

**CALIFICACIÓN DE UNA CONEXIÓN METÁLICA RÍGIDA
VIGA I - COLUMNA COMPUESTA**

CARLOS MAURICIO TORRES TORRES



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2012**

**CALIFICACIÓN DE UNA CONEXIÓN METÁLICA RÍGIDA
VIGA I - COLUMNA COMPUESTA**

CARLOS MAURICIO TORRES TORRES

**Trabajo final para optar el título de
Magister en Ingeniería Civil**

Director

Dr. RICARDO CRUZ HERNÁNDEZ



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2012**

AGRADECIMIENTOS

- Al Doctor RICARDO CRUZ HERNANDEZ, por ser mi guía en los estudios de postgrado, en la Especialización en estructuras y ahora en la Maestría en ingeniería civil, tanto en la formación académica, como en la dirección de cada una de las tesis.
- Al Ing. LUIS GARZA VÁSQUEZ, profesor de la universidad nacional de Medellín, por dar apoyo económico y gran orientación en el desarrollo de la tesis.
- A la Universidad Industrial de Santander, a los docentes que desde el pregrado han compartido sus conocimientos, a la Doctora Esperanza Maldonado por dirigir la maestría de una manera admirable.
- A mi querido padre, luz en el camino de la Ingeniería Civil, a mi madre apoyo en cada momento de mi vida.
- A mis compañeros de maestría quienes siempre brindaron apoyo en nuestra convivencia como estudiantes.

GLOSARIO

CALIFICACIÓN DE UNA CONEXIÓN: Procedimiento experimental basado en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes y en las recomendaciones AISC 2010, que garantiza que la conexión es capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes como mínimo y la resistencia medida a flexión de la conexión, en la cara de la columna, debe ser por lo menos 0.8 del momento plástico de la viga conectada para el ángulo arriba presentado.

PROTOTIPO: Conjunto de elementos que interpreta el comportamiento de una parte de la gran estructura, tomada en un determinado punto de análisis, hecho a escala real y sometido a fuerzas y condiciones de laboratorio.

JERARQUÍA DE PLASTIFICACIÓN: Condición que determina la mayor capacidad de las columnas sobre las vigas para rotularse, evitando el mecanismo de colapso, buscando tener una columna fuerte ante una viga débil.

DISIPACIÓN DE ENERGÍA: Es la condición que permite a un elemento estructural deformarse sin perder resistencia, es decir, trabajar en el rango inelástico sin que su capacidad de resistencia disminuya.

PÓRTICOS RESISTENTE A MOMENTO COMPUESTO: Es el conjunto de elementos conformados por acero y concreto o la combinación de dos materiales que permite a la estructura mantener un buen comportamiento ante las sollicitaciones dadas por el sismo.

PROTOCOLO DE CARGA: Es la señal que introduce las condiciones de desplazamiento y duración que debe experimentar el prototipo.

RÓTULA PLÁSTICA: Lugar donde el elemento se somete a solicitaciones de fluencia adquiriendo deformaciones que permiten liberar energía.

DUCTILIDAD: Capacidad de un elemento para deformarse sin presentar falla, fácilmente observable en gráficas de ciclos de histéresis, donde el área bajo las curvas es considerable.

COLUMNA COMPUESTA: Es el elemento construido con perfiles laminados o armados de acero, embebidos o haciendo parte del recubrimiento del concreto, capaz de soportar cargas considerablemente mayores que las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones.

MOMENTO PROBLABLE: Es la resistencia a la flexión que presenta un perfil metálico basado en las propiedades físico-mecánicas de la sección y del material.

MOMENTO PLÁSTICO: Es la resistencia a la flexión que presenta un perfil metálico basado en las propiedades físico-mecánicas de la sección y del material, sin tener en cuenta los efectos de endurecimiento por deformación cuando supera la fluencia y la relación entre la resistencia esperada y la mínima acorde al tipo de acero a utilizar.

ÁNGULO DE DERIVA DE PISO: Es la relación resultante de dividir el desplazamiento relativo de dos pisos continuos por la altura de estos, éste ángulo expresado en radianes.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	18
OBJETIVOS	21
OBJETIVO GENERAL	21
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
JUSTIFICACIÓN	23
1. MARCO TEÓRICO	24
1.1 ANTECEDENTES	24
1.1.1 Generalidades	24
1.1.2 Desarrollo de la precalificación de conexiones rígidas de pórticos resistentes a momento de estructuras de acero	25
1.2 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS ANTE LOS SISMOS	38
1.2.1 Pórticos resistentes a momento (PRM)	39
2. MARCO EXPERIMENTAL	57
2.1 ASPECTOS GENERALES	57
2.2 PLANTEAMIENTO DEL ESPÉCIMEN	58
2.2.1. Planteamiento de la conexión	61
2.2.2 Configuración geométrica del laboratorio.	63
2.2.3 Configuración geométrica del Espécimen.	65
2.3 DISEÑO DEL ESPÉCIMEN	67
2.3.1 Selección del perfil para la viga	70
2.3.3 Jerarquía de plastificación	84
2.3.4 Diseño de la Conexión	86
2.4 FABRICACIÓN Y MONTAJE DEL ESPÉCIMEN	88
2.5 PROTOCOLO DE CARGA	91
2.6 INSTRUMENTACIÓN	94
3. MODELO COMPUTACIONAL	96

3.1 GENERALIDADES	96
3.2 GEOMETRÍA	97
3.2.1 Agrupación por elementos.	101
3.3 DEFINICION DE UNIDADES, NODOS ESPECIALES Y MALLADO	102
3.3.1 Unidades empleadas en la definición del modelo	102
3.3.2 Asignación de nodos especiales para simulación de deformímetros	103
3.3.3 Mallado	103
3.4 MODELADO DE CONDICIONES DE FRONTERA Y FUERZAS	105
3.4.1 Condiciones de frontera–apoyos	105
3.4.2 Aceleración de la gravedad	106
3.4.3 Pretensión en pernos	106
3.4.4 Protocolo de carga basado	106
3.5 RESULTADOS OBTENIDOS	107
4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	110
4.1 GENERALIDADES	110
4.2 TABULACIÓN Y CORRELACIÓN DE DATOS	112
4.3 DIAGRAMA FUERZA vs DESPLAZAMIENTO	116
4.4 DIAGRAMA MOMENTO vs ROTACIÓN	117
4.4.1 Diagrama momento vs Rotación para calificación de la conexión	118
4.5 CLASIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN SEGÚN SU RIGIDEZ	120
4.5.1 Según el AISC 2010	120
4.5.2 Según el Eurocódigo 3 Diseño de estructuras de acero	121
4.5.3 Según las lecturas tomadas en el laboratorio	122
4.6 FALLAS PRESENTADAS Y DEGRADACIÓN DEL EN EL ESPÉCIMEN	123
4.6.1 Fallas presentadas y degradación en el rango elástico	124
4.6.2 Fallas presentadas y degradación en el rango inelástico	126
CONCLUSIONES	130
RECOMENDACIONES	134
BIBLIOGRAFIA	136
ANEXOS	141

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura. 1. <i>Aleta soldada sin refuerzo – alma pernada</i> (Welded Unreinforced Flange – Bolted Web Connections, WUF-B)	26
Figura. 2. <i>Aleta soldada sin refuerzo - alma soldada.</i> (Welded Unreinforced Flange – Welded Web Connections, WUF-W)	27
Figura. 3. <i>Conexión soldada de aleta libre.</i> (Welded Free Flange Connection, FF)	27
Figura. 4. <i>Conexión soldada con cubre placa.</i> (Welded Flange Plate Connection, WFP)	27
Figura. 5. <i>Conexión con sección reducida en la viga, (también conocida como “hueso de perro”.</i> (Reduced Beam Section Connection, RBS)	28
Figura. 6. <i>Conexión con placa de extremo no atiesada.</i> (Bolted Unstiffened End Plate Connection, BUEP)	28
Figura. 7. <i>Conexión con placa de extremo atiesada.</i> (Bolted Unstiffened End Plate Connection, BUEP)	28
Figura. 8. <i>Conexión con cubreplaca pernado,</i> (Bolted Flange Plate Connection, BFP)	29
Figura. 9. <i>Conexión con Te doble (parcialmente restringida,</i> Double Split Tee Connection, (DST)	29
Figura. 10. <i>Conexión a momento con sección reducida en la viga.</i>	31
Figura. 11. <i>Conexión a momento con placa de extremo y pernos: a) con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E), b) con cuatro pernos con placa rigidizadora (4ES), c) con ocho pernos con placa rigidizadora (8ES).</i>	31
Figura. 12. <i>Conexión a momento con cubre placa atornillada al ala</i>	32
Figura. 13. <i>Conexión a momento soldada a la aleta sin reforzar</i>	32
Figura. 14. <i>Conexión a momento con soporte atornillado tipo Kaiser.</i>	33
Figura. 15. <i>Conexión bi-Axial ConXtech</i>	33

Figura. 16 Representación esquemática del marco de prueba.	34
Figura. 17 Montaje de la prueba	35
Figura. 18 Esquema de uno de los especímenes ensayados (Nudo externo, columna compuesta).	36
Figura 19 Ciclo de histéresis ideal en el comportamiento de estructuras	39
Figura 20 Representación del ángulo de deriva de piso	42
Figura 21 Degradación de resistencia aceptable en calificación de conexiones	44
Figura 22 Distancia a la rótula plástica desde el eje de la columna	45
Figura 23 Ubicación de los cortantes probables en las rótulas plásticas	47
Figura 24 Diagrama de cuerpo libre para hallar momento en el eje de columna	48
Figura 25 Columnas de sección compuesta	49
Figura 26 Sección transversal de la columna compuesta para determinar la expresión del momento nominal	53
Figura 27 Estructura tridimensional en plano X,Y y Z	59
Figura 28 Pórtico bidimensional con cargas de sismo en plano X, Z	59
Figura 29 Pórtico bidimensional y ubicación del espécimen.	60
Figura 30 Configuración del espécimen	60
Figura 31 Configuraciones Conexión a momento con placa de extremo y pernos: a) con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E), b) con cuatro pernos con placa rigidizadora (4ES), c) con ocho pernos con placa rigidizadora (8ES). Tomada de AISC 358-10	61
Figura 32 Conexión a momento con placa de extremo y pernos con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E)	62
Figura 33 Esquema del muro y placa de reacción para realización del ensayo	64
Figura 34 Ensamble del espécimen viga, conexión BUEP y perfil columna	65
Figura 35 Ensamble del espécimen viga, conexión BUEP, perfil columna, refuerzo longitudinal y concreto	66
Figura 36 Ensamble del espécimen viga, conexión BUEP, perfil columna, refuerzo longitudinal, estribos y concreto	66
Figura 37 Rotación angular del conjunto de prueba	68

Figura 38 Viga y columna compuesta seleccionada	86
Figura 39 Nomenclatura de la placa y los pernos.	87
Figura 40 Dimensiones de la placa de extremo y pernos pasantes	88
Figura 41 Apoyo superior e inferior de la columna	88
Figura 42 Refuerzo longitudinal, transversal y mezcla de concreto	89
Figura 43 Elemento canasta y ubicación del espécimen en el laboratorio	90
Figura 44 Rodamientos de apoyo lateral para pandeo flexo-torsional	90
Figura 45 Vistas del apoyo lateral para pandeo flexo-torsional	91
Figura 46 Protocolo de carga (Desplazamiento vertical en mm Vs Tiempo en segundos)	93
Figura 47 Protocolo de carga como lo presenta el computador del laboratorio al finalizar la prueba.	93
Figura 48 Ubicación de los deformímetros	94
Figura 49 Sección transversal de la columna compuesta	98
Figura 50 Vistas de la configuración de espécimen.	98
Figura 51 Detalle de los tornillos y las tuercas	99
Figura 52 Detalles de conexión de soldadura y unión entre alma y aletas	99
Figura 53 Visualización del espécimen según la aplicación Inventor	100
Figura 54 División de la viga y la columna en cuatro y tres componentes respectivamente, teniendo en cuenta la simetría	101
Figura 55 Columna metálica sin elementos de concreto teniendo en cuenta la simetría	101
Figura 56 Columna compuesta y viga metálica segmentada teniendo en cuenta la simetría	102
Figura 57 Vista de mallado en elementos de concreto y metálicos	103
Figura 58 Superficies de contacto	104
Figura 59 Apoyo superior	105
Figura 60 Apoyo inferior	105
Figura 61 pretensionamiento de pernos	106
Figura 62 Protocolo de carga aplicado en el modelo	106

Figura 63 Concentración de esfuerzos en la zona de la conexión y aplicación de la carga.	107
Figura 64 Concentración de esfuerzos en la zona de la conexión.	107
Figura 65 Concentración de esfuerzos en la zona de la conexión.	108
Figura 66 Concentración de esfuerzos en la zona de la conexión.	108
Foto 67 Imagen del sistema de captura de datos laboratorio UIS	111
Figura 68 Imagen del diagrama fuerza vs desplazamiento presentado por el sistema	111
Figura 69 Diagrama Fuerza Vs Desplazamiento con datos del actuador	116
Figura 70 Diagrama Momento Vs Rotación con datos del actuador	117
Figura 71 Diagrama Momento Vs Rotación primer cuadrante.	119
Figura 72 Diagrama Momento Vs Rotación tercer cuadrante.	119
Figura 73 Rangos y parámetros de clasificación AISC 2010 [5]	120
Figura 74 Rangos y parámetros de clasificación Eurocódigo 3 [13]	121
Figura 75 Rotación de la viga Vs Rotación de la columna.	123
Figura 76 Espécimen con película de carburo y cuadrícula.	124
Figura 77 Proceso de fisuración del espécimen en el rango elástico.	124
Figura 78 Inicio de degradación de la conexión en el concreto,	126
Figura 79 Separación de la placa de extremo del perfil embebido	127
Figura 80 Inicio de rotulación cara inferior aleta inferior de la viga	128
Figura 81 Inicio de rotulación cara inferior aleta superior de la viga	128
Figura 82 Flexión de los estribos	129

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Contenido de conexiones precalificadas AISC 358-10	30
Tabla 2. Valores R_y y R_t para materiales de acero y reforzamiento de acero	46
Tabla 3. Parámetros limitantes en el diseño de la conexión	62
Tabla 4. Especificaciones actuador MTS Laboratorio UIS	69
Tabla 5 Perfiles para viga FERRASA ACERO ASTM A 572 Gr-50	72
Tabla 6 Propiedades perfil viga seleccionado	73
Tabla 7. Evaluación sección compacta (Ala) Tabla F.3.4-1-NSR-10	76
Tabla 8. Evaluación sección compacta (Alma) Tabla F.3.4-1-NSR-10 [8]	77
Tabla 9 Evaluación de secciones compactas Perfiles Ferrasa	77
Tabla 10 Parámetros del actuador dinámico y relaciones con los especímenes	78
Tabla 11 Propiedades mecánicas de los materiales	80
Tabla 12 Perfiles Ferrasa para columna	82
Tabla 13 propiedades del perfil seleccionado	83
Tabla 14. Cálculo del momento probable de la viga en el eje de la columna	85
Tabla 15 Protocolo de carga	92
Tabla 16 Datos tabulados para el primer cuadrante.	114
Tabla 17 Datos tabulados para el tercer cuadrante	115

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A. Diseño de la viga	141
ANEXO B. Diseño de la Columna (Columna Compuesta)	150
ANEXO C. Cálculo del momento nominal (M_n)	171
ANEXO E. Jerarquía de plastificación	177
ANEXO F. Diseño de la conexión	179
ANEXO G. Diseño de conectores de cortante	196
ANEXO H. Determinación de la Rigidez propuesto por AISC 2010	201
ANEXO I. Determinación de la rigidez propuesto por el Eurocódigo EC3	204
ANEXO J. Planos de taller	207

RESUMEN

TÍTULO: CALIFICACIÓN DE UNA CONEXIÓN METÁLICA RÍGIDA VIGA I - COLUMNA COMPUESTA*

AUTOR: CARLOS MAURICIO TORRES TORRES**

PALABRAS CALVES:

Calificación de conexiones, Unión metálica, Carga Cíclica, Columna compuesta.

CONTENIDO

El proceso de calificación de conexiones metálicas en pórticos resistentes a momento, hace parte de un conjunto de investigaciones realizadas en muchos países del mundo, sobre todo en aquellos que están expuestos a la acción de los sismos. En Colombia éste proceso de calificación se ha venido desarrollando hace pocos años, liderado por universidades que presentan las condiciones adecuadas de laboratorio para su realización.

La necesidad de realizar estos ensayos de calificación en laboratorios, se presenta porque a los especímenes se les debe brindar todas las condiciones y requerimientos exigidos por las reglamentaciones y recomendaciones existentes.

El objetivo de la presente investigación es calificar una conexión metálica rígida de una viga en I y una columna compuesta conformada por un perfil en I embebido en concreto y confinado por barras de acero de refuerzo longitudinal y transversal. Para verificar que resista por lo menos el 80% del momento plástico de la viga registrado en la cara de la columna para un ángulo de rotación de 0.04 radianes.

De la presente investigación se obtuvo el logro del objetivo planteado y se evidenció la posibilidad de optimizar este tipo de conexión, en cuanto a mejorar la rigidez y permitir la utilización de un perfil de viga continuo al utilizado con características físico-mecánicas inferiores.

Acorde a los requerimientos dados por el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, La conexión en estudio es calificada para las condiciones estudiadas y se clasifica como semirrígida.

* Trabajo de investigación

**Facultad de ingenierías Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil.
Hernández

Director, Dr. Ricardo Cruz

SUMMARY

TITLE: QUALIFICATION OF A METALLIC RIGID CONNECTION I BEAM - COLUMN COMPOSITE*

AUTHOR: CARLOS MAURICIO TORRES TORRES**

KEY WORDS: Qualification of connections, Union Metallic, cyclic loading, composite column

CONTENT

The qualification process connection resistant metal frames currently is part of a series of research works in many countries, especially those exposed to the action of earthquakes. In Colombia this qualification process has been developed a few years ago, led by universities have adequate laboratory conditions for their realization.

The need for these qualification tests in laboratories, is presented because the specimens must be afforded all the conditions and requirements imposed by existing regulations and recommendations.

The objective of this research was a connection rate of a rigid metal I-beam and a column made up of an I-beam embedded in concrete and steel bars confined by transverse and longitudinal reinforcement. Verifying that resist at least 80% of the plastic moment of the beam recorded on the face of the column to a rotation angle of 0.04 radians.

In the present investigation was the goal proposed and demonstrated the ability to optimize this type of connection, in improving the stiffness and allow the use of a continuous beam profile to that used with lower physical-mechanical characteristics.

According to the requirements given by the Colombian Regulation Earthquake Resistant Building NSR-10, the connection is qualified to study the conditions studied and classified as rigid.

* Research work

** Physicomechanical faculty of engineering, School of Civil Engineering. Director. Dr. Ricardo Cruz Hernández

INTRODUCCIÓN

Para aquellos países que deben convivir con la posibilidad de ocurrencia de sismos, el comportamiento de las estructuras ante estos fenómenos de la naturaleza es de gran importancia, muchos estudios que se desarrollan buscan lograr control y crear elementos en la estructura que contrarresten los efectos perjudiciales de tal evento.

El sistema predominante en Colombia para la construcción de estructuras, es el de pórticos resistentes a momento, conformado por elementos de concreto reforzado, esto debido a la facilidad en la adquisición y proximidad de los materiales que lo conforman y por ende la influencia de este factor en el costo de construcción de los elementos estructurales.

Debido a la baja capacidad que posee el concreto reforzado para disipar energía en el rango inelástico, esto en comparación con otros materiales como el acero, hace que se fije la mirada en la utilización de elementos metálicos como componente principal de las estructuras, para esto se debe implementar su uso, permitir mayor disponibilidad en el país, pero sobre todo adquirir conocimiento e implementarlo.

El acero como componente principal en las estructuras brinda mayores ventajas tanto en su comportamiento, mediante la disipación de energía en su rango inelástico dentro de una jerarquía de plastificación, como en su construcción, en procesos de fabrican bajo óptimas especificaciones en taller y posterior desplazamiento al sitio de la obra para su montaje de una manera rápida y segura.

Para garantizar el comportamiento adecuado de las estructuras metálicas ente los sismos, estas deben ser llevadas a estudio y de esta manera tener control de cada

uno de sus componentes, tal vez el más importante es el sitio de conexión de sus elementos, por tal razón las conexiones metálicas en pórticos resistentes a momentos deben ser sometidas a procesos de calificación.

La calificación de una conexión se debe hacer bajo condiciones similares al comportamiento de la estructura que la compone, esto solo se puede lograr mediante ensayos realizados en laboratorios que permitan poder replicar la conexión en funcionamiento donde se mantienen las dimensiones, los materiales y el cumplimiento de los requerimientos dados por las normas y recomendaciones para su calificación.

Lo que se busca al calificar una conexión es, que manteniendo características similares a la que se implementará en la estructura, la viga sea capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes como mínimo, superando la resistencia a flexión de la conexión calculada en la cara de la columna correspondiente al 80% del momento plástico de la viga. De esta manera podemos garantizar que la estructura disipará energía manteniendo la jerarquía de plastificación y evitando el posible colapso de la estructura.

Mediante la calificación realizada a la conexión metálica viga I columna compuesta por perfil en I embebido en concreto con refuerzo longitudinal y transversal, se determinó que la conexión superó el 80 % del momento plástico de la viga, calculado en la cara de la columna y acomodando un ángulo de deriva de 0.04 radianes, de igual manera se pudo establecer que esta conexión puede ser optimizada en cuanto a su rigidez y al perfil utilizado como viga.

De igual manera se elaboró un modelo computacional que representara la conexión en estudio, que permitió establecer diferencias y similitudes con el espécimen utilizado en el laboratorio.

Adicional a la información buscada por el objetivo de la investigación, se pudo verificar el comportamiento de los diferentes componentes del ensayo, en cuanto a la fracturación esperada del concreto, conectores de cortante, los pandeos flexo torsionales de la viga, comportamiento de elementos externos del experimento pero necesarios para su manipulación.

De esta manera esta investigación brinda una alternativa más de conexiones precalificadas, permitiendo a los diseñadores e investigadores de estructuras metálicas plantear este tipo de conexión en las uniones de viga columna y continuar con el proceso investigativo de las mismas.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Calificar una conexión rígida de acero conformada por una viga laminada de alma llena de sección I de acero ASTM A572 Grado 50 y una columna de sección compuesta con perfil en I de acero ASTM A572 Grado 50 embebido en concreto reforzado, por medio de una placa extendida y pernos pasantes, bajo la acción de cargas cíclicas.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Determinar el estado de esfuerzos en una conexión rígida de acero conformada por una viga laminada de alma llena de sección I de acero ASTM A572 Grado 50 y una columna de sección compuesta con perfil en I de acero ASTM A572 Grado 50 embebido en concreto reforzado, por medio de una placa extendida y pernos pasantes, bajo la acción de cargas cíclicas.
2. Simular mediante un modelo computacional la conexión en estudio.
3. Evaluar el comportamiento de la conexión en el laboratorio bajo la acción de cargas cíclicas.
4. Establecer las relaciones existentes entre los resultados provenientes del modelo teórico y los resultados del modelo experimental sometido en el laboratorio.
5. Establecer el comportamiento inelástico de la conexión viga- columna por medio de las rotaciones elásticas e inelásticas presentadas en los modelos.

6. Obtener las curvas de histéresis que describen el comportamiento inelástico de la conexión en estudio bajo la acción de las cargas.
7. Calificar la conexión en estudio de acuerdo a los parámetros dados por la NSR 10 y AISC (2005) edición 2010.

JUSTIFICACIÓN

Debido al crecimiento de construcciones cuya estructura está constituida por elementos de acero, es responsabilidad de la ingeniería y de la academia representada en los centros de investigación, dar claridad a muchos de los interrogantes que se presentan en el comportamiento de este tipo de estructuras.

Dentro de las revisiones que se deben adelantar en las estructuras metálicas, está la que se hace a la conexión viga columna, esta revisión debe despejar dudas del comportamiento de la misma en su respuesta a los efectos de flexión en comparación con la capacidad que brinda el perfil viga, la platina de extremo, los pernos de alta resistencia y la columna.

Para la presente conexión metálica rígida viga I columna compuesta, conformada ésta última por un perfil en I embebido en concreto con refuerzo longitudinal y transversal, se hace necesario realizar la revisión, con el objetivo de calificarla y de esta manera garantizar su utilización en construcciones cuyo sistema de pórticos resistentes a momento constituyan la unión de vigas y columnas por este tipo de conexión.

1. MARCO TEÓRICO

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 Generalidades. El replanteamiento del detallado de las conexiones de Pórticos resistentes a momento de estructuras de acero tuvo su origen en la ocurrencia de dos sismos, a saber: el de Northridge en 1994 (Northridge Earthquake), que ocurrió en el área norte del Valle de San Fernando en la ciudad de Los Ángeles la madrugada del día 17 de enero de 1994 a las 4:30:55 A.M. hora local, causando 72 muertos, 12.000 heridos y pérdidas por 25 mil millones de dólares según USGS Caltech de 2004 [31], cuya intensidad fue de 6,7 en la escala de Richter, y la aceleración terrestre fue la mayor jamás registrada en un área urbana estadounidense, siendo esta 1.7 g (16.7 m/seg²), y el de Kobe en Japón, el 17 de enero de 1995, a las 5:46 A.M. hora local, con una intensidad 7 en la escala Japonesa JMA (máxima intensidad en la escala Japonesa, equivalente AXI-XII MM) [12] y 7.2 en la escala de Richter, en la isla Awajishima, a 32 kilómetros al sur de Kobe, que produjo casi 5.000 víctimas. En esa fecha Kobe contaba con 1.5 millones de habitantes, siendo la sexta ciudad más grande del Japón.

De estos sismos se pudo determinar que las sollicitaciones a las que estuvieron expuestas las estructuras y en especial las conexiones, sus esfuerzos y deformaciones fueron superiores a las de diseño. Las fallas en estas conexiones, que se consideraban como unas de las más dúctiles y seguras, llevaron a concluir que se debía revisar a fondo el comportamiento de estas uniones.

A raíz del sismo de Northridge, los Estados Unidos enfocaron sus esfuerzos en la búsqueda de explicaciones del comportamiento de estas estructuras y sus

conexiones, por lo que se hizo necesario proponer un replanteamiento de estas conexiones viga – columna en pórticos resistentes a momento (PRM).

La *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), después de recopilar ensayos que tuvieron en cuenta criterios de resistencia, rigidez y capacidad de deformación en las conexiones, basados en pruebas de especímenes a escala real, analizó las causas de la falla. Con base en estos ensayos se pudieron establecer procedimientos de diseño, directrices y normas para la reparación o rehabilitación fiable, práctica y rentable de Pórticos Resistentes a Momentos dañados; esta información fue presentada como recomendaciones para normas y códigos posteriores (FEMA 350, 2000) [15]

Con este trabajo se pretende establecer los avances que se han presentado en la investigación del comportamiento de conexiones rígidas en pórticos resistentes a momento, con el fin de lograr su aplicación en la construcción de nuevas estructuras y que sirva de punto base para el desarrollo de nuevas investigaciones.

Esta revisión se da en el marco de la investigación “Calificación de una conexión metálica rígida viga I - columna compuesta” que se realizó en la Universidad Industrial de Santander, con el fin de establecer el avance de las investigaciones sobre el tema en Colombia y en el mundo.

1.1.2 Desarrollo de la precalificación de conexiones rígidas de pórticos resistentes a momento de estructuras de acero

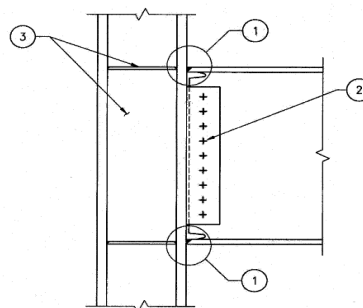
1.1.2.1 Normativa Después de la ocurrencia del sismo de Northridge, en 1994, el Consejo de Tecnología Aplicada (Applied Technology Council, o por sus siglas ATC), especificó la forma de hacer pruebas de daño acumulativo y análisis de fracturas de pernos y soldaduras en conexiones sísmicas de marcos resistentes a

momento con carga cíclica, plasmando las recomendaciones en el documento ATC 24 en 1996 [7].

Buscando obtener explicaciones a los desafortunados sucesos ocurridos en el sismo en Northridge, en Estados Unidos se dedicaron los esfuerzos a la realización de experimentos con conexiones a escala real, dejando la publicación de los resultados al grupo denominado *SAC Joint Venture*, patrocinado por la FEMA. Los resultados obtenidos en estas investigaciones fueron recopilados y presentados por la FEMA [15], recomendando nueve tipos de conexiones metálicas para la unión viga –columna, junto con su procedimiento de diseño y evaluación de desempeño.

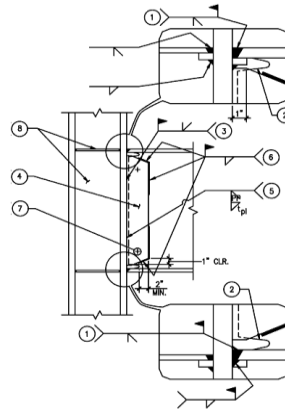
En el año de 2002 las provisiones sísmicas del AISC (*American Institute of Steel Construction*), AISC, 2002 [1], especifican los requisitos que se deben cumplir para la precalificación de conexiones, en los apéndices P y S, actualizados en 2005 como AISC-2005 [4]. En el capítulo correspondiente a calificación de conexiones, FEMA 350, 2000 presenta los criterios de diseño de 9 conexiones precalificadas, entre las cuales, las más usadas en Colombia y algunos países como Portugal y China, entre otros, son la conexión *Bolted Unstiffened End Plate Connection (BUPE)* y *Reduced Beam Section Connection (RBS)*. Las conexiones precalificadas presentadas en este documento se presentan en las figuras 1 a 9.

Figura. 1. Aleta soldada sin refuerzo – alma pernada (Welded Unreinforced Flange – Bolted Web Connections, WUF-B)



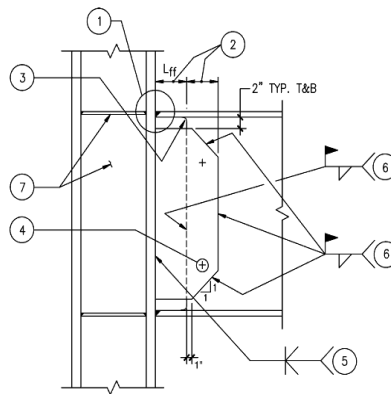
Fuente FEMA 350, 2000 [15]

Figura. 2. Aleta soldada sin refuerzo - alma soldada. (Welded Unreinforced Flange – Welded Web Connections, WUF-W)



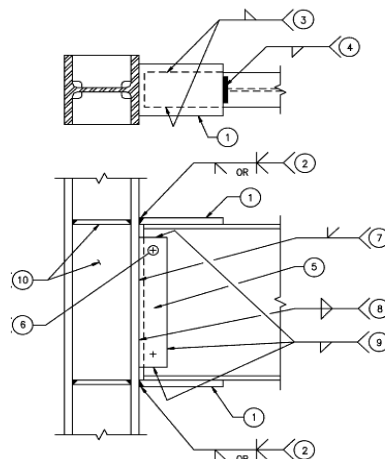
Fuente FEMA 350, 2000 [15]

Figura. 3. Conexión soldada de aleta libre. (Welded Free Flange Connection,FF)



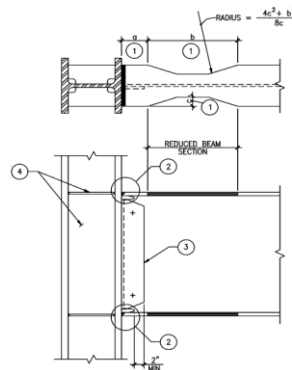
Fuente FEMA 350, 2000 [15]

Figura. 4. Conexión soldada con cubre placa. (Welded Flange Plate Connection, WFP)



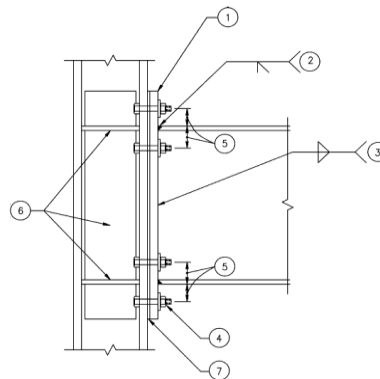
Fuente FEMA 350, 2000 [15])

Figura. 5. Conexión con sección reducida en la viga, (también conocida como “hueso de perro”). (Reduced Beam Section Connection, RBS)



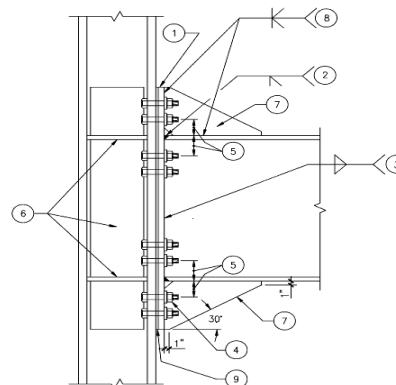
Fuente FEMA 350, 2000 [15]

Figura. 6. Conexión con placa de extremo no atiesada. (Bolted Unstiffened End Plate Connection, BUEP)



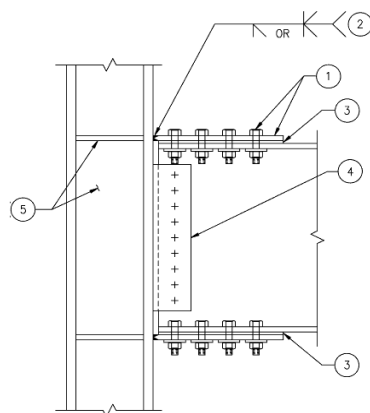
Fuente FEMA 350, 2000 [15]

Figura. 7. Conexión con placa de extremo atiesada. (Bolted Unstiffened End Plate Connection, BUEP)



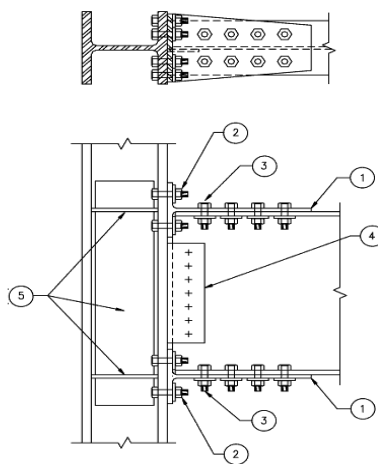
Fuente FEMA 350, 2000 [15]

Figura. 8. Conexión con cubreplaca pernado, (Bolted Flange Plate Connection, BFP)



Fuente FEMA 350, 2000 [15]

Figura. 9. Conexión con Te doble (parcialmente restringida, Double Split Tee Connection, (DST))



Fuente FEMA 350, 2000 [15]

Posteriormente a la publicación de estas recomendaciones y normas, durante el año 2010 se produjeron cambios en la normatividad internacional, al publicarse las *Seismic Provisions for Structural Steel Building AISC 341-10* (Provisiones Sísmicas para Construcciones de Acero Estructural), Estos cambios se vieron reflejados con la salida de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR 98, [9], al entrar en vigencia el *Reglamento Colombiano de*

Construcciones Sismo Resistentes NSR-10. según el decreto 2525 del 13 de Julio de 2010 donde se establece que la fecha de entrada en vigencia del reglamento es el 15 de diciembre de 2010. La Norma da especificaciones para construcciones y ensayos en estructuras de acero conformados por pórticos resistentes a momento en elementos de sección simple y compuesta [8],

De igual manera ese mismo año tuvo lugar la actualización de las “Conexiones Precalificadas para Pórticos Resistentes a Momento con Capacidad Intermedia y Especial de Energía para Aplicaciones Sísmicas” (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, AISC 358-10*)

A manera de resumen las conexiones precalificadas para elementos resistentes a momento con capacidad intermedia y especial de energía, se presentan en la tabla 1, indicándose la ubicación de cada conexión en dicho reglamento.

Tabla 1: Contenido de conexiones precalificadas AISC 358-10

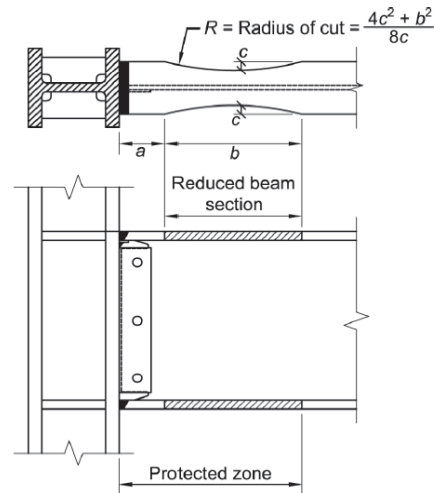
Conexiones Precalificadas		
Conexión	Capítulo	Sistema
Reduced beam section (RBS)	5	SMF, IMF
Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)	6	SMF, IMF
Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)	6	SMF, IMF
Bolted flange plate (BFP)	7	SMF, IMF
Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W)	8	SMF, IMF
Kaiser bolted bracket (KBB)	9	SMF, IMF
ConXtech ConXL moment connection (ConXL)	10	SMF, IMF

SMF: Special Moment Frames

IMF : Intermediate Moment Frames

En la figura 10 se muestra la conexión conocida como “Hueso de Perro” denominada RBS (*Reduced beam section moment connection, RBS*)

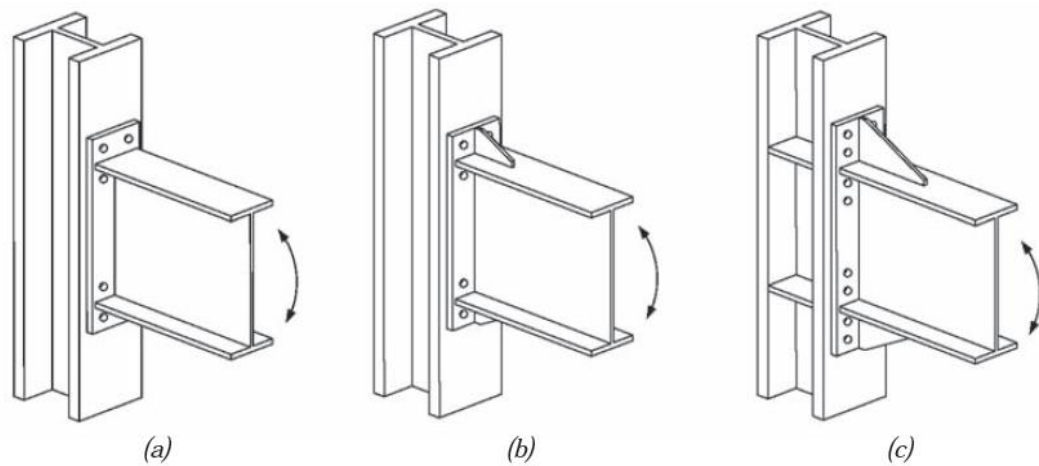
Figura. 10. Conexión a momento con sección reducida en la viga.



Fuente AISC 358-10 [2]

En la figura 11 se muestra la conexión básica de placa de extremo extendida con 4 pernos, 4 pernos y rigidizador y 8 pernos con rigidizador (*Bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment connections*).

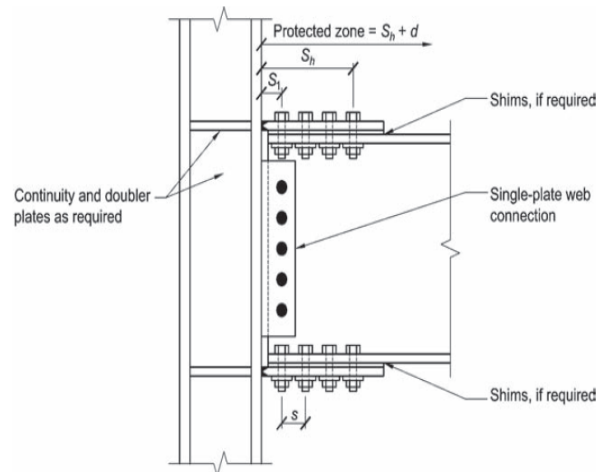
Figura. 11. Conexión a momento con placa de extremo y pernos: a) con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E), b) con cuatro pernos con placa rigidizadora (4ES), c) con ocho pernos con placa rigidizadora (8ES).



Fuente AISC 358-10 [2]

En la figura 12 se muestra la conexión de placa atornillada al ala *Bolted flange plate moment connection (BFP)*.

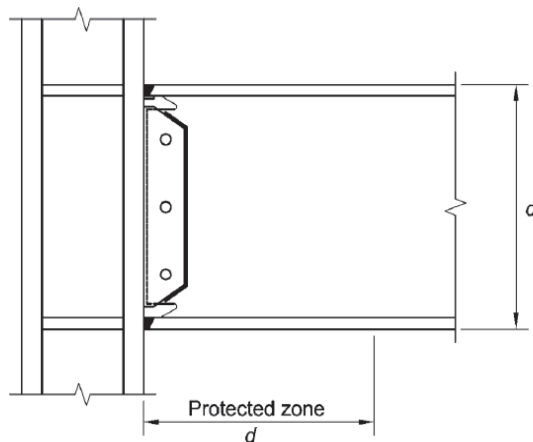
Figura. 12. Conexión a momento con cubre placa atornillada al ala



Fuente AISC 358-10 [2]

En la figura 13 se muestra la conexión a momento soldada a la aleta sin refuerzo (*Welded unreinforced flange–welded web moment connection, (WUF-W)*)

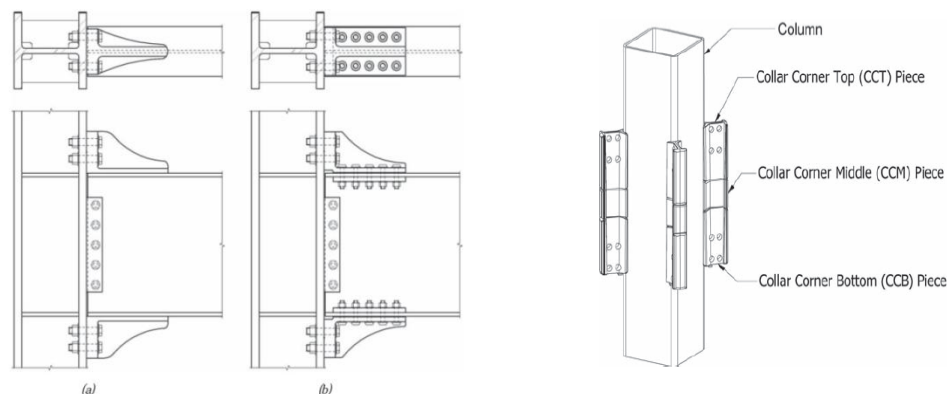
Figura. 13. Conexión a momento soldada a la aleta sin reforzar



Fuente AISC 358-10 [2]

En la figura 14 se muestra la conexión a momento con soporte atornillado *Kaiser bolted bracket moment connection (KBB)*.

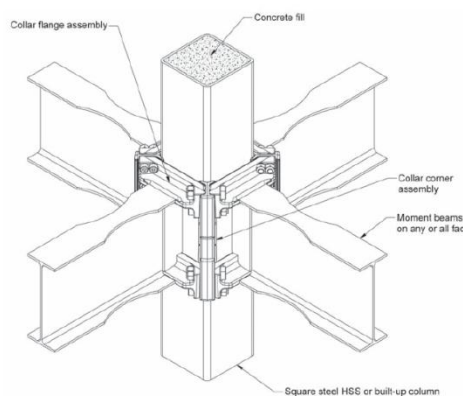
Figura. 14. Conexión a momento con soporte atornillado tipo Kaiser.



Fuente AISC 358-10 [2])

En la figura 15 se muestra la conexión Biaxial ya industrializada en los Estados Unidos *Conxtech conxl moment connection*.

