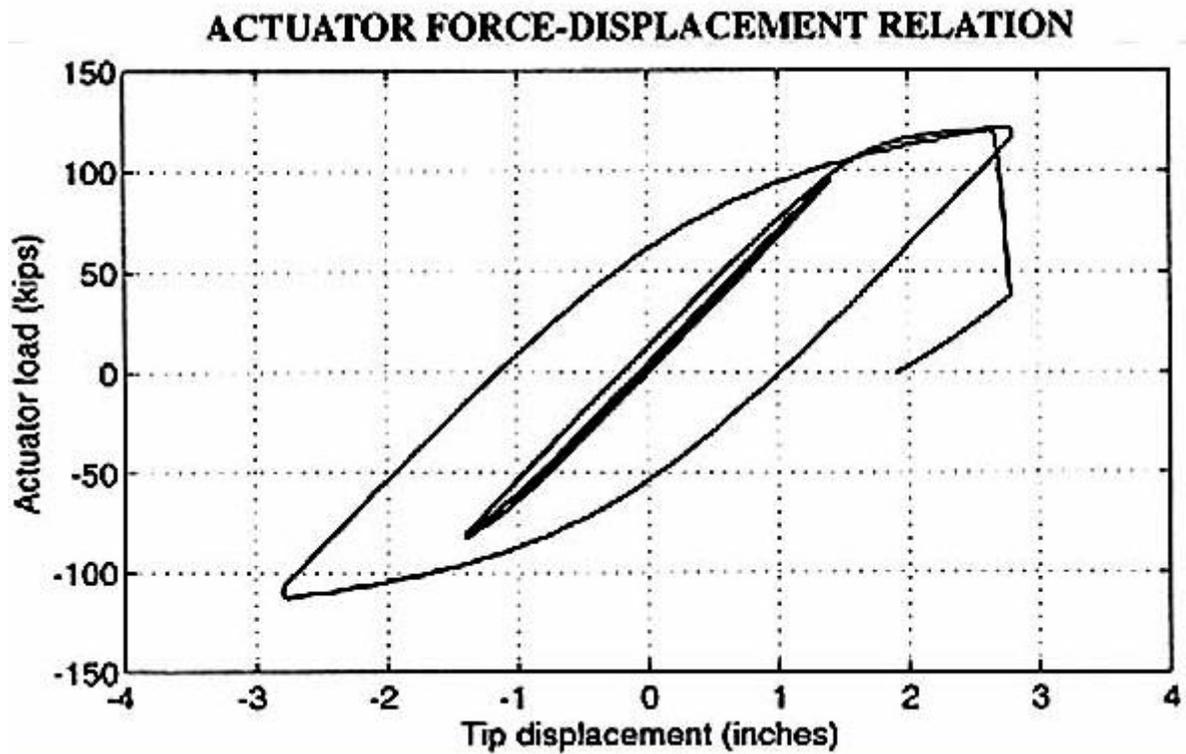
SAC Steel Project Test Summary No. 13
the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

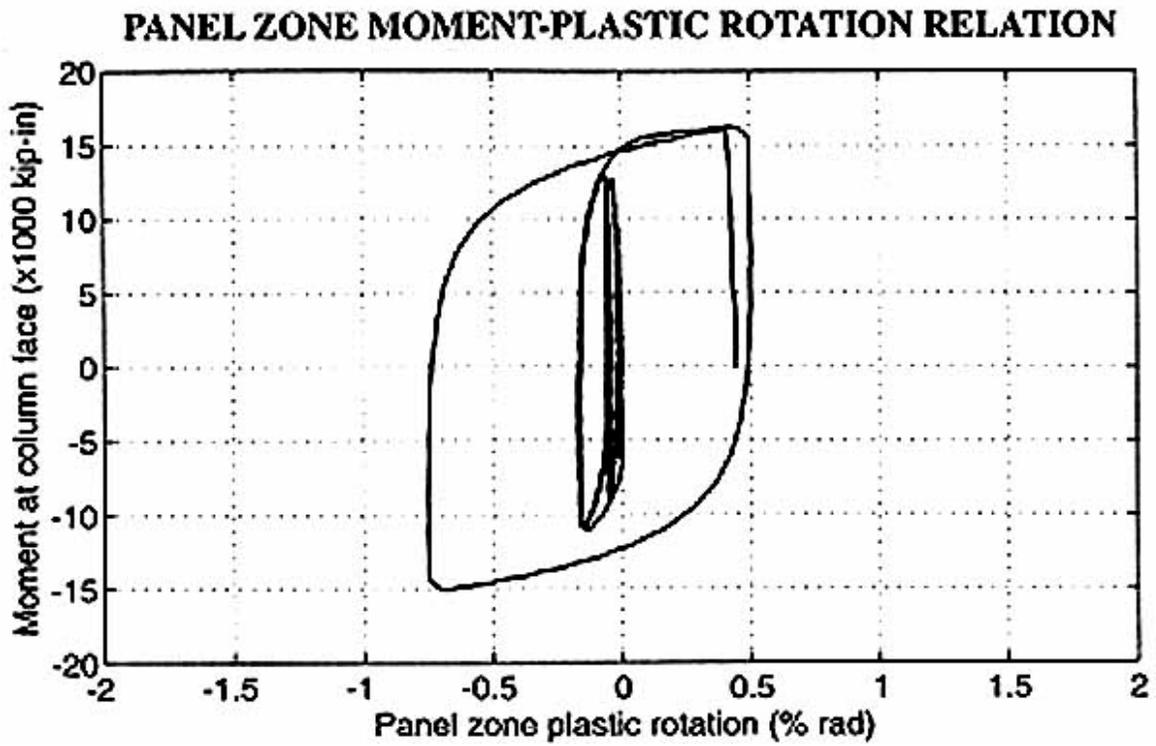
Specimen ID: EERC-RN1
Keywords: Repaired work, notch-tough electrode material, panel zone yielding, weld fracture, small rotation capacity
Test Location: Earthquake Engineering Research Center
Test Date: July 10, 1995
Principal Investigator: Vitelmo V. Bertero; with Andrew S. Whittaker and Amir S. Gilani
Related Summaries: 1, 14
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", Report No. SAC 96-01, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I



COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICA EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.





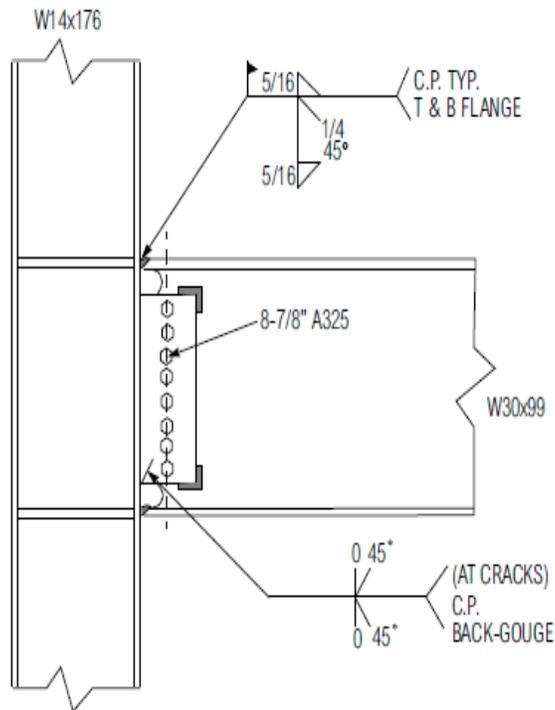


Anexo N

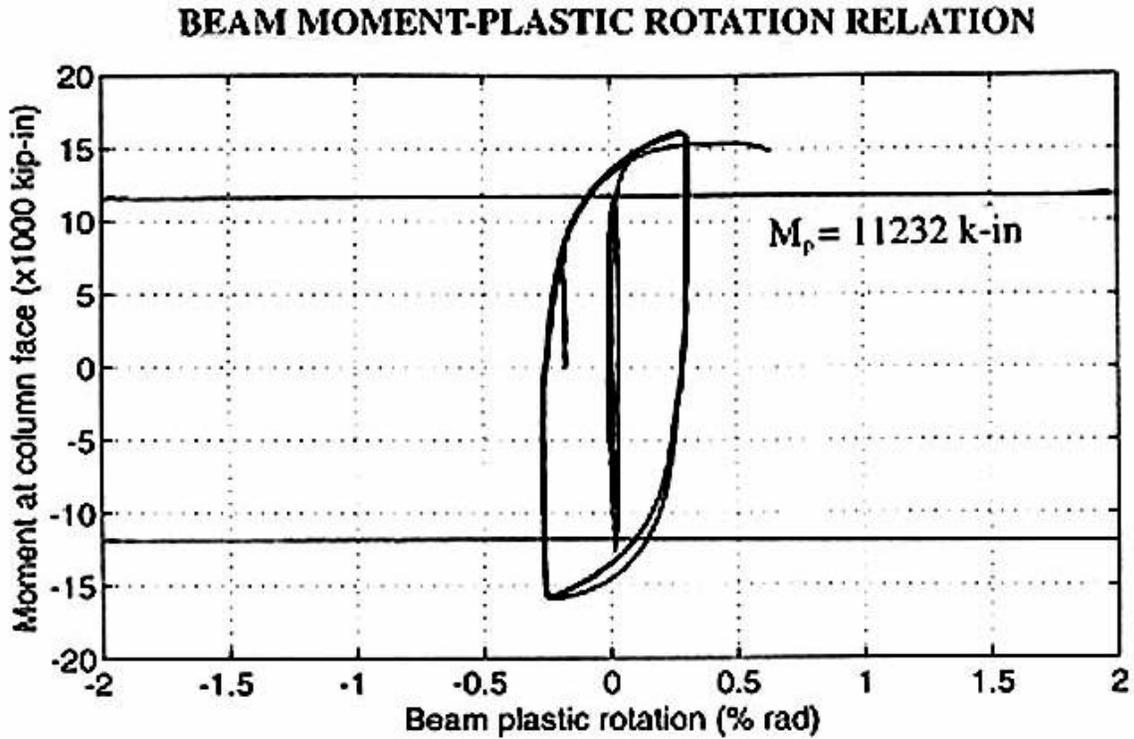
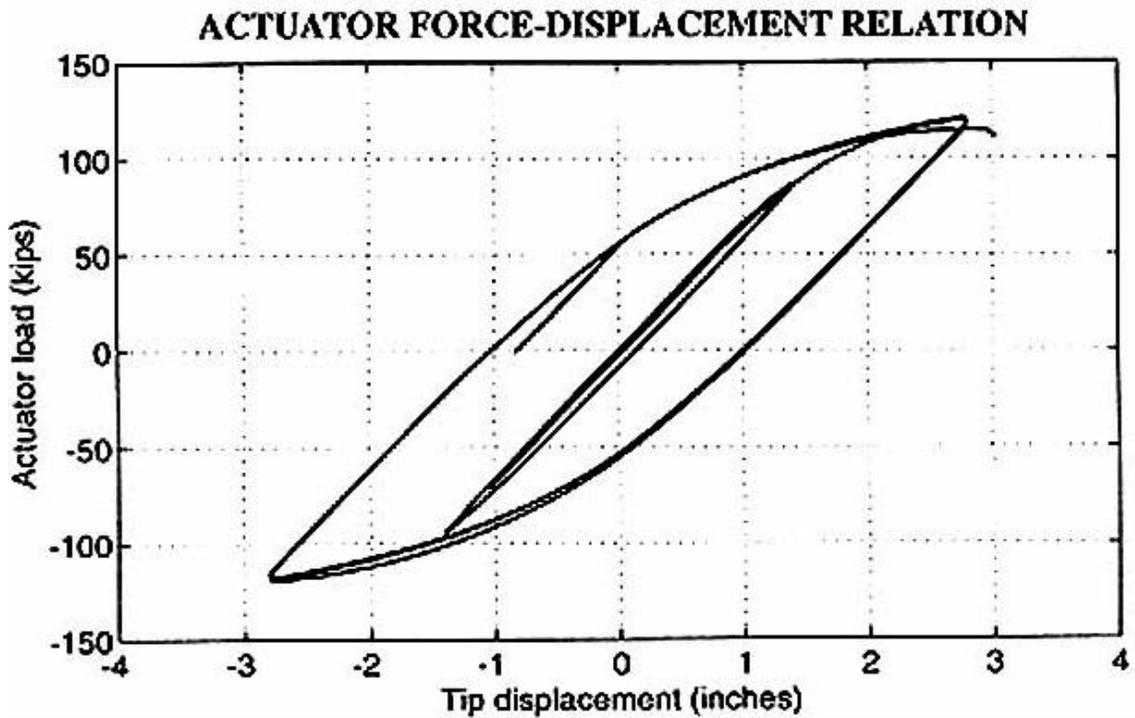
SAC Steel Project Test Summary No. 14
the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

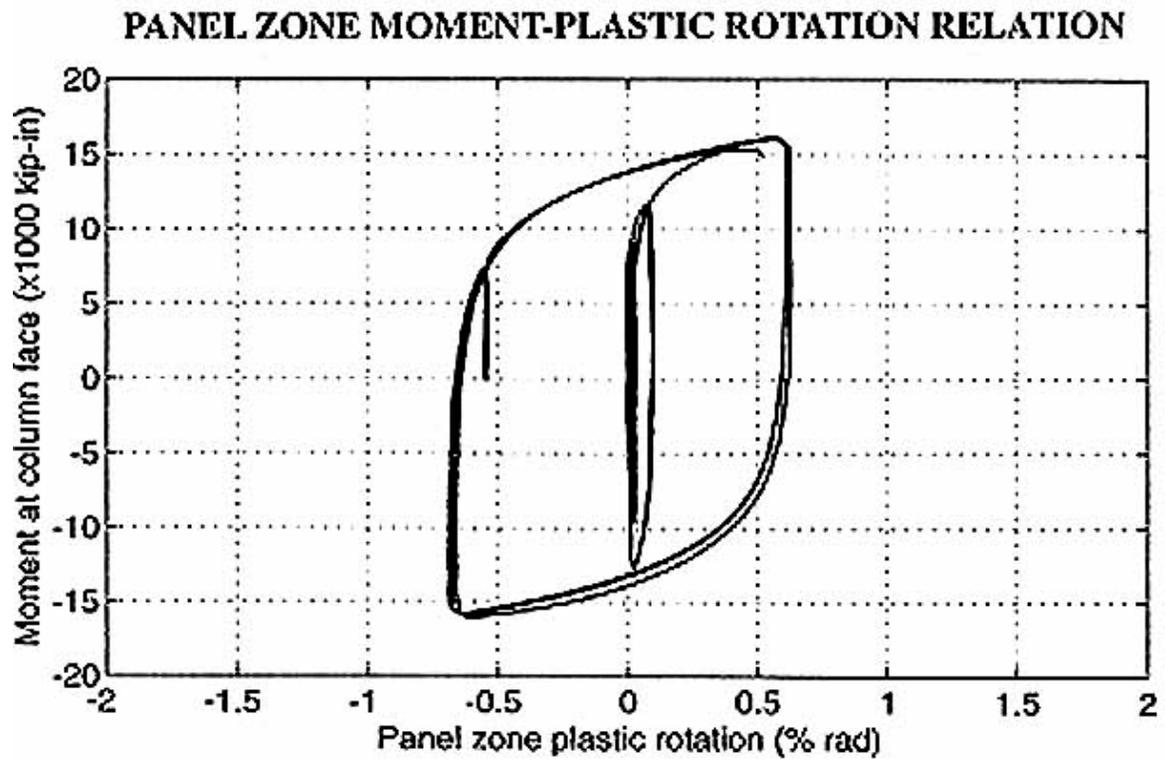
Specimen ID: EERC-RN1A
Keywords: Repair, notch-tough electrode material, panel zone yielding, weld fracture, small rotation capacity
Test Location: Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley
Test Date: August 8, 1995
Principal Investigator: Vitelmo V. Bertero; with Andrew S. Whittaker and Amir S. Gilani
Related Summaries: 1, 13
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", Report No. SAC 96-01, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

