UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL, IRREGULAR DE 5 PISOS REALIZADO MEDIANTE 2 TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS POR EL AISC 358-10: CONEXIÓN DE PLANCHA DE ALA EMPERNADA (BFP) Y SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)"

AUTOR:

PABLO ANDRÉS VARGAS SANGUIL

TUTOR:

ING. M.Sc. JORGE CEVALLOS

Ambato- Ecuador

2017

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. M.Sc. Jorge Cevallos certifico que el presente Informe Final Experimental "ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL, IRREGULAR DE 5 PISOS REALIZADO MEDIANTE 2 TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS POR EL AISC 358-10: CONEXIÓN DE PLANCHA DE ALA EMPERNADA (BFP) Y SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)", realizado por el señor Pablo 8Andrés Vargas Sanguil, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo en cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. M.Sc. Jorge Cevallos

TUTOR

AUTORÍA

Yo, pablo Andrés Vargas Sanguil, portador de la C.I. 1804555678, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo final experimental **"ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL, IRREGULAR DE 5 PISOS REALIZADO MEDIANTE 2 TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS POR EL AISC 358-10: CONEXIÓN DE PLANCHA DE ALA EMPERNADA (BFP) Y SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)"**, es de mi completa autoría a excepción de la bibliografía.

Pablo Andrés Vargas Sanguil

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este tipo de trabajo experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en líneas patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este Trabajo Experimental dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando ésta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, 1 de Agosto del 2017

Autor

Pablo Andrés Vargas Sanguil

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Miembros del Tribunal de Aprobación de Grado, aprueban el presente Trabajo Experimental bajo el tema **"ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL, IRREGULAR DE 5 PISOS REALIZADO MEDIANTE 2 TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS POR EL AISC 358-10: CONEXIÓN DE PLANCHA DE ALA EMPERNADA (BFP) Y SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)"**, realizado por el señor Pablo Andrés Vargas Sanguil, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Para constancia firman.

Ing.M.Sc. Christian Medina

PROFESOR CALIFICADOR

Ing.M.Sc. Maritza Ureña

PROFESOR CALIFICADOR

DEDICATORIA

A Dios y a la Virgen, por haberme dado la vida y permitirme llegar a este momento ya que sin su bendición nada de esto hubiese sido posible.

A mis padres María Sanguil y Adriano Vargas, quienes con su amor, unión y ejemplo me formaron una persona de principios y valores; y que desde el primer día que inicié este sueño supieron apoyarme. La felicidad de ustedes, es la mía.

A Oswaldo Vargas, que a más de ser mí hermano, considero mi mejor amigo, en quien tuve el mayor ejemplo de superación a seguir, en este largo camino.

A mi sobrino José Vargas, por enseñarme el verdadero amor y responsabilidad que se pueda dar uno hacia los demás; compartiendo hermosos momentos, especialmente en este último tramo de mi vida universitaria.

A mi primo Sebastián Sanguil, quien me estrechó su mano incondicionalmente cuando permanecí lejos de mi hogar y en quién vi una imagen de perseverancia, lucha y alegría.

A esa persona especial que siempre estuvo presente en cada uno de mis triunfos y tropiezos a lo largo de la carrera, brindándome su apoyo y afecto.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, a la Virgen y a todos los Santos, por haberme guiado por el camino del bien, dándome fuerzas, sabiduría y salud.

A mi madre, por ser mi mejor profesora y confidente, en quién guardo las más bellas experiencias y quien permaneció las 24 horas velando para que yo pueda cumplir este sueño.

A mi padre, por ser el promotor de que yo estudie esta carrera, de la cual me siento muy feliz de haberla culminada. Así mismo le agradezco por todo el apoyo que me supo brindar desde que empecé mi vida estudiantil.

A los dos les quiero mucho y les aseguro que próximos triunfos seguirán viniendo, gracias por su infinito amor.

A mi hermano, por siempre apoyarme y estar cuidando de mi salud, especialmente en los momentos más difíciles.

Al Ing.M.Sc. Jorge Cevallos, por ser mi tutor y brindarme sus sabios conocimientos y experiencias que fueron fundamentales para realizar esta investigación.

Al Ing. M.Sc. Christian Medina por su desinteresada forma de compartir su sabiduría.

A la Universidad Técnica de Ambato, por haberme acogido en sus aulas y formarme un profesional capaz de servir a la sociedad de manera honesta y eficiente.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PÁGINAS PRELIMINARES

Portada…….. i

Certificación…..……..... ii

Autoría…….…... iii

Derechos de autor…….……... iv

Aprobación del tribunal de grado.....….. v

Dedicatoria……...…….……... vi

Agradecimiento…….……... vii

Índice general de contenidos…….……..... viii

Índice de tablas…….…..……. xiv

Índice de gráficos……...……. xvii

Resumen ejecutivo…….…….. xxvi

Abstract…….…… xxvii

TEXTO

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. Tema del trabajo experimental…….……..... 1

1.2. Antecedentes……...…….…. 1

1.3. Justificación……..……. 2

1.4. Objetivos…… 3

1.4.1. Objetivo General……. 3

1.4.2. Objetivos Específicos……. 3

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1. Fundamentación teórica…….…… 5

2.1. Introducción…….……. 5

2.1.2. Patologías en edificios de acero en el Ecuador, realizado

por Andrés Cassange…….……... 6

2.1.3. Pórticos resistentes a momento (PRM)…….….. 8

2.1.3.1. Pórticos especiales resistentes a momento

(Special Moment Frames SMF)…….. 10

2.1.3.2. Pórticos Intermedios Resistentes a Momento

(Intermediate Moment Frames)……... 10

2.1.3.3. Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento

(Ordinary Moment Frames)…….…… 11

2.1.4. Ensayo experimental en pórticos especiales a momento

(SMF) post Northridge…… 14

2.1.5. Conexiones precalificadas de acuerdo al AISC 358-10……. 16

2.1.5.1. Conexión a momento de placa externa empernada no rigidizada

(Bolted Unstiffened End Plate BUEP)…… 16

2.1.5.2. Conexión a momento de placa externa empernada rigidizada

(Bolted Stiffened End Plate BUEP)…….… 17

2.1.5.3. Conexión de alas y almas soldadas

(Wleded Unreinforced Flange- Welded Web)…….… 18

2.1.5.4. Conexión a momento Soporte Atornillada Kaiser…….….. 20

2.1.5.5. Conexión de columna tubular rellena de hormigón…….… 21

2.1.5.6. Viga de sección reducida (Beam Reduced Section)…… 22

2.1.5.7. Conexión de alas de viga empernadas (Bolted Flange Plate BFP).… 24

2.1.6. Ensayo y análisis de conexiones de secciones de

viga, con y sin acortamiento de sus alas……..…… 25

2.1.6.1. Resultados de la viga sin sección reducida…….… 30

2.1.6.2. Resultados de la conexión precalificada……. 31

2.1.6.3. Comparación entre ambas conexiones…….…... 34

2.1.7. Análisis del comportamiento de la conexión precalificada de placa empernada a alas de viga (Bolted Flange Plate BFP) realizado por el ASCE. 34

2.2. Hipótesis…….… 38

2.3. Señalamiento de variables de la hipótesis…….…. 38

2.3.1. Variable Independiente…….…….. 38

2.3.2. Variable dependiente…….……. 38

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Nivel a tipo de investigación……..…… 39

3.1.1. Nivel exploratorio…….…….. 39

3.1.2. Nivel descriptivo…….…… 39

3.1.3. Nivel correlacional…….……. 39

3.2. Población y muestra…….…….. 39

3.2.1. Población…….…… 40

3.2.2. Muestra…….…….. 40

3.2.2.1. Descripción del edificio que se va a estudiar…….…….. 40

3.3. Operacionalización de variables……..…….…… 41

3.3.1. Variable Independiente…….…….. 41

3.3.2. Variable dependiente…….……. 41

3.4. Plan de recolección de información…….…….. 42

3.5. Plan de procesamiento y análisis……..... 43

3.5.1. Plan de procesamiento……..……... 43

3.5.1.1. Planos arquitectónicos.....……..……... 43

3.5.1.2. Estructuración……..……. 44

3.5.1.3. Pre- dimensionamiento estructural……..……. 44

3.5.1.4. Propiedades de los materiales……..……. 44

3.5.1.5. Cargas……..……. 45

3.5.1.5.1. Carga muerta…… 45

3.5.1.2. Carga viva……... 45

3.5.1.5.3. Carga sísmica…….. 45

3.6. Análisis……. 45

3.6.1. Análisis estático y dinámico de la estructura…… 46

3.7. Diseño de las conexiones……. 46

3.7.1. Conexión de viga de sección reducida (Reduced Beam Section RBS). 46

3.7.2. Conexión alas de vigas empernadas (Bolted Flange Plate BFP)……... 46

3.7.3. Semejanzas y diferencias de los 2 tipos de conexión…… 46

3.7.3.1. Numéricas……... 47

3.7.3.2. Gráficas…….. 47

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.1. Planos arquitectónicos……... 48

4.1.2. Cuantificación de cargas…… 55

4.1.2.1. Adicional de carga muerta (ACM)……. 55

4.1.2.2. Carga viva (L_{LIVE})…….. 55

4.1.3. Dimensiones de elementos estructurales……... 55

4.1.4. Tipo de materiales…… 56

4.1.5. Espectro de aceleraciones elástico……. 56

4.2. Análisis de los resultados…….. 58

4.2.1. Análisis dinámico de la estructura……. 58

4.2.1.1. Posibles torsiones de la estructura…….. 59

4.2.1.2. Período fundamental de vibración…….. 59

4.2.1.3. Participación modal de la masa…….. 60

4.2.1.4. Chequeo de cortantes dinámicos y estáticos…….. 61

4.2.1.5. Chequeo de derivas……. 61

4.2.2. Diseño de las conexiones precalificadas…… 62

4.2.2.1. Diseño manual de la conexión precalificada
de viga de sección reducida (RBS)…….….. 64
4.2.2.1.1. Requisitos básicos para la precalificación de viga……..…….. 64
4.2.2.1.2. Requisitos básicos para la precalificación de columna……..… 66
4.2.2.1.3. Procedimiento de diseño de la conexión "RBS"…….. 69
4.2.2.2. Diseño manual de la conexión precalificada de
alas de viga empernadas (BFP)…….…... 96
4.2.2.2.1. Requisitos básicos para la precalificación de viga…… 96
4.2.2.2.2. Requisitos básicos para la precalificación de columna…….…… 99
4.2.2.2.3. Procedimiento de diseño de la conexión "BFP"…….…. 101
4.2.2.3. Diseño computarizado a través de ETABS 2016
de la conexión precalificada de viga de sección reducida (RBS)……..... 136
4.2.2.4. Diseño computarizado de las 2 conexiones precalificadas, a través
de un software estructural especializado en uniones metálicas……..….. 143
4.2.2.4.1. Recopilación de datos…….……. 143
4.2.2.4.2. Diseño de la conexión de viga de sección reducida (RBS)…..…… 148
4.2.2.4.2.1. Diseño a momento de la conexión "RBS"……..… 149
4.2.2.4.2.2. Diseño a corte de la conexión "RBS"…….…... 155
4.2.2.4.3. Diseño de la conexión de alas de viga empernadas (BFP)……..….. 159
4.2.2.4.3.1. Diseño a momento de la conexión de alas de viga
empernadas (BFP)…….…… 160
4.2.2.4.3.2. Diseño a corte de la conexión de alas de viga
empernadas (BFP)…….…… 167
4.3. Verificación de hipótesis…….…….. 172

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1. Conclusiones……. 173

5.2. Recomendaciones……. 175

MATERIALES DE REFERENCIA

1. Bibliografía…….. 176

2. Anexos…...…….. 179

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores del factor de reducción sísmica recomendados para pórticos SMF, IMF, OMF……..... 13

Tabla 2. Tipos de elementos de vigas y columnas que se ensayaron……. 26

Tabla 3. Dimensiones de vigas y columnas…… 27

Tabla 4. Ángulo de distorsión y desplazamiento de viga concluido el sexto ciclo de carga…….. 28

Tabla 5. Perfiles y materiales de vigas y columnas que se utilizaron en el ensayo…….. 34

Tabla 6. Resultados de la rotación plástica máxima de cada conexión con igual ciclos y magnitud de carga…… 38

Tabla 7. Operacionalización de la variable independiente……. 41

Tabla 8. Operacionalización de la variable dependiente……. 42

Tabla 9. Plan de recolección de información…….. 42

Tabla 10. Datos de adicional de carga muerta de cada piso del edificio…… 55

Tabla 11. Carga viva dependiendo el área del edificio……... 55

Tabla 12. Elementos estructurales obtenidos de un pre diseño…….. 55

Tabla 13. Materiales utilizados en la modelación y cálculo estructural……. 56

Tabla 14. Resumen de factores que determina el espectro de aceleraciones elástico…….. 56

Tabla 15. Espectro elástico de aceleraciones reducido……... 57

Tabla 16. Resultados modales de la estructura…… 59

Tabla 17. Período fundamental de la estructura…….. 60

Tabla 18. Participación modal de la masa…….. 60

Tabla 19. Cortantes dinámicos y estáticos en cada dirección de la estructura…….. 61

Tabla 20. Chequeo de derivas elásticas e inelásticas…….. 61

Tabla 21. Requisitos en viga para la conexión de viga con sección

reducida (RBS)…… 64

Tabla 22. Requisitos en columna para la conexión de viga con sección reducida (RBS)……. 66

Tabla 23. Factores de fluencia y tensión probable para materiales A36, A572 y A588……. 73

Tabla 24. Requisitos para la conexión de alas empernadas (BFP)……. 96

Tabla 25. Requisitos en columna para la conexión de alas empernadas (BFP)……..... 98

Tabla 26. Diámetros de pernos estándar y longitudes mínimas hacia el borde de la placa…….. 103

Tabla 27. Factores de fluencia y tensión probable para materiales ASTM A36, A572 y A588……... 104

Tabla 28. Resistencia nominal a la tensión y al cortante de pernos con diverso material…… 105

Gráfico 29. Tabla que amplifica o mantiene el valor del área efectiva, necesaria para determinar la resistencia del elemento……. 114

Tabla 30. Restricciones en los extremos de elementos verticales y factor de longitud efectiva teórica y recomendada……... 118

Tabla 31. Máximas resistencias axiales del piso 1…….. 134

Tabla 32. Conexión viga- columna a corte en el eje mayor (sentido X)……. 137

Tabla 33. Conexión viga- columna a corte en el eje menor (sentido Y)……. 138

Tabla 35. Conexión viga- columna a momento en el eje mayor (sentido X)……..... 138

Tabla 36. Conexión viga- columna a momento en el eje mayor (sentido Y)…… 138

Tabla 37. Detalle analítico de la conexión de placa diseñada a corte……. 142

Tabla 38. Cortante máximo de la viga 3 C-D por cargas últimas……..... 143

Tabla 39. Cortante máximo de la viga 3 B-C por cargas últimas……..... 143

Tabla 40. Momento máximo de la viga 3 C-D por cargas últimas……. 144

Tabla 41. Momento máximo de la viga 3 B-C por cargas últimas……. 144

Tabla 42. Máxima carga axial de la columna C3…… 144

Tabla 43. Máximo cortante de la columna C3…… 145

Tabla 44. Máximo momento de la columna C3…….. 145

Tabla 45. Resumen de esfuerzos producidos en vigas y columna…….. 145

Tabla 46. Ingreso de cortantes, momentos y carga axial al programa…… 146

Tabla 47. Mayoración de cargas importadas del Etabs 16……..… 146

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Vista en corte. Columna rectangular rellena de hormigón conectada con una viga tipo "I" mediante soldadura en alas y alma. Se detalla la abertura de soldadura en la parte superior e inferior de las alas…… 7

Gráfico 2. Soldadura tipo filete, usada para unir dos elementos que conforman un ángulo de 90°; también llamada junta tipo "T"…… 7

Gráfico 3. Soldadura tipo penetración completa, utilizada para unir dos elementos situados en una misma línea de referencia…….. 8

Gráfico 4. Unión viga columna con soldadura tipo filete, hecha por mano de obra no calificada y encontrada en pésimas condiciones…… 8

Gráfico 5. Pórtico resistente a momento conformado por vigas, columnas, empalmes de vigas o columnas, paneles nodales y base de columna montada en un pedestal de hormigón estructural……..... 9

Gráfico 6. Desplazamiento de la estructura y Formación de rótulas plásticas en columnas del primer piso…… 10

Gráfico 7. Espectro de aceleraciones elástico y espectro de aceleraciones elástico reducido de acuerdo a AISC 358-10……... 12

Gráfico 8. Espectro de aceleraciones elástico y espectro de aceleraciones elástico reducido de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción….. 13

Gráfico 9. Comportamiento histerético de la zona de panel que a medida que avanzan los ciclos de rotación, el material pierde ductilidad y gana resistencia……. 14

Gráfico 10. Pandeo local en alas y alma de viga producto del ensayo de cargas con diferentes magnitudes aplicadas al nudo……..….. 15

Gráfico 11. Conexión de placa empernada en ala de columna y soldada

en alas de viga…….. 16

Gráfico 12. Vista en corte. Partes que conforma la unión de placa externa empernada no rigidizada…….. 17

Gráfico 13. Conexión de placa empernada en el ala de columna y soldada en alas de viga, con rigidizadores y placas de continuidad…….. 17

Gráfico 14. Vista en corte. Partes que conforma la unión de placa externa empernada con rigidizadores…… 18

Gráfico 15. Conexión de alas y almas soldadas, y distancia requerida para la formación de rótulas plásticas……..…… 19

Gráfico 16. Vista en corte. Partes que conforman la conexión de alas y almas soldadas……. 19

Gráfico 17. Conexión de soporte atornillada Kaiser soldada (a) y empernada (b) a las alas de viga…….. 20

Gráfico 18. Vista 3D. Rigidizadores que se unen por medio de soldadura a las alas de vigas…… 20

Gráfico 19. Vista 3D. Rigidizadores que se unen por medio de pernos a las alas de vigas……. 20

Gráfico 20. Columna tubular rodeada de collarines que mantienen ensamblado las vigas y columna…….. 21

Gráfico 21. Columna cuadrada tubular rellena de hormigón unida a vigas de sección reducida mediante collarines situados en las esquinas de columna…… 22

Gráfico 22. Conexión de viga de sección reducida hacia la columna mediante soldadura de penetración completa o de tipo filete en sus alas y placa cortante empernada en su alama……. 23

Gráfico 23. Vista en planta y en elevación de la configuración geométrica. Posee un radio de curvatura que es el recorte de sección a una cierta distancia medida desde la cara de la columna. La placa de corte puede estar unida por soldadura o pernos……... 23

Gráfico 24. Conexión de placas atornilladas por 8 pernos en las alas de viga y otra plancha adicional soldada al ala de columna. Además dos placas de continuidad en la zona de panel que garantizan la estabilidad del nudo…. 24

Gráfico 25. Detalle de los elementos de conexión: columna, viga de sección reducida, soladura de penetración completa, pernos y placas de continuidad……... 26

Gráfico 26. Vista en planta y en corte de la viga, con sus dimensiones de ala, alma y sección reducida…… 26

Gráfico 27. Elementos que conforman el ensayo: viga, columna, brazo hidráulico, sensores de desplazamiento y rotación inelástica. Además colocada cal en su unión para ver su posible desprendimiento…… 27

Gráfico 28. Elementos externos necesarios para el ensayo: actuador hidráulico, computador que digitaliza los datos, caja energética……. 28

Gráfico 29. Modelo tridimensional de viga de sección reducida sin placas de continuidad, hecho en el software ANSYS……. 29

Gráfico 30. Modelo tridimensional de viga de sección no reducida y sin placas de continuidad hecho en el software ANSYS……... 29

Gráfico 31. Elementos que conforman el ensayo: viga, columna, brazo hidráulico, sensores de desplazamiento y rotación inelástica. Además colocada cal en su unión para ver su posible desprendimiento……. 30

Gráfico 32. Deterior del alma de columna con desprendimiento de cal después de terminado el ensayo, producto de la carga histerética que estuvo sometida……... 30

Gráfico 33. Distribución de tensiones, según el método de Von Mises, que controla el fallo en zonas dúctiles. La zona de color rojo mide el mayor grado de deformación inelástica…….. 31

Gráfico 34. Muestra de la conexión de viga de sección reducida y columna, controlada por sensores de desplazamiento y rotación en la sección disminuida, después de terminado el ensayo…….. 31

Gráfico 35. Vista en planta. Distribución de tensiones, según el método de

Von Mises, que controla el fallo en zonas dúctiles. La zona de color rojo mide el mayor grado de deformación inelástica…….. 32

Gráfico 36. Vista frontal. Formación de rótula plástica en la sección reducida de vida y tensiones considerables en la zona nodal, debido a que no presenta placas de continuidad…… 32

Gráfico 37. Diagrama histerético Fuerza vs Desplazamiento de la viga de sección completa, en el que el elemento comienza a perder ductilidad y ganar resistencia con el aumento de cargas cíclicas…… 33

Gráfico 38. Diagrama histerético Fuerza vs Desplazamiento de la viga de sección reducida. El material no pierde tempranamente su ductilidad, por ende la curva es constante en varios ciclos de carga……..... 33

Gráfico 39. Vista frontal de los elementos del ensayo: Columna, viga, placas de continuidad, placas empernadas en vigas, brazo hidráulico y sensores que miden el desplazamiento y rotación inelástica 35

Gráfico 40. Fractura frágil por tensión en la primera línea de pernos del ala inferior de la viga (muestra 1)…….. 36

Gráfico 41. Formación de rótula plástica posterior a la colocación de placas, con pandeo local en alas y alma de viga. La rótula se produce a una distancia igual al peralte de la viga, medido desde el último perno (muestra 2)…… 37

Gráfico 42. Desgarramiento del ala de viga cercana al último perno, además presencia de pandeo local del alma. El diámetro de tornillo fue disminuido mientras que la placa fue reforzada con un espesor idéntico en la parte superior e inferior (muestra 7)…… 37

Gráfico 43. Planta del subsuelo, nivel -2+0,80……... 48

Gráfico 44. Planta baja, nivel 0+0,00…….. 49

Gráfico 45. Plantas 2,3 y 4; niveles 2+0,70; 5+0,25; 7+0,85……. 50

Gráfico 46. Planta 5; nivel 10+0,45…… 51

Gráfico 47. Terraza accesible; nivel 13+0,05…….. 52

Gráfico 48. Elevación frontal…….. 53

Gráfico 49. Vista en corte A-A'…….. 54
Gráfico 50. Espectro de aceleraciones elástico e inelástico o reducido…….. 58
Gráfico 51. Derivas elásticas en el sentido X……. 62
Gráfico 52. Derivas elásticas en el sentido Y……..... 62
Gráfico 53. Dimensión de la viga IPE450……..… 63
Gráfico 54. Dimensión de la columna HEB360……. 63
Gráfico 54. Dimensión de la columna HEB400…… 63
Gráfico 56. Elementos estructurales que conforman el edificio……. 64
Gráfico 57. Vano libre entre ejes B-C……. 66
Gráfico 58. Vista geométrica en corte y en planta de la conexión……. 70
Gráfico 59. Vista en planta viga IPE450 de sección reducida y columna HEB360……. 71
Gráfico 60. Dimensiones de la viga IPE450……..……. 72
Gráfico 61. Diagrama de cuerpo libre de la viga sometida a cargas y momentos en la zona de rótulas plásticas…… 74
Gráfico 62. Vista en planta del área cooperante de la viga……. 75
Gráfico 63. Cálculo de fuerza cortante producida en la rótula plástica de la Viga…….. 77
Gráfico 64. Cálculo de fuerza cortante producida en la rótula plástica de la Viga…….. 77
Gráfico 65. Diagrama de cuerpo libre de viga completa y reducida…….. 79
Gráfico 66. Cálculo del coeficiente de corte del alma para almas atiesadas y no atiesadas……... 80
Gráfico 67. Valor del coeficiente de pandeo……... 81
Gráfico 68. Vista frontal y en corte de los elementos empernados en placa.. 86
Gráfico 69. Placa adosada al ala de columna y sometida a esfuerzos de corte y tracción……. 87
Gráfico 70. Bloque de corte en elementos empernados…….. 89
Gráfico 71. Vista en corte. Unión viga IPE450- columna HEB400 y placas de continuidad…….. 93

Gráfico 72. Vista en corte. Unión viga IPE450- columna HEB360 y placas de continuidad…….. 93
Gráfico 73. Máximas resistencias axiales del piso 1…….. 94
Gráfico 74. Énfasis en la Columna HEB400 que tiene la mayor carga Axial……. 95
Gráfico 75. Vano libre entre ejes B-C……. 98
Gráfico 76. Vista en corte de los elementos y distancias que conforman la Conexión…….. 107
Gráfico 77. Diagrama de cuerpo libre de la viga sometida a cargas y momentos en la zona de rótulas plásticas…… 108
Gráfico 78. Cálculo de fuerza cortante producida en la rótula plástica de la viga……... 110
Gráfico 79. Configuración de la placa de las alas de viga, de acuerdo a los cálculos obtenidos…… 112
Gráfico 80. Línea de tensión, generada por la fuerza ejercida sobre la placa……. 113
Gráfico 81. Bloque de cortante, con el área neta a cortante y tensión más Crítica……... 115
Gráfico 82. Longitud efectiva de la palca debido a su deformación……...… 117
Gráfico 83. Cálculo del coeficiente de corte del alma para almas atiesadas y no atiesadas……... 120
Gráfico 84. Valor del coeficiente de pandeo……... 121
Gráfico 85. Vista frontal y en corte de los elementos empernados en placa.. 125
Gráfico 86. Placa adosada al ala de columna y sometida a esfuerzos de corte y tracción……. 127
Gráfico 87. Bloque de corte en elementos empernados…….. 129
Gráfico 88. Vista en corte. Unión viga IPE450- columna HEB400 y placas de continuidad…….. 132
Gráfico 89. Vista en corte. Unión viga IPE450- columna HEB360 y placas de continuidad…….. 133

Gráfico 90. Énfasis en la Columna HEB400 que tiene la mayor carga axial……. 135
Gráfico 91. Tipos de conexión a momento en vigas……... 136
Gráfico 92. Conexión a momento de viga con sección reducida……... 137
Gráfico 93. Demanda- capacidad de las conexiones……... 139
Gráfico 94. Chequeo del cumplimiento de todas las conexiones…… 140
Gráfico 95. Demanda capacidad de las conexiones que no cumplen con el Diseño…….. 140
Gráfico 96. Falla de la conexión por pandeo lateral del ala…… 141
Gráfico 97. Detalle geométrico de la conexión de placa diseñada a corte….. 141
Gráfico 98. Detalles de la fallas en la conexión de sección de viga reducida……... 142
Gráfico 99. Configuraciones para el diseño……... 147
Gráfico 100. Dimensiones de viga IPE450…….. 147
Gráfico 101. Dimensiones de columnas HEB400 y HEB360……. 148
Gráfico 102. Ingreso de datos de la conexión……... 148
Gráfico 103. Opciones del tipo de uniones que se puede realizar…… 149
Gráfico 104. Datos de diseño ingresados al programa…… 149
Gráfico 105. Vista en 3D de la conexión "RBS" a momento…… 150
Gráfico 106. Análisis de la unión a momento…… 150
Gráfico 107. Resultados finales de la conexión de viga de sección reducida……... 151
Gráfico 108. Resultados finales de la conexión a momento de viga de sección reducida……... 152
Gráfico 109. Resultados de demanda- capacidad de las cargas sísmicas…….…… 153
Gráfico 110. Detalles de la conexión a momento. Vista superior- sin Escala……... 153
Gráfico 111. Detalles de la conexión a momento. Vista lateral- sin Escala……... 154

Gráfico 112. Detalles de la conexión a momento. Vista frontal- sin Escala……... 154
Gráfico 113. Datos de diseño ingresados al programa……..... 155
Gráfico 114. Vista en 3D de la conexión "RBS" a corte……... 155
Gráfico 115. Análisis de la unión a momento……. 156
Gráfico 116. Resultados finales de la conexión a corte de viga de sección reducida…….. 156
Gráfico 117. Resultados finales de la conexión a corte de viga de sección reducida……..... 157
Gráfico 118. Detalles de la conexión a corte. Vista superior- sin escala…… 157
Gráfico 119. Detalles de la conexión a corte. Vista lateral- sin escala……... 158
Gráfico 120. Detalles de la conexión a corte. Vista frontal- sin escala……... 158
Gráfico 121. Elementos diseñados a corte y a momento que conforma la unión, con su relación demanda capacidad…….. 159
Gráfico 122. Ingreso de datos de la conexión……. 160
Gráfico 123. Datos de diseño ingresados al programa…… 161
Gráfico 124. Datos de diseño ingresados al programa…… 161
Gráfico 125. Vista en 3D de la conexión "BFP" a momento……. 162
Gráfico 126. Análisis de la unión a momento……. 162
Gráfico 127. Resultados finales de la conexión de placas empernadas en alas de viga……... 163
Gráfico 128. Resultados finales de la conexión de placas empernadas en alas de viga…….. 164
Gráfico 129. Resultados de demanda- capacidad en base a fórmulas del AISC 360-05…… 165
Gráfico 130. Detalles de la conexión a momento. Vista superior de la placa- sin escala…… 166
Gráfico 131. Detalles de la conexión a momento. Vista superior- sin Escala……... 166
Gráfico 132. Detalles de la conexión a momento. Vista lateral- sin

Escala……... 166

Gráfico 133. Detalles de la conexión a momento. Vista frontal- sin Escala……... 167

Gráfico 134. Datos de diseño ingresados al programa…… 167

Gráfico 135. Vista en 3D de la conexión "BFP" a corte…… 168

Gráfico 136. Aprobación o repruebo de la unión a momento…… 168

Gráfico 137. Resultados finales de la conexión a corte de viga de sección reducida……..... 169

Gráfico 138. Resultados finales de la conexión a corte de viga de sección reducida…….. 169

Gráfico 139. Detalles de la conexión a corte. Vista superior- sin escala…… 170

Gráfico 140. Detalles de la conexión a corte. Vista lateral- sin escala……... 170

Gráfico 141. Detalles de la conexión a corte. Vista frontal- sin escala…….. 171

Gráfico 142. Elementos diseñados a corte y a momento que conforma la unión, con su relación demanda capacidad…….. 171

RESUMEN EJECUTIVO

TEMA: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL, IRREGULAR DE 5 PISOS REALIZADO MEDIANTE 2 TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS POR EL AISC 358-10: CONEXIÓN DE PLANCHA DE ALA EMPERNADA (BFP) Y SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)**"**

AUTOR: Pablo Andrés Vargas Sanguil

TUTOR: Ing. M.Sc. Jorge Cevallos

FECHA: 31 de Julio del 2017

En el presente trabajo de investigación se realizó un análisis sismorresistente a una edificio residencial e irregular de 5 niveles. Concebido en estructura metálica.