Figura. 15. Conexión bi-Axial ConXtech



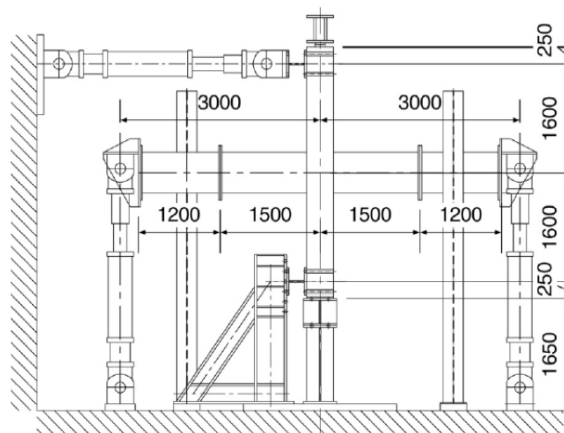
Fuente AISC 358-10 [2]

1.1.2.2 Conexiones En las diferentes investigaciones que se han desarrollado a nivel internacional se encuentran varios aspectos relacionados con la calificación de conexiones. Se trata en “*The 2005 American Steel Structures Design Code*”, realizada en los Estados Unidos por Reidar Bjorhovde, [10] y “*Load-Impulse Characterization for Steel Connection*” desarrollada por Hyun Chang Yim en los Estados Unidos y que evalúa básicamente la influencia de la velocidad con que se aplica la carga, [34]. Allí se consignan las investigaciones desarrolladas para

calificar conexiones metálicas viga- columna, dentro de las cuales se encuentran conexiones que varían en la columna, especialmente perfiles tubulares de sección compuesta que involucran otros materiales como el concreto.

Dentro de las más importantes o con mayor impacto, se dispone de la referencia “*Seismic Behavior of Bolted Beam-to-Column Connections for Concrete Filled Steel Tube (CFT)*” desarrollada por Lai-Yun Wu, Lap-Loi Chung, Sheng-Fu Tsai, Tung-Ju Shen y Guo-Luen Huang, en el Centro Nacional Para Investigaciones en Ingeniería Sísmica, en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Taiwán, en Taipéi, [33]. Esta investigación fue enfocada a ensayar conexiones con columnas de perfil tubular de 400 mm x 400 mm y espesores de 6, 8 y 10 mm, de acero A 572 Grado 50, rellenas de concreto, para un nudo interior de la estructura, es decir, que está compuesta por columna inferior y superior y por vigas de perfil H 500X200 X10 X16 mm a cada lado. Para el ensayo se utilizaron tres actuadores, dos verticales y uno horizontal lo que aproxima la carga a la del sismo. De esta investigación se pudo concluir que la sección de la columna presenta alta resistencia, alta rigidez y permite ser construida fácilmente. Los resultados teóricos obtenidos son muy próximos a los experimentales, además que estos superaron las especificaciones en Taiwán y en EE.UU.

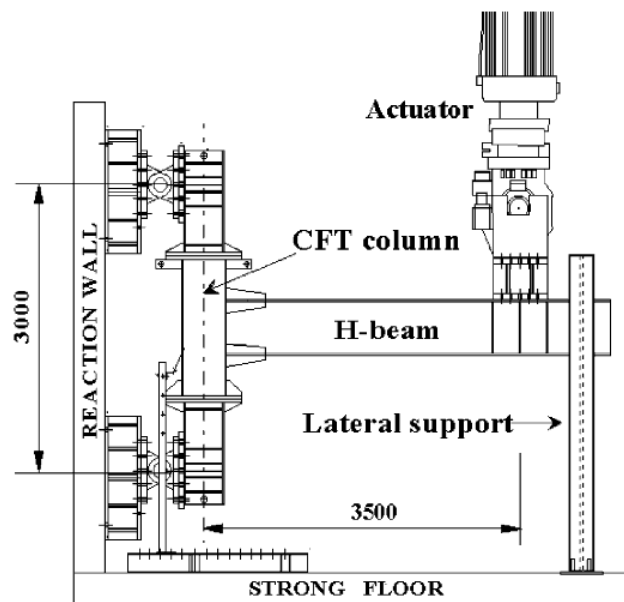
Figura. 16 Representación esquemática del marco de prueba.



Fuente Wu L. Y. y Chung L. L. 2005, [33]

Otra investigación llevada a cabo para la calificación de una conexión es: “*Behavior of Welded CFT Column to H-Beam Connections With External Stiffeners*” desarrollada por Tae-Sup Moon en el Departamento de Arquitectura e Ingeniería de la Universidad de Hanyang Seúl, Corea del Sur, [26]. Esta investigación realiza la comparación entre el comportamiento experimental y analítico de una columna tubular rellena de concreto en conexión con refuerzo en T a momento con una viga, utilizando seis prototipos a escala real, La resistencia de las alas de la viga mostró un comportamiento histérico estable y una buena ductilidad.

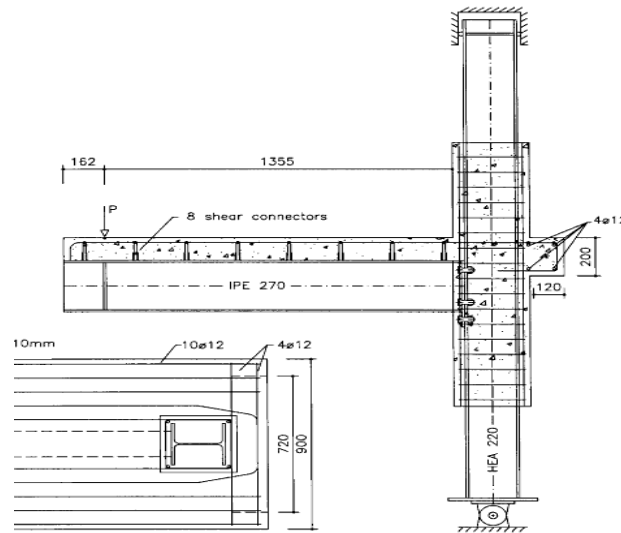
Figura. 17 Montaje de la prueba



Fuente Moon T. S. 2004 [26]

La investigación desarrollada por L. Simoes da Silva: “*Experimental Behaviour of End-Plate Beam-to-Column Composite Joints Under Monotonical Loading*” en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Coimbra Portugal en mayo de 2001, muestra la contribución a la ductilidad variando el confinamiento del concreto en columnas compuestas y en la parte superior de la viga. [23]

Figura. 18 Esquema de uno de los especímenes ensayados (Nudo externo, columna compuesta).



Fuente L. Simoes Da Silva. 201. [23]

Así, se pueden encontrar una gran variedad de investigaciones, donde varían algunos parámetros de los elementos que componen la conexión (columna, viga, adición de elementos a la conexión etc.) en busca de validar un modelo teórico por medio de la aplicación del método de los elementos finitos y una fase de ensayos de prototipos a escala real. Muchas otras investigaciones se basaron sólo en el modelo teórico de elementos finitos para predecir el comportamiento de las conexiones tal como se hace en “*Seismic Design of Reduce Section Moment Connections With Bolted Web Attachment*” realizada por Cheol-Ho Lee en la Universidad Nacional de Seúl en la República de Korea, en el año de 2006, [24] Esta investigación utiliza la conexión denominada hueso de perro o sección reducida presentada por FEMA 350.

Así mismo “*Finite Element Analysis of Steel Beam to Column Connections Subjected to Blast Loads*”, realizada por Tapan Sabuwala en la Universidad de Pennsylvania, [29], cuyo modelo fue validado basado en los criterios especificados

en TM5-1300 del Departamento de Estructuras de la Armada de los Estados Unidos en 1990. Otra referencia importante es *“Composite Action in Connection Regions of Concrete-Filled Steel Tube Columns”*, realizada por Mathias Johansson en el departamento de ingeniería estructural de la universidad de tecnología de Chalmers en Gothenburg, Suecia, [22]. Su modelo verifica el comportamiento no lineal de esta conexión con una columna tubular rellena de concreto.

En Colombia, las investigaciones más relevantes que se han realizado son: *“Ensayo cíclico de conexiones sísmicas resistentes a momento para estructuras de acero”* cuyo contenido nos permite ver cómo se puede determinar las propiedades mecánicas tales como resistencia, rigidez y ductilidad de una conexión mediante un ensayo cíclico, mostrando que el buen comportamiento de pórticos metálicos resistentes a momento dependen de la conexión entre sus elementos. Desarrollado por Cardona C. [11]. A esta la siguió *“Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada”* [27], en la que se ensayó una conexión mejorada con excelente desempeño dúctil.

De igual manera en 2006, se realizó la *“Calificación de un sistema de conexión sísmica para pórticos resistentes a momento en acero estructural”* con los procedimientos de diseño de conexiones basados en las AISC, verificándolos por medio de un modelo de elementos finitos [16].

En la anterior investigación sólo se materializaron los diseños y procedimientos en modelos teóricos de elementos finitos para verificar su comportamiento. Sin embargo es necesario comprobar estos modelos con experimentos a escala real tal como se hizo en *“Precalificación de conexiones para pórticos de lámina delgada”* [17] y *“Calificación de conexiones para pórticos de lámina delgada 2º parte”* aplicado a dos tipos de perfiles con placas de continuidad prolongadas y conexiones con chapas laterales. La evaluación del comportamiento confrontó el modelo teórico con los resultados experimentales [30].

En 2006 se realizó la investigación “*Modelación de una conexión viga-columna en pórticos de acero resistentes a momentos con análisis no lineal, para aplicaciones sísmicas*”, tratando el comportamiento bajo cargas cíclicas de una conexión en pórticos resistentes a momento. Por tratarse de una tesis de pregrado solo se realizó el modelo teórico sin desarrollar la parte experimental. [14]

Por último en la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá, para una tesis de maestría se realizó la investigación “*Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas*” [32] que involucra el comparativo del modelo teórico y con la experimentación de seis prototipos a escala real haciendo variar la relación ancho espesor del perfil tubular componente del elemento columna.

Estos estudios y calificaciones fueron desarrollados antes de entrar en vigencia el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 y las especificaciones AISC 2010.

1.2 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS ANTE LOS SISMOS

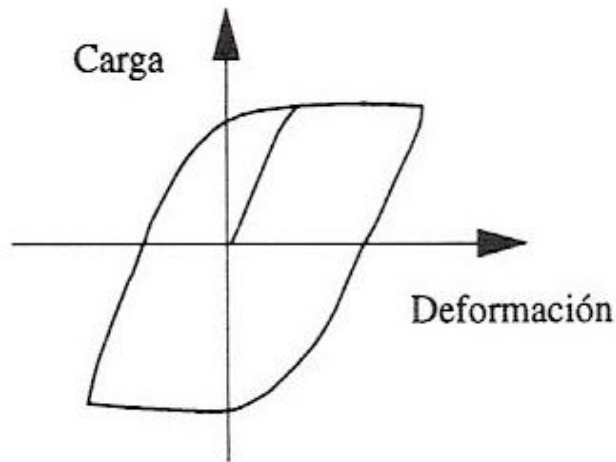
Tal como lo presenta el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistente NSR-10. A.1.2.2 [8], las estructuras de acuerdo a su análisis y diseño pueden presentar tres clases de comportamiento dependiendo del sismo al que se enfrenten, el primero que no sufra daño, pues debido a la poca intensidad del temblor los elementos estructurales se desempeñan en el rango elástico por lo cual no sufren deformaciones considerables que produzcan daño a estos elemento y a los no estructurales.

Un comportamiento intermedio entre el ideal (mencionado anteriormente) y el crítico teniendo en cuenta el sismo de carácter moderado, es aquel donde se permite que los elementos estructurales sufran deformaciones, permitiendo el

daño de los elementos no estructurales pero no de los estructurales y un tercero para un temblor fuerte con daños en los elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso de la estructura.

Las estructuras en general se deben diseñar para soportar un sismo fuerte, lo que obliga a que sus elementos se desempeñen en el rango inelástico en sitios de rotulación, lugares donde la estructura disipa la energía no tomada en cuenta por el coeficiente de capacidad de disipación de energía (R). Los ciclos de histéresis producto de las cargas cíclicas dadas por el sismo deben ser de área grande y mantener la altura en el eje de la carga, de esta manera tendremos un buen comportamiento en la estructura, tal como se presenta en la siguiente figura.

Figura 19 Ciclo de histéresis ideal en el comportamiento de estructuras



Fuente (Uribe, 2008) [32]

1.2.1 Pórticos resistentes a momento (PRM). Dentro de la clasificación de sistemas estructurales de resistencia sísmica que presenta el Prefacio Apéndice 1 de las NSR-10. [8], se observa que son los Pórticos quienes resisten las fuerzas horizontales provenientes de los sismos, por tal razón son los llamados a absorber

toda la acción sísmica y a liberar por medio de daño parte de la energía que ellos transmiten.

Los Pórticos que resisten momento deben garantizar que los procesos de rotulación plástica se presenten inicialmente en las vigas produciendo daño solo en ella, sin que tal efecto se produzca en la columna, buscando mantener una jerarquía de plastificación y de esta manera evitar el mecanismo de colapso.

Al ubicar esta configuración se habla de mecanismos de columna fuerte y viga débil (VD/CF), para esto la NSR-10 [8] presentada para pórticos de concreto reforzado en el capítulo C.21 con capacidad de disipación de energía (DES) la relación que existe entre la sumatoria de los momentos de la columna sobre la sumatoria de los momentos de la viga superior e igual a 1.2 y para Pórticos de acero en su capítulo F Numeral F.3.7.3 con capacidad de disipación de energía especial (DES) esta misma relación pero superior a 1.

Por tratarse esta investigación de Pórticos de acero, damos mayor importancia y resaltamos la última relación presentada en el párrafo anterior correspondiente a la fórmula F.3.7.3-1 de la NSR-10 para Pórticos resistentes a momento (PRM) y Pórticos resistentes a momentos Compuestos (PRMC), expresada de la siguiente manera:

$$\frac{M_{pcc}}{M_{p,esp}} > 1$$

Dónde:

- ΣM_{pcc} = suma de las proyecciones al eje de las vigas, de la resistencia nominal a flexión de las columnas (incluidas las ménsulas si éstas se utilizan) arriba y abajo de la unión con una reducción debida a la fuerza axial en la columna. Para columnas compuestas, la resistencia nominal a flexión, M_{pcc} , debe satisfacer los

requisitos de F.2.9 considerando la resistencia axial requerida P_{uc} . Para columnas de concreto reforzado, la resistencia nominal a flexión, M_{pcc} , debe calcularse con base en las provisiones del Título C considerando la resistencia axial requerida P_{uc} . Cuando los ejes de vigas opuestas en la misma unión no coincidan debe usarse la línea media entre los dos ejes.

$\Sigma M_{p, esp}$ = suma de los momentos en las vigas de acero o embebidas en concreto en la intersección de los ejes de la viga y la columna. Se determina como la suma de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en la rótula plástica, referidas al eje de la columna. Se puede tomar:

$$M_{p, esp} = (1.1 M_{p, esp} + M_{uv})$$

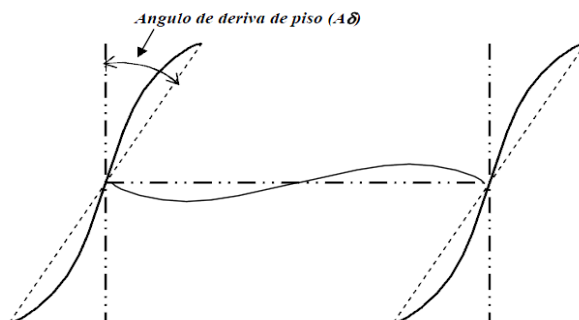
Dónde:

$M_{p, esp}$: de acuerdo con la sección F.3.7.2.6.4 de las NSR-10 (Ref.5)

M_{uv} : momento debido a la amplificación por el cortante desde la posición de la rótula plástica hasta el eje de la columna.

1.2.1.1 Ángulo de deriva de piso. Tal como se presentó en el glosario, la definición de ángulo de deriva de piso es la relación resultante de dividir el desplazamiento relativo de dos pisos continuos por la altura de estos, éste ángulo se expresa en radianes y contiene las deformaciones elástica y plástica o inelástica. La siguiente figura ilustra el desplazamiento horizontal formando el ángulo de deriva de piso.

Figura 20 Representación del ángulo de deriva de piso



Fuente FEMA 350 [15]

1.2.1.2 Comportamiento de las conexiones. El lugar donde convergen las vigas y columnas en un pórtico es denominado conexión, junto a ella se encuentra el sitio donde las vigas se rotulan pasando al estado plástico, los componentes principales de una conexión son: el elemento viga unido generalmente por medio de soldadura a una placa final extendida, la cual se une al elemento columna por medio de pernos pasantes de alta resistencia ya pretensionados, la placa y los pernos se diseñan para que su funcionamiento siempre se de en el rango elástico.

Estas conexiones deben garantizar que la misma sea de carácter rígido, es por esto que parte de la rigidez que experimenta una conexión se debe a que los pernos son pretensionados y por tal razón no están expuestos a deformaciones por cargas de tensión en ellos, manteniendo siempre unidas la placa de extremo y la cara de la columna metálica.

Las conexiones cumplen funciones preponderantes: permitir el paso de las cargas gravitacionales que provienen de las vigas a las columnas, suministrar rigidez lateral a toda la estructura como respuesta a la sollicitación de las cargas sísmicas horizontales, mantener su capacidad inelástica que permita la generación de rótulas plásticas en las vigas y no permitir la presencia de fallas en su integridad, pues es necesario que la conexión se mantenga en el rango inelástico y disipe

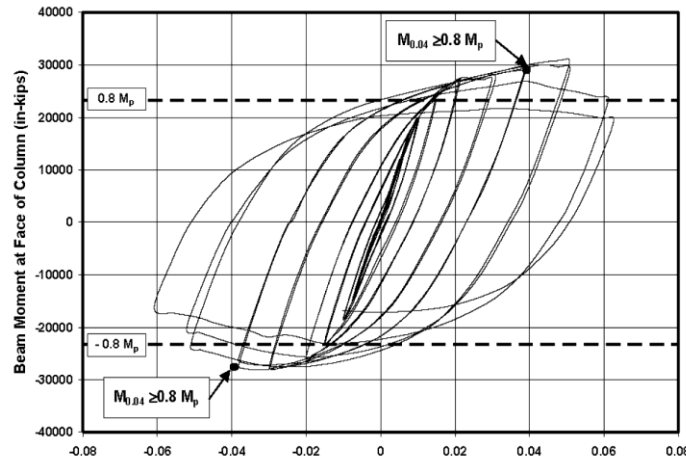
energía sin que se pierda resistencia o pérdida de rigidez lateral que ocasione un colapso de la estructura. Lo anterior según Uribe Vallejo [32]

Para garantizar que una conexión presenta un buen comportamiento ante las sollicitaciones sísmicas, ésta debe pasar por un proceso de calificación, consistente en la realización de un ensayo a un espécimen construido a escala real y con características similares a la realidad al cual se le aplican cargas cíclicas y del cual se debe verificar que cumple con los SIGUIENTES parámetros dados por la NSR-10 [8] en su numeral F.3.7.3.6.2:

- ❖ *La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes como mínimo.*
- ❖ *La resistencia medida a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser por lo menos 0.8Mp de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes, donde Mp se calcula de acuerdo con el numeral F.3.7.2.6.2.*

En la figura 21 se ilustra el diagrama de degradación de una conexión viga columna a la cual se le han impuesto cargas cíclicas, y que ha superado el rango elástico para generar liberación de energía en el rango inelástico reflejadas en los cuadrantes 1 y 3, en ésta gráfica se resalta el punto donde se presenta el ángulo de rotación de 0.04 radianes y para el cual mantiene como mínimo el 80% del momento plástico de la viga medido en la cara de la columna.

Figura 21 Degradación de resistencia aceptable en calificación de conexiones

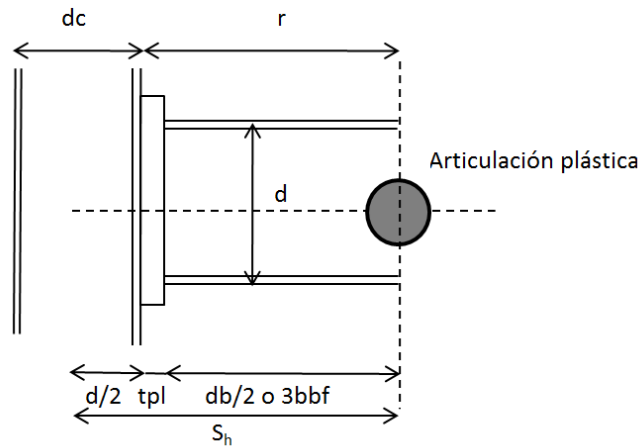


Fuente (AISC 2010) [4]

Tal como se habló al principio del capítulo por medio del gráfico se puede verificar las propiedades de la conexión en cuanto a su resistencia y ductilidad y de esta gráfica se puede inferir si la estructura mantiene su integridad o no.

1.2.1.3 Comportamiento sísmico de vigas. La respuesta que dan las vigas ante las sollicitaciones sísmicas, son la de liberar energía cuando éstas pasan del rango elástico al plástico. La primera característica de plastificación es la formación de la rótula cerca de la cara de la conexión ubicada según FEMA [15] a una distancia Sh medida desde el eje de la columna tal como se presenta en la figura 22.

Figura 22 Distancia a la rótula plástica desde el eje de la columna



Fuente Uribe Vallejo [32]

$$Sh = \frac{dc}{2} + t_{pl} + 3b_{bf} \dots$$

Donde

dc = Ancho del perfil de la viga

db = Peralte total de la viga que conforma la conexión

tpl = Espesor de la platina

En el momento de formación de la rótula plástica, la viga debe desarrollar o resistir un momento denominado momento probable cuyo cálculo se hace según las NSR-10. (Ref. 5) Título F Numeral F.3.5.3.4.1 dado por:

$$M_{p\ esp} = 1.1 R_y F_{yB} Z_b$$

Dónde:

Mp = Momento plástico a flexión (Momento probable)

Ry = Relación entre la resistencia a la fluencia esperada Fye y la resistencia mínima especificada a la fluencia del tipo de acero que se va a utilizar Fy tomado de la tabla A.3.1 de las provisiones sísmicas AISC 2010 [4].

Tabla 2. Valores R_y y R_t para materiales de acero y reforzamiento de acero

TABLE A3.1 R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615, ASTM A706	1.25	1.25

Fuente AISC 2010 [3]

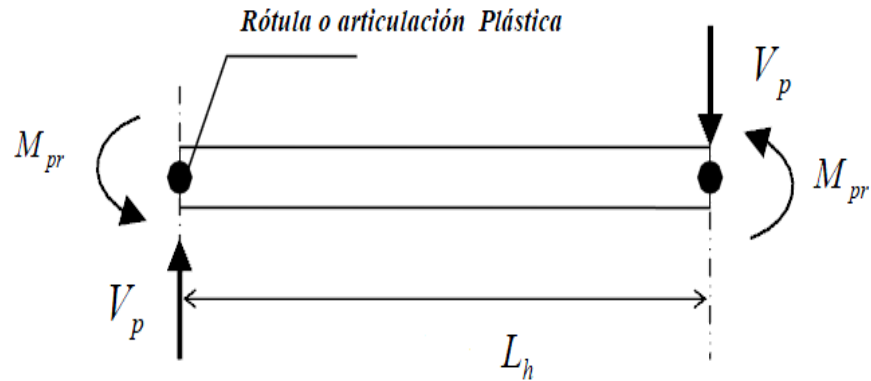
El valor 1.1 incluye los efectos de endurecimiento por deformación que se produce en el acero cuando supera la fluencia.

F_{yb} = F_y de una viga, MPa

Z_b = Módulo de sección plástico mínimo en la sección reducida de la viga mm³

❖ **Cortante probable en la articulación plástica.** Para determinar el cortante que se presenta en la rótula plástica, se toma la viga completa entre las dos rótulas, siendo esta la distancia L_h , este cortante es la fuerza transversal actuante en la rótula, como lo indica la figura 23.

Figura 23 Ubicación de los cortantes probables en las rótulas plásticas



El cortante probable actuante en la rótula plástica se determina como la suma de los momentos probables dividido entre la separación de los puntos de aplicación de ellos.

$$V_p = \frac{2 M_p}{L_h}$$

Dónde:

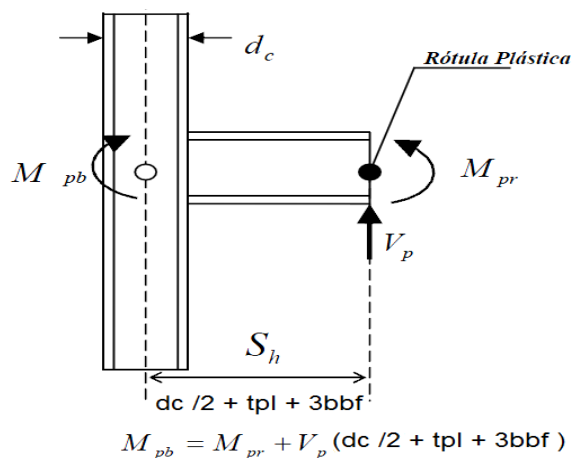
V_p = Cortante probable aplicado en la rótula plástica

L_h = Distancia entre articulaciones plásticas

M_p = Momento plástico a flexión (Momento probable) según la ecuación 3.3

❖ **Momento total en el eje de la columna** Este momento está compuesto por el momento probable más el momento que produce el cortante por la distancia desde la rótula plástica al eje de la columna. Haciendo diagrama de cuerpo libre se puede obtener la expresión para este momento, como se muestra en la gráfica 24.

Figura 24 Diagrama de cuerpo libre para hallar momento en el eje de la columna



Fuente FEMA [15]

El momento total en el eje de la columna está dado por la expresión 3.5

$$M_{pb} = M_{pr} + V_p \left(\frac{dc}{2} + t_{pl} + 3b_{bf} \right)$$

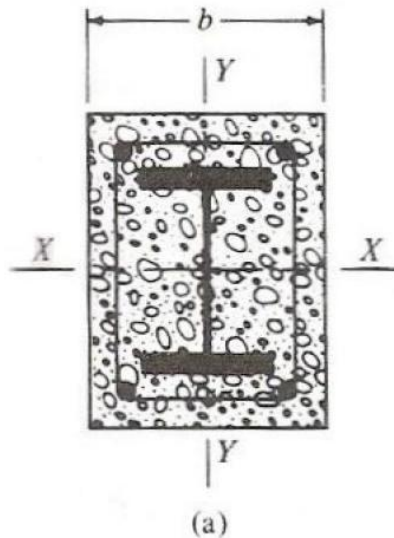
❖ **Longitud de plastificación.** Es la longitud mínima que debe haber entre arriostramientos laterales que impide que se presente el pandeo lateral torsional, y que permite que la viga desarrolle el momento plástico, se calcula según la fórmula F.2.6.2-5 tomada de la NSR-10 [8], es decir, que la viga debe tener arriostramientos laterales cada L_p .

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

1.2.1.4 Comportamiento sísmico de columnas compuestas Dentro de la configuración de columnas compuestas, para la presente calificación, hemos seleccionado una columna compuesta, tal como la presenta la figura 24, en donde se encuentra un perfil embebido en concreto reforzado por estribos y aceros

longitudinales dispuestos en las cuatro esquinas, la sección por lo general es rectangular o cuadrada,

Figura 25 Columnas de sección compuesta



Fuente McCormac 2005 [25]

La sección de la columna compuesta depende de la capacidad a flexión que ella posea, pues debe resistir momentos que permitan mantener la jerarquía de plastificación sin presentar falla, las barras de refuerzo se colocan en las esquinas o simétricamente distribuidas las cuales se mantienen en su posición por medio de estribos cerrados, El perfil embebido, las barras longitudinales, los conectores de cortante y los estribos se deben someter a un diseño basado en las recomendaciones dadas por la NSR-10 en su título F.3 y C.21.

Los estribos además de impedir que las barras longitudinales se salgan de su posición, evitan que se pandeen y contribuyen a dar ductilidad en la zona de confinamiento junto al nudo. La ausencia de estribos permite la resquebrajadura del concreto

❖ **Resistencia a la compresión de columnas compuestas cargadas axialmente.**

Las columnas compuestas de perfil revestido en concreto reforzado, adquieren mayor capacidad a compresión y mayor rigidez. La NSR-10. [8] da los lineamientos para colocar los refuerzos longitudinales y refuerzos transversales en F.3.4.1.4.2 Columnas compuestas embebidas y tiene en cuenta las indicaciones dadas en C.21 para este tipo de refuerzos, tal como lo se puede ver en el diseño del refuerzo en el marco experimental.

La resistencia a la compresión se puede determinar de acuerdo al numeral F.2.9.2.1.2 de las NSR-10. [8] tal como se presenta a continuación:

La resistencia de diseño a compresión, $\phi_c P_n$, para miembros compuestos tipo perfil revestido de simetría doble cargados axialmente, se determinará para el estado límite de pandeo por flexión con base en la esbeltez de la columna, tomando:

$\phi_c = 0.75$ y con P_n calculado como sigue:

(a) Cuando $P_e \geq 0.44 P_{no}$

$$P_n = P_{no} \left[0.60 + 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

(b) Cuando $P_e < 0.44 P_{no}$

$$P_n = 0.877 P_e$$

Dónde:

$$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{KL^2}$$

$$EI_{eff} = E_{sls} + 0,5E_{slsr} + C1E_{clc}$$

$$C1 = 0.1 + \frac{2 A_s}{A_c + A_s} \leq 0.3$$

(Coeficiente para calcular la rigidez efectiva de un miembro compuesto tipo perfil revestido a compresión)

Dónde:

A_c = Área del concreto, mm²

A_s = Área de la sección de acero, mm²

A_{sr} = Área de las barras del refuerzo longitudinal continuo, mm²

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = $4700 \sqrt{f_c'}$, MPa

E_{eff} = rigidez efectiva de la sección compuesta, N·mm²

E_s = módulo de elasticidad del acero = 200.000 MPa

f_c' = resistencia especificada a compresión del concreto, MPa

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la sección de acero, MPa

F_{ysr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para las barras de refuerzo, MPa

I_c = momento de inercia de la sección de concreto con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, mm⁴

I_s = momento de inercia del perfil de acero con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, mm^4

I_{sr} = momento de inercia de las barras de refuerzo con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, mm^4

K = factor de longitud efectiva

L = longitud del miembro sin soporte lateral, mm

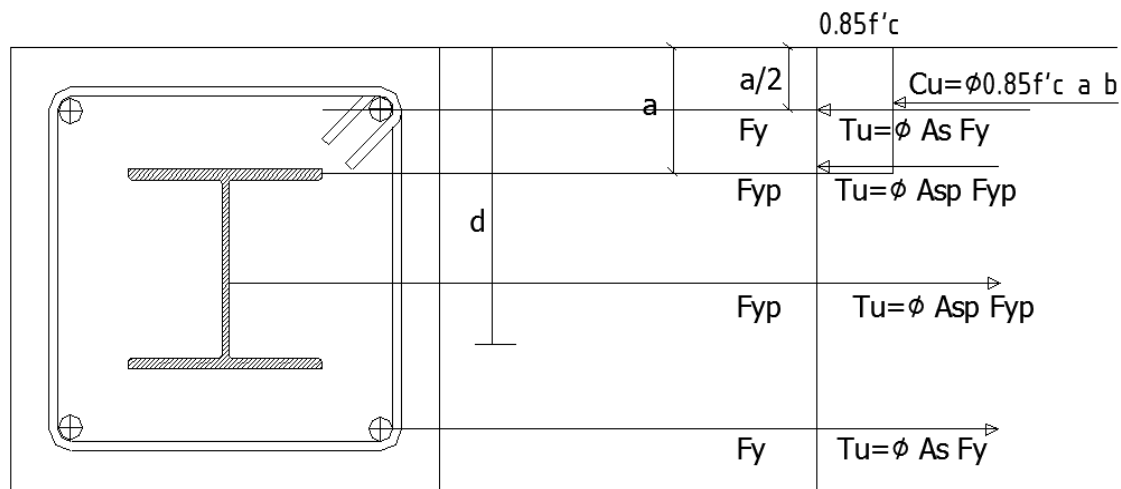
Al calcular la resistencia de diseño a compresión se puede tomar como mínimo la obtenida para la sección de acero sin revestir con base en el numeral F.2.5.

❖ **Cálculo del momento nominal (M_n)** Es necesario tener en cuenta los efectos producidos por la flexión y la compresión, por lo que se debe establecer el momento nominal actuante en la columna compuesta y la interacción con la carga a compresión calculada anteriormente.

Para esto las NSR-10 [8] en su numeral F.2.9.3 presenta la opción de definir la ecuación para el cálculo del momento de acuerdo a los esfuerzos presentes en la sección compuesta por los diferentes materiales.

Para determinar el momento nominal se plantea el equilibrio de la sección transversal compuesta (concreto, acero de refuerzo y perfil). Se utiliza la teoría de rotura mediante la aplicación del método de C. S. Whitney, de este obtenemos la expresión de momento tal como se presenta a continuación.

Figura 26 Sección transversal de la columna compuesta para determinar la expresión del momento nominal



$$C_u = T_u$$

$$\phi 0.85 f'_c a b - \phi A'_s f'_c + \phi A'_s f_y b - \phi A_{scp} f'_c + \phi A_{scp} f_{yp} = \phi A_s f_y b + \phi A_{sp} f_{yp}$$

$$a = \frac{\phi A'_s f'_c - \phi A'_s f_y b + \phi A_{scp} f'_c - \phi A_{scp} f_{yp} + \phi A_s f_y b + \phi A_{sp} f_{yp}}{\phi 0.85 f'_c b}$$

a = Distancia de la fibra más alejada al eje neutro

Φ (Factor de resistencia) = 0.9

f'_c (Resistencia del concreto) = 21 MPa

b (ancho de la sección) = 4500 mm

h (Altura de la sección) = 4500 mm

d (distancia fibra en tensión a la más alejada en compresión = 4100 mm

d' (recubrimiento) = 40 mm

F_{yb} (Tensión de fluencia de las barras de refuerzo) = 420 MPa

F_{yp} (Tensión de fluencia del perfil) = 345 MPa

A_{sp} (Área perfil) = 5860 mm²

A_{scp} (Área del perfil en compresión) = 1529.29 mm²

A_{sTp} (Área del perfil en tensión) = 4330.71 mm²

A_s (Área de las barras) = 1013.41 mm²

A'_s (Área del refuerzo a compresión) = 1013 mm²

Cálculo de los momentos del concreto y del acero

Momento resistido por el concreto

$$M_u = \phi 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) - \phi A'_s f'_c (d - d') + \phi A'_s f_{yb} (d - d') - \phi A_{scp} f'_c (d - y_{perf}) + \phi A_{scp} f_{yp} (d - y_{perf})$$

Y_{perf} = centroide del perfil en compresión

$d - Y_{perf}$ = distancia desde la tensión al eje del perfil en compresión

$$d - Y_{perf} = d - a + \frac{a - \frac{h_{columna\ concreto} - altura\ perfil}{2}}{2}$$

Momento resistido por el acero

$$M_u = \phi A_s f_y b \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi A_s T_p f_{yp} \left(d - \frac{a}{2} - \frac{h_{col}}{2} - d' - Y_{perf} \right)$$

se toma el menor valor dado por el momento del acero y del concreto

❖ **Momento máximo actuante (Mux)** Este momento es el que actúa en la columna compuesta, producto de la interacción de la fuerza axial y la flexión, este momento hace parte de la relación viga débil columna fuerte, para su cálculo se toma el procedimiento dado por la NSR 10 [8].

(a) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \leq 1.0$$

(b) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \leq 1.0$$

Dónde:

P_u (resistencia requerida a compresión)

P_n ($\phi_c P_n$ resistencia de diseño a compresión, determinada de acuerdo con el numeral F.2.9.2.1.2)

El análisis se hace en un solo plano, se toma el plano x, por lo cual la ecuación de interacción se convierte de acuerdo a la condición $P_u / \phi P_n$, en:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} < 1,0$$

M_{ux} =resistencia requerida a flexión (N·mm)

$b M_{nx}$ =resistencia de diseño a la flexión determinada de acuerdo con el numeral F.2.9.3.3 (KN-m)

x = subíndice relativo a flexión alrededor del eje mayor

y = subíndice relativo a flexión alrededor del eje menor

c = coeficiente de reducción de resistencia para compresión = 0.90

b = coeficiente de reducción de resistencia para flexión = 0.90

Despejando M_{ux} se tiene:

$$M_{ux} = \phi b M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{2\phi c P_n} \right)$$

❖ **Diseño de la conexión** El procedimiento para el diseño de la conexión viene dado por el capítulo 6 de las Aplicaciones sísmicas en conexiones precalificadas para elementos resistentes a momento con capacidad intermedia y especial de energía, (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications) [2], éste capítulo da los pasos para el diseño total de la conexión.

2. MARCO EXPERIMENTAL

2.1 ASPECTOS GENERALES

La idealización de las estructuras, concepto que se aplica básicamente en los planteamientos teóricos, permite predecir su comportamiento bajo condiciones que desprecian ciertas variables y cuyo resultado brinda conclusiones para esas condiciones, es decir conclusiones teóricas.

Una forma de superar estas condiciones ideales, al menos un poco, es trasladarse al laboratorio académico, que nunca sustituirá el laboratorio de la vida real, pero allí se puede aproximar, mediante la utilización de especímenes a escala real que muestran su “verdadero comportamiento”.

Muchas de las variables presentes en el comportamiento de la edificación, ya en su funcionamiento, se pueden encontrar en el laboratorio, pues por lo general las estructuras metálicas se fabrican en talleres y son ensambladas en el campo. La correcta aplicación de las soldaduras, los técnicos que la aplican, la correcta conformación de las conexiones, son una muestra de éstas, que coinciden en la fabricación de un edificio metálico real con el espécimen que pretendemos experimentar.

En el proceso de construcción del espécimen se puede detectar problemas de fabricación, que se deben contrarrestar, mejorar y estandarizar conducentes a ser aplicados en la fabricación de los componentes estructurales de las conexiones y elementos de los edificios metálicos.

Es conveniente que el espécimen contenga la mayor cantidad de variables que lo acerquen al comportamiento real de la estructura, pues de esta manera, las

conclusiones y recomendación de la calificación tendrán un valor significativo. Las características geométricas se toman acorde a la estructura real pero acondicionada según la capacidad del laboratorio, del cual predomina el actuador en su carga y recorrido. La carga y su aplicación se toman del protocolo de carga sugerido por AISC 2010, la soldadura debe ser convencional para este tipo de edificios y el técnico que la aplica debe tener la idoneidad para esto.

No se debe perder de vista que lo que se busca en el laboratorio, etapa experimental, es predecir el comportamiento de la conexión en estudio y calificarla, ajustada a la realidad de un diseño y comparada con un modelo matemático el cual debe ser verificado y validado con este espécimen para ser aplicado de una manera segura en el análisis, fabricación y montaje de edificios metálicos que contengan esta conexión.

2.2 PLANTEAMIENTO DEL ESPÉCIMEN

El espécimen, es un subconjunto estructural que representa una porción de la gran estructura; para este caso se toma la unión que se presenta entre una columna exterior y una de las vigas que llega a ella.

Los límites geométricos de esta subestructura se determinan en cada uno de sus componentes viga y columna, por la proximidad de los momentos flectores a valer cero (puntos de inflexión), sin embargo las longitudes de estos componentes se ajustan a las condiciones del laboratorio, teniendo en cuenta la capacidad del actuador y su recorrido.

Es claro que la estructura real funciona tridimensionalmente, en las direcciones X, Y y Z, conformando un pórtico espacial. Para el caso en estudio solo se analiza bidimensionalmente, en las figuras 26 a 29 se muestra la conformación del espécimen desde al pórtico tridimensional al bidimensional..

Figura 27 Estructura tridimensional en plano X,Y y Z

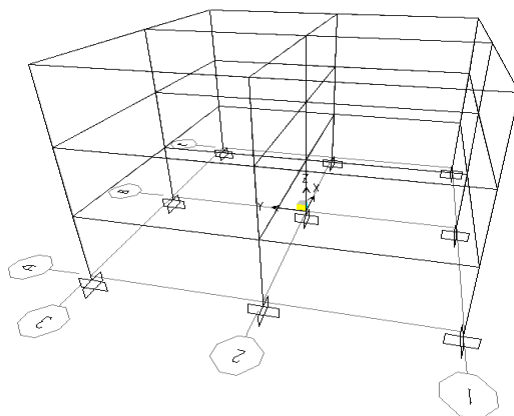


Figura 28 Estructura Bidimensional en plano X, Z

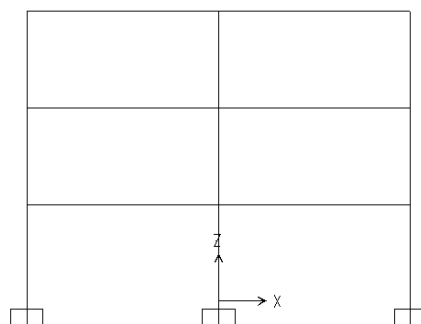
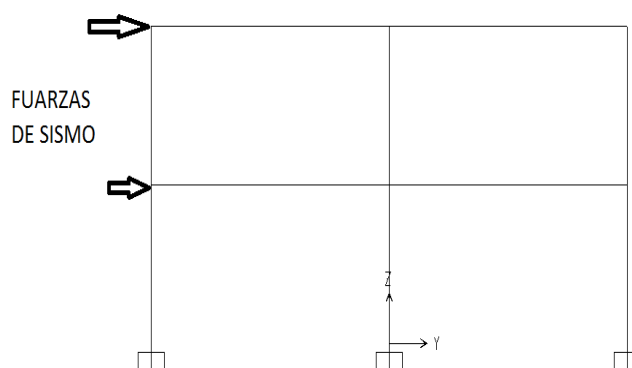
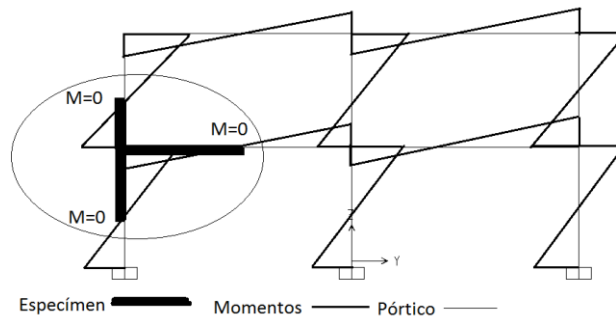


Figura 29 Pórtico bidimensional con cargas de sismo en plano X, Z



En la figura 28 se muestran los puntos de inflexión para momento que sirven para determinar las dimensiones del espécimen. Sin embargo estas serán ajustadas de acuerdo a las condiciones del laboratorio.

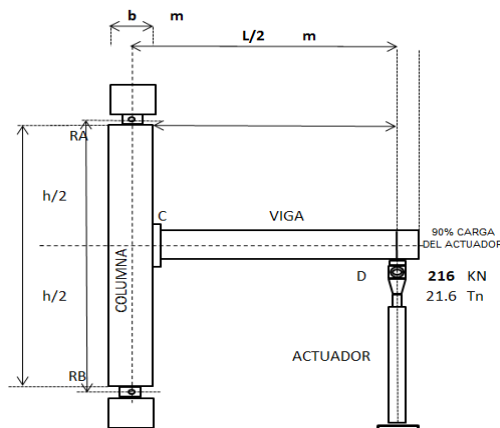
Figura 30 Pórtico bidimensional y ubicación del espécimen.



Una mejor ilustración de la configuración del espécimen se presenta acoplado a las condiciones del laboratorio, con sus puntos de apoyo inferior y superior donde el valor de momento es cero debido a que estos corresponden a apoyos articulados, de otro lado se presenta el actuador quien proporciona la carga ubicada en la parte final de la viga..

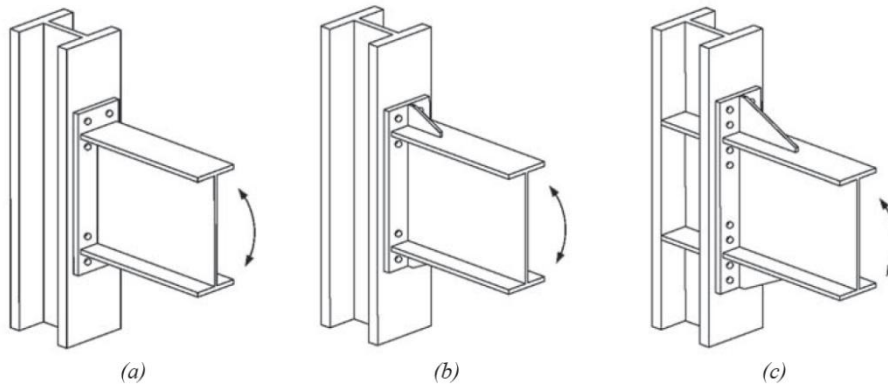
Para la aplicación de la carga máxima a la viga, se toma el 90% de la total del actuador y que es de 240 KN, esto para no trabajar con valores límites y tener rangos de maniobrabilidad. A continuación se presenta el esquema más simple de la configuración del espécimen. Dentro de las condiciones del laboratorio de la Universidad Industrial de Santander.