CONNECTION DETAIL









Anexo Ñ

	<h1>Test Summary No. 15</h1>
	<p>the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures</p>

Specimen ID: EERC-RN2

Keywords: Repair, top and bottom triangular haunch, beam flange not welded, flange local buckling, web distortion, large strains, medium rotation capacity

Test Location: Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley

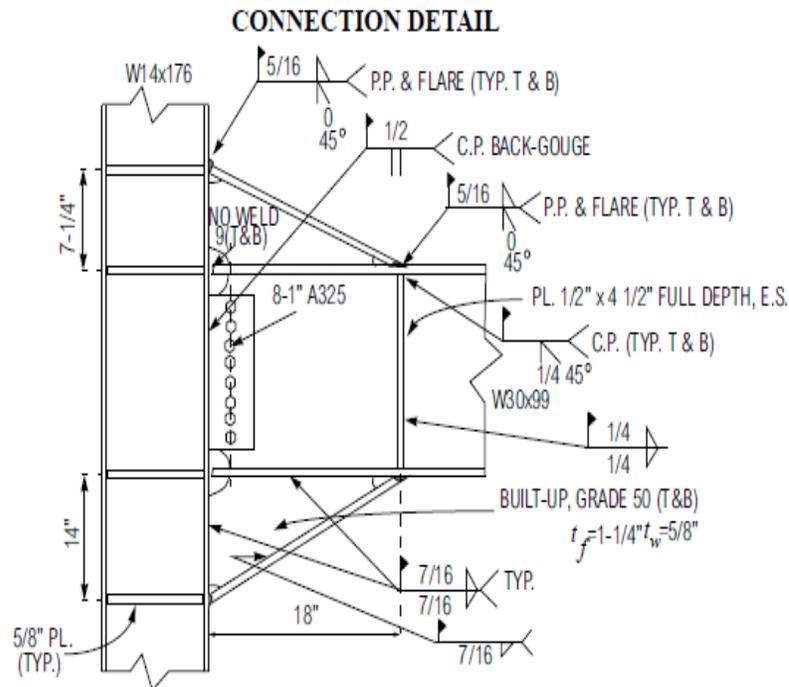
Test Date: June 29-30, 1995

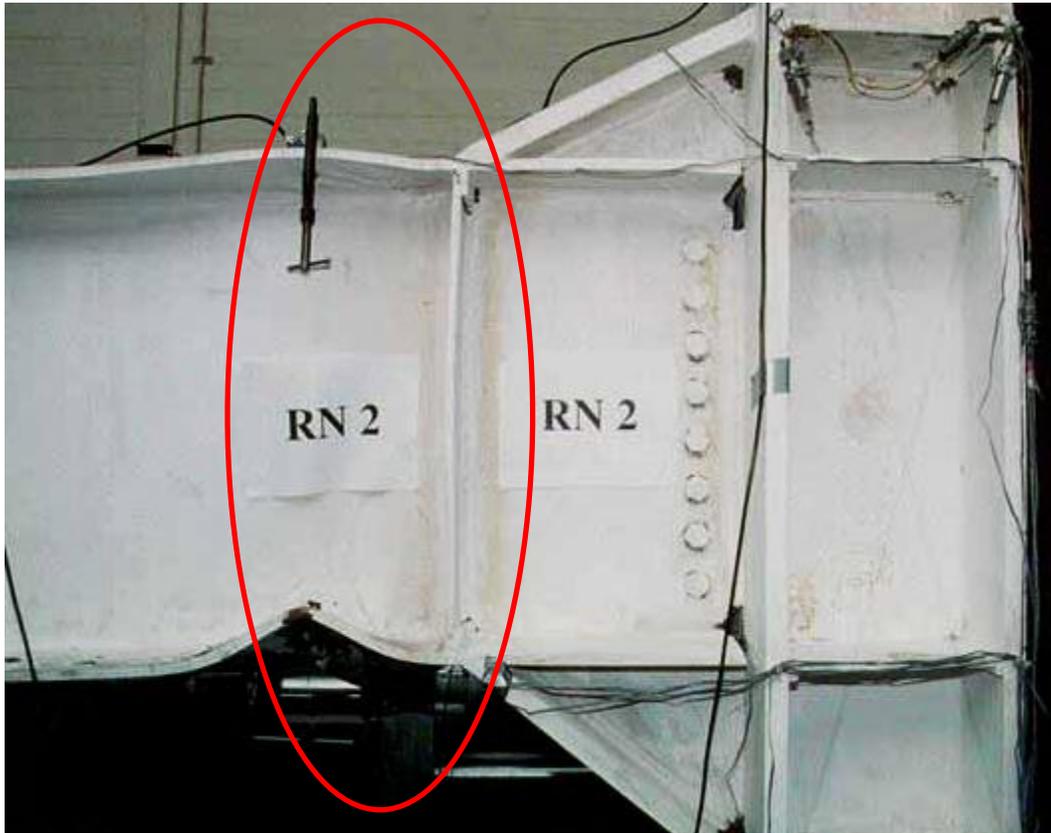
Principal Investigator: Vitelmo V. Bertero; with Andrew S. Whittaker and Amir S. Gilani

Related Summaries: 2

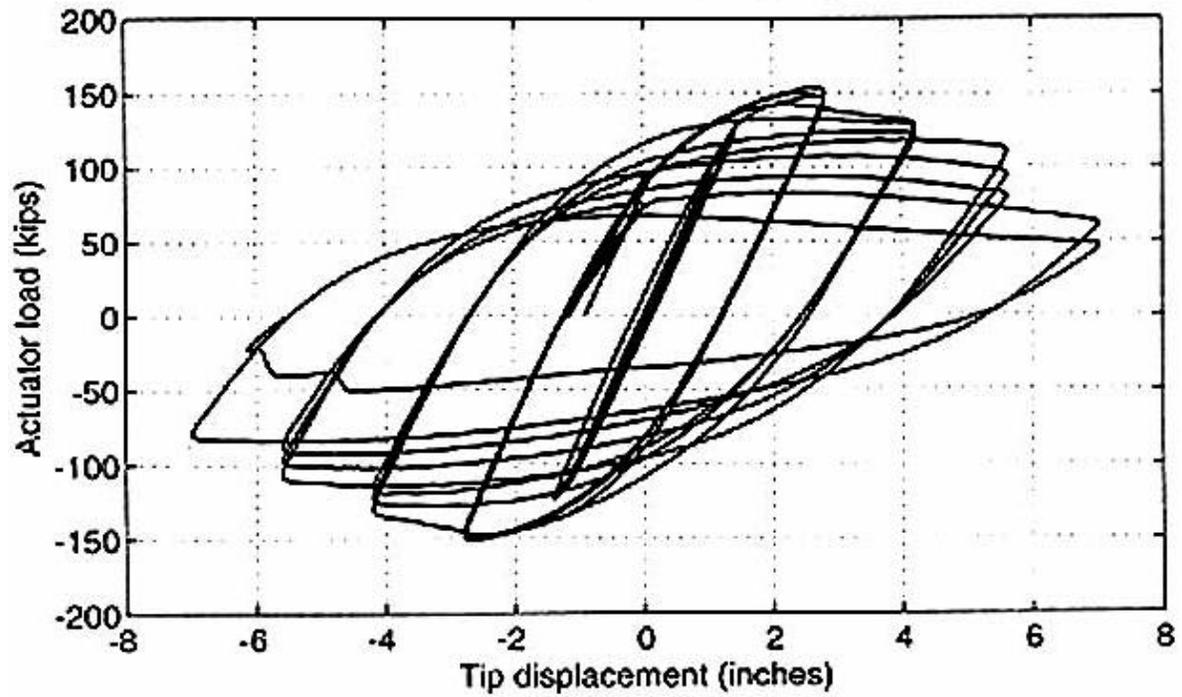
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", Report No. SAC 96-01, March 1996.

Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

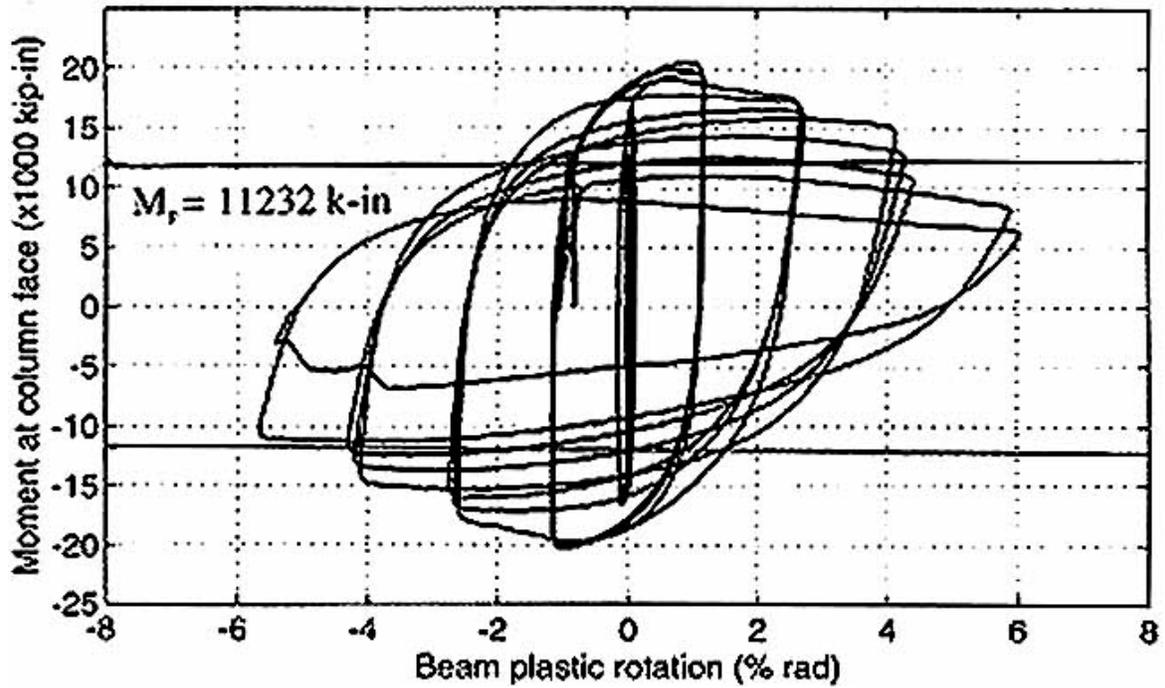




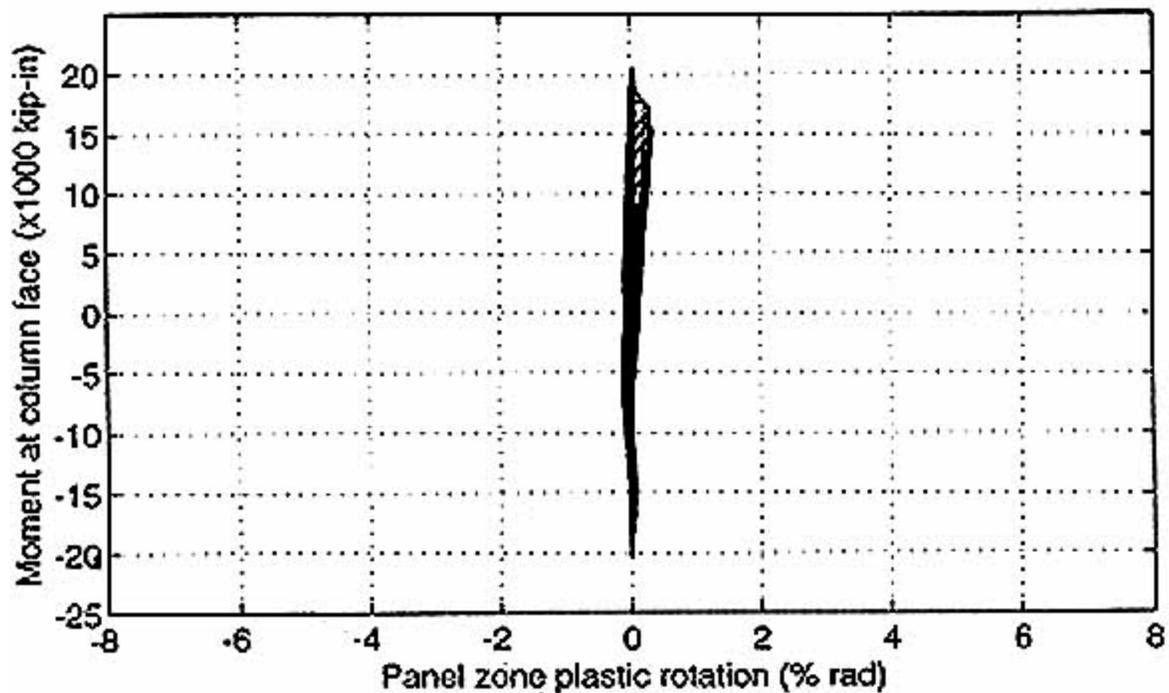
ACTUATOR FORCE-DISPLACEMENT RELATION



BEAM MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



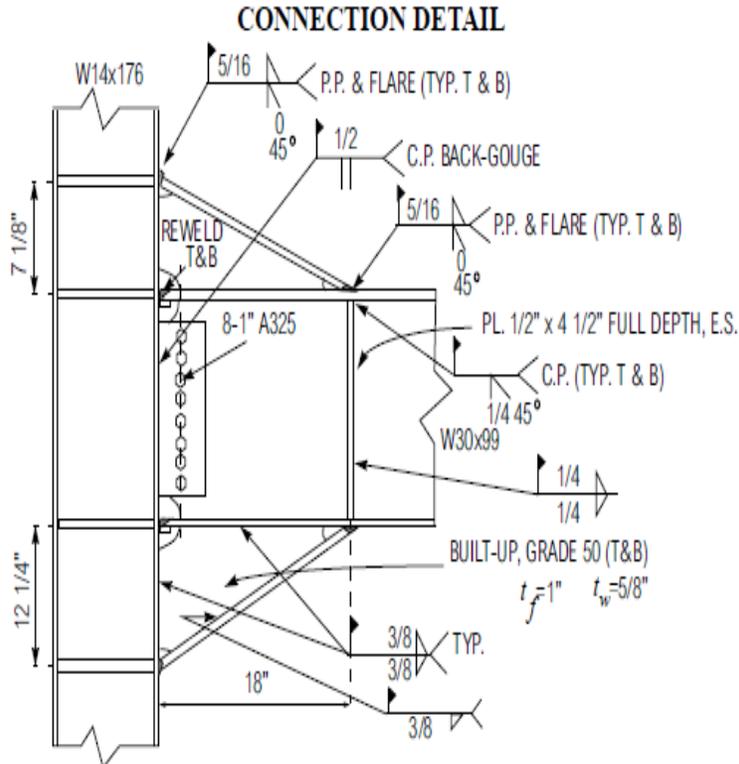
PANEL ZONE MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION

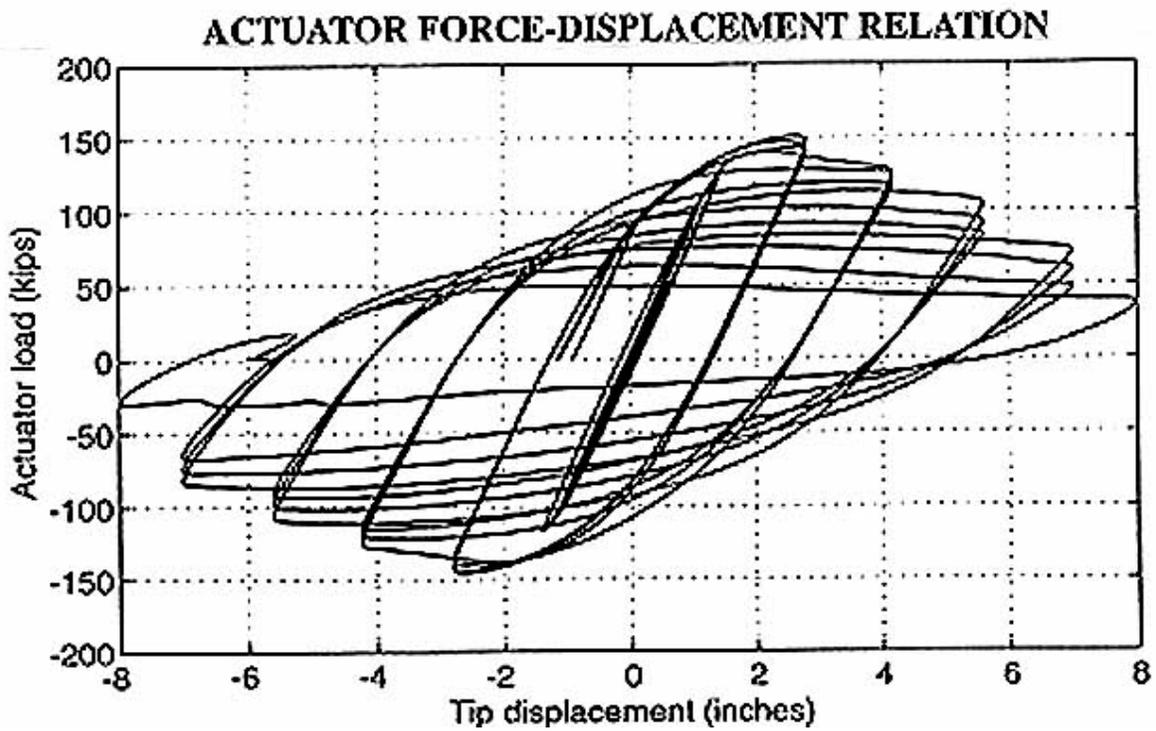
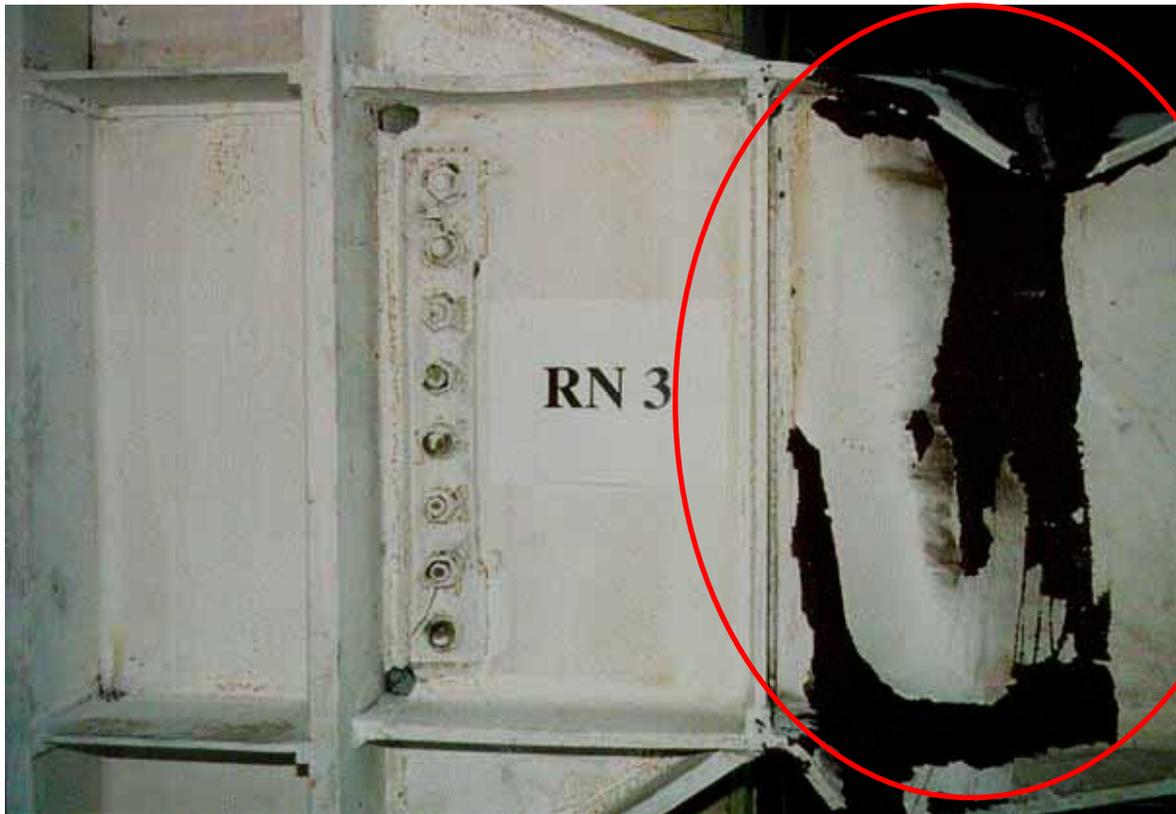


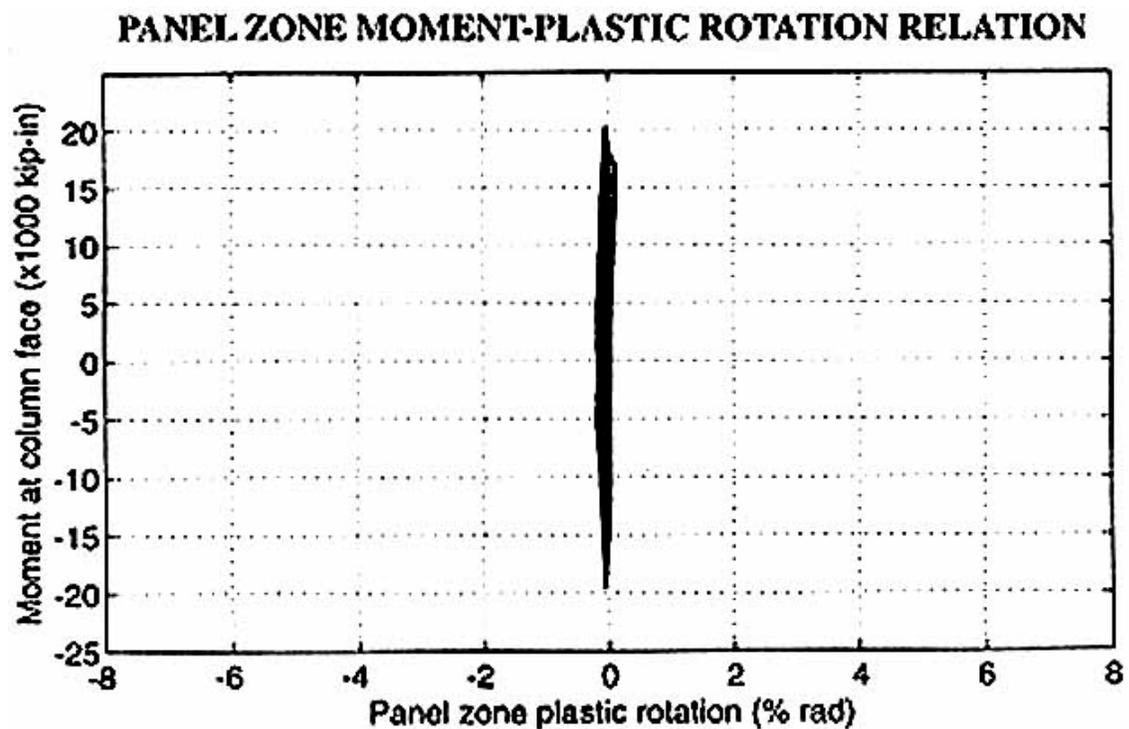
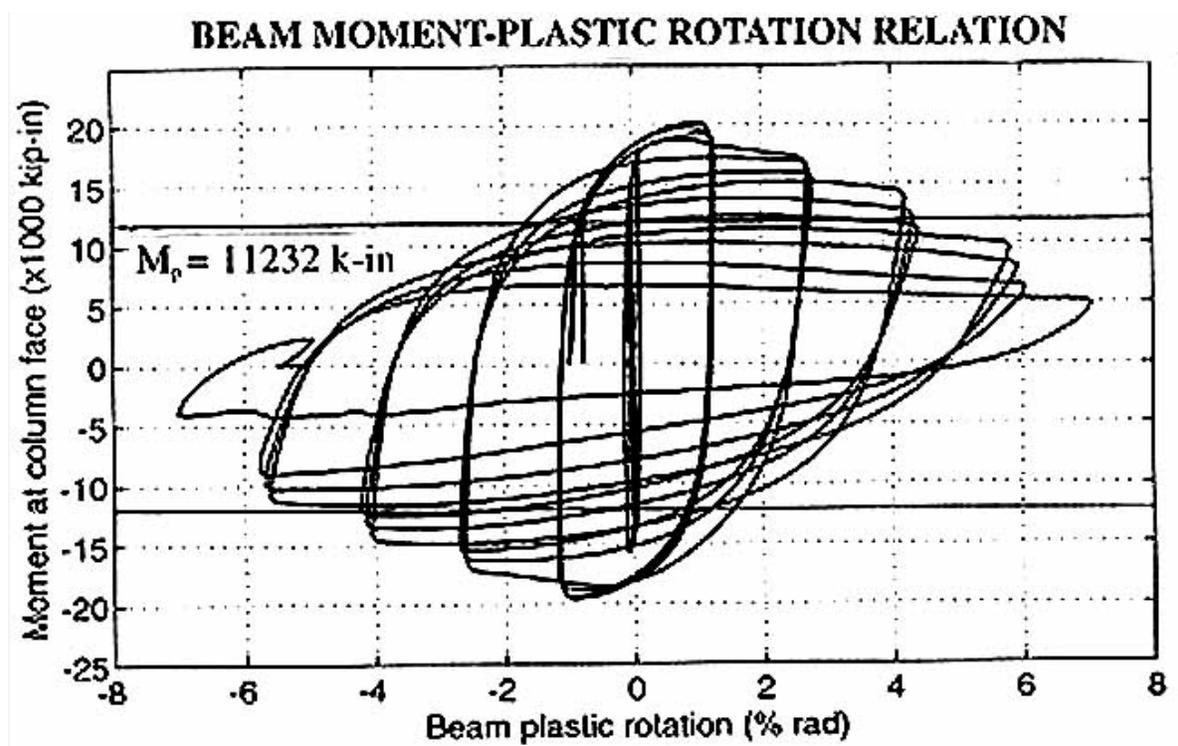
Anexo O