Para empezar el proyecto se tuvo que realizar un análisis estático y dinámico de la estructura. En este proceso se colocó diversas columnas HEB y vigas del tipo IPE, hasta que la estructura presente una adecuada respuesta sísmica; con los datos obtenidos del software Etabs 2016 se procedió a diseñar las 2 conexiones precalificadas "BFP" y "RBS", de forma manual, guiado por la normativa ecuatoriana NEC_SE_AC 16 y las estadounidenses AISC 358-10 y FEMA 350. Las dos uniones cumplieron con los diversos requerimientos de precalificación, desarrollando las rótulas plásticas en los lugares esperados. Así mismo, se recopiló los mismos datos de Etabs 2016 y se introdujo en un software estructural especializado en conexiones metálicas, el cual arrojó resultados valederos; con la diferencia que cada junta tuvo un requerimiento que sobrepasó los límites de tolerancia de diseño.

A su vez, como el software Etabs 2016 tiene la opción de diseñar la conexión de viga de sección de viga reducida (RBS), se ejecutó el desempeño de esta unión. Los resultados fueron que la conexión tiene un adecuado comportamiento sísmico, desarrollando una gran ductilidad en vigas.

ABSTRACT

The present investigation was carried a seismic-resistant analysis in a residential building and irregular of 5 stories in steel structure.

To start the project,was carried out a static and dynamic analysis. In this process several HEB columns and beams of the IPE type were placed, until the structure will present a good seismic response, with the data obtained from the software Etabs 2016 proceeded to design the 2 precise connections "BFP" and "RBS" guided by the Ecuadorian regulations NEC_SE_AC 16 and the Americans AISC 358-10 and FEMA 350. The two connections met the various prequalification requirements, developing the plastic hinges at the expected locations. The same Etabs 2016 data were compiled and introduced in structural software specializing in metallic connections, which gave valid results; With the difference that each plate had a requirement that exceeded the design tolerance limits.

In turn, since the Etabs 2016 software has the option of designing the reduced beam section (RBS) beam connection, the operation of this connection was executed. The results of the connection had an adequate behavior, developing a great ductility in beams.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

"ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL, IRREGULAR DE 5 PISOS REALIZADO MEDIANTE 2 TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS POR EL AISC 358-10: CONEXIÓN DE PLANCHA DE ALA EMPERNADA (BFP) Y SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)**"**

1.2 ANTECENDENTES

Durante varias décadas los sismos producidos en distintas partes del mundo han dejado al descubierto su intensidad de causar daño en la vida de las personas, que se ven influenciadas directamente con el daño de las edificaciones donde habitan. A su vez estos desastres naturales han servido para evaluar y evidenciar el fallo de las estructuras después del movimiento de la tierra.

Los terremotos donde se ha podido recopilar información importante han sido: México 1985, Kobe (Japón) 1995 y Northridge (Estados Unidos) 1995.

En estructuras que se vieron severamente dañadas, se constató que el fallo fue en su unión viga- columna. En varios casos las columnas tuvieron una sección cajón, y presentaron daño severo atribuido a la gran fuerza de tensión que causaron los momentos de volteo generados durante el sismo, sumados a esto que gran parte de estructuras presentaron el problema de esbeltez.

La deformación lateral de los edificios se relacionó con la fractura de las uniones en el extremo de la viga en la soldadura, así como en el extremo de la columna. Además se evidenció fracturas en la parte superior de las columnas interiores y fracturas en los extremos de las vigas en el patín inferior. [1]

Los resultados de los ensayos de las conexiones antes del terremoto de los Estados Unidos, señalan que las fracturas empezaron a desarrollarse a bajos niveles de demanda plástica y en muchos casos, cuando la estructura se encontraba aun en el rango elástico. Esta conexión tuvo un desempeño sísmico inadecuado debido a la combinación de varios factores que se señalan a continuación:

- Calidad de la mano de obra y la inspección.

- Ejecución de la soldadura.

- Mecanismo de fractura.

- Concentraciones de esfuerzos.

- Poca redundancia en todo el sistema estructural. [2]

El programa de investigación desarrollado por FEMA/SAC (Federal Emergency Management Agency/SEAOC – ATC – CUREE) conjuntamente con varios universidades de diferentes estados de aquel país estudiaron el desempeño de los pórticos de acero resistentes a momento con el propósito de identificar e implantar conexiones que presenten un mejor comportamiento para la construcción, así como para la reparación y adecuación de los ya existentes.

Se evidenció que el acero estructural es un material que por calidad ofrece un gran respaldo ya que es elaborado bajo estándares y equipos industrializados, y que por medio de sus propiedades como la resistencia, rigidez y ductilidad genera gran versatilidad a la hora de montar una edificación. A su vez existen detalles que hacen que la estructura funcione acorde al diseño o completamente desfavorable. [3]

El comportamiento esperado de las conexiones propuestas, consiste básicamente, en desplazar el punto de formación de las rótulas plásticas a una distancia predeterminada desde la cara de la columna, a lo largo de la luz de la viga. Esto puede lograrse, mediante un refuerzo local de la sección de la viga en la conexión, o mediante una reducción de la sección de la misma, en los puntos en dónde se desea la formación de la rótula plástica. [4]

En nuestro país se realiza el cálculo para Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM). En los que comprenden vigas, columnas, bases de columnas, empalmes, unión viga columna que pueden ser soldadas, apernadas o los dos conjuntamente. Ligados con una norma la cual es la NEC_SE_AC 16. [5]

Los materiales principales que se utilizan son perfilería “W” y Tubular, los cuales varían en su fabricación, pudiendo ser laminadas al caliente o al frío.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Debido a la elevada amenaza sísmica que representa la ubicación de nuestro país, sumado a la presencia de estructuras vulnerables en todo el territorio, es de esperar que el Ecuador esté sujeto a un riesgo relativamente alto. El terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí, de magnitud 7.8 grados en la escala de Richter, viene a corroborar lo dicho. Varios muertos, construcciones colapsadas y un sin número de edificaciones por ser rehabilitadas dejó el saldo en aquella región. Sumándole que otros daños fueron percibidos en ciudades aledañas, como Esmeraldas, Atacames, Chone, y Guayaquil.

Una cantidad considerable de la población no percibe el posible daño causado por un evento telúrico por lo que varias construcciones ya sean estas en hormigón o de acero estructural son hechas sin normativas ni inspección técnica.

Desde hace varios años se viene modificando un código o normativa ecuatoriana que sirve de respaldo para mitigar desastres naturales. Es así que se pasó de tener el CEC (Código Ecuatoriano de la Construcción) 2000 a la NEC (Norma Ecuatoriana de la construcción) 14 para por último actualizarle a la NEC 16.

El diseño se puede decir que está encaminado para que las estructuras no sean fácilmente vulnerables. Pero la norma estadounidense AISC 358-10 plantea estructuras metálicas comprobadas y ensayadas a fin de poder evitar un fallo no deseado en su conexión viga-columna. Conservando el mismo criterio que el de hormigón armado, en donde se desea que la formación de rótulas plásticas se generen en la viga. Estas conexiones a su vez poseen especificaciones, procedimientos de diseño y limitaciones para cada junta.

Existen varios tipos de conexiones como: las rígidas, precalificadas, soldadas, empernadas, y unión de ambas.

Para este trabajo se ha realizado un análisis comparativo entre dos conexiones, colocadas en un edificio irregular, frente a cargas gravitatorias y laterales.

Se fomentará la aplicación de normativa Ecuatoriana y Estadounidense que en nuestro país poco se enfatiza.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

Analizar el diferente comportamiento que tiene una estructura metálica implementando dos tipos de conexiones precalificadas: conexión de plancha de ala empernada (BFP) y sección de viga reducida (RBS).

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar los criterios de distintas normativas como FEMA 350, AISC 358-10, ASCE y NEC 15 (NEC_SE_AC; NEC_SE_CG y NEC_SE_DS).

- Entender la metodología de diseño de estructuras metálicas y sus conexiones.

- Realizar comparaciones entre las dos conexiones precalificadas, en su nivel de comportamiento estructural, tipo de construcción y procedimiento de modelación en un programa computacional.

- Tener habilidad para el manejo de herramientas tecnológicas (estructurales) que sirven para una mejor eficiencia y eficacia al momento de obtener resultados.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1.1. Introducción

Después del sismo de Northridge en 1994 se realizaron varios análisis e investigaciones en edificios de pórticos resistentes a momento dañados y colapsados.

Se evidenció claramente que la demanda requerida fue mayor a la diseñada, donde sus conexiones fueron incapaces de absorber los esfuerzos y solicitaciones producidos por la excitación sísmica.

El código FEMA 350, fue uno de los tantos reglamentos en experimentar a escala real el comportamiento de las estructuras, en base a pruebas de daño acumulativo, ensayos de pruebas cíclicas en sus conexiones, con el objetivo de determinar la respuesta estructural de las uniones ante fuerzas inerciales y deformaciones máximas (cargas dinámicas), estudio de roturas en pernos y soldadura; sustrayendo datos de rigidez, resistencia y deformación en conexiones.

Se dictaminó que el mal comportamiento sísmico de las conexiones se debe en su gran mayoría a que:

- Se construyen con aceros que otorgan una mayor resistencia pero debilita su ductilidad, lo cual genera fallas repentinas o frágiles.

- La normativa constructiva de soldadura (AWS) no se la cumple, obteniendo valores de soldadura y tenacidad bajos.

- No se conserva el criterio de columna fuerte- viga débil, en muchas ocasiones porque la zona de panel falla, antes que los demás elementos estructurales.

- Mal detallamiento de soldadura de placas de continuidad en columna produciendo rotura en alas y alma de columna.

La normativa AISC 1992 analizó conexiones a momento que podían desarrollar rotaciones inelásticas entre 0,01 y 0,015 radianes. El sismo de Northdridge demostró un comportamiento deficiente, denotando fracturas en la soldadura de uniones principalmente. Después de este evento telúrico se enmendaron las normativas incluyendo varios requisitos para el diseño y construcción de sistemas dúctiles [7].

A su vez el código FEMA 2000 planteó 9 conexiones con sus respectivos procedimientos de diseño y niveles de desempeño. Se las ensayó y se obtuvo buenos resultados por lo

cual estas uniones recibieron el nombre de precalificadas, ya que han sido sometidas a diversas pruebas, y siguiendo los procedimientos descritos se esperaría que no fallen. Claro está que no son las únicas con un adecuado comportamiento, pero sí, las que constan en varias normativas estadounidenses y ecuatorianas como opciones de diseño y construcción.

Se realizó varios análisis en juntas, por parte de la Universidad del Valle en Colombia considerando que las tensiones producidas sean proporcionales a las deformaciones.

Denotó que en conexiones de pórticos resistentes a momento, el esfuerzo de fluencia del acero (Fy) y esfuerzo de fluencia especificado (Fye), no son semejantes. Esto tomando como acero estructural el tipo ASTM A36. Así mismo, asegura que FEMA- 355E, 200 ha encontrado en varios casos, que el esfuerzo real es mayor en un 50% al especificado.

Esta desigualdad es uno de los motivos para que se den fallas en uniones soldadas y/o empernadas, para lo cual se debería asegurar un estado elástico de los elementos que conforman la unión. [6]

2.1.2. Patologías en edificios de acero en el Ecuador, realizado por Andrés Cassange (ESPOL)

Una tesis hecha por un estudiante de la Escuela Politécnica del litoral (ESPOL), denotó la vulnerabilidad de edificios de acero estructural, conformado por pórticos resistentes a momento.

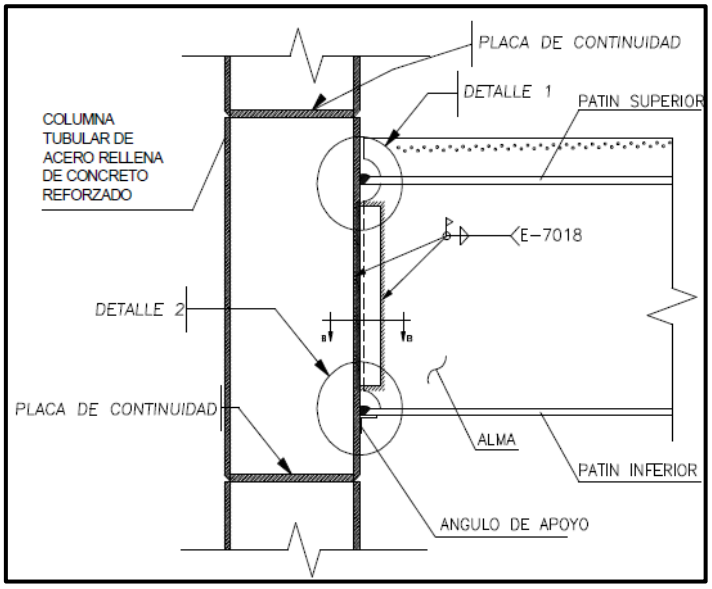
Se evidenciaron irregularidades geométricas en algunas edificaciones y ante un sismo severo, podrían ocasionar grandes concentraciones de esfuerzos en sus conexiones, además que el uso de la soldadura tipo filete, fue hecho con baja tenacidad y ductilidad limitada. [7]

Además el autor señala que muchos edificios fueron construidos con acero doblado en frío, lo cual no es capaz de soportar fuerzas sísmicas y que su ductilidad no es la esperada a la de un perfil laminado en caliente. La consecuencia de esta deficiencia es que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_AC 15), no presenta una amplia información de cómo elaborarse estos elementos [8].

Varios trabajos realizados por mano de obra en soldadura no cumplen con los requerimientos del Código de Soldadura Estructural, American Welding Society (AWS), sumándole a esto que en su mayoría no se realiza con planos de detallamiento. En Guayaquil durante esta última década se ha dado auge a la construcción en acero, donde las vigas y columnas son de perfilería tipo I o en ocasiones los elementos verticales son cuadrados. En grandes porcentajes se evidencia que los detalles estructurales de edificios del puerto principal son similares a estructuras colapsadas en los sismos de Northridge (Estados Unidos) 1994 y Kobe (Japón) 1995.

Una de varias construcciones analizadas no presentó placas de continuidad y peor aún detallamiento del nudo. Siendo la forma adecuada la mostrada en el siguiente gráfico:

Gráfico 1. Vista en corte. Columna rectangular rellena de hormigón conectada con una viga tipo "I" mediante soldadura en alas y alma. Se detalla la abertura de soldadura en la parte superior e inferior de las alas



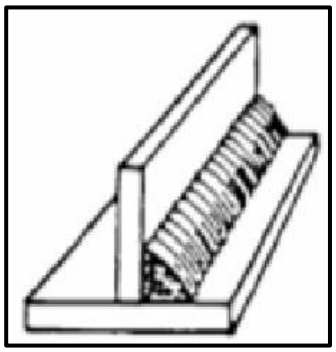
Fuente: Andrés Cassange, Tesis de grado- Escuela Superior Politécnica del Litoral

El autor recalca que varios edificios de mediana y poca altura, fueron hechos con perfiles tubulares, además de que se los hizo con normativas obsoletas, sin previas inspecciones.

Otro aspecto es que no se aplica el diseño de conexiones precalificadas enunciadas en el AISC 358-10 y FEMA 350. La soldadura utilizada fue de tipo filete, en lugar de penetración completa o ranura como estipula las actuales normativas sismorresistentes.

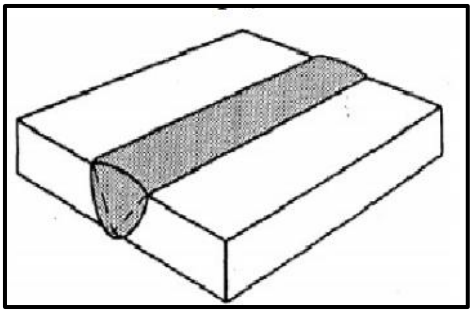
El código FEMA 355E, ha realizado investigaciones en donde pudo comprobar que la soldadura tipo filete no proporciona un adecuado comportamiento estructural frente a sismos de magnitud considerable.

Gráfico 2. Soldadura tipo filete, usada para unir dos elementos que conforman un ángulo de 90°; también llamada junta tipo "T"



Fuente: Andrés Marín, Soldadura y Estructuras- Internet

Gráfico 3. Soldadura tipo penetración completa, utilizada para unir dos elementos situados en una misma línea de referencia



Fuente: Andrés Marín, Soldadura y Estructuras- Internet

Gráfico 4. Unión viga columna con soldadura tipo filete, hecha por mano de obra no calificada y encontrada en pésimas condiciones

Fuente: Andrés Cassange, Tesis de grado- Escuela Superior Politécnica del Litoral

Al tener este tipo de conexión, la estructura fallará frágilmente, imposibilitando el desarrollo de deformaciones inelásticas.

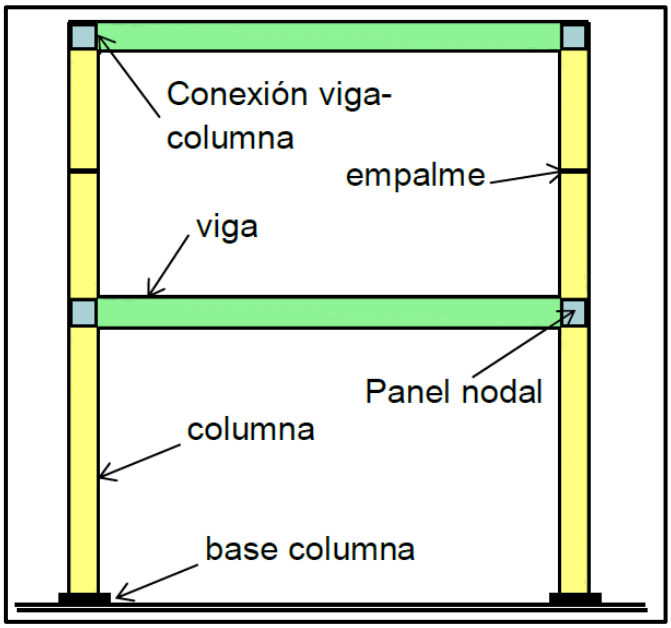
En este caso, las juntas soldadas en el taller deben ser establecidas en los planos, empleando símbolos otorgados por el American Welding Society (AWS).

2.1.3. Pórticos resistentes a momento (PRM)

Los pórticos resistentes a momento están conformados por la unión de vigas y columnas, dando lugar a nudos rígidos, necesarios para transferir los momentos flectores de vigas y

cargas axiales hacia las columnas, además de ello se tiene paneles nodales, base de columnas y empalmes entre ellos.

Gráfico 5. Pórtico resistente a momento conformado por vigas, columnas, empalmes de vigas o columnas, paneles nodales y base de columna montada en un pedestal de hormigón estructural



Fuente: Francisco Crisafulli, Revista Alacero, 4 edición- Internet

En pórticos no arriostrados las diferentes cargas gravitatorias y sísmicas, inducen a un desarrollo de momentos flectores y cortantes tanto en vigas como en columnas. Generalmente los máximos valores de estos esfuerzos se producen en sus extremos. De acuerdo a la filosofía sismorresistente, se desea que la disipación de esta energía se produzca por medio de la fluencia del acero, y que las rótulas plásticas se formen en las vigas, cercano a los apoyos; manteniéndose las columnas en el rango elástico.

Para lograrlo es necesario realizar un diseño por capacidad con el fin de obtener un comportamiento dúctil, en donde la plastificación en vigas se produzca de manera continua. [9]

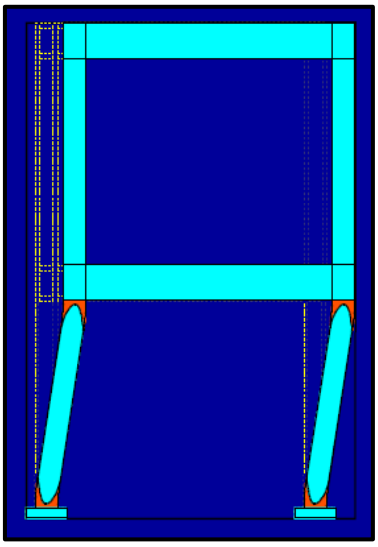
2.1.3.1. Pórticos especiales resistentes a momento (Special Moment Frames SMF)

Los pórticos SMF deberán desarrollar deformaciones inelásticas importantes por medio de rótulas plásticas en vigas y una pequeña cedencia de la zona de panel.

Las vigas deberán tener gran ductilidad que se verá controlado por el pandeo local en el alma y pandeo torsional en las alas de viga.

Para garantizar este comportamiento, se debe partir del criterio de columna fuerte viga débil, en donde la capacidad de momentos desarrollados en columnas sea mayor que en vigas. Si los valores sobrepasan este requerimiento, la disipación de energía se localizaría en columnas, lo cual llevaría a un colapso del piso o la estructura en general. [10]

Gráfico 6. Desplazamiento de la estructura y Formación de rótulas plásticas en columnas del primer piso



Fuente: Eliud Hernández, Pórticos Especiales Resistentes a Momento- Internet

2.1.3.2. Pórticos intermedios resistentes a momento (Intermediate Moment Frames)

Los pórticos intermedios también disipan energía a través de la formación de rótulas plásticas en vigas. Pero su rotación inelástica es menor que los pórticos especiales. El criterio de columna fuerte viga débil se mantiene.

La filosofía para SMF e IMF es la misma, para lo cual se debilita la zona que se quiere que falle el elemento o a su vez se refuerza las zonas cercanas a los nudos, con este diseño las vigas desarrollarán considerables rotaciones inelásticas.

2.1.3.3. Pórticos ordinarios resistentes a momento (Ordinary Moment Frames)

Su nivel de disipación de energía y formación de rótulas plásticas es muy limitado. Toda la estructura deberá mantenerse en el rango lineal, con o sin cargas sísmicas. La normativa ecuatoriana cataloga en esta categoría a todas las estructuras que no sean edificaciones, siempre y cuando desarrollen resistencias ante diferentes cargas. [11]

Tanto AISC 358 y el FEMA 2000 han clasificado los pórticos en: especiales (SMF), intermedios (IMF) y ordinarios (OMF); para nuestro estudio analizaremos los dos primeros ya que son con los que se puede realizar una conexión precalificada. La razón está en que pueden desarrollar deformaciones inelásticas producto del factor de reducción de resistencia sísmica (R) que se les asignen.

En el cálculo sísmico es un factor importante ya que el cortante basal está definido por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Sa * I}{R * \phi p * \phi e} * W \qquad \text{Ec. 1.1. NEC_SE_DS. Secc. 6.3.2.}$$

Donde:

V: cortante basal de diseño

Sa: espectro de diseño elástico

I: coeficiente de importancia

R: factor de reducción de resistencia sísmica

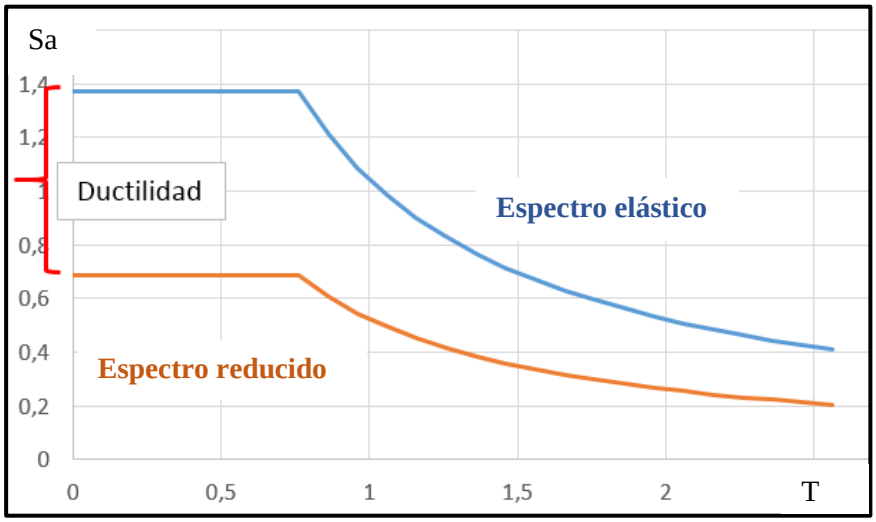
Øp: coeficiente de configuración en planta

Øe: coeficiente de configuración en elevación

W: carga sísmica reactiva

Para el valor del factor de reducción de resistencia sísmica, la norma NEC 16 ha clasificado de acuerdo a las características estructurales que posee el edificio siendo además, inversamente proporcional al sismo de diseño.

Gráfico 7. Espectro de aceleraciones elástico y espectro de aceleraciones inelástico reducido de acuerdo a AISC 358-10



Fuente: Pablo A. Vargas Sanguil, Egresado

La norma estadounidense AISC mantiene un criterio de disipación de la energía basado en el factor de reducción símica. Mientras sea un valor alto (R) la fuerza sísmica disminuye, y toda la cantidad de energía detallada en él gráfico anterior se disipará con ductilidad.

La ductilidad se desarrollará con la formación de las rótulas plásticas que son zonas de la estructura en donde el material pasa a trabajar del rango elástico al plástico, permitiendo que el nudo se desplace de manera rígida (manteniendo un ángulo de 90°).

AISC 360 detalla varios pórticos como, arriostrados, no arriostrados, concéntricos excéntricos, etc. los más usuales en nuestro país son SMF, OMF e IMF.

Tabla 1. Valores del factor de reducción sísmica recomendados para pórticos SMF, IMF, OMF

Valores para el factor R	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	4.5
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	3.5

Fuente: Zapata Luis y Carvajal Karina, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil- Iquitos Perú 2013- Internet

El criterio que mantiene nuestra norma, para reducir el espectro elástico está en función de sus cortantes: estático y dinámico.

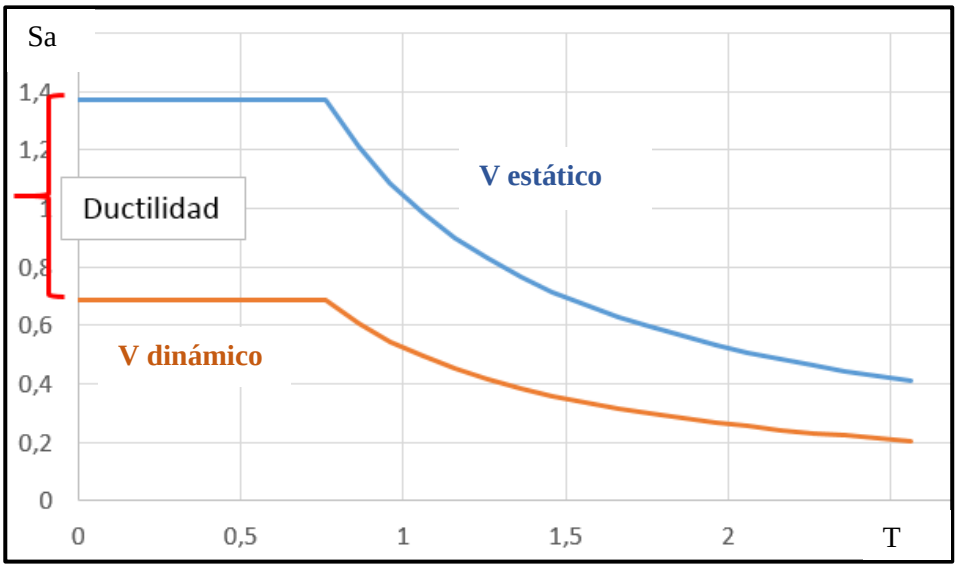
Para estructuras regulares:

$$V_{\text{Dinámico}} = 80\% * V_{\text{Estático}} \qquad \text{Ec. 1.2. NEC_SE_DS. Secc. 6.2.2.}$$

Para estructuras irregulares

$$V_{\text{Dinámico}} = 85\% * V_{\text{Estático}} \qquad \text{Ec. 1.3. NEC_SE_DS. Secc. 6.2.2.}$$

Gráfico 8. Espectro de aceleraciones elástico y espectro de aceleraciones inelástico reducido de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción



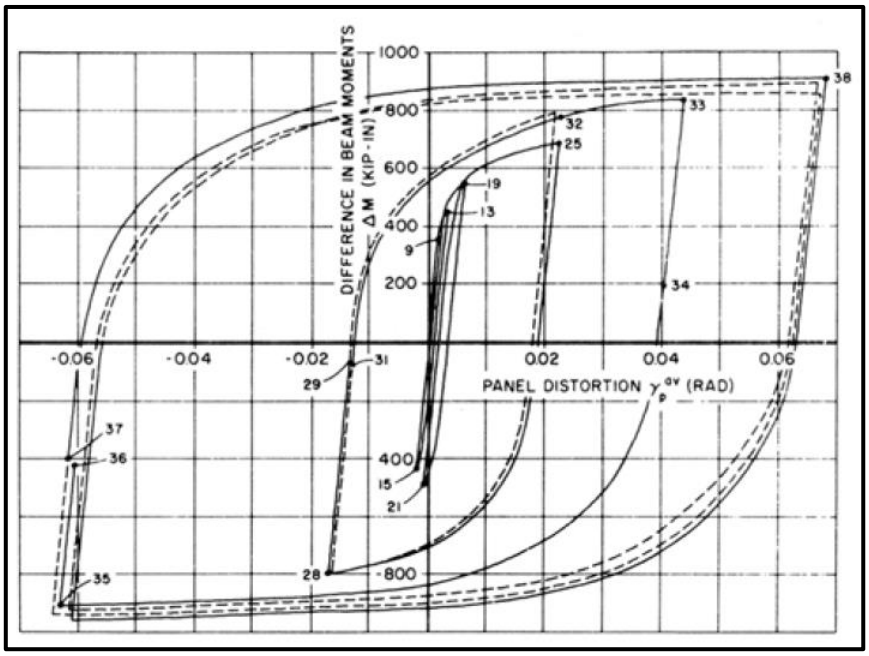
Fuente: Pablo A. Vargas Sanguil, Egresado

2.1.4. Ensayo experimental en pórticos especiales a momento (SMF) post Northridge

Después del terremoto en EEUU los perfiles tubulares sufrieron grandes daños, por lo que varias organizaciones empezaron a ensayar y estudiar el comportamiento de perfilería "I" tanto para vigas y columnas. Se ejecutó un análisis de conexión sismorresisteinte para pórticos de la categoría SMF. El trabajo fue realizado por 3 ingenieros estadounidenses, con el fin de ver el comportamiento histerético de la conexión a momento frente a cargas cíclicas colocadas en el borde de la viga.