Figura 31 Configuración del espécimen



2.2.1. Planteamiento de la conexión Para el planteamiento se recurre a las conexiones que ofrece las Aplicaciones sísmicas en conexiones precalificadas para elementos resistentes a momento con capacidad intermedia y especial de energía AISC 2010 [2]. De éstas conexiones la figura 31 ilustra tres configuraciones tipo BUEP (Bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment connections).

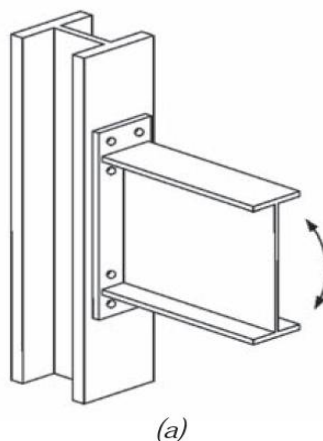
Figura 32 Configuraciones Conexión a momento con placa de extremo y pernos: a) con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E), b) con cuatro pernos con placa rigidizadora (4ES), c) con ocho pernos con placa rigidizadora (8ES). Tomada de AISC 358-10



Fuente AISC 2010 [2]

2.2.1.1. Conexión seleccionada. Para el caso de la presente investigación se toma la conexión a momento con placa de extremo y pernos con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E). (Bolted Unstiffened End Plate Connection, (BUEP) denotada en la figura 31 por la letra (a). Consiste en realizar en el taller la soldadura de una viga a una placa de extremo usando un CJP (Junta de soldadura del ala) de la viga a la placa y dos soldaduras en ángulo para el alma de la viga a la placa. La placa final es entonces el campo donde se atornilla el conjunto a la columna sin que estos sean rígidos con la placa final, Este tipo de conexión se puede utilizar con tamaños limitados por la tabla 6.1 del AISC 2010 (Ref. 8), A continuación se presenta la figura correspondiente a la conexión seleccionada ofrecida por AISC 2010 [2].

Figura 33 Conexión a momento con placa de extremo y pernos con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E)



Fuente AISC 2010 [2]

❖ **Parámetros limitantes en el diseño de la conexión** Estos parámetros geométricos los presenta la tabla 6.1 del capítulo 6 de las Aplicaciones sísmicas en conexiones precalificadas para elementos resistentes a momento con capacidad intermedia y especial de energía AISC 2010 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications) [2], la cual se presenta a continuación.

Tabla 3. Parámetros limitantes en el diseño de la conexión

	Four-Bolt Unstiffened (4E)	
Parameter	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	$3/4$ (19)	$3/8$ (10)
b_{bf}	$9 1/4$ (235)	6 (152)
d	55 (1400)	$13 3/4$ (349)
t_p	$2 1/4$ (57)	$1/2$ (13)
b_p	$10 3/4$ (273)	7 (178)
g	6 (152)	4 (102)
p_{fl}, p_{fo}	$4 1/2$ (114)	$1 1/2$ (38)
p_b	—	—

Fuente AISC 2010 [2]

b_{bf} = ancho del ala de la viga, (mm)

- bp = ancho de la placa terminal, pulgadas (mm)
- d = Altura total (peralte) de la conexión, mm
- g = distancia horizontal entre los pernos, pulg (mm)
- pfi = distancia vertical desde el interior de un ala en tensión del haz para la fila de pernos más cercano en el interior (mm)
- pfo = distancia vertical desde la parte exterior de un ala en tensión del haz a la fila exterior de pernos, pulgadas (mm)
- tbf = espesor del ala de la viga, mm tp = espesor de la placa terminal, pulgadas (mm)

El comportamiento de este tipo de conexión, es controlado por varios factores; la flexión, el rendimiento de la sección de la viga a la flexión, el rendimiento de las placas en la zona del panel de la columna (falla por tensión), el rendimiento de los tornillos de la placa final, la falla de corte de los tornillos de la placa final y la falla de las distintas articulaciones soldadas.

Algunas de estas fallas son frágiles, y por lo tanto no son deseables, mientras que otros tienen una significativa ductilidad. El rendimiento a flexión de la viga y de corte de la zona de panel de la columna, son los factores que permiten ver los niveles de aceptabilidad del comportamiento inelástico. Para el diseño de una conexión de este tipo, es necesario seleccionar los factores de comportamiento que deben ser autorizados a controlar la deformación elástica de la conexión. Una vez que los factores de comportamiento deseado para la conexión son seleccionados, los diversos elementos de la conexión están diseñados con la suficiente fuerza para que los otros factores sean poco probable que se produzca.

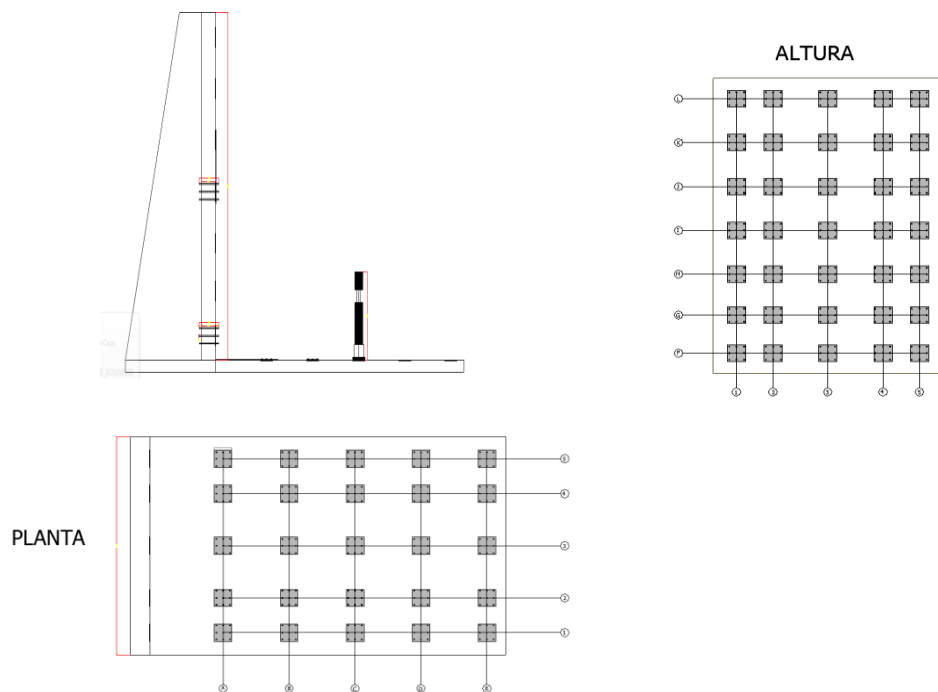
2.2.2 Configuración geométrica del laboratorio. El laboratorio de estructuras de la Universidad Industrial de Santander (UIS), cuenta con un muro de reacción dispuesto verticalmente con una altura de 7.085 m, ancho de 5.022 m y espesor de 0.46 m, frente al muro, en el piso una placa de reacción con un área de 5.022

m de ancho y 8.15 m de largo, tanto el muro como la placa de piso mencionado cuentan con platinas con perforaciones roscadas, dispuestas fijamente a ciertas distancias, lo que permite crear elementos para hacer la adaptación del espécimen a las platinas de apoyo existentes en el laboratorio.

El laboratorio dispone de un actuador (gato hidráulico con control numérico) que solo se puede acomodar en las platinas dispuestas en el muro y en el área de piso descrita anteriormente. Para realizar los movimientos del espécimen, el laboratorio permite hacerlo por medio de una Grúa aérea con capacidad de 5 toneladas, con movimientos verticales y horizontalmente en las dos direcciones.

Para la puesta a punto del espécimen, se debieron crear elementos metálicos de apoyo para fijarlo en su articulación superior e inferior, estos elementos no hacen parte del espécimen, pero aparecen en los esquemas y presentaciones como si lo fueran (Planos de taller, ver anexos).

Figura 34 Esquema del muro y placa de reacción para realización del ensayo



2.2.3 Configuración geométrica del Espécimen. La configuración del espécimen viga I, conexión BUEP y columna compuesta (perfil I embebido en concreto con acero de refuerzo longitudinal y transversal) se presenta a continuación, donde se muestra el ensamblaje paso a paso de las mismas pero de manera esquemática en tres secuencias.

Inicialmente se muestra la columna metálica ensamblada a la viga por medio de una placa de extremo con pernos pasantes de alta resistencia a la cara de la columna, la placa de extremo y la viga unida por medio de soldadura, este esquema corresponde a la figura .34, posteriormente el perfil de columna se muestra dentro de la columna de concreto con las barras de refuerzo longitudinales, como se puede ver en la figura 35, Finalmente el esquema de la figura 36 presenta el espécimen con todos sus componentes.

Figura 35 Ensamble del espécimen viga, conexión BUEP y perfil columna

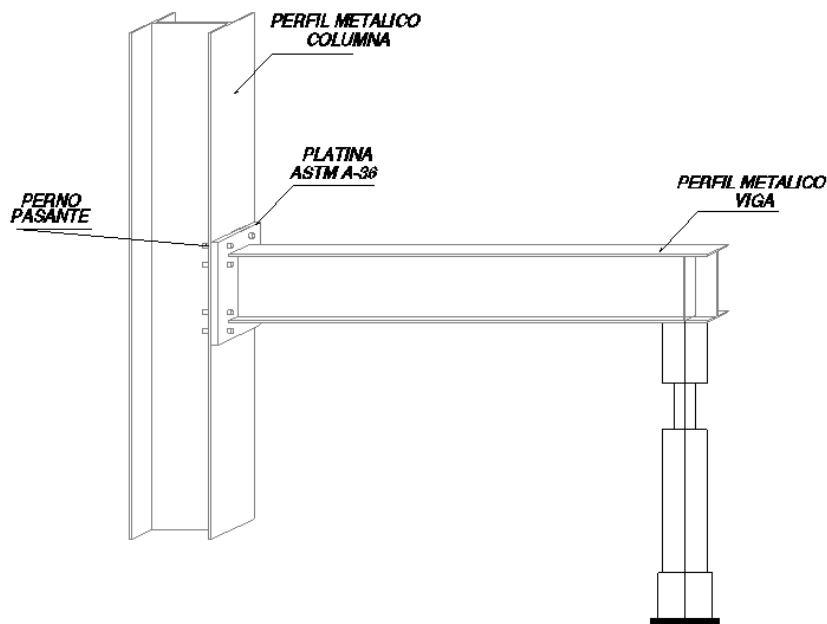


Figura 36 Ensamble del espécimen viga, conexión BUEP, perfil columna, refuerzo longitudinal y concreto

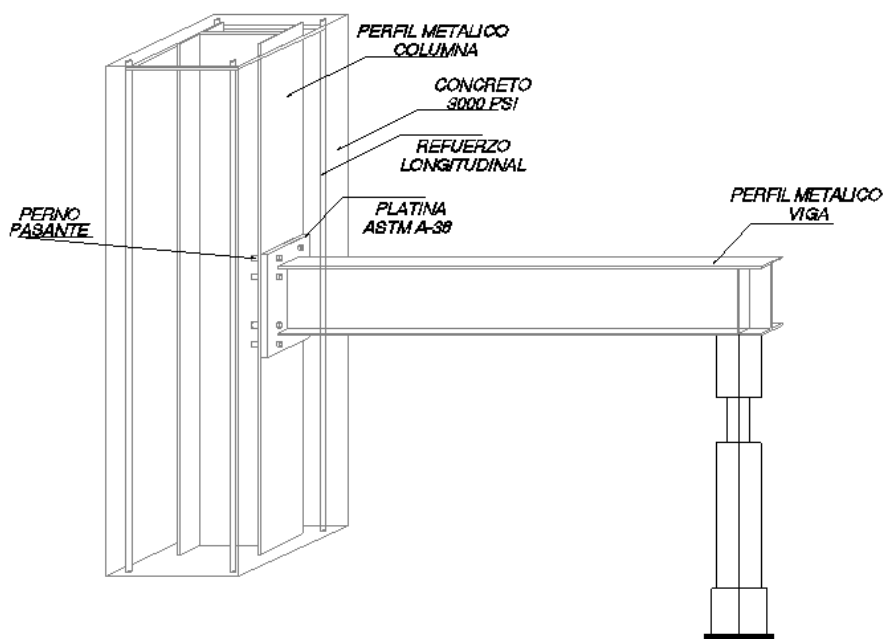
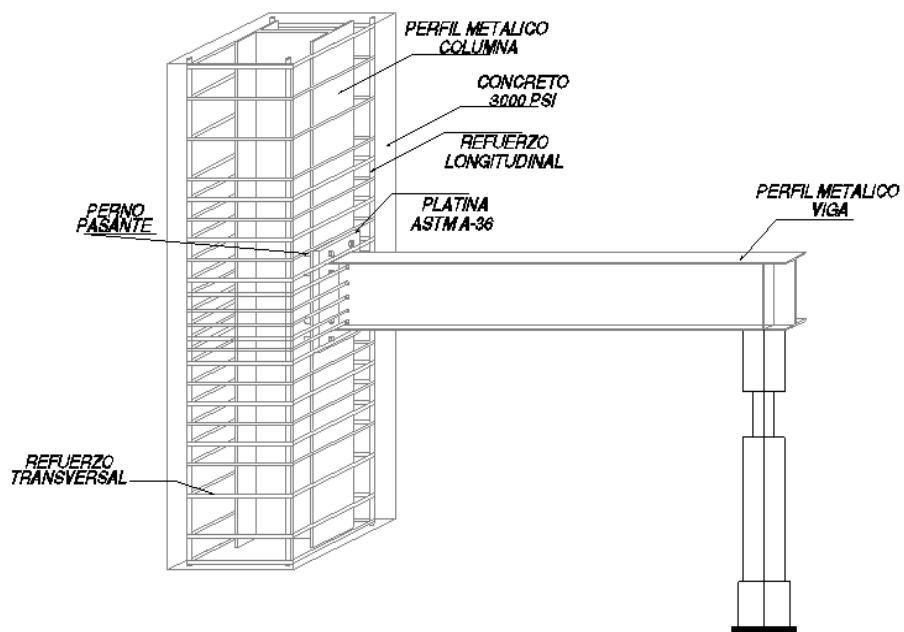


Figura 37 Ensamble del espécimen viga, conexión BUEP, perfil columna, refuerzo longitudinal, estribos y concreto



La columna del espécimen está conformada por un perfil de acero ASTM A 572 Gr-50, embebido en concreto de resistencia a compresión 3000 psi, reforzado longitudinal y transversalmente por barras de acero de 60000 psi.

La viga está compuesta por un perfil en I de acero ASTM A 572 GR-50 con un atiesador en el lugar de aplicación de la carga tomado de lo sugerido en la tesis (Uribe, 2008) [32], y WU, Lai-Yun; CHUNG, [33]. Para los efectos colaterales de pandeo local en flexo-torsión que se presenta por tratarse de una sección abierta, se debe ubicar elementos externos al espécimen dependiendo de la longitud y plastificación, que permita mantener la viga en la posición vertical en el desarrollo del experimento, para lo cual debe garantizar el menor rozamiento entre este elemento externo y la viga.

La conexión a momento con placa de extremo y pernos con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E). (Bolted Unstiffened End Plate Connection, (BUEP), está compuesta por una platina ASTM A 36 soldada a la viga tanto en las aletas como en el alma y conectada esta placa final de extremo al patín del perfil de la columna por medio de pernos pasantes de alta resistencia.

2.3 DISEÑO DEL ESPÉCIMEN

Una vez planteada la configuración del espécimen, en cuanto a su geometría y ensamblaje, se debe ajustar a las recomendaciones dadas por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR-10, [8], las provisiones sísmicas de AISC 2010 (Ref. 6), las especificaciones sísmicas de AISC 2010 (Ref. 7), y las conexiones precalificadas del AISC 1010 (Ref. 8)

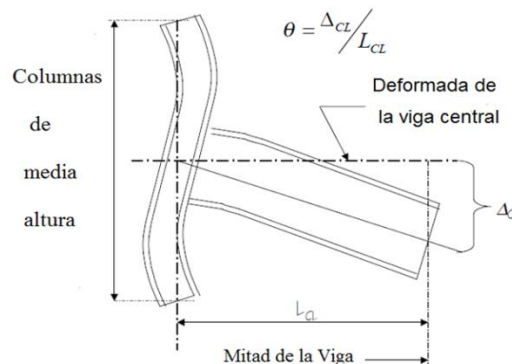
Teniendo en cuenta que la capacidad del actuador es de 216 KN trabajando al 90% de su capacidad, se determinan los momentos resistentes de la viga. La

sección de la viga y columna compuesta debe ser determinada para que desarrolle los momentos probables manteniendo la jerarquía de plastificación (VD/CF). Con el recorrido del actuador se determina la longitud de la viga, teniendo en cuenta el ángulo de rotación de 0.04 radianes.

Los elementos estructurales que componen un proyecto, deben ser tal que permitan su buen funcionamiento al menor costo posible. Por tal razón la viga se determina para proporcionar la capacidad requerida por el experimento, que soporte la carga dada por el actuador, que presente el comportamiento esperado para validar la conexión y que transmita a la columna los valores de carga conservando la jerarquía de plastificación.

Según FEMA 350 Sección 3.9.1 [15] Procedimientos de prueba (Testing Procedures), brinda en su tabla 3-13 los límites de la deriva de entrepiso de ángulo para varios niveles de desempeño, y muestra en la figura 3-27 un esquema de la rotación angular del conjunto de prueba, con el cual se puede hacer la relación mediante triángulos para determinar la longitud de la viga, teniendo como datos base la altura (mitad del recorrido del actuador) y el ángulo de rotación $\theta = 0.04$ Rad dado por NSR-10 [8].

Figura 38 Rotación angular del conjunto de prueba



Fuente FEMA 350 [15]

Inicialmente se busca definir la distancia desde el punto de aplicación de la carga, donde se encuentra ubicado un atiesador que permite enviar la fuerza en toda la sección de la viga y evitar un pandeo local por flexo torsión del perfil por ser éste una sección abierta.

Teniendo en cuenta el documento FEMA 350 [15] en su numeral 3.9.1 pagina 3-75 donde propone el esquema para determinar la rotación angular del conjunto de prueba (Angular Rotation of Test Assembly), el cual involucra el desplazamiento vertical del extremo de la viga, correspondiendo en este caso al recorrido del actuador del laboratorio de la Universidad Industrial de Santander con 254 mm tomado de la hoja técnica de este actuador MTS (Ref.32), se busca un margen de maniobrabilidad del actuador para lo cual se utiliza 250 mm como recorrido total vertical, pero como el procedimiento es cíclico nos indica que se debe dar un desplazamiento en el lado superior (positivo) del punto medio y horizontal del espécimen y otro en el lado inferior de este punto medio, por lo tanto el recorrido superior (positivo) e inferior (negativo) equivale a la mitad del recorrido total $250 \text{ mm} / 2 = 125 \text{ mm}$.

En el siguiente cuadro se presentan las características del actuador de la universidad industrial de Santander tomado de la hoja técnica [18].

Tabla 4. Especificaciones actuador MTS Laboratorio UIS

ACTUADOR MTS	
Modelo No	243.35 T
Serial No	10186104
Fuerza a compresión	365 KN (82 Kips)
Fuerza a tensión	240 KN (54 Kips)
Recorrido estático	254 mm
Recorrido dinámico	254 mm

Fuente Hoja técnica del actuador del laboratorio de estructuras UIS. [18]

Otro dato necesario para determinar la longitud de la viga es el ángulo de rotación planteado por el reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR 10 en su título F, F.3.11.2.5.2 [8] en donde el protocolo de carga termina en $\theta = 0.04$ Rad. Sin embargo se lleva el ángulo de rotación a un valor entre 0.04 y 0.05 para buscar pasar el límite establecido y tomar los datos precisos hasta llegar al valor 0.04 del ángulo y a su vez dar un valor cerrado a la longitud de la viga.

Se Parte de la relación mostrada en el esquema figura No 37 de esta investigación para determinar la longitud de la viga.

$$\phi = \frac{\Delta lc}{Lc} \quad Lcl = \frac{\Delta cl}{\phi} = \frac{125 \text{ mm}}{0.04166} = 3000 \text{ mm}$$

La longitud de la columna, se toma de 3.00, acorde a la altura de entrepiso de las edificaciones tradicionales del entorno, correspondiendo 1.5 m por encima del eje de la viga y 1.5 por debajo del mismo.

2.3.1 Selección del perfil para la viga. Para la selección del perfil se parte de la máxima carga seleccionada, como carga de trabajo del actuador, correspondiente al 90% de la capacidad total de éste, sienta de 216 KN, tal como se muestra a continuación,(los cálculo se presentan en el anexo A).

$$P_{\text{máxima actuador}} = 0.9 * 240 \text{ KN} = 216 \text{ KN}$$

Se calcula la distancia a la cual se debe formar la rótula plástica con respecto al eje de la columna, tal como se planteó en la sección 1.2.1.3

$$Sh = \frac{dc}{2} + t_{pl} + 3b_{bf} \dots$$

Dónde:

dc = Ancho del perfil de la viga

db = Peralte total de la viga que conforma la conexión

tpl = Espesor de la platina

El mecanismo que se utiliza para disipar la energía es la rótula plástica, es decir, el lugar donde la viga o la columna alcanza su plastificación, sin embargo se debe garantizar que primero se plastifique la viga y posteriormente la columna, esto para conservar la jerarquía de plastificación, pues se debe evitar el colapso de la estructura, como la plastificación inicialmente sucede en la viga a una distancia Sh del eje de la columna, se debe establecer una resistencia a la cual la viga inicia su plastificación y teniendo en cuenta esta resistencia probable, escoger un perfil que forme la rótula plástica con un momento probable producido por la carga del actuador y a la distancia calculada inicialmente.

En el proceso de plastificación de la viga se hace necesario que éste sea alcanzado con los valores calculados y no permitir que se desarrollen altos esfuerzos en la conexión antes de la formación de la rótula plástica.

Para el cálculo de los momentos en la viga (momento probable) se debe tener en cuenta que se hace ubicado en el numeral F.3.5.3 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD DE ENERGÍA ESPECIAL (PRM-DES) de las NSR-10. [8]. Que es a dónde conduce parte del diseño de los elementos pues necesariamente se debe satisfacer que la relación de la sumatoria de los momentos de la columna y la viga en la unión de estos elementos sea mayor a 1, tal como se presenta:

$$\frac{M_{pcc}}{M_{p,esp}} > 1$$

Según las NSR-10. (Ref. 5) Título F Numeral F.3.5.3.4.1 El momento probable para la viga tal como se presentó en la sección 1.2.1.3 está dado por la ecuación

$$M_p \text{ esp} = 1.1 R_y F_{YB} Z_b$$

Dónde:

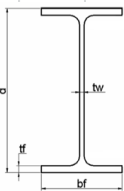
M_p = Momento plástico a flexión (Momento probable)

R_y = Relación entre la resistencia a la fluencia esperada F_{ye} y la resistencia mínima especificada a la fluencia del tipo de acero que se va a utilizar F_y .

F_{yb} = F_y de una viga, MPa

Z_b = Módulo de sección plástico mínimo en la sección reducida de la viga mm³

Tabla 5 Perfiles para viga FERRASA ACERO ASTM A 572 Gr-50

		Perfiles		ACERO ASTM A 572 Gr-50		$f_y = 345$ Mpa $E = 200,000$ Mpa		NSR 10 Pág F-16								
Vigas W Tipo I																
Dimensiones y propiedades para el diseño																
Designación	Peso	Area	Dimensiones				Propiedades						Modulo Plastico		Constantes	
			Altura		Ala		Eje X-X			Eje Y-Y			Zx	Zy	rt	J
			d	tw	bf	tf	lx	Sx	rx	ly	Sy	ry				
	kg/m	cm2	mm	mm	mm	mm	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm	cm4
W 6" X 8.5	13.0	16.6	148	4.3	100	4.9	635	85.8	6.18	82	16.4	2.22	96.4	25.5	2.60	1.72
W 6" X 9	13.5	18.2	150	4.3	100	5.5	726	96.8	6.31	92	18.4	2.25	108.5	28.7	2.62	2.50
W 6" X 12	18.0	23.4	153	5.8	102	7.1	939	122.8	6.34	126	24.7	2.32	139.4	38.5	2.69	4.34
W 8" X 13	19.3	25.1	203	5.8	102	6.5	1686	166.1	8.19	116	22.7	2.14	190.6	35.9	2.59	4.02
W 8" X 15	22.5	29.0	206	6.2	102	8.0	2029	197.0	8.37	142	27.9	2.22	225.5	43.9	2.63	6.18
W 8" X 18	26.6	34.2	207	5.8	133	8.4	2611	252.3	8.73	330	49.6	3.10	282.3	76.3	3.54	7.65
W 10" X 12	17.9	23.1	251	4.8	101	5.3	2291	182.6	9.96	91	18.1	1.99	211.0	28.8	2.48	2.54
W 10" X 15	22.3	28.9	254	5.8	102	6.9	2939	231.4	10.09	123	24.1	2.06	267.7	38.4	2.54	4.77
W 10" X 17	25.3	32.6	257	6.1	102	8.4	3473	270.5	10.31	149	29.3	2.14	311.1	46.4	2.58	7.06
W 10" X 22	32.7	42.1	258	6.1	146	9.1	4937	382.7	10.83	473	64.8	3.35	428.5	99.7	3.86	10.44
W 10" X 26	38.5	49.6	262	6.6	147	11.2	6057	462.4	11.05	594	80.8	3.46	517.8	124.1	3.93	17.63
W 12" X 14	21.0	27.2	303	5.1	101	5.7	3776	249.2	11.77	98	19.5	1.90	291.9	31.4	2.45	3.27
W 12" X 16	23.8	30.7	305	5.6	101	6.7	4346	285.0	11.89	116	22.9	1.94	333.2	36.9	2.45	4.65
W 12" X 22	32.7	42.1	313	6.6	102	10.8	6570	419.8	12.49	192	37.6	2.13	485.3	59.8	2.58	12.91
W 12" X 26	38.7	49.7	310	5.8	165	9.7	8581	553.6	13.14	727	88.1	3.82	615.4	134.9	4.38	13.20
W 12" X 30	44.5	57.2	313	6.6	166	11.2	9997	638.8	13.22	855	103.0	3.87	712.8	158.0	4.41	19.90
W 14" X 22	32.9	42.1	349	5.8	127	8.5	8358	479.0	14.09	291	45.9	2.63	547.6	72.0	3.20	9.15
W 14" X 26	39.0	50.2	353	6.5	128	10.7	10331	585.3	14.35	375	58.6	2.73	667.7	91.9	3.27	15.83
W 14" X 30	44.0	57.7	352	6.9	171	9.8	12528	696.5	14.58	818	95.7	3.77	784.3	148.0	4.43	16.70
W 14" X 38	57.8	72.5	358	7.9	172	13.1	16143	901.8	14.92	1113	129.4	3.92	1014.8	199.8	4.53	34.45
W 16" X 26	38.8	50.3	399	6.4	140	8.8	12777	640.5	15.94	404	57.7	2.83	736.8	90.9	3.49	11.69
W 16" X 31	46.1	59.2	403	7.0	140	11.2	15690	778.7	16.27	514	73.4	2.95	891.1	115.2	3.55	20.06
W 16" X 36	53.0	68.4	403	7.5	177	10.9	18734	929.7	16.55	1009	114.0	3.84	1052.2	176.9	4.56	23.38
W 16" X 45	67.0	86.3	410	8.8	179	14.4	24678	1203.8	16.91	1379	154.1	4.00	1362.7	239.0	4.67	48.11
W 18" X 35	52.0	66.6	450	7.6	152	10.8	21370	949.8	17.91	634	83.5	3.09	1095.9	131.7	3.79	21.79
W 18" X 50	74.0	94.9	457	9.0	190	14.5	33415	1462.4	18.77	1661	174.8	4.18	1657.4	271.3	4.93	52.97
W 18" X 60	89.0	114.1	463	10.5	192	17.7	41105	1775.6	18.98	2093	218.0	4.28	2019.4	339.0	5.01	92.49
W 21" X 44	66.0	83.6	525	8.9	165	11.4	34971	1332.2	20.46	857	103.9	3.20	1558.0	166.0	4.02	31.52
W 21" X 57	85.0	107.7	535	10.3	166	16.5	48453	1811.3	21.21	1263	152.2	3.42	2099.8	241.6	4.17	72.93
W 21" X 62	92.0	117.6	533	10.2	209	15.6	55157	2069.7	21.65	2379	227.6	4.50	2359.8	354.7	5.36	75.50
W 24" X 68	101.0	130.3	603	10.5	228	14.9	77003	2554.0	24.31	2951	258.8	4.76	2922.7	405.0	5.76	81.68
W 24" X 76	113.0	145.3	608	11.2	228	17.3	88196	2901.2	24.64	3426	300.5	4.86	3312.9	469.7	5.82	116.50
W 24" X 84	125.0	160.1	612	11.9	229	19.6	99196	3241.3	24.89	3933	343.5	4.96	3697.3	536.7	5.89	159.50
W 24" X 104	155.0	198.1	611	12.7	324	19.0	129583	4241.7	25.58	10783	665.6	7.38	4749.1	1022.6	8.53	200.77
W 24" X 117	174.0	222.8	616	14.0	325	21.6	147754	4797.2	25.75	12374	761.5	7.45	5383.3	1171.1	8.58	286.88

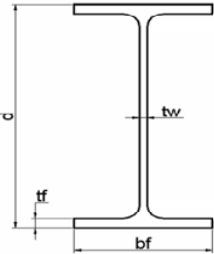
Fuente FERRASA S.A.

De acuerdo a las propiedades de los perfiles, se prueba un perfil que no supere el momento máximo generado por la carga del actuador, pero que tampoco este muy por debajo pues se debe buscar que esta rótula plástica sea desarrollada con el recorrido y carga del actuador.

Después de probar varios perfiles tomados de la tabla de perfiles de Ferrasa, se escoge un perfil W16 X 31, el cual está por debajo del momento máximo producido por el actuador y que permite no llevar éste al límite de carga, a continuación se presentan los cálculos de lo expuesto anteriormente.

2.3.1.1 Cálculo del momento probable del perfil W16X31. En la siguiente tabla se presentan las propiedades físico-mecánicas del perfil de viga seleccionada

Tabla 6 Propiedades perfil viga seleccionado

Perfil tipo	Propiedades		Requerimientos de Tabla 6.1 Parámetros límites en precalificaciones AISC 2010 (Ref. 8)			
W 16" X 31 	Peso (kg/ml)	W 16" X 31	Maximo		Minimo	
	d (mm)	403	610	OK	349	OK
	b _f (mm)	140	229	OK	152	NO
	t _w (mm)	7				
	t _f (mm)	11.2	19	OK	10	OK
	A (cm ²)	59.2				
	I _y (cm ⁴)	514				
	I _z (mm ⁴)					
	r _y (cm)	2.95				
	r _z (mm)					
Zx (Módulo plástico)(mm ³)	11	891100				
Fy= 345	Mpa	E = 200000	Mpa			

En los requerimientos de la Tabla 6.1 parámetros límites en precalificaciones AISC 2010 [2], el ancho mínimo (b_f) del ala de la viga debe ser de 152 mm, para el perfil tomado W 16X31 el ancho b_f es de 140 siendo menor que el requerido por la tabla, sin embargo el perfil superior a este no cumple parámetros relación ancho espesor, y no se puede aumentar este ancho escogiendo un perfil mayor pues se

estaría pasando el momento que puede resistir la viga producido por el actuador. Por tal razón se toma este perfil considerando que el confinamiento dado por el concreto reforzado permite contrarrestar este requerimiento. Los parámetros revisados en esta tabla se presentan con sus respectivos valores:

2.3.1.2 Distancia a la rótula plástica desde el eje de la columna (sh)

$$Sh = \frac{dc}{2} + t_{pl} + 3b_{bf} \text{ ó } \frac{db}{2} \text{ el menor ...}$$

dc = altura del perfil Columna (W 8 X31) 203 mm

t_{pl} = se asume un espesor tentativo de 1 pulgada (25 mm)

db = altura del perfil de la viga 403 mm

Remplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$\frac{db}{2} = \frac{403}{2} = 201,5mm$$

$$3bbf = 3 * 140 = 420mm$$

Ahora se calcula según

$$Sh = \frac{203}{2} + 25 + 201.5 = 328.4 \text{ mm ...}$$

Longitud desde el sitio de aplicación de la carga hasta la rótula plástica

$$L_p = 3000mm - 328,4mm = 2671,6mm = 2,6716 \text{ m}$$

El máximo momento que produce el actuador con el brazo calculado 2.6716 m y una carga de 240 KN (Máxima carga del actuador)

$$M_{max} = 240KN * 2,6716m = 641,19KN * m$$

La resistencia probable de la viga del espécimen, debe ser un valor menor o igual al anterior, pero no es apropiado trabajar con un valor límite, por lo cual se trabaja con un 90% del valor de la capacidad máxima de la carga del actuador.

$$P_{trabajo\ actuador} = 0,90 * 240KN = 216 KN$$

$$M_{max} = 216KN * 2,6716m = 577,1 KN * m$$

Se debe verificar si el perfil es compacto y cumple las relaciones ancho- espesor límite establecida en la tabla F.3.4-1 (Valores límite de la relación Ancho-Espesor para elementos a compresión) de las NSR-10 [8], cabe notar que esta evaluación se le hace a la aleta y al alma de la viga.

h : altura recta del alma (358.2 mm)

tw : espesor del alma (7 mm)

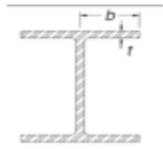
b/2 : Mitad de la dimensión de la aleta del perfil (70mm)

t : Espesor de la aleta, que es igual a tf, (11.2 mm)

E : Módulo de elasticidad del acero del perfil. (200000 Mpa)

F: Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil.(345 Mpa)

Tabla 7. Evaluación sección compacta (Ala) Tabla F.3.4-1- NSR-10 [8]

Valores límite para la Relación ancho-espesor de elementos solicitados a compresión (Resumen Tabla F.3.4-1)						
Bastante rígidos o No Rígidos	Caso	Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Valores límites de las relaciones ancho- espesor		Ejemplo
				λ_{da} Miembros Duct Alta	λ_{dm} Miembros Duct Moderada	
	1	2	3	4	5	6
		Aletas de perfil laminados en sección I y Secciones T	(b/t)	$0.38 \sqrt{E/F_y}$ (A.1)	$0.38 \sqrt{E/F_y}$ (A.2)	
			6.25	7.22	9.15	SI SE CUMPLE EL CRITERIO ES COMPACTO

Para determinar si el alma de la viga es compacta se calcula el término C_a (Relación entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño), de la tabla F.3.4-1NSR-10 [8]

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$$

P_u = Resistencia axial requerida de una columna (N) (216.000 N)

ϕ_b = Factor de resistencia para flexión (0.9)

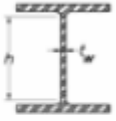
P_y = Resistencia axial nominal a la fluencia de un miembro

$$P_y = F_y A_g \quad N$$

$$P_y = 345 \text{ MPa } (A_{\text{perfil}} + A_{\text{Ref Longitudinal}})$$

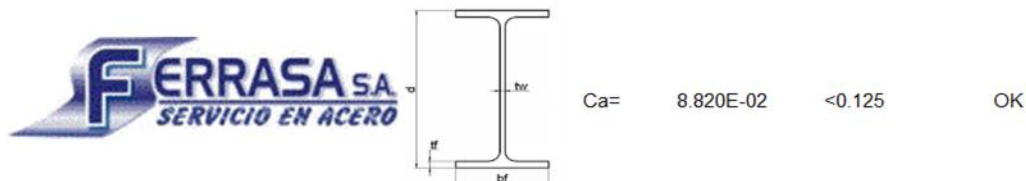
$$C_a = \frac{216000 \text{ N}}{0.9 * 345 \frac{N}{mm^2} * 7886.82 \text{ mm}^2} = 0.0000882 \leq 0.125 \quad OK$$

Tabla 8. Evaluación sección compacta (Alma) Tabla F.3.4-1-NSR-10 [8]

Elementos atesados	Aletas de perfil laminados en sección I y Secciones T	(h/tw)	$2.25 \sqrt{(E/F_y)}(1-0.93*0.125)$ (A.2)	$2.25 \sqrt{(E/F_y)}(1-0.93*0.125)$ (A.2)	
		51.17	52.48	59.41	SI SE CUMPLE EL CRITERIO ES COMPACTO

Presentación del criterio de límite de la relación ancho espesor para elementos a compresión de los perfiles adyacentes al perfil W 16 X 31 en la tabla de Ferrasa

Tabla 9 Evaluación de secciones compactas Perfiles Ferrasa



Vigas W Tipo I					Valores límite de la relación Ancho Espesor para elementos a compresión Elementos NO atesados			Valores límite de la relación Ancho Espesor para elementos a compresión Elementos atesados		
Dimensiones y propiedades para el diseño										
Designación	Dimensiones				(b/t) 0.3√(E/Fy) CUMPLE			(h/tw) 2.45 √ (E/Fy)(1-0.93*0.125) CUMPLE		
	Altura		Ala							
	d	tw	bf	tf						
	mm	mm	mm	mm						
W 14" X 26	353	6.5	128	10.7	5.98	7.22	OK	47.72	54.15	OK
W 14" X 30	352	6.9	171	9.8	8.72	7.22	NO	45.33	54.15	OK
W 14" X 38	358	7.9	172	13.1	6.56	7.22	OK	38.68	54.15	OK
W 16" X 26	399	6.4	140	8.8	7.95	7.22	NO	56.84	54.15	NO
W 16" X 31	403	7.0	140	11.2	6.25	7.22	OK	51.17	54.15	OK
W 16" X 36	403	7.5	177	10.9	8.12	7.22	NO	47.92	54.15	OK
W 16" X 45	410	8.8	179	14.4	6.22	7.22	OK	40.05	54.15	OK
W 18" X 35	450	7.6	152	10.8	7.04	7.22	OK	53.53	54.15	OK
W 18" X 50	457	9.0	190	14.5	6.55	7.22	OK	44.33	54.15	OK

2.3.1.3 Cálculo del momento probable. Teniendo en cuenta la ecuación presentada en el numeral 1.2.1.3

$$M_{p\ esp} = 1.1 R_y F_{YB} Z_b$$

Endurecimiento = 1.1

Ry (Para aceros ASTM A 572/572 M Gr 50 (345) o 55 (380) tabla 2) = 1.1

Z_x (Módulo plástico tomado Ferrasa) = $891100 \text{ mm}^3 = 0.000891100 \text{ m}^3$

F_y (esfuerzo de fluencia tomado Ferrasa) = $345 \text{ MPa} = 345000 \text{ KN/m}^2$

$$M_{p \text{ esp}} = 1.1 * 1.1 * 0.000891100 * 345000 = 371.99 \text{ KN} - m$$

$$M_{\text{plástico}} \text{ sin los valores } 1.1 R_y = F_{yB} Z_b$$

$$M_{\text{plástico}} \text{ sin los valores } 1.1 R_y = 0.000891100 * 345000 = 307.42 \text{ Kn} - m$$

2.3.1.4 Longitud de plastificación (Lp). La longitud mínima entre arriostramientos (brazo viga) para generar Momento plástico M_p se determina según

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 * 29.5 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 1250 \text{ mm} = 1.25 \text{ m}$$

Tabla 10 Parámetros del actuador dinámico y relaciones con los especímenes

Parámetros del actuador dinámico	Valores	Unidades
Carga máxima generada por el actuador dinámico	240	KN
Carga útil real a aplicar sobre el espécimen (90% de la caraga máxima)	216	KN
Longitud mínima del brazo (viga) para generar M_{pr} con la carga útil del actuador	1722.17	mm
Longitud definitiva del brazo para generar el momento máximo	2671.61	mm
Longitud plastificación viga W 16" X 31 (Separación arriostramientos laterales)	1250.09	mm
Carga máxima (teórica) a utilizar el actuador con el brazo real para generar plastificación	110.79	KN
Momento M_{pr} (Resistencia probable de la viga) W 16" X 36	371.99	KN.m
Momento máximo desarrollado en la viga = Carga útil actuador * Brazo	577.07	KN. M

2.3.2 Diseño de la Columna compuesta y selección del perfil metálico. De igual manera para el diseño de la columna compuesta con perfil embebido se debe mantener la jerarquía de plastificación, viga débil- columna fuerte (VD/CF), donde la relación existente entre la sumatoria de los momentos en la columna sobre la sumatoria de los momentos en la viga cumpla con el numeral F.3.7.3 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO COMPUESTOS CON CAPACIDAD DE ENERGÍA ESPECIAL (PRMC-DES) de las NSR 10 [8]. Esta relación debe satisfacer que sea mayor a 1.

El numeral F.2.9 DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA de las NSR-10 [8], da los lineamientos para poder determinar el refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal, la selección del perfil de acero embebido en el núcleo de la sección, la determinación de la resistencia para carga axial y las indicaciones para determinar el comportamiento a flexión. El numeral F.2.8 permite realizar un análisis para éste tipo de miembros solicitados por fuerzas combinadas, (los cálculos se presentan en el anexo B).

2.3.2.1 Dimensionamiento de la columna compuesta Las dimensiones propuestas para la sección transversal de la columna compuesta corresponden a 45 cm x 45 cm. Lo que indica que la calificación de la conexión de la presente investigación se hace para una columna compuesta de estas dimensiones.

Las propiedades mecánicas de los materiales con que se diseña la columna compuesta se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 11 Propiedades mecánicas de los materiales

Descripción	Propiedad Mecánica	Valor	Unidad
Resistencia del concreto a la compresión	f'_c	21	MPa
Resistencia de las barras de refuerzo a la tensión)	f_{yt}	420	MPa
Resistencia del perfil a la tensión	f_y perfil	345	MPa
Módulo de elasticidad página F-16 NSR-10	E barras	200000	MPa

2.3.2.2 Selección del refuerzo longitudinal. Para determinar las dimensiones del refuerzo longitudinal de la columna, se toman las indicaciones dadas por el título F de las NSR-10 [8], en su numeral F.3.4.1.4.4 columnas compuestas embebidas numeral (2) para miembros con ductilidad alta, donde indica que el refuerzo longitudinal que transmite cargas debe cumplir los requisitos de la sección C.21.6.3.

El numeral C.21.6.1.3 indica que el refuerzo mínimo no debe ser inferior al 0.01 del área de concreto, ni superior a 0.04 de esta misma área. Teniendo en cuenta que las dimensiones de la columna son de 45 x 45 cm el área de acero requerida es de 20.25 cm^2 como mínimo y 81 cm^2 como máximo, para cumplir con el refuerzo mínimo determinado se colocan 4 barras de 1", ubicadas cada una en cada esquina dentro de los estribos de confinamiento. El cálculo de éste acero longitudinal se presenta en el Anexo A.

2.3.2.3 Selección del refuerzo transversal. El cálculo de éste refuerzo en cuanto a su área y separación, se realiza teniendo como parámetros los indicados por el título F de las NSR-10 [8], en su numeral F.3.4.1.4.4 columnas compuestas embebidas en su numeral 1 y 2 para miembros con ductilidad moderada y alta respectivamente, el numeral 2 especifica que se deben cumplir los requisitos del a

al c y que el refuerzo transversal estará compuesto por estribos de confinamiento como lo define C.21

El numeral C.21 para elementos con capacidad de disipación de energía especial (DES), da los parámetros para determinar la separación del refuerzo en la zona confinada que va hasta los primeros 50 cm medidos desde eje de la viga según lo calculado, siendo esta de 9.65 cm y en la zona no confinada de 22.5 cm.

Para determinar el área del acero requerido para los estribos se revisó según el numeral C.21.6.4.4 pero su valor final se determinó de acuerdo a F.2.9.2.1.1 correspondiente a las limitaciones para columnas compuestas tipo perfil revestido, el diámetro de los estribos que cumple con las limitaciones de área de acero es el de 3/8" dispuesto en dos ramas, tanto en la zona confinada como en la no confinada. Los cálculos de este refuerzo se presentan en el anexo B.

2.3.2.4 Selección del perfil de acero de la columna. El primer indicativo que permite hacer la selección del perfil de acero embebido en el concreto de la columna compuesta es el área requerida para éste, las limitaciones para el diseño ante carga axial F.2.9.2.1.1 de las NSR-10 [8], en su numeral (a) dice que el área del perfil debe ser a lo menos el 1% de la sección transversal compuesta, correspondiente ésta a 20.25 cm².