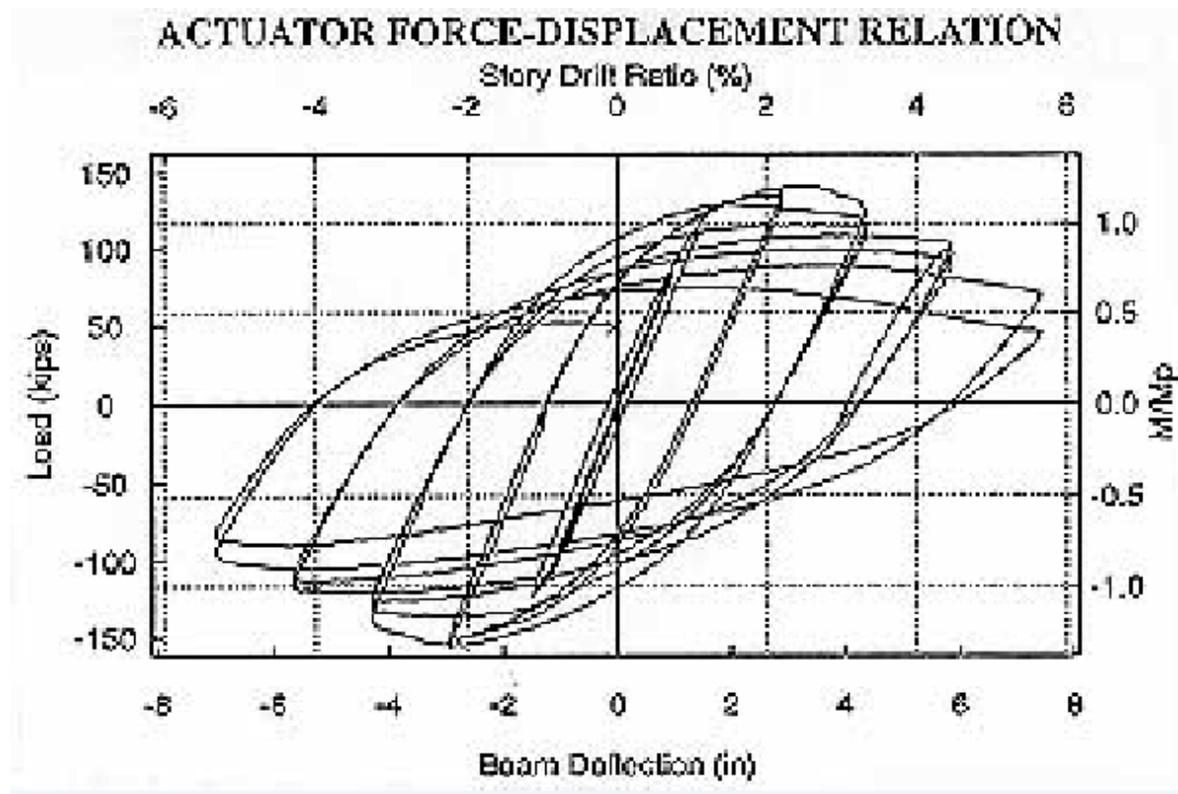
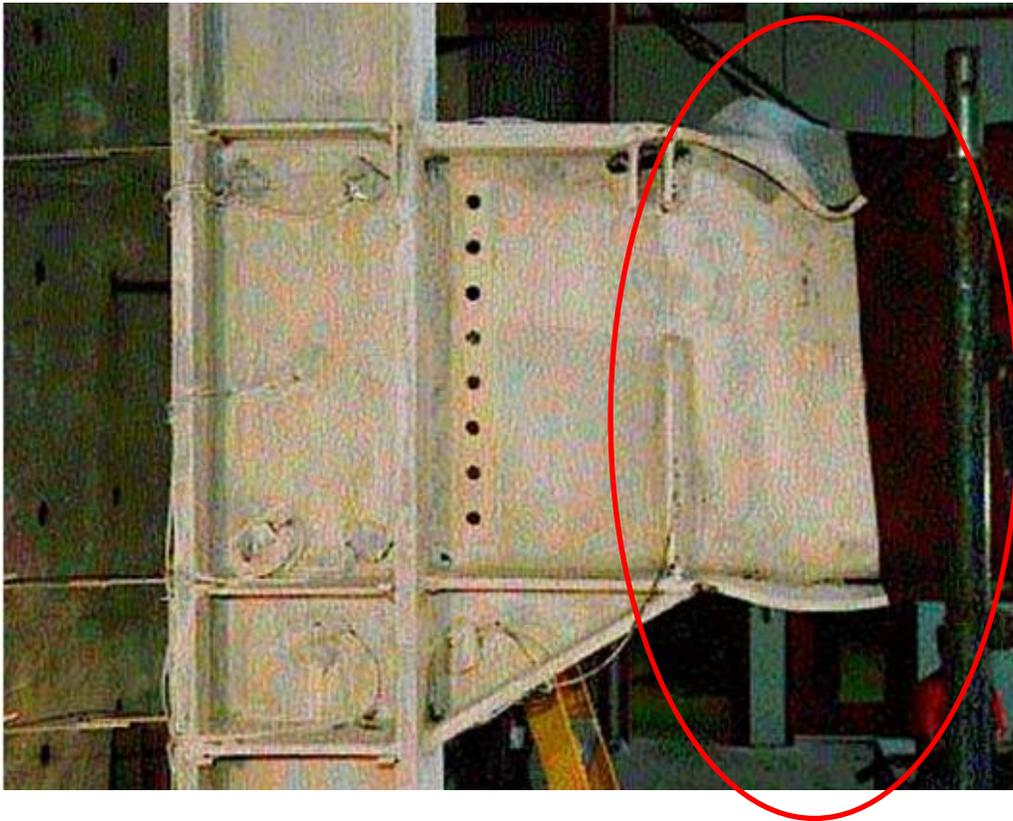
SAC Steel Project Test Summary No. 16
 the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

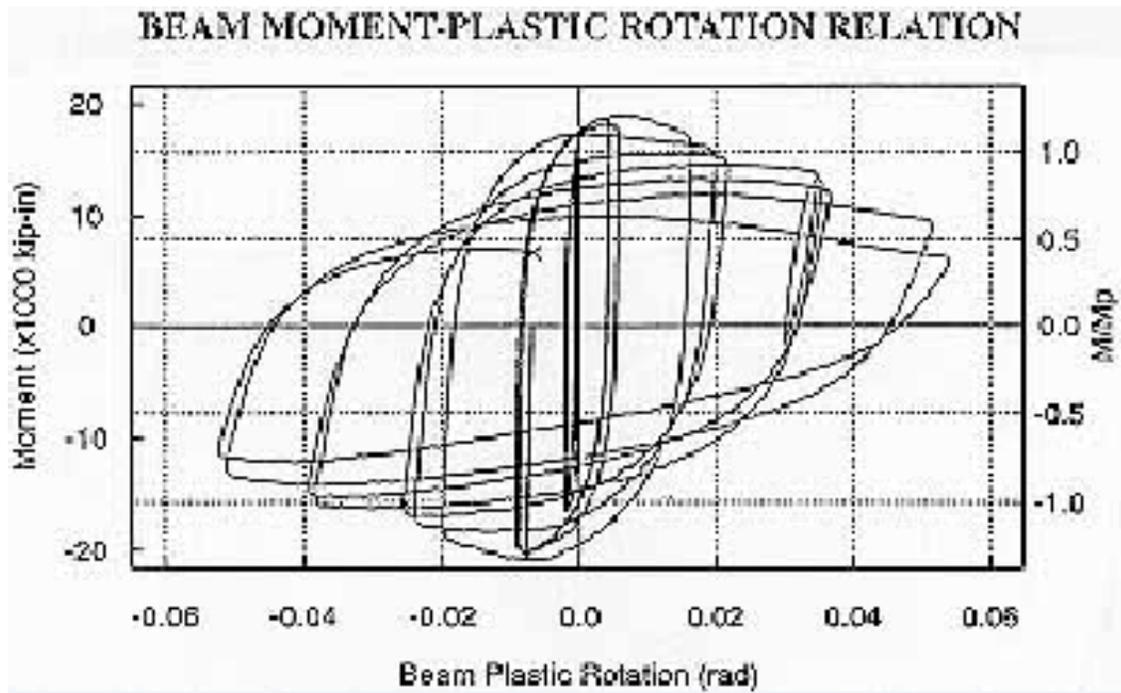
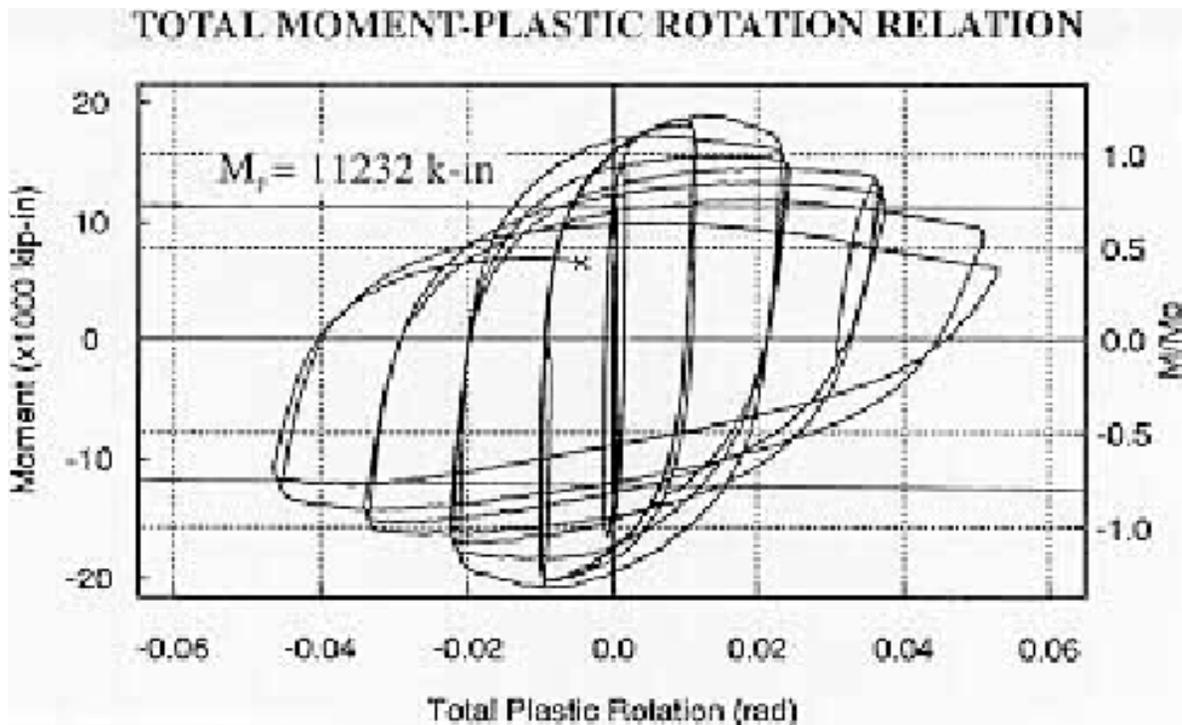
Specimen ID: EERC-RN3
 Keywords: Repair, top and bottom triangular haunch, weld beam web to column, flange local buckling, web distortion, large strains, medium rotation capacity
 Test Location: Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley
 Test Date: June 23, 1995
 Principal Investigator: Vitelmo V. Bertero; with Andrew S. Whittaker and Amir S. Gilani
 Related Summaries: 3
 Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", Report No. SAC 96-01, March 1996.
 Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I









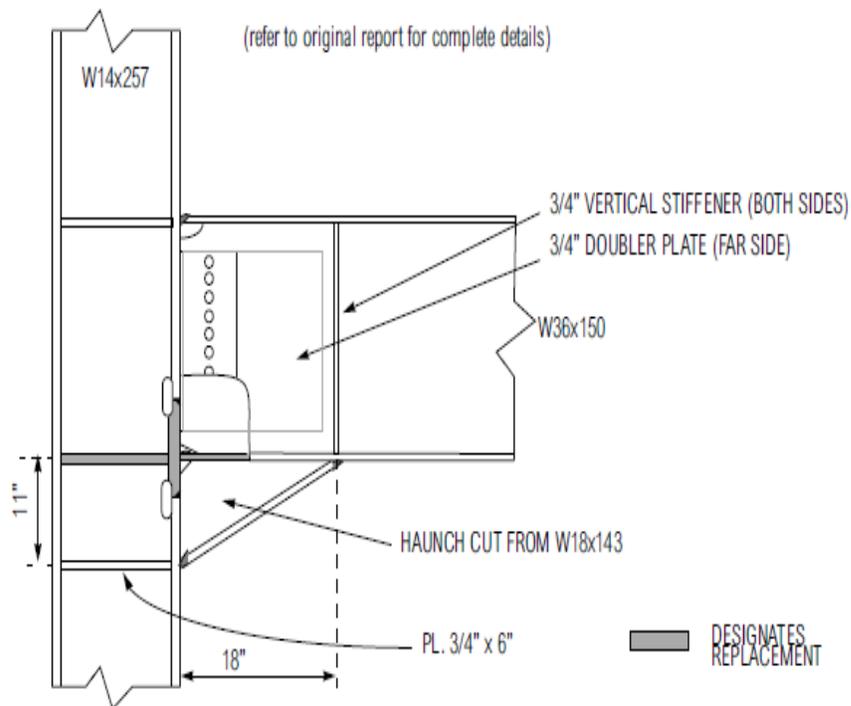


Anexo Q

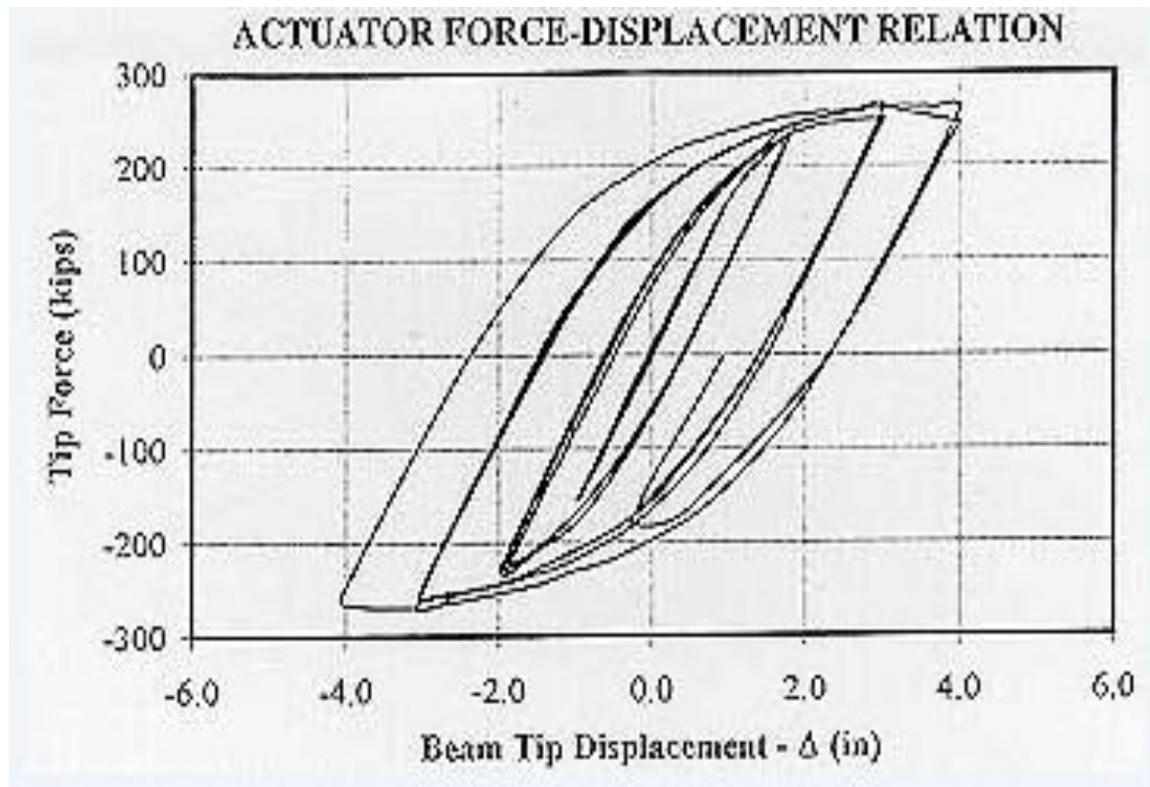
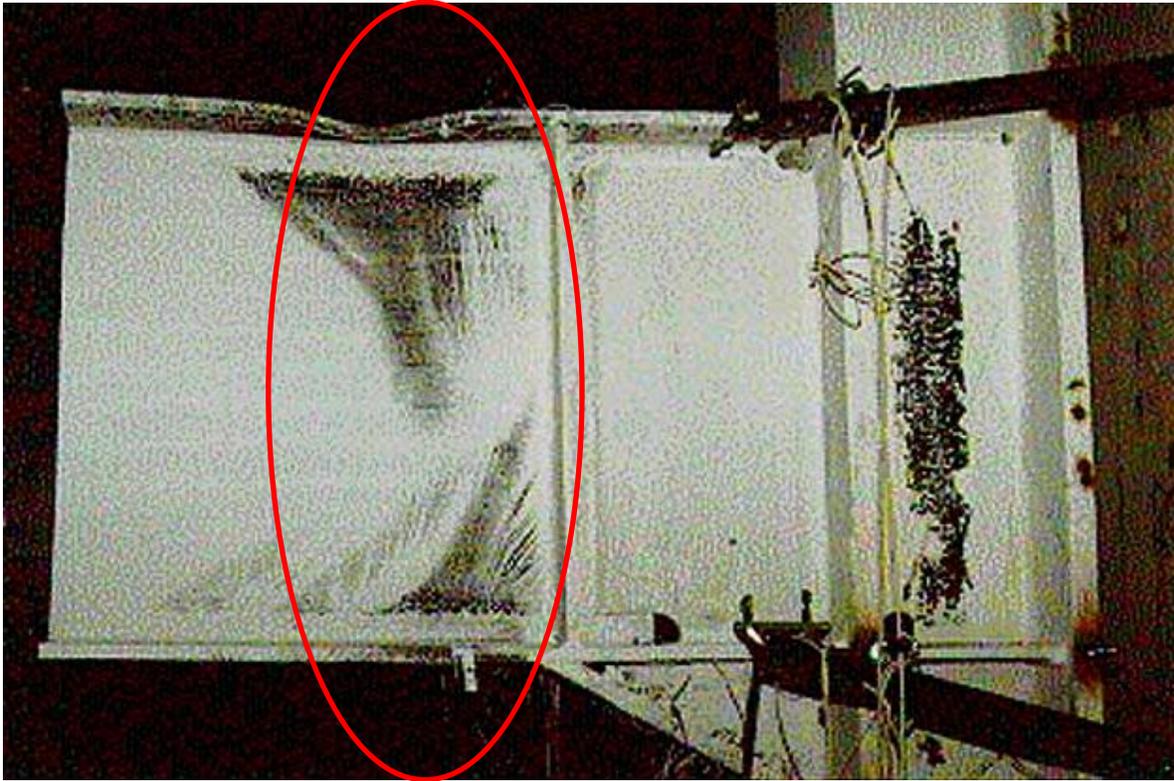
SAC Steel Project the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures	Test Summary No. 20
--	----------------------------