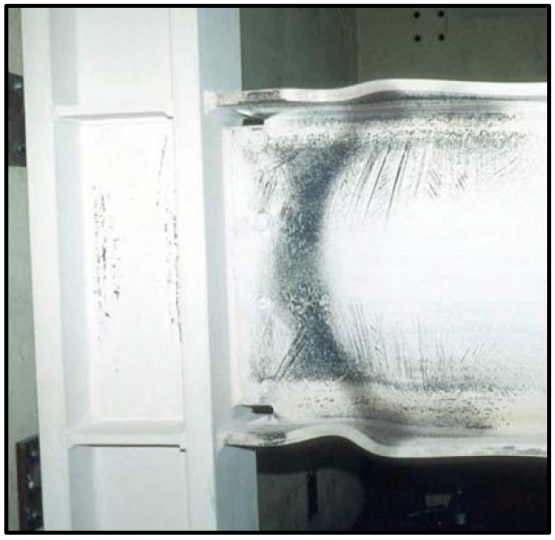
Se ejecutaron 8 ciclos de cargas, tomando en cuenta fuerzas gravitacionales y sísmicas, arrojando un comportamiento aceptable de la zona de panel, con una deformación que superó los 0,06 radianes y apareciendo la rótula plástica en viga.

Gráfico 9. Comportamiento histerético de la zona de panel que a medida que avanzan los ciclos de rotación, el material pierde ductilidad y gana resistencia



Fuente: Hamburger R., Krawinkler H., Scott A., Guía Práctica Para Ingenieros- Internet

Gráfico 10. Pandeo local en alas y alma de viga producto del ensayo de cargas con diferentes magnitudes aplicadas al nudo



Fuente: Hamburger R., Krawinkler H., Scott A., Guía Práctica Para Ingenieros- Internet

Como se ve en el gráfico la viga falla por flexión y fatiga evitando la fractura de soldaduras lo cual es muy beneficioso. La zona de panel resiste las fuerzas de corte trasmitidas de las vigas hacia las columnas. Este componente es sometido a tensiones de compresión, ocasionando en mínima parte su deformación y hundimiento que se lo puede observar con en el desprendimiento de cal en la zona de panel.

Un aspecto importante que se tuvo en cuenta para su diseño es las dimensiones de los vanos, ya que pórticos con mayores longitudes tienden hacer más flexibles, incrementando el porcentaje de deriva. Así mismo se debe evitar diseñar vanos cortos ya que dicha zona puede incursionar en el rango inelástico inmediatamente. [12]

Es por ello que la normativa para conexiones pre calificadas, indica hasta que límites se puede extender las longitudes de eje a eje, siendo coherente con su relación de profundidad y peso, ya que secciones más cortas y ligeras tiene un mejor comportamiento inelástico.

Como se pudo apreciar las zonas protegidas siempre deberán permanecer en el rango lineal. Si se tiene mayor fuerza de corte la zona de panel comenzará a ceder desde el centro hacia las esquina, su tipo de falla por lo general es dúctil pero de preferencia este elemento debe comportarse elásticamente ya que de este modo disminuye las demandas de disipación de energía.

2.1.5. Conexiones precalificadas de acuerdo al AISC 358-10

El AISC 358-10 en su sección de conexiones precalificadas plantea varias juntas que han sido aprobadas para utilizar en diversas estructuras, dependiendo las solicitaciones que se pueda tener. Las cuales se detallan a continuación:

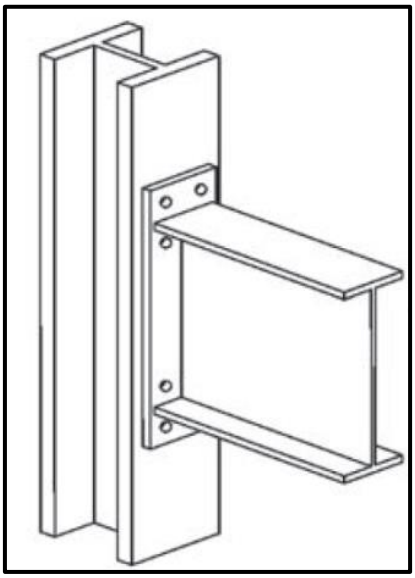
2.1.5.1. Conexión a momento de placa externa empernada no rigidizada (Bolted Unstiffened End Plate Connection BUEP)

Esta conexión suelda una placa a las alas de viga, con soldadura de penetración completa que deberá cumplir requerimientos de la norma American Welding Society (AWS). Generalmente esto se lo realiza en taller. Luego todo el conjunto se emperna al ala de columna.

El comportamiento de la unión puede ser por flexión: de la viga, panel de columna, fractura por tensión de los orificios de pernos o fractura de la soldadura.

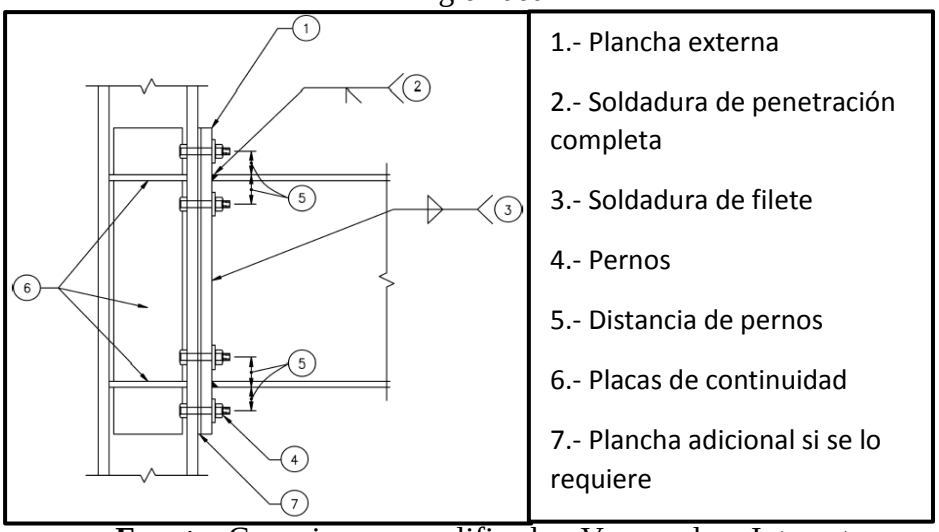
Por investigaciones previas se sabe que el diseño es capaz de desarrollar una resistencia confiable que facilite la formación de rótulas plásticas en vigas, cercanas a la cara de apoyo de las columnas. [13]

Gráfico 11. Conexión de placa empernada en ala de columna y soldada en alas de viga



Fuente: AISC 358-10, Conexiones precalificadas, capítulo 6

Gráfico 12. Vista en corte. Partes que conforma la unión de placa externa empernada no rigidizada



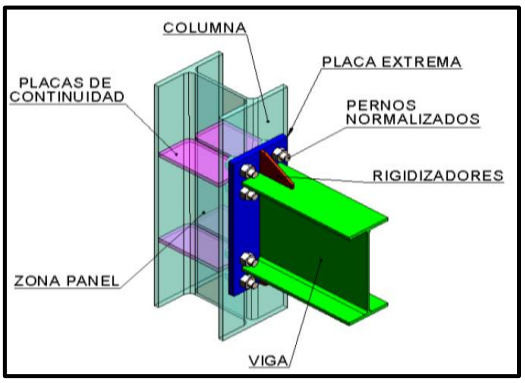
Fuente: Conexiones precalificadas, Venezuelan- Internet

2.1.5.2. Conexión a momento de placa externa empernada rigidizada (Bolted Stiffened End Plate Connection BSEP)

Esta junta es muy similar a la anterior, de hecho el montaje y fabricación son de iguales características, con la diferencia que se coloca dos rigidizadores planos en la parte inferior y superior de la viga. Generalmente se utiliza cuando las fuerzas sísmicas generar momentos y fuerzas cortantes superiores a la de la anterior conexión, manteniendo indeformada la zona rígida. Esta plancha se suelda por medio de soldadura de penetración completa a las alas de viga y la placa empernada. [14]

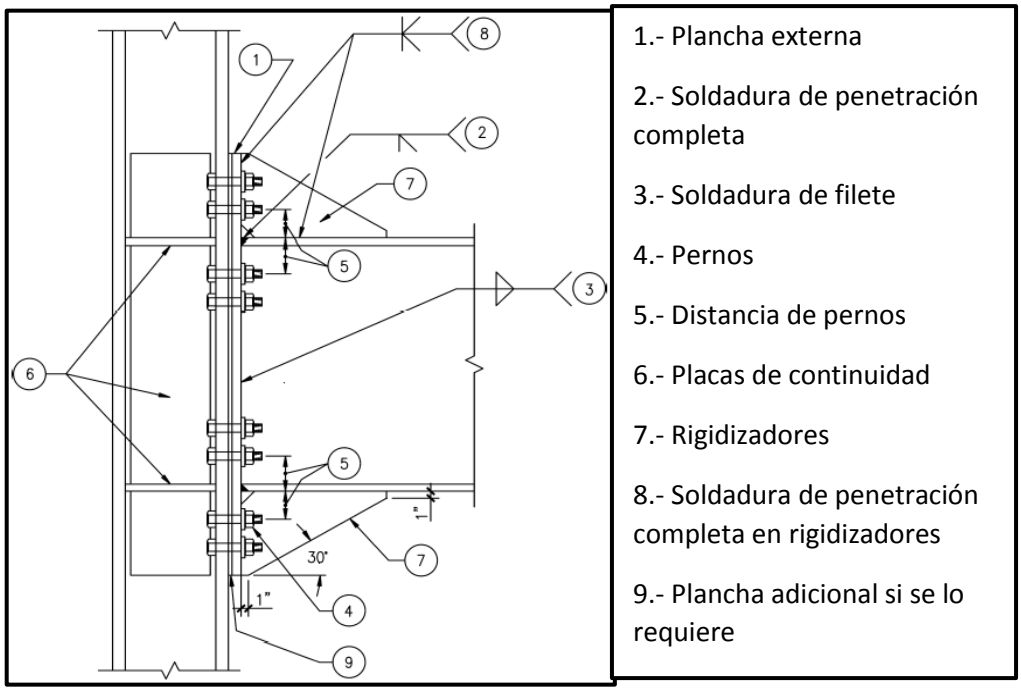
Cabe recalcar que todo tipo de conexión sea precalificada o no, deberá garantizar un nudo rígido; dependiendo los cálculos se colocará placas de continuidad.

Gráfico 13. Conexión de placa empernada en el ala de columna y soldada en alas de viga, con rigidizadores y placas de continuidad



Fuente: Cardoso Lenin y Quishpe Ernesto, Tesis ESPOCH.

Gráfico 14. Vista en corte. Partes que conforma la unión de placa externa empernada con rigidizadores



Fuente: Conexiones precalificadas, Venezuelan- Internet

2.1.5.3. Conexión de alas y almas soldadas (Welded Unreinforced Flange- Welded Web)

En esta conexión se sueldan las alas de viga con el ala de columna, mediante soldadura de penetración completa. Las alas de la viga poseen una pequeña abertura en la parte inferior y superior del alma, lo que otorga una continuidad en su unión. Además tiene una placa de cortante que se une desde el alma de viga hacia el ala de columna por medio de soldadura y pernos. Es importante señalar que los pernos sirven solo para el montaje de la estructura, no tienen relevancia para contrarrestar la fuerza cortante.

La rotación inelástica se produce cerca de la cara de columna y su estabilidad es controlada en su mayor parte por la soldadura de todo la unión.

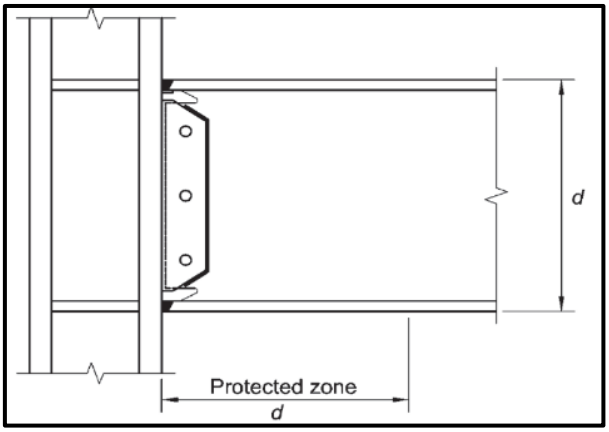
FEMA 350 detalla aspectos importantes:

- La soldadura deberá tener suficiente tenacidad.

- El agujero para la continuidad de soldadura deberá estar detallado y especificado en planos.

- Tener en cuenta las limitaciones en la dimensión de las vigas. Se sabe que en varias construcciones no es muy útil este tipo de unión.

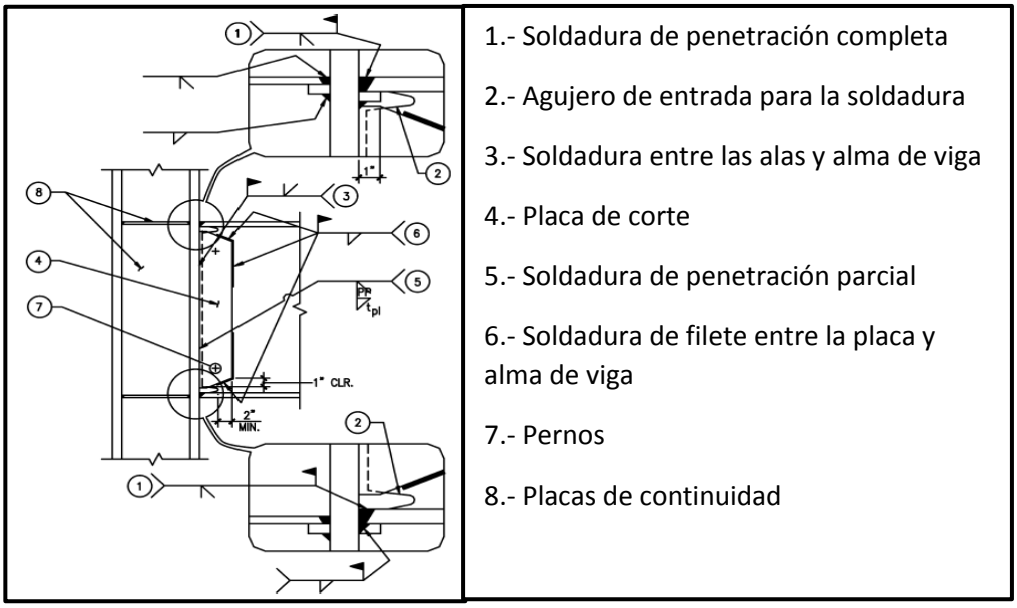
Gráfico 15. Conexión de alas y almas soldadas, y distancia requerida para la formación de rótulas plásticas



Fuente: AISC 358-10. Conexiones Precalificadas, capítulo 8

Si se tiene una losa de hormigón armado, adherida a la viga con conectores de corte y espaciados a una distancia máxima de 30 cm, no es necesario la inclusión de arriostramiento en alas de viga. [15]

Gráfico 16. Vista en corte. Partes que conforman la conexión de alas y almas soldadas

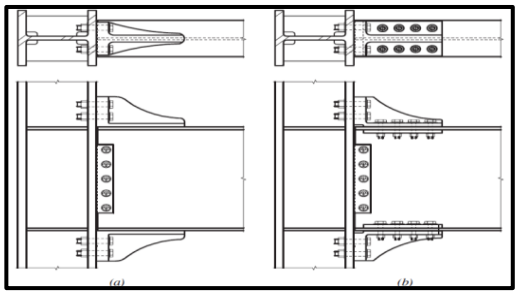


Fuente: Conexiones precalificadas, Venezuelan- Internet

2.1.5.4. Conexión a momento Soporte Atornillada Kaiser

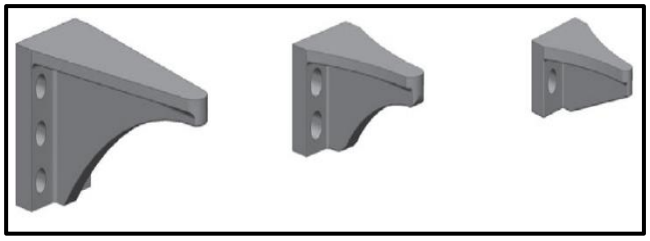
En esta conexión se colocan dos rigidizadores de alta resistencia en la parte superior e inferior de las alas de viga que pueden ser unidas mediante soldadura de penetración completa o a base de tornillos; además ambos elementos se emperna con el ala de columna. Esta conexión al igual que las otras, desarrolla la rótula plástica en viga, cercana a los apoyos [16].

Gráfico 17. Conexión de soporte atornillada Kaiser soldada (a) y empernada (b) a las alas de viga



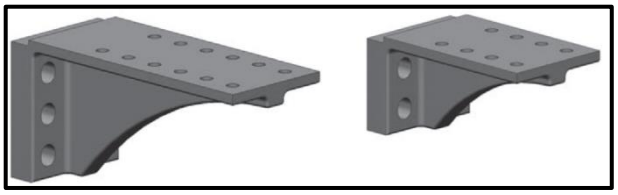
Fuente: AISC 358-10. Conexiones Precalificadas, capítulo 9

Gráfico 18. Vista 3D. Rigidizadores que se unen por medio de soldadura a las alas de vigas



Fuente: AISC 358-10. Conexiones Precalificadas, capítulo 9

Gráfico 19. Vista 3D. Rigidizadores que se unen por medio de pernos a las alas de vigas



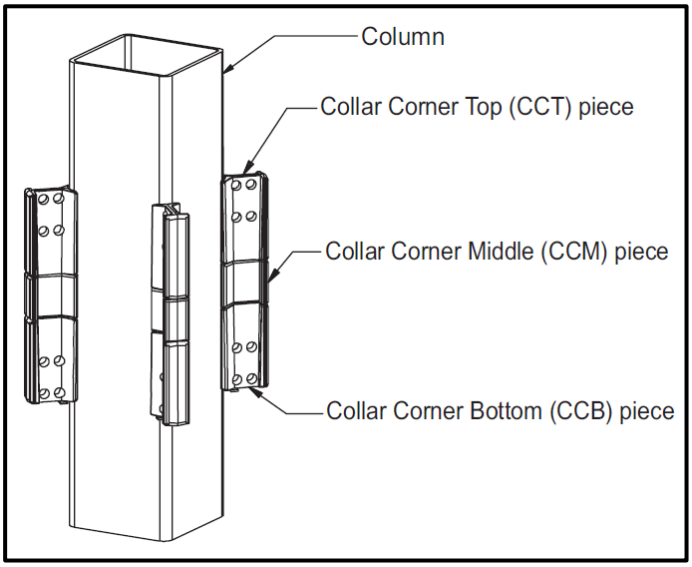
Fuente: AISC 358-10. Conexiones Precalificadas, capítulo 9

2.1.5.5. Conexión de columna tubular rellena de hormigón

El creador de esta conexión cedió la patente para que AISC 358-10 coloque en su normativa del año 2010 y 2016 con la condición de que cualquier persona que desee ocupar su información se la otorgue sin ningún costo [17].

Esta conexión está formada por columnas tubulares, de secciones cuadradas, rellenas de hormigón. En sus lados van conectadas las diferentes vigas con iguales profundidades. En cada unión existen collarines soldados en las esquinas que otorgan un mayor ensamblaje entre viga y columna.

Gráfico 20. Columna tubular rodeada de collarines que mantienen ensamblado las vigas y columna

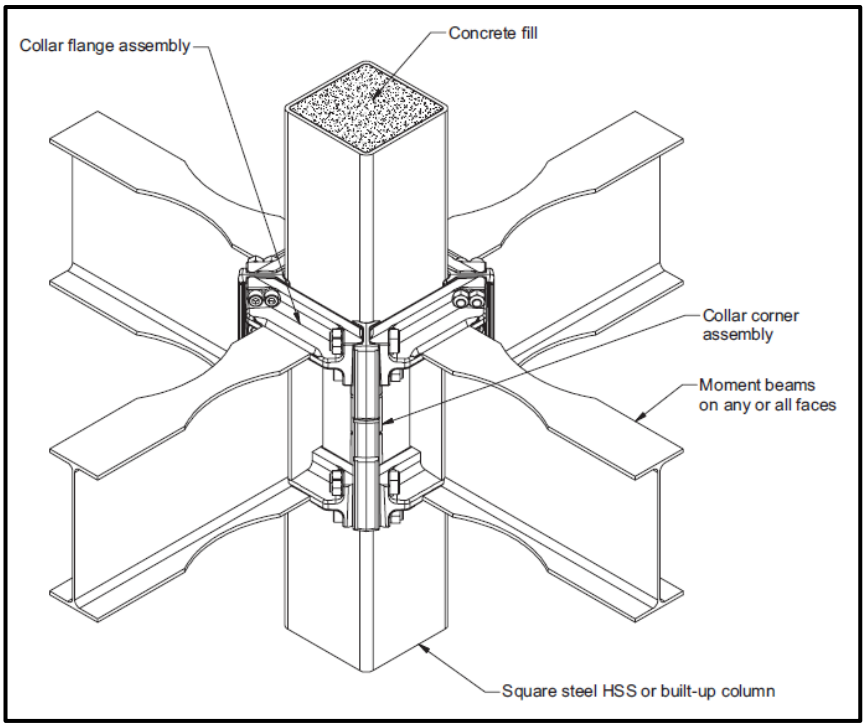


Fuente: Norma AISC 358-10. Conexiones precalificadas, capítulo 10

Las fuerzas flexionantes de las alas de viga se transfieren a los collarines a través de la soldadura disipando en gran medida la energía. Al rellenar de hormigón a la columna se garantiza el comportamiento rígido del nudo sin tener que ubicar placas externas en las columnas que reemplacen las placas de continuidad. Los elementos horizontales serán de sección de viga reducida, en donde que la rótula plástica se formará en las secciones

recortadas [AISC 358-10]. Igualmente estas conexiones pueden ser diseñadas para pórticos intermedios y/o especiales.

Gráfico 21. Columna cuadrada tubular rellena de hormigón unida a vigas de sección reducida mediante collarines situados en las esquinas de columna



Fuente: Norma AISC 358-10. Conexiones precalificadas, capítulo 10

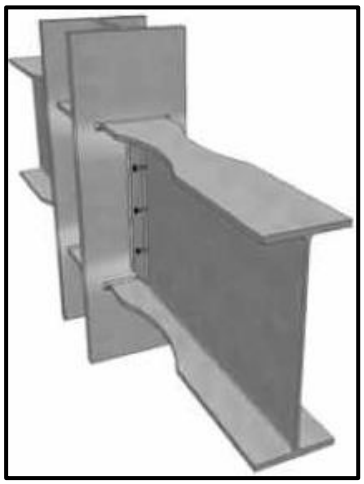
2.1.5.6. Viga de sección reducida (Beam Reduced Section RBS)

La conexión de viga con columna se la hace por medio de una placa cortante que va unida con soldadura de penetración completa hacia el alma de columna y atornillada o soldada en el alma de viga. Además se realizan recorte circulares en las alas superior e inferior de viga con el objetivo que su mecanismo de falla sea por flexión en dicha zona, disminuyendo las tensiones en la cara de columna.

Varias investigaciones señalan que las palcas soldadas en alma de viga generan mejor transferencia de carga y evitan la fatiga prematura a diferencia de la conexión apernada. Consecuentemente su costo también sube. [18]

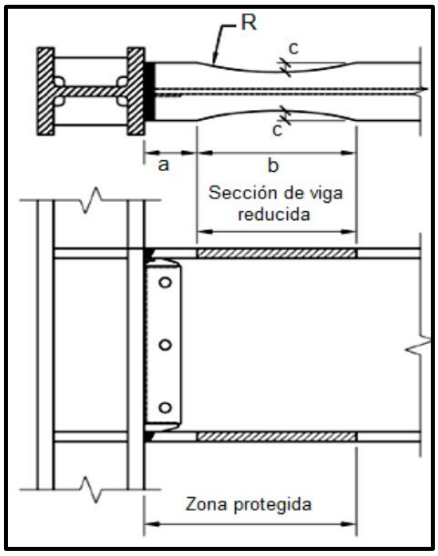
Los recortes de sección son realizados en taller, donde se funde con las dimensiones que se asigne, lo que facilita su montaje.

Gráfico 22. Conexión de viga de sección reducida hacia la columna mediante soldadura de penetración completa o de tipo filete en sus alas y placa cortante empernada en su alama



Fuente: Diseño de conexión pre-calificada de viga con sección reducida (RBS), Gente Click- Internet

Gráfico 23. Vista en planta y en elevación de la configuración geométrica. Posee un radio de curvatura que es el recorte de sección a una cierta distancia medida desde la cara de la columna. La placa de corte puede estar unida por soldadura o pernos



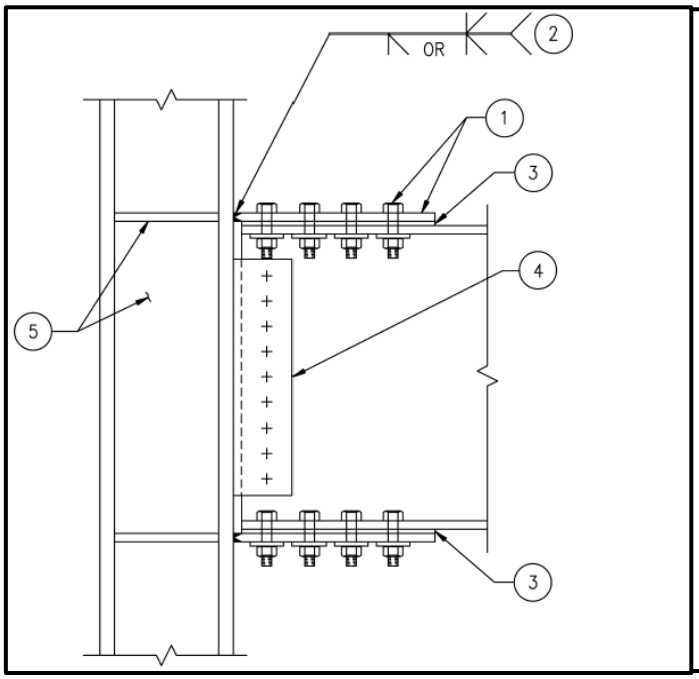
Fuente: Cardoso Lenin y Quishpe Ernesto, Tesis ESPOCH.

El comportamiento inelástico de esta junta depende de la calidad de soldadura en alas y almas de vigas, así como del desarrollo elástico de las alas de columna.

2.1.5.7. Conexión de alas de viga empernadas (Bolted Flange Plate BFP)

Esta junta se une por medio de placas de igual espesor, empernadas en las alas superior e inferior de viga y otra plancha soldada en el ala de columna que se lo realiza en taller. La soldadura debe ser de penetración completa. [19] Todo este montaje se lo hace para reforzar la zona del nudo induciendo mayores esfuerzos en viga, tomando en cuenta el posible desgarramiento de placa. Además los pernos en cada ala serán de igual número y variarán en cantidad dependiendo las solicitaciones que la estructura tenga.

Gráfico 24. Conexión de placas atornilladas por 8 pernos en las alas de viga y otra plancha adicional soldada al ala de columna. Además dos placas de continuidad en la zona de panel que garantizan la estabilidad del nudo



1.- Placa y pernos

2.- Soldadura entre las alas y alma de viga

3.- Planchas de reforzamiento

4.- Placa de corte

5.- Placas de continuidad

Fuente: Conexiones precalificadas, Venezuelan- Internet

En el presente trabajo se analizará el comportamiento de 2 conexiones, la viga de sección reducida (Reduced Beam Section RBS) y la plancha empernada en las alas de viga (Bolted Flange Plate BFP). Las dos uniones han sido aprobadas por la normativa AISC 358-10 y muy analizadas por varios códigos internacionales con el fin de mejorar su rendimiento, identificar posibles fallas o comparar con juntas que no entran en esta lista de precalificación.

La semejanza entre una y otra junta está en que deben desarrollar ductilidad en vigas, cercanas a la cara de columna.