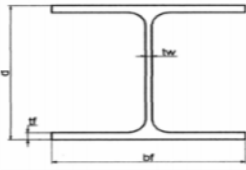
El perfil debe cumplir con parámetros que satisfagan un buen comportamiento ante las solicitaciones impuestas tales como; área mínima tal como se presenta en el párrafo anterior, capacidad de soporte de cargas a compresión y flexión en comportamiento de sección compuesta, esbeltez de los componentes tanto en el ala como en el alma cumpliendo criterios de sección compacta, indicados en la tabla F.3.4-1 de las NSR-10 [8].

Las propiedades tenidas en cuenta para la selección del perfil de la columna, son tomadas de las tablas de FERRASA, empresa fabricante y distribuidora de estos perfiles.

Tabla 12 Perfiles Ferrasa para columna



Perfiles



ACERO ASTM A 572 Gr-50

fy= 345 Mpa

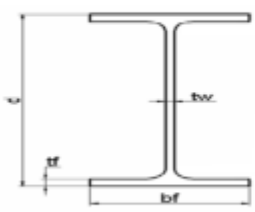
Perfiles W Tipo H																	
Dimensiones y propiedades para el diseño																	
Designación	Peso	Área	Dimensiones				Propiedades						Modulo Plastico		Constantes		
			Altura		Ala		Eje X-X			Eje Y-Y					Torsión		
			d	tw	bf	tf	lx	Sx	rx	ly	Sy	ry	Zx	Zy	rt	J	
			kg/m	cm2	mm	mm	mm	mm	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm
W 6" X 15	22.5	29.0	152	5.8	152	6.6	1229	161.7	6.51	387	50.9	3.65	179.6	77.9	4.10	4.75	
W 6" X 20	29.8	38.5	157	6.6	153	9.3	1739	221.5	6.72	556	72.6	3.80	247.5	110.8	4.18	10.95	
W 6" X 25	37.1	47.8	162	8.1	154	11.6	2244	277.0	6.85	707	91.8	3.84	313.5	140.4	4.22	20.58	
W 8" X 24	35.9	45.7	201	6.2	165	10.2	3437	342.0	8.67	764	92.6	4.09	379.2	141.0	4.50	14.51	
W 8" X 31	46.1	58.6	203	7.2	203	11.0	4543	447.6	8.81	1535	151.2	5.12	495.3	229.5	5.58	22.01	
W 8" X 40	59.0	76.0	210	9.1	205	14.2	6111	582.0	8.97	2040	199.0	5.19	655.0	308.0	5.66	47.50	
W 8" X 48	71.0	91.0	216	10.2	206	17.4	7660	709.2	9.17	2537	246.3	5.28	803.2	374.5	5.70	81.66	
W 10" X 49	73.0	92.7	253	8.6	254	14.2	11257	889.9	11.02	3880	305.5	6.47	983.3	463.1	7.01	56.94	
HP 12" X 63	93.0	119.2	303	13.1	308	13.1	19682	1299.1	12.85	6387	414.7	7.32	1450.3	635.5	8.26	77.53	
W 12" X 65	97.0	123.6	308	9.9	305	15.4	22284	1447.0	13.43	7286	477.8	7.68	1594.2	725.0	8.38	92.12	
W 14" X 82	122.0	155.3	363	13.0	257	21.7	36599	2016.5	15.35	6147	478.4	6.29	2269.8	732.4	6.98	212.7	

Fuente tablas FERRASA

Después de haber realizado el análisis a varios perfiles, teniendo en cuenta que cumpliera el primer requisito relacionado con el área mínima $A_{sp} \geq 20.25 \text{ cm}^2$, resistencia a la compresión y flexión en sección compuesta, esto para determinar que se cumpliera el mecanismo de plastificación CF/VD dado por la relación de momentos mayor a uno (1) en el nudo, se toma como seleccionado el perfil W 8 X

31, para el cual se presentan las propiedades de éste en la siguiente tabla. Los cálculos del perfil seleccionado se presentan en el Anexo C.

Tabla 13 propiedades del perfil seleccionado

Perfil tipo	Peso	37.1	(kg/ml)	
W 8" X 31				
	d (mm)	203	mm	20.3 cm
	b _f (mm)	203	mm	20.3 cm
	t _w (mm)	7.2	mm	0.72 cm
	t _f (mm)	11	mm	1.1 cm
	A (mm ²)	5860		58.6 cm ²
	I _x (mm ⁴)			4543 cm ⁴
	I _z (mm ⁴)			
	r _y (mm)			
	r _z (mm)			
F _y = 345 Mpa	E= 200000 Mpa	Z _x =	495300	mm ³

❖ **Determinación de la resistencia a compresión.** El numeral F.2.9.2.1.2 de las NSR-10 [8], toma el diseño a compresión de los elementos compuestos para el estado límite de pandeo por flexión basado en la esbeltez de la columna, el cálculo de la fuerza resistida a compresión se realizó teniendo en cuenta la evaluación de la carga crítica de pandeo elástico (P_e) con respecto al 44% de la resistencia nominal a compresión (P_{no}), El valor obtenido para la resistencia de diseño a compresión (P_n) fue:

$$P_n = 4237.97 \text{ KN.}$$

❖ **Determinación del momento nominal (M_n)** En miembros tipo perfil revestido, la resistencia de diseño a flexión ϕM_n se usa siguiendo los criterios planteados en el numeral F.2.9.3.3 de las NSR-10 [8], numeral (c) donde éste se calcula para: “la distribución plástica de esfuerzos sobre la sección compuesta, o el método de compatibilidad de deformaciones, para el estado límite de plastificación (momento plástico) de la sección compuesta, siempre y cuando se usen conectores de cortante” tomado de NSR-10 [8]. Los cálculos de este

momento nominal y de los conectores de cortante se presentan en el anexo C, mediante la utilización de la ecuación de momento nominal presentada en el numeral 1.2.1.4 del marco teórico y con la cual se obtuvo el valor de este momento correspondiendo a:

$$M_u (\text{acero}) = 3 \cdot 2.93 \text{ KN-m.}$$

❖ **Momento máximo actuante en la columna compuesta.** El planteamiento de la ecuación de momento máximo actuante en la viga en la dirección del ensayo para miembros solicitados por fuerzas combinadas para miembros con simetría doble o simple, se da, de acuerdo con el numeral F.2.8.1.1 donde se presentan las ecuaciones de interacción para columnas por fuerzas de compresión y flexión.

Después de hacer la evaluación de la relación de P_u con respecto a ϕP_n mayor o menor que 0.2, se despeja el momento último en la dirección del ensayo M_{ux} , cálculo que se presenta en el anexo D, el valor calculado para éste momento es:

$$M_{ux} = 273.86 \text{ KN}$$

2.3.3 Jerarquía de plastificación. La jerarquía de plastificación se determina acorde al numeral F.3.7.3 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS COMPUESTOS CON CAPACIDAD DE ENERGÍA ESPECIAL (PRMC-DES) de las NSR 10 [8]. Donde indica que se debe satisfacer la ecuación que presenta la relación de la sumatoria de los momentos de la columna y la viga en la unión de estos elementos y que debe ser mayor a 1, tal como se presenta. (los cálculos se presentan en el anexo E).

$$\frac{M_{pcc}}{M_{p,esp}} > 1$$

Como el momento probable para la viga, fue calculado en el lugar donde se presenta la rótula plástica, este se debe proyectar al nudo donde se cruza el eje de la viga con el de la columna, el cálculo de este momento se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 14. Cálculo del momento probable de la viga en el eje de la columna

Mpr KN-m	Peralte Viga mm d	Platina mm bc	Ancho col mm hc	Sh mm	Lh=Lpp mm	Vp KN Vp=(2*Mp)/Lh	Mv KN-m	Mpb KN-m
371.99	403	25.4	370	344.7	5343.22			
KN-m	m	m	m	m	m	KN	KN-m	KN-m
371.99	0.403	0.0254	0.37	0.34	5.34	139.2	29.24	401.23

De igual manera se proyecta el momento de la columna en el lugar donde se cruzan el eje de esta con el eje de la viga.

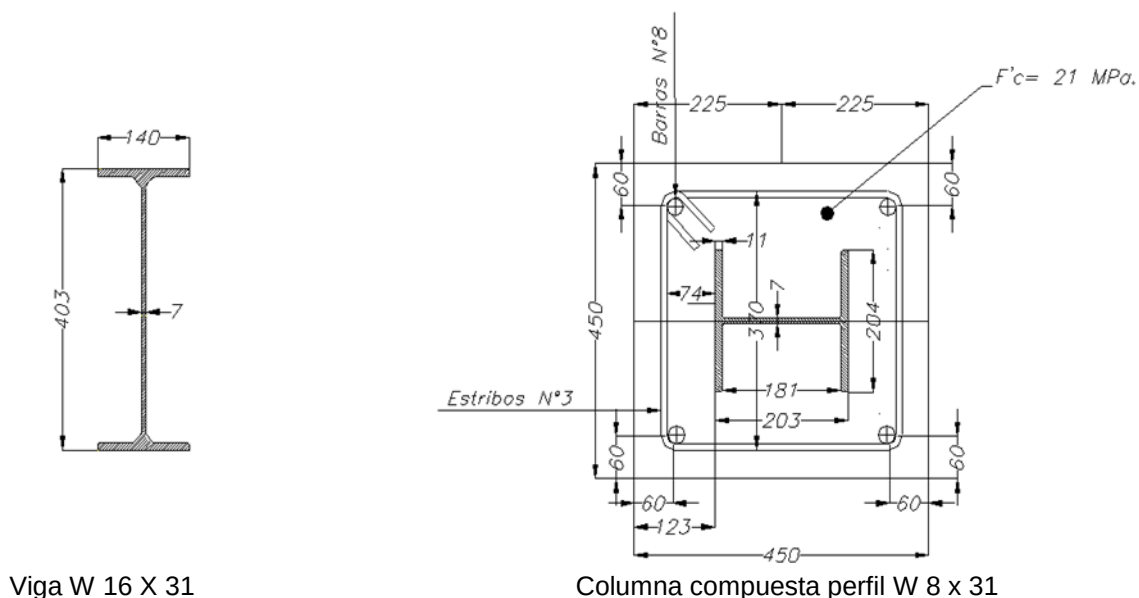
$$M_{pc} = 2 * M_{pc} = 2 * 273.86 \text{ KN} - m = 547.7 \text{ KN} - m$$

$$M_{pc} \text{ proyección} = \frac{\frac{M_{pc} H}{2}}{\frac{L_c}{2}} = \frac{\frac{547.7 \text{ KN} - m * 3000 \text{ mm}}{2}}{\frac{2597 \text{ mm}}{2}} = 632.70 \text{ KN} - m$$

$$\frac{M_{pc} (\text{Proyección})}{M_{PB} (\text{Proyección})} = \frac{632.7 \text{ KN} - m}{401.23 \text{ KN} - m} = 1.57 > 1 \quad OK$$

A continuación se presenta en la figura 39 el perfil seleccionado para la viga y la composición de la columna compuesta

Figura 39 Viga y columna compuesta seleccionada

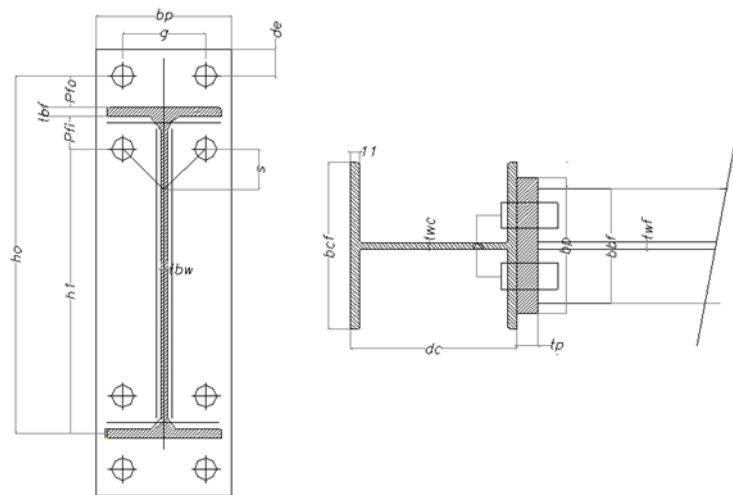


2.3.4 Diseño de la Conexión. El diseño de la conexión consiste básicamente en; determinar el diámetro de los pernos pasantes, las dimensiones de la platina y su espesor, estos valores se calculan basados en la conexión escogida denominada conexión a momento con placa de extremo y pernos con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E). (Bolted Unstiffened End Plate Connection, (BUPE) denotada en la figura 31 por la letra (a).

El procedimiento para el cálculo de los componentes de la conexión, se toma del capítulo 6 conexiones precalificadas AISC 358-10 [2], el cual presenta algunas limitaciones geométricas de los perfiles que hacen parte de la conexión y da los pasos a tener en cuenta en el procedimiento de diseño donde se determina el diámetro de los pernos y el espesor de la placa básicamente, la revisión corresponde a los pasos 1 al 13 para la placa y los pernos y del paso 1 al 7 para el lado de la columna, sin embargo por tratarse de una conexión sin platinas de continuidad como como si las tiene la representada por la letra (c) de la figura 31 solo se chequee el paso 1 donde se revisan a flexión las alas de la columna.

Estas revisiones consisten en verificar el comportamiento de los pernos y la platina con los diámetros y espesor seleccionado respectivamente, las revisiones se hacen ante las fuerzas que causan flexión y cortante en la platina y tensión y cortante en los pernos. Las distancias con la cual se determina las fuerzas y se define la geometría de los elementos, están dadas por la nomenclatura del capítulo 6 del cual se ha venido haciendo referencia y que se muestra en la siguiente figura:

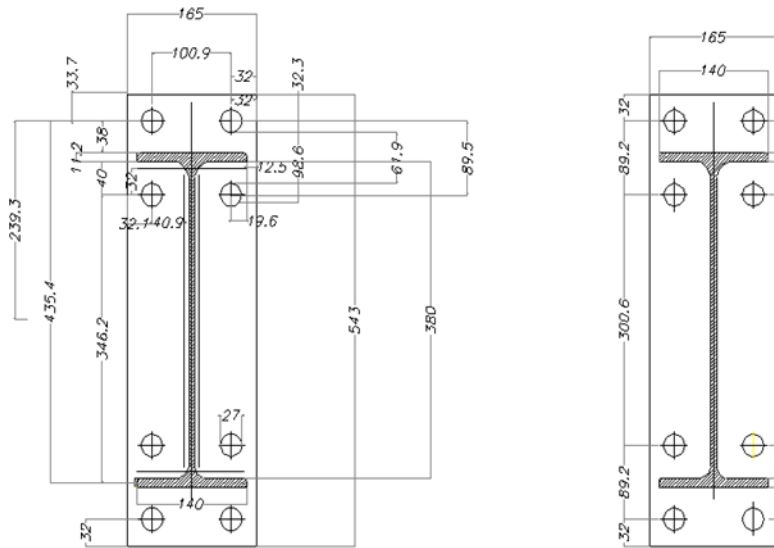
Figura 40 Nomenclatura de la placa y los pernos.



El diámetro de los pernos escogido y que cumple con los requerimientos es de 1", cabe anotar que estos pernos son de alta resistencia A-325 pretensionados, según la tabla F.2.10.3-1, sin embargo la lectura de pretensionamiento entregada por la empresa Inhierro calibración de pernos es de 23.2 Toneladas indicando 1/3 de vuelta para apriete total.

El espesor de la platina seleccionado es de 1", los anteriores resultados se presentan de acuerdo a los cálculos realizados en el anexo F, la geometría determinada para la placa y los pernos se muestra en la siguiente figura.

Figura 41 Dimensiones de la placa de extremo y pernos pasantes

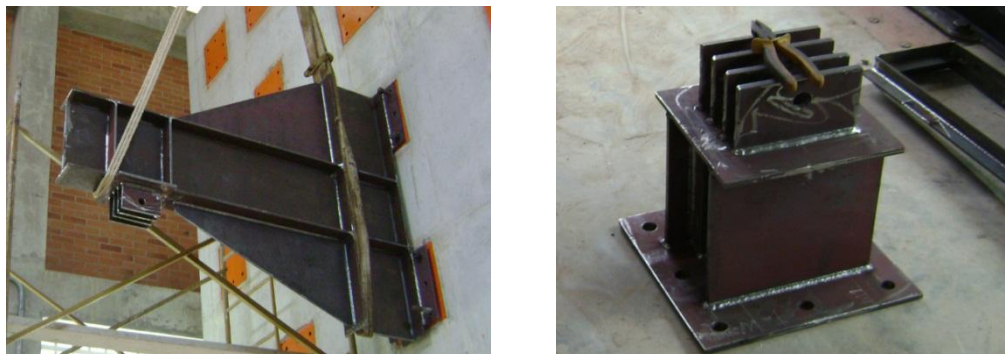


Según el numeral 2.3.2.3 cálculo del momento nominal, la deducción de éste demandaba diseñar conectores de cortante, los cuales se escogieron tipo canal ubicados simétricamente en las caras de la columna metálica dos a cada lado junto al nudo. El diseño de los conectores de cortante se presenta en el anexo G.

2.4 FABRICACIÓN Y MONTAJE DEL ESPÉCIMEN

Los elementos constitutivos del ensayo se fabricaron según planos de taller presentados en el anexo G, en las industrias del hierro INHIERRO de la ciudad de Medellín, estos elementos incluyen los apoyos de la columna, el apoyo superior anclado al muro de reacción y el apoyo inferior a la placa de reacción de piso.

Figura 42 Apoyo superior e inferior de la columna



La fabricación de los especímenes en el laboratorio se desarrolló colocando los aceros de refuerzo longitudinal y transversal, con sus respectivos distanciadores para mantener su posición, se formaleteó y aplicó la mezcla de concreto premezclado acelerado a tres (3) días, a partir del momento de la fundida del concreto se mantuvo hidratado el espécimen mediante un roseado de agua.

Figura 43 Refuerzo longitudinal, transversal y mezcla de concreto



Para el desplazamiento del espécimen hasta el sitio de prueba, se fabricó un elemento superior en perfiles de acero IPE 120 el cual se denomina canasta, la utilización de esta canasta se debió a la necesidad de crear un medio de transporte dentro del laboratorio hasta el lugar final de falla, que se pudiera acoplar con la Grúa de techo que posee el laboratorio, sin que el espécimen sufriera algún tipo de esfuerzo no deseado, para esto se descartó la utilización de montacargas u otro medio de desplazamiento mecánico.

El acople del espécimen a los elementos de apoyo tanto superior como inferior, se realizó con la grúa de techo, la cual permitió un trato delicado al espécimen al soportarse por la parte superior de la columna donde se encuentran los perfiles estructurales de la canasta, sin tener contacto en ningún momento con la viga metálica.

Figura 44 Elemento canasta y ubicación del espécimen en el laboratorio



El pandeo flexo-torsional se controló con la construcción de dos apoyos laterales, cuya separación se sujetó a la proporcionada por el cálculo de L_p , siendo esta de 1250 mm (1.25 m). Los dos apoyos laterales para flexo-torsión se fijaron a la placa de reacción de piso, mediante perfiles cuadrados de 2 x 2 x 2.5 mm.

La libertad de movimiento vertical en presencia del pandeo flexo-torsional se permitió mediante la instalación de rodamientos constituidos por dos juegos de balineras de 2.5 pulgadas de diámetro externo, cada juego de balineras se soldó mediante platinas de media pulgada de espesor con soldadura 7018 en el alma de la viga. La siguiente figura muestra la ubicación de los juegos de rodamientos.

Figura 45 Rodamientos de apoyo lateral para pandeo flexo-torsional



Figura 46 Vistas del apoyo lateral para pandeo flexo-torsional



2.5 PROTOCOLO DE CARGA

De acuerdo a la historia de carga que proporciona la NSR-10. [8] en su numeral F.3.11.2.5, el espécimen de prueba debe estar sujeto a cargas cíclicas para conexiones viga-columna en pórticos resistentes a momento (PRM), estas cargas son generadas por el actuador al inducir desplazamientos verticales positivos y negativos al extremo de la viga.

Teniendo en cuenta el máximo ángulo de rotación que debe presentar la viga con respecto a la horizontal, siendo éste de 0.04 Rad y el recorrido vertical que permite el actuador MTS (125 mm positivo y 125 mm negativo), se determinó la longitud de la viga tal como se mostró en el capítulo 2 numeral 2.3, con ésta longitud de la viga se calculó el recorrido vertical del actuador para cada rotación hasta llegar a 0.04 rad tal como lo indica el protocolo de carga, para visualizar éste protocolo se gráfica la relación del desplazamiento contra el tiempo presente en cada uno de los ciclos, el tiempo se determinó según la relación del espacio vertical recorrido por el actuador con el tiempo empleado para éste, la velocidad se mantuvo constante igual a 4.5 mm/Seg.

Tabla 15 Protocolo de carga

Paso de carga #	Deformación pico, θ (rad)	Número de ciclos, n	δ (mm)= $\theta(\text{rad}) \cdot L_b$ (mm)
1	<i>0.00375</i>	6	11.25
2	<i>0.005</i>	6	15.00
3	<i>0.0075</i>	6	22.50
4	<i>0.01</i>	4	30.00
5	<i>0.015</i>	2	45.00
6	<i>0.02</i>	2	60.00
7	<i>0.03</i>	2	90.00
8	<i>0.04</i>	2	120.00
9	<i>0.05</i>	2	150.00

De una manera gráfica, se presenta el protocolo de carga, mostrando los recorridos positivos y negativos del actuador con respecto al eje horizontal, al igual que el número de ciclos que le corresponde a cada recorrido y que guarda correspondencia con el ángulo de rotación de la viga con respecto a la horizontal, al permanecer constante la velocidad entre ciclos, se modifica el tiempo para los recorridos que varía entre ellos, pero no para los recorridos con el mismo desplazamiento.

La gráfica presenta el desplazamiento vertical en mm en cada sentido positivo y negativo, versus el tiempo en el eje horizontal en segundos, cuando el actuador alcance el mayor desplazamiento, se habrá obtenido el máximo ángulo de rotación requerido para calificar la conexión el cual corresponde a 0.04 Rad.

Figura 47 Protocolo de carga (Desplazamiento vertical en mm Vs Tiempo en segundos)

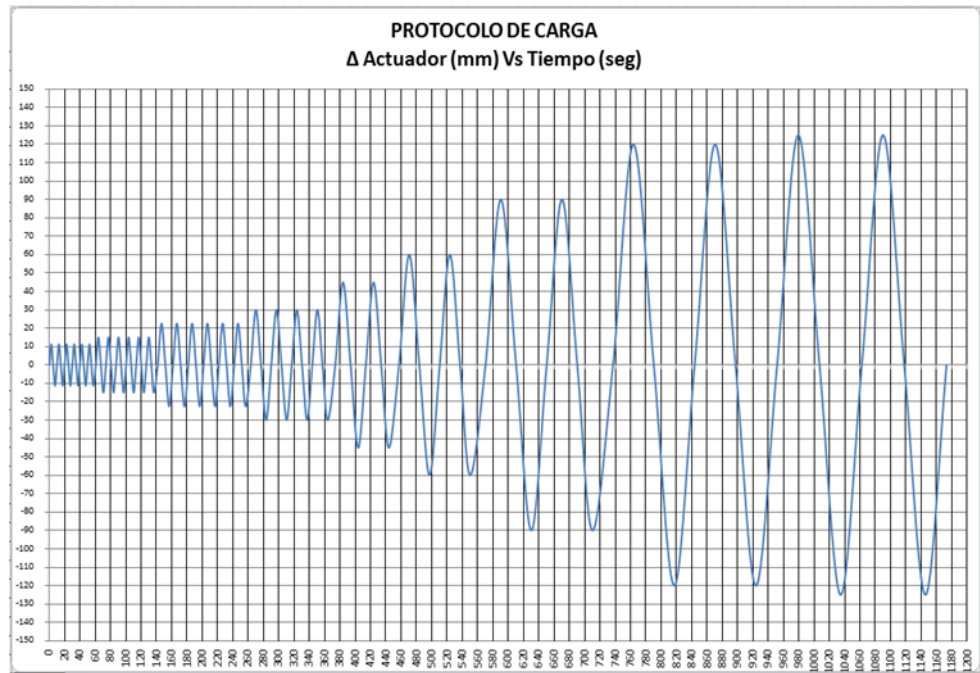
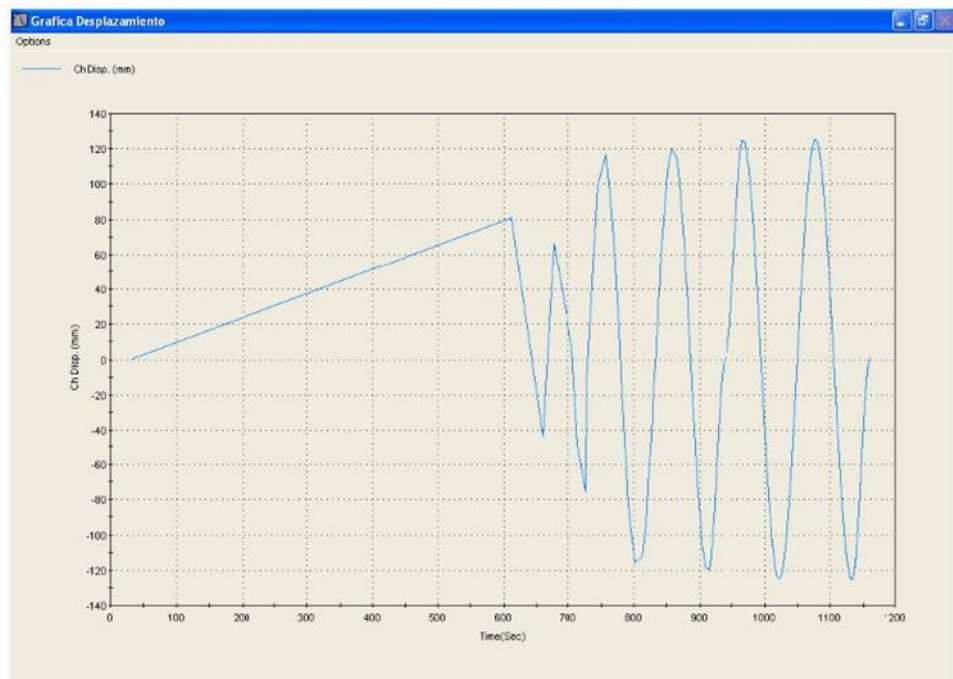


Figura 48 Protocolo de carga como lo presenta el computador del laboratorio al finalizar la prueba.



2.6 INSTRUMENTACIÓN

Debido a las rotaciones que experimentan los elementos que componen el espécimen, se hizo necesario instrumentar la prueba, colocando dispositivos de lectura en la cara de la viga (Deformímetro 1) y en la cara de la columna (Deformímetro 2) junto al nudo, con el objetivo de poder determinar la rigidez de la conexión, para esto se contó con la ubicación de dos deformímetros análogos en los sitios indicados anteriormente.

Cada deformímetro registra un milímetro por vuelta, permitiendo mantener un recorrido total de 20 milímetros, estas mediciones se registran en el cuadro de tabulación de datos y son utilizados para medir la rotación de cada elemento al hacer la relación con la distancia desde el eje de la viga y el eje de la columna a la ubicación de cada deformímetro respectivamente.

En la siguiente figura se muestra la ubicación de los deformímetros uno junto a la cara de la columna en el eje de la misma y el otro sobre el eje de la viga.

Figura 49 Ubicación de los deformímetros



La lectura de los desplazamientos verticales del extremo de la viga, (superior positivo e inferior negativo), la fuerza que se le aplicó en cada ciclo y el tiempo en segundos, se registró por medio de las lecturas tomadas por el software con que cuenta el sistema de captura de datos instalado en el computador del laboratorio.

3. MODELO COMPUTACIONAL

3.1 GENERALIDADES

Los métodos utilizados hasta el momento, sólo permiten conocer el comportamiento a gran escala de los elementos que componen la estructura, asumiendo que los esfuerzos y deformaciones son iguales a lo largo del elemento, una primera aproximación al verdadero comportamiento de un cuerpo, lo da el principio de Saint-Venant, quien dice en su mecánica clásica que los esfuerzos en el punto de aplicación de la carga son mucho mayores que los que se encuentran en la vecindad. Es por esto que se debe pasar de hacer análisis global de los elementos a un análisis más detallado, buscando predecir el verdadero comportamiento de las estructuras.

Las herramientas computacionales que se encuentran hoy día, permiten aventurar en la simulación de la realidad por medio del computador, lo que se busca es predecir el comportamiento de una estructura, sin duda, idealizando las condiciones de la realidad, pero teniendo un nivel de detalle más avanzado en el análisis.

En la actualidad y con la ayuda de herramientas como el procesador de datos, se puede aplicar el método de elementos finitos (M.E.F.), quien permite discretizar, y encontrar la distribución de esfuerzos a lo largo de un elemento, dándole un trato de sólido y no simplemente de barra. Este método brinda la posibilidad de interpretar el estado de esfuerzos, los desplazamientos y deformaciones del sólido acorde al tipo de material por el que está compuesto, la forma y tipo de aplicación de la carga.

Este método implica dividir el sólido en una serie de sub-sólidos denominados elementos finitos, los límites de cada arista de los sub- sólidos es denominada nodo y la unión de todos estos se conocida como malla o enmallado.

Cada nodo debe estar conectado con otro buscando formar una conectividad concordante, y es en estos puntos donde se encuentran las incógnitas del problema dadas por los grados de libertad que posee cada uno, estas variables forman un sistema de ecuaciones lineales cuya versatilidad del computador es capaz de resolver.

La aplicación del método de elementos finitos mediante un modelo computacional, busca predecir el comportamiento del ensayo antes de realizarlo en el laboratorio, y de esta manera aplicar lo que indica el modelo en la realización del ensayo tanto en su montaje como en los datos que se espera obtener.

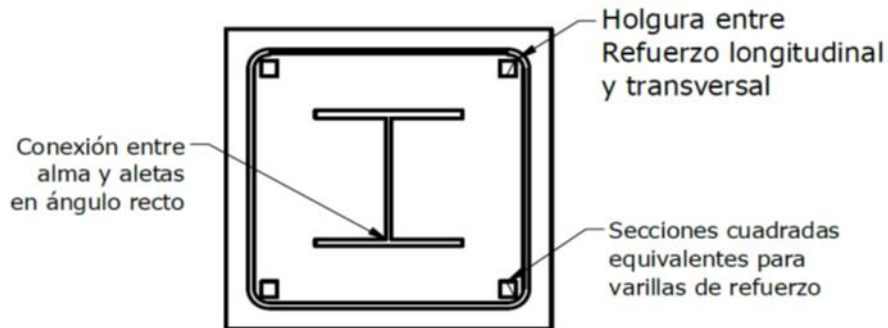
Para el corrido del programa se utilizó el programa ANSYS 11 licenciado para la escuela de ingeniería civil de la Universidad Industrial de Santander y la geometría se realizó en el programa INVENTOR versión estudiantil.

3.2 GEOMETRÍA

La definición de la geometría basada en un principio por los requerimientos exigidos en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, (NSR-10,2010) [8] y posteriormente ajustado a las herramientas que brinda la aplicación de Autodesk Inventor, tal como la simplificación de los estribos que se introducen cerrados y el acero longitudinal de sección cuadrada pero con área equivalente, esto permite y facilita el mallado de una manera más precisa y con menor cantidad de elementos, el cual se vincula directamente con el ANSYS Workbench. Cualquier ajuste se puede realizar desde inventor y se actualiza inmediatamente en el Workbench.

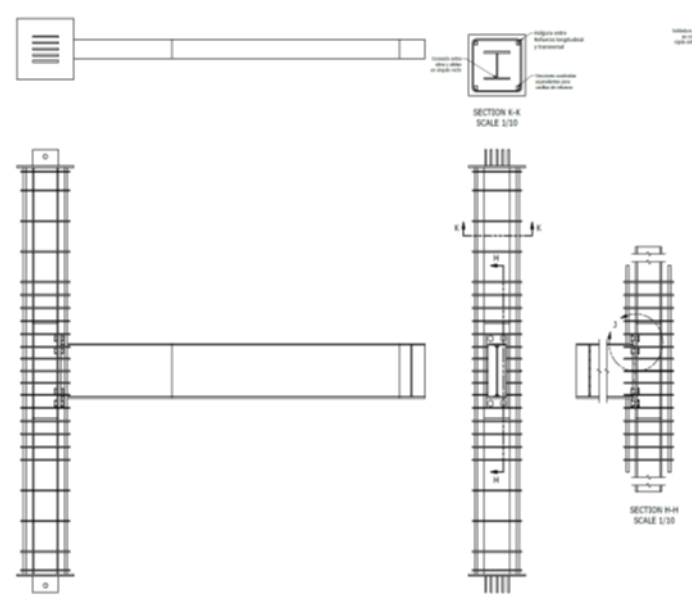
Los estribos se modelan de 3/8" alejados de las varillas longitudinales con el fin de evitar zonas acunadas de dimensiones muy pequeñas que no permiten un mallado óptimo.

Figura 50 Sección transversal de la columna compuesta



De esta manera se inicia un proceso de idealización de los componentes del espécimen, pero manteniendo en gran parte el concepto inicial de diseño, dentro lo cual se mantiene la posición de los estribos, de las barras longitudinales, los pernos de alta resistencia, la platina final o end plate, el perfil de la viga y el de la columna tal como se presenta a continuación.

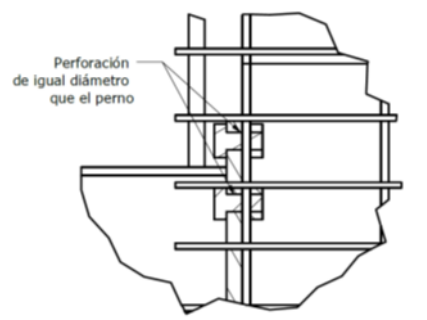
Figura 51 Vistas de la configuración de espécimen.



El nivel de detalle en el modelo geométrico es reducido en los siguientes aspectos:

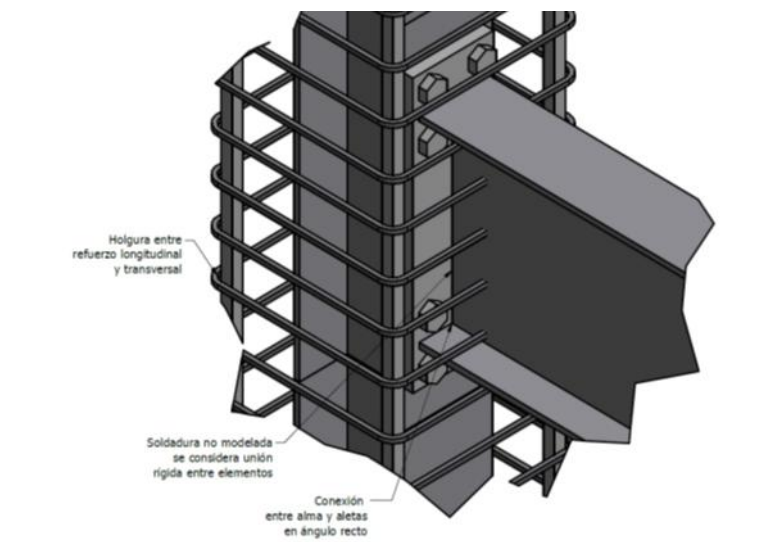
La rosca de los tornillos y tuercas se modela como superficies lisas, dado que serán considerados uniones rígidas en el modelo. El diámetro de los agujeros coincide con el diámetro de los pernos, $d = 1$ in.

Figura 52 Detalle de los tornillos y las tuercas



Las soldaduras no son modeladas, en la simulación son modeladas como conexiones rígidas entre elementos. En los perfiles de la columna y la viga, los arcos en las conexiones del alma con las aletas son suprimidos, dejándose ángulos rectos en su lugar. Tal como se presenta en la siguiente figura.

Figura 53 Detalles de conexión de soldadura y unión entre alma y aletas

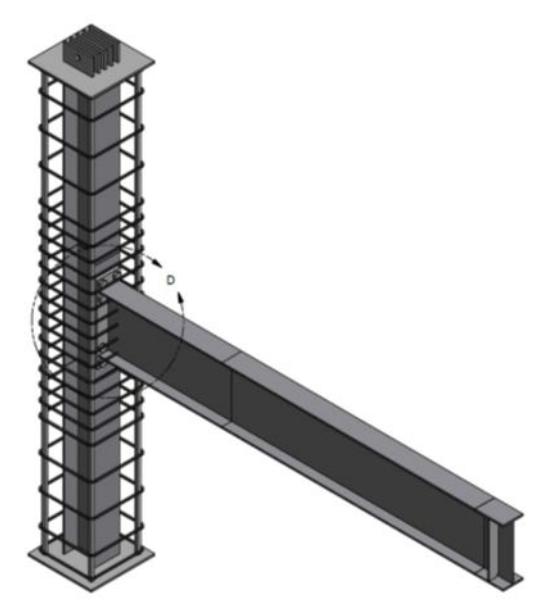


Una condición del espécimen es que los apoyos de la columna se comporten como articulación, correspondiendo con los puntos de inflexión del diagrama de momentos y que equivalen a cero, por esto el modelo se complementa con platinas verticales que contienen una perforación por donde se incrusta el pasador que ensambla con el apoyo inferior y superior, tal como se dispuso en el laboratorio. Éste pasador no se tiene en cuenta en el modelo al igual que los apoyos instalados en el laboratorio.

Las platinas que poseen la perforación se conecta a la columna por medio de una platina horizontal, que permite contener los componentes de la columna compuesta como el concreto y refuerzo longitudinal, también permite transmitir los esfuerzo entre la las platinas con perforación y el extremo final del perfil metálico que hace parte de la columna.

De esta manera al utilizar la aplicación de autodesk Inventor se puede visualizar la composición del espécimen con todos los elementos tal como se presenta en la figura siguiente.

Figura 54 Visualización del espécimen según la aplicación Inventor



3.2.1 Agrupación por elementos. Para facilitar la labor del mallado, se establece una agrupación de los elementos básicos que constituyen el espécimen, viga y columna, pues de esta manera se facilita dar precisión al mallado en los lugares donde se requiere ver o encontrar más detalladamente los esfuerzos y deformaciones, como lo es la zona de conexión viga columna, para determinar en esta zona la formación de la rótula plástica y la rotación de la unión viga - columna, el comportamiento de la platina y los pernos, la viga la dividimos en cuatro componentes y la columna en tres, con el objetivo de reducir la cantidad de elementos finitos a usar en el cálculo de la solución, se aplica la propiedad de simetría, que consiste en simular tan solo uno de los segmentos que se repiten en el modelo, gracias a que ANSYS considera la pieza completa durante el cálculo. Esta propiedad se presenta en la siguiente figura:

Figura 55 División de la viga y la columna en cuatro y tres componentes respectivamente, teniendo en cuenta la simetría

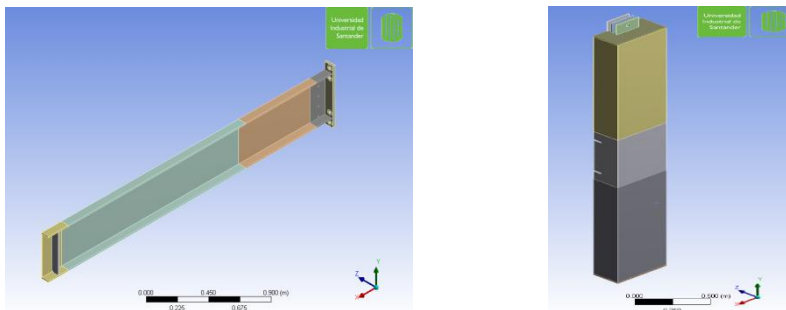


Figura 56 Columna metálica sin elementos de concreto teniendo en cuenta la simetría

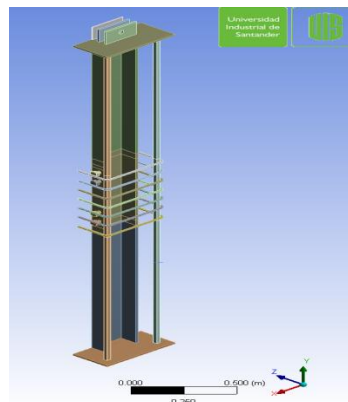
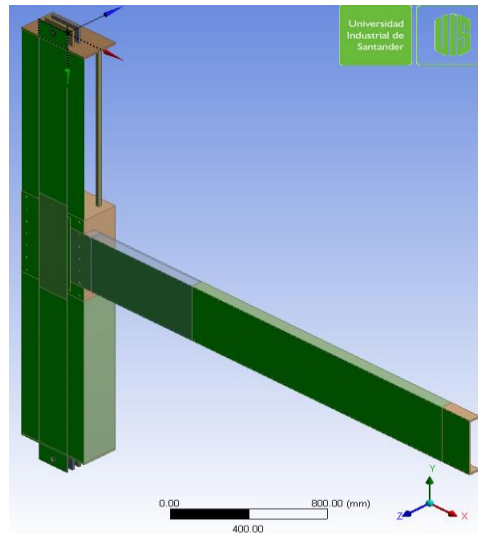


Figura 57 Columna compuesta y viga metálica segmentada teniendo en cuenta la simetría



3.3 DEFINICION DE UNIDADES, NODOS ESPECIALES Y MALLADO

3.3.1 Unidades empleadas en la definición del modelo

3.3.1.1 Modelo geométrico en Inventor y en el modelador de Ansys:

Cantidad: Unidad **Longitud:** milímetro (mm)

3.3.1.2 Modelo Mecánico en Ansys:

Cantidad: Unidad (Und) **Masa:** Kilogramo (Kg)

Longitud: Metro (m) **Tiempo:** Segundo (s)

Fuerza: Newton (N) **Esfuerzo:** Pascales (Pa)

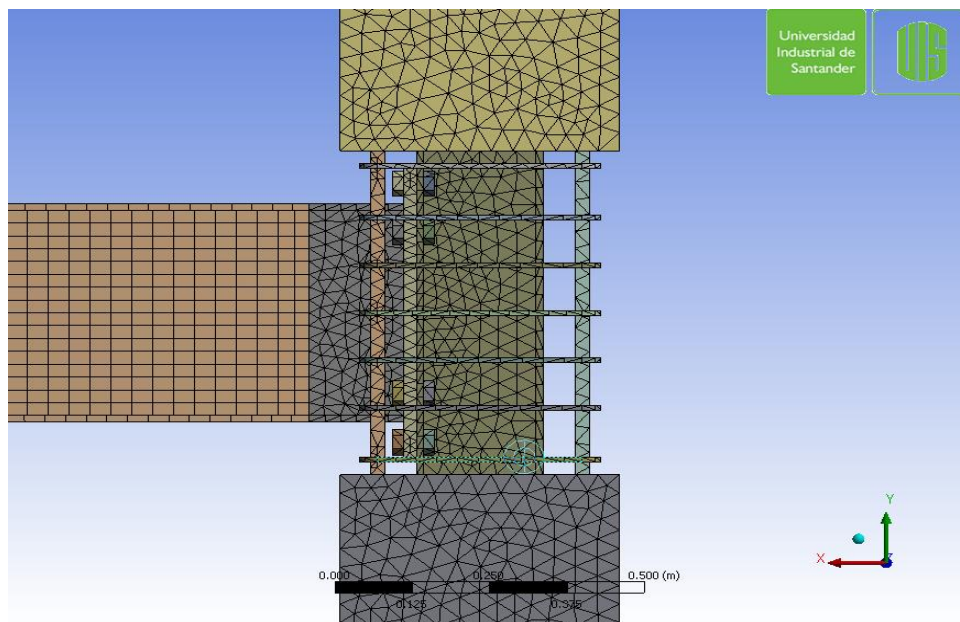
3.3.2 Asignación de nodos especiales para simulación de deformímetros.

Atendiendo a la realidad del desarrollo del ensayo en el laboratorio, se coloca nodos adicionales en los sitios donde se encuentran instalados los deformímetros y así poder tener un dato similar con el cual comparar el comportamiento y posteriormente calibrar con mayor facilidad y precisión el modelo computacional.

3.3.3 Mallado. Para la definición de la malla se emplea las herramientas de mallado avanzado del ANSYS Workbench. Se establece que el mallado se realice bajo los parámetros de curvatura.