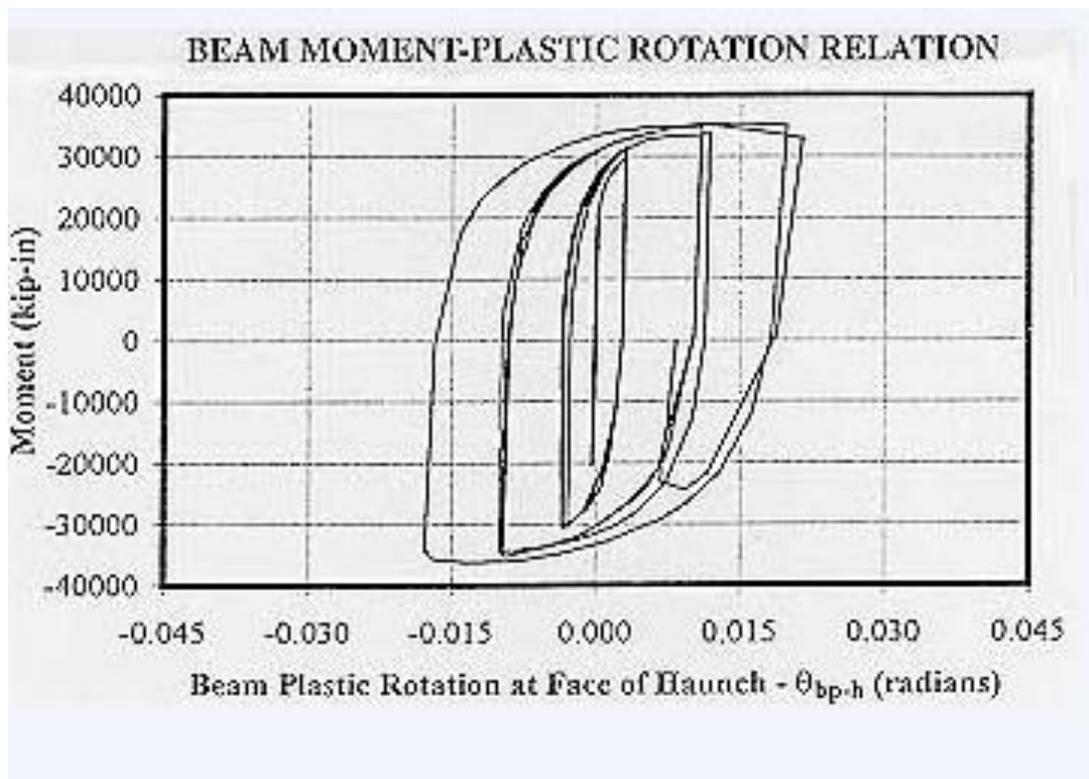
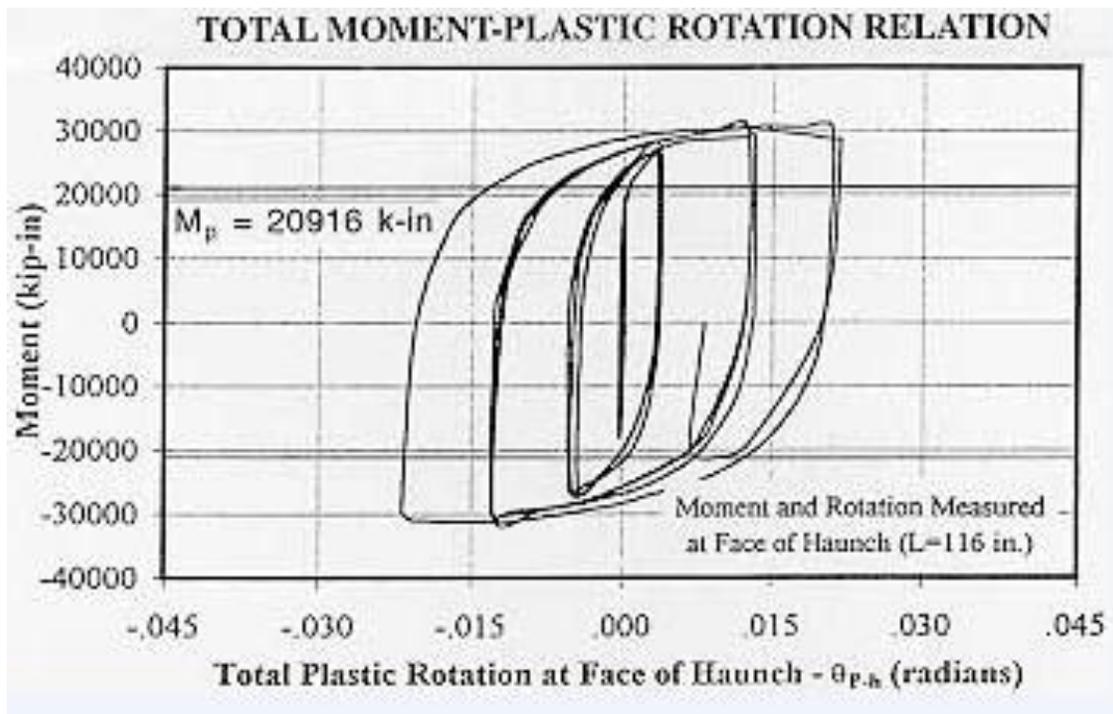
Specimen ID: UTA-1R
Keywords: Repair, bottom haunch, beam and column splice plates, web doubler plate, flange and web yielding, top weld fracture, medium rotation capacity
Test Location: University of Texas, Austin
Test Date: October 20, 1995
Principal Investigator: Michael D. Englehardt; with Bradley D. Shuey and Thomas A. Sabol
Related Summaries: 7, 21
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

CONNECTION DETAIL



COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICA EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.





Anexo R

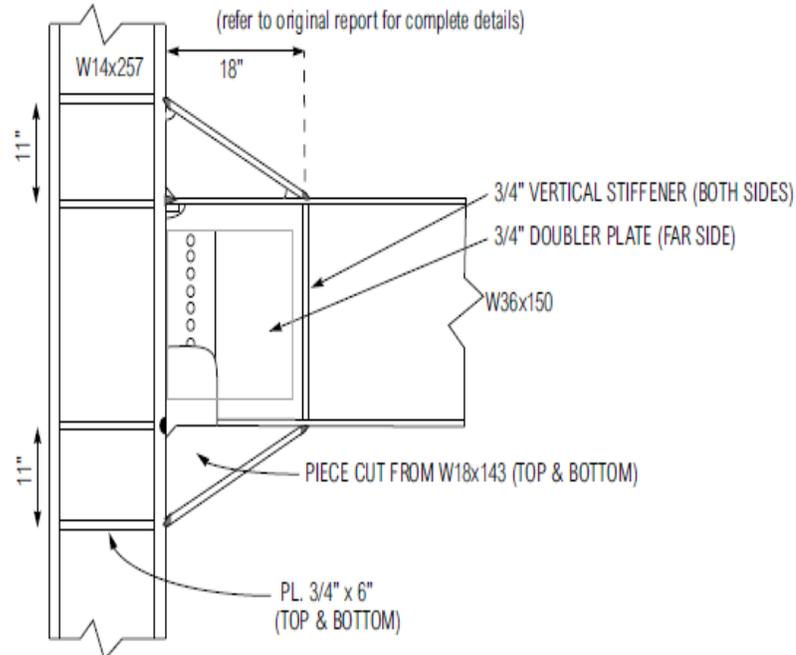
SAC Steel Project

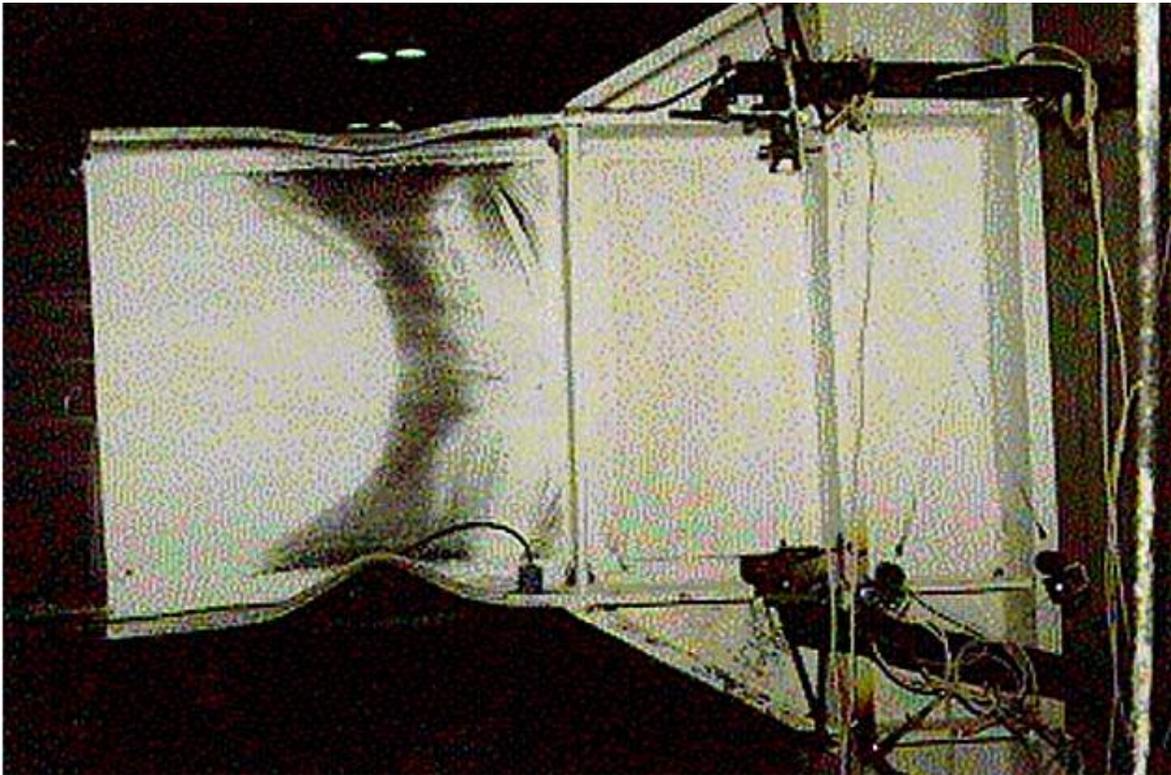
Test Summary No. 23

the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

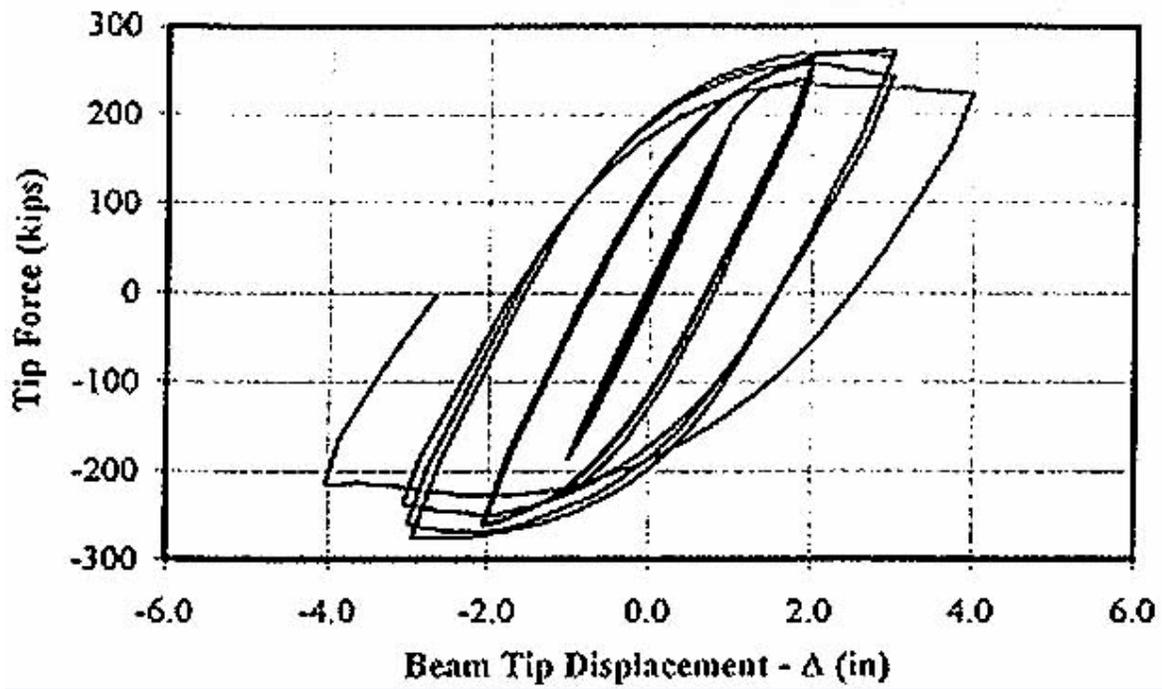
Specimen ID: UTA-3R
Keywords: Repaired, top and bottom haunch, web doubler plate, flange and web buckling, specimen twisting, medium rotation capacity
Test Location: University of Texas, Austin
Test Date: November 8, 1995
Principal Investigator: Michael D. Englehardt; with Bradley D. Shuey and Timothy Portyaj
Related Summaries: 9
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", *Report No. SAC 96-01*, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