Sus diferencias radican en el montaje. La conexión de sección reducida en viga o "hueso de perro" como también se la conoce, permite una fabricación y colocación sencilla, en donde se deberá prestar cuidado en la soldadura, no así en la conexión de alas empernadas en viga, donde se deberá verificar la soldadura, perforación de pernos y colocación de las planchas.

2.1.6. Ensayo y análisis de conexiones de secciones de viga, con y sin acortamiento de sus alas

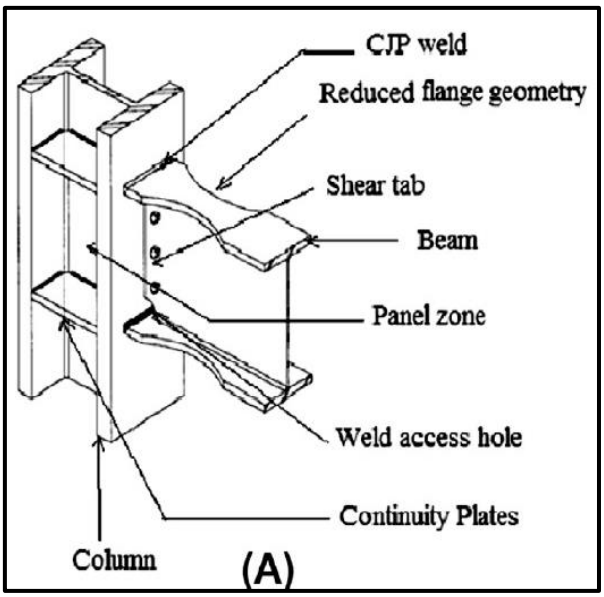
Esta conexión es muy utilizada en países como Estados Unidos, Canadá, Europa, Asia, Japón e incluso en el nuestro, en donde la normativa ecuatoriana NEC 16 en su capítulo de estructuras de acero, tiene su procedimiento de diseño.

En la India, no se construye con frecuencia este tipo de junta, es por eso que ahí se realizó esta investigación.

Se ejecutó un estudio experimental acerca de dos conexiones sometidas a cargas cíclicas. Los tipos de conexiones fueron de viga de sección reducida y otra conexión sin disminuir parte del elemento horizontal, con el fin de determinar el comportamiento del corte del ala de la viga, unión entre la viga y columna, zona de panel, requerimiento de las placas de continuidad e inestabilidades laterales que puedan presentarse.

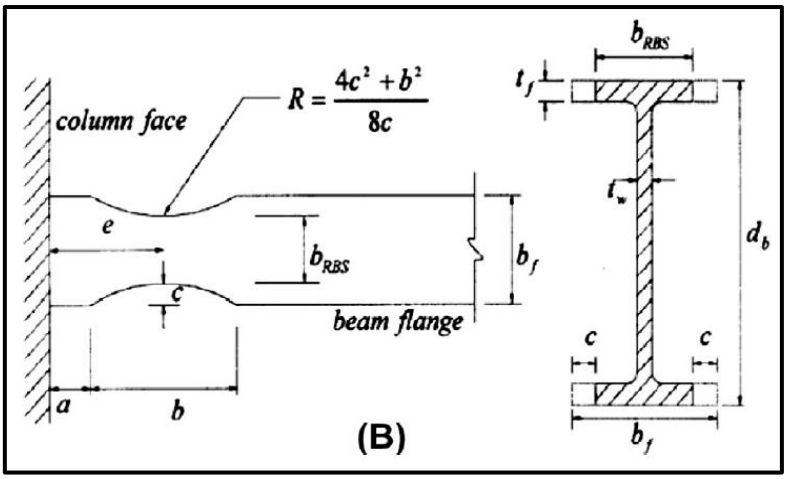
Las muestras fueron fabricadas en el Focus Robotomation Ltd. Pune, India y ensayadas en el Centro de Investigación Compuesto de Ingenieros Pune, India. Todo este proceso se realizó bajo normativa Indú 808, IS12778, que es muy semejante a la ASIC 358 y FEMA 350 [20]:

Gráfico 25. Detalle de los elementos de conexión: columna, viga de sección reducida, soladura de penetración completa, pernos y placas de continuidad



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering

Gráfico 26. Vista en planta y en corte de la viga, con sus dimensiones de ala, alma y sección reducida



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Tabla 2. Tipos de elementos de vigas y columnas que se ensayaron

Tipos de elementos estructurales y tipo de conexión		
Conexión	Columna	Viga
Viga de sección no reducida	WPB150 (15)	NPB200 (9)

Viga de sección reducida RBS	WPB150 (15)	NPB200 (9)

Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Cada ala y espesor de viga fueron soldadas con una espesor de 8 mm recalcando que no se hizo ningún tipo de orificio en alas de cualquiera de estos elementos.

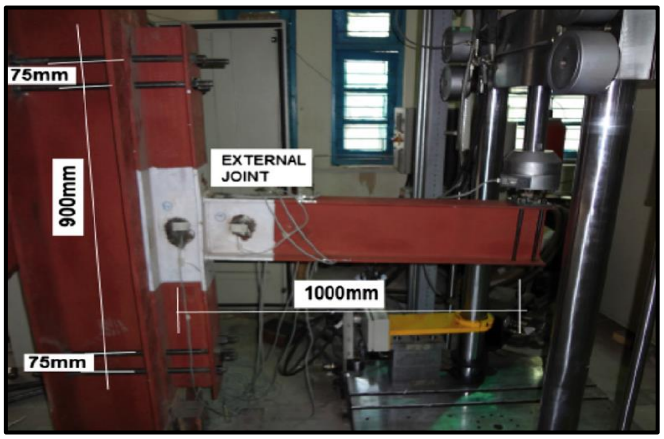
Tabla 3. Dimensiones de vigas y columnas

Dimensiones de los elementos								
Elemento	Prof. (d) mm	Espesor alma (tw) mm	Ancho ala (bf) mm	Espesor ala (tf) mm	RBS dimensiones mm			
					a	b	c	R
Colum. WPB150(15)	162	8	154	11,5	N.A.			
Viga NPB200(9)	200	5,6	100	8,5	60	160	25	140,5

Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

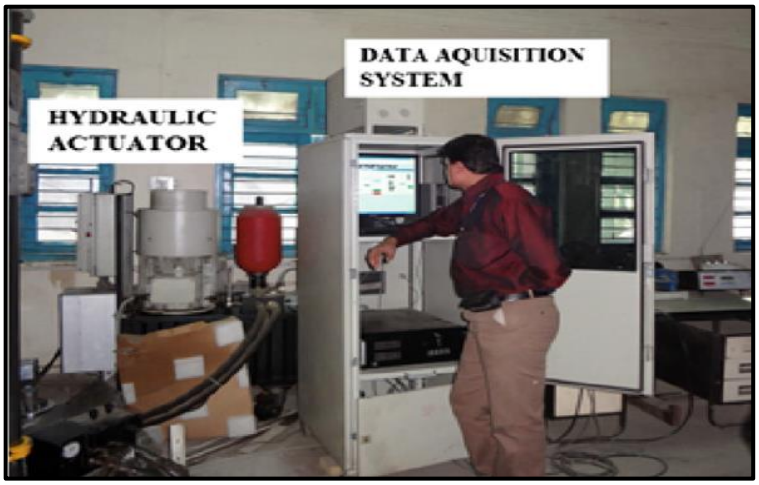
La muestra está ayudada de un brazo hidráulico que acciona una fuerza vertical de 100 kN aproximadamente, ubicado a una distancia de 100 mm medido desde la cara de columna hasta el borde de viga.

Gráfico 27. Elementos que conforman el ensayo: viga, columna, brazo hidráulico, sensores de desplazamiento y rotación inelástica. Además colocada cal en su unión para ver su posible desprendimiento



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Gráfico 28. Elementos externos necesarios para el ensayo: actuador hidráulico, computador que digitaliza los datos, caja energética.



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

El análisis paramétrico reveló que las secciones I de la India laminadas en caliente, que tienen un límite de elasticidad 250 MPa no satisfacen los requisitos de compacidad especificados en las normas Indúes, así como de aquellos países con análisis sísmico avanzado, que utilizan marcos rígidos en zonas sísmicas altas. [20] Un valor importante que se debe ser corroborado con el fabricante del material para tener mejores resultados.

Una vez instalados los elementos se realizó ciclos de carga empezando en 6 y llegando en 2, la fuerza de excitación fue constante mientras que el período de oscilación fue disminuyendo, simulando a un evento sísmico.

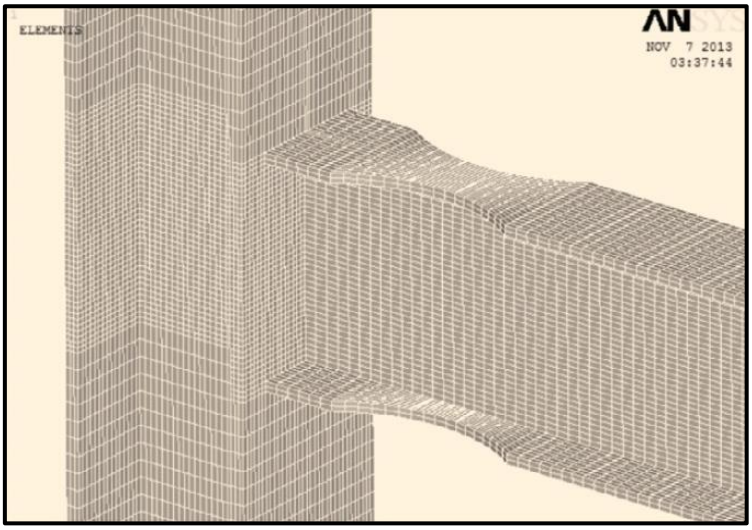
Tabla 4. Ángulo de distorsión y desplazamiento de viga concluido el sexto ciclo de carga

Programa de carga								
Ciclos de carga (Número)	6	6	6	4	2	2	2	2
Ángulo de distorsión de entrepisos (radianes)	0,00375	0,05	0,0075	0,01	0,015	0,02	0,03	0,04
Desplazamiento de la viga en el extremo	±3,75	±5	±7,50	±10	±15	±20	±30	±40

Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Al mismo tiempo se llevó a cabo un análisis computarizado por medio de un software que utiliza elementos finitos llamado ANSYS Multiphysics muy común en el estudio de análisis no lineal.

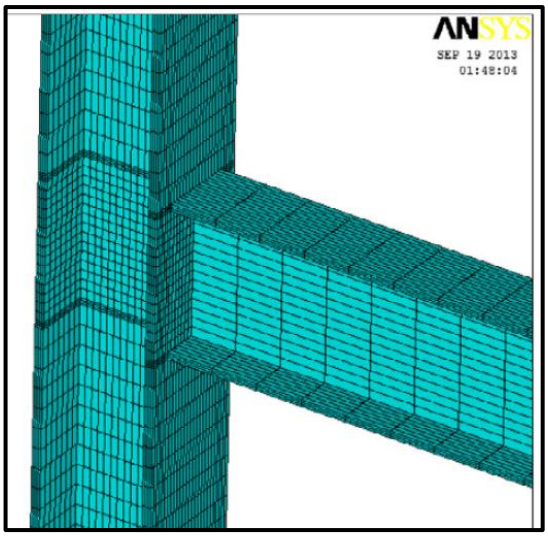
Gráfico 29. Modelo tridimensional de viga de sección reducida sin placas de continuidad, hecho en el software ANSYS



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

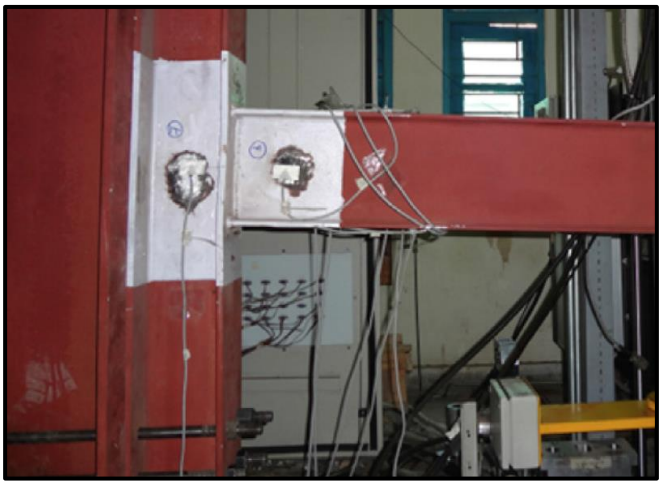
Un idéntico procedimiento se aplicó a la conexión de viga sin reducción.

Gráfico 30. Modelo tridimensional de viga de sección no reducida y sin placas de continuidad hecho en el software ANSYS



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Gráfico 31. Elementos que conforman el ensayo: viga, columna, brazo hidráulico, sensores de desplazamiento y rotación inelástica. Además colocada cal en su unión para ver su posible desprendimiento



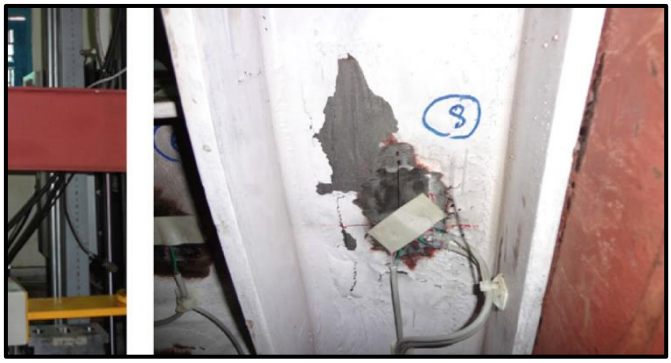
Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

2.1.6.1. Resultados de la viga sin sección reducida

Tanto el método experimental como el analítico mostraron resultados coherentes. El ala de la columna presentó pandeo que a medida que la carga se hacía cíclica la deformación era más notoria; así mismo la zona de panel estaba trabajando sobre el límite elástico. Durante el sexto ciclo (0,02 radianes) apareció una fisura cercana a la soldadura del ala inferior de viga, sin pandeo del elemento horizontal.

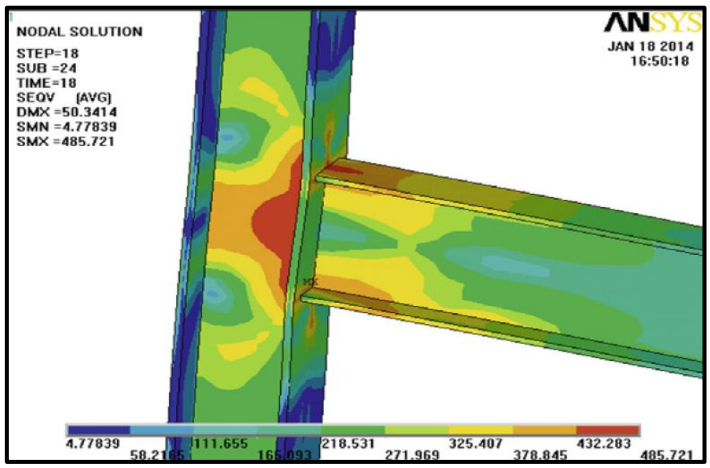
La zona de panel estuvo sometido a un estrés más alto, de entre 435 y 485 MPa. En el siguiente gráfico se puede observar una resquebrajadura en el material.

Gráfico 32. Deterior del alma de columna con desprendimiento de cal después de terminado el ensayo, producto de la carga histerética que estuvo sometida



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Gráfico 33. Distribución de tensiones, según el método de Von Mises, que controla el fallo en zonas dúctiles. La zona de color rojo mide el mayor grado de deformación inelástica



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

2.1.6.2. Resultados de la conexión precalificada

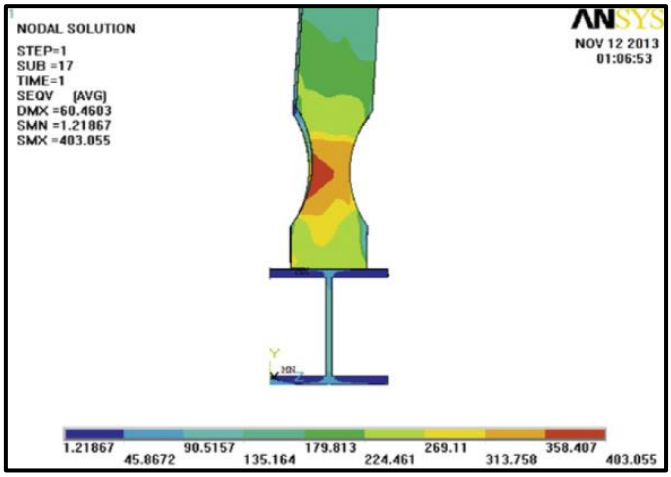
La zona de panel de la columna permaneció en el rango elástico y sus alas no presenciaron pandeo local. La soldadura no se vio afectada durante toda la prueba histerética.

Gráfico 34. Muestra de la conexión de viga de sección reducida y columna, controlada por sensores de desplazamiento y rotación en la sección disminuida, después de terminado el ensayo

Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

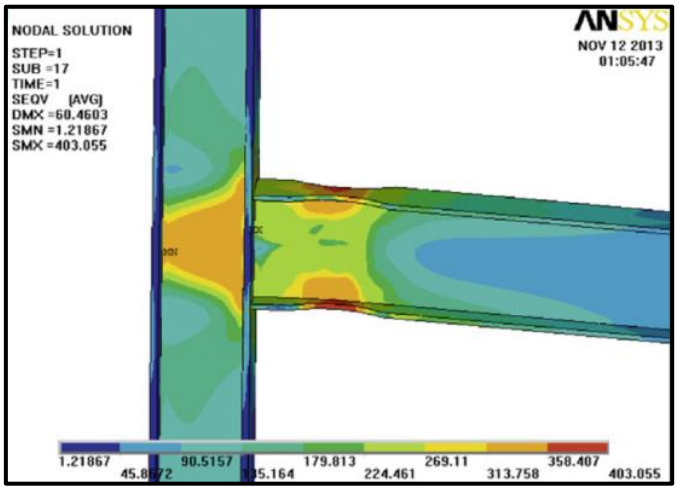
Los análisis de Von Mises muestran las zonas con mayor concentración de esfuerzos, alrededor de 358 y 403 MPa en la sección de viga reducida. El ángulo de distorsión de entrepiso llegó a 0,035 radianes con un desplazamiento lateral de 21 mm, cumpliendo con los requerimientos del código FEMA y AISC 358-10.

Gráfico 35. Vista en planta. Distribución de tensiones, según el método de Von Mises, que controla el fallo en zonas dúctiles. La zona de color rojo mide el mayor grado de deformación inelástica



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Gráfico 36. Vista frontal. Formación de rótula plástica en la sección reducida de vida y tensiones considerables en la zona nodal, debido a que no presenta placas de continuidad



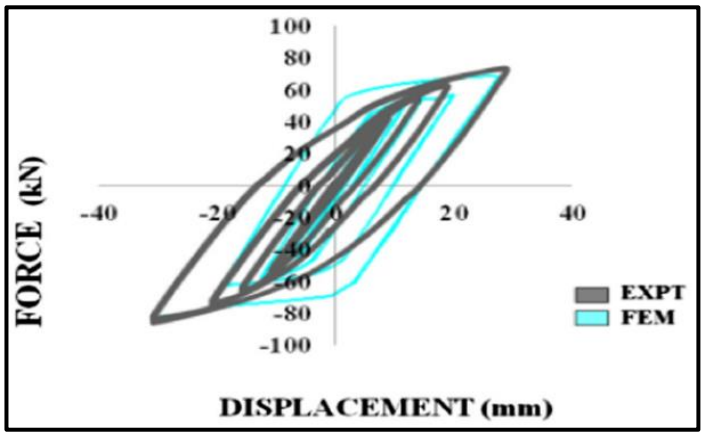
Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Las respuestas histeréticas de los ensayos analíticos y experimentales fueron determinadas con el desplazamiento cíclico. Igualmente, los dos análisis mantienen un comportamiento similar.

El área de las curvas histéricas se incrementó gradualmente y se observaron deformaciones con el aumento del desplazamiento.

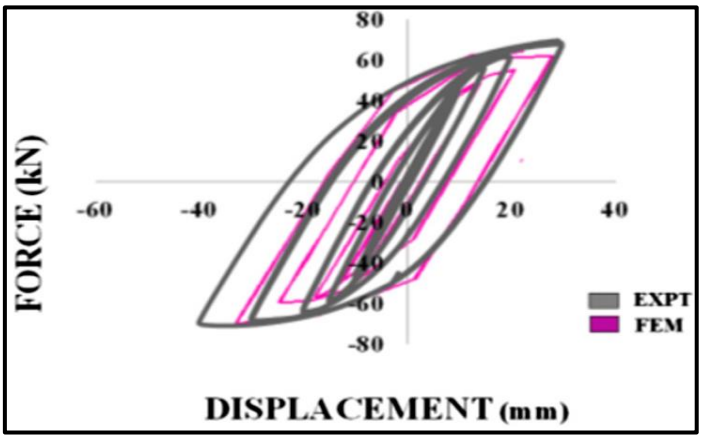
La deformación inelástica ocurrió principalmente en el área reducida para la conexión 'RBS' que creaba un fusible dúctil, mientras que para la conexión no precalificada se produjo en la zona de panel de columna y una pequeña parte en la unión viga columna

Gráfico 37. Diagrama histerético Fuerza vs Desplazamiento de la viga de sección completa, en el que el elemento comienza a perder ductilidad y ganar resistencia con el aumento de cargas cíclicas



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

Gráfico 38. Diagrama histerético Fuerza vs Desplazamiento de la viga de sección reducida. El material no pierde tempranamente su ductilidad, por ende la curva es constante en varios ciclos de carga



Fuente: Swati Ajay K. y Gaurang Vesmawala. Journal: Case Studies in Structural Engineering, Gujarat-India

2.1.6.3. Comparación entre ambas conexiones

Indiscutiblemente la conexión precalificada brinda mejor comportamiento ante cargas dinámicas. Teniendo una distorsión de entre piso de 0,035 radianes a diferencia del otro tipo de junta que obtuvo 0,02 radianes y con el detalle que su zona de panel comenzó a trabajar en el rango inelástico [20]. El autor recomienda realizar ensayos más amplios para poder descubrir zonas de reforzamiento en la unión ya precalificada.

2.1.7. Análisis del comportamiento de la conexión precalificada de placa empernada a alas de viga (Bolted Flange Plate BFP) realizado por el ASCE

Igualmente, en esta conexión se espera que la estructura tenga un comportamiento dúctil, en el que fluya la sección de viga a una distancia (sh+d), medido desde la cara de columna. [21]

Los modos de falla generalmente son por flexión en la sección de viga no reforzada cercana a los apoyos (comportamiento deseable), flexión en las placas (frente a una carga sísmica alta), tracción del área neta del ala de viga, corte en los orificios del ala empernada y falla de corte en las uniones soldadas.

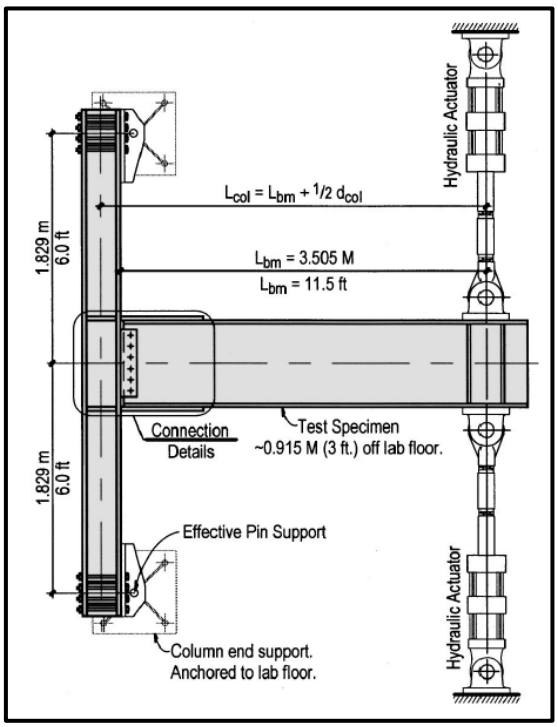
Para analizar el distinto comportamiento de varios ejemplares, el ASCE realizó 8 ensayos a escala real, ejecutando una historia predeterminada de deformación cíclica, con la diferencia de que cada junta poseía diferente número, diámetro y posición de tornillos, así como longitud y espesor de placa. La primera muestra fue realizada con acero A572, a diferencia de las otras que fueron de A36. La intención fue determinar qué tipo de conexión desempeñaba un mejor comportamiento inelástico, partiendo de una fuerza hidráulica de 500kN con igual historias de deformación cíclicas y un sensor de desplazamiento en la punta de externa de cada viga.

Tabla 5. Perfiles y materiales de vigas y columnas que se utilizaron en el ensayo

Ensayo de conexión de placa atornillada en ala de viga			
Muestra	Viga	Columna	Material
BFP 01	W24X68	W14X120	A572
BFP 02	W24X68	W14X120	A36
BFP 03	W30X99	W14X211	A36
BFP 04	W24X68	W14X120	A36
BFP 05	W30X99	W14X211	A36
BFP 06	W24X68	W14X145	A36
BFP 07	W24X68	W14X145	A36
BFP 08	W24X68	W14X120	A36

Fuente: Schneider S., Teeraparbwong Itthinun, Article: American Society of Civil Engineers (ASCE)

Gráfico 39. Vista frontal de los elementos del ensayo: Columna, viga, placas de continuidad, placas empernadas en vigas, brazo hidráulico y sensores que miden el desplazamiento y rotación inelástica



Fuente: Schneider S., Teeraparbwong Itthinun, Article: American Society of Civil Engineers (ASCE)

Se produjeron diversos mecanismos de falla y comportamientos inelásticos como, cizallamiento de pernos, articulaciones en la placa soldada al ala de viga y articulación de la viga en la distancia cercada a la placa. [21]

En general, el comportamiento cíclico de cada unión muestra que toda la conexión precalificada absorbe gran cantidad de energía inelástica, a pesar de los pequeños desvíos de líneas en el diagrama que sobresalen del patrón enmarcado. Esto debido al deslizamiento de los tornillos de la placa durante el ensayo.

Las placas que fueron añadidas evitaron el desgarramiento de la sección neta de la viga. Tan solo la primera muestra (BFP 01) falló por fractura de la placa del ala en la zona afectada por el calor de la junta soldada. Además fue el único ensayo que se utilizó acero ASTM A572 grado 50 para las placas.

Precisamente la mayoría de edificios que fallaron antes del terremoto de Northridge, presentaron falencias en las alas de soldadura o cerca de ese lugar, empezando desde el ala inferior hasta la parte superior, recorriendo la soldadura o alma d viga.

Se presume que los factores que obligaron a esta falla fueron: baja resistencia a la fractura del electrodo de soldadura o accesibilidad restringida a pequeños lugares de la viga para soldar.

Las muestras 1 y 2 fueron diseñadas para desarrollar una articulación plástica cercana a la cara de la columna partiendo del diseño LRFD 1994. La primera muestra fue la única que tuvo una fractura por tensión en la primera fila de pernos, o la fila que está más cerca a la cara de columna.

Los especímenes 3 y 4 tuvieron como objetivo desarrollar la articulación plástica en la última fila de pernos, es decir a una distancia más lejana de la cara de columna, con un número de pernos inferior a las muestras 1 y 2.

Para la quinta muestra se agregó dos filas de pernos y el espesor de placa se aumentó a 1 pulgada. Así como también un espesor de placa extra que impediría el pandeo del ala local de la viga. Con esto se deseaba que la formación de rótulas plásticas se dé exclusivamente fuera de la zona de placas adosadas al ala de la viga.

Las muestra 6 y 7 fueron semejantes a la 4 con la diferencia que se utilizaron menor cantidad de pernos y su diámetro fue mayor.

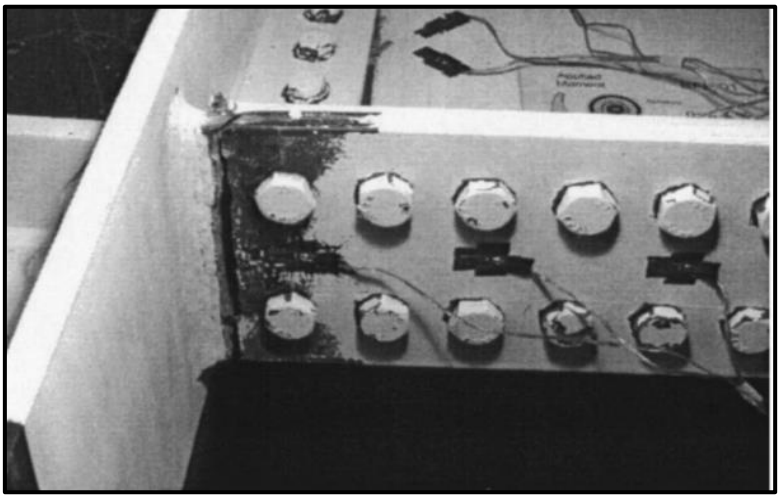
Para la última muestra, se redujo la secciones de alas de viga, y luego la colocación de las palcas. Esto con el fin de producir la rotación de placas. La longitud reducida se optó para generar aproximadamente un 10% de la rotación total.

La soldadura en todas las muestras fue de penetración de doble bisel, cumpliendo con las especificaciones AWS. [21]

Después de concluido el ensayo quedó demostrado que todas las conexiones a excepción de la primera inducen a la formación de pandeo local del ala y/o alma de viga y desgarro de la placa, todo ello en el lugar deseado.