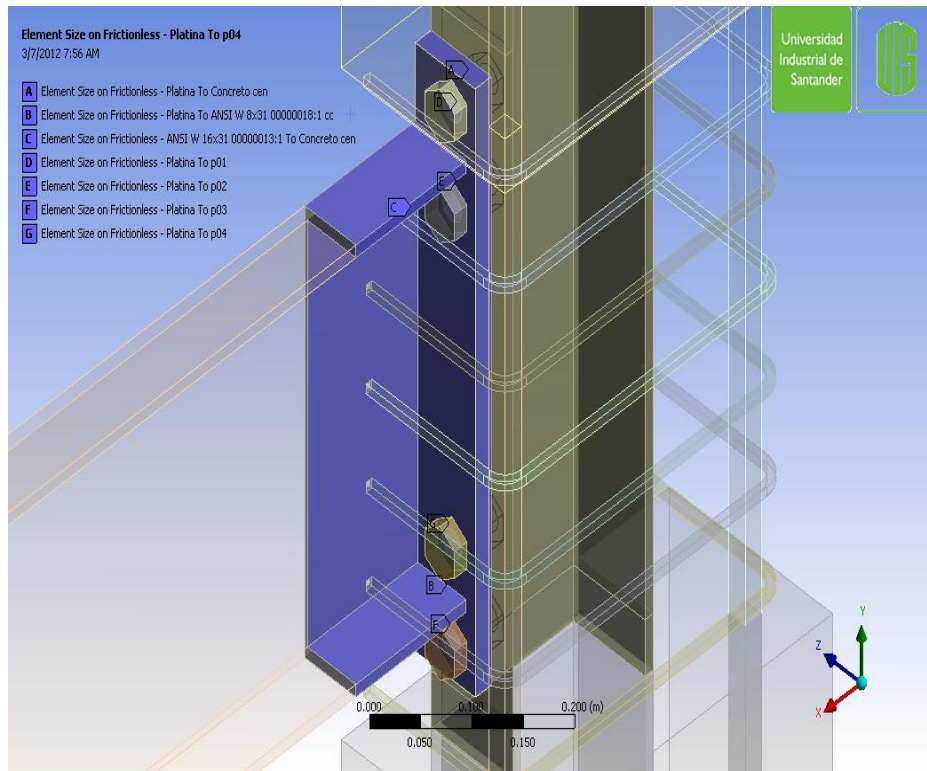
Los elementos que poseen perforaciones, que están inmersos en otros o que cumplen ambas condiciones, han sido mallados con tetraedros, los demás con hexaedros. El resultado es una malla consistente con la mínima cantidad de elementos y de transición suave entre elementos de diferente dimensión.

Figura 58 Vista de mallado en elementos de concreto y metálicos



3.3.3.1 Definición de contactos. Como consecuencia de la agrupación de los elementos, las superficies de las piezas quedan en contacto una respecto a la otra.

Figura 59 Superficies de contacto



3.3.3.2 Elementos asignados. En el sistema se seleccionó los elementos SOLID 186 Y SOLID 187. Que son hexaedros y tetraedros con nodos en cada esquina, nodos intermedios y nodo en el centro. Esto permite dar más precisión a mallas con menor cantidad de elementos.

Los contactos tienen elementos CONTACT 174 Y TARGET 170. Los cuales facilitan evaluar la interacción entre los elementos de la viga y la columna con una buena precisión.

3.4 MODELADO DE CONDICIONES DE FRONTERA Y FUERZAS

3.4.1 Condiciones de frontera–apoyos. Para efectos de los apoyos se decide modelar las platinas que van conectadas al pasador metálico, afirmando el uso de una conexión articulada en ambos extremos de la columna.

Se consideran fijas y sin desplazamientos las direcciones radiales y longitudinales del apoyo cilíndrico, entretanto se deja completamente libre la dirección tangencial.

Figura 60 Apoyo superior

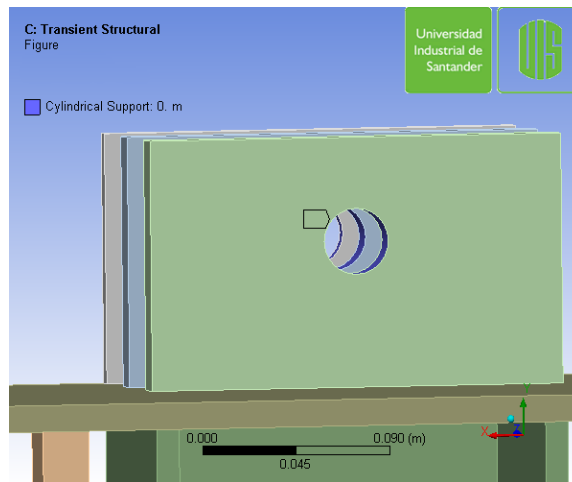
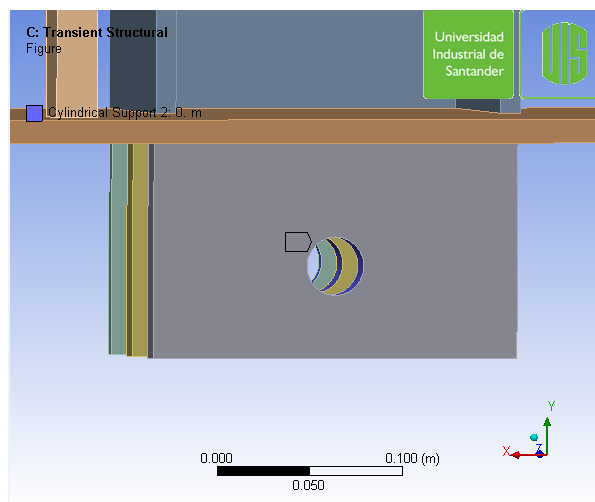


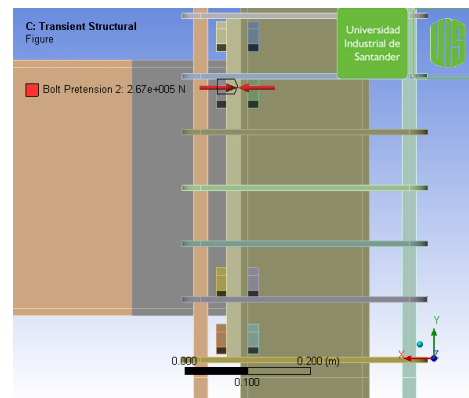
Figura 61 Apoyo inferior



3.4.2 Aceleración de la gravedad. Es considerado el efecto de la aceleración de la gravedad tomando como valor 9.8066 m/s^2 .

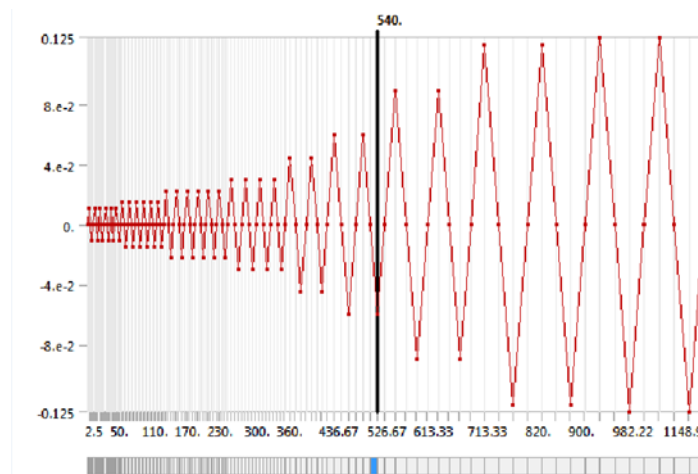
3.4.3 Pretensión en pernos. Cada perno es apretado hasta llegar a tener una tensión previa de 232 KN

Figura 62 pretensionamiento de pernos



3.4.4 Protocolo de carga basado. Se aplicó el protocolo de carga, según NSR-10 [8], esto es, las rotaciones y números de ciclos convertidos a desplazamientos en milímetros contra el tiempo en segundos, manteniendo la velocidad constante igual a 4.5 mm/Seg. Estas conversiones se realizaron en base a la longitud total de la viga.

Figura 63 Protocolo de carga aplicado en el modelo



3.5 RESULTADOS OBTENIDOS

Después de aplicar el protocolo de carga se observa la formación de la rótula plástica ocurrida en las aletas de la viga junto a la cara de la columna a 275 mm del eje de la columna, sin embargo la distancia teórica calculada al punto de rotulación es de 328.4 mm. En esta zona se aprecia una concentración importante de esfuerzos, sobre todo en los puntos de intersección de los estribos con el perfil de la viga y en la zona de panel. De igual manera se observa concentración de esfuerzos en el punto de aplicación de la carga, la ilustración a los anteriores comentarios se observa en las siguientes figuras.

Figura 64 Concentración de esfuerzos en la zona de la conexión y aplicación de la carga.

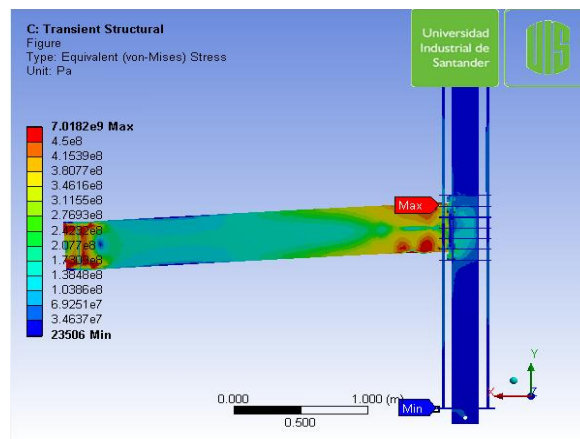
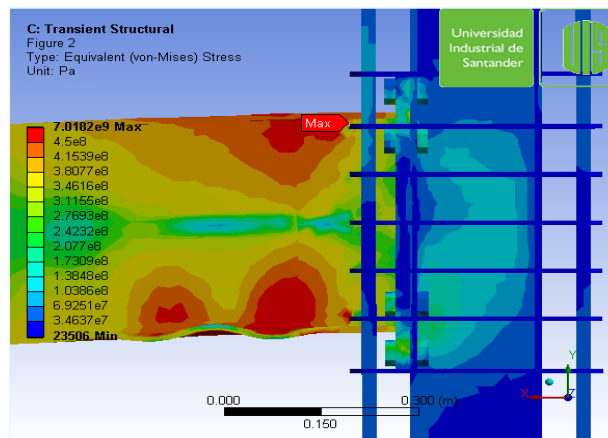
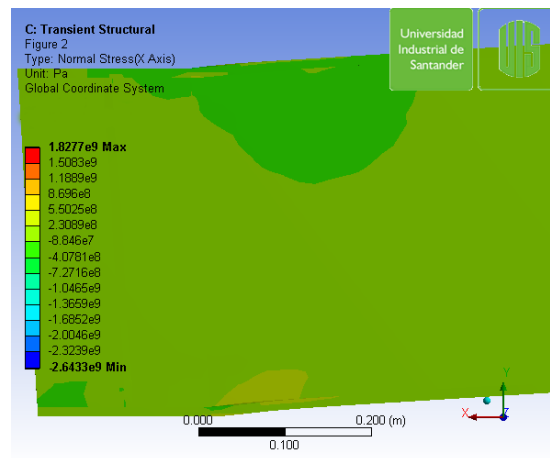


Figura 65 Concentración de esfuerzos en la zona de la conexión.



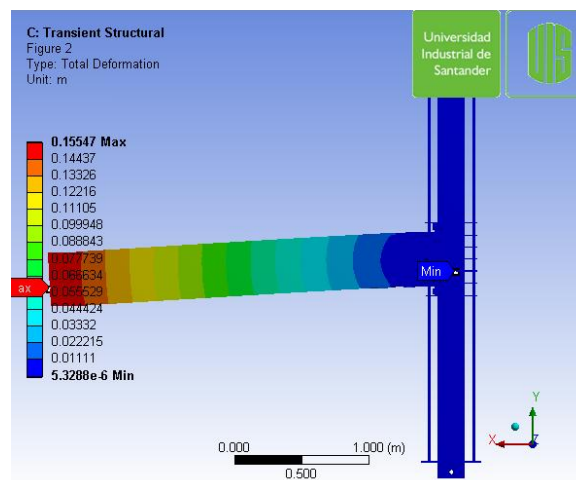
El hecho de que se haya presentado una concentración de esfuerzos en la zona de aplicación de la carga, indica que esta zona no mantiene un libre movimiento en los desplazamientos realizados en este punto, por lo tanto se puede inferir que el punto de aplicación de la carga se desplaza al límite interior de la viga y el actuador, creando un mayor recorrido vertical de esta zona aumentando la rotación y acelerando el proceso de rotulación.

Figura 66 Concentración de esfuerzos en la zona de la conexión.



El aumento en el recorrido vertical inducido por el desplazamiento del punto de aplicación de la carga se observa en la siguiente figura

Figura 67 Concentración de esfuerzos en la zona de la conexión.



En general el modelo analizado mediante el método de elementos finitos tiene un comportamiento equivalente al del espécimen fallado en el laboratorio durante los primeros desplazamientos (hasta 60 mm), pero luego separarse del comportamiento del espécimen presentando una rotulación completa de la viga en la zona esperada.

El comportamiento de la columna modelada dista del espécimen como consecuencia de la consideración de adhesión perfecta entre el perfil metálico y el concreto alrededor de este, lo cual durante el ensayo deja de ocurrir evidenciándose en el pandeo de las aletas del perfil de la columna en la zona donde se encuentran los pernos. Así, la columna se comporta más rígida en el modelo que en la realidad.

Dada la simetría en el comportamiento considerada para el modelo, a la viga no se le permite tener pandeo lateral lo cual facilita la rotulación rápida a diferencia del espécimen.

El desplazamiento de la punta de la viga sin que se permita la rotulación en la zona de apoyo del actuador se considera totalmente horizontal durante toda la simulación, impidiendo que los últimos 20cm de la viga roten libremente, esto acorta la longitud de la viga y concentra la energía generada por los desplazamiento en la zona del apoyo de la columna, facilitando la rotulación.

4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 GENERALIDADES

Los datos correspondientes al recorrido y la aplicación de la carga impuesta por el actuador, se capturaron por medio de un sistema de adquisición de datos perteneciente al software del computador, el cual registra y almacena estas dos medidas, estos datos son tabulados por el sistema en columnas correspondientes a desplazamiento en milímetros (mm), carga en Kilonewtons (KN) y además de estos crea una columna para registrar el tiempo en segundos (Seg). Debido a la generación aleatoria de las columnas en los primeros datos, se debe crear nuevas columnas donde se agrupen los datos de desplazamiento, fuerza y tiempo, respectivamente. Con esta tabulación se procede a crear la columna correspondiente al momento actuante en la cara de la columna producto de la multiplicación del momento en cada registro por la distancia correspondiente del punto de aplicación de la carga a la cara de la columna.

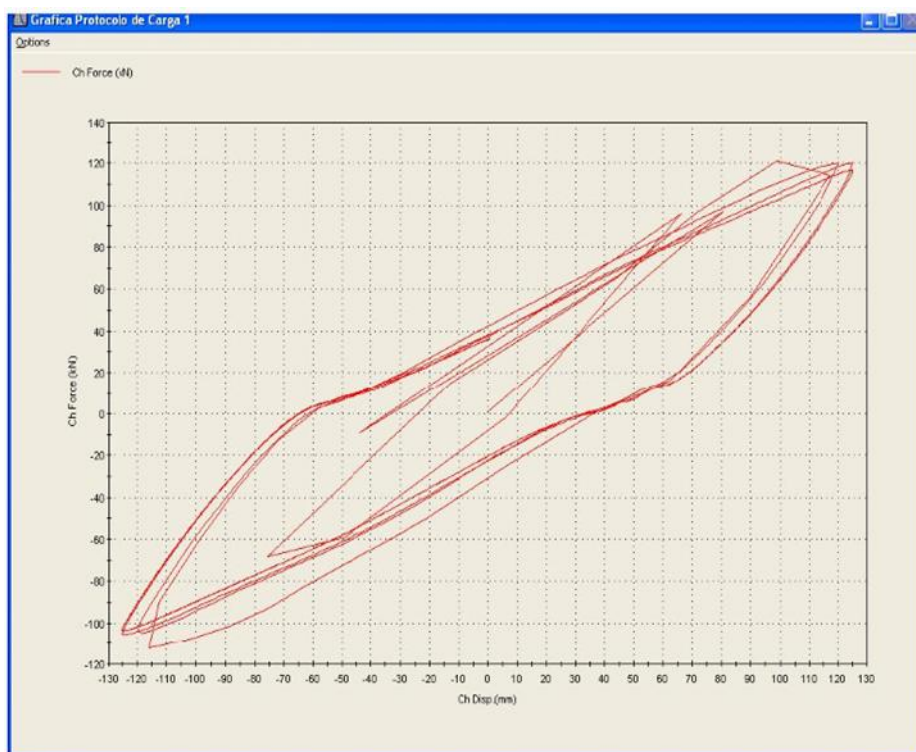
El sistema de adquisición de datos, que se presenta a continuación y que lo conforman un procesador, un regulador de onda y el cableado que interconecta el actuador con la unidad de cómputo, hace su propio proceso y envía dos gráficas, el protocolo de carga que lo presenta de una manera distorsionada el cual se presenta en la figura 48 y el diagrama fuerza vs desplazamiento, las cuales se toman por medio de impresiones de pantalla.

El diagrama fuerza vs desplazamiento que se presenta a posterior a la imagen del procesador, permite visualizar los rangos máximos de fuerza ubicados en el eje Y en Kilonewtons llegando al valor de 119.53 KN versus el desplazamiento en el eje X en milímetros con un valor de 125 mm para la fuerza mencionada anteriormente.

Foto 68 Imagen del sistema de captura de datos laboratorio UIS



Figura 69 Imagen del diagrama fuerza vs desplazamiento presentado por el sistema



Cabe resaltar que el número total de filas creadas por el computador de datos válidos para el análisis es de 227936.

La primera gráfica creada mediante el procesamiento de datos es la correspondiente a fuerza vs desplazamiento, de donde se puede verificar que el espécimen sobrepasa el rango elástico al encontrar aumento de desplazamiento pero no de carga y su regreso a la posición inicial con una deformación permanente registrada en el eje X.

Otra gráfica que se elabora es la correspondiente a Momento vs Rotación en los cuatro cuadrantes, que permite verificar el cumplimiento de la condición para calificar la conexión, siendo esta, verificar como se supera el valor del momento plástico para una rotación de 0.04 superior al 80% de éste (M_p).

Otros datos tomados de la prueba son la rotación de la viga y la columna, mediante deformímetros análogos ubicados en la parte superior de la viga en su centro a una distancia de 315 mm del eje de la columna (deformímetro 1) y en la cara frontal de la columna sobre su centro a una distancia de 335 del eje de la viga (deformímetro 2).

4.2 TABULACIÓN Y CORRELACIÓN DE DATOS

Las gráficas Fuerza vs Desplazamiento y Momento Vs Rotación se realizaron para los cuatro cuadrantes, tomando la totalidad de los datos proporcionados por el sistema de captura del computador del laboratorio, en la gráfica de Fuerza Vs Desplazamiento se presenta la totalidad de las curvas y en la gráfica Momento Vs Rotación se presenta básicamente la envolvente del diagrama de histéresis.

La carga impuesta al espécimen, fue determinada de acuerdo al protocolo de carga indicado por las NSR-10 en su capítulo F numeral F.3.11.2.5.2. [7] en base a éste protocolo se organizó y tabuló los resultados más relevantes para hacer un

análisis de los mismos en el primer y tercer cuadrante del diagrama momento vs rotación.

Algunos datos son repetitivos por tratarse de ciclos de carga con la misma rotación o el mismo desplazamiento, y para ellos se unificó los valores extraídos de los datos experimentales como datos promedio, la secuencia organizacional se hizo buscando llevar los resultados a la conformación de las gráficas tanto de fuerza vs desplazamiento, como momento vs rotación.

En las tablas de datos que se presentan, se creó una columna con los datos correspondientes a la lectura del deformímetro 1 ubicado sobre la viga en su centro (Col 4), con este deformímetro se pudo determinar la rotación relativa de la viga con respecto a la columna, las lecturas tomadas del deformímetro 2 se ubicaron en la columna siguiente (Col 6) para el cual se determinó de igual manera la rotación correspondiente a la columna.

La rotación relativa de la viga con respecto a la columna se ubicó en la columna siguiente (Col 8), como producto de la resta de las rotaciones correspondientes a la viga y a la columna. De igual manera se ubicó una columna para la fuerza (Col 9) y otra para el cálculo del momento actuante en la cara de la columna (Col 10). Con la longitud de la viga al eje de la columna y el desplazamiento del actuador se determinó la rotación de la viga (Col 11).

Estos datos como se mencionó anteriormente se tabularon buscando presentar los más relevantes de la prueba o de mayor interés por ser estos los valores máximos obtenidos, se tomaron los datos correspondientes al primer y tercer cuadrante, los datos correspondientes al cuadrante 2 y 4 no presentan mayor importancia.

A continuación se presentan las tablas donde se tabulan y correlacionan los valores obtenidos del ensayo proporcionados por el equipo de lectura del actuador y de los deformímetros.

Tabla 16 Datos tabulados para el primer cuadrante.

Mplástico= 307.43 KN-m				Lecturas y Cálculos							
0,8 Mplástico= 245.94 KN-m				Lviga = viga a deformímetro (mm) = 213				Rotación V - Rotación Col	Fza	Momento en cara de la col	Rotación Viga
Long. Total Viga = 3000 mm				Lcol = viga a deformímetro (mm) = 335							
Long. Viga cara col= 2796 mm				Toma Datos							
Paso de carga	Def pico θ (rad)	ciclos	δ (mm)=	Def Viga	Θv	Def Columna	Θc	Θv - Θc	(KN)	KN-m	Rad
		No	θ(rad)/Lb (mm)	mm	Rad	mm	Rad	Rad			
#	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	0.00375	6	11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	12.08	33.77568	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	12.08	33.77568	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	12.08	33.77568	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	12.08	33.77568	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	12.08	33.77568	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	12.08	33.77568	0.0038
2	0.005	6	15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	16.18	45.23928	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	16.18	45.23928	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	16.18	45.23928	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	16.18	45.23928	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	16.18	45.23928	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	16.18	45.23928	0.0050
3	0.0075	6	22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	26.25	73.395	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	26.25	73.395	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	26.26	73.417368	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	26.25	73.395	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	26.25	73.395	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	26.25	73.395	0.0075
4	0.01	4	30	5.98	0.02808	3	0.00896	0.01912	38.41	107.39436	0.0100
	0.01		30	5.98	0.02808	3	0.00896	0.01912	38.41	107.39436	0.0100
	0.01		30	5.98	0.02808	3	0.00896	0.01912	38.41	107.39436	0.0100
	0.01		30	5.98	0.02808	3	0.00896	0.01912	38.41	107.39436	0.0100
5	0.015	2	45	9.98	0.04685	4.4	0.01313	0.03372	61.35	171.5346	0.0150
	0.015		45	9.98	0.04685	4.4	0.01313	0.03372	61.35	171.5346	0.0150
6	0.02	2	60	11.78	0.05531	5.6	0.01672	0.03859	90.44	252.87024	0.0200
	0.02		60	11.78	0.05531	5.6	0.01672	0.03859	90.44	252.87024	0.0200
7	0.03	2	90	13.78	0.06469	8.2	0.02448	0.04022	117.71	329.11716	0.0300
	0.03		90	13.78	0.06469	8.2	0.02448	0.04022	117.71	329.11716	0.0300
8	0.04	2	120	16.48	0.07737	10.3	0.03075	0.04662	119.6	334.4016	0.0400
	0.04		120	16.48	0.07737	10.3	0.03075	0.04662	119.6	334.4016	0.0400
9	0.0417	2	125	16.98	0.07972	10.4	0.03104	0.04867	119.53	334.20588	0.0417
	0.0417		125	16.98	0.07972	10.4	0.03104	0.04867	119.53	334.20588	0.0417

Tabla 17 Datos tabulados para el tercer cuadrante

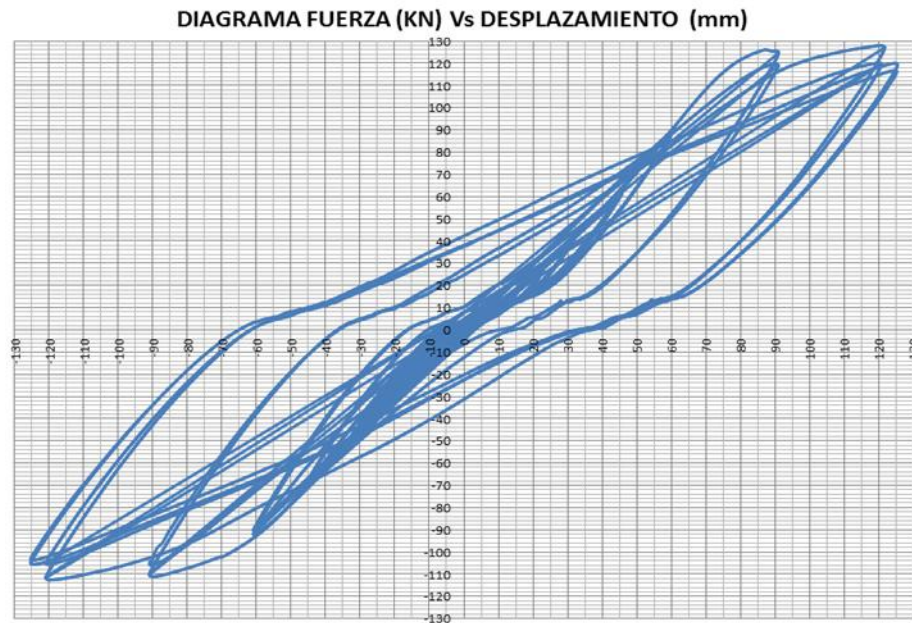
M plástico= 307.43 KN-m				Lecturas y Cálculos							
0,8 Mplástico= 245.94 KN-m				Lviga = viga a deformímetro (mm) = 213				Rotación V - Rotación Col	Fza	Momento en cara de la col	Rotación Viga
Long. Total Viga = 3000 mm				Lcol = viga a deformímetro (mm) = 335							
Long. Viga cara col= 2796 mm				Toma Datos							
Paso de carga	Def pico θ (rad)	ciclos	δ (mm)=	Def Viga mm	θv Rad	Def Columna mm	θc Rad	θv - θc Rad	(KN)	KN-m	Rad
		No	θ(rad)/Lb (mm)								
#	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	0.00375	6	11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	-15.42	-43.11432	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	-15.42	-43.11432	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	-15.42	-43.11432	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	-15.42	-43.11432	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	-15.42	-43.11432	0.0038
	0.00375		11.25	1.08	0.00507	0.8	0.00239	0.00268	-15.42	-43.11432	0.0038
2	0.005	6	15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	-20.76	-58.04496	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	-20.76	-58.04496	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	-20.76	-58.04496	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	-20.76	-58.04496	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	-20.76	-58.04496	0.0050
	0.005		15	1.58	0.00742	1.9	0.00567	0.00175	-20.76	-58.04496	0.0050
3	0.0075	6	22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	-31.61	-88.38156	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	-31.61	-88.38156	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	-31.61	-88.38156	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	-31.61	-88.38156	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	-31.61	-88.38156	0.0075
	0.0075		22.5	3.48	0.01634	2.4	0.00716	0.00917	-31.61	-88.38156	0.0075
4	0.01	4	30	5.98	0.02808	3	0.00896	0.01912	-44.11	-123.3316	0.0100
	0.01		30	5.98	0.02808	3	0.00896	0.01912	-44.11	-123.3316	0.0100
	0.01		30	5.98	0.02808	3	0.00896	0.01912	-44.11	-123.3316	0.0100
	0.01		30	5.98	0.02808	3	0.00896	0.01912	-44.11	-123.3316	0.0100
5	0.015	2	45	9.98	0.04685	4.4	0.01313	0.03372	-69.53	-194.4059	0.0150
	0.015		45	9.98	0.04685	4.4	0.01313	0.03372	-69.53	-194.4059	0.0150
6	0.02	2	60	11.78	0.05531	5.6	0.01672	0.03859	-91.69	-256.3652	0.0200
	0.02		60	11.78	0.05531	5.6	0.01672	0.03859	-91.69	-256.3652	0.0200
7	0.03	2	90	13.78	0.06469	8.2	0.02448	0.04022	-111.04	-310.4678	0.0300
	0.03		90	13.78	0.06469	8.2	0.02448	0.04022	-111.04	-310.4678	0.0300
8	0.04	2	120	16.48	0.07737	10.3	0.03075	0.04662	-112.53	-314.6339	0.0400
	0.04		120	16.48	0.07737	10.3	0.03075	0.04662	-112.53	-314.6339	0.0400
9	0.0417	2	125	16.98	0.07972	10.4	0.03104	0.04867	-105.51	-295.006	0.0417
	0.0417		125	16.98	0.07972	10.4	0.03104	0.04867	-105.51	-295.006	0.0417

En la parte superior de la tabulación se presentan las distancias en milímetros al centro de la columna tomada para calcular la rotación total de la viga para el proceso de calificación, la distancia a la cara de la columna desde el punto de aplicación de la carga y las distancias horizontal y vertical con respecto a la columna y viga respectivamente. Se presentan también los valores de momento plástico, el 80% de éste momento en KN-m.

4.3 DIAGRAMA FUERZA vs DESPLAZAMIENTO

La relación existente entre la carga aplicada y el desplazamiento vertical que ésta produce en la parte final de la viga en voladizo, proporciona información referente al comportamiento elástico o plástico de la viga, a la rotación de la conexión o algún tipo de falla en la columna, los datos provenientes del actuador son producto del desplazamiento como tal programado en el protocolo de carga, pero los datos correspondientes a la fuerza que registra son producto de la resistencia que opone la viga a su desplazamiento, es decir, que el momento en que la viga no presente oposición a su desplazamiento, será el punto de inicio de pérdida de resistencia y entrada a un cambio de estado de la viga o de la rotación, después de esto el actuador solo registra la fuerza necesaria para volver a su posición original denominada cero del actuador.

Figura 70 Diagrama Fuerza Vs Desplazamiento con datos del actuador



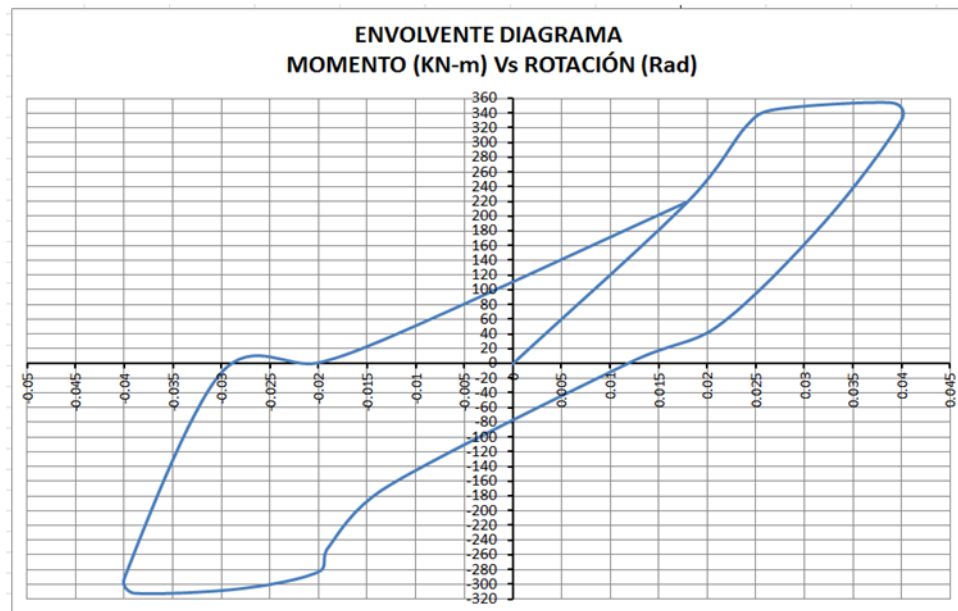
Al realizar un análisis de la gráfica presentada anteriormente, se puede evidenciar inicialmente que se cumplió la totalidad del protocolo registrado en su desplazamiento, al alcanzar los 125 mm, también se puede ver, que

aproximadamente a partir de los 90 mm de desplazamiento termina el comportamiento elástico de la conexión, pues al regresar en la descarga lo hace conservando un valor de desplazamiento con carga cero y que a partir de este punto (90 mm) continua el desplazamiento pero mantiene la carga anteriormente aplicada.

4.4 DIAGRAMA MOMENTO vs ROTACIÓN

Según el ordenamiento realizado a los datos entregados por el sistema de captura del actuador en cuanto a la fuerza aplicada en cada ciclo y a la multiplicación de esta por la distancia desde el punto de aplicación de la carga a la cara de la columna en la totalidad de estos, se obtuvo el valor de momento en Kilonewtons por metro. De igual manera se tomó el desplazamiento del actuador en las dos direcciones el cual se relacionó con la longitud de la viga desde el punto de aplicación de la carga hasta la intersección con el eje de la columna, con esta relación se obtuvo la rotación de la viga en cada ciclo, estos datos se presentan de manera gráfica en la siguiente figura.

Figura 71 Diagrama Momento Vs Rotación con datos del actuador



La anterior gráfica momento rotación en los cuatro cuadrantes, permite visualizar el comportamiento elástico y plástico de la conexión, se esperaría que esta gráfica presentara gran parecido a las mostradas en las gráficas 19 y 21, consideradas ideales en cuanto a la energía liberada, sin embargo esta forma no es alcanzada debido a que el perfil de viga seleccionado ajustado a la relación de momentos en la jerarquía de plastificación columna fuerte -viga débil, no permite ser rotulada por la aplicación de la totalidad del protocolo de carga, indica esto que se puede trabajar con un perfil menor pero que supere el 80% del momento plástico para una rotación de 0.04 radianes, requerimiento básico para la calificación de la conexión.

4.4.1 Diagrama momento vs Rotación para calificación de la conexión.

Mediante la selección de los valores más relevantes para el primer y tercer cuadrante (valores positivos y negativos) arrojados por el actuador, se tomó la fuerza en Kilonewtons para calcular el momento en la cara de la columna y el desplazamiento vertical para calcular la rotación de la viga en la intersección con la columna, con estos dos valores se realiza la gráfica momento vs rotación donde se ubica el valor correspondiente a una rotación de 0.04 radianes y se revisa que haya superado el 80% del momento plástico, en las siguientes figuras se muestra los diagramas de momento Vs rotación para el primer y tercer cuadrante respectivamente.

En las siguientes gráficas se puede verificar el cumplimiento del principal parámetro de calificación correspondiente a la obtención de un valor mayor o igual al 80% del momento plástico para una rotación de 0.04 radianes, el cumplimiento de tal condición se puede apreciar, pues para un ángulo de rotación de 0.04 radianes la conexión registra un momento de 334.4 Kilonewtons por metro en el primer cuadrante y de 314.63 Kilonewtons por metro para el tercero.

Figura 72 Diagrama Momento Vs Rotación primer cuadrante.

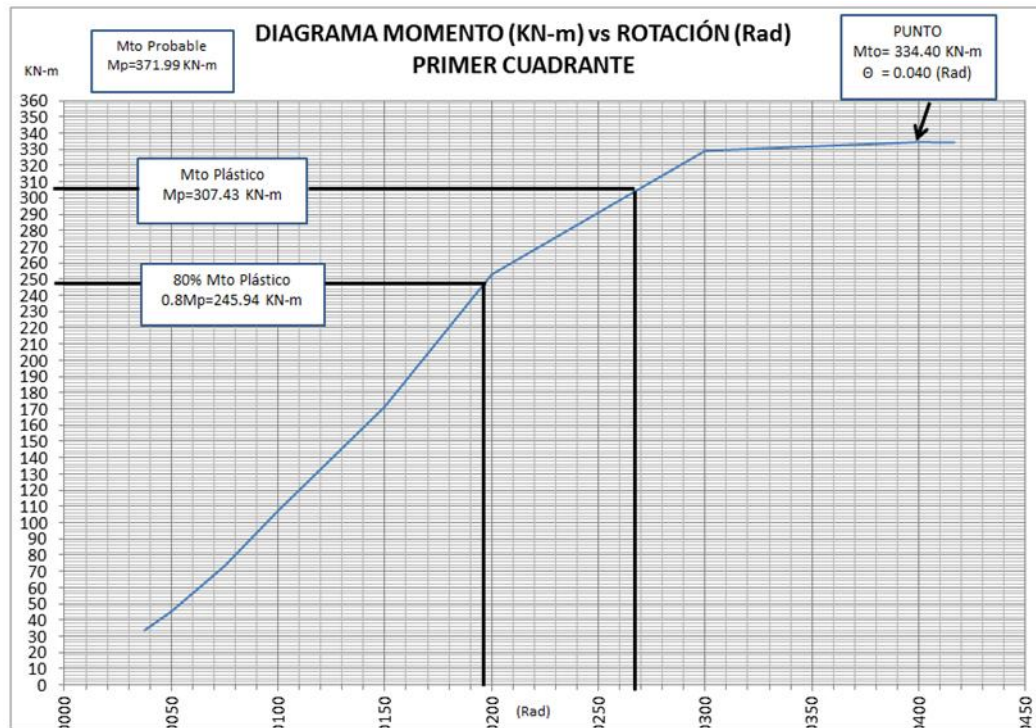
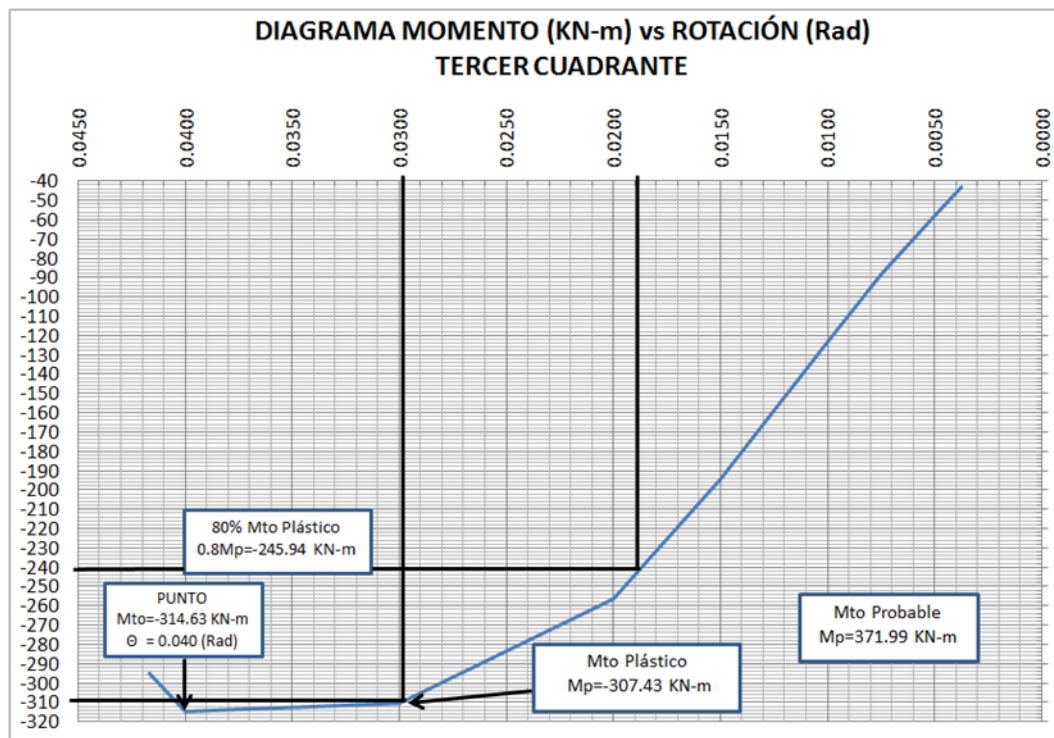


Figura 73 Diagrama Momento Vs Rotación tercer cuadrante.



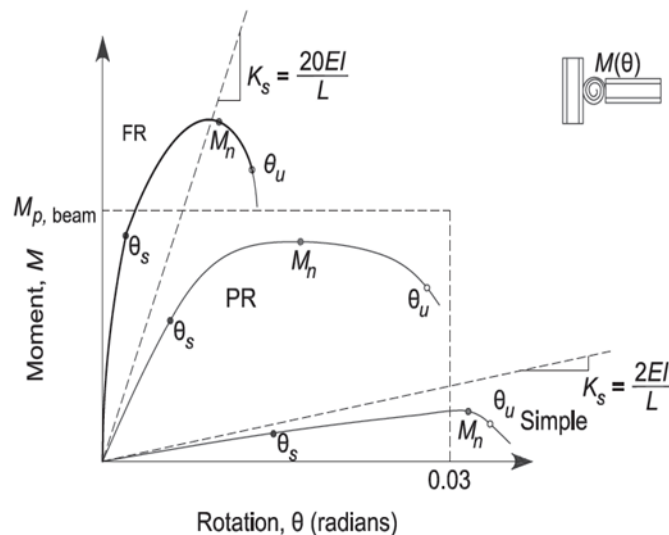
De acuerdo al valor obtenido para el primer cuadrante correspondiente a 334.40 KN-m (1.35Mp) se encuentra una diferencia del 6% por encima con respecto al tercer cuadrante con un valor de 314.63 KN-m (1.28Mp).

4.5 CLASIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN SEGÚN SU RIGIDEZ

Para la clasificación de la conexión según su rigidez se hace de acuerdo a la proposición hecha por el AISC 2010 [5], por el Eurocódigo 3 Diseño de estructuras de acero y directamente por las lecturas tomadas en el desarrollo de la prueba en el laboratorio. Esta clasificación se hace teniendo en cuenta el mayor ángulo de rotación de la viga con respecto a la horizontal, en el rango elástico

4.5.1 Según el AISC 2010 [5]. los rangos para la clasificación se presentan en la figura xx consistente en totalmente restringida (rígida, FR Fully Restrained), parcialmente restringida (semirrígida, PR Partial Restrained) o flexible (simple).los cálculo se presentan en el anexo H.

Figura 74 Rangos y parámetros de clasificación AISC 2010 [5]



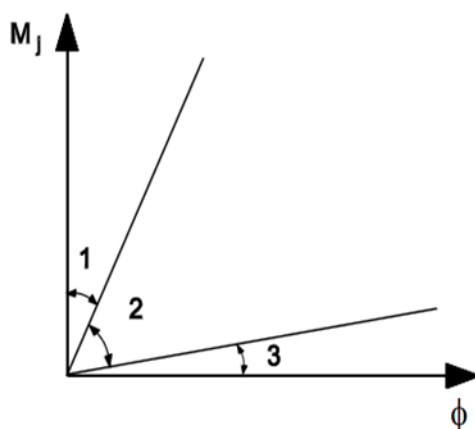
Fuente AISC 2010 [5]

Para esta clasificación se toma el valor del desplazamiento vertical correspondiente al mayor presentado en el rango elástico, para el cual se determina la rotación con la longitud total de la viga y el momento en la cara de la columna, la relación de los anterior datos (Momento. Rotación) corresponde al factor K, quien a su vez se multiplica por longitud de la viga y se divide por el módulo de elasticidad y el momento de inercia, si este valor es mayor o igual a 20 se considera totalmente restringida (rígida, FR Fully Restrained), si se encuentra comprendido entre 20 y 2 se considera parcialmente restringida (semirrígida, PR Partial Restrained) y si es menor de 2 se considera flexible (simple).

De acuerdo a los cálculos presentados en el anexo G con $KEI/L = 1.76 < 2$ la conexión se clasifica como flexible (simple).

4.5.2 Según el Eurocódigo 3 Diseño de estructuras de acero [13]. los rangos para la clasificación se presentan en la figura 75 consistente en rígida, semirrígida o normalmente fija (articulada). los cálculo se presentan en el anexo I.

Figura 75 Rangos y parámetros de clasificación Eurocódigo 3 [13]



Zone 1: rigid, if $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$

where:

$k_b = 8$ for frames where the bracing system reduces the horizontal displacement by at least 80 %

$k_b = 25$ for other frames, provided that in every storey $K_b/K_c \geq 0,1$ ^{*)}

Zone 2: semi-rigid

All joints in zone 2 should be classified as semi-rigid. Joints in zones 1 or 3 may optionally also be treated as semi-rigid.

Zone 3: nominally pinned, if $S_{j,ini} \leq 0,5 EI_b / L_b$

^{*)} For frames where $K_b/K_c < 0,1$ the joints should be classified as semi-rigid.