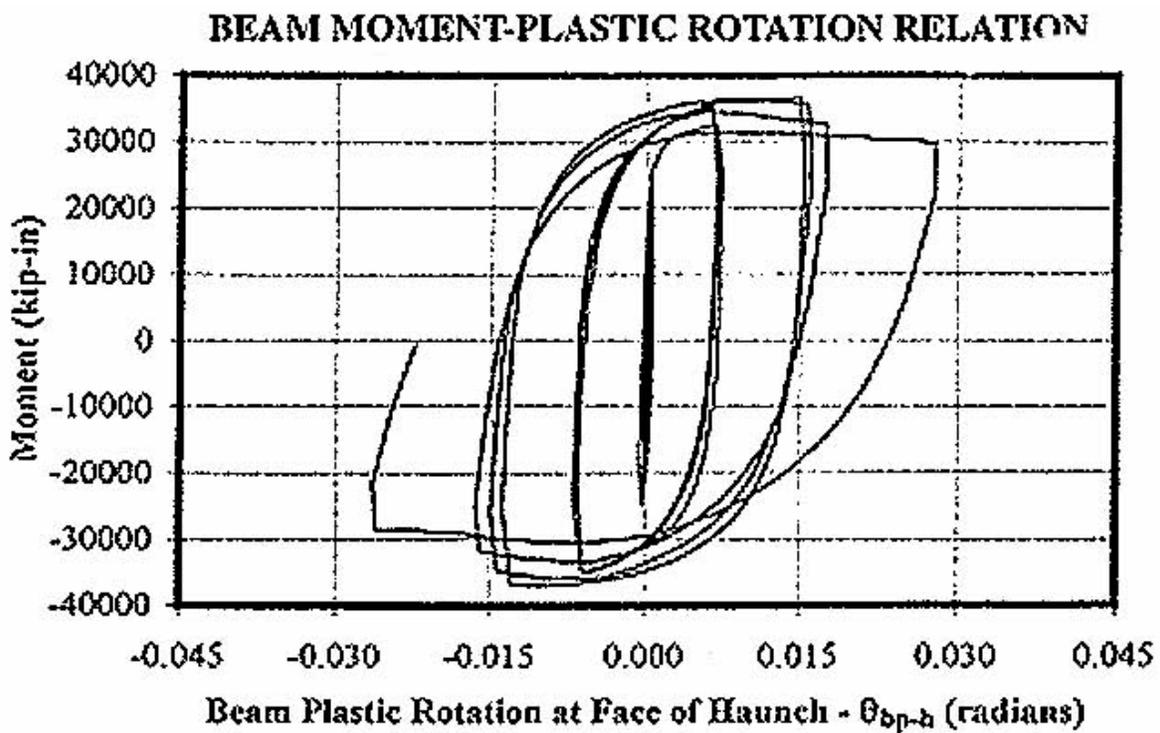
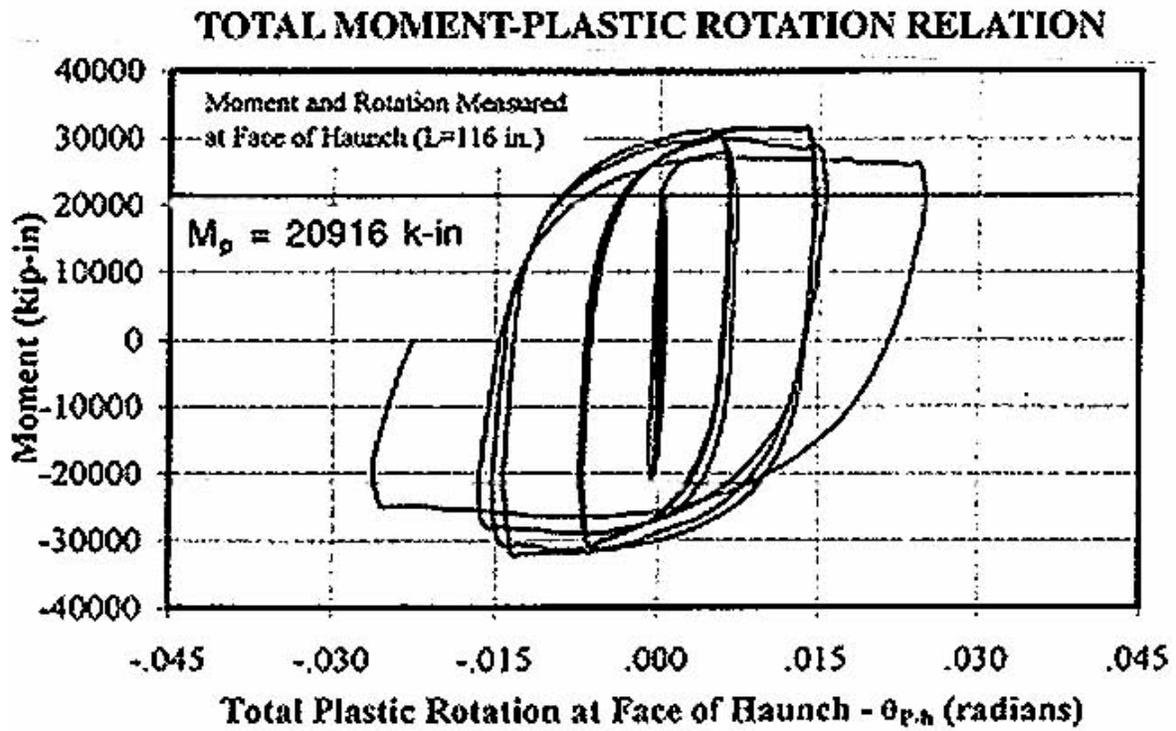
CONNECTION DETAIL





ACTUATOR FORCE-DISPLACEMENT RELATION





Anexo S

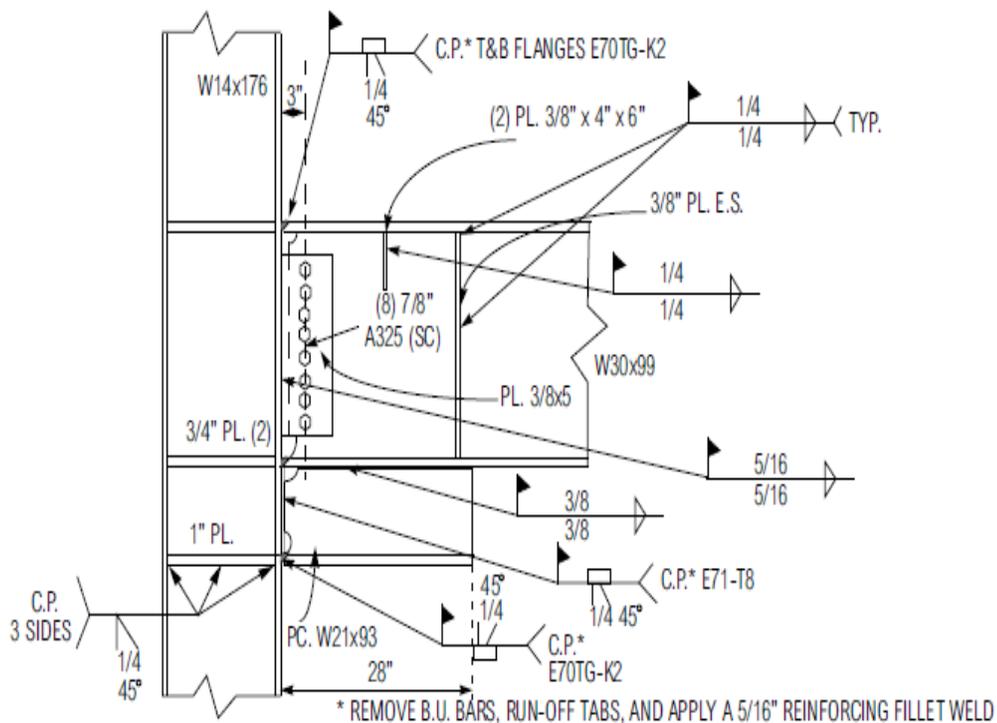
SAC Steel Project

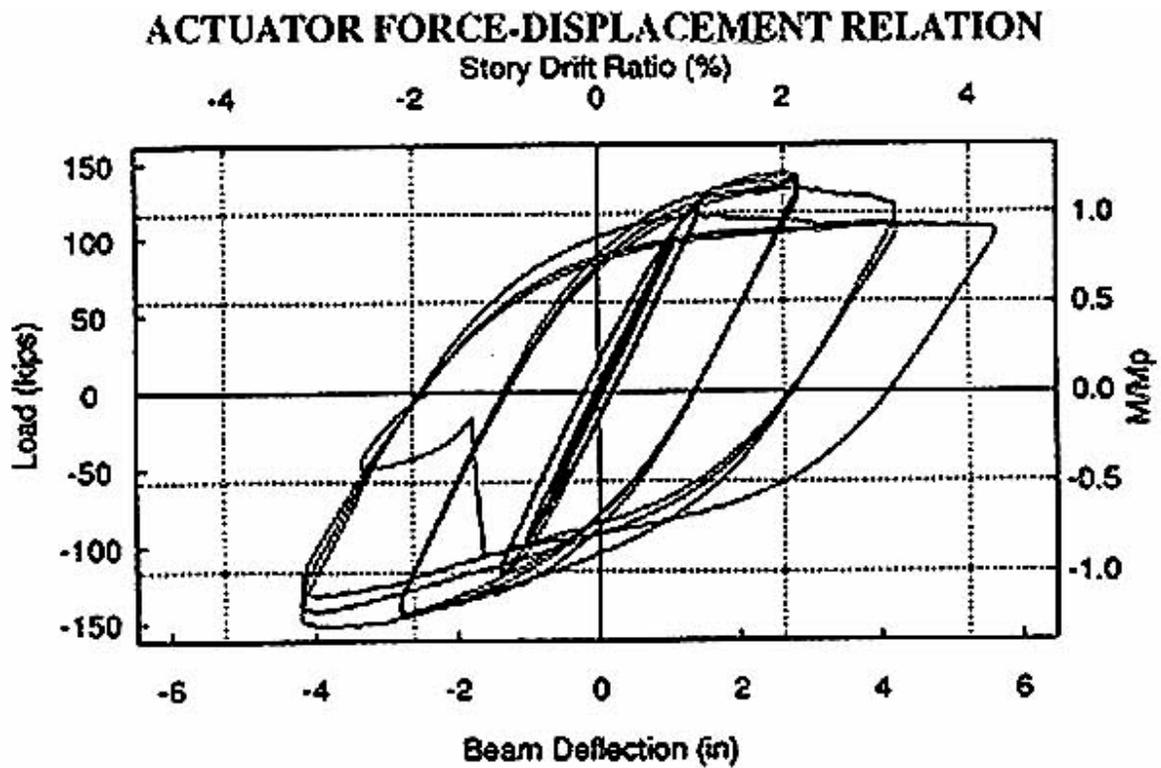
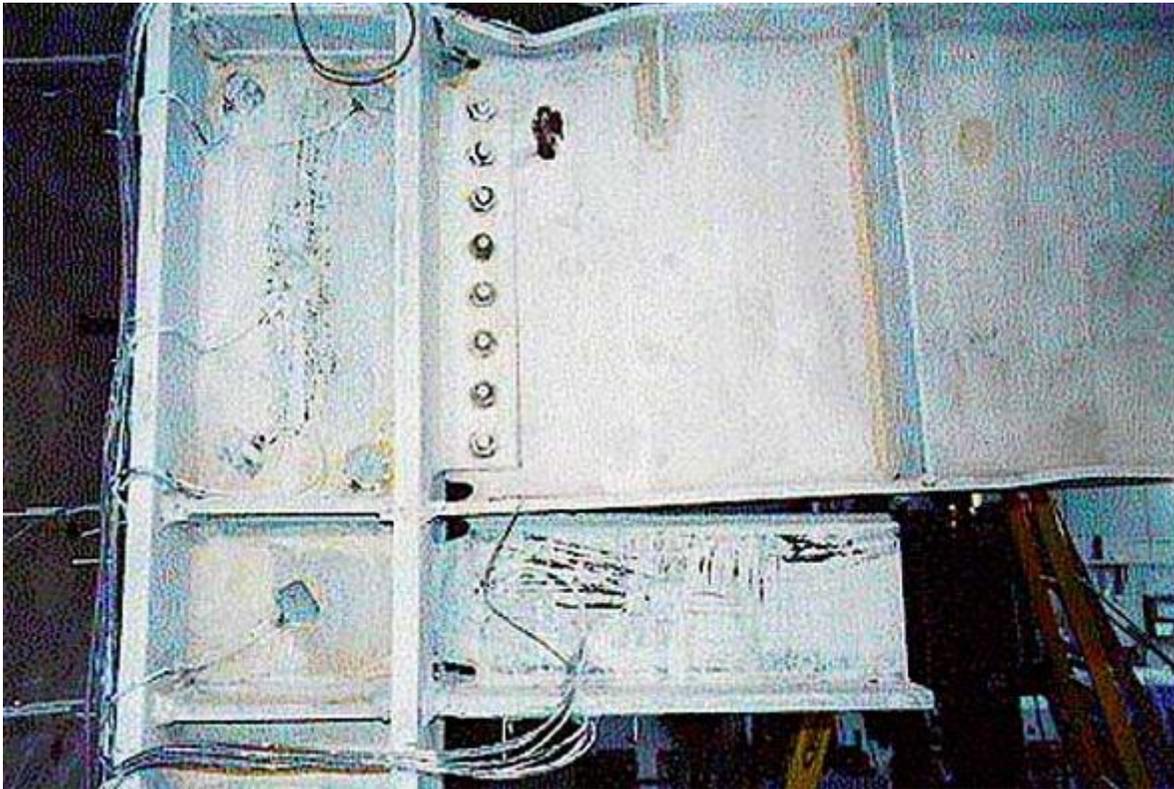
Test Summary No. 28

the FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures

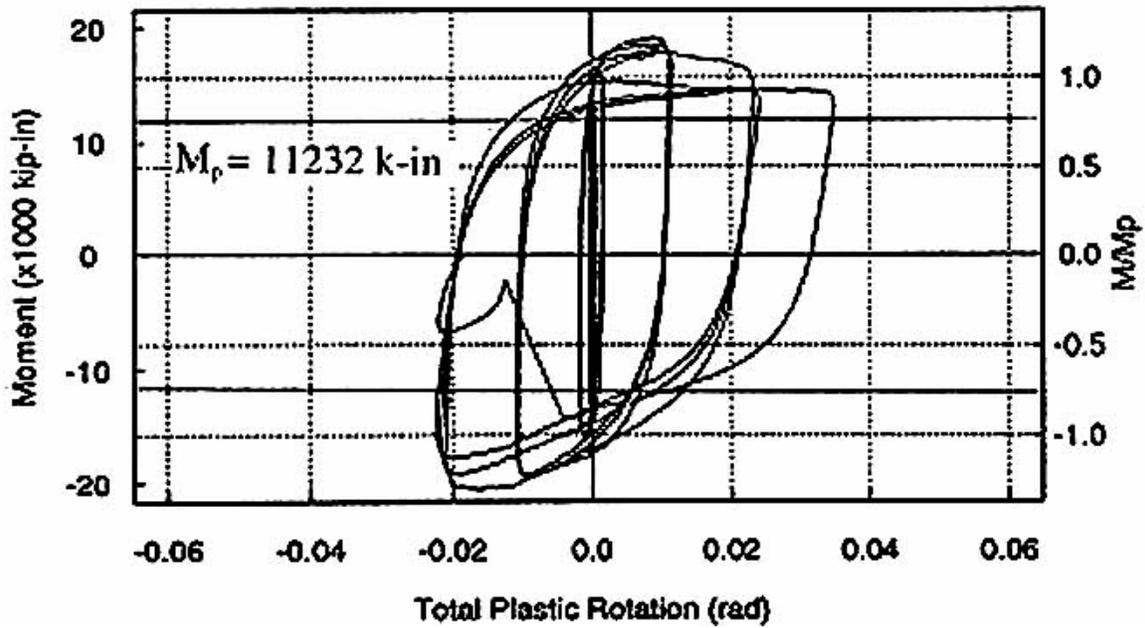
Specimen ID: UCSD-6
Keywords: New construction, straight haunch, vertical stiffeners, notch-tough electrode, haunch separation, local buckling, top flange fracture, medium rotation capacity
Test Location: University of California, San Diego
Test Date: September 19, 1995
Principal Investigator: Chia-Ming Uang; with Duane Bondad
Related Summaries: None
Reference: "Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages", Report No. SAC 96-01, March 1996.
Funding Source: FEMA / SAC Joint Venture, Phase I

CONNECTION DETAIL

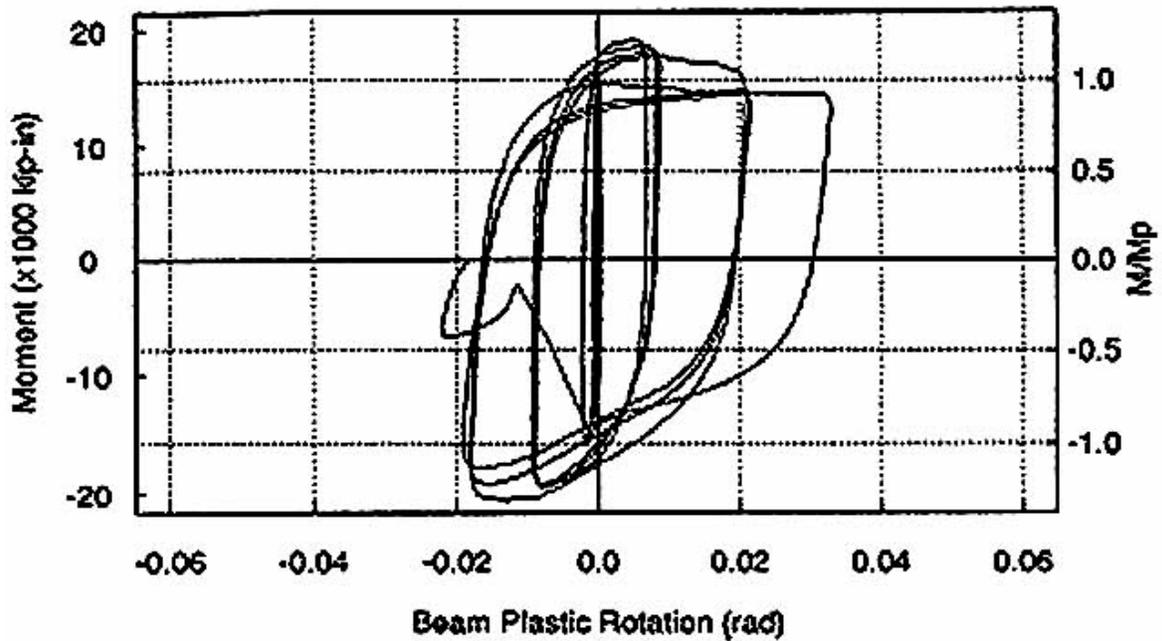




TOTAL MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



BEAM MOMENT-PLASTIC ROTATION RELATION



Anexo T

PROGRAMA PARA CALCULO DE CONEXIONES TR

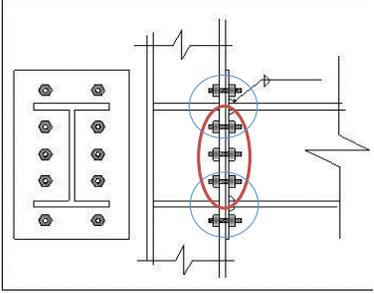
COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICA EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.

CONSULTORES Ing. GERMAN LOZANO & Asocs.
 PROGRAMA PARA CALCULO DE CONEXIONES TR
 -GEOMETRIA CONSIDERADA:
 Obra: CIMA - GUARENAS, Edo. Miranda.

Ubicación:
 P1; Eje B2-C2;
 Viga B8

Conexión Tipo viga-columna
 Conexión perfiles Viga IPE-180-Col IPE-180

Luz de la viga **6.00**



Resistencia nominales en servicio	0.66*Fy*Sx	2091,5 [k-m]	
Momento maximo resistente (pandeo seccion compacta)		5943,0 [k-m]	
M actuante		4250,0 [k]	ASD
Corte actuante en servicio		6375,0	LFRD
Corte ultimo (mayorado)	1.5*V act en serv		

Resistencia por corte y flexion: Se escoje el menor corte entre los dos			
Corte maximo resistente	0.33*Fy*Aw	7259,2 [k]	ASD
Corte para desarrollar el momento comp		1394,3	ASD
Vu seleccionado		1394,3	

Características de Viga:
 tipo: IPE-180

-d: [mm]	180	18	-A: [cm2]	23,9	-Z: [cm3]	167
-tf: [mm]	8	0,8	-kx: [cm4]	1320	-J: [cm4]	4,73
-tw: [mm]	5,3	0,53	-Sx: [cm3]	146	-Cw: [cm6]	7430
-bf: [mm]	91	9,1	ry [cm]	2,05	-ly: [cm4]	101
					-Aw [cm2]	8,692

Características de Columna:
 tipo: IPE-180

-d: [mm]	180	18	-A: [cm2]	23,9	-Z: [cm3]	167
-tf: [mm]	8	0,8	-kx: [cm4]	1320	-J: [cm4]	4,73
-tw: [mm]	5,3	0,53	-Sx: [cm3]	146	-Cw: [cm6]	7430
-bf: [mm]	91	9,1	ry [cm]	2,05	-ly: [cm4]	101
			rx [cm]	7,4	-Aw [cm2]	8,692

PERNOS a traccion: Revisar incremento por fuerza de apalancamiento
 Pernos a corte por friccion ASD y chequeo por aplastamiento en LFRD

METODO DE CALCULO
 SEGUN MOMENTO ACTUANTE:
 DATOS

MATERIALES:
 PLANCHAS

- Fy acero	[k/cm2]	36 ksi	2531	(planchas)	Falla por cedencia
- Fu acero	[k/cm2]	58 ksi	4077	(planchas)	Falla por fractura
- E	[k/cm2]	148 ksi	2100000		

PERNOS

- Fv pernos	[k/cm2]	17 ksi	1195,10	(corte por friccion)	ASD
- Fv pernos	[k/cm2]	21 ksi	1476,30	(corte por aplastamiento)	ASD
- Fa pernos	[k]	44 ksi	2319,90	(a tracción)	ASD
- Fv pernos	[k/cm2]	17 ksi	1195,10	(corte por friccion)	LFRD
- Fuv pernos	[k/cm2]	phi= 0.65	54 ksi	(corte por aplastamiento)	LFRD
- Fa pernos	[k]	phi= 0.7:	90 ksi	(a tracción)	LFRD

Solicitaciones

-Vact:= carga máx. calculada[k]	OJO: Cargas en servicio	4250	-Corte act.Y	Comentario:
- M:= momento máx. act.[k-m]		5943		COMB4 carga vertical mas sismo en dos direc ortogonales

Estimacion de numero de pernos en el alma de la viga y tamaño de soldadura

Estimacion de la plancha por aplastamiento por agotamiento

- Diámetro pernos [inc]/[cm]	5/8	1,5875
- Aw:= área del pemo [cm2]=	1,98	
Piv = Fuv* Area de pemo =	2922,0 Kg	
- Tamaño minimo de la plancha [mm]	2,51	tmin=Piv / phi 2.4 Fu(pl) * dpemo

Estimacion de numero de pernos por friccion y aplastamiento

Nº mínimo de pernos estimado por V actuante	1,8	Vact/ Aperno*Fv perno	ASD	Comentario: Se escoje el mayor numero de pernos en razon a un numero par (valor minimo 4)
Nº mínimo de pernos estimado por V actuante mayorado	1,3	VuMayorado/ Aperno*Fuv perno	LFRD	
Nº perno por resistencia requerida	0,6	Vmaximo resistente/ Aperno*Fv	ASD	

Pernos a SELECCIONAR **4**

Estimacion de tamaño de soldadura

- CALCULOS Ala superior de la viga soldada a la plancha extrema con soldadura de filete:

E 70XX	Electrodo Nº	70
- ts:= espesor del filete [mm]	5	
- Fu soldadura [k/cm2]	4921	
- Fadm Soldadura= 0.30*Fu	1476,3	< menor valor
- Fadm Soldadura= 0.60*Fy	1518,48	
Madm=0.66Fy*Af*(d - tf)	209151,79	[kg-cm]
Ft = Madm / (d - tf)=	12159,99	[kg]
ls= 2*bf - tw =	17,67	[cm]
w= Ft/(2*ls*0,707*Fadmsold) con Fsd=1270	0,4	<13mm?

- CALCULOS de los pernos de traccion en la plancha extrema (End-plate rigida) Ref: ASD 9ª edicion Page 4-116

db = [plg]/[cm]	5/8	Diámetro 1,588	bf= 9,1
Pf = 2,5* db = [cm]	2,86	Area 1,98	bs=1,5*bf= 10,465
Pe = Pf - (db/4) - (0,707*w) = [cm]	2,19		Parametros geometrica
Ca (tabulado) =	1,13	Cb=raiz(bf/bs)	0,932504808
Am= Ca*Cb*(Af/Aw)*1/3*(Pe/db)*1/4=	1,08		Parametros geometrica
Ft= Mact / (d-tf)	34552,33		Fuerza de accion
Mserv = Am*Pe*Ft / 4 = [kg*m]	203,62		
tp = raiz { 6*Mserv / (bs*0,75*Fy) } = [cm]	2,48		Espesor minimo de a plancha extrema para evitar apalancamiento

A req. a tracción=(1.2 Ft / 2)/(Fadm perno)= **8,94 cm2**
 Nº pernos a tracción=A req./Ap= **4,5**
 Bloque de corte de la plancha extrema

Requisitos Sismoresistentes establecidos en la Norma COVENIN 1618-98
 Art.11.4 Nivel de diseño 3

Art 11.4.5 Zona del panel
 Espesor de la zona del panel
 t ≥ (dz + w z) / 90

Comentario: Espesor minimo sin confinamiento
 t ≥ 4 mm tw columna= 5,3 Cumple

COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICA EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.

Art. 16.3.2.3 Pandeo Lateral Torsional en vigas

Art 11.4.3 Pandeo lateral. Longitud de arriostramiento (Lb)

VIGA IPE-180

Longitud de la viga
Lb = 6,00 m

11.4.3 Arriostramiento lateral de las vigas

Las vigas deberán tener ambas alas soportadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud no arriostrada entre los apoyos laterales no excederá de 0.084 (E/Fy) ry. Adicionalmente se El maximo valor de longitud no arriostrada para garantizar el momento inelastico entre el momento plastico y el momento elastico, asumimos como longitud no arriostrada Lp asociada al momento compacto Mp

Longitud arriostrada
Lb = 0.084 * (E/Fy) * ry

Lb = 142,89 cm

Lb = 1,43 m

Art 16.2 Longitud para el diseño

Art 16.2.3 Longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico (Lpd)

$$Lpd = (0.12 + 0.074 (m1/m2) * (E/Fy) * ry) \quad (16.1)$$

Lpd = 64,26 cm

Lpd = 0,64 m

Es una aprox. Debido a que es suficiente trabajar con Lp

Asumimos M1 /M2 igual a (- 1/9) Relacion M1/M2

M1 -1
M2 9

El momento teorico resistente por pandeo lateral torsional es igual a momento plastico:

$$Mt = Mp = Fy * Zx \leq 1.5 My$$

Para el caso Lb ≤ Lp

Mt = 422644

No Aplica

COMENTARIO: Solo para perfiles doble T e incluyendo secciones híbridas Para secciones de barras rectangulares y secciones cajon

Valores para la grafica

Art 16.3.2.3 Pandeo lateral torsional

Art 16.3.2.3.1 Longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico (Lp)

$$Lp = 1.74 * Ry * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad (16-8)$$

Lp = 102,75 cm

Lp = 1,03 m

$$Mt = Mp = Fy * Zx \leq 1.5 My \quad (16-5)$$

Para el caso Lpd < Lb ≤ Lp

Mt = 422644

No Aplica

Lb	6,00	Inicialmente sera la luz de la viga al menos que exista un soporte lateral
Lpd	0,64	
Lp	1,03	
Lr	3,50	
Mp Ec (16-5)	422643,6	Momento plastico
Mr Ec (16-11)	267296,8	Momento limite de pandeo inelastico-elastico

$$Mt = Cb * \left\{ (Mp - Mr) * \left[\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right] \right\} \leq Mp \quad (16-6)$$