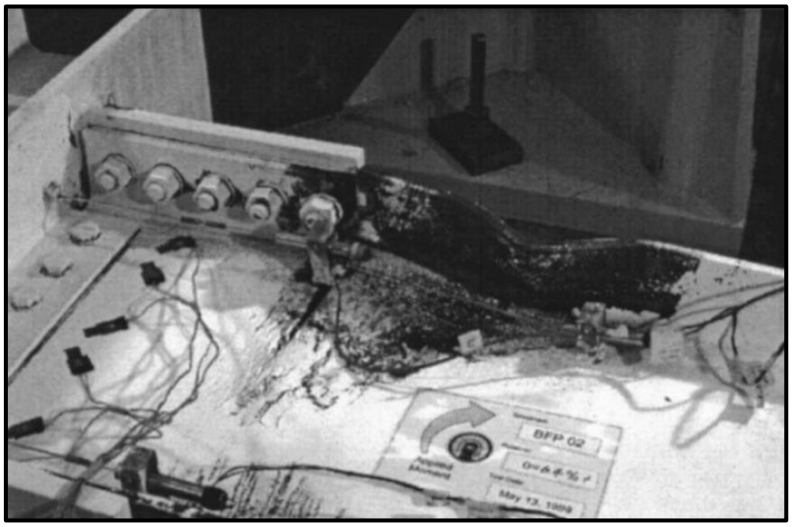
La placa se diseñó para resistir toda la resistencia a la flexión, a diferencia del ala de viga que probablemente representa el 70% de la resistencia.

Gráfico 40. Fractura frágil por tensión en la primera línea de pernos del ala inferior de la viga (muestra 1)



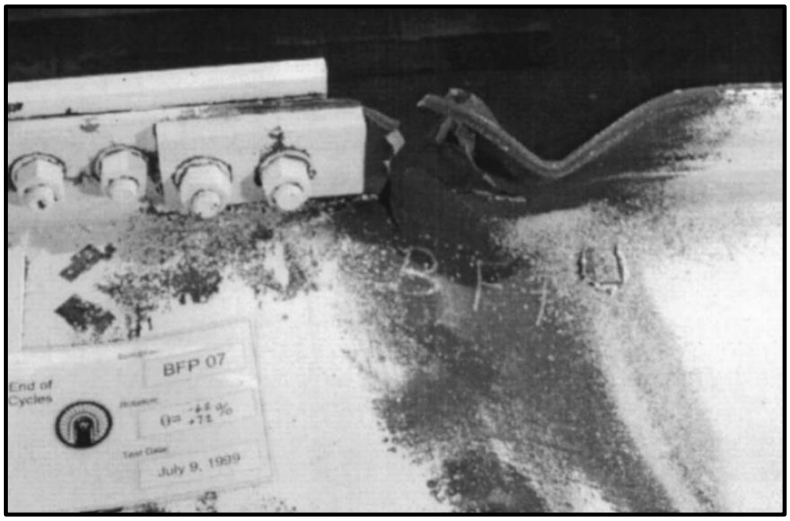
Fuente: Schneider S., Teeraparbwong Itthinun, Article: American Society of Civil Engineers (ASCE

Gráfico 41. Formación de rótula plástica posterior a la colocación de placas, con pandeo local en alas y alma de viga. La rótula se produce a una distancia igual al peralte de la viga, medido desde el último perno (muestra 2)



Fuente: Schneider S., Teeraparbwong Itthinun, Article: American Society of Civil Engineers (ASCE)

Gráfico 42. Desgarramiento del ala de viga cercana al último perno, además presencia de pandeo local del alma. El diámetro de tornillo fue disminuido mientras que la placa fue reforzada con un espesor idéntico en la parte superior e inferior (muestra 7)



Fuente: Schneider S., Teeraparbwong Itthinun, Article: American Society of Civil Engineers (ASCE)

Las conexiones demostraron que tienen ductilidad significativa para sostener una deformación inelástica grande. Estas juntas sobrepasaron la rotación plástica de 3% y los límites totales de rotación de los 5% generalmente considerados como requisito mínimo.

Tabla 6. Resultados de la rotación plástica máxima de cada conexión con igual ciclos y magnitud de carga

	Maximum plastic rotation				
Specimen	Total	Bolt Slip	Flange Plate	Girder	Panel Zone
BFP 01	**5.2%**	2.5%	0.5%	0.1%	3.5%
BFP 02	**5.6%**	0.8%	0.2%	3.0%	3.5%
BFP 03	**3.9%**	0.8%	0.2%	3.0%	1.5%
BFP 04	**5.2%**	1.0%	0.3%	3.0%	3.0%
BFP 05	**4.0%**	1.0%	0.3%	3.0%	1.5%
BFP 06	**6.2%**	2.5%	1.2%	2.5%	1.8%
BFP 07	**5.0%**	1.3%	1.3%	2.0%	1.5%
BFP 08[a]	**5.3%**	0.8%	0.3%	1.5%	3.3%
BFP 08[b]	**3.5%**	0.8%	2.3%	1.8%	0.4%

Fuente: Schneider S., Teeraparbwong Itthinun, Article: American Society of Civil Engineers (ASCE)

2.2. HIPÓTESIS

Los resultados del análisis sismorressistente de un edificio irregular de 5 pisos, utilizando la conexión precalificada de viga de sección reducida serán diferentes con respecto a la junta de plancha de ala empernada.

2.3. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

2.3.1 Variable Independiente

Conexiones precalificadas: Viga de sección reducida y plancha de ala empernada.

2.3.2. Variable dependiente

Comparación de resultados en el diseño sismorresistente del edificio.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Nivel exploratorio

En nuestro país se tiene escaso conocimiento de las conexiones precalificadas y sus aplicaciones. Normas internacionales como FEMA 350, AISC 358-10, AISC 341-10 y varios ingenieros aprueban este tipo de uniones, respaldas en numerosos ensayos teóricos, mediante softwares especializados y prácticos, a través de prototipos a escala real.

Las conexiones de sección de viga reducida y la de alas de viga empernadas podrían otorgar un mejor desenvolvimiento a la estructura ante cargas sísmicas y gravitatorias.

3.1.2. Nivel descriptivo

En varios casos, las uniones soldadas o apernadas no siguen un procedimiento constructivo adecuado o no se prevee de mano de obra calificada, por lo que ante una excitación sísmica la estructura presenta fallos frágiles especialmente en soldadura, orificios y placas de refuerzo.

Para evitar este tipo de fallos se implementa una precalificación de conexión que garantiza la ductilidad y ciclos histeréticos estables en zonas críticas como la junta viga-columna.

3.1.3. Nivel correlacional

Las dos conexiones estudiadas deben garantizar la disipación de energía, formando rótulas plásticas en vigas. Para lograr este comportamiento se deberá realizar distintos procedimientos en sus uniones y cercanas a ellas con la finalidad de inducir mayores esfuerzos en el elemento horizontal, disminuyendo las tensiones en la cara de columna.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1 Población

Los elementos que componen el edificio, como gradas, placa colaborante, vigas, viguetas y columnas, serán del material ASTM 36 (fy=2530 kg/cm²) debido que así lo dictamina la norma estadounidense AISC358-10, en tanto que el hormigón colocado en losa tendrá una resistencia mínima a la compresión de 240 kg/cm² de acuerdo a los requisitos mínimos de la norma ecuatoriana de la construcción.

Las medidas de los perfiles metálicos serán los que comercialmente se hacen en nuestro medio, con la finalidad que este proyecto se adapte a las disponibilidades del país. Comúnmente las medidas de los elementos estructurales son HEB, IPE e IPN para vigas, viguetas y columnas, mientras que para placas de refuerzo se tiene planchas laminadas al frío o al calor.

Cada escalón de grada tendrá un perfil tipo "G" que será soldado en los extremos por elementos "C", uno en cada lado.

Para los pernos se ocupará una resistencia a corte de 4780 kg/cm² o del tipo A490 y su diámetro estará en función de la distancia al borde de la placa que se lo coloque. Mientras que la soldadura de placas y alas de viga será del tipo D1.1 de acuerdo a la norma American Society Welding (AWS) y soldada de tipo penetración completa.

El edificio se diseñará en base a los factores de carga y resistencia (LRFD), en tanto que las combinaciones de cargas se lo harán bajo los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC15) y la American Society of Civil Engineers (ASCE 7).

Las fuerzas y momentos aplicados en la rótula plástica y la cara de columna serán inducidos por los distintos procedimientos del AISC 358-10 y FEMA350.

3.2.2. Muestra

3.2.2.1 Descripción del edificio que se va a estudiar

Empezando por la parte inferior, el edificio posee un piso subterráneo, destinado en gran parte de su área para garaje (8 vehículos livianos cómodamente espaciados). Además cuenta con bodegas de dimensiones pequeñas, cuarto de bombas hidráulicas, oficina de guardianía, cámara de generador y transformador, 1 bodega no comercial, área de sistemas de control y seguridad, área destinada al buzón de mensajes, parqueo de bicicletas y motocicletas, así como para el depósito de basura, un ascensor y gradas que llevan a los pisos superiores. Este nivel tiene una altura de 2,80 metros sin descontar el espesor de la losa de placa colaborante que se le asigne.

La segunda planta del nivel 0+0,00 consta de tres usos: residencial con dos departamentos, área de paseo peatonal y jardinería.

Cada departamento posee sala, comedor, cocina, 1 dormitorio master, 2 dormitorios simples y un 1 baño general.

Los niveles 2+0,70; 5+0,25 y 7+0,85 son destinados igualmente a 2 residencias por piso, con idénticas características que el nivel 0+0,00.

La terraza accesible es destinada para sala de copropietarios y reuniones sociales como parrilladas, descanso etc.

3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.3.1. Variable Independiente

Conexiones precalificadas: Viga de sección reducida y plancha de ala empernada.

Tabla 7. Operacionalización de la variable independiente

Concepto	Dimensión	Indicador	Técnicas e instrumentos
Son aquellas conexiones que permiten crear un sistema de falla dúctil en vigas, garantizando la disipación de energía a través de las rótulas plásticas	Acero	Propiedades físicas y mecánicas - Esfuerzo de fluencia - Esfuerzo último	-Investigación bibliográfica
	Soldadura	- Tipos - Formas de elaboración - Propiedades	-Observación - Software
	Pernos	- Propiedades - Esfuerzo de fluencia - Área neta y efectiva	-Observación – Software

Fuente. Pablo A. Vargas Sanguil, Egresado

3.3.2. Variable dependiente

Comparación de resultados en el diseño sismorresistente del edificio.

Tabla 8. Operacionalización de la variable dependiente

Concepto	Dimensión	Indicador	Técnicas e instrumentos
Es el análisis numérico que se realiza al edificio, basándose en su tipología, proveniente de los planos arquitectónicos. Hasta llegar a un punto de estabilidad estructural.	Análisis estático y dinámico	- Ajuste del coeficiente basal - Períodos y modos de vibración - Participación modal de la masa - Derivas de piso	- Observación - Software
	Normativa de diseño	- NEC_SE_AC 16 - AISC358-10 - FEMA2000	- Observación - Software

Fuente. Pablo A. Vargas Sanguil, Egresado

3.4. PAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Tabla 9. Plan de recolección de información

Preguntas	Explicación
1. ¿Qué evaluar?	Evaluar los resultados del diseño de un edificio residencial, irregular de 5 pisos realizado mediante 2 tipos de conexiones precalificadas por el AISC 358-10: conexión de plancha de ala empernada (BFP) y sección de viga reducida (RBS).
2. ¿De qué personas u objetos?	Se evaluará de perfiles metálicos que son las vigas y columnas, así como placas, soldadura y tornillos que conforman la unión en general.
3. ¿Sobre qué aspectos?	Influencia de los 2 tipos de conexiones precalificadas en el comportamiento estructural del edificio.
4. ¿Quién?	Investigador: Pablo Andrés Vargas Sanguil. Tutor: Ing. M.Sc. Jorge Cevallos.
5. ¿A qué?	El edificio analizar posee un subterráneo con un nivel 0-2,80, destinado en gran parte de su área para garaje.

	La segunda planta del nivel 0+0,00 consta de tres usos: residencial, área de paseo peatonal y jardinería. Los niveles: 2+0,70; 5+0,25 y 7+0,85 son destinados igualmente a 2 residencias por piso, con idénticas características que el nivel 0+0,00. La terraza accesible es designada para sala de copropietarios y reuniones sociales como parrilladas, descanso etc. La edificación está compuesta por vigas y columnas metálicas del tipo IPE y HEB respectivamente. Mientras que las losa es diseñada con placa colaborante.
6. ¿Dónde?	Se investigará en la biblioteca de la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica
7. ¿Cómo y con qué?	Se realizará un prediseño estructural y cuantificación de cargas con sus respectivas propiedades; dichos valores serán ingresados a un software estructural especializado que permita entregar resultados aceptables, mediante los cuales se diseñará las conexiones metálicas, basadas en la normativa AISC358.

Fuente. Pablo A. Vargas Sanguil, Egresado

3.5. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

3.5.1. Plan de procesamiento

3.5.1.1. Planos arquitectónicos

- Salidas, entrantes, disminución y aumentos de secciones en cada nivel.
- Altura de cada piso.
- Distribución de cargas y ambientes por piso.
- Clase de acabados en cada ambiente de piso.
- Tipos de paredes.
- Tipo de losa.
- Distribución de vigas, viguetas y columnas.
- Ubicación de ascensor y gradas.

3.5.1.2. Estructuración

Mediante la ayuda de un software se evalúa, controla y diseña la estructura cambiando u omitiendo distintos elementos. Para ello se debe hacer un pre dimensionamiento de los elementos estructurales, cuantificando las cargas colocadas en el edifico.

Una vez que la edificación se encuentra estable se realiza las uniones siguiendo el procedimiento del código respectivo.

3.5.1.3. Pre- dimensionamiento estructural

Para el cálculo de la losa compuesta y viguetas, se debe elegir el tablero de mayor dimensión. Luego se escoge un modelo matemático a implementar para el diseño de la altura de losa y sección de vigas continuas, de acuerdo a como lo señala ACI 318-14.

Cuando se tiene la dimensión de losa, queda a criterio del diseñador colocar en el software el elemento como tal, o trabajar con alturas equivalentes en peso e inercia. En este proyecto se opta por la segunda alternativa y se tiene que determinar áreas, volúmenes, centros de gravedad y momento de inercia en el eje X del elemento rígido.

Seguidamente se determina áreas cooperantes que aporten con su peso hacia las vigas, estas son dimensionadas con perfiles nacionales y que se encuentren en cualquier catálogo.

Las columnas son dimensionadas de forma similar a las vigas, adicionando el número de pisos del edificio y controlando el esfuerzo crítico de Euler.

Adicionalmente, las conexiones de vigas y columnas deberán cumplir los requisitos iniciales de precalificación del AISC 358-10 como medidas de alas y alma, peso máximo, y relación de la luz entre ejes, basados también en criterios del AISC 341-10 (Provisiones sísmicas para estructuras de acero).

3.5.1.4. Propiedades de los materiales

Todos los materiales deberán tener sus características en base a lo que dictaminan diferentes códigos, es así que para:

- Acero estructural, la norma que señala su procedimiento de fabricación es AISC 360-10, en donde que manifiesta que se debe ocupar A36. [22]

- Resistencia del hormigón: la actual norma nacional NEC16 admite un esfuerzo mínimo a la compresión de 240 kg/cm². [23]

- Carga muerta y viva: el peso específico para diferentes materiales y usos de la edificación lo dice la norma ecuatoriana NEC16, en su capítulo cargas no sísmicas.

- Módulo plástico: es una propiedad genuina de cada material, que variará dependiendo su forma geométrica.

- Módulo de poisson y coeficiente de expansión térmica del hormigón: se sabe que mediante ensayos se ha establecido los valores de 0,2 y $9{,}90 * 10^{-06}$ respectivamente para cada propiedad.

3.5.1.5. Cargas

3.5.1.5.1. Carga muerta

Con la ayuda del plano arquitectónico se observa los tipos de mampostería que existe, siendo las más comunes paredes de baño, fachada, divisoria y antepecho. Luego se contabiliza por metro lineal la cantidad de paredes de todos los pisos.

Adicionalmente se cuantifica el peso de los acabados, enlucidos de losa, instalaciones eléctricas, electrónicas, hidrosanitarias y cielo falso.

Luego se procede a ingresar el valor en el software como adicional de carga muerta, ya que el programa, directamente en su cálculo no lo incluye.

3.5.1.2. Carga viva

Para el peso de carga viva la norma ecuatoriana de la construcción en su capítulo de cargas no sísmicas específica diversos valores dependiendo el uso que tengan las diferentes áreas del edifico.

3.5.1.5.3. Carga sísmica

La fuerza sísmica está directamente ligada al tipo de suelo, nivel de importancia, grado de ductilidad y configuración del edificio.

Se debe determinar cada uno de los valores para tener respuestas que se asemejen al comportamiento real del inmueble.

3.6. Análisis

3.6.1. Análisis estático y dinámico de la estructura

Se realizará el estudio en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción y la ayuda de un software estructural. Para lo cual, mediante el método basado en fuerzas se calculará el espectro de aceleraciones elástico y reducido. Éste último será colocado en el programa.

La estructura deberá ser analizada los siguientes requerimientos:

- Ajuste del coeficiente basal
- Ajuste del cortante basal dinámico y estático
- Períodos de vibración
- Participación modal de la masa y modos de vibración
- Posibles torsiones
- Derivas de piso elásticas e inelásticas
- Deflexiones en viguetas
- Relación de demanda capacidad en vigas y columnas

3.7. Diseño de las conexiones

3.7.1. Conexión de viga de sección reducida (Reduced Beam Section RBS)

Se debe realizar un corte circular en las alas superior e inferior de viga, cercana a la columna y determinar si los momentos y cortantes inducidos en la zona debilitada son mayores que los formados en la cara de columna. Garantizando de esta manera la formación de rótulas plásticas en vigas y un adecuado grado de ductilidad de todo el edificio. Además un análisis que garantice la estabilidad de la zona de panel frente a la demanda de esfuerzos altos (cargas de tipo inelásticas).

3.7.2. Conexión alas de vigas empernadas (Bolted Flange Plate BFP)

Se debe extender la rigidez de la unión aumentando sección a las alas de viga mediante placas, soldadura y tornillos, lo suficientemente fuertes para provocar que la sección de viga no reforzada entre en el rango elástico y permita disipar energía. Los pernos son responsables de este empalme, por lo tanto ninguno de ellos puede fallar.

Al igual que la otra conexión, producto de llevar a la viga a la plasticidad, desarrolla momentos y cortantes considerables, por lo que la zona de panel no debe presentar ningún fallo.

3.7.3. Semejanzas y diferencias de los 2 tipos de conexión

3.7.3.1. Numéricas

Cada conexión puede desarrollar distintos esfuerzos y demandas debido a que sus configuraciones son totalmente distintas desde su inicio hasta su culminación.

3.7.3.2. Gráficas

Cada conexión posee sus formas y detalles que provienen del procedimiento detallado del AISC 358-10.

CAPÍTULO IV

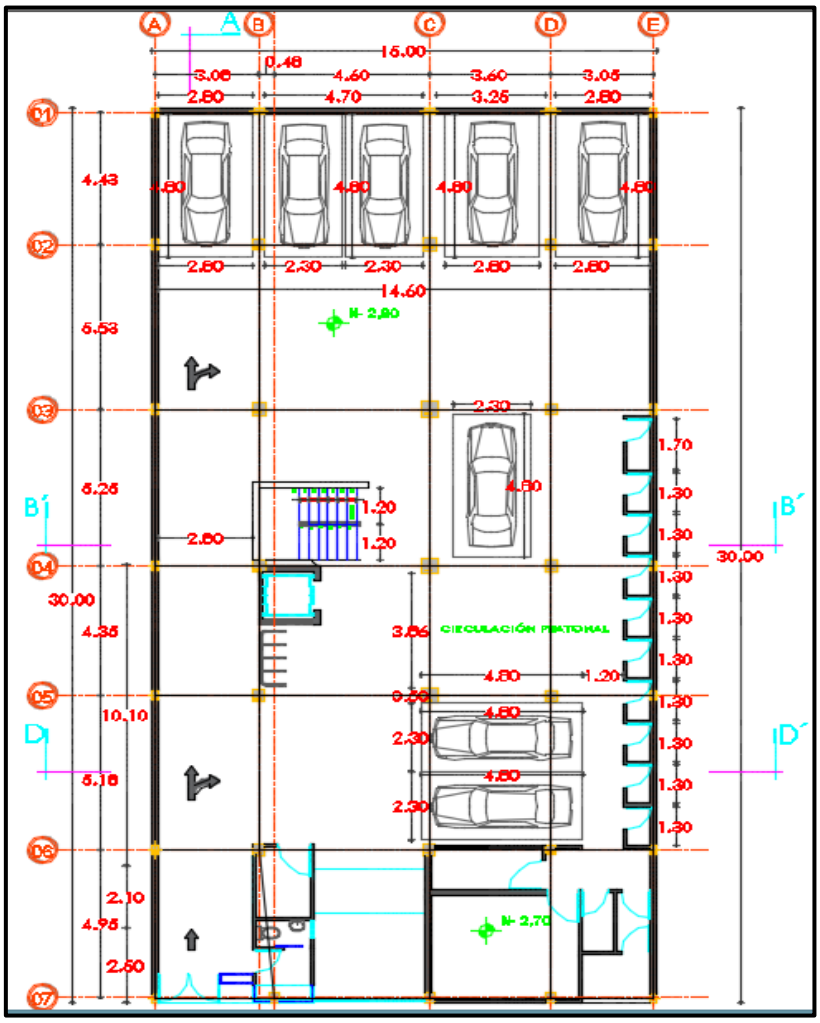
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS

4.1.1. Planos arquitectónicos

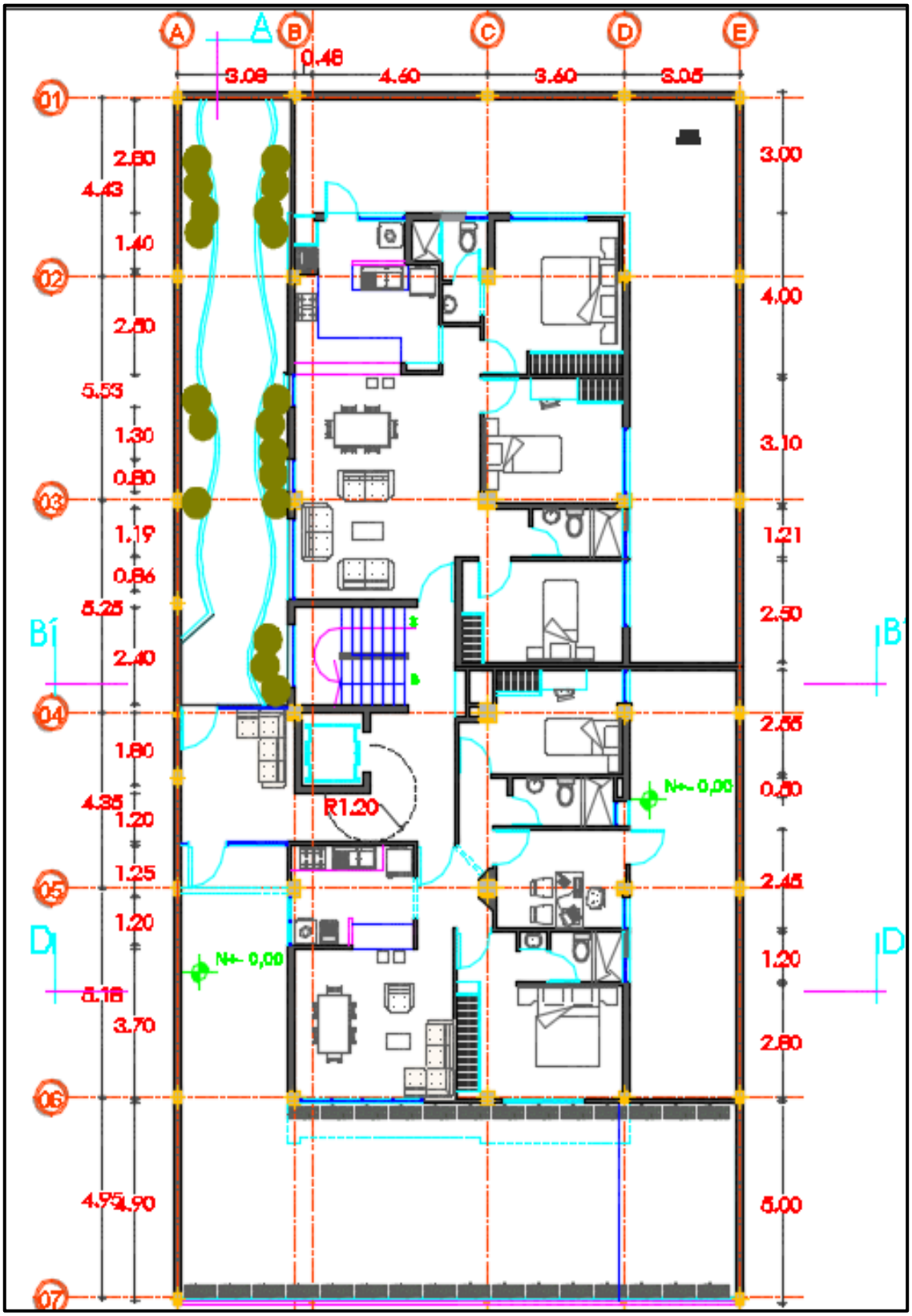
El edificio que es objeto de estudio consta de 5 pisos y un tapagrada.