Fuente Eurocódigo 3 [13]

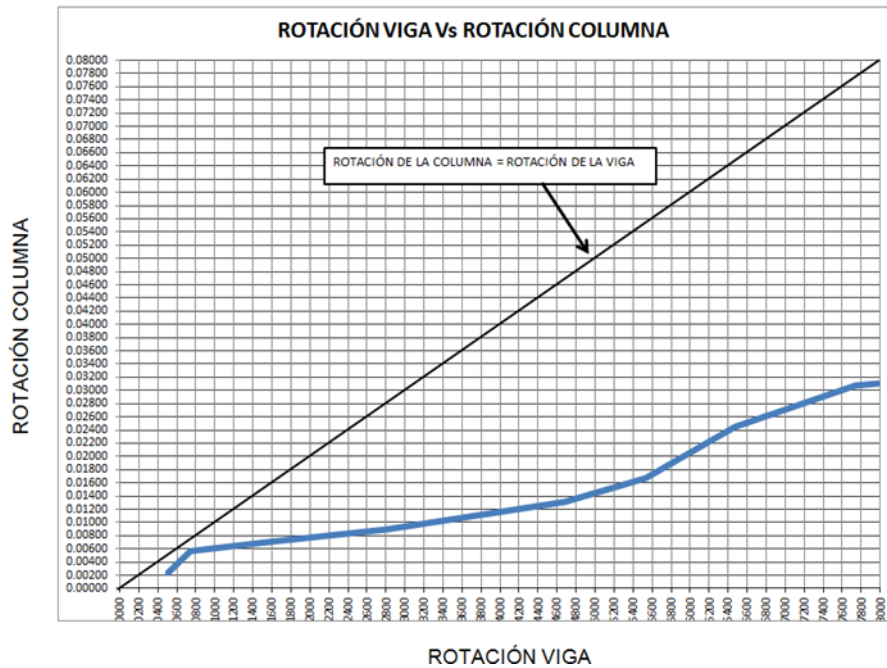
Para esta clasificación se toma un tercio del máximo valor de la fuerza en el rango elástico, con el cual se determina el desplazamiento vertical elástico, y con éste se determina la rotación de la viga teniendo en cuenta la longitud total de ésta. De igual manera con el valor de esta fuerza se determina el momento en la cara de la columna, la relación de los anterior datos (Momento. Rotación) corresponde al factor K, valor que se multiplica por longitud de la viga y se divide por el módulo de elasticidad y el momento de inercia, si este valor es mayor o igual a 8 se considera rígida, si se encuentra entre 8 y 0.5 se considera semirrígida y si es menor de 0.5 se considera normalmente fija (articulada).

De acuerdo a los cálculos presentados en el anexo H con $0.5 < KEI/L5.459 < 2$ la conexión se clasifica como semirrígida.

4.5.3 Según las lecturas tomadas en el laboratorio. Teniendo en cuenta que las clasificaciones calculadas en las propuestas anteriores no coinciden y que a su vez contienen parámetros no muy concordantes como por ejemplo el momento calculado en la cara de la columna y una rotación medida hasta el eje de la columna, se puede inferir que no es totalmente cierta esta clasificación, pero para validar una de las dos expuestas anteriormente, se determinó la rotación de la viga en la cara del perfil de la columna donde verdaderamente se origina la rotación, ésta calculada con el desplazamiento vertical en el punto de ubicación del deformímetro 1 en la parte superior de la viga y la distancia hasta la cara mencionada del perfil columna.

Con la rotación calculada para la viga y la calculada para la columna se realiza una gráfica en cuyo eje vertical se ubica la rotación de la columna y en el eje horizontal la rotación de la viga, se debe tener claro que si éstas rotaciones fueran iguales se presentaría el empotramiento perfecto.

Figura 76 Rotación de la viga Vs Rotación de la columna.



Se puede apreciar que las rotaciones tanto de la viga como de la columna no son iguales, lo que indicaría un empotramiento perfecto y la conexión sería rígida, por el contrario la gráfica de la relación de rotaciones se encuentra en un intermedio entre la recta que indica una conexión rígida y el eje horizontal correspondiente a la rotación de la viga donde la conexión sería completamente articulada, sin embargo por esto se puede determinar según los datos arrojados por los deformímetros del laboratorio ubicados en la cara de la viga y de la columna, que la rigidez de la conexión se encuentra en un intermedio entre rígida y articulada, dándole validez a la clasificación propuesta por el Eurocódigo EC3 [13], como semirrígida.

4.6 FALLAS PRESENTADAS Y DEGRADACIÓN DEL EN EL ESPÉCIMEN

Para permitir identificar y ubicar los procesos de degradación del espécimen, éste se recubrió con una capa de carburo blanco en la columna y en la viga en áreas adyacentes a la zona de panel, a ésta película de carburo se le trazó una

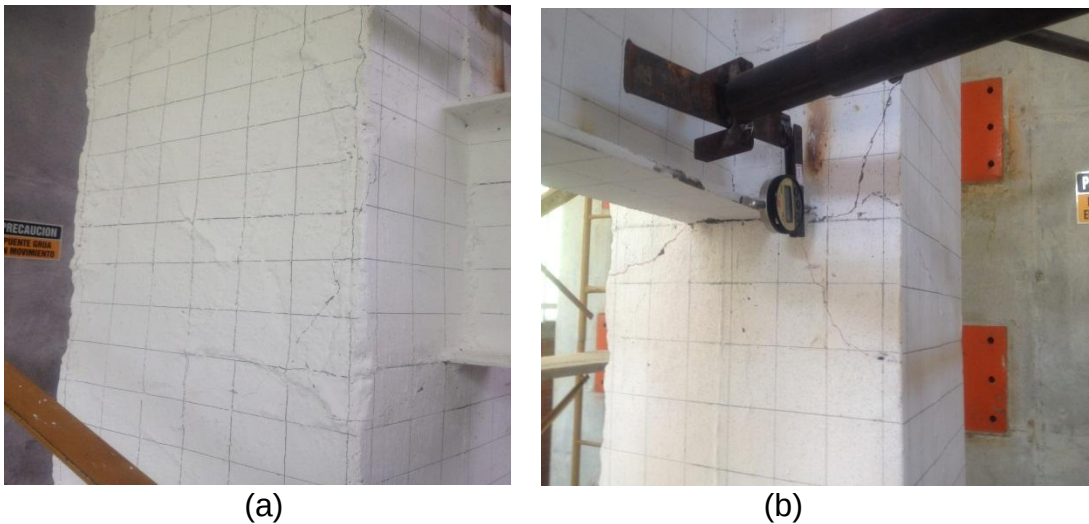
cuadrícula de 75 mm X 75 mm que permite referenciar las fisuras, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 77 Espécimen con película de carburo y cuadrícula.



4.6.1 Fallas presentadas y degradación en el rango elástico. Después de finalizar el primer ciclo del protocolo de carga, se observa el inicio del proceso de fisuración propagándose a nivel de las aletas de la viga desde la cara frontal de la columna por los costados de ésta, hasta cerrarse en la parte posterior de ella tal como se muestra en la figura 78.

Figura 78 Proceso de fisuración del espécimen en el rango elástico.





(c)



(d)



(e)



(f)

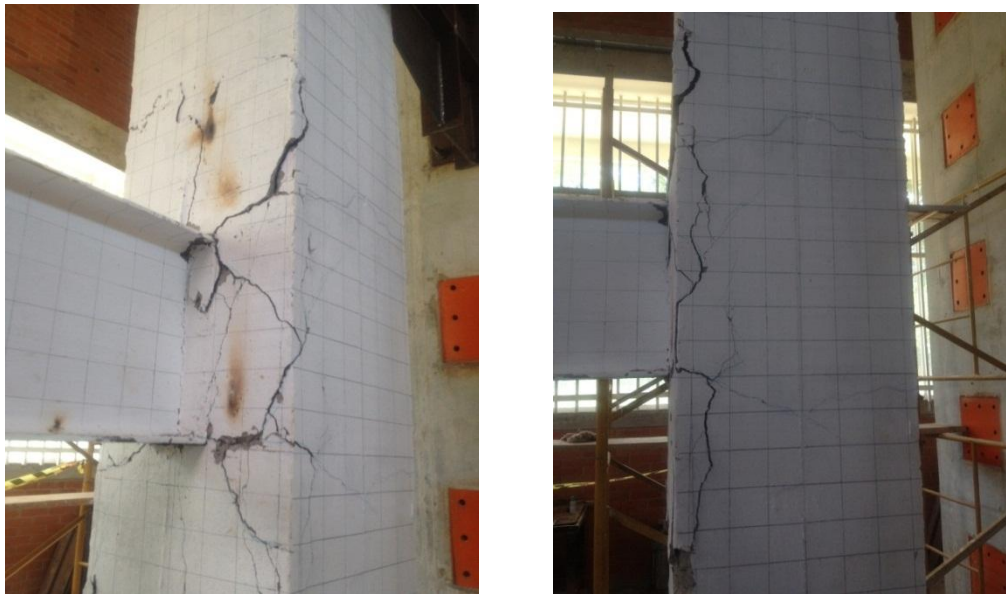
Esta secuencia indica la rotación que se presenta en el nudo o zona de panel de la conexión, obligando a superar un umbral de rigidez de la columna para permitir cierta rotación al pasar al rango inelástico, en la figura anterior gráfico a y b muestra el origen del proceso de fisuración donde se observa que el tamaño de las fisuras comparado con las presentadas en la parte posterior de la columna son de mayor tamaño.

En las figuras c a f se muestra el recorrido que hacen las fisuras hasta cubrir el nudo del espécimen, a medida que las fisuras se acercan a la cara posterior de la columna, ellas se vuelven menos notorias pero en una revisión detallada se pueden localizar y resaltar con color para su mejor apreciación.

Estas fallas se registraron hasta la finalización del séptimo ciclo correspondiente a un desplazamiento vertical del actuador de 90 mm y una rotación de 0.03 radianes. Este punto da inicio al proceso de degradación de la conexión marcando el límite entre el rango elástico e inelástico.

4.6.2 Fallas presentadas y degradación en el rango inelástico. Después de superar el rango elástico, se inicia un proceso de degradación de la conexión, reflejado inicialmente en el concreto en la parte frontal de la columna, tanto en el área superior como inferior y de una manera simétrica, ésta aseveración se puede sostener pues en la observación que se hace a las caras laterales del nudo del espécimen las grietas no presentan aumento en su separación. En la figura siguiente se observa lo descrito anteriormente.

Figura 79 Inicio de degradación de la conexión en el concreto,



Para verificar las características de la falla de la conexión, se procedió a retirar el concreto fisurado junto a la cara de la columna, de donde se pudo observar; que la placa de extremo de la conexión se separó de la cara del perfil embebido en el alineamiento con el alma de este perfil (se observa un papel doblado dentro de la separación mencionada) y que las aletas del perfil embebido se desplazaron hacia adelante sin perder contacto con la placa de extremo unida por los pernos pasantes tal como se presenta en la siguiente figura.

Figura 80 Separación de la placa de extremo del perfil embebido



La anterior observación lleva a concluir que se debe proporcionar restricción al desplazamiento de las aletas del perfil embebido en la dirección de la viga, la cual se puede dar por medio de platinas de continuidad tal como lo plantea la conexión de la figura 32 numeral (c) con ocho pernos con placa rigidizadora (8ES).

De igual manera en la exploración realizada mediante el retiro del concreto fisurado, se encontró que en la línea divisoria de la viga y la cara de la columna, la viga presentó deterioro de la película de cal y estrías en las caras externas e internas de las aletas de la viga, lo que indica que el proceso de rotulación de la viga se encontraba en su etapa inicial.

La formación de la rótula plástica de acuerdo a la distancia calculada Sh correspondiente a 328.4 mm debía presentarse a 103.4 mm de la cara de la columna, sin embargo esta rótula plástica se presentará muy cerca de la placa de extremo según la ruta observada de la estrías, lo que permite concluir que el concreto de recubrimiento no contribuye con la rigidez de la conexión y no debe ser tomada en cuenta en el cálculo de Sh , lo anterior se puede observar de acuerdo a las figuras 81 y 82.

Figura 81 Inicio de rotulación cara inferior aleta inferior de la viga



Figura 82 Inicio de rotulación cara inferior aleta superior de la viga



Se esperaba que los estribos en la zona de panel, contribuyeran al confinamiento de la placa de extremo y a su vez de la conexión, sin permitir el desplazamiento de la placa de extremo ni la deformación de las aletas del perfil embebido, sin embargo en la observación realizada a estos, se pudo verificar que los estribos sufrieron una falla por flexión, deformándose hacia el exterior de la conexión junto a la cara de la columna, en la siguiente figura se observa esta falla.

Figura 83 Flexión de los estribos



CONCLUSIONES

1. De acuerdo a los parámetros para Calificación de conexiones metálicas fijados por el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 en su numeral F.3.7.3.6.2 Conexiones viga Columna, La resistencia a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser por lo menos 0.8 Mp de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.04 Radianes. Parámetros que se cumplieron, pues el momento en la cara de la columna para un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes fue de 334.4 KN-m correspondiente a 1.08 Mp. De esta manera se da cumplimiento al objetivo de la investigación el cual es calificar la conexión en estudio para las condiciones dadas en el espécimen.
2. Según las rotaciones medidas en el laboratorio para la viga y la columna y dando validez a el método propuesto por el Eurocódigo EC3 Para diseño de nudos en estructuras de acero, la conexión se clasifica como SEMIRÍGIDA.
3. El estado de esfuerzos de la conexión se determinó teniendo en cuenta lo observado en el modelo computacional y en el espécimen probado en el laboratorio, para el primero se observó que los esfuerzos se concentraron en la conexión entre la cara del perfil embebido en concreto y la zona de plastificación de la viga junto a la cara de la columna y para el segundo se observó concentración de esfuerzos inicialmente en las aletas del perfil embebido donde se sujetan los pernos pasantes ocasionando deformación de esta zona y de igual manera se pudo verificar el comienzo de la formación de la rótula plástica en la viga justo en la cara de la columna hacia el interior de esta. Por lo anterior se concluye que los estados de esfuerzos difieren considerablemente, entre el modelo computacional y el espécimen de laboratorio, siendo una de las razones principales la rigidez que se proporciona

a la columna en el modelo computacional al considerar la adhesión perfecta entre el concreto y el perfil metálico en todo su contorno, lo cual deja de ocurrir en el ensayo. Así, la columna se comporta más rígida en el modelo que en la realidad.

4. Por medio de un modelo computacional se pudo hacer la simulación de la conexión, de donde después de aplicar el protocolo de carga se determinó el estado de esfuerzos, sin embargo para lograr el funcionamiento óptimo del modelo, se requirió idealizar gran parte de la geometría del espécimen.
5. Mediante la aplicación cargas cíclicas coordinadas por el protocolo de carga y en recorridos verticales del actuador que determinaban una rotación de la viga en el eje de la columna, se pudo evaluar el comportamiento de la conexión con respecto al cumplimiento exigido de acomodar un ángulo de deriva de 0.04 radianes superando el 80% del momento plástico medido en la cara de la columna.
6. La simulación del modelo computacional permite determinar el comportamiento de la conexión y da las pautas para lograr un comportamiento similar en el espécimen de laboratorio, indicando que se debe incrementar el grado de adherencia entre el concreto y el acero del perfil para garantizar la rigidez de la columna del espécimen y de ésta manera permitir la rotulación de la viga.
7. El comportamiento inelástico de la conexión viga-columna se inicia mediante un proceso de rotulación en la viga junto a la cara de la columna pero sin desarrollarse en su totalidad, esto debido a que se inicia una concentración de esfuerzos y deformaciones en las aletas del perfil embebido en las zonas donde se encuentran los pernos pasantes y concentrando la disipación de energía en este sector. En las rotaciones inelásticas se inicia el proceso de

fisuración del concreto junto a la cara de la columna desplazándose con menor intensidad a la zona posterior de ésta.

8. Dada la simetría en el comportamiento considerado para el modelo, a la viga no se le permite tener pandeo lateral lo cual facilita la rotulación rápida a diferencia del espécimen que presenta otras condiciones de arriostramiento en la viga.
9. Por medio de las curvas de histéresis se pudo determinar el cumplimiento de los requerimientos para la clasificación, ubicando el valor del momento al acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes y de igual manera por medio de esta curva se pudo verificar el comportamiento de la conexión con la aplicación total del protocolo de carga, estableciendo que esta gráfica no presenta un comportamiento ideal como el que se observa en la gráfica 19 o 21.
10. Mediante la calificación realizada a la conexión metálica viga I columna compuesta por perfil en I embebido en concreto con refuerzo longitudinal y transversal, se pudo establecer que esta conexión puede ser optimizada en cuanto a su rigidez al complementar la Conexión a momento con placa de extremo con cuatro pernos sin placa rigidizadora (4E) numeral (a) de la figura 11, colocando dos placas de continuidad de las aletas de la viga junto al alma del perfil de la columna, y disminuir en sección perfil utilizado como viga, pero sin desbalancear la jerarquía de plastificación
11. En el modelo computacional, la zona de apoyo del actuador es considerada totalmente horizontal durante toda la simulación, impidiendo que los últimos 20cm de la viga roten libremente, esto acorta la longitud de la viga y concentra la energía generada por los desplazamiento en la zona del apoyo de la columna, facilitando la rotulación de la viga, contrario al comportamiento de

este apoyo en el espécimen del laboratorio, pues la cabeza del actuador permite rotación en las tres direcciones.

12. Después de retirar el concreto fisurado en la conexión junto a la cara de la columna, se pudo observar que los estribos ubicados en esta zona no contribuyeron adecuadamente al confinamiento de la conexión, pues presentaron flexión en la dirección de la viga, de igual manera se observó el desplazamiento de las aletas del perfil pero no del alma de la misma. Lo que lleva a concluir la falta de platinas de continuidad que den rigidez a las aletas en esta zona.
13. De acuerdo a la aparición de estrías en la línea vertical de la cara de la columna al retirar el concreto fisurado, se puede determinar que la rótula plástica se formará junto a la placa de extremo y no a la distancia Sh correspondiente a 328.4 mm, es decir a 103.4 mm de la cara de la columna como se había calculado, esto lleva a concluir que a ésta distancia Sh se le debe restar el espesor correspondiente al concreto de recubrimiento y que este concreto no contribuye con la rigidez de la conexión.
14. Acorde a los requerimientos dados por el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, La conexión en estudio es calificada para las condiciones estudiadas y se clasifica como semirrígida.

RECOMENDACIONES

1. La calificación de conexiones de pórticos resistentes a momento compuestos, permite verificar el comportamiento de esta conexión ante la aplicación de cargas cíclicas, por lo que se debe tener especial cuidado en detectar efectos secundarios que pueden ser previstos, tanto en la realización del ensayo como en su posible comportamiento en una estructura real. Tales efectos se deben divulgar para ser tenidos en cuenta en futuras investigaciones.
2. Para la realización de futuros ensayos de calificación, se debe tener en cuenta el apriete de los pernos que rodean la cabeza del actuador, pues en lo observado estos pueden presentar algún tipo de deformación que altere el recorrido vertical negativo de la viga.
3. Se debe tener en cuenta en el diseño y construcción de estructuras de acero el pandeo lateral torsional, pues para que la formación de la rótula plastifica se dé, es necesario que estos pandeos no se presenten.
4. Las normas existentes en Colombia como las NSR 10, no permiten disponibilidad de perfiles para los diseños, pues se ve que muchos de ellos no cumplen la relación ancho espesor requerida por la tabla F.3.4-1, esto debido a que muchos de los perfiles disponibles en el mercado son importados.
5. Dentro de los procesos de calificación de conexiones, se deben adelantar estudios conducentes a crear parámetros que permitan ubicar fácilmente el perfil de viga adecuado para cada conexión sin perder de vista la jerarquía de plastificación.

6. Para el diseño de estructuras de acero, se debe, elevar la relación que existe entre los momentos de la columna y la viga a un índice superior a uno pero no muy cercano a él. Esto para garantizar que la viga entre en fluencia con suficiente anterioridad a la columna.
7. Con el objetivo de brindar alternativas de conexiones metálicas es recomendable continuar con el proceso de calificación de conexiones, pero sobre todo divulgar los resultados en el medio constructivo para que estos sean aplicados.
8. En futuras investigaciones se debe incluir en los planos de taller no solo el espécimen, sino también los elementos que permiten el acople de éste al laboratorio.

BIBLIOGRAFIA

1. American Institute of Steel Construction. AISC. (2002). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Ed 2002.
2. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. (2005). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.
3. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. (2005). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois, EU: AISC.2010.
4. American Institute of Steel Construction. AISC. (2005). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Ed 2005. Chicago. Illinois, EU: AISC.2005.
5. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. (2005). Specifications for Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.
6. AMERICAN WELDING SOCIETY. AWS. Structural welding Code Steel ANSI/AWS D1.1: Miami. Florida. EEUU: AWS 2044
7. Applied Technology Council. (1996). Cumulative Damage Test and Fracture Analysis of Bolted-Welded Seismic Moment Frame Connections. ATC. 1996. ATC 24.

8. ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. AIS. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR 10 Primera Edición. Bogotá Colombia. 2010.
9. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR 98 Primera Edición. Bogotá Colombia.
10. Bjorhovde R. (2006). The 2005 American Steel Structures Design Code, Estados Unidos.
11. Cardona C. D. y Echeverri M. A. M. (2004). ensayo cíclico de conexiones sísmicas resistentes a momento para estructuras de acero. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. Colombia.
12. DESASTRES Y SOCIEDAD, Revista semestral de la red de estudios sociales en prevención de desastres en América Latina (online). Especial: Predicciones, Pronósticos, Alertas y Respuestas Sociales. Enero-Junio 1996/No 6 /Año 4.(Sismo de Kobe Japón)
<http://www.desenredando.org/public/revistas/dys/rdys06/dys6-1.0-kudna.pdf>.
13. Estrada H. A. F. y Rodríguez R. S. Y. (2006). Modelación de una conexión viga-columna en pórticos de acero resistentes a momentos con análisis no lineal, para aplicaciones sísmicas. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín facultad de minas. Colombia.
14. EUROPEAN STANDARD, Eurocode 3, Design of Steel structures- Part 1-8, Design of joints. MAay 2005.

15. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, EU, 2000.
16. Gómez A. R. D. y David Z. M. J. (2006). Calificación de un sistema de conexión sísmica para pórticos resistentes a momentos en acero estructural. Universidad nacional de Colombia sede Medellín. Colombia.
17. Guerrero L. E. (2006). Precalificación de conexiones para pórticos de lámina delgada. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Colombia.
18. Hoja Técnica Controlador de Hardware Actuador MTS .Universidad Industrial de Santander.2006
19. INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION ICONTEC, NTC 1486, Documentación. Presentación de tesis, trabajos de grado y otros trabajos de investigación. Bogotá. Colombia. 2008
20. INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION ICONTEC, NTC 5613, Referencias bibliográficas. Contenido, forma y estructura. Bogotá. Colombia. 2008
21. INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION ICONTEC, NTC 4490 Referencias Documentales para fuentes de información electrónicas. Bogotá. Colombia. 2008
22. Johansson M. (2003). Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. Departamento de ingeniera estructural de la universidad de tecnología de Chalmers en Gothenburg, Sweden.

23. L. SIMOES DA SILVA. (2011). Experimental Behaviour of End Plate Beam-to-Column Composite Joints Under Monotonical Loading. Universidad de Coimbra. Portugal.
24. Lee C.-H. (2006). Seismic design of reduce section moment connections with bolted web attachment. Universidad nacional de Seoul. República de Korea.
25. McCORMAC, Jack C. Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD. Tercera Edición. México D.F. México. Alfaomega Grupo editor, S.A. de C.V. 2005.
26. Moon T. S. (2004). Behavior of welded cft column to H-beam connections with external stiffeners. Departamento de arquitectura e ingeniería de la universidad de Hanyang Seúl, Corea del Sur.
27. Pabón, C., Posada J. C., "Diseño y Ensayo de Conexiones Viga-Columna en Estructura de Acero. [Tesis], Universidad Nacional de Colombia, Medellín, 2004.
28. ROCHEL AWAD, Roberto. Hormigón Reforzado, Primera edición, Medellín Colombia: Editorial publicaciones EAFIT, 2008.
29. Sabuwala T. (2004). Finite element analysis of steel beam to column connections subjected to blast loads. Universidad de Pennsylvania. USA.
30. Salinas V. S. (2006). Calificación de conexiones para pórticos de lámina delgada 2º parte. Universidad nacional de Colombia sede Bogotá, Colombia.
31. USGS Caltech, the USGS and the Earthquake Country Alliance present (online), California Institute of Technology, 2004- (cited 17 January 2004).

Northridge Earthquake. Available from internet:
<http://pasadena.wr.usgs.gov/info/nr10/>.

32. Vallejo U. M. (2008). Calificación de una conexión rígida de una viga i y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá, Colombia.
33. Wu L. Y. y Chung L. L. (2005) Seismic behavior of bolted beam-to-column connections for concrete filled steel tube (cft). Centro nacional para investigaciones en ingeniería sísmica y en el departamento de ingeniería civil de la universidad nacional de Taiwán en Taipéi
34. Yim. H. C. (2009). Load-Impulse Characterization for Steel Connection” Estados Unidos.
35. ZHANG, L. and CHEN, Y. Experimental research on hysteretic of non-diaphragm joint connecting col-formed steel tube and H-shaped beam. College of Civil Engineering. University, Shanghai, china. 2012.

ANEXOS

ANEXO A. Diseño de la viga

A.1 Capacidad del actuador

La máxima capacidad del actuador es de 240 KN Según la ficha técnica del aparato [18]. Pero se busca no trabajar con valores límites y poder tener un margen de maniobrabilidad de la carga, por lo cual se trabajará con el 90% de la capacidad del actuador, correspondiente a

$$P_{trabajo\ actuador} = 0,90 * 240KN = 216KN$$

$$P\text{ trabajo actuador} = 0.9*240\text{ KN}= 216\text{ KN}$$

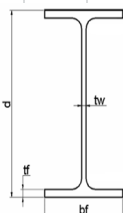
Se debe localizar la articulación plástica, que es la distancia desde el eje de la columna a la rótula plástica (S_h), es decir, se debe sumar la mitad de la altura del perfil que conforma la columna tomada desde su eje, más un espesor tentativo de la placa final de extremo, más el menor valor de la mitad de la altura de la viga ($d/2$) o tres veces el ancho de la viga (3 bbf), esto según el capítulo 6.10 de las Aplicaciones sísmicas en conexiones precalificadas para elementos resistentes a momento con capacidad intermedia y especial de energía AISC 2010 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications) [2].

$$S_h = \frac{d_c}{2} + t_{pl} + 3bbf$$

$$S_h = d_c / 2 + t_{pl} + 3bbf$$

La selección de los perfiles y sus propiedades para la viga se toma de la siguiente tabla

Tabla A-1 Perfiles para viga FERRASA ACERO ASTM A 572 Gr-50

			Perfiles		ACERO ASTM A 572 Gr-50		fy= 345 Mpa E= 200,000 Mpa		NSR 10 Pág F-16							
Vigas W Tipo I																
Dimensiones y propiedades para el diseño																
Designación	Peso	Area	Dimensiones				Propiedades						Modulo Plastico		Constantes	
			Altura		Ala		Eje X-X			Eje Y-Y			Zx	Zy	Torsión	
			d	tw	bf	tf	lx	Sx	rx	ly	Sy	ry			rt	J
	kg/m	cm2	mm	mm	mm	mm	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm	cm4
W 6" X 8.5	13.0	16.6	148	4.3	100	4.9	635	85.8	6.18	82	16.4	2.22	96.4	25.5	2.60	1.72
W 6" X 9	13.5	18.2	150	4.3	100	5.5	726	96.8	6.31	92	18.4	2.25	108.5	28.7	2.62	2.50
W 6" X 12	18.0	23.4	153	5.8	102	7.1	939	122.8	6.34	126	24.7	2.32	139.4	38.5	2.69	4.34
W 8" X 13	19.3	25.1	203	5.8	102	6.5	1686	166.1	8.19	116	22.7	2.14	190.6	35.9	2.59	4.02
W 8" X 15	22.5	29.0	206	6.2	102	8.0	2029	197.0	8.37	142	27.9	2.22	225.5	43.9	2.63	6.18
W 8" X 18	26.6	34.2	207	5.8	133	8.4	2611	252.3	8.73	330	49.6	3.10	282.3	76.3	3.54	7.65
W 10" X 12	17.9	23.1	251	4.8	101	5.3	2291	182.6	9.96	91	18.1	1.99	211.0	28.8	2.48	2.54
W 10" X 15	22.3	28.9	254	5.8	102	6.9	2939	231.4	10.09	123	24.1	2.06	267.7	38.4	2.54	4.77
W 10" X 17	25.3	32.6	257	6.1	102	8.4	3473	270.5	10.31	149	29.3	2.14	311.1	46.4	2.58	7.06
W 10" X 22	32.7	42.1	258	6.1	146	9.1	4937	382.7	10.83	473	64.8	3.35	428.5	99.7	3.86	10.44
W 10" X 26	38.5	49.6	262	6.6	147	11.2	6057	462.4	11.05	594	80.8	3.46	517.8	124.1	3.93	17.63
W 12" X 14	21.0	27.2	303	5.1	101	5.7	3776	249.2	11.77	98	19.5	1.90	291.9	31.4	2.45	3.27
W 12" X 16	23.8	30.7	305	5.6	101	6.7	4346	285.0	11.89	116	22.9	1.94	333.2	36.9	2.45	4.65
W 12" X 22	32.7	42.1	313	6.6	102	10.8	6570	419.8	12.49	192	37.6	2.13	485.3	59.8	2.58	12.91
W 12" X 26	38.7	49.7	310	5.8	165	9.7	8581	553.6	13.14	727	88.1	3.82	615.4	134.9	4.38	13.20
W 12" X 30	44.5	57.2	313	6.6	166	11.2	9997	638.8	13.22	855	103.0	3.87	712.8	158.0	4.41	19.90
W 14" X 22	32.9	42.1	349	5.8	127	8.5	8358	479.0	14.09	291	45.9	2.63	547.6	72.0	3.20	9.15
W 14" X 26	39.0	50.2	353	6.5	128	10.7	10331	585.3	14.35	375	58.6	2.73	667.7	91.9	3.27	15.83
W 14" X 30	44.0	57.7	352	6.9	171	9.8	12528	696.5	14.58	818	95.7	3.77	784.3	148.0	4.43	16.70
W 14" X 38	57.8	72.5	358	7.9	172	13.1	16143	901.8	14.92	1113	129.4	3.92	1014.8	199.8	4.53	34.45
W 16" X 26	38.8	50.3	399	6.4	140	8.8	12777	640.5	15.94	404	57.7	2.83	736.8	90.9	3.49	11.69
W 16" X 31	46.1	59.2	403	7.0	140	11.2	15690	778.7	16.27	514	73.4	2.95	891.1	115.2	3.55	20.06
W 16" X 36	53.0	68.4	403	7.5	177	10.9	18734	929.7	16.55	1009	114.0	3.84	1052.2	176.9	4.56	23.38
W 16" X 45	67.0	86.3	410	8.8	179	14.4	24678	1203.8	16.91	1379	154.1	4.00	1362.7	239.0	4.67	48.11
W 18" X 35	52.0	66.6	450	7.6	152	10.8	21370	949.8	17.91	634	83.5	3.09	1095.9	131.7	3.79	21.79
W 18" X 50	74.0	94.9	457	9.0	190	14.5	33415	1462.4	18.77	1661	174.8	4.18	1657.4	271.3	4.93	52.97
W 18" X 60	89.0	114.1	463	10.5	192	17.7	41105	1775.6	18.98	2093	218.0	4.28	2019.4	339.0	5.01	92.49
W 21" X 44	66.0	83.6	525	8.9	165	11.4	34971	1332.2	20.46	857	103.9	3.20	1558.0	166.0	4.02	31.52
W 21" X 57	85.0	107.7	535	10.3	166	16.5	48453	1811.3	21.21	1263	152.2	3.42	2099.8	241.6	4.17	72.93
W 21" X 62	92.0	117.6	533	10.2	209	15.6	55157	2069.7	21.65	2379	227.6	4.50	2359.8	354.7	5.36	75.50
W 24" X 68	101.0	130.3	603	10.5	228	14.9	77003	2554.0	24.31	2951	258.8	4.76	2922.7	405.0	5.76	81.68
W 24" X 76	113.0	145.3	608	11.2	228	17.3	88196	2901.2	24.64	3426	300.5	4.86	3312.9	469.7	5.82	116.50
W 24" X 84	125.0	160.1	612	11.9	229	19.6	99196	3241.3	24.89	3933	343.5	4.96	3697.3	536.7	5.89	159.50
W 24" X 104	155.0	198.1	611	12.7	324	19.0	129583	4241.7	25.58	10783	665.6	7.38	4749.1	1022.6	8.53	200.77
W 24" X 117	174.0	222.8	616	14.0	325	21.6	147754	4797.2	25.75	12374	761.5	7.45	5383.3	1171.1	8.58	286.88

Fuente FERRASA S.A.

A.2 Resistencia probable de la viga a flexión

Para el cálculo de los momentos en la viga (momento probable) se debe tener en cuenta que se hace ubicado en el numeral F.3.5.3 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD DE ENERGÍA ESPECIAL (PRM-DES) de las NSR-10. [8]. Numeral F.3.5.3.4.1 El momento probable para la viga está dado por la ecuación:

$$M_{p\ esp} = 1,1R_y F_y b Z_b$$

Donde:

M_p = Momento plástico a flexión (Momento probable)

R_y = Relación entre la resistencia a la fluencia esperada F_{ye} y la resistencia mínima especificada a la fluencia del tipo de acero que se va a utilizar F_y .

$F_y b$ = F_y de una viga, MPa

Z_b = Módulo de sección plástico mínimo en la sección reducida de la viga mm³

De acuerdo a las propiedades de los perfiles, se prueba uno que no supere el momento máximo generado por la carga del actuador, pero que tampoco este muy por debajo pues se debe buscar que esta rótula plástica sea desarrollada con el recorrido y carga del actuador.

Después de probar varios perfiles tomados de la tabla de perfiles de Ferrasa, se escoge un perfil W16 X 31, el cual está por debajo del momento máximo producido por el actuador y que permite no llevar este al límite de carga, a continuación se presentan los cálculos de lo expuesto anteriormente.

A.2.1 Revisión del perfil W16X31

F_y 345 MPa $E=204000$ MPa

d_c = altura del perfil Columna (W 8 X31) 203 mm

$t_{pl} = 32 \text{ mm}$ $db = 403 \text{ mm}$

Remplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$\frac{db}{2} = \frac{403}{2} = 201,5mm$$

$$3bbf = 3 * 140 = 420mm$$

$$db/2 = 403/2 = 201.5 \text{ mm}$$

$$3bbf = 3 \times 140 = 420 \text{ mm}$$

Ahora se calcula según

$$S_h = \frac{d_c}{2} = t_{pl} + 3bbf \qquad S_h = \frac{203}{2} + 25 + 201,5 = 328,4mm$$

Longitud desde el sitio de aplicación de la carga hasta la rótula plástica

$$L_p = 3000mm - 328,4mm = 2671,6mm = 2,6716 \text{ m}$$

El máximo momento que produce el actuador con el brazo calculado 2.6716 m y una carga de 240 KN (Máxima carga del actuador)

$$M_{max} = 240KN * 2,6716m = 641,19KN * m$$

La resistencia probable de la viga del espécimen, debe ser un valor menor o igual al anterior, pero no es apropiado trabajar con un valor límite, por lo cual se trabaja con un 90% del valor de la capacidad máxima de la carga del actuador

$$P_{trabajo\ actuador} = 0,90 * 240KN = 216 KN$$

$$M_{max} = 216KN * 2,6716m = 577,1 KN * m$$

Se debe verificar si el perfil es compacto y cumple las relaciones ancho- espesor límite establecida en la tabla F.3.4-1 (Valores límite de la relación Ancho-Espesor para elementos a compresión) de las NSR-10 [8], cabe notar que esta evaluación se le hace a la aleta y al alama de la viga.

Tabla A-2 Propiedades del perfil viga W 16X31

Perfil tipo	Propiedades		Requerimientos de Tabla 6.1 Parámetros límites en precalificaciones AISC 2010 (Ref. 8)			
			Máximo		Mínimo	
W 16" X 31 	Peso (kg/ml)	W 16" X 31				
	d (mm)	403	610	OK	349	OK
	bf (mm)	140	229	OK	152	NO
	tw (mm)	7				
	tf (mm)	11.2	19	OK	10	OK
	A (cm ²)	59.2				
	Iy (cm ⁴)	514				
	Iz (mm ⁴)					
	ry (cm)	2.95				
	rz (mm)					
Zx (Módulo plástico)(mm ³)	11	891100				

En los requerimientos de la Tabla 6.1 parámetros límites en precalificaciones AISC 2010 [2], el ancho mínimo (bf) del ala de la viga debe ser de 152 mm, para el perfil tomado W 16X31 el ancho bf es de 140 siendo menor que el requerido por la tabla, sin embargo el perfil superior a este no cumple parámetros relación ancho espesor, y no podemos aumentar este ancho escogiendo un perfil mayor pues

estaríamos pasando el momento que puede resistir la viga producido por el actuador. Por tal razón tomamos este perfil considerando que el confinamiento dado por el concreto reforzado permite contrarresta este requerimiento. Los parámetros revisados en esta tabla se presentan con sus respectivos valores:

h : altura recta del alma (358.2 mm)

t_w : espesor del alma (7 mm)

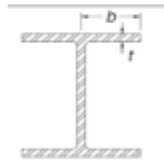
$\frac{b}{2}$: Mitad de la dimensión de la aleta del perfil (70mm)

t : Espesor de la aleta, que es igual a t_f , (11.2 mm)

E : Módulo de elasticidad del acero del perfil. (200000 Mpa)

F : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil.(345 Mpa)

Tabla A-3. Evaluación sección compacta (Ala) Tabla F.3.4-1-NSR-10 [8]

Valores límite para la Relación ancho-espesor de elementos solicitados a compresión (Resumen Tabla F.3.4-1)						
Elementos No Atiesados o No Rigidizados	Caso	Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Valores límites de las relaciones ancho- espesor		Ejemplo
				λ_{da} Miembros Duct Alta	λ_{dm} Miembros Duct Moderada	
	1	2	3	4	5	6
		Aletas de perfil laminados en sección I y Secciones T	(b/t)	$0.30 \sqrt{E/F_y}$ (A.1)	$0.38 \sqrt{E/F_y}$ (A.2)	
			6.25	7.22	9.15	SI SE CUMPLE EL CRITERIO ES COMPACTO

Para determinar si el alma de la viga es compacta se calcula el término C_a (Relación entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño), de la tabla F.3.4-1NSR-10 [8].

$$C_a = \frac{P_u}{\phi b P_y}$$

P_u = Resistencia axial requerida de una columna (N) (216.000 N)

ϕb = Factor de resistencia para flexión (0.9)

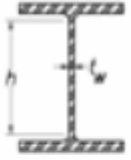
P_y = Resistencia axial nominal a la fluencia de un miembro

$$P_y = F_y A_g \text{ N} = 345 \text{ MPa} * (A_{ref \text{ Long}})$$

$$C_a = \frac{216000 \text{ N}}{0,9 * 345 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 7886,82 \text{ mm}^2}$$

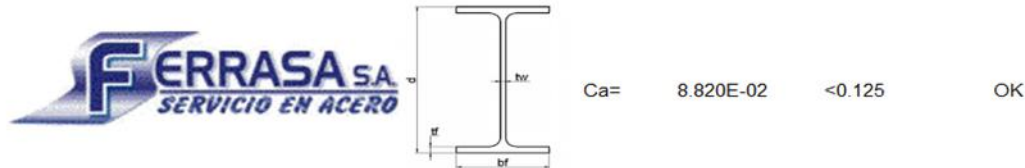
$$C_a = 0,0000882 \leq 0,125 \text{ OK}$$

Tabla A-4. Evaluación sección compacta (Alma) Tabla F.3.4-1-NSR-10 [8]

Elementos atiesados	Aletas de perfil laminados en sección I y Secciones T	(h/tw)	$2.25 \sqrt{(E/F_y)(1-0.93*0.125)}$ (A.2)	$2.25 \sqrt{(E/F_y)(1-0.93*0.125)}$ (A.2)	
		51.17	52.48	59.41	SI SE CUMPLE EL CRITERIO ES COMPACTO

Presentación del criterio de límite de la relación ancho espesor para elementos a compresión de los perfiles adyacentes al perfil W 16 X 31 en la tabla de Ferrasa

Tabla A-5 Evaluación de secciones compactas Perfiles Ferrasa



Vigas W Tipo I					Valores límite de la relación Ancho Espesor para elementos a compresión Elementos NO atiesados			Valores límite de la relación Ancho Espesor para elementos a compresión Elementos atiesados		
Dimensiones y propiedades para el diseño										
Designación	Dimensiones				(b/t) 0.3v(E/Fy) CUMPLE			(h/tw) 2.45 √ (E/Fy)(1-0.93*0.125) CUMPLE		
	Altura		Ala							
	d	tw	bf	tf						
	mm	mm	mm	mm						
W 14" X 26	353	6.5	128	10.7	5.98	7.22	OK	47.72	54.15	OK
W 14" X 30	352	6.9	171	9.8	8.72	7.22	NO	45.33	54.15	OK
W 14" X 38	358	7.9	172	13.1	6.56	7.22	OK	38.68	54.15	OK
W 16" X 26	399	6.4	140	8.8	7.95	7.22	NO	56.84	54.15	NO
W 16" X 31	403	7.0	140	11.2	6.25	7.22	OK	51.17	54.15	OK
W 16" X 36	403	7.5	177	10.9	8.12	7.22	NO	47.92	54.15	OK
W 16" X 45	410	8.8	179	14.4	6.22	7.22	OK	40.05	54.15	OK
W 18" X 35	450	7.6	152	10.8	7.04	7.22	OK	53.53	54.15	OK
W 18" X 50	457	9.0	190	14.5	6.55	7.22	OK	44.33	54.15	OK

A.2.2 Cálculo del momento probable

$$M_{pro} = 1,1 R_y F_y b Zb$$

$$\text{Endurecimiento} = 1.1$$

$$R_y \text{ (Para aceros ASTM A 572/572 M Gr 50 (345) o 55 (380) tabla 2) } = 1.1$$

$$Z_x \text{ (Módulo plástico tomado Ferrasa) } = 891100 \text{ mm}^3 = 0.000891100 \text{ m}^3$$

$$F_y \text{ (esfuerzo de fluencia tomado Ferrasa) } = 345 \text{ MPa} = 345000 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{pro} = 1,1 * 1,1 * 0,000891100 * 345000 = 317,99 \text{ KN} * m$$

$$M_{pro}(\sin 1,1 \text{ y } R_y) = 0,000891100 * 345000 = 307,42 \text{KN} * m$$

$$M_{pro} = 1.1 * 1.1 * 0.000891100 * 345000 = 371.99 \text{ KN-m}$$

$$M_{pro}(\sin 1.1 \text{ y } R_y) = 0.000891100 * 345000 = 307.42 \text{ KN-m}$$

A.2.3 Lp Longitud de plastificación la longitud mínima entre arriostramientos (brazo viga) para generar Momento plástico Mp se determina según 3.6

$$L_P = 1,76 \text{ ry } \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_P = 1,76 * 29,5 \text{mm} \sqrt{\frac{200000 \text{Mpa}}{345 \text{Mpa}}} = 1250 \text{mm} = 1,25 \text{m}$$

Tabla A-6 Parámetros del actuador dinámico y relaciones con los especímenes

Parámetros del actuador dinámico	Valores	Unidades
Carga máxima generada por el actuador dinámico	240	KN
Carga útil real a aplicar sobre el espécimen (90% de la carga máxima)	216	KN
Longitud mínima del brazo (viga) para generar Mpr con la carga útil del actuador	1722.17	mm
Longitud definitiva del brazo para generar el momento máximo	2671.61	mm
Longitud plastificación viga W 16" X 31 (Separación arriostramientos laterales)	1250.09	mm
Carga máxima (teórica) a utilizar el actuador con el brazo real para generar plastificación	110.79	KN
Momento Mpr (Resistencia probable de la viga) W 16" X 36	371.99	KN.m
Momento máximo desarrollado en la viga = Carga útil actuador * Brazo	577.07	KN. M

ANEXO B. Diseño de la Columna (Columna Compuesta)

B.1 Dimensionamiento de la columna compuesta Acorde a lo indicado anteriormente, las dimensiones de la sección bruta de la columna es de 45 cm x 45 cm, y para el desarrollo del dimensionamiento se definen algunas propiedades de los materiales.