Para el caso Lp < Lb ≤ Lr

Mt = 110140

No Aplica

El valor limite de la longitud sin arriostramiento lateral Lr, y valor del momento de pandeo lateral correspondiente Mr:

$$Lr = \frac{r_y * C_1}{F_L} * \sqrt{1 + \sqrt{C_2 * (F_L)^2}} \quad (16-10)$$

Lr = 349,93 cm

Lr = 3,50 m

Mr momento limite de pandeo Para perfiles en forma de I de doble simetria

Para el caso Lb = Lr

Mr = 267297

No Aplica

$$M_r = F_L * S_x \quad (16-11)$$

Mt uando se produce un pande elastico sin que se alcance la cedencia en ninguna fibra

Mt = Mcr ≤ Mp

Para el caso Lb > Lr

Mt = 157170

Aplica

$$M_{cr} = Cb * \frac{\pi}{L_b} * \sqrt{E * G * J * I_y + \left(\frac{\pi * E}{L_b} \right)^2 * I_y * C_w} \quad (16-17)$$

Lb	Mt
6,00	EVISAR PUN

Punto de estudio

Donde: FL es el menor valor entre (Fyf*Fr) y Fyw

Fyf=Tension de cedencia en las alas (Fy) y es igual a Fyw Fy del alma

por lo tanto el menor valor es Fy-Fr

FL = 1831 Kg/cm

	0	422643,6
Lpd	0,64	422643,6
Lp	1,03	422644
Lr	3,50	267297

Grafica

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} * \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (16-12)$$

C1= 210690 [Kg/cm2]

Donde:

G= Modulo de elasticidad transversal a corte G= E/(2(1+μ)) 807692 [Kg/cm2]

J= 4.7 [cm4]

Cw=7430 [cm6]

$$C_2 = 4 * \frac{C_w}{I_y} * \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (16-13)$$

C2= 0,0000004 [cm2/Kg]2

Valores de Cb

Cb= 1

Se puede tomar el valor 1 de manera conservadora

Valores de referencia de Cb:

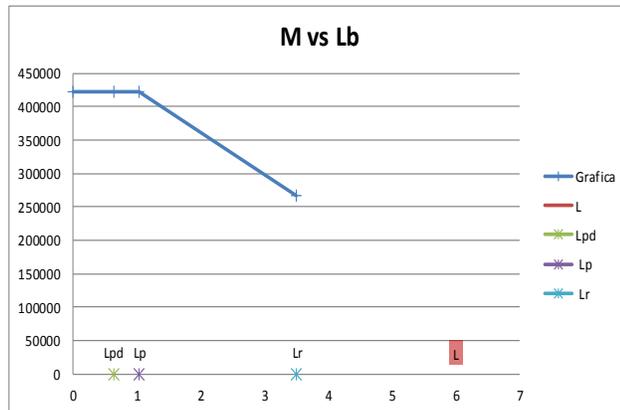
Carga uniformemente distribuida y Lb= L entonces Cb= 1.14

Carga uniformemente distribuida y Lb= L/2 entonces Cb= 1.3

Carga puntual en el centro de la viga y Lb= L entonces Cb=1.32

Carga puntual en el centro de la viga y Lb= L/2 entonces Cb=1.67

M vs Lb



COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICA EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.

Pandeo Local en alas y almas de vigas y columnas

Requisitos Sismoresistentes establecidos en la Norma COVENIN 1618-98

Art.11.4 Nivel de diseño 3

Art 11.4.1 Esbeltez de planchas comprimidas. Seccion plastica λ_{pd} , Tabla 4.1 Pandeo Local

11.4.1 Relaciones ancho / espesor

Las vigas cumplirán con los valores límites ancho/ espesor de las para secciones para diseño plástico, λ_{pd} , y las columnas con los valores límites ancho / espesor para secciones compactas, λ_p .

Tabla 4.1

Revisión de pandeo local en VIGA	Valores límites			
	Relacion ancho espesor λ	Seccion plastica λ_{pd}	Seccion compacta λ_p	Seccion no compacta λ_r
Alas de las vigas laminadas en forma de I y canales solicitadas por flexion	$b/t \leq (bf/2)/tf$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	$0.376 \sqrt{E/F_y}$	$0.816 \sqrt{[(E)/(F_y-F_r)]}$
VIGA IPE-180 Seccion plastica	5,6875	8,64	10,83	27,64
Almas en compresion por flexion	h/t_w	$3 \sqrt{E/F_y}$	$3.7 \sqrt{E/F_y}$	$5.61 \sqrt{E/F_y}$
VIGA IPE-180 Seccion plastica	30,94	86,42	106,58	164,19

F_r es la tension residual de compresion en el la, igual a:
 $F_r = 700 \text{ Kgf/cm}^2$ en perfiles laminados en caliente
 $F_r = 1160 \text{ Kgf/cm}^2$ en perfiles soldados

COMENTARIO: Para efectos de esta hoja de calculo solo se usará perfiles laminados en caliente

Revisión de pandeo local en COLUMNA

Alas de las columna laminadas en forma de I y canales solicitadas por flexion	Valores límites			
	$b/t \leq (bf/2)/tf$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	$0.376 \sqrt{E/F_y}$	$0.816 \sqrt{[(E)/(F_y-F_r)]}$
COL IPE-180 Seccion plastica	5,69	8,64	10,83	27,64
Almas en compresion por flexion	h/t_w	$3 \sqrt{E/F_y}$	$3.7 \sqrt{E/F_y}$	$5.61 \sqrt{E/F_y}$
COL IPE-180 Seccion plastica	30,94	86,42	106,58	164,19

Comentario: la viga clasifica como una seccion compacta y la columna como un seccion plastica

Capitulo 6 Miembros a flexion y corte

Art 16.1 Alcance

Se puede aplicar el Cap 16

Valor limite para aplicacion del Cap 16 (h/t_w menor a $\lambda_r = 5.61 \sqrt{E/F_y}$)

Art 16.3.2.2 Cedencia

Cuando $\lambda \leq \lambda_{pd}$ y cuando $\lambda \leq \lambda_p$ entonces:

$$M_t = M_p = F_y * Z_x \leq 1.5 M_y \quad E_c (16-5)$$

$M_t = 422644$
Aplica

Valores para la grafica

$\lambda = b/t$	5,6875
λ_{pd}	8,64
λ_p	10,83
λ_r	27,64
$M_p E_c (16-5)$	422643,6
$M_r = M_{cr}$	268960

Donde:

M_y momento de cedencia para una distribucion elastica de tensiones Para secciones homogeneas $M_y = F_y * S$
 M_p momento plastico teorico Para secciones homogeneas $M_p = F_y * Z \leq 1.5 M_y$

Momento plastico

Momento elastico critico

λ	M_t
$\lambda = b/t$	422643,6
0	422643,6
λ_{pd}	422643,6
λ_p	422643,6
λ_r	268960

Punto de estudio

Grafica

Almas VIGA IPE-180

(a) Cuando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

El momento determinado por pandeo local de alas y/o almas será

$$M_t = M_p - \left\{ (M_p - M_r) * \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right\} E_c (16.3) \quad M_t = 469681 \quad \text{No aplica}$$

Cuando $\lambda = \lambda_r$

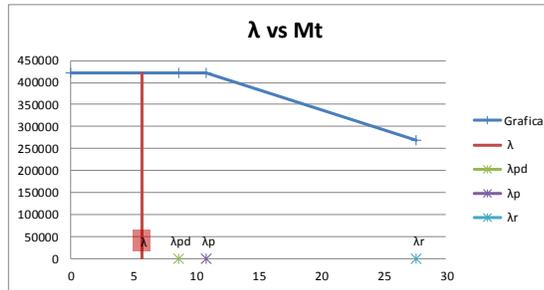
F_{cr} para pandeo lateral en el ala= (apendice B) (f) $F_{cr} = 0.67 * E / \lambda_r^2$

$$F_{cr} = 0.67 * E / \lambda_r^2 \quad F_{cr \text{ pandeo}} = 1842 \quad \text{No Aplica} \quad M_r = 268960$$

(b) Cuando $\lambda > \lambda_r$

$$M_t = M_{cr} = S F_{cr} (M_p) \quad E_c (16-4) \quad M_t = 6350445 \quad \text{No Aplica}$$

F_{cr} critico pandeo elastico $F_{cr} = 43496,19611$



Art 16.3.2.2 Cedencia

Cuando $\lambda \leq \lambda_{pd}$ y cuando $\lambda \leq \lambda_p$ entonces:

$$M_t = M_p$$

$E_c (16-5)$

$M_t = 422644$
Aplica

Valores para la grafica

$\lambda = b/t$	30,94
λ_{pd}	86,42
λ_p	106,58
λ_r	164,19
$M_p E_c (16-5)$	422643,6
$M_r = M_{cr}$	7620

Donde:

M_y momento de cedencia para una distribucion elastica de tensiones Para secciones homogeneas $M_y = F_y * S$
 M_p momento plastico teorico Para secciones homogeneas $M_p = F_y * Z \leq 1.5 M_y$

λ	M_t
$\lambda = b/t$	422643,6
0	422643,6
λ_{pd}	422643,6
λ_p	422643,6
λ_r	7620

Punto de estudio

Grafica

Almas VIGA IPE-180

(a) Cuando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

El momento determinado por pandeo local de alas y/o almas será

$$M_t = M_p - \left\{ (M_p - M_r) * \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right\} E_c (16.3) \quad M_t = 967527 \quad \text{No aplica}$$

Cuando $\lambda = \lambda_r$

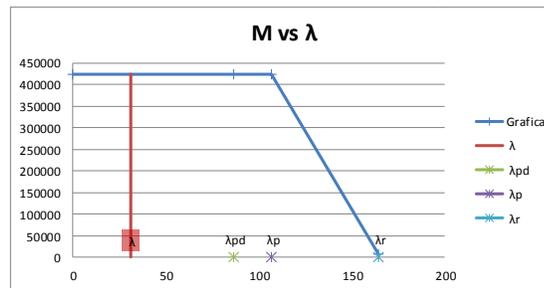
F_{cr} para pandeo lateral en el ala (apendice B) (f) $F_{cr} = 0.67 * E / \lambda_r^2$

$$F_{cr} = 0.67 * E / \lambda_r^2 \quad F_{cr \text{ pandeo}} = 52 \quad \text{No Aplica} \quad M_r = 7620$$

(b) Cuando $\lambda > \lambda_r$

$$M_t = M_{cr} = S F_{cr} (M_p) \quad E_c (16-4) \quad M_t = 214541 \quad \text{No Aplica}$$

F_{cr} critico pandeo elastico $F_{cr} = 1469$



COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICA EN MIEMBROS HORIZONTALES DE SECCION NO PRISMÁTICA DE ANCHO CONSTANTE Y ALTURA VARIABLE.

Miembros a compresion

Art. 16.3.2.3 Pandeo flexional, pandeo Torsional o flexotorsional

Art 15.5 Resistencia a compresion

15.5.1 Requisitos sismorresistentes

En las columnas de los sistemas resistentes a sismos cuando $N_u / \phi_c N_t > 0.4$ se cumplirá con los siguientes requisitos:

- a) La sollicitación mayorada de compresión normal, en ausencia de cualquier momento aplicado, se determinarán de la combinación de acciones (10-9).
- b) La sollicitación mayorada a tracción normal, en ausencia de cualquier momento aplicado, se determinará de la combinación de acciones (10-10).
- c) Las sollicitaciones mayoradas calculadas en a) y b) no excederán ninguno de los siguientes valores:
 - 1. La máxima carga transferida a la columna considerando 1.1 R_y veces la resistencia teórica de la viga conectada o de los miembros de arriostamiento de la estructura.
 - 2. El valor limite determinado por la capacidad del sistema de fundación para resistir el levantamiento por volcamiento.

15.5.2 Resistencia a compresión por pandeo flexional

La resistencia minorada por pandeo flexional de los miembros comprimidos será $\phi_c N_t$ donde: $\phi_c = 0.85$. Alternativamente, en el caso de perfiles L cuando se utilice el Apéndice C, $\phi_c = 0.90$.

$$N_t = A F_{cr} \quad (15-1)$$

Donde:

A= Area total de la seccion transversal del miembro.

$\phi_c = 0.85$

La tension critica teorica F_{cr} se determinara de la siguiente manera:

Art 15.5.2.a Cuando $\lambda_c \leq \lambda_{pas} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as}^{\lambda_c^2} \right) * F_y \quad (15-2) \quad \text{No Aplica}$$

Art 15.5.2.b Cuando $\lambda_c > \lambda_{pas} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y \quad (15-3) \quad \text{Aplica}$$

Donde:

$$\lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

L= distancia entre secciones transversales arriostadas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro

r= Radio de giro que controla el diseño tomado con respecto al plano de pandeo

ϕ_{pas} = coeficiente de reduccion por efecto de pandeo local

$\phi_{pas} = 1.0$ en secciones donde la relacion ancho/espesor de sus elementos no excede el valor limite de λ_r

$\phi_{pas} = \phi_a$ en secciones con elementos esbeltos cuyo relacion ancho/espesor exede el valor limite de λ_r . Véase apéndice A

Nota: para efectos de esta hoja siempre se considera que la seccion esta por debajo del limite de esbeltez exceciva λ_r

$$k = 1.50$$

$$L = 280 \text{ cm}$$

$\lambda_c =$	5.27
$F_{cr} =$	80
$N_t = A * F_{cr} =$	695
$\phi N_t =$	590

15.5.3 Resistencia a compresión por pandeo torsional o pandeo flexotorsional

La resistencia minorada de los miembros comprimidos determinada por los modos de pandeo torsional y flexotorsional será $\phi_c N_t$, donde:

$$N_t = A F_{cr} \quad (15-1)$$

Art 15.5.3.a Cuando $\lambda_c \leq \lambda_{pas} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as}^{\lambda_c^2} \right) * F_y \quad (15-5) \quad \text{Aplica}$$

Art 15.5.3.b Cuando $\lambda_c > \lambda_{pas} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) * F_y \quad (15-6) \quad \text{No Aplica}$$

$$N_t = A F_{cr}$$

Donde:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

La tension F_e se calculara de acuerdo con la simetria de la seccion transversal del miembro comprimido.

a) Para perfiles doblemente simetricos o de simetria puntual,

F_e es igual a la tension critica de pandeo elastico por torsion $F_e = F_{ez}$

$F_{ez} = \frac{\pi^2 EC_w}{(KzL)^2} + GJ$ Longitud no arriostada lateralmente

$L_t = 280$

$Kz = 1$

$G = 807692$

$J = 4.73$

$C_w = 7430$

$r_{o2} = 59.26$

$G = E / ((1+0.03)^2)$

Constante de torsion

Constante de alabeo

Radio de giro polar respecto al centro de corte de la secc. transv.

$F_{ez} = 11230.5$

$\lambda_e =$	0.47
$F_{cr} =$	1665.27
$N_t = A * F_{cr} =$	14474
$\phi N_t =$	12303

Conclusion: Prevalce el menor valor de resistencia al pandeo flexionante