Gráfico 43. Planta del subsuelo, nivel -2+0,80



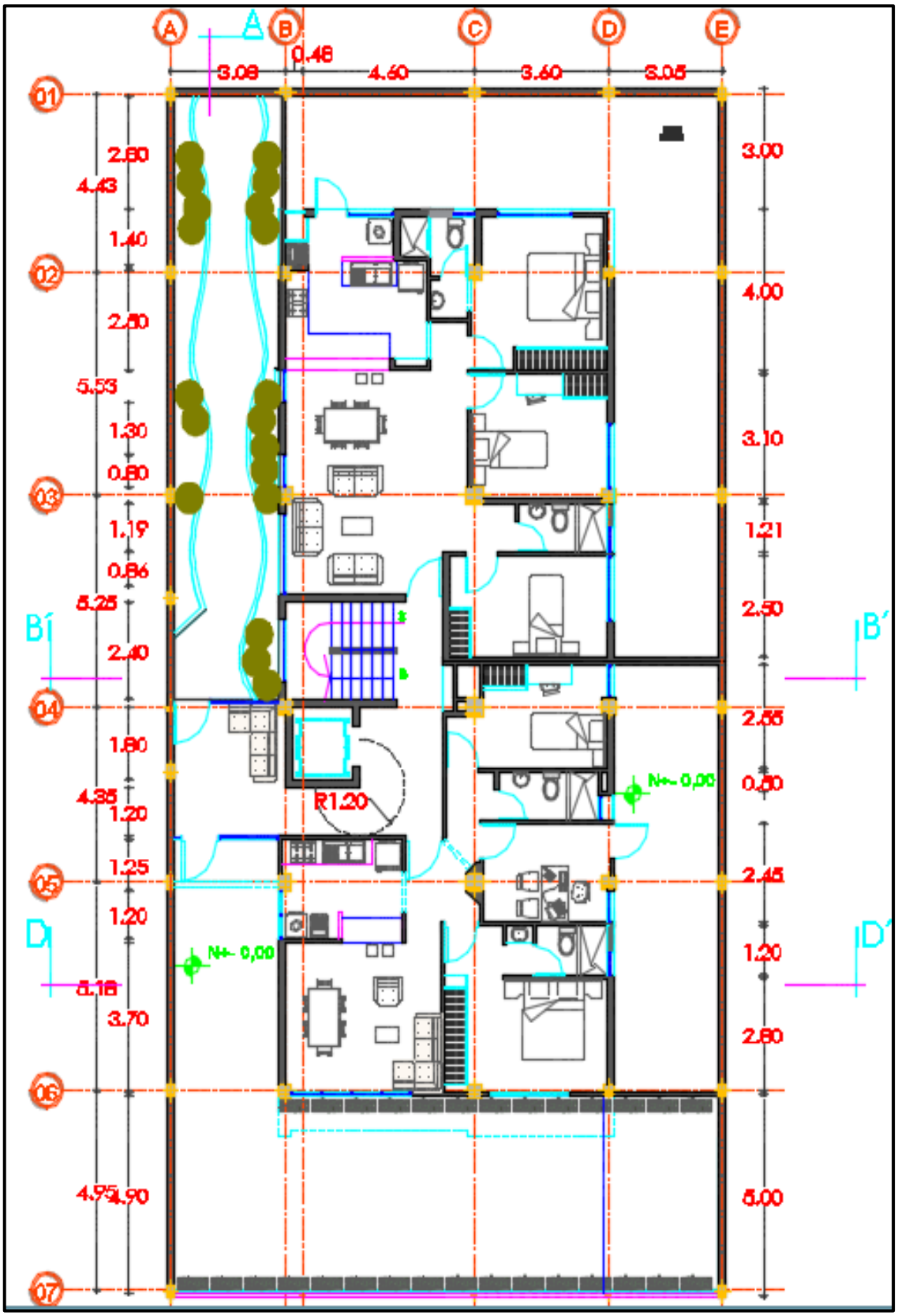
Fuente: Planos arquitectónicos

Gráfico 44. Planta baja, nivel 0+0,00



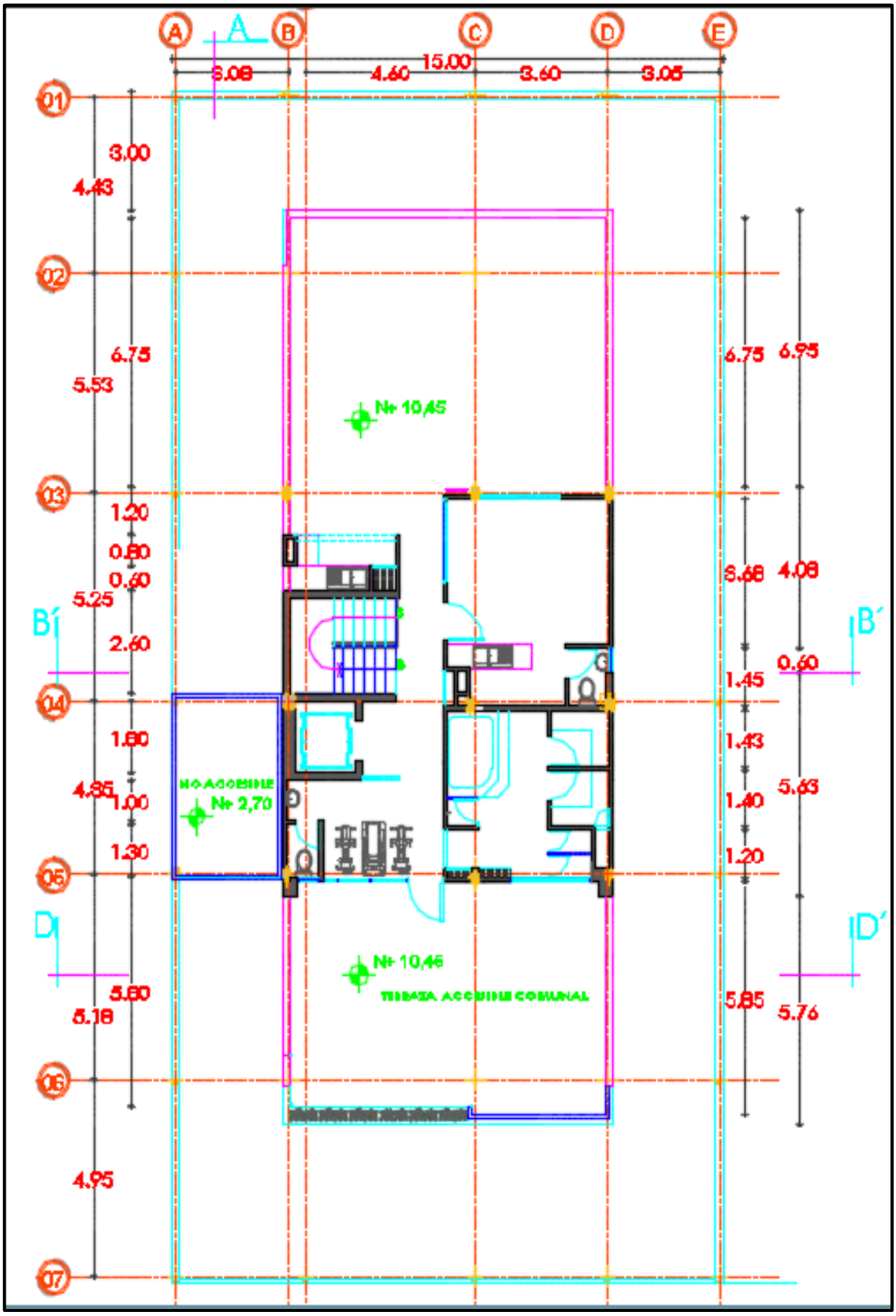
Fuente: Planos arquitectónicos

Gráfico 45. Plantas 2,3 y 4; niveles 2+0,70; 5+0,25; 7+0,85



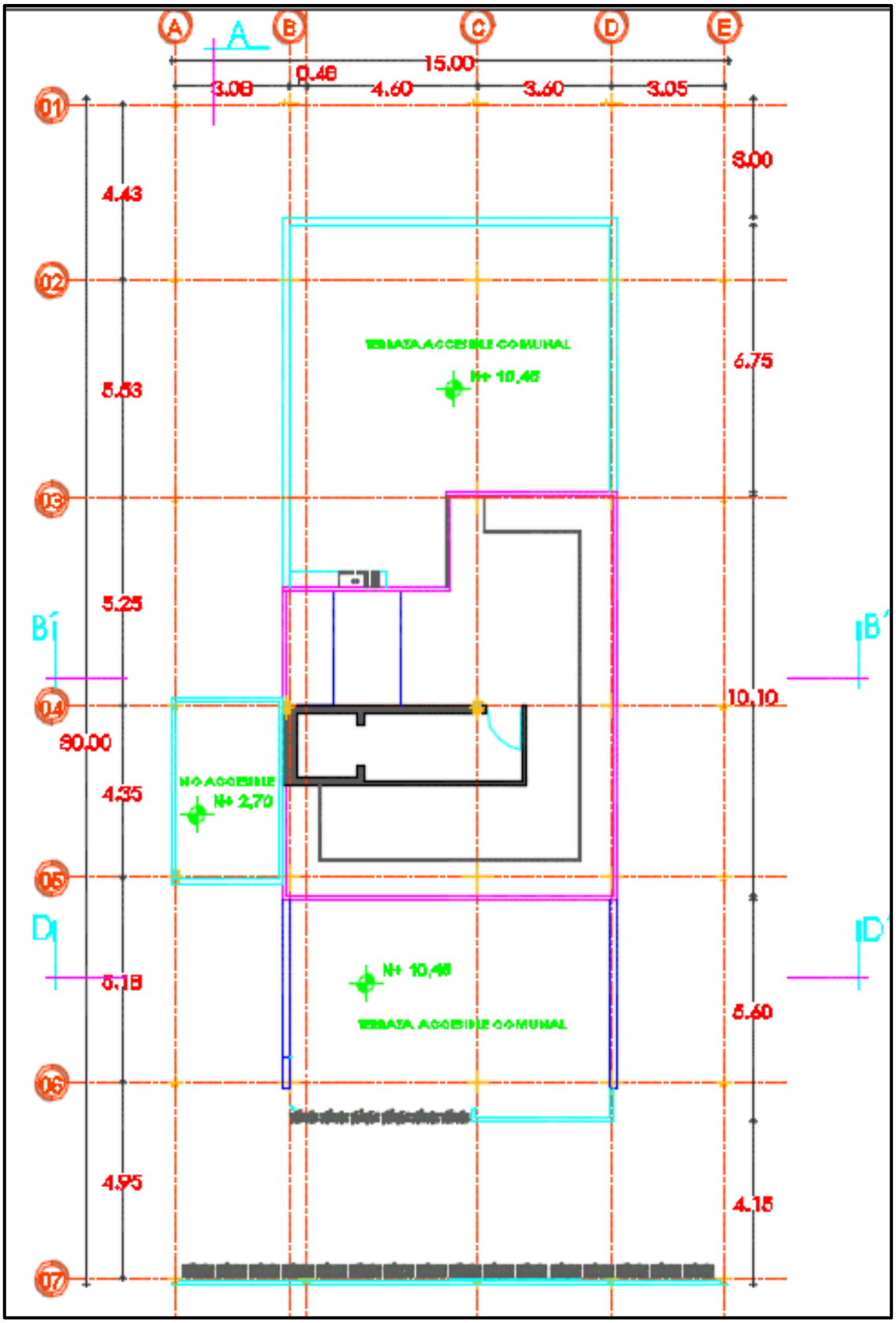
Fuente: Planos arquitectónicos

Gráfico 46. Planta 5; nivel 10+0,45



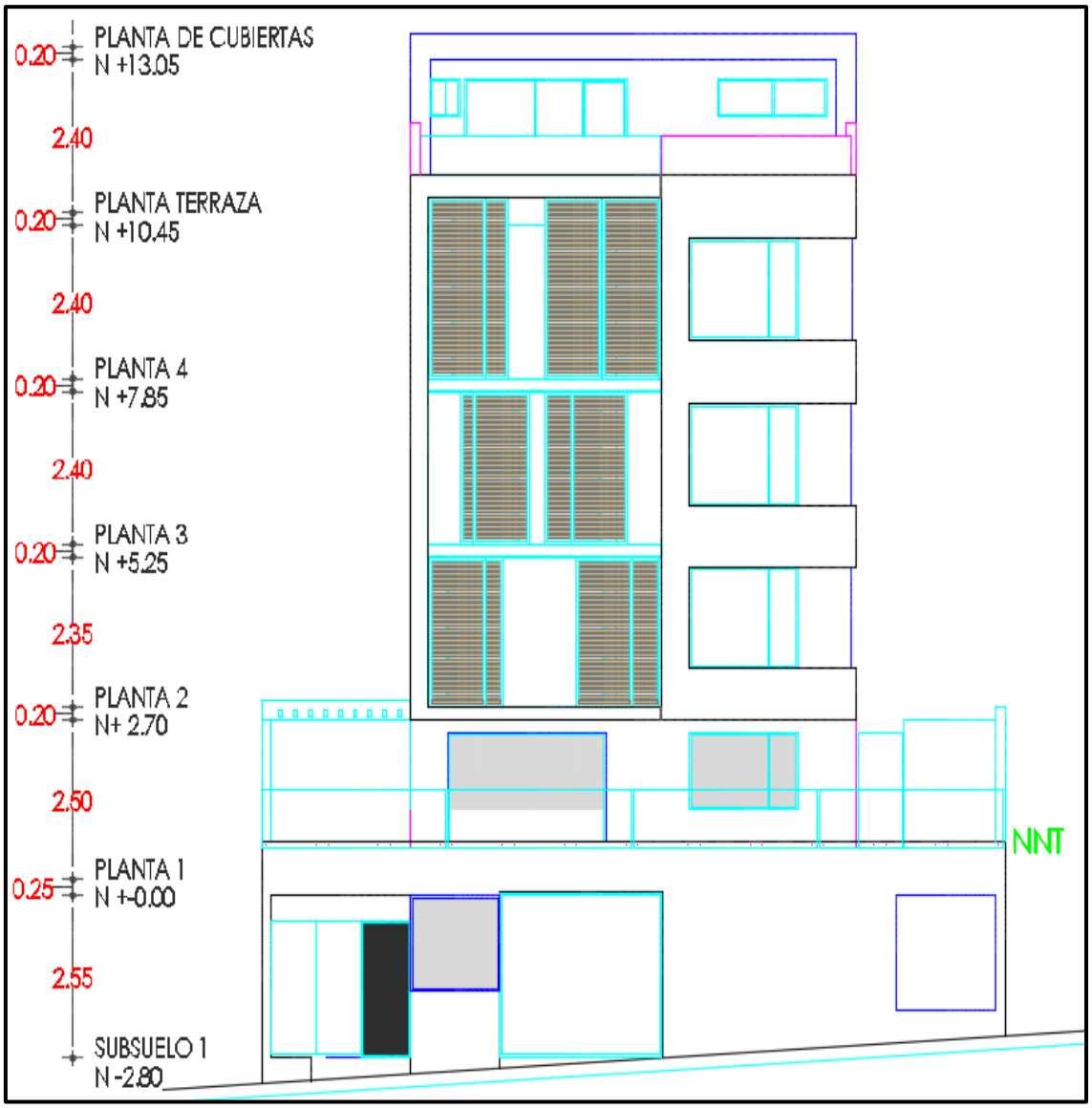
Fuente: Planos arquitectónicos

Gráfico 47. Terraza accesible; nivel 13+0,05



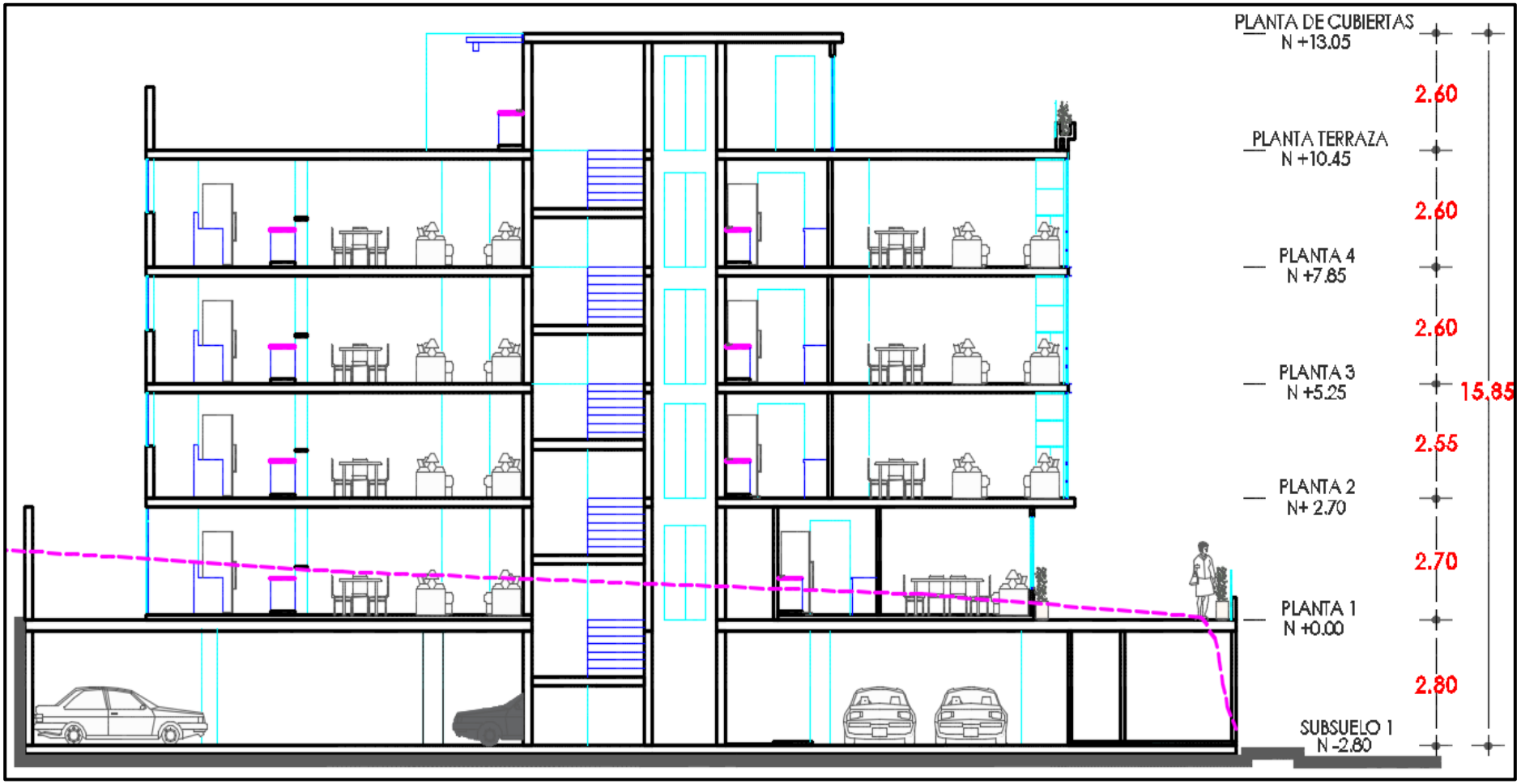
Fuente: Planos arquitectónicos

Gráfico 48. Elevación frontal



Fuente: Planos arquitectónicos

Gráfico 49. Vista en corte A-A’



Fuente: Planos arquitectónicos

4.1.2. Cuantificación de cargas

Se debe tener en cuenta la carga gravitacional que está actuando sobre cada piso e ingresar al programa ETABS 2016.

4.1.2.1. Adicional de carga muerta (ACM)

Tabla 10. Datos de adicional de carga muerta de cada piso del edificio

Adicional de carga muerta (ACM)	
Niveles	kg/m²
0+00; 2+0,70; 5+0,25; 7+0,85	464,03
10+0,45	541,13
13+0,05	80,83

Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, Egresado

4.1.2.2. Carga viva (L_{LIVE})

Tabla 11. Carga viva dependiendo el área del edificio

Áreas	kg/m²
Residencia	200
Jardines y/o patios de reunión	480
Paseo	300
Cubiertas inaccesibles	70
Escaleras	480

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC16

4.1.3. Dimensiones de elementos estructurales

En base a los planos arquitectónicos y el tipo de cargas se puede establecer un pre diseño estructural de vigas, viguetas, gradas, losa y columnas.

Tabla 12. Elementos estructurales obtenidos de un pre diseño

Dimensiones de elementos estructurales	
Viguetas	IPE220
Vigas	IPE330
Columna	HEB260

Placa deck	Peralte: 12 cm	Espesor de placa: 0,65 cm
Escaleras	Perfiles extremos	C300X150X12
	Escalones	C300X100X6

Fuente: Catálogos DIPAC y KUBIEC

4.1.4. Tipo de materiales

Tabla 13. Materiales utilizados en la modelación y cálculo estructural

Materiales		
Elemento (s)	Tipo	Normativa
Vigas, viguetas, columnas y escaleras	A36	AISC 360-10
Losa colaborante	A37	Fabricante Kubilosa
Pernos	A490 clase B	AISC 360-10
Placas	A36	AISC 360-10
Soldadura	E60	AISC 360-10
Hormigón	240 kg/cm²	NEC 16

Fuente: Normas: AISC360-10, NEC 16_SE_HM y fabricante Kubilosa

4.1.5. Espectro de aceleraciones elástico

Tabla 14. Resumen de factores que determina el espectro de aceleraciones elástico

Característica	Detalles	Observación
Lugar de implantación del edificio	Ambato- La Península	
Zona sísmica	V Z= 0,4g	NEC 16_ 10.2.
Tipo de suelo	C	NEC 16_3.2.1.
Coeficiente del suelo	Fa=1,2 Fd= 1,11 Fs= 1,11	NEC 16_3.2.2.
Tipo de estructura	R=5	Pórticos resistentes a momento de acero con ductilidad intermedia o moderada (IMF) AISC358-10
Importancia de la estructura (I)	I=1	NEC 16_4.1.
Coeficiente Irreg. en planta Coeficiente Irr. en elevación	Øp=1 Øp=0,9	NEC 16_ 5.2.2.
Relación de la amplificación espectral	**η**=2,48	NEC 16_3.3.1.
Período límite de vibración	Tc=0,56 s.	NEC 16_3.3.1.

Período de vibración natural	T=0,65 s.	NEC 16_3.3.1.
Período límite de vibración	To=0,103 s.	NEC 16_3.3.1.
Factor usado en el espectro	r=1	NEC 16_3.3.1.
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa=1,02 s.	NEC 16_3.3.1.
Coeficiente basal	C=0,22	NEC 16_6.3.2.
Coef. Relacionado con el coef. basal	K=1,07	NEC 16_6.3.5.

Fuente: Normas: NEC 16_SE_DS y AISC 358-10

En el programa ETABS se ingresará el espectro elástico reducido dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción sísmica (R), debido a que se espera que gran parte de la carga sísmica, sea disipada por la ductilidad de la estructura.

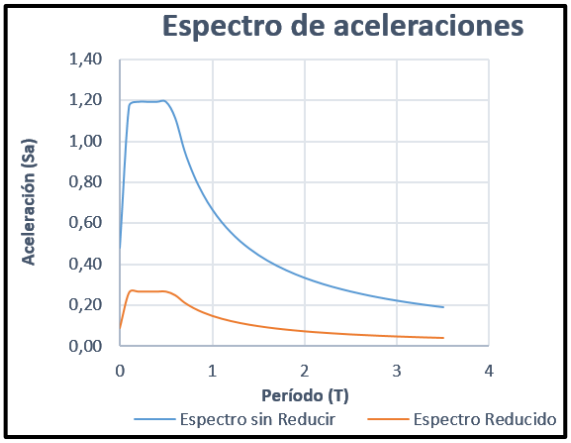
Tabla 15. Espectro de aceleraciones elástico e inelástico o reducido

T(s)	Sa (g)	Sa reduc. (g)
0	0,48	0,09
0,1	1,17	0,26
0,2	1,19	0,26
0,3	1,19	0,26
0,4	1,19	0,26
0,5	1,19	0,26
0,6	1,11	0,25
0,7	0,95	0,21
0,8	0,83	0,19
0,9	0,74	0,16
1	0,67	0,15
1,1	0,61	0,13
1,2	0,56	0,12
1,3	0,51	0,11
1,4	0,48	0,11
1,5	0,44	0,10
1,6	0,42	0,09
1,7	0,39	0,09
1,8	0,37	0,08
1,9	0,35	0,08
2	0,33	0,07
2,1	0,32	0,07
2,2	0,30	0,07
2,3	0,29	0,06
2,4	0,28	0,06

2,5	0,27	0,06
2,6	0,26	0,06
2,7	0,25	0,05
2,8	0,24	0,05
2,9	0,23	0,05
3	0,22	0,05
3,1	0,22	0,05
3,2	0,21	0,05
3,3	0,20	0,04
3,4	0,20	0,04
3,5	0,19	0,04

Fuente: NEC 16_SE_DS

Gráfico 50. Espectro de aceleraciones elástico e inelástico o reducido



Fuente: Pablo A. Vargas Sanguil, Egresado

Los elementos estructurales, cargas gravitacionales, sísmicas y espectro se ingresan en ETABS esperando tener resultados coherentes y en ciertos procedimientos, prestos a ser modificados.

4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.2.1. Análisis dinámico de la estructura

Para poder diseñar una conexión metálica, el edificio debe ser revisado los siguientes temas:

- Posibles torsiones
- Período fundamental de vibración
- Participación modal de la masa
- Chequeo de cortantes dinámicos y estáticos
- Chequeo de derivas

4.2.1.1. Posibles torsiones de la estructura

Tabla 16. Resultados modales de la estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0,574	0,0001	0,7085	0	0,0001	0,7085	0	0,2485	0,00001209	0,0329	0,2485	1,209E-05	0,0329
Modal	2	0,44	0,6316	0,0049	0	0,6317	0,7133	0	0,0008	0,2896	0,0385	0,2494	0,2896	0,0714
Modal	3	0,413	0,0583	0,0389	0	0,69	0,7522	0	0,0053	0,0315	0,4904	0,2547	0,3211	0,5618
Modal	4	0,2	5,289E-06	0,1501	0	0,69	0,9022	0	0,5688	4,172E-06	0,0025	0,8235	0,3211	0,5643
Modal	5	0,147	0,1731	0,0001	0	0,8631	0,9023	0	0,0001	0,4431	0,0004	0,8236	0,7643	0,5647
Modal	6	0,141	0,0007	0,028	0	0,8638	0,9302	0	0,0549	0,002	0,1341	0,8785	0,7663	0,6988
Modal	7	0,127	8,71E-07	0,0509	0	0,8639	0,9812	0	0,0589	1,368E-06	0,0374	0,9374	0,7663	0,7363
Modal	8	0,099	0,0001	0,0156	0	0,864	0,9967	0	0,0552	0,0002	0,0031	0,9926	0,7665	0,7394
Modal	9	0,088	0,0467	0,0002	0	0,9107	0,9969	0	0,0011	0,0638	0,1195	0,9937	0,8303	0,8589
Modal	10	0,087	0,0481	1,388E-05	0	0,9587	0,9969	0	0,0003	0,0669	0,0807	0,9939	0,8972	0,9396
Modal	11	0,079	0,0005	0,0021	0	0,9593	0,999	0	0,0025	0,0008	0,0002	0,9964	0,898	0,9398
Modal	12	0,07	0,0012	4,606E-05	0	0,9604	0,999	0	3,622E-05	0,0025	0,0434	0,9965	0,9005	0,9832

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$\%\text{Torsión} = \frac{\text{Rz}_{\text{modo 1}}}{\text{Max(Ux, Uy)}} \leq 30\% \qquad \text{Ec. 4.1.}$$

$$\text{Modo 1:} \qquad \frac{0{,}0329}{0{,}709} \leq 30\%$$

$$\text{Modo 1:} \qquad 4{,}64\% \leq 30\%$$

$$\%\text{Torsión} = \frac{\text{Rz}_{\text{modo 2}}}{\text{Max(Ux, Uy)}} \leq 30\% \qquad \text{Ec. 4.2.}$$

$$\text{Modo 2:} \qquad \frac{0{,}039}{0{,}632} \leq 30\%$$

$$\text{Modo 2:} \qquad 6{,}2\% \leq 30\%$$

4.2.1.2. Período fundamental de vibración

En dinámica estructural, generalmente el primer período de vibración es el fundamental y debe estar cercano al 10% del número de pisos de la estructura.

Tabla 17. Período fundamental de la estructura

Case	Mode	Period (sec)
Modal	1	0,574
Modal	2	0,44
Modal	3	0,413
Modal	4	0,2
Modal	5	0,147
Modal	6	0,141
Modal	7	0,127
Modal	8	0,099
Modal	9	0,088
Modal	10	0,087
Modal	11	0,079
Modal	12	0,07

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$\#\ \text{pisos} = 6 \qquad \text{Ec. 4.3.}$$

$$T_{esperado} = 6 * 10\%\ \text{seg} \qquad \text{Ec. 4.4.}$$

$$T_{esperado} = 0{,}6\ \text{seg}$$

$$T_{fundamental} \pm 0{,}6\ \text{seg}$$

$$T_{fundamental} = 0{,}57\ \text{seg} \qquad \text{Ec. 4.5.}$$

4.2.1.3. Participación modal de la masa

Se debe trata de llegar al 90% de la participación de la masa hasta un modo de vibración similar al número de pisos multiplicado por los grados de libertad de la estructura. [24]

Tabla 18. Participación modal de la masa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY
Modal	1	0,574	0,0001	0,7085	0	0,0001	0,7085	0	0,2485	0,00001209	0,0329	0,2485	1,209E-05
Modal	2	0,44	0,6316	0,0049	0	0,6317	0,7133	0	0,0008	0,2896	0,0385	0,2494	0,2896
Modal	3	0,413	0,0583	0,0389	0	0,69	0,7522	0	0,0053	0,0315	0,4904	0,2547	0,3211
Modal	4	0,2	5,289E-06	0,1501	0	0,69	0,9022	0	0,5688	4,172E-06	0,0025	0,8235	0,3211
Modal	5	0,147	0,1731	0,0001	0	0,8631	0,9023	0	0,0001	0,4431	0,0004	0,8236	0,7643
Modal	6	0,141	0,0007	0,028	0	0,8638	0,9302	0	0,0549	0,002	0,1341	0,8785	0,7663
Modal	7	0,127	8,71E-07	0,0509	0	0,8639	0,9812	0	0,0589	1,368E-06	0,0374	0,9374	0,7663
Modal	8	0,099	0,0001	0,0156	0	0,864	0,9967	0	0,0552	0,0002	0,0031	0,9926	0,7665
Modal	9	0,088	0,0467	0,0002	0	0,9107	0,9969	0	0,0011	0,0638	0,1195	0,9937	0,8303
Modal	10	0,087	0,0481	1,388E-05	0	0,9587	0,9969	0	0,0003	0,0669	0,0807	0,9939	0,8972
Modal	11	0,079	0,0005	0,0021	0	0,9593	0,999	0	0,0025	0,0008	0,0002	0,9964	0,898
Modal	12	0,07	0,0012	4,606E-05	0	0,9604	0,999	0	3,622E-05	0,0025	0,0434	0,9965	0,9005

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$\text{Grados de libertad por piso (GDL)} = 3 \qquad \text{Ec. 4.6.}$$

$$\# \text{ pisos} = 6$$

$$\text{Modo en el que se espera el 90\% de partic. modal} = \text{GDL} * \#\text{pisos} \quad \text{Ec. 4.7.}$$

$$\text{Modo en el que se espera el 90\% de partic. modal} = 3 * 6$$

$$\text{Modo en el que se espera el 90\% de partic. modal} = 18$$

En el modo 12:

$$\text{Sum Rx} = 0{,}99\% \qquad \text{Ec. 4.8.}$$

$$\text{Sum Ry} = 0{,}90\% \qquad \text{Ec. 4.9.}$$

Modo 12< Modo 18

4.2.1.4. Chequeo de cortantes dinámicos y estáticos

El cortante dinámico debe ser mayor o igual al 85% del cortante estático en cada dirección, ya que el edificio presenta cierta irregularidad.