Por tratarse de estructuras metálicas las unidades serán (mm) y (MPa)

Dimensiones de la columna

$$L_1 = 45 \text{ cm} = 4500 \text{ mm}$$

Resistencia de los materiales

$$f'_c = 21 \text{ MPa (Resistencia del concreto a la compresión)}$$

$$f_{yt} = 420 \text{ MPa (Resistencia de las barras de refuerzo a la tensión)}$$

$$f_y \text{ perfil} = 345 \text{ MPa (Resistencia del perfil a la tensión)}$$

$$E \text{ barras} = 200000 \text{ MPa (Módulo de elasticidad página F-16 NSR-10)}$$

B.1.1 Selección del refuerzo longitudinal, transversal y perfil

Para determinar las dimensiones de los componentes de la columna, se toman y se citan las indicaciones dadas por el título F de las NSR 10 [8], este reglamento da los parámetros mínimo a tener en cuenta en los elementos que la componen, esto es, si de acuerdo a los cálculos, se demanda dimensiones menores a las dadas por el reglamento se adoptan las propuestas por este.

B.1.1.1 Refuerzo longitudinal

F.3.4.1.4.2 Columnas compuestas embebidas

(2) Miembros con ductilidad alta

C.21.6.3 — Refuerzo longitudinal

C.21.6.3.1 — El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$.

$$A_{stmin} = 0.01 * 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmax} = 0.04 * 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 81.00 \text{ cm}^2$$

C.10.13 — Elementos compuestos sometidos a compresión

C.10.13.8 — Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural

C.10.13.8.5 — Las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos no deben ser menores de 0.01 ni mayores de 0.08 veces al área neta del concreto.

$$A_{stmin} = 0.01 * 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmax} = 0.08 * 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 162.00 \text{ cm}^2$$

$$20.25 \text{ cm}^2 < 4 \phi \frac{8}{8} 4 \text{ N } 8 = 2.54 \text{ cm}^2 < 81 \text{ cm}^2 \text{ y } 162 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.01 * 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ max}} = 0.08 * 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 162.00 \text{ cm}^2$$

$$20.25 \text{ cm}^2 < 4 \phi 8/8 \text{ (4 No 8)} = 2.54 \text{ cm}^2 < 81 \text{ cm}^2 \text{ y } 162 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

F. 2.9.2 Fuerza axial

F.2.9.2.1 — Columnas compuestas tipo perfil revestido

F.2.9.2.1.1 — Limitaciones — Para que un miembro califique como columna compuesta tipo perfil revestido, se deben cumplir las siguientes limitaciones:

- (a) El área de la sección transversal del núcleo del acero debe comprender al menos el 1% de la sección transversal compuesta total.*
- (b) El revestimiento de concreto del núcleo del acero debe reforzarse con barras longitudinales continuas y estribos o espirales.*

Cuando se usen estribos, se suministrarán como mínimo varillas de 9.5 mm de diámetro espaciadas 305 mm a centros, o varillas de 12.7 mm de diámetro o mayores espaciadas a 406 mm a centros. Se permite el uso de alambre corrugado o malla electro soldada con un área equivalente.

En ningún caso el espaciamiento de los estribos debe ser superior a 0.5 veces la menor dimensión de la columna. $4500 \times 0.5 = 2250 \text{ mm}$

- (c) La mínima relación de áreas para el refuerzo longitudinal continuo, ρ_{sr} , será de 0.004, donde ρ_{sr} está dado por:*

$$\rho = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

Dónde:

A_{sr} = área de las barras de refuerzo continuo, mm^2

A_g = área bruta de la sección compuesta mm^2

$$A_{sr} = \rho * A_g = 0,004 * 45 * 45 = 81 \text{ cm}^2$$

Colocar 4 barras No 8, una en cada esquina

B.1.1.2 Refuerzo Transversal

Separación de estribos en zona confinada *F.3.4.1.4.2 Columnas compuestas embebidas*

Las columnas de sistemas sísmicos compuestos de las secciones F.3.7 (Pórticos resistentes a momentos compuestos PRMC) y F.3.8 (Sistemas arriostrados y muros de cortante compuestos), deben cumplir los requisitos de F.2.9 (Diseño de miembros de sección compuesta), además de los requisitos de esta sección, para miembros con ductilidad moderada y alta.

(1) Miembros con ductilidad moderada

Las columnas compuestas embebidas con ductilidad moderada deben satisfacer los siguientes requisitos:

(i) El máximo espaciamiento del refuerzo transversal en la parte superior e inferior debe tomarse como el menor de los siguientes:

(a) *La mitad de la dimensión menor de la sección.*

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm}$$

$$s = (b \text{ o } h) / 8 = 450 / 8 = 56.25 \text{ mm}$$

(b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal.

$$\phi b_{\text{longitudinal}} = 8'' / 8 = 25.40 \text{ mm}$$

$$s = 8 * \phi b_l = 8 * 25.40 \text{ mm} = 203.2 \text{ mm}$$

(c) 24 veces el diámetro del refuerzo transversal.

$$\phi b_{\text{Transversal}} = 3'' / 8 = 9.53 \text{ mm}$$

$$s = 24 * \phi b_t = 24 * 9.53 \text{ mm} = 228.6 \text{ mm}$$

(d) 300 mm.

Tomamos como separación para este ítem $s = 203.2 \text{ mm}$

(2) Miembros con ductilidad alta

Las columnas compuestas embebidas con ductilidad alta deben satisfacer los siguientes requisitos, además de los del numeral (1) anterior:

- (i) *El refuerzo transversal estará compuesto por estribos de confinamiento como lo define C.21 y debe cumplir con los siguientes requisitos:*

C.21.6.4 — Refuerzo transversal

C.21.6.4.3 — *La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):*

(a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

$$b = 4500 \text{ mm} \quad h = 4500 \text{ mm}$$

$$s = 4500 \text{ mm} / 4 = 112.5 \text{ mm}$$

(b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor,

$$\phi b \text{ longitudinal} = 8'' / 8 = 25.40 \text{ mm}$$

$$s = 6 * \phi bl = 6 * 25.40 \text{ mm} = 152.4 \text{ mm}$$

(c) So, según lo definido en la ecuación (4.4).

$$S_o = 100 + \frac{(350 - h_x)}{3}$$

H_x = Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento de todas las caras de la columna; mm

$$H_x = 360.48 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \frac{(350 - 360.48)}{3} = 96.5 \text{ mm}$$

El valor de S_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Separación máxima de estribos zona confinada = 96.51 mm (9.65 cm)

B.1.1.3 Longitud de la zona confinada y no confinada *F.3.4.1.4.2 Columnas compuestas embebidas*

Las columnas de sistemas sísmicos compuestos de las secciones F.3.7 (Pórticos resistentes a momentos compuestos PRMC) y F.3.8 (Sistemas arriostrados y muros de cortante compuestos), deben cumplir los requisitos de F.2.9 (Diseño de miembros de sección compuesta), además de los requisitos de esta sección, para miembros con ductilidad moderada y alta.

(1) Miembros con ductilidad moderada

Las columnas compuestas embebidas con ductilidad moderada deben satisfacer los siguientes requisitos:

(ii) Estos espaciamientos deben mantenerse en una distancia vertical igual o mayor a las siguientes longitudes, medidas a partir de la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde se espera que se presente una articulación plástica.

(a) 1/6 de la altura libre de la columna.

H (Altura de la columna) = 3000 mm

Zona confinada = 3000 mm / 6 = 500 mm

(b) La máxima dimensión de la sección transversal.

b = 450 mm, h = 450 mm

Zona confinada = 450 mm

(c) 450 mm.

Tomamos como zona de confinamiento para estribos = 500 mm

C.21.6.4 — Refuerzo transversal

C.21.6.4.1 — *El refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en C.21.6.4.2 hasta C.21.6.4.4, debe suministrarse en una longitud (l_0) medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud (l_0) no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c):*

(a) *La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.*

$$l_0 \text{ (d viga)} = 403 \text{ mm}$$

(b) *Un sexto de la luz libre del elemento, y*

$$l_0 = \frac{L}{6} = \frac{3000\text{mm}}{6} = 500\text{mm}$$

(c) *450 mm.*

Tomamos como zona de confinamiento para estribos = 500 mm

Teniendo en cuenta las longitudes de confinamiento calculadas en (ii) y C.21.6.4.1 tomamos como longitud de confinamiento

$L = 500 \text{ mm, (50 cm).}$

B.1.1.4 Separación de estribos en NO zona confinada F.3.4.1.4.2 Columnas compuestas embebidas

(1) Miembros con ductilidad moderada

Las columnas compuestas embebidas con ductilidad moderada deben satisfacer los siguientes requisitos:

- (ii) El espaciamiento en la longitud restante de la columna no debe exceder el doble de los espaciamientos mencionados en (i).*

$$s \leq 2 * 203.2 \text{ mm} = 406.4 \text{ mm}$$

C.21.6.4 — Refuerzo transversal

C.21.6.4.5 — *Más allá de la longitud l_o , especificada en C.21.6.4.1, el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento, que cumpla con C.7.10, con un espaciamiento s , medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm., a menos que C.21.6.3.2 ó C.21.6.5 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.*

C.7.10 — *Refuerzo transversal para elementos a compresión*

C.7.10.2 — *Los requisitos para el refuerzo transversal de elementos compuestos sometidos a compresión deben cumplir con lo especificado en C.10.13.*

C.10.13 — *Elementos compuestos sometidos a compresión*

C.10.13.8 — *Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural*

Un elemento compuesto, hecho de concreto confinado lateralmente con estribos alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con C.10.13.8.1. a C.10.13.8.7.

C.10.13.8.1 — La resistencia a la fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia a la fluencia especificada mínima para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.

C.10.13.8.2 — Los estribos transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

C.10.13.8.3 — Los estribos transversales deben tener un diámetro no menor que 0.02 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores a No. 10 y no necesitan ser mayores de No. 16. Puede emplearse refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente.

$$\phi > 0.02 \text{ mayor dimensión columna (} b = 45 \text{ cm o } h = 45 \text{ cm)}$$

$$\phi > 0.02 * 45 \text{ cm} = 0.9 \text{ cm} < (E3/8", d = 0.95 \text{ cm}) \text{ OK}$$

C.10.13.8.4 — El espaciamiento vertical entre los estribos transversales no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, ni de 48 veces el diámetro de los estribos, ni 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.

$$s \leq \frac{45 \text{ cm}}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

$$s \leq 48 \phi \text{ estribos} = 48 * 0,95 \text{ cm} = 45,72 \text{ cm}$$

$$s \leq 16 \phi \text{ longitudinal} = 16 * 2,54 \text{ cm} = 40,64 \text{ cm}$$

Separación en zona no confinada 22.5 cm

B.1.1.5 Área de estribos A_{sh} (cm²) C.21.6.4 — Refuerzo transversal

C.21.6.4.4 — Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican de (a) o (b), a menos que en 21.6.5 se exija mayor cantidad.

(a) La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s , no debe ser menor que la requerida por la ecuación (4.3):

$$f'_c (\text{Resistencia del concreto}) = 21 \text{ MPa}$$

$$f_y (\text{Resistencia del acero}) = 420 \text{ MPa}$$

$$\rho_s \geq 0,12 \frac{f'_c}{f_y} = 0,12 * \frac{21}{420} = 0,006$$

y no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.10-5).

(b) El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (4.3) y (4.4).

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

Donde

S = separación de los estribos

b_c = dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área A_{sh} , mm

A_g = Área bruta de la sección de concreto

A_{ch} = Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm^2

$$S = 9.65 \text{ cm} = 96.5 \text{ mm}$$

$$b_c = 37 \text{ cm} = 370 \text{ mm}$$

$$A_g = 2025 \text{ cm}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = 1681 \text{ cm}^2 = 168100 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{9,65 * 37 * 210}{4200} \frac{2025}{1681} - 1 = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{9,65 * 37 * 210}{4200} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi \frac{3}{8} = 2 * 0,7 \text{ cm}^2 = 1,43 \text{ cm}^2 > 1,61 \text{ cm}^2 \text{ NO}$$

F.3.4.1.4.2 Columnas compuestas embebidas

(2) Miembros con ductilidad alta

Las columnas compuestas embebidas con ductilidad alta deben satisfacer los siguientes requisitos, además de los del numeral (1) anterior:

- (ii) El refuerzo transversal estará compuesto por estribos de confinamiento como lo define C.21 y deben cumplir con los siguientes requisitos:

$$A_{sh} = 0.09h_{cc}s \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right) \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right)$$

dónde:

h_{cc} = dimensión de la sección transversal confinada del núcleo, medida centro a centro del refuerzo transversal, mm

s = espaciamiento del refuerzo transversal medido a lo largo del eje longitudinal del miembro, mm

F_y = esfuerzo límite de fluencia mínimo del núcleo de acero estructural, MPa

A_s = área de la sección transversal del núcleo de acero estructural, mm²

P_n = resistencia nominal a compresión axial de la columna compuesta, N

f'_c = resistencia a compresión del concreto, MPa

F_{yh} = esfuerzo límite de fluencia mínimo del refuerzo transversal, MPa

$h_{cc} = 37 \text{ CM} = 370 \text{ mm}$

$s = 9.65 \text{ CM} = 96.5 \text{ mm}$

$F_y = 3450 \text{ kg/cm}^2 = 345 \text{ MPa}$

$$A_s = 58.6 \text{ cm}^2 = 5860 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 15.038.703,88 \text{ N}$$

$$f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$$

$$F_{yh} = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{370 * 96,5}{420} * \left(1 - \frac{345 * 5860}{15038703} \right) * \frac{21}{420} = 139 \text{ mm}^2 = 1,39 \text{ cm}^2$$

F.2.9.2 — FUERZA AXIAL — Este numeral se aplica a dos tipos de miembros compuestos solicitados por fuerza axial: perfiles revestidos de concreto y perfiles rellenos de concreto.

F.2.9.2.1 — Columnas compuestas tipo perfil revestido

F.2.9.2.1.1 — Limitaciones — Para que un miembro califique como columna compuesta tipo perfil revestido, se deben cumplir las siguientes limitaciones:

(b) El revestimiento de concreto del núcleo del acero debe reforzarse con barras longitudinales continuas y estribos o espirales.

Cuando se usen estribos, se suministrarán como mínimo varillas de 9.5 mm de diámetro espaciadas 305 mm a centros, o varillas de 12.7 mm de diámetro o mayores espaciadas a 406 mm a centros. Se permite el uso de alambre corrugado o malla electrosoldada con un área equivalente.

$$\Phi b = 9 \text{ mm} \quad A_s = 0.099 \text{ cm}^2$$

$$2 \Phi 3/8'' = 1.43 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

$$S = 305 \text{ mm} > 96.5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$\Phi b = 12.7 \text{ mm} \quad A_s = 0.196 \text{ cm}^2$$

$$2 \Phi 3/8'' = 1.43 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

$$S = 406 \text{ mm} > 96.5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Colocar estribos cerrados de dos ramas de 3/8" en zona confinada cada 9.65 cm y estribos cerrados de dos ramas de 3/8" en zona no confinada cada 22.5 cm.

B.1.1.6 Diseño de miembros de sección compuesta *F.2.9 — DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCION COMPUESTA*

Este numeral se aplica a miembros compuestos, conformadas por perfiles laminados, perfiles armados o perfiles tubulares estructurales (PTE) que actúan conjuntamente con una sección de concreto estructural, y a vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado estando las vigas y la losa interconectadas de tal forma que actúan en conjunto para resistir la flexión. Se incluyen vigas compuestas simplemente apoyadas o continuas con conectores y vigas tipo perfil relleno o revestido de concreto, construidas con o sin apuntalamiento temporal.

F.2.9.1 — PROVISIONES GENERALES — Para determinar los efectos de las cargas en los miembros y conexiones de una estructura que incluya miembros compuestos, se deben considerar las secciones efectivas al momento de aplicación de cada incremento de carga.

F.2.9.1.1 — Concreto y Acero de Refuerzo — Las propiedades de los materiales, el diseño y el detallado relativos al concreto y al acero de refuerzo que forman parte de la construcción compuesta deberán cumplir NSR-10 – Capítulo F.2 – Estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubulares estructurales F-88 con las especificaciones de diseño correspondientes del Título C del presente Reglamento, con las siguientes excepciones y limitaciones:

(c) La cuantía mínima de refuerzo longitudinal para miembros compuestos tipo perfil revestido será la especificada en la sección F.2.9.2.1.1(3).

F.2.9.2 — FUERZA AXIAL — Este numeral se aplica a dos tipos de miembros compuestos solicitados por fuerza axial: perfiles revestidos de concreto y perfiles rellenos de concreto.

F.2.9.2.1 — Columnas compuestas tipo perfil revestido

F.2.9.2.1.1 — Limitaciones — Para que un miembro califique como columna compuesta tipo perfil revestido, se deben cumplir las siguientes limitaciones:

(a) El área de la sección transversal del núcleo del acero debe comprender al menos el 1% de la sección transversal compuesta total.

A perfil $\geq 1\%$ de la sección transversal

$$A_{\text{perfil}} = 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} * 0.01 = 20.25 \text{ cm}^2$$

(b) El revestimiento de concreto del núcleo del acero debe reforzarse con barras longitudinales continuas y estribos o espirales.

El perfil que compone el núcleo de la sección compuesta, debe cumplir con parámetros que satisfagan un buen comportamiento ante las solicitaciones

impuestas tales como; área mínima calculada en el numeral (a) tal como lo indicada F.2.9.2.1.1 del reglamento NSR 10 (Ref. 5), capacidad de soporte de cargas a compresión y flexión en comportamiento de sección compuesta, esbeltez de los componentes tanto en el ala como en el alma cumpliendo criterios de sección compacta.

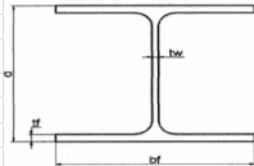
Las propiedades tenidas en cuenta para la selección del perfil de la columna, son tomadas de las tablas de FERRASA, empresa fabricante y distribuidora de estos perfiles.

Tabla B-1 Perfiles Ferrasa para columna



FERRASA SA
SERVICIO EN ACERO

Perfiles



ACERO ASTM A 572 Gr-50

fy= 345 Mpa

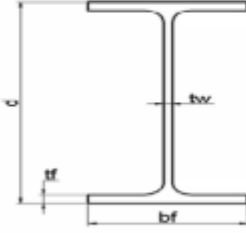
Dimensiones y propiedades para el diseño

Designación	Peso	Area	Dimensiones				Propiedades						Modulo Plastico		Constantes	
			Altura		Ala		Eje X-X			Eje Y-Y					Torsión	
			d	tw	bf	tf	k	Sx	rx	Iy	Sy	ry	Zx	Zy	rt	J
	kg/m	cm2	mm	mm	mm	mm	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm	cm4
W 6" X 15	22,5	29,0	152	5,8	152	6,6	1229	161,7	6,51	387	50,9	3,66	179,6	77,9	4,10	4,75
W 6" X 20	29,8	38,5	157	6,6	153	9,3	1739	221,5	6,72	566	72,6	3,80	247,5	110,8	4,18	10,95
W 6" X 25	37,1	47,8	162	8,1	154	11,6	2244	277,0	6,85	707	91,8	3,84	313,5	140,4	4,22	20,58
W 8" X 24	35,9	46,7	201	6,2	166	10,2	3437	342,0	8,67	764	92,6	4,09	379,2	141,0	4,50	14,51
W 8" X 31	46,1	58,6	203	7,2	203	11,0	4543	447,6	8,81	1535	151,2	5,12	495,3	229,5	5,58	22,01
W 8" X 40	58,0	76,0	210	9,1	205	14,2	6111	582,0	8,97	2040	199,0	5,19	655,0	308,0	5,66	47,50
W 8" X 48	71,0	91,0	216	10,2	206	17,4	7660	709,2	9,17	2537	246,3	5,28	803,2	374,5	5,70	81,66
W 10" X 49	73,0	92,7	253	8,6	254	14,2	11257	889,9	11,02	3880	306,5	6,47	983,3	463,1	7,01	56,94
HP 12" X 63	93,0	119,2	303	13,1	308	13,1	19682	1299,1	12,85	6387	414,7	7,32	1450,3	635,5	8,26	77,53
W 12" X 65	97,0	123,6	308	9,9	305	15,4	22284	1447,0	13,43	7286	477,8	7,68	1594,2	725,0	8,38	92,12
W 14" X 82	122,0	155,3	363	13,0	257	21,7	36599	2016,5	15,35	6147	478,4	6,29	2269,8	732,4	6,98	212,7

Después de haber realizado el análisis a varios perfiles, teniendo en cuenta que cumpliera el primer requisito relacionado con el área mínima $A_{sp} \geq 20.25 \text{ cm}^2$,

resistencia a la compresión y flexión en sección compuesta, esto para determinar que se cumpliera el mecanismo de plastificación CF/VD dado por la relación de momentos mayor a uno (1) en el nudo, se presentan los cálculos del perfil seleccionado W 8 X 31.

Tabla B-2 propiedades del perfil seleccionado

Perfil tipo	Peso	37.1	(kg/ml)	
W 8" X 31				
	d (mm)	203	mm	20.3 cm
	b _f (mm)	203	mm	20.3 cm
	t _w (mm)	7.2	mm	0.72 cm
	t _f (mm)	11	mm	1.1 cm
	A (mm ²)	5860		58.6 cm ²
	I _x (mm ⁴)			4543 cm ⁴
	I _z (mm ⁴)			
	r _y (mm)			
	r _x (mm)			
F _y = 345 Mpa	E= 200000 Mpa	Z _x =	495300	mm ³

B.1.1.7 Cálculo de la resistencia a la compresión F.2.9.2.1.2 — *Resistencia de diseño a compresión* — La resistencia de diseño a compresión, $\phi_c P_n$, para miembros compuestos tipo perfil revestido de simetría doble cargados axialmente, se determinará para el estado límite de pandeo por flexión con base en la esbeltez de la columna, tomando:

$$\phi_c = 0.75$$

donde

$$A_c \text{ (área del concreto)} = 194613.17 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ (área de la sección de acero)} = 5860 \text{ mm}^2$$

$$A_{sr} \text{ (área de las barras del refuerzo longitudinal continuo)} = 2026.829 \text{ mm}^2$$

$$E_c \text{ (módulo elasticidad. concreto)} = 4700 \sqrt{f'_c} = 21538.11 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)} \\ = 21.54 \text{ KN /mm}^2$$

$$E_s = \text{módulo de elasticidad del acero} = 200.000 \text{ MPa} = 200 \text{ KN / mm}^2$$

$$f'_c \text{ (resistencia especificada a compresión del concreto)} = 21 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ (esfuerzo de fluencia mínimo especificado para acero)} = 345 \text{ MPa}$$

$$F_{ysr} \text{ (esfuerzo de fluencia mínimo especificado barras refuerzo)} = 420 \text{ MPa}$$

$$I_c \text{ (momento de inercia de la sección de concreto con respecto al eje neutro} \\ \text{elástico de la sección compuesta)} = 3417187500 \text{ mm}^4$$

$$I_s \text{ (momento de inercia del perfil de acero con respecto al eje neutro elástico de la} \\ \text{sección compuesta)} = 45430000 \text{ mm}^4$$

$$I_{sr} \text{ (momento de inercia de las barras de refuerzo con respecto al eje neutro} \\ \text{elástico de la sección compuesta)} = 1006001.83 \text{ mm}^4$$

$$K \text{ (factor de longitud efectiva, Según capítulo C AISC 2010)} = 1$$

$$L \text{ (longitud del miembro sin soporte lateral)} = 3000 \text{ mm}$$

E_{eff} = rigidez efectiva de la sección compuesta, $N \cdot mm^2$

C_1 = coeficiente para calcular la rigidez efectiva de un miembro compuesto tipo perfil revestido a compresión, calculado según la ecuación 3.12

$$C_1 = 0,1 + 2 * \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,30$$

$$C_1 = 0,1 + 2 * \frac{5860}{194613,17 + 5860} = 0,1585 \leq 0,30 \text{ OK}$$

$$E_{eff} = E_{sls} + 0,5E_{slsr} + C_1E_{clc}$$

$$E_{eff} = 200 * 45430000 + 0,5 * 200 * 1006001,83 + 1585 * 21,54 * 3417187500$$

$$E_{eff} = 20849340167.04950 \text{ KN} - \text{mm}^2 \text{ y } P_n \text{ calculado como sigue:}$$

$\phi_c = 0.75$ y con P_n calculado como sigue:

(a) Cuando $P_e \geq 0.44 P_{no}$

$$P_n = P_{no} \cdot 0.60.658 \cdot \frac{P_{no}}{P_e}$$

(b) Cuando $P_e < 0.44 P_{no}$

$$P_n = 0.877 P_e$$

Donde:

$$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{KL^2}$$

$$E I_{eff} = E_{sls} + 0,5 E_{slsr} + C1 E_{clc}$$

$$C1 = 0.1 + \frac{2 A_s}{A_c + A_s} \leq 0.3$$

(Coeficiente para calcular la rigidez efectiva de un miembro compuesto tipo perfil revestido a compresión)

$$P_{no} = 5860 \cdot 345 + 2026.829 \cdot 420 + 0.85 \cdot 194613.17 \cdot 21$$

$$P_{no} = 6.346.813,65 \text{ N}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (E I_{eff})}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 (20849340167.04950)}{(1 \cdot 3000)^2} = 22863859 \text{ N}$$

$$0.44 \text{ } P_{no} = 0.44 \cdot 6.346.813,65 \text{ N} = 2792598.006 \text{ N}$$

$$P_e = 22.863.859 \text{ N} \geq 0.44 \text{ } P_{no} = 2.792.598.00 \text{ N}$$

$$P_e = 22.863.859 \text{ N} \Rightarrow 0.44 \text{ } P_{no} = 2.792.598.00 \text{ N}$$

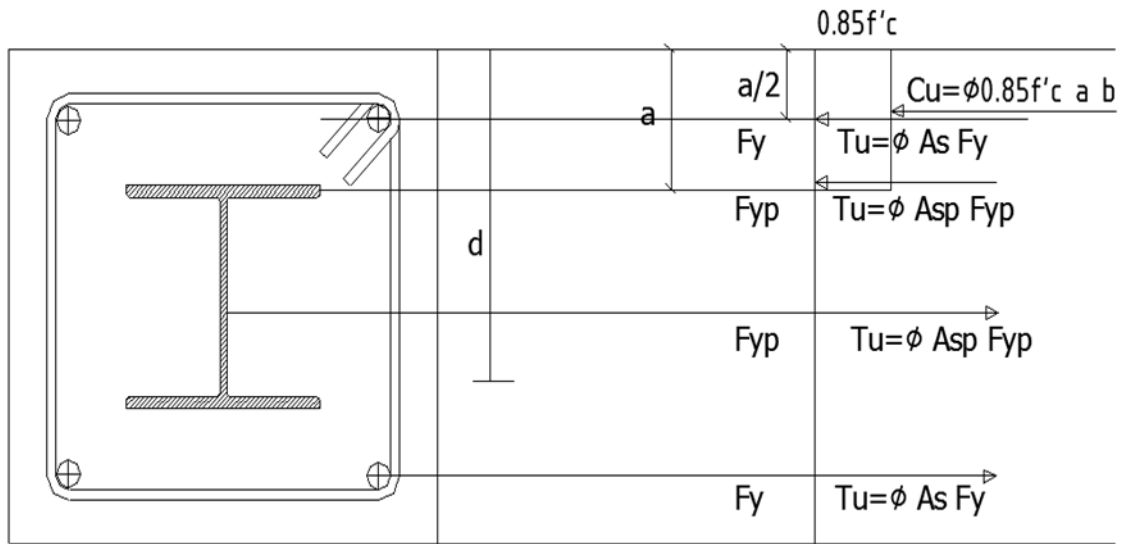
$$P_n = P_{no} (0.658^{(P_{no}/P_e)}) = 6.346.813,65 \cdot (0.658^{(6.346.813,65 / 22.863.859)})$$

$$P_n = 4 \text{ } 237.971,77 \text{ N}$$

ANEXO C. Cálculo del momento nominal (Mn)

C.1 Presentación de la ecuación para determinar el momento nominal. Para determinar el momento nominal se plantea el equilibrio de la sección transversal compuesta (concreto, acero de refuerzo y perfil). Se utiliza la teoría de rotura mediante la aplicación del método de C. S. Whitney, de este obtenemos la expresión de momento tal como se presenta a continuación.

Figura C-1 Sección transversal de la columna compuesta para determinar la expresión del momento nominal



$$C_u = T_u$$

$$\phi 0.85f'_c a b - \phi A'_s f'_c + \phi A'_s f_y b - \phi A_{scp} f'_c + \phi A_{scp} f_{yp} = \phi A_s f_y b + \phi A_{sp} f_{yp}$$

$$a = \frac{\phi A'_s f'_c - \phi A'_s f_y b + \phi A_{scp} f'_c - \phi A_{scp} f_{yp} + \phi A_s f_y b + \phi A_{sp} f_{yp}}{\phi 0.85f'_c b}$$

a = Distancia de la fibra más alejada al eje neutro

Φ (Factor de resistencia) = 0.9

f'_c (Resistencia del concreto) = 21 MPa

b (ancho de la sección) = 4500 mm

h (Altura de la sección) = 4500 mm

d (distancia fibra en tensión a la más alejada en compresión = 4100 mm

d' (recubrimiento) = 40 mm

F_{yb} (Tensión de fluencia de las barras de refuerzo) = 420 MPa

F_{yp} (Tensión de fluencia del perfil) = 345 MPa

A_{sp} (Área perfil) = 5860 mm²

A_{scp} (Área del perfil en compresión) = 1529.29 mm²

A_{sTp} (Área del perfil en tensión) = 4330.71 mm²

A_s (Área de las barras) = 1013.41 mm²

A'_s (Área del refuerzo a compresión) = 1013 mm²

$$a = \frac{1013*21-1013*420+1529.3*21-1529.3*345+1013.4*420+4330.7*345}{0.85*21*4500}$$

$a = 126.97 \text{ mm} = 12.69 \text{ cm}$

C.2 Cálculo de los momentos del concreto y del acero Se debe buscar que la falla sea por tensión en el acero y no por compresión en el concreto por tal razón se toma el menor valor de momento calculado

C.2.1 Momento resistido por el concreto

$$M_u = \phi 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) - \phi A'_s f'_c \left(d - d' \right) + \phi A'_s f_{yb} \left(d - d' \right) - \phi A_{scp} f'_c \left(d - y_{perf} \right) + \phi A_{scp} f_{yp} \left(d - y_{perf} \right)$$

Y_{perf} y barras en tensión= Centroide de medio perfil con respecto a (a)

Tabla C-1 Cálculo del centroide del perfil en compresión a el eje neutro a

Figura	Area	Y	AY
	cm ²	cm	cm ³
Barras	10.13	26.08	264.30
Aleta alejada	22.33	21.60	482.39
Alma	6.516	21.05	137.18
Aleta junto a eje	15.29	0.38	5.75
	54.27		889.63

$$Y = \frac{\sum YA}{\sum A} = \frac{889.63}{54.27} = 16.39 \text{ cm}$$

Distancia del centroide del perfil a la fibra más alejada

$$d \text{ (perfil y barras a tension)} = 16.39 \text{ cm} - 12.70 \text{ cm} = 29.1 \text{ cm} = 290.91$$

Y_{perf} = centroide del perfil en compresión

$d - Y_{perf}$ = distancia desde la tensión al eje del perfil en compresión

$$d-Y_{\text{perf}} = d - a + ((a - (h \text{ columna concreto} - \text{Altura perfil}) / 2) / 2)$$

$$d-Y_{\text{perf}} = 290.91 - 126.97 + ((126.97 - (4500 - 203) / 2) / 2) = 846.82 \text{ mm}$$

$$Y_{\text{perf}} = 1137.735 \text{ mm}$$

$$M_u = 0.9 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 126.97 \cdot 4500 \cdot (290.91 - 126.97 / 2) - 0.9 \cdot 1013 \cdot 21 \cdot (290.91 - 41) + 0.9 \cdot 1013 \cdot 420 \cdot (290.91 - 41) - 0.9 \cdot 1529.29 \cdot 21 \cdot (290.91 - 1137.735) + 0.9 \cdot 1529.29 \cdot 345 \cdot (290.91 - 1137.735)$$

$$M_u \text{ concreto} = 313.151, 24 \text{ Kn-mm} = 313.15 \text{ KN-m}$$

C.2.2 Momento resistido por el acero

$$M_u = \phi A_s f_{yb} \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi A_s T_p f_{yp} \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) - \left(\frac{h_{col}}{2} - d' - Y_{\text{perf}} \right) \right)$$

$$M_u = 0.9 \cdot 1013.41 \cdot 345 \cdot (290.91 - 126.97 / 2) + 0.9 \cdot 4330.71 \cdot 345 \cdot (290.91 - (126.97 / 2) - (4500 / 2 - 41 - 1137.735))$$

$$M_u \text{ Acero} = 392.936 \text{ Kn-mm} = 392.93 \text{ KN-m}$$

Se toma el valor de momento correspondiente al concreto 313.15 KN-m

ANEXO D Momento máximo actuante Mux

Este momento es el que actúa en la columna compuesta, producto de la interacción de la fuerza axial y la flexión, este momento hace parte de la relación viga débil columna fuerte, para su cálculo se toma el procedimiento dado por la NSR 10 [8].

(c) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

(d) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

donde:

P_u (resistencia requerida a compresión)

ϕP_n ($\phi_c P_n$ resistencia de diseño a compresión, determinada de acuerdo con el numeral F.2.9.2.1.2)

El análisis se hace en un solo plano, se toma el plano x, por lo cual la ecuación de interacción se convierte de acuerdo a la condición $P_u / \phi P_n$, en:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{216000N}{4237971,75 N} = 0,05 < 0,2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} < 1,0$$

Mux =resistencia requerida a flexión (N·mm)

$\phi b M_{nx}$ =resistencia de diseño a la flexión determinada de acuerdo con el numeral F.2.9.3.3 (KN-m)

x = subíndice relativo a flexión alrededor del eje mayor

y = subíndice relativo a flexión alrededor del eje menor

ϕc = coeficiente de reducción de resistencia para compresión = 0.90

ϕb = coeficiente de reducción de resistencia para flexión = 0.90

Despejando Mux se tiene:

$$M_{ux} = \phi b M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{2\phi c P_n} \right)$$

$$M_{ux} = 0.9 * 313.15 \text{ KN-m} * \left(1 - \frac{216}{2*0.9*4.237,97} \right) = 273.86 \text{ KN.m}$$

ANEXO E. Jerarquía de plastificación

El planteamiento de la jerarquía de plastificación se hace acorde al numeral F.3.5.3 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD DE ENERGÍA ESPECIAL (PRM-DES) de las NSR 10 [8]. Donde indica que se debe satisfacer la ecuación 3.1 que presenta la relación de la sumatoria de los momentos de la columna y la viga en la unión de estos elementos y que debe ser mayor a 1, tal como se presenta.

$$\frac{\sum M_{pcc}}{\sum M_{p, esp}} > 1$$

Como el momento probable para la viga, fue calculado en el lugar donde se presenta la rótula plástica, este se debe proyectar al nudo donde se cruza el eje de la viga con el de la columna, el cálculo de este momento se presenta en la siguiente tabla.

Tabla E-1. Cálculo del momento probable de la viga en el eje de la columna

Mpr	Peralte Viga	Platina	Ancho col	Sh	Lh=Lpp	Vp	Mv	Mpb
KN-m	mm	mm	mm	mm	mm	$Vp = (2 * Mpr) / Lh$ KN	KN-m	KN-m
371.99	403	25.4	370	344.7	5343.22			
KN-m	m	m	m	m	m	KN	KN-m	KN-m
371.99	0.403	0.0254	0.37	0.34	5.34	139.2	29.24	401.23

De igual manera se proyecta el momento de la columna en el lugar donde se cruzan el eje de esta con el eje de la viga.

$$\Sigma M_{pc} = 2 * M_{pc} = 2 * 273.86 \text{ KN.m} = 547.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pc} \text{ (proyección)} = \frac{M_{pc} \frac{H}{2}}{\frac{L_c}{2}} = \frac{547.7 * \frac{3000}{2} \text{ mm}}{\frac{2597}{2} \text{ mm}} = 632.70 \text{ KN -m}$$

$$\underline{M_{pc} \text{ (proyección)}} = \underline{632.70 \text{ KN -m}} = 1.57 > 1 \text{ OK}$$

$$M_{pb} \text{ (Proyectado)} \quad 401.23 \text{ KN.m}$$

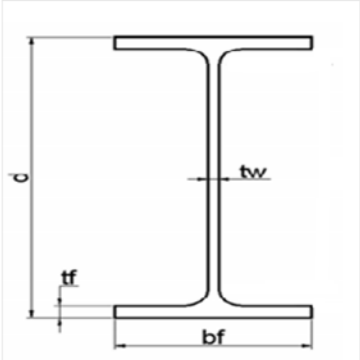
ANEXO F. Diseño de la conexión

E.1 Perfil de Viga seleccionada

Módulo de elasticidad Acero $E = 200000$ NSR-10. F.2.9.2.1.2 Pág. F-91

Esfuerzo de fluencia del perfil $F_y = 345$ MPa Ferrasa

Tabla F-1 Propiedades del perfil de viga seleccionada

				Four-Bolt Unstiffened	
				No rígida de 4 pernos	
VIGA	Perimetro			Máximo	Mínimo
Perfil tipo					
W 16" X 31	Peso (kg/ml)	W 16" X 31			
	d (mm)	403	40.3	1400 OK	349 OK
	b _f (mm)	140	14	235 OK	152 NO
	t _w (mm)	7	0.7		
	t _f (mm)	11.2	1.12	19 OK	10 OK
	A (cm ²)	5920	59.2		
	I _y (cm ⁴)		514		
	I _z (mm ⁴)		0		
	r _y (cm)		0		
	r _z (mm)	29.5	2.95		
	Z _x (mm ³)	891100	891.1		

Se observa que $b_f = 140$ mm correspondiente al ancho del ala del perfil de la viga no es mayor que 152 mm, sin embargo el perfil que sigue en tamaño no cumple las propiedades de sección compacta tanto en el ala como en el alma, y el siguiente perfil proporciona un valor de momento probable que está muy cerca del momento que produce el actuador y que no permitiría realizar la prueba pues ampliaría las dimensiones de la columna compuesta y la prueba no se podría realizar, razón por la cual se toma el perfil W 16X31 como el perfil de viga acorde al ensayo.

E.2 Perfil de Columna seleccionada

Esfuerzo de fluencia de las barras de acero $F_{yb} = 420 \text{ MPa}$

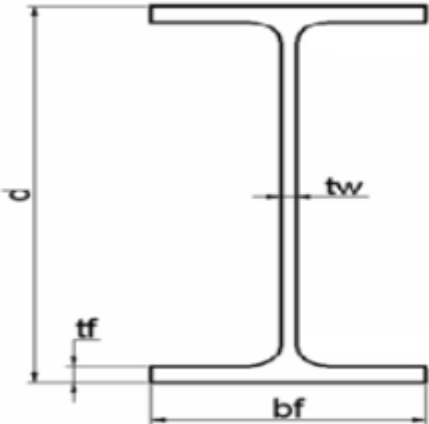
Esfuerzo de fluencia del concreto $F'_c = 21 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad Acero $E = 200000 \text{ NSR 10 F.2.9.2.1.2 Pág. F-91}$

Esfuerzo de fluencia del perfil $F_y = 345 \text{ MPa Ferrasa}$

Esfuerzo último del perfil $F_y = 455 \text{ MPa Ferrasa}$

Tabla F-2 Propiedades del perfil de columna seleccionada

COLUMNA		Perímetro	
Perfil tipo			
W 8" X 31		Peso (kg/ml)	W 8" X 31
		mm	cm
		d (mm)	203
		bf (mm)	203
		tw (mm)	7.2
		tf (mm)	11
		A (cm ²)	5860
		Iy (cm ⁴)	1535
		Iz (mm ⁴)	0
		ry (cm)	5.12
		rz (mm)	0
		Zx (mm ³)	4953
			495.3

E.3 Diseño de pernos y placa final extendida

El diseño de la conexión en cuanto a la escogencia de los pernos, la placa de extremo y la revisión ante las solicitaciones se desarrolla en 13 pasos propuestos por el capítulo 6 de las conexiones precalificadas AISC 358-10 [2] y desarrollados a continuación.

Paso 1:

Determinar los tamaños de la viga y la columna y cálculo del momento en la cara de la columna de acuerdo a la ecuación A.1

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h$$

Donde

M_{pr} = Momento plástico máximo probable (N/mm)

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$

Donde

R_y = Relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado.

$R_y = 1.1$ Tabla A3.1 Página 9.1-4 Provisiones AISC 2010 (ASTM A572Gr 50)

Z_e = Módulo plástico efectivo de la sección o de la conexión en la zona de la articulación plástica.

$Z_e = 891,100 \text{ mm}^3$ (Perfiles de viga W 16 X 31)

C_{pr} = Factor que considera la resistencia pico en la conexión, incluyendo endurecimiento por deformación, limitaciones locales, refuerzo adicional y otras condiciones en la conexión. Para la mayoría de los tipos de conexión, C_{pr} está dado por la ecuación A.3:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1.2 \quad \frac{345 + 455}{2 \times 345} = 1.159 \leq 1.2$$

Donde

F_y = esfuerzo de fluencia (mínimo especificado), del material del cual está fabricado el elemento que entrará en fluencia (viga)

F_u = esfuerzo último (mínimo especificado), del material del cual está fabricado el elemento que entrará en fluencia (viga)

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e = 1.159 \times 1.1 \times 345 \times 891,100$$

$$M_{pr} = 392.08 \text{ KN-m}$$

S_h = Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica

$$= \text{El menor de } d/2 \text{ o } 3 b_f \text{ de una conexión no rígida} \quad d/2$$

$$= 403 / 2 = 201.5 \text{ mm} \quad 3b_f = 3 \times 140 = 420 \text{ mm}$$

$$S_h = 201.5 \text{ mm} = 0.2015 \text{ m} \text{ Conexiones precalificadas 9.2-27}$$

V_u = Cortante probable en la rótula plástica, correspondiente a la plastificación de la viga por sismo, dado por la ecuación A.4.

L_h = Distancia entre articulaciones plásticas

$$L_h = 5,343.22 \text{ mm} = 5.34 \text{ m}$$

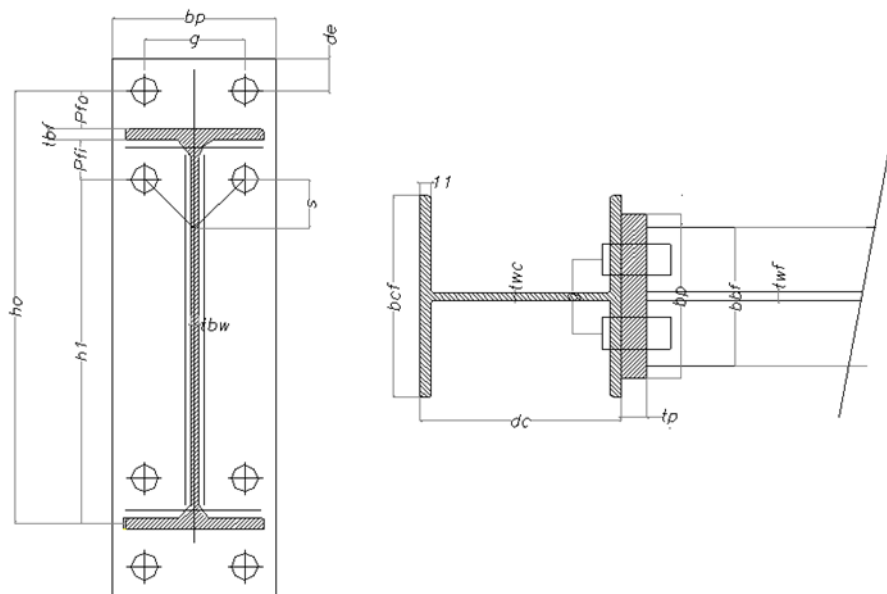
$$V_u = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_{gra} = \frac{784.17}{5.34} + 0 \quad V_u = 146.76 \text{ KN}$$

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h = 392.08 + 146.76 \times 0.20 = 421.7 \text{ KN-m} = 421,656,045.81 \text{ N-mm}$$

Paso 2: Seleccione una de las tres configuraciones de la conexión

Se toma la conexión correspondiente al literal (a) de la figura 6.1 de las conexiones precalificadas presentadas en el capítulo 6 de la ASIC 2010, de 3 donde también se toman las fórmulas correspondientes a cada paso estas medidas se fueron ajustando a medida que se desarrollaban los cálculos, la figura que a continuación se presenta corresponde a los valores ya ajustados por los cálculos.

Figura F-1 Convenciones para el dimensionamiento de placa y pernos pasantes de conexión seleccionada



Fuente AISC 358-10, (Ref. 8) Fuente planos de taller

Paso 3: Diámetro de perno

Determinar el diámetro de los pernos según la ecuación A.5

Para conexiones de 4E

$$db_{req'd} = \frac{\sqrt{2Mf}}{\pi \phi_n F_{nt} (h_o + h_1)}$$

Según Especificaciones Sección J.3-6 y J.3-7 AISC 2010 se tiene:

$$R_n = F_n A_b$$

F_n = Esfuerzo nominal a tensión F_{nt} , o esfuerzo a cortante F_{nv} , de acuerdo a la tabla J3.2 de las Especificaciones del AISC 2010

A_b = Área de la sección transversal del perno

$$\phi_n = 0.75$$

Combinación de esfuerzos de tensión y fuerza cortante

F_{nt} = Esfuerzo nominal a tensión modificado, incluyendo los efectos del esfuerzo cortante, calculado como:

$$F_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt} * f_{ry}}{\phi F_{nv}} \leq F_{nt}$$

$$\phi_n = 0.9$$

F_{nt} = Esfuerzo nominal a tensión, de acuerdo con los valores de la tabla J3.2 de las especificaciones AISC 2010

$$F_{nt} = 620 \text{ Mpa}$$

F_{nv} = Esfuerzo nominal a cortante, de acuerdo con los valores de la tabla J3.2 de las especificaciones AISC 2010

$$F_{nv} = 372 \text{ Mpa}$$

f_v = Esfuerzo cortante requerido en el perno, de acuerdo con las solicitaciones

Diámetro tentativo = 1 pul

$$f_v = 36.20 \text{ Mpa}$$

$$F_{nt} = 1.3 * 620 - \frac{620 * 36.20}{0.9 * 372} = 738.3692194 \text{ Mpa} \leq 620 \text{ Mpa}$$

$$F_{nt} = 620$$

H_o = Distancia desde la línea central de la aleta a tensión a la fila exterior de los pernos.

$$H_o = 435.4 \text{ mm} = 43.54 \text{ cm}$$

Dibujo autocad planos de taller

h_1 = Distancia desde la línea central de aleta a compresión a fila central de pernos a tensión.

$$h_1 = 346.2 \text{ mm} = 34.62 \text{ cm}$$

$$db \text{ req'd} = \frac{\overline{2Mf}}{\pi \phi n F_{nt} (h_o + h_1)}$$

$$db \text{ req'd} = 24.92 \text{ mm} = 0.98 \text{ Pul}$$

Paso 4: Selección de un diámetro del perno de prueba no inferior al calculado

$$db \text{ req'd} = 1 \text{ Pul} = 25.4 \text{ mm}$$

Paso 5: Espesor placa

Determinar el espesor de la placa final según la ecuación A.7

Para conexiones de 4E

$$db\ req'd = \frac{\overline{1.11Mf}}{\phi d F_{yp} Y_p}$$

Según Especificaciones Sección J.3-6 y J.3-7 AISC 2010 se tiene:

F_{yp} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la viga MPa

$$F_{yp} = 345 \text{ MPa}$$

Y_p = Parámetro rendimiento del mecanismo según tablas 6.2 (pulg o mm)

$$\phi d = 1$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left(h_1 \left(\frac{1 + 1}{p_{fi} s} \right) + h_o \left(\frac{1}{P_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \left(h_1 (P_{fi} + s) \right) \right)$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{(b_p g)} \quad \text{Nota;: si } P_{fi} > s, \text{ Use } P_{fi} = s$$

b_p = 165 ancho de la placa extendida tomada de autocad

g = 100.9 ancho de la placa extendida tomada de autocad

$$s = 64.51 \quad P_{fi} > s \quad \text{SI} \quad \text{Entonces} \quad s = 64.51 \text{ mm}$$

$h_1 = 346.2$ distancia de la mitad del ala inferior a tornillos inferiores superiores tomada de autocad.

$P_{fi} = 40$ distancia de la mitad de los tornillos sup-inf a la cara inferior del ala superior tomada de autocad.

$h_o = 435.4$ distancia de la mitad del ala inferior a tornillos superiores tomada de autocad.

$P_{fo} = 38$ distancia de la mitad de los tornillos superior a la cara superior del ala superior tomada de autocad.

$$Y_p = 2777.98 \text{ mm}$$

$$db \text{ req'd} = \frac{1.11 M_f}{\phi d F_{yp} Y_p} \quad tp \text{ req'd} = 22.10 \text{ mm} = 0.87 \text{ Pul}$$

Paso 6: Selección de un grosor de la placa terminal no inferior al calculado

$$db \text{ req'd} = 0.875 \text{ Pul} = 22.225 \text{ mm}$$

Para garantizar el cumplimiento de comportamiento elástico tomamos una platina de espesor 1"

Paso 7: Calcular F_{fu} factor de fuerza de la viga según la ecuación A.8

$$d = 403 \text{ mm} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$t_{bf} = 11.2 \text{ mm} \quad \text{Espesor del ala de la viga}$$

$$F_{fu} = \sqrt{\frac{M_f}{d - t_{bf}}} = \frac{421,656,045.81}{403 - 11.2} \quad F_{fu} = 1,076,202.26 \text{ N} = 1,076.20 \text{ KN}$$

Paso 8: Revisar el rendimiento del cortante en la porción extendida de los 4 tornillo con la placa final no rigidizada

$$\phi_d = 1$$

$$F_{yp} = 345 \text{ Mpa}$$

$$B_p = 165 \text{ mm} \quad \text{ancho de la placa extendida tomada de autocad}$$

$$T_p = 22.23 \text{ Mpa}$$

$$F_{fu} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p \quad \text{según ecuación A.9}$$

$$2$$

$$\frac{1,076,202}{2} \leq \phi_d R_n = 1 * 0.6 * 345 * 165 * 22.23$$

$$2$$

$$538,101 \leq \phi_d R_n = 759,095 \quad \text{OK}$$

Paso 9: Para placa de 4 pernos 4E Rigidizada No aplica

Placa final no rigidizada

$$\phi_n = 0.9$$

$$F_{yp} = 455 \text{ Mpa}$$

$$B_p = 165 \text{ mm} \quad \text{ancho de la placa extendida tomada de autocad}$$

$$T_p = 22.23 \text{ Mpa}$$

$$\frac{F_u}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p A_p \quad \text{según ecuación 3.28}$$

$$\frac{1,076,202}{2} \leq \phi_d R_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 455 \cdot 2404.745$$

$$538,101 \leq \phi_d R_n = 590,845.85 \quad \text{OK}$$

Paso 10 No aplica

Paso 11: La cizalladura del perno en resistencia a la ruptura de la conexión es proporcionada por los pernos en el ala a compresión

$$\phi_n = 0.9$$

$$F_{nv} = 372 \text{ Mpa Resistencia al corte nominal del perno AISC Tabla J3.-}$$

$$A_v = 506.71 \text{ mm}^2 \quad \text{Área bruta nominal del perno}$$

$$V_p = 146.76 \text{ N Fuerza de corte en el extremo de la viga dado por 6.10-2}$$

$$n_b = 4.00 \text{ Número de pernos en el ala de compresión para 4E}$$

$$V_u \leq \phi R_n = \phi_d (n_b) F_{nv} A_v \quad \text{según ecuación A.11}$$

$$146.8 \leq \phi_d R_n = 0.9 \cdot 4 \cdot 372 \cdot 506.71$$

$$146.76 \text{ N} \leq \phi_d R_n = 678,583 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Paso 12: verificación de soporte de los tornillos entre la placa y la columna

$$\phi_n = 0.9$$

$L_c = 22 \text{ mm}$ Distancia entre bordes de agujeros de la aplicación fuerza

$F_u = 455 \text{ MPa}$ Resistencia a tracción mínima en placa o ala de columna

$D_b = 25.4 \text{ mm}$ Diámetro del tornillo

$T = 11 \text{ mm}$ espesor de la placa

$N_i = 2.00$ Número de pernos internos para 4E

$N_o = 2.00$ Número de pernos Exteriores para 4E

Para la columna

$R_{ni} = 1.2 L_{ct} F_u < 2.4 d_{bt} F_u$ para cada tornillo interior

$$R_{ni} = 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$$

$$R_{ni} = 1.2 * 22 * 11 * 455 < 2.4 * 25.4 * 11 * 455$$
$$132132 < 305104.8 \quad \text{OK}$$

$$R_{ni} = 132132 \times 2 = 264264$$

$$\phi_d R_n = \phi_n (n_i)_{mi}$$

$$\phi_d R_n = 0.9 * 2 * 264264 * 2 = 951,350.40$$

$$V_u \leq \phi_d R_n$$

$$146.76 \leq 951,350 \quad \text{OK}$$

Para la end plate

$$\phi_n = 0.9$$

$L_c = 62.2$ mm Distancia entre bordes de agujeros de la aplicación fuerza

$F_u = 455$ Mpa Resistencia a tracción mínima en la placa o ala de columna

$D_b = 25.4$ mm Diámetro del tornillo

$t = 22.10$ mm espesor de la placa

$n_i = 2.00$ Número de pernos internos para 4E

$n_o = 2.00$ Número de pernos Exteriores para 4E

$$m_i = 1,2 L_c t F_u < 2,4 d_b t F_u$$

$$m_i = 1,2 * 62,2 * 22 * 455 < 2,4 * 25,4 * 22 * 455$$

$$m_i = 1.2 L_{ct} F_u < 2.4 d_{bt} F_u \quad \text{para cada tornillo interior}$$

$$m_i = 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$$

$$m_i = 1.2 * 62.2 * 22 * 455 < 2.4 * 25.4 * 22 * 455$$

$$750,497.82 < 612,946.77 \quad \text{NO}$$

$$R_{ni} = 612946,7743$$

$$R_{ni} = 612946.7743$$

$L_c = 18.5 \text{ mm}$ Distancia entre bordes de agujeros de la aplicación fuerza

$$R_{no} = 1,2 L_c t F_u < 2,4 d_b t F_u$$

$$R_{no} = 1,2 * 18,5 * 22 * 455 < 2,4 * 25,4 * 22 * 455$$

$$R_{no} = 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u \text{ para cada tornillo interior}$$

$$R_{no} = 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$$

$$R_{no} = 1.2 * 18.5 * 22 * 455 < 2.4 * 25.4 * 22 * 455$$

$$223,218.81 < 612,946.77 \quad \text{OK}$$

$$R_{no} = 223218.8056$$

$V_p = 146.76 \text{ N}$ Fuerza de corte en el extremo de la viga dado por 6.10-

$$V_u \leq \phi_d R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} \quad \text{según ecuación A.12}$$

$$146.8 \leq 0.9 * 2 * 612946.7743 + 0.9 * 2 * 223218.8056$$

$$146.8 \leq 1,103,304.19 + 401,793.85 \quad 146.8 \leq 1,505,098.04 \quad \text{OK}$$

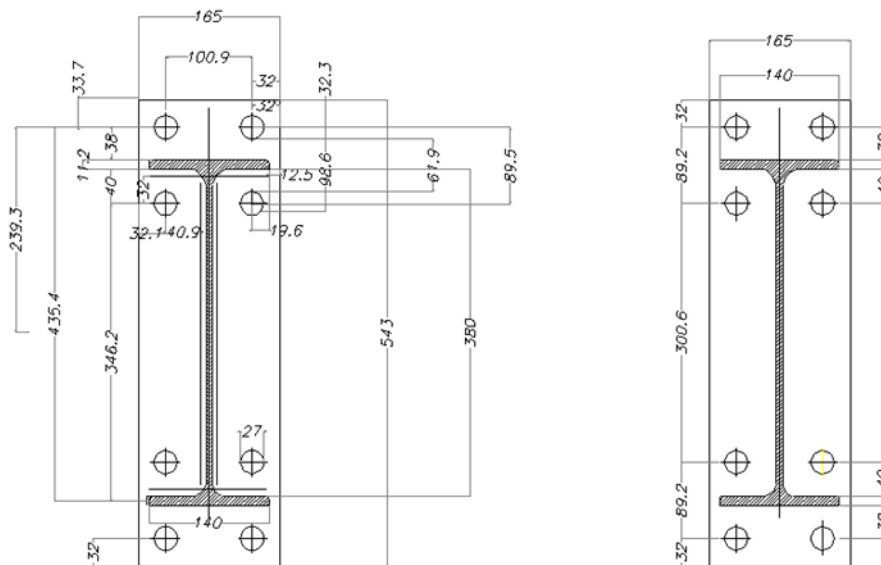
Paso 13: Detalles de soldadura

- No se permite soldadura de tapón
- La unión de la placa con la viga se hace con soldadura de ranura

- $t > 8 \text{ mm}$

- la unión viga placa debe desarrollar la tensión en la cara interna del alma de la viga a 6 pulgadas (152.4 mm) (150 mm) mas allá de la fila de tornillo más alejada de la viga

Figura F-2 Dimensionamiento de la placa final y de los pernos



E.4 Diseño del lado de la columna

Paso 1:

rendimiento a flexión del ala de la columna Comprobar el

$$t_{p \text{ req'd}} \geq \frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}$$

precalificadas

$$t_{p \text{ req'd}} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$$

$\phi_d F_{yc} Y_c$

(6.10.-13) Conexiones

Según Especificaciones Sección .3-6 y J.3-7

F_{yp} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la columna Mpa F_{yc}
 = 345 Mpa

Y_c = Parámetro rendimiento del ala de la columna no rigidizada mecanismo
 según tablas 6.5 o tabla 6.6 (pulg o mm)

t_{cf} = Espesor del ala de la columna

$t_{cf} = 11.2$ mm

$\phi_d = 1$ Con placas de continuidad

$$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} h_1 \frac{1 + 1}{s P_{si}} + h_0 \frac{1 + 1}{s P_{so}} + \frac{2}{g} h_1 s + P_{si} + h_0 s + P_{so}$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$$

$$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left(h_1 \frac{(1 + 1)}{s P_{si}} + h_0 \frac{(1 + 1)}{s P_{so}} \right) + \frac{2}{g} (h_1 s + P_{si} + h_0 s + P_{so})$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{(b_{cf} g)} \quad \text{Nota;: si } P_{fi} > s, \text{ Use } P_{fi} = s$$

$b_{cf} = 203$ ancho de ala de la columna de w8x31

$g = 100.9$ ancho de la placa extendida tomada de autocad

$s = 71.56$ $P_{fi} > s$ SI Entonces $s = 71.56$ mm

$h_1 = 346.2$ dist de la mitad del ala inf a tornillos inf superiores tomada de autocad

$\Psi = 40.6$ dist de la mitad de los tornillos sup-inf a la cara inf del ala superior tomada de autocad

$h_o = 435.4$ dist de la mitad del ala inf a tornillos superiores tomada de autocad

$P_{so} = 38.6$ dist de la mitad de los tornillos sup a la cara sup del ala superior tomada de autocad

$c = 100.9$ distancia entre pernos

$Y_c = 4839.40$ mm

$$t_p \text{ req'd} \geq \frac{1.11 M_f}{\phi d F_{yp} Y_c}$$

$$t_p \text{ req'd} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi d F_{yp} Y_c}}$$

$$t_p \text{ req'd} > 15.74 \text{ mm} = 0.62 \text{ Pul}$$

$$11.2 > 15.74 \text{ NO}$$

Al continuar éste análisis se determina que se requiere colocar platinas de continuidad, pero en la presente investigación se quiere calificar la conexión sin éste tipo de platinas, por tal razón no se continua con la revisión del lado de la columna.

ANEXO G. Diseño de conectores de cortante

El diseño de los conectores de cortante se desarrolla en base al numeral F.2.9.6 Transferencia de fuerzas de las NSR-10 [8]

F.2.9.6.1 Requisitos generales

$$\phi R_n \geq V_r$$

ϕR_n = Resistencia de diseño (F.2.9.6.3)

V_r = Fuerza cortante longitudinal que se requiere transferir
(F.2.9.6.2)

F.2.9.6.2 Asignación de la fuerza

F.2.9.6.2.1 Fuerza. externa aplicada a la sección de acero

Cuando la fuerza externa se aplica en su totalidad a la sección de acero, la fuerza que requiere ser transferida al concreto V_r es

$$V_r' = P_r \left(1 - \frac{A_s f_y}{P_{no}} \right) \quad \text{F.2.9.6-1}$$

Donde:

P_r = Fuerza externa aplicada al miembro compuestos (N)

$$P_r = 216000 \text{ N}$$

P_{no} = Resistencia nominal a carga axial, sin considerar los efectos de longitud, calculada según la formula F.2.9.2-4 para miembros compuestos tipo perfil revestido, y según la fórmula F.2.9.2-9a para miembros compuestos tipo perfil relleno (N)

$$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0,85 A_c f'_c = 6346813,651$$

$$V_r' = 216000 \left(1 - \frac{5860 \cdot 345}{6346813,651} \right) = 147,195.84 \text{ N}$$

$$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0.85 A_c f'_c = 6346813.651 \text{ N} \text{ Formula F.2.9.2-4}$$

$$V_r' = 216000 \left(\frac{1 - 5860 \times 345}{1000000} \right) = 147,195.84 \text{ N}$$

F.2.9.6.2.2 Fuerza externa aplicada al concreto No aplica para el experimento

F.2.9.6.2.3 Fuerza externa aplicada simultáneamente al acero y al concreto No aplica para el experimento

F.2.9.6.3 Mecanismo de transferencia de fuerzas

Para miembros compuestos tipo perfil revestido no se permite el uso del mecanismo de transferencia de fuerzas por adherencia directo

F.2.9.6.3.1 Apoyo directo No aplica

F.2.9.6.3.2 Conexión cortante

Cuando en un miembro compuesto tipo perfil revestido la fuerza se transfiere a través de un mecanismo de cortante, la resistencia de diseño a cortante suministrada por los conectores tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal, R_a se calcula como sigue:

$$R_a = \sum Q_{cv}$$

$\sum Q_{cv}$ = suma de las resistencias de diseño de los conectores, determinadas de acuerdo al numeral F.2.9.8.3, los conectores deben estar instalados dentro de LA LONGITUD DE INTRODUCCIÓN DE LA CARGA según numeral F.2.9.6.4 N

F.2.9.6.4 Requisitos de detallado (longitud de introducción de la carga)

F.2.9.6.4.1 Miembros compuestos tipo perfil revestido

- los conectores de acero deben estar entre dos veces la transversal menor por arriba y por debajo de la viga

Lg de introducción de la carga = 2 x45 =900 mm

- Se deben instalar en al menos dos caras del perfil simétricamente.
- Espaciamiento de los conectores F.2.9.8.3.5
- tendrán al menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto
- espaciamiento mínimo centro a centro en tipo espigo con cabeza será de 4ϕ en cualquier dirección $4 \times 3/8 = 38.1$ mm
- espaciamiento máximo centro a centro tipo espigo con cabeza será de 32ϕ del vástago $32 \times 3/8 = 304.8$ mm
- espaciamiento máximo en tipo canal será de 600 mm

F.2.9.8.3 Conectores de acero en componentes de sección compuesta

F.2.9.8.3.4 Resistencia a cortante de conectores de acero tipo canal en componentes de construcción compuesta

- tipo canal

F.2.9.8.2.3 Resistencia de diseño a cortante con

$$\phi = 0.75$$

Resistencia nominal de UN (1) conector de acero tipo canal

$$Q_n = 0,3 t_f + 0,5 t_w l_c \overline{f'_c * E_c}$$

Donde

$L_c = 50$ Longitud del conector en canal (mm)

$t_f = 3 / 8 = 9.53$ espesor de aleta del conector en canal (mm)

$t_w = 3 / 8 = 9.53$ espesor de alma del conector en canal (mm)

$f'_c = 21$ resistencia del concreto MPa

$E_c = 200000$ Módulo de elasticidad del concreto MPa

$$Q_n = 0,3 \cdot 9,525 + 0,5 \cdot 9,525 \cdot 50 \cdot \sqrt{21 \cdot 200000}$$

$$Q_n = 439,209.93 N = 439,21 \text{ KN}$$

$$Q_n = 0.3 (9.525 + 0.5 \times 9.525) \times 50 \cdot \sqrt{21 \times 200000}$$

$$Q_n = 439,209.93 \text{ N} = 439.21 \text{ KN}$$

F.2.9.8.2.4 Número requerido de conectores de acero

$$N_0 = \frac{\text{Fuerza Cortante Horizontal}}{\text{Resistencia Nominal de un conector}}$$

F.2.9.3.2.4.1 Transferencia de carga para momento positivo

a) aplastamiento del concreto

$$V_r' = 0,85 f'_c A_c = 0,85 \cdot 21 \cdot 98,320 = 1755012,00 \text{ N}$$

$$V_r' = 0.85 f'_c A_c = 0.85 \times 21 \times 98,320.0 = 1,755,012.00 \text{ N}$$

b) Fluencia de la sección de acero

$$V_r' = f_y A_s = 345 \cdot 5860,0 = 2021700 \text{ N}$$

$$V_r' = f_y A_s = 345 \times 5,860.0 = 2,021,700 \text{ N}$$

F.2.9.3.2.4.2 Transferencia de carga para momento negativo

a) fluencia a tensión del refuerzo de la losa

$$V_r' = A_{sr} f_{ysr} = 2940,13415 * 345,0 = 1014346 \text{ N}$$

$$N_o = \frac{1014346,28}{439209,93} \quad N_o = 2,1$$

COLOCAR 4 CONECTORES DISTRIBUIDOS EN LAS DOS CARAS DEL PERFIL
DENTRO DE UNA DISTANCIA DE 90 cm ARRIBA Y ABAJO DE LA VIGA

ANEXO H. Determinación de la Rigidez propuesto por AISC 2010

Carga que lleva a la primera fluencia en la fibra extrema, bajo un modelo perfectamente lineal y elástico

$$P = \frac{My}{B}$$

M_y = Momento elástico o de primera fluencia en la fibra extrema

$$M_y = \frac{\sigma I}{Bc}$$

$$I = 156900000 \text{ mm}^4$$

$$c = 201.5 \text{ mm}$$

$$\sigma = F_y = 345 \text{ Mpa}$$

$$M_y = \frac{345 \cdot 156900000}{B \cdot 201.5} = 268637717.1 \text{ N} \cdot \text{mm} = 268.64 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

B = Brazo, distancia desde el punto de aplicación de la carga (atiesador) hasta la distancia teórica donde se genera la rótula plástica

$$B = 3000 - 328.4 = 2671.6 \text{ mm} = 2.6716 \text{ m}$$

$$P = \frac{268.64}{2.6716} = 100.55 \text{ KN} = 101 \text{ kn}$$

De laboratorio

$$P = 93.17 \text{ KN} \quad \Delta = 59 \text{ mm}$$

Fila 94114 M vs O DATOS ACTUADOR

Resta desplazamiento debido a rotación de la columna ensayo

$$\phi(\text{Rad}) = \frac{\Delta \text{Diferencia} = 3 \text{ mm}}{l = 335} = 0.00896 \text{ Rad}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$\Delta = \Theta(\text{Rad}) \times l(\text{mm}) = 0.00896 \times 3000 = 26.87 \text{ mm}$$

$$\text{Desplazamiento vertical total de la viga} = 59 - 26.87 = 32.13 \text{ mm}$$

Determinación del parámetro de rigidez

$$E = 200000 \text{ N/mm}^2 = 200000000 \text{ KN/m}^2$$

$$I_x = 156900000 \text{ mm}^4 = 0.0001569 \text{ m}^4$$

$$L = 2671.6 \text{ mm} = 2.6716 \text{ m}$$

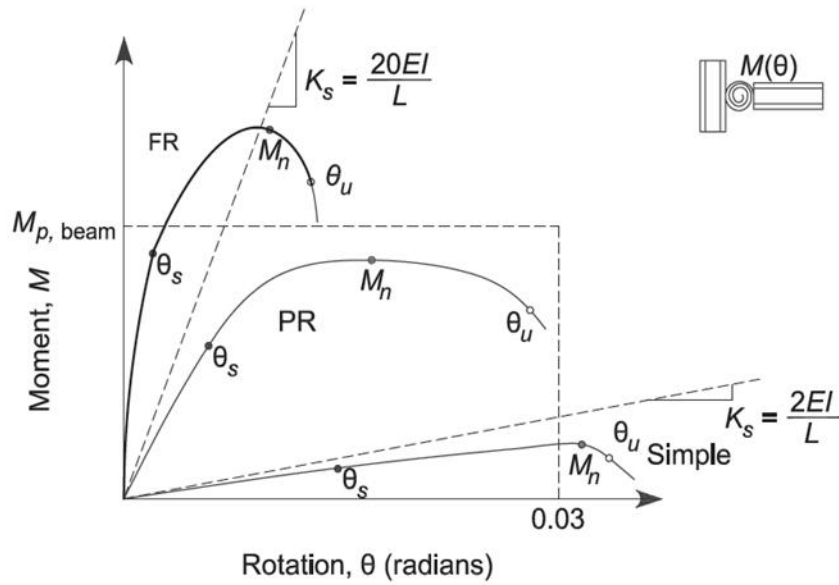
$$P = 93.17 \text{ KN}$$

$$\phi \text{ Rad} = \frac{\Delta \text{Diferencia} = 0.032 \text{ m}}{l = 2.6716 \text{ m}} = 0.01203 \text{ Rad}$$

$$M = P \times L = 93.2 \text{ KN} \times 2.6716 \text{ m} = 248.913 \text{ KN-m}$$

$$K = \frac{M = 248.91 \text{ KN} - \text{m}}{\phi = 0.01203 \text{ Rad}} = 20694.25$$

Figura H-1 Rangos y parámetros de clasificación AISC 2010 [5]



Fuente AISC 2010 [5]

$$\frac{K L}{E I} \geq 20 \quad \text{Totalmente restringida}$$

$$\frac{K L}{E I} < 2 \quad \text{Simple}$$

$$\frac{20694.25}{200000000.0} \frac{2.67}{0.0001569000} = 1.7618 \quad (\text{Unidades KN} - \text{m})$$

$$\frac{20694252220.94}{200000.0} \frac{2671.60}{156900000} = 1.7618 \quad (\text{Unidades N-mm})$$

1.7618 > 2 SE CLASIFICA COMO SIMPLE

ANEXO I. DETERMINACIÓN DE LA RIGIDEZ PROPUESTO POR EL EUROCÓDIGO EC3

Carga que lleva a la primera fluencia en la fibra extrema, bajo un modelo perfectamente lineal y elástico

$$P = \frac{My}{B}$$

M_y = Momento elástico o de primera fluencia en la fibra extrema

$$M_y = \frac{\sigma I}{Bc}$$

$$I = 156900000 \text{ mm}^4$$

$$c = 201.5 \text{ mm}$$

$$\sigma = F_y = 345 \text{ Mpa}$$

$$M_y = \frac{345 \cdot 156900000}{B \cdot 201.5} = 268637717.1 \text{ N} \cdot \text{mm} = 268.64 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

B = Brazo, distancia desde el punto de aplicación de la carga (atiesador) hasta la distancia teórica donde se genera la rótula plástica

$$B = 3000 - 328.4 = 2671.6 \text{ mm} = 2.6716 \text{ m}$$

$$P = \frac{268.64}{B2.6716} = 100.55 \text{ KN} = 101 \text{ kn}$$

De laboratorio

$$P \text{ (P máx./3)} = (119/3) = 39.84 \text{ KN} \quad \Delta = 31.3 \text{ mm}$$

DATOS ACTUADOR

Resta desplazamiento debido a rotación de la columna ensayo

$$\phi(\text{Rad}) = \frac{\Delta \text{ Diferencia} = 3 \text{ mm}}{l = 335} = 0.00896 \text{ Rad}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$\Delta = \Theta(\text{Rad}) \times l(\text{mm}) = 0.00896 \times 3000 = 26.87 \text{ mm}$$

$$\text{Desplazamiento vertical total de la viga} = 31.3 - 26.87 = 4.43 \text{ mm}$$

Determinación del parámetro de rigidez

$$E = 200000 \text{ N/mm}^2 = 200000000 \text{ KN/m}^2$$

$$I_x = 156900000 \text{ mm}^4 = 0.0001569 \text{ m}^4$$

$$L = 2671.6 \text{ mm} = 2.6716 \text{ m}$$

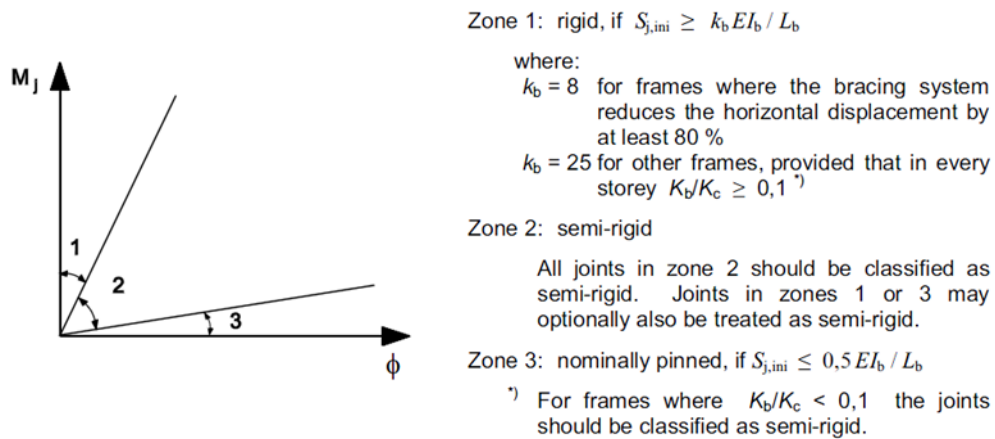
$$P = 39.84 \text{ KN}$$

$$\phi \text{ Rad} = \frac{\Delta \text{ Diferencia} = 0.0443 \text{ m}}{l = 2.6716 \text{ m}} = 0.00166 \text{ Rad}$$

$$M = P \cdot L = 39.8 \text{ KN} \times 2.6716 \text{ m} = 106.445 \text{ KN-m}$$

$$K = \frac{M = 106.45 \text{ N-m}}{\phi = 0.00166 \text{ Rad}} = 64131.39$$

Figura I-1 Rangos y parámetros de clasificación Eurocódigo 3 [13]



Fuente Eurocódigo 3 [13]

$$\frac{K L}{E I} \geq 8 \quad \text{Rígida}$$

$$\frac{K L}{E I} < 0.5 \quad \text{Normalmente fijada}$$

$$\frac{64131.39}{200000000.0} \cdot \frac{2.67}{0.0001569000} = 5.4599 \quad (\text{Unidades KN-m})$$

$$\frac{64131.39}{200000.0} \cdot \frac{2671.60}{156900000} = 5.4599 \quad (\text{Unidades N-mm})$$

$0.5 < 5.4599 < 8$ SE CLASIFICA COMO SEMIRIGIDA

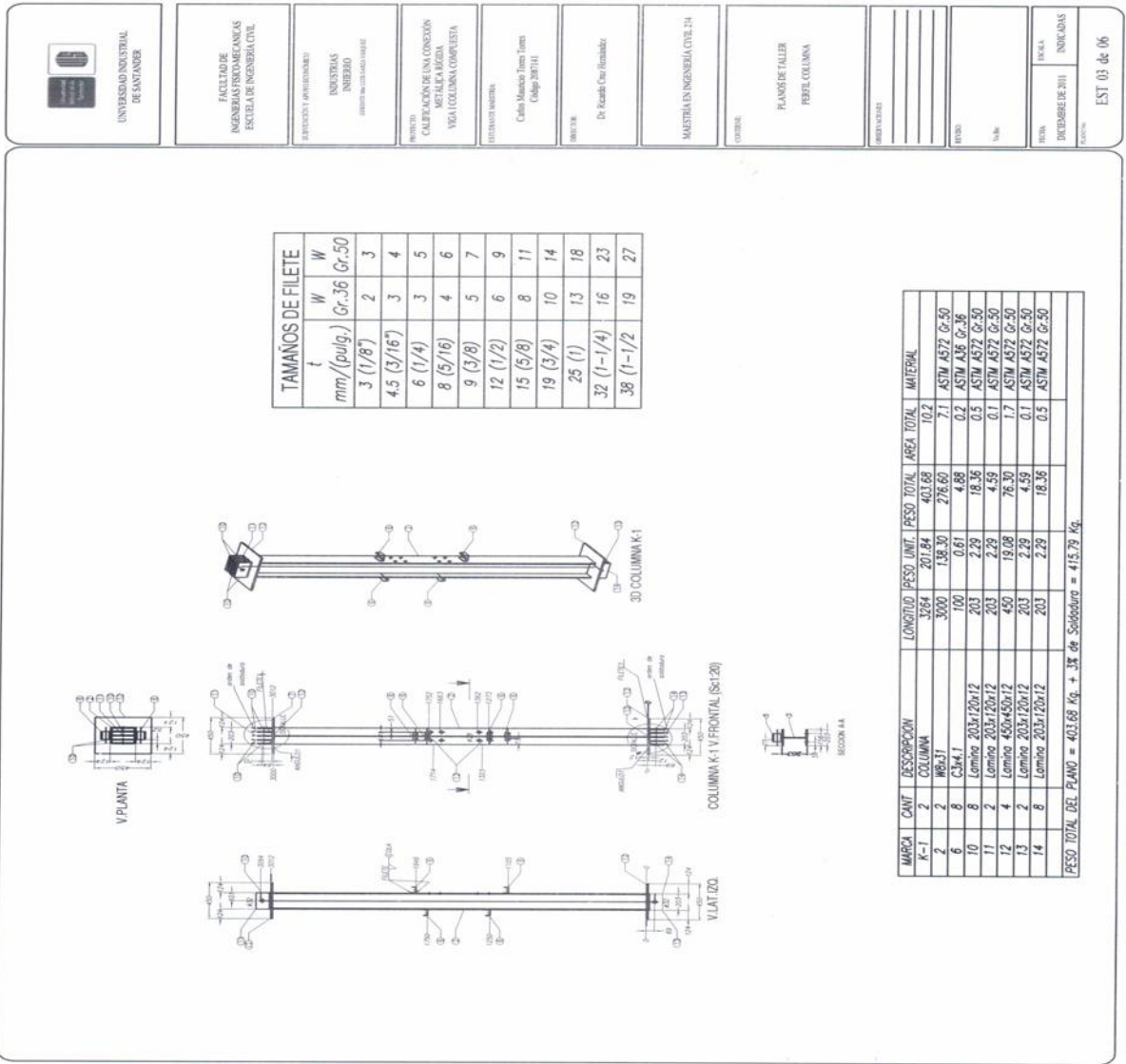
ANEXO J. PLANOS DE TALLER

 UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER	FACULTAD DE INGENIERIA INDUSTRIAL Y MINAS ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	SUPERVISOR ARQUITECTO INDUSTRIAS INTERIOR GERENTE AM LUIS GARZA VASQUEZ	PROYECTO CALIFICACION DE UNA CONEXION METALICA EN UNA VIGA DE ACERO VIA LA COLUMNA COMPUESTA	ESTUDIANTE AUTORES Ceballos Mauricio Tercero Código: 20071141	DIRECTOR Dr. Escobar Cesar Hernandez	MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL 214	CONTIENE PLANO DE TALLER ENSAMBLAJE PROBETA	FECHA DE ENTREGA	REVISOR VERIFICAR	FECHA DICIEMBRE DE 2011 INDICACIONES EST 01 de 06
--	--	--	---	--	---	---	--	-------------------------	------------------------------	---



EST 02 de 06





UNIVERSIDAD INDUSTRIAL
DE SANTANDER

FACULTAD DE
INGENIERIAS FÍSICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
INDUSTRIAS
INTEGRADO
CURSOS DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO
CALIFICACION DE UNA CONEXION
DETALLE A REGIA
VIGA COLUMNA COMPLETA

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS
Código Manual Tercer Edición
Código 2017-14

PROYECTO

Dr. Ricardo Oro Hernández

MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL 24

EXAMEN

PLANOS DE TALLER
PEPEL COLUMNA

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL
DE SANTANDER

FACULTAD DE
INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
INDUSTRIAS
INGENIERO
INGENIERO EN CIVIL - MAESTRIA

PROYECTO
CALCULACION DE UNA CONEXION
METALICA A ACERO
VIGA Y COLUMNA COMPLETA

DEPARTAMENTO
Calle Marco Tere Torres
Código 500191

PROFESOR
Dr. Ricardo Cruz Hernandez

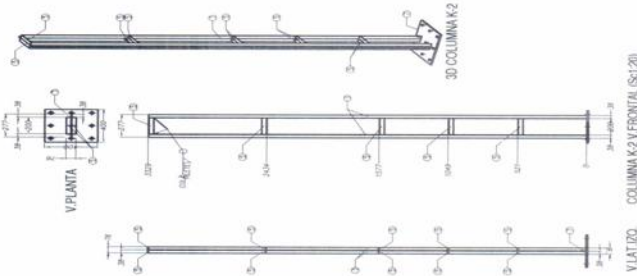
MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL IN

CONTENIDO
PLANOS DE TALLER
SOPORTE LATERAL VIGA

FECHA
13/06

FECHA
DICIEMBRE DE 2011

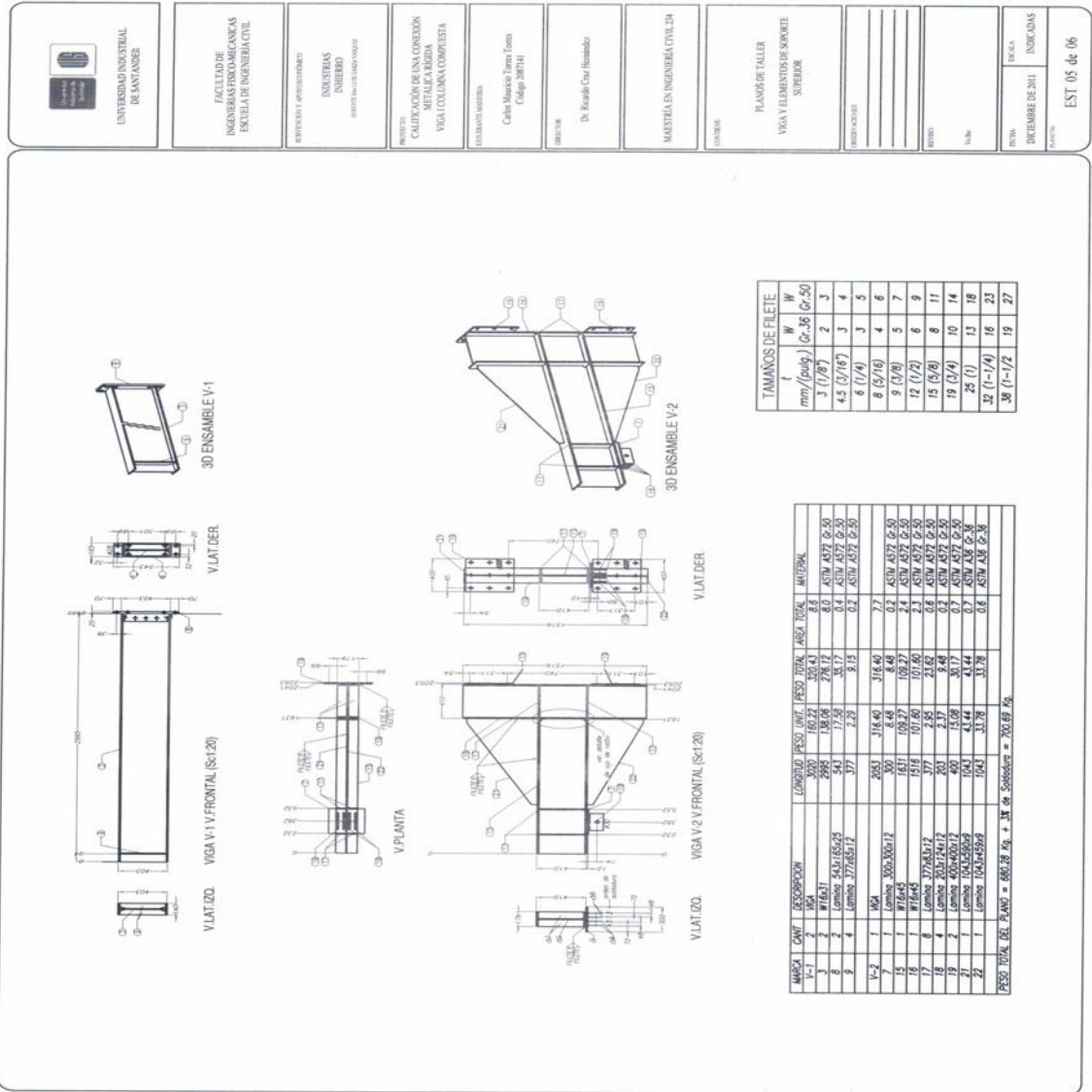
INDICADAS
EST 04 de 06



TAMANOS DE FILETE

t	W	W
mm (pulg.)	Gr. 36	Gr. 50
3 (1/8")	2	3
4.5 (3/16")	3	4
6 (1/4)	3	5
8 (5/16)	4	6
9 (3/8)	5	7
12 (1/2)	6	9
15 (5/8)	8	11
19 (3/4)	10	14
25 (1)	13	18
32 (1-1/4)	16	23
38 (1-1/2)	19	27

MARCA	CANT	DESCRIPCION	LONGITUD	PESO UNIT	PESO TOTAL	AREA TOTAL	MATERIAL
K-2	1	COLUMNA	3341	42.66	42.66	2.6	
1	4	L1-1/2x1/8	3329	5.99	23.97	2.0	ASTM A36 Gr. 36
5	10	L1-1/2x1/8	200	0.36	3.61	0.3	ASTM A36 Gr. 36
19	1	Lamina 400x400x12	400	15.08	15.08	0.3	ASTM A572 Gr. 50
PESO TOTAL DEL PLANO = 42.66 Kg. + 3% de Soldadura = 43.94 Kg.							





UNIVERSIDAD INDUSTRIAL
DE SANTANDER

FACULTAD DE
INGENIERIAS FISICOMATEMATICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

SERVICIOS Y PROYECTOS
INGENIERIAS
INTERIORES
SERVICIO DE PROYECTOS Y DISEÑO

PROYECTO
CALIFICACION DE UNA CONSTRUCCION
METALICA RIGIDA
VIGA COLUMNA COMPLETA

IDENTIFICACION MATERIAL
Cable Mueble Torno Torno
Código 201311

PROYECTISTA
Dr. Freddy Ciro Tejada

MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL 214

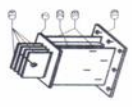
PROYECTO
PLANOS DE TALLER
SOPORTE INTERIOR COLUMNA

PROYECTO
Viga

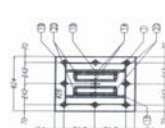
FECHA
OCTUBRE DE 2011

ESCALA
INDICADAS

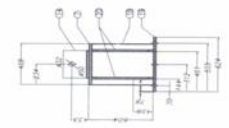
EST 06 de 06



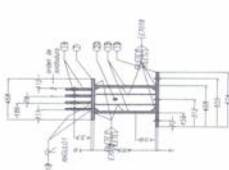
3D ENSAMBLE M-1



V. PLANTA



V. LATERAL



MENSULA M-1 V.FRONTAL (8x112.5)

MARCA	CANT	DESCRIPCION	LONGITUD	PESO UNIT.	PESO TOTAL	AREA TOTAL	MATERIAL
M-1	1	MENSULA	400	57.02	57.02	1.3	
7	1	Lamina 300x300x12	300	8.48	8.48	0.2	ASTM A572 Gr.50
14	4	Lamina 203x130x12	203	2.48	9.92	0.2	ASTM A572 Gr.50
18	2	Lamina 311x300x12	300	8.79	17.58	0.4	ASTM A572 Gr.50
19	1	Lamina 400x400x12	400	15.08	15.08	0.3	ASTM A572 Gr.50
20	4	Lamina 311x51x12	51	1.49	5.95	0.2	ASTM A572 Gr.50
PESO TOTAL DEL PLANO = 57.02 Kg. + 3% de Soldadura = 58.73 Kg.							