Tabla 19. Cortantes dinámicos y estáticos en cada dirección de la estructura

Dirección	C. Estático (Ton)	C. Dinámico (Ton)
X	246,73	210,55
	210,55 Ton≥246*85% Ton 210,55 Ton≥209,10 Ton	
Y	246,73	210,46
	210.46 Ton≥246,73*85% Ton 210.46 Ton≥209.10 Ton	

Fuente: Software estructural Etabs 2016

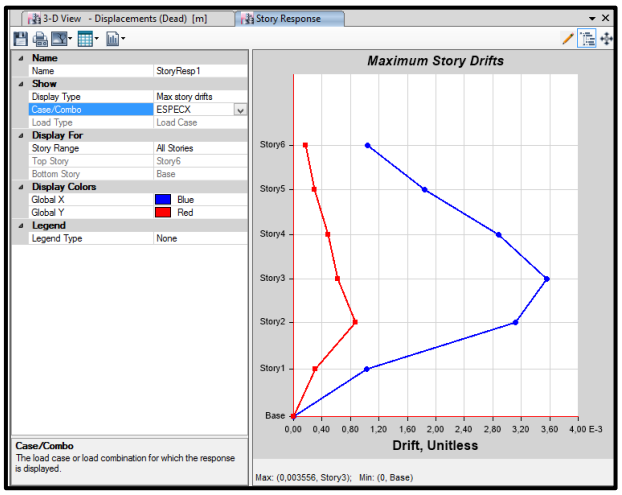
4.2.1.5. Chequeo de derivas

Tabla 20. Chequeo de derivas elásticas e inelásticas

Factor de reducción sísmica (R)			5									
Piso	Altura (mm)	Δ altura (mm)	Desplazamiento (mm)		Δ desplazam. (mm)		Deriva Elástica (mm)		Deriva Inelástica. (%)		Observaciones (%)	
			X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	2800	2800	2,55	5,35	2,55	5,35	0,0009	0,0019	0,34	0,71	0,34<2	0,71>2
2	5500	2700	10,02	14,17	7,47	8,82	0,0028	0,0033	1,05	1,24	1,05<2	1,24<2
3	8050	2550	17,01	22,12	6,99	7,95	0,0027	0,0031	1,01	1,16	1,01<2	1,16<2
4	10650	2600	23,24	32,06	6,23	9,94	0,0024	0,0038	0,9	1,43	0,9<2	1,43<2
5	13250	2600	27,36	36,34	4,12	4,28	0,0016	0,0016	0,6	0,6	0,6<2	0,6<2
6	15850	2600	25,33	38,49	2,03	2,15	0,00078	0,00083	0,3	0,31	0,3<2	0,31<2

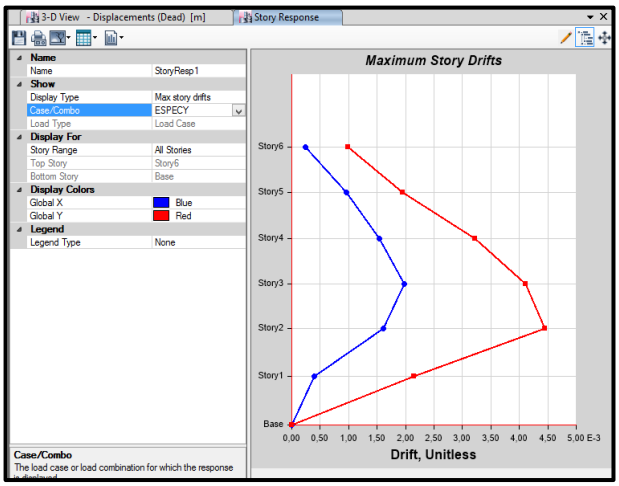
Fuente: Software estructural Etabs 2016

Gráfico 51. Derivas elásticas en el sentido X



Fuente: Software estructural Etabs 2016

Gráfico 52. Derivas elásticas en el sentido Y

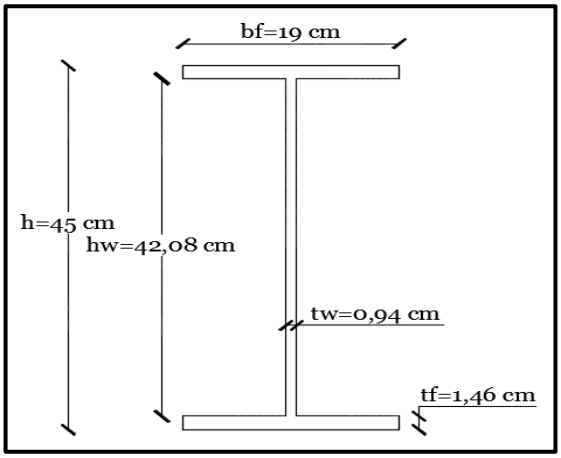


Fuente: Software estructural Etabs 2016

4.2.2. Diseño de las conexiones precalificadas

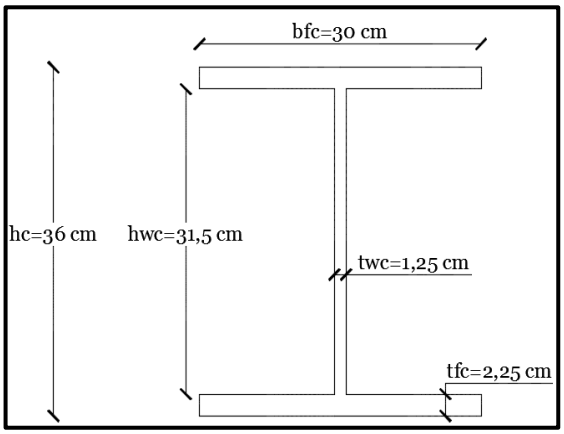
Una vez que la estructura se encuentra estabilizada ante cargas gravitatorias y sísmicas se tiene las dimensiones definitivas de vigas y columnas. Con lo cual se procede a realizar el diseño de las uniones. A continuación se presentan los elementos estructurales que conforman el edificio:

Gráfico 53. Dimensión de la viga IPE450



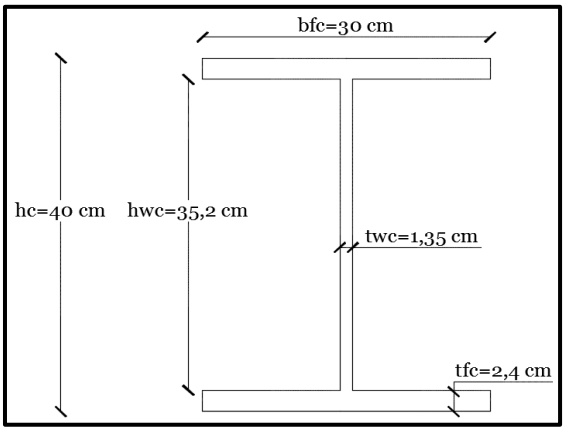
Fuente: Catálogo de acero DIPAC

Gráfico 54. Dimensión de la columna HEB360



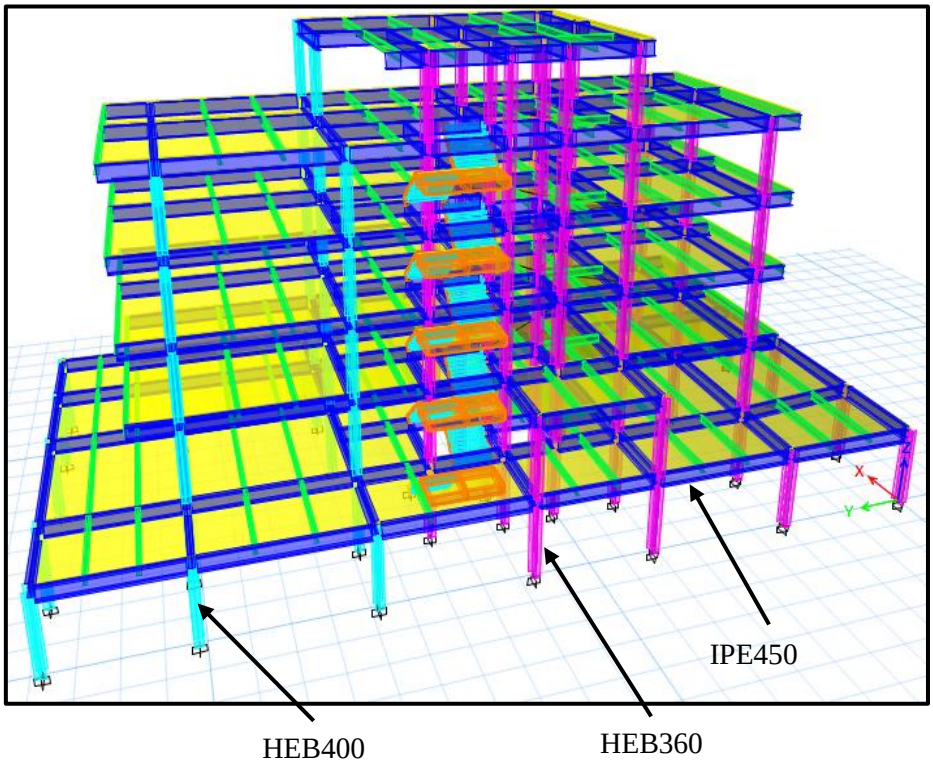
Fuente: Catálogo de acero DIPAC

Gráfico 55. Dimensión de la columna HEB400



Fuente: Catálogo de acero DIPAC

Gráfico 56. Elementos estructurales que conforman el edificio



Fuente: Software estructural Etabs 2016

4.2.2.1. Diseño manual de la conexión precalificada de viga de sección reducida (RBS)

Para ésta conexión y las demás uniones que son del grupo de precalificación se tiene que realizar chequeos preliminares de ancho, peralte y espesor en vigas y columnas.

4.2.2.1.1. Requisitos básicos para la precalificación de viga

Tabla 21. Requisitos en viga para la conexión de viga con sección reducida (RBS)

Ítem	Viga IPE 450	Requerimiento
1	Peralte máximo	W36 ó 914,4 mm
2	Peso máximo	300 lb/pie ó 447 kg/m
3	Espesor máximo del ala	7/4’’ ó 44,45 mm
4	Uso de viga	SMF o IMF
5	Relación vano libre de viga/peralte	SMF≥7

		IMF≥5

Fuente: AISC 358-10, CAPÍTULO 5, Conexión a momento de viga con sección reducida

1.- Peralte máximo

Peralte de la viga: 45 cm

Peralte máximo especificado en la norma AISC358-10: 91,44 cm

$$h_{viga} < h_{max.normativa} \qquad Ec.\,4.10.\ \ AISC358-10.\,Secc.\,5.3.1.$$

$$450\ \text{mm} < 914{,}4\ \text{mm}$$

2.- Peso máximo

Peso de la viga: $77{,}70\,\frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Peso máximo especificado en la norma AISC358-10: $300\,\frac{\text{lb}}{\text{pie}}$

$$77{,}70\,\frac{\text{kg}}{\text{m}} \approx 52{,}12\,\frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

$$52{,}12\,\frac{\text{lb}}{\text{pie}} < 300\,\frac{\text{lb}}{\text{pie}} \qquad Ec.\,4.11.\ \ AISC358-10.\,Secc.\,5.3.1.$$

3.- Espesor del ala

Espesor del ala de viga: 1,46 cm

Espesor máximo especificado en la norma AISC358-10: $1{,}75''$

$$1{,}46\ \text{cm} \approx 0{,}57''$$

$$0{,}57'' < 1{,}75'' \qquad Ec.\,4.12.\ \ AISC358-10.\,Secc.\,5.3.1.$$

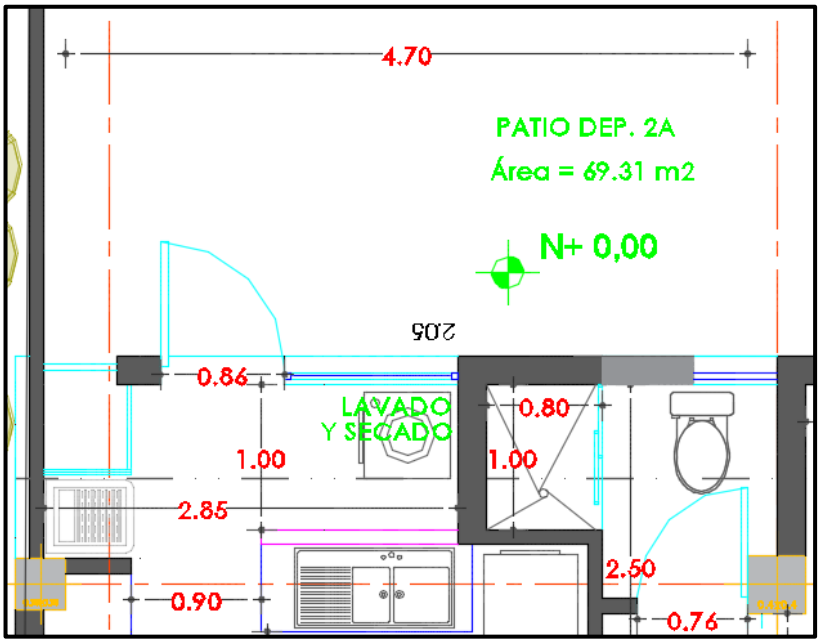
4.- Uso de viga

Todas las vigas corresponden al sistema estructural de pórticos resistentes a momento con ductilidad intermedia o pórticos de clase IMF.

5.- Relación vano libre de viga/peralte

Se escogerá el vano más crítico o más largo que corresponde al sentido X. Entre los ejes B-C.

Gráfico 57. Vano libre entre ejes B-C



Fuente: Plano arquitectónico

$$\text{Vano libre} = 4{,}70 \text{ mts} \qquad \text{Ec. 4.13. Planos arquitec.}$$

$$\text{Peralte de la viga} = 45 \text{ cm} = 0{,}45 \text{ mts} \qquad \text{Ec. 4.14. Prediseño}$$

$$\frac{\text{Vano libre}}{\text{Peralte viga}} = \frac{4{,}70 \text{ m}}{0{,}45 \text{ m}} = 10{,}44 \qquad \text{Ec. 4.15. AISC358} - 10. \text{Secc. 5.3.1.}$$

$$10{,}44 \geq 5 \text{ IMF} \qquad \text{Ec. 4.16. AISC358} - 10. \text{Secc. 5.3.1.}$$

4.2.2.1.2. Requisitos básicos para la precalificación de columna

Tabla 22. Requisitos en columna para la conexión de viga con sección reducida (RBS)

Conexión de la viga a la columna	Alma
Peralte máximo	W36 ó 914,4 mm
Peso máximo	No existe restricción
Espesor máximo del ala	No existe restricción
Relación ancho espesor	Ver disposiciones sísmicas AISC 341-10

Uso de columna	SMF y IMF

Fuente: AISC 358-10, CAPÍTULO 5, Conexión a momento de viga con sección reducida

Columna HEB360

1.- Peralte máximo

Peralte de la columna: 36 cm

Peralte máximo especificado en la norma AISC358-10: 91,44 cm

$$h_{columna} < h_{max.normativa} \qquad \text{Ec. 4.17. AISC358} - 10. \text{Secc. 5.3.2.}$$

$$360 \text{ mm} < 914{,}4 \text{ mm}$$

2.- Relación ancho espesor

Límite de esbeltez para elementos altamente dúctiles:

$$0{,}3 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad \text{Ec. 4.18. NEC 16_SE_AC. Secc. 6.2.}$$

Donde:

$$E = 2038901{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$0{,}3 * \sqrt{\frac{2038901{,}9 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 8{,}52$$

Límite de esbeltez para elementos moderadamente dúctiles:

$$0{,}38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad \text{Ec. 4.19. NEC 16_SE_AC. Secc. 6.2.}$$

$$0{,}38 * \sqrt{\frac{2038901{,}9 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 10{,}79$$

$$b = \frac{bfc}{2} \qquad \text{Ec. 4.20. NEC 16_SE_AC. Secc. 6.2.}$$

$$t = tfc \qquad \text{Ec. 4.21. NEC 16_SE_AC. Secc. 6.2.}$$

$$\text{Ec. 4.22. NEC } 16_{SE_{AC}}\text{. Secc. 6.2:}$$

$$\frac{b}{t} < \text{Lím. Esbeltez elemen. con ductilidad alta y moderada}$$

$$t = 2{,}25 \text{ cm} = 0{,}89 \text{ pulg}$$

$$b = \frac{11{,}81}{2} \text{ pulg.} = 5{,}905 \text{ pulg.}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{5{,}905 \text{ pulg.}}{0{,}89 \text{ pulg}} = 8{,}49$$

$$6{,}63 < 8{,}52$$

$$6{,}63 < 10{,}79$$

La dimensión de columnas HEB360 colocadas en la estructura, cumple los chequeos de ductilidad moderada y alta.

Columna HEB400

1.- Peralte máximo

Peralte de la columna: 40 cm

Peralte máximo especificado en la norma AISC358-10: 91,44 cm

$$h_{columna} < h_{max.normativa}$$

$$400 \text{ mm} < 914{,}4 \text{ mm}$$

2.- Relación ancho espesor

Límite de esbeltez para elementos altamente dúctiles:

$$0{,}3 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$0{,}3 * \sqrt{\frac{2038901{,}9 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 8{,}52$$

Límite de esbeltez para elementos moderadamente dúctiles

$$0{,}38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$0{,}38 * \sqrt{\frac{2038901{,}9\,\frac{kg}{cm^2}}{2530\,\frac{kg}{cm^2}}} = 10{,}79$$

$$t = tfc$$

$$t = 2{,}4\ cm = \ 0{,}95\ pulg.$$

$$b = \frac{bfc}{2}$$

$$b = \frac{11{,}81}{2}\ pulg. = 5{,}905\ pulg.$$

$$\frac{b}{t} = \frac{5{,}905\ pulg.}{0{,}95\ pulg} = 6{,}22$$

$$6{,}22 < 8{,}52$$

$$6{,}22 < 10{,}79$$

La dimensión de columnas HEB400 colocadas en la estructura, cumple los chequeos de ductilidad moderada y alta.

4.2.2.1.3. Procedimiento de diseño de la conexión "RBS"

1.- Recorte de las alas de viga

2.- Módulo plástico de la viga en el centro de su sección reducida

3.- Máximo momento probable en el centro recortado

4.- Cortante máximo en la rótula plástica

5.- Máximo momento probable en la cara de columna

6.- Momento plástico de la sección completa de viga

7.- Capacidad a flexión de la viga en la cara de columna

8.- Capacidad a corte requerida por la viga y conexión

9.- Placa a corte entre el alma de viga y ala de columna

9.1. Resistencia a corte de los pernos

9.1.- Resistencia al aplastamiento de las perforaciones de pernos

9.2.- Resistencia a corte en elementos empernados

9.3.- Resistencia a corte en elementos soldados

9.4.- Bloque de cortante en elementos soldados

9.5.- Bloque de cortante en elementos empernados

10.- Chequeo de placas de continuidad

11.- Chequeo zona de panel

1.- Recorte de las alas de viga

Se debe disminuir parte de las alas de viga de forma circular en una zona cercana a la columna.

Como punto de partida se tiene que asumir valores de: a, b y c.

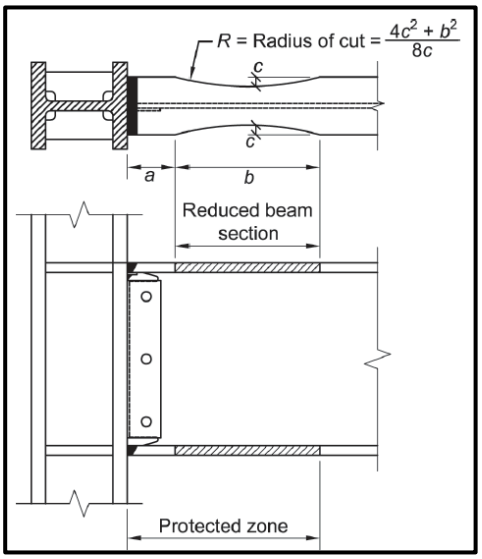
En donde:

a: distancia horizontal desde la cara del ala de columna hasta iniciar el corte de viga

b: ancho de la reducción de viga

c: profundidad de corte hacia el centro de viga

Gráfico 58. Vista geométrica en corte y en planta de la conexión



Fuente: AISC358-10, Capítulo conexión a momento de viga de sección reducida

Distancia horizontal desde la cara de columna hasta la sección de corte:

$$0{,}5\ \mathrm{bf} \leq \mathrm{a} \leq 0{,}75\mathrm{bf}$$

$$\mathrm{a} = 0{,}5 * \mathrm{bf} \qquad \mathrm{Ec.\ 4.23.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.}$$

$$\mathrm{a} = 0{,}5 * 190\ \mathrm{mm}$$

$$\mathrm{a} = 95\ \mathrm{mm}$$

Longitud del corte de la sección reducida:

$$0{,}65\ \mathrm{d} \leq \mathrm{b} \leq 0{,}85\mathrm{d}$$

$$\mathrm{b} = 0{,}65 * \mathrm{d} \qquad \mathrm{Ec.\ 4.24.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.}$$

$$\mathrm{b} = 0{,}65 * 450\ \mathrm{mm}$$

$$\mathrm{b} = 292{,}5\ \mathrm{mm}$$

Profundidad de corte de las alas:

$$0{,}1\ \mathrm{bf} \leq \mathrm{c} \leq 0{,}25\mathrm{bf}$$

$$\mathrm{c} = 0{,}25 * \mathrm{bf} \qquad \mathrm{Ec.\ 4.25.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.}$$

$$\mathrm{c} = 0{,}25 * 190\ \mathrm{mm}$$

$$\mathrm{c} = 47{,}5\ \mathrm{mm}$$

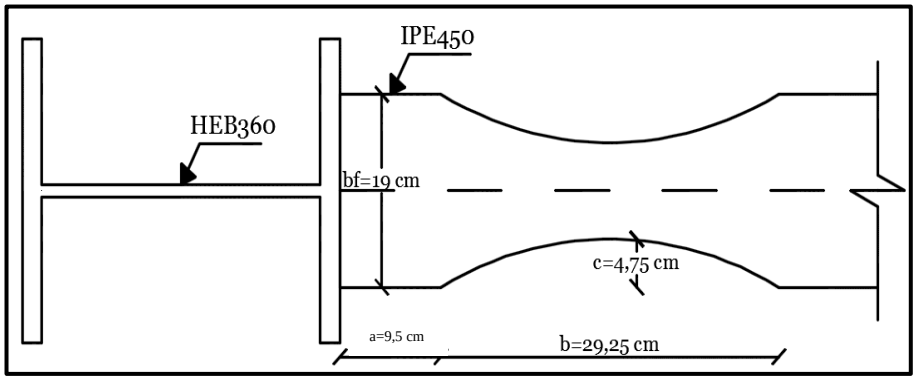
Radio de corte:

$$\mathrm{R} = \frac{(4 * \mathrm{c}^2) + \mathrm{b}^2}{8 * \mathrm{c}} \qquad \mathrm{Ec.\ 4.26.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.}$$

$$\mathrm{R} = \frac{(4 * 47{,}5^2) + 292{,}5^2}{8 * 47{,}5}\ \mathrm{mm}$$

$$\mathrm{R} = 248{,}90\ \mathrm{mm}$$

Gráfico 59. Vista en planta viga IPE450 de sección reducida y columna HEB360

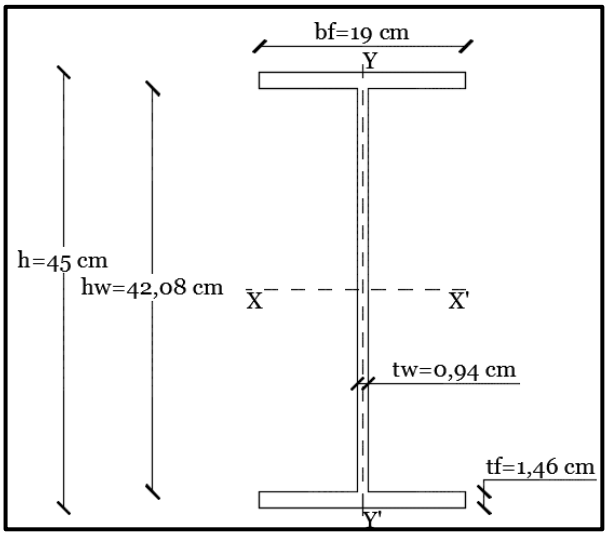


Fuente: Datos importados del programa Etabs 2016

2.- Módulo plástico de la viga en el centro de su sección reducida

El módulo plástico es una propiedad innata de cualquier elemento, no depende si es pórtico SMF, IMF, del cortante basal, tipo de estructura etc.

Gráfico 60. Dimensiones de la viga IPE450



Fuente: Catálogo de acero DIPAC

$$Zx = 2 * \left(\left(bf * tf * \frac{(hw + tf)}{2}\right) + \frac{tw * hw^2}{8}\right) \quad \text{Ec. 4.27. FEMA350. Secc. 3.2.4.}$$

Donde:

hw: altura libre del alma de viga

Zx: módulo plástico de la sección completa con respecto al eje X

$$Zx = 2 * \left(\left(0{,}19 * 0{,}0146 * \frac{(0{,}4208 + 0{,}0146\ )}{2}\right) m^3 + \frac{0{,}0094\ * (0{,}4208)^2}{8}\ m^3\right)$$

$$Zx = 2 * (0{,}000603899\ m^3 + 0{,}00020806\ m^3)$$

$$Zx = 0{,}0016239\ m^3$$

$$Zx = 1623{,}9196\ cm^3 = 1623919{,}6\ mm^3$$

Para este tipo de conexión precalificada se debe calcular el módulo plástico en la reducción de viga:

$$Z_{RBS} = Zx - \big((2 * c * tf) * (d - tf)\big) \qquad \text{Ec. 4.28. AISC358} - 10. \text{Secc. 5.8.}$$

Donde:

Z_{RBS}: modulo plástico en la sección reducida de viga

$$Z_{RBS} = 1623919{,}6\ mm^3 - \left((2 * 47{,}5\ mm * 14{,}6\ \ mm) * (450\ mm - 14{,}6\ \ mm)\right)$$

$$Z_{RBS} = 1020019{,}8\ mm^3$$

$$Z_{RBS} = 1020{,}0198\ cm^3$$

3.- Máximo momento probable en el centro recortado

$$Mpr = Cpr * Ry * Fy * Z_{RBS} \qquad Ec.\ 4.29.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.$$

Donde:

Cpr: factor que toma en cuenta la fuerza máxima de la conexión

Mpr: máximo momento probable en el centro de la viga

Ry: factor de fluencia probable del acero

$$Cpr = \frac{(fy + fu)}{(2 * fy)} \leq 1{,}2 \qquad Ec.\ 4.30.\ FEMA350.\ Secc.\ 3.2.4.$$

$$fy = 2530\ kg/cm^2$$

$$fu = 4077\ kg/cm^2$$

$$Cpr = \frac{(2530\ kg/cm^2 + 4077\ kg/cm^2)}{(2 * 2530\ kg/cm^2)} \leq 1{,}2$$

$$Cpr = 1{,}31 \leq 1{,}2$$

$$Cpr = 1{,}2$$

Tabla 23. Factores de fluencia y tensión probable para materiales A36, A572 y A588

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de acero

De acuerdo a la tabla anterior, se puede ver que para aceros estructurales del tipo A36 se deberá ocupar un factor de Ry, que es la relación entre el esfuerzo de fluencia probable, y el mínimo especificado.

$$Ry = 1{,}3 \qquad Ec.\ 4.31.\ NEC16_SE_AC.\ 5.2.$$

$$Mpr = 1{,}2 * 1{,}3 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1020{,}0198\ cm^3$$

$$Mpr = 40258{,}14\ kg - m$$

4.- Cortante máximo en la rótula plástica

La conexión se desea que trabaje en el rango plástico. Por lo que se tiene que colocar una carga elevada [23]. Para la estimación de ese valor AISC358-10 plantea la siguiente fórmula:

$$1{,}2 * D + f1 * L_{VIVA} + 0{,}2 * S \qquad Ec.\ 4.32.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.$$

Donde:

D: carga muerta

f1: factor que deberá ser ocupado de acuerdo al criterio del diseñador, en un rango recomendable de entre 0,5 y 0,7 [24]

S: carga de nieve

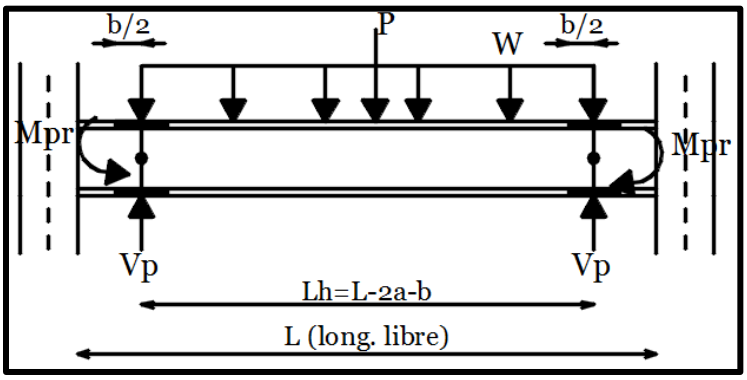
L_{VIVA}: carga viva

La temporada de nieve en nuestro país rara vez ocurre, así que omitiremos este valor.

$$f1 = 0{,}7 \qquad Ec.\ 4.33.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.$$

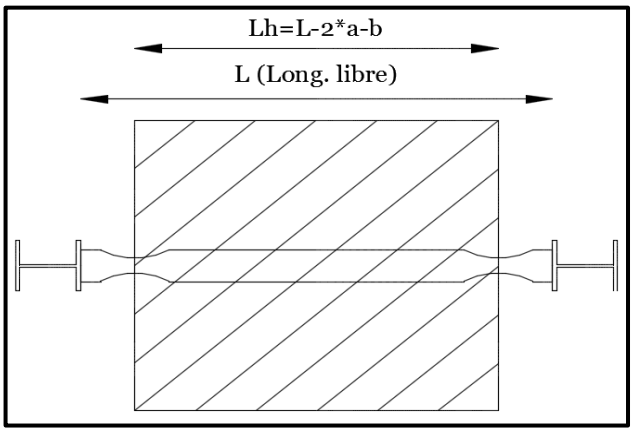
En el anterior paso se determinó Mpr, con ese valor y cortando la viga en la mitad de la rótula plástica, se calcula los cortantes; además se debe tomar en cuenta que en la viga existe una carga distribuida.

Gráfico 61. Diagrama de cuerpo libre de la viga sometida a cargas y momentos en la zona de rótulas plásticas



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil

Gráfico 62. Vista en planta del área cooperante de la viga



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil

Altura de columna HEB400 (dc):

$$\mathrm{dc} = 400\ \mathrm{mm} \qquad \text{Ec. 4.34. Diseño estructural}$$

Longitud libre (L):

$$\text{Long. viga eje a eje} = 5{,}08\ \mathrm{m} \qquad \text{Ec. 4.35. Planos Arquitectónicos}$$

$$\mathrm{L} = \text{long. viga eje a eje} - 2 * \left(\frac{\mathrm{dc}}{2}\right) \qquad \text{Ec. 4.36. Planos arquitectónicos}$$

$$\mathrm{L} = 5{,}08\ \mathrm{m} - 0{,}4\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{L} = 4{,}68\ \mathrm{m}$$

Longitud en donde actúa la carga distribuida (Lh):

$$\mathrm{Lh} = \mathrm{L} - (2 * \mathrm{a}) - \mathrm{b} \qquad \text{Ec. 4.37. AISC358} - 10.\ \text{Secc. 5.8.}$$

$$\mathrm{Lh} = 4{,}68\ \mathrm{m} - 2 * (0{,}095\ \mathrm{m}) - 0{,}2925\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{Lh} = 4{,}20\ \mathrm{m}$$

Ancho cooperante medido de eje a eje (Bh):

$$\mathrm{Bh} = \left(\frac{5{,}53 + 5{,}25}{2}\right) \qquad \text{Ec. 4.38. Planos arquitectónicos}$$

$$\mathrm{Bh} = 5{,}39\ \mathrm{m}$$

Para la combinación de carga muerta y viva, se escogerán los valores más altos impuestos en el modelamiento de la estructura con el objetivo de tener la situación más crítica en la conexión.

Carga viva:

$$L_{VIVA} = 480\,\frac{kg}{m^2} \qquad \text{Ec. 4.39. NEC16_SE_CG. Secc. 4.2.1.}$$

Carga muerta:

$$D = \frac{541{,}13kg}{m^2} \qquad \text{Ec. 4.40. Planos arquitectónicos}$$

$$Comb1 = 1{,}2 * D + 0{,}7 * L_{VIVA} \qquad \text{Ec. 4.41. AISC358} - \text{10. Secc. 5.8.}$$

$$Comb1 = 1{,}2 * \left(541{,}13\,\frac{kg}{m^2}\right) + 0{,}7 * \left(480\,\frac{kg}{m^2}\right)$$

$$Comb1 = 985{,}36\ \frac{kg}{m^2}$$

Determinamos el área colaborante de toda esa viga:

$$\text{Area colab.} = Bh * Lh \qquad \text{Ec. 4.41. Planos arquitectónicos}$$

$$\text{Area colab.} = 5{,}39\ m * 4{,}20\ m$$

$$\text{Area colab.} = 22{,}64\ m^2$$

Carga distribuida:

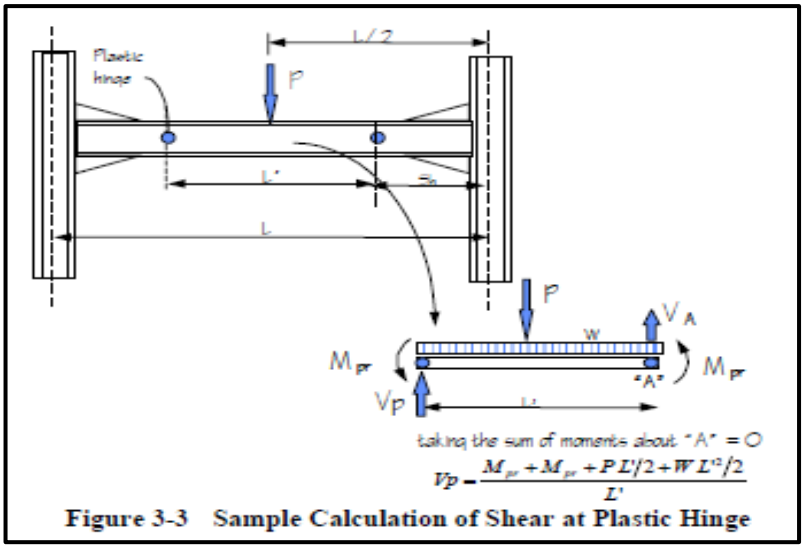
$$W = \frac{\text{Area colab.} * Comb1}{Lh} \qquad \text{Ec. 4.42. FEMA350. Secc. 3.2.6.}$$

$$W = \frac{Bh * Lh * Comb1}{Lh} = Bh * Comb1$$

$$W = 5{,}39\ m * \left(985{,}36\ \frac{kg}{m^2}\right)$$

$$W = 5311{,}09\,\frac{kg}{m}$$

Gráfico 63. Cálculo de fuerza cortante producida en la rótula plástica de la viga



Fuente: Código FEMA350, Calificación de una conexión (cap. 2)

$$V_{RBS} = \frac{Mpr + Mpr + \left(\frac{(W * Lh^2)}{2}\right)}{Lh} \qquad \text{Ec. 4.43. AISC358} - 10. \text{Secc. 5.8.}$$

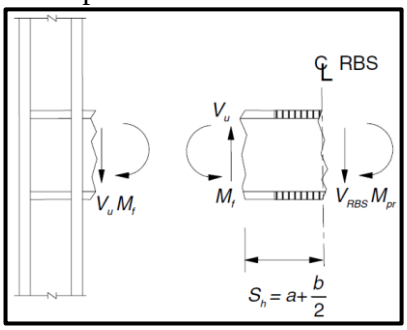
$$V_{RBS} = \frac{40258{,}14\ \text{kg} - \text{m} + 40258{,}14\ \text{kg} - \text{m} + \left(\frac{\left(5311{,}09\,\frac{\text{kg}}{\text{m}} * (4{,}20\ \text{m})^2\right)}{2}\right)}{4{,}20\ \text{m}}$$

$$V_{RBS} = 30323{,}83\ \text{kg}$$

5.- Máximo momento probable en la cara de columna

Este momento se determina con un diagrama de cuerpo libre del segmento de viga comprendida entre el centro de la sección de la viga reducida y la cara de la columna.

Gráfico 64. Diagrama de cuerpo libre sección reducida de viga y cara de columna



Fuente: AISC 358-10, capítulo conexión a momento de viga de sección reducida

$$\mathrm{Mf} = \mathrm{Mpr} + \mathrm{V_{RBS}} * (\mathrm{Sh}) \qquad \mathrm{Ec.\,4.44.\,AISC358-10.\,Secc.\,5.8.}$$

$$\mathrm{Sh} = \mathrm{a} + \frac{\mathrm{b}}{2} \qquad \mathrm{Ec.\,4.45.\,AISC358-10.\,Secc.\,5.8.}$$

Donde:

Mf: máximo momento en la cara de columna

Sh: distancia medida desde la cara de columna hasta la rótula plástica

$$\mathrm{Sh} = 95\ \mathrm{mm} + \frac{292{,}5\ \mathrm{mm}}{2}$$

$$\mathrm{Sh} = 0{,}241\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{Mf} = 40258{,}14\ \mathrm{kg-m} + 30323{,}83\ \mathrm{kg} * (0{,}241\ \mathrm{m})$$

$$\mathrm{Mf} = 47566{,}18\ \mathrm{kg-m}$$

6.- Momento plástico de la sección completa de viga

Este momento se basa en el esfuerzo de fluencia esperado de la viga de sección completa.

$$Mpe = Ry * Fy * Zx \qquad Ec.\,4.46.\,AISC358-10.\,Secc.\,5.8.$$

Donde:

$$Mpe: momento\ plástico\ de\ la\ viga\ con\ sección\ completa$$

$$Mpe = 1{,}3 * 2530\frac{kg}{cm^2} * (1623{,}9196\ cm^3)$$

$$Mpe = 5341071{,}56\ kg-cm$$

$$Mpe = 53410{,}72\frac{kg}{m}$$

7.- Capacidad a flexión de la viga en la cara de columna

$$Mf \leq \phi d * Mpe \qquad Ec.\,4.47.\,AISC358-10.\,Secc.\,5.8.$$

Donde:

$$\emptyset d: factor\ de\ resistencia\ para\ elementos\ ductiles$$

$$\phi d = 1 \qquad Ec.\,4.48.\,AISC358-10.\,Secc.\,2.4.1.$$

Necesariamente el momento en la cara de columna deber tener menor solicitación que el momento en la sección reducida de viga, con el objetivo de producir una falla inducida en la parte recortada del elemento horizontal.

$$47566{,}18\ kg - m \leq 1 * 53410{,}72\ kg - m$$

$$47566{,}18\ kg - m \leq 53410{,}72\ kg - m$$

8.- Capacidad a corte requerida por la viga y conexión

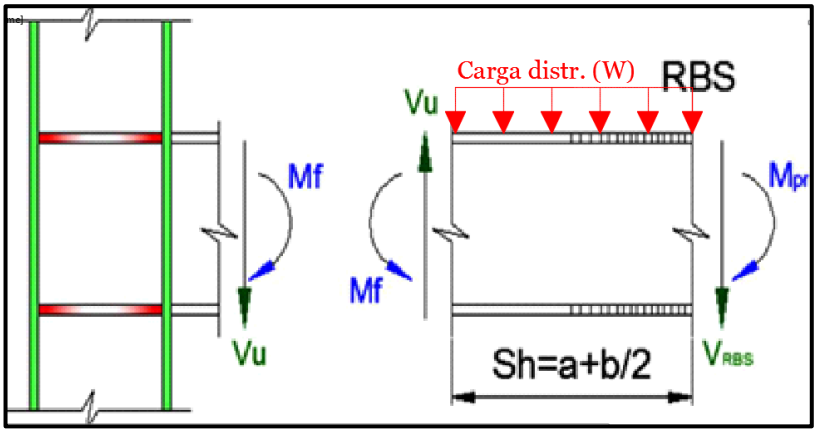
$$Vu = \frac{2 * Mpr}{Lh} + Vgravity \qquad Ec.4.49.AISC358 - 10.Secc.5.8.$$

De acuerdo a AISC 360, capítulo Diseño de miembros en corte de almas no atiesadas:

$$Vn = 0{,}6 * fy * Aw * Cv \qquad Ec.4.50.AISC360 - 10.Secc.G2.1.$$

$$Vu \leq \phi v * Vn \qquad Ec.4.51.AISC360 - 10.Secc.B3.$$

Gráfico 65. Diagrama de cuerpo libre de viga completa y reducida



Fuente: Cardoso Lenin- Quishpe Ernesto, Tesis "Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento", ESPOCH

$$\text{Vgravity} = \text{W} * \text{Sh} \qquad \text{Ec.4.52.AISC358} - 10.\text{Secc.5.8.}$$

$$\text{Vgravity} = 5311{,}09\frac{\text{kg}}{\text{m}} * 0{,}241\ \text{m}$$

$$\text{Vgravity} = 1279{,}97\ \text{kg}$$

$$\text{Vu} = \frac{2 * 40258{,}14\ \text{kg} - \text{m}}{4{,}20\ \text{m}} + 1279.97\ \text{kg}$$

$$\text{Vu} = 20450{,}51\ \text{kg}$$

$$hw = d - 2 * (tf) \qquad Ec.\,4.53.\,\text{Catálogo DIPAC}$$

$$Aw = h * tw \qquad Ec.\,4.54.\,\text{Catálogo DIPAC}$$

Donde:

hw: altura libre del alma de viga

Aw: área del alma de la viga

$$hw = 450\ mm - 2 * (14{,}6\ mm)$$

$$hw = 420{,}8\ mm$$

$$Aw = 0{,}4208\ m * 0{,}0094\ m$$

$$Aw = 0{,}0039555\ m^2$$

Para el cálculo del coeficiente de corte del alma (Cv), se elige tentativamente alguna opción que cumpla con el requerimiento, en base al tipo de sección y material que se dispone en viga.

Gráfico 66. Cálculo del coeficiente de corte del alma para almas atiesadas y no atiesadas

(i) Cuando $h/t_w \leq 1{,}10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1{,}0 \qquad \text{(G2-3)}$$

(ii) Cuando $1{,}10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1{,}37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1{,}10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \qquad \text{(G2-4)}$$

(iii) Cuando $h/t_w > 1{,}37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1{,}51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad \text{(G2-5)}$$

Fuente: AISC360-10, Diseño de miembros en corte (cap. G)

$$\frac{h}{tw} = \frac{420{,}8\ mm}{9{,}4\ mm} = 44{,}76 \qquad Ec.\,4.55.\,AISC360 - 10.\,Secc.\,G2.$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1{,}10 * \sqrt{k_v * \frac{E}{Fy}} \qquad Ec.4.56. AISC360 - 10. Secc. G2.$$

Donde:

k_v: coeficiente de pandeo

Inicialmente las vigas no presentan atiesadores transversales.

AISC360-10 señala que el valor de k_v debe asumirse si cumple uno u otro requisito mostrado a continuación:

Gráfico 67. Valor del coeficiente de pandeo

El coeficiente de *pandeo por corte* del alma, k_v, se determina como se indica a continuación:

(i) Para almas sin atiesadores transversales y con $h/t_w \leq 260$:

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1{,}2$.

(ii) Para almas atiesadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad \text{(G2-6)}$$

$$= 5 \text{ cuando } a/h > 3{,}0 \text{ o } a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$$

donde

a = distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)

Fuente: AISC 360-10, Diseño de miembros en corte (cap. G)

$$\frac{h}{tw} = 44{,}76 \leq 260 \qquad Ec.4.57. AISC360 - 10. Secc. G2.$$

Coeficiente de pandeo por corte:

$$Kv = 5 \qquad Ec.4.58. AISC360 - 10. Secc. G2.$$

$$1{,}10 * \sqrt{\frac{Kv * E}{Fy}} = 1{,}10 * \sqrt{\frac{5 * 2038901{,}9 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 69{,}83$$

$$44{,}76 \leq 69{,}83 \; Entonces:$$

$$Cv = 1 \qquad Ec.4.59. AISC360 - 10. Secc. G2.$$

$$Vn = 0{,}6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 39{,}55\ cm^2 * 1$$

$$Vn = 60036{,}9\ kg$$

Al igual que el hormigón el coeficiente de reducción por cortante es ϕ=0,75

$$\phi * Vn = 0{,}75 * 60036{,}9\ kg$$

$$\phi * Vn = 45027{,}68\ kg$$

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$20450{,}51\ kg \leq 45027{,}68\ kg$$

9.- Diseño de la conexión viga-columna

9.1. Resistencia a corte de los pernos

Se debe diseñar una placa que resista el cortante último determinado en el paso anterior. Deberá ser soldada o empernada en el alma de viga y soldada al ala de columna. [24]

Para esta placa se deben realizar varios chequeos de acuerdo a las indicaciones de AISC 360-10, diseño de conexiones, sección J3.

$$\mathrm{R_n = F_n * A_b} \qquad \mathrm{Ec.\,4.60.\,AISC360 - 10.\,Secc.\,J3}$$

Donde:

$$\mathrm{R_n: resistencia\ nominal\ a\ corte}$$

$$\mathrm{A_b: área\ bruta\ del\ perno}$$

$$\mathrm{F_n: tensión\ de\ corte\ nominal}$$

Inicialmente, se debe seleccionar el tipo de material y el diámetro de los pernos.

$$\mathrm{Material\ de\ pernos: A490}$$

$$\mathrm{\#pernos: 2}$$

Diámetro del perno:

$$\mathrm{d_b = 1\frac{1}{8}pulg. = 2{,}86\ cm}$$

$$\mathrm{Fn = 4780\frac{kg}{cm^2}} \qquad \mathrm{Ec.\,4.61.\,AISC360 - 10.\,Tabla\ J3.2}$$

$$\mathrm{Ab = \frac{\pi * (d_b)^2}{4}}$$

$$Ab = \frac{\pi * (2{,}86\ cm)^2}{4}$$

$$Ab = 6{,}42\ cm^2$$

$$R_n = 4780\frac{kg}{cm^2} * 6{,}42\ cm^2$$

$$R_n = 30687{,}6\ kg$$

$$\emptyset_n = 0{,}75$$

$$\emptyset_n * R_n = 0{,}75 * 30687{,}6\ kg$$

$$\emptyset_n * R_n = 23015{,}7\ kg$$

$$Vu \leq \emptyset_n * R_n$$

$$20450{,}51\ kg \leq 23015{,}7\ kg$$

9.2. Resistencia al aplastamiento de las perforaciones de pernos

La placa es del material tipo A36 y la distancia mínima de los tornillos al borde está marcada en los requisitos del AISC; pero si se puede aumentar su longitud. Además estas dimensiones son inicialmente tentativas que deberán pasar posteriores chequeos.

$$Lc' = 6\ cm \qquad Ec.\ 4.62.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.$$

$$t = 1{,}5\ cm \qquad Ec.\ 4.63.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.$$

Donde:

$$t\text{: espesor de la placa cercana a la cara de columna y}$$

$$\text{diseñada únicamente a corte}$$

$$Lc'\text{: distancia vertical desde el borde de la placa hasta el centro del perno}$$

Las perforaciones que se realiza para esta conexión son de tipo estándar y no dependen de la dirección de la carga, para lo cual aplicamos las ecuaciones J3-6a del AISC360-10 [25]

Cuando la deformación de la perforación, producto de las cargas de servicio son analizadas en el diseño:

$$Rn1 = 1{,}2 * Lc' * t * Fu \qquad Ec.\ 4.64.\ AISC360 - 10.\ Secc.\ J3.10.$$

$$Rn2 = 2{,}4 * db * t * Fu \qquad Ec.\ 4.65.\ AISC360 - 10.\ Secc.\ J3.10.$$

$$Rn1 = 1{,}2 * 6\ cm * 1{,}5\ cm * 4077\frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn1 = 44031{,}6\ kg$$

$$Rn2 = 2{,}4 * 2{,}86\ cm * 1{,}5\ cm * 4077\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn2 = 41976{,}79\ kg$$

$$Rn1 \leq Rn2 \qquad Ec.\ 4.66.\ AISC360 - 10.\ Secc.\ J3.10.$$

$$44031{,}6\ kg \leq 41976{,}79\ kg \therefore \text{ se utiliza el menor valor}$$

$$Rn = 41976{,}79\ kg$$

$$\emptyset n = 0{,}75$$

$$\emptyset n * Rn = 41976{,}79\ kg * 0{,}75 = 31482{,}59\ kg$$

$$Vu \leq \emptyset n * Rn$$

$$20450{,}51\ kg \leq 31482{,}59\ kg$$

9.3. Resistencia a corte en elementos empernados

La sección J4 del AISC360-10 tiene que ver con los elementos que conforma la conexión y elementos conectores, por ejemplo las planchas.

La longitud y ancho de la placa o plancha son valores tentativos que deberán cumplir con varios requerimientos de demanda la norma. Inicialmente se escoge valores probables.

Altura total de la placa:

$$Lg = 20\ cm \qquad Ec.\ 4.67.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.$$

$$Bg = 12\ cm \qquad Ec.\ 4.68.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 5.8.$$

Donde:

$$Lg: \text{longitud total de la placa}$$

$$Bg: \text{ancho total de la placa}$$

9.3.1. Fluencia en cortante del elemento

$$Rn1 = 0{,}6 * Fy * Agv \qquad Ec.\ 4.69.\ AISC360 - 10.\ Secc.\ J.\ 4.3.$$

Donde:

$$Agv: \text{área bruta del elemento}$$

$$Rn1: \text{resistencia nominal a corte en fluencia}$$

$$Agv = Lg * t \qquad Ec.\ 4.70.\ AISC360 - 10.\ Secc.\ J.\ 4.3.$$

$$\text{Agv} = 20\ \text{cm} * 1{,}5\ \text{cm}$$

$$\text{Agv} = 30\ \text{cm}^2$$

$$\text{Rn1} = 0{,}6 * \left(2530\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (30\ \text{cm}^2)$$

$$\text{Rn1} = 45540\ \text{kg}$$

$$\text{Factor de reducción: } \emptyset = 1 \qquad \text{Ec. 4.71. AISC360} - 10.\ \text{Secc. J. 4.3.}$$

$$\emptyset * \text{Rn1} = 45540\ \text{kg} * 1$$

$$\emptyset * \text{Rn1} = 45540\ \text{kg}$$

9.3.2. Ruptura en corte

$$\text{Rn2} = 0{,}6 * \text{Fu} * \text{Anv} \qquad \text{Ec. 4.72. AISC360} - 10.\ \text{Secc. J. 4.3.}$$

Donde:

$$\text{Anv: área neta del del elemento}$$

$$\text{Rn2: resistencia nominal a corte en ruptura}$$

$$\text{Ec. 4.73. McCormac} - 10.\ \text{Secc. 3.7:}$$

$$\text{An} = \text{Agv} - \#\text{agujeros} * (\emptyset\text{tornillo} + 0{,}32\ \text{cm}) * \text{t}$$

$$\text{Anv} = 30\ \text{cm}^2 - 2 * (2{,}86\ \text{cm} + 0{,}32\ \text{cm}) * 1{,}5\ \text{cm}$$

$$\text{Anv} = 20{,}46\ \text{cm}^2$$

$$\text{Rn2} = 0{,}6 * \left(4077\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (20{,}46\ \text{cm}^2)$$

$$\text{Rn2} = 50049{,}25\ \text{kg}$$

$$\text{Factor de reducción: } \phi = 0{,}75 \qquad \text{Ec. 4.74. AISC360} - 10.\ \text{Secc. J. 4.3.}$$

$$\phi * \text{Rn2} = 0{,}75 * 50049{,}25\ \text{kg}$$

$$\phi * \text{Rn2} = 37536{,}94\ \text{kg}$$

$$\text{Entre } \emptyset * \text{Rn1 y } \emptyset * \text{Rn2 se escoge el de menor valor:}$$

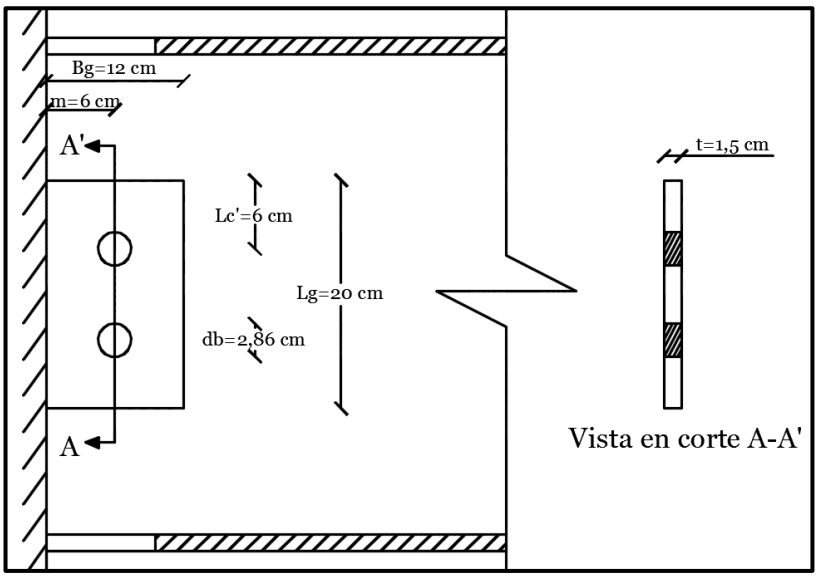
$$45540\ \text{kg} > 37536{,}94\ \text{kg} \ \therefore \phi * \text{Rn} = 37536{,}94\ \text{kg}$$

$$\text{Vu} \leq \phi * \text{Rn}$$

$$20450{,}51\ \text{kg} \leq 37536{,}94\ \text{kg}$$

El ancho de la placa será asumido en coherencia con el diámetro y separaciones de los pernos. Así como la distancia vertical del borde de placa al centro de los pernos.

Gráfico 68. Vista frontal y en corte de los elementos empernados en placa



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, Egresado

9.4. Resistencia a corte en elementos soldados

En el caso de los elementos soldados no existe perforaciones, entonces el área bruta es igual al área neta.

$$\text{Anv} = \text{Agv} \qquad \text{Ec. 4.75. AISC360} - \text{10. Secc. J. 4.3.}$$

9.4.1. Fluencia en cortante del elemento

$$\text{Rn1} = 0{,}6 * \text{ Fy} * \text{Agv}$$

$$\text{Agv} = \text{Lg} * \text{t}$$

$$\text{Agv} = 20 \text{ cm} * 1{,}5 \text{ cm}$$

$$\text{Agv} = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Rn1} = 0{,}6 * \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (30 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Rn1} = 45540 \text{ kg}$$

$$\text{factor de reducción: } \emptyset = 1$$

$$\emptyset * \text{Rn1} = 45540 \text{ kg} * 1$$

$$\emptyset * \text{Rn1} = 45540 \text{ kg}$$

9.4.2. Ruptura en corte

$$Rn2 = 0{,}6 * \ Fu * Anv$$

$$Anv = 39\ cm^2$$

$$Rn2 = 0{,}6 * \left(4077 \frac{kg}{cm^2}\right) * (30\ cm^2) = 73386\ kg$$

$$\phi = 0{,}75$$

$$\phi * Rn2 = 0{,}75 * 73386\ kg = 55039{,}5\ kg$$

$$\text{Entre } \emptyset * Rn1 \text{ y } \emptyset * Rn2 \text{ se escoge el menor valor:}$$

$$45540\ kg \leq 55039{,}5\ kg \therefore \phi * Rn = 45540\ kg$$

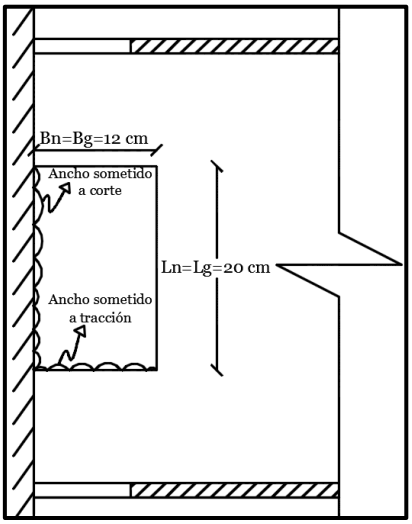
$$Vu \leq \phi * Rn$$

$$20450{,}51\ kg \leq 45540\ kg$$

9.5. Resistencia del bloque de corte soldado

En soldadura no existen perforaciones para que se desgarre el elemento; en las placas soldadas se considera que el bloque de corte se forma siguiendo la soldadura.

Gráfico 69. Placa adosada al ala de columna y sometida a esfuerzos de corte y tracción



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, Egresado

$$Lg = 20\ cm \qquad Ec.\ 4.76.\ Secc.\ 9.3.$$

$$Ln = 20\ cm \qquad Ec.\ 4.78.\ Secc.\ 9.3.$$

$$Bg = 12\ cm \qquad Ec.\ 4.79.\ Secc.\ 9.3.$$

$$Bn = 12\ cm \qquad Ec.\ 4.80.\ Secc.\ 9.3.$$

En donde:

Lg: altura total de la placa

Ln: Altura neta de la placa

Bg: Ancho total de la placa

Bn: Ancho neto de la placa

El valor de UBS se puede estimar de dos formas: si la placa tiene una sola línea de tornillos, la placa presentará esfuerzos de tensión uniformes (UBS=1); mientras que si tienes 2 líneas de pernos, su comportamiento no será uniforme (UBS=0,5). [24]

Para nuestro estudio:

$$Ubs = 1$$

$$Rn1 = 0{,}6 * Fu * Anv + Ubs * Fu * Ant \qquad Ec.\ 4.81.\ McCormac - 10.\ Secc.\ 3.7.$$

$$Rn2 = 0{,}6 * Fy * Agv + Ubs * Fu * Ant \qquad Ec.\ 4.82.\ McCormac - 10.\ Secc.\ 3.7.$$

$$Agv = t * Lg \qquad Ec.\ 4.82.\ McCorman - 10.\ Secc.\ 3.$$

$$Agv = 1{,}5\ cm * 20\ cm$$

$$Agv = 30\ cm^2 = Anv$$

$$Ant = t * Bn \qquad Ec.\ 4.83.\ McCorman - 10.\ Secc.\ 3.$$

$$Ant = 1{,}5\ cm * 12\ cm$$

$$Ant = 18\ cm^2$$

$$Rn1 = \left(0{,}6 * 4077\frac{kg}{cm^2} * (30\ cm^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{kg}{cm^2} * (18\ cm^2)\right)$$

$$Rn1 = 146772\ kg$$

$$\phi * Rn1 = 0{,}75 * 146772\ kg = 110079\ kg$$

$$Rn2 = \left(0{,}6 * 2530\frac{kg}{cm^2} * (30\ cm^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{kg}{cm^2} * (18\ cm^2)\right)$$

$$Rn2 = 118926\ kg$$

$$\phi * Rn2 = 0{,}75 * 118926\ kg = 89194{,}5\ kg$$

Igualmente se escoge el menor valor entre $\phi * Rn2$ y $\phi * Rn1$:

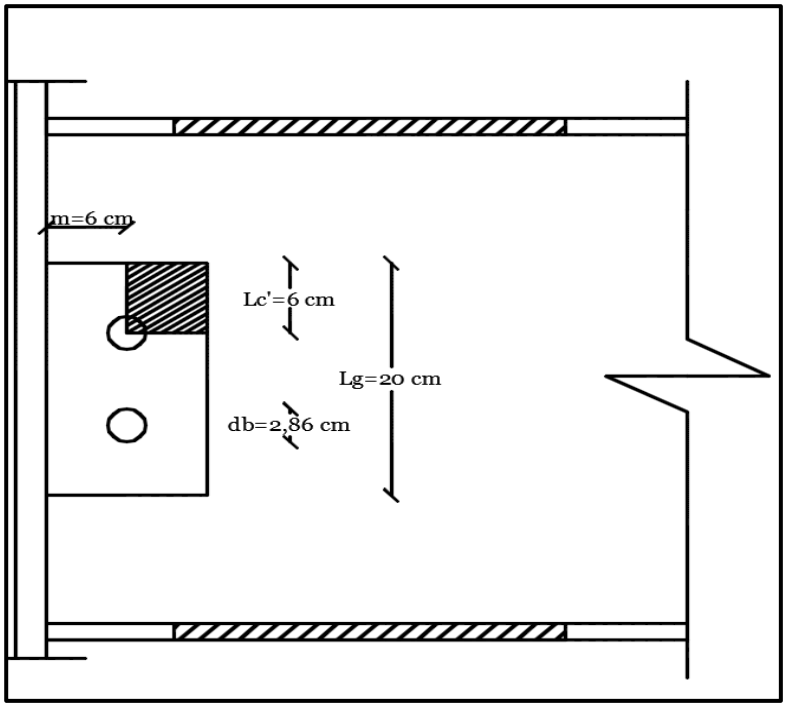
$$\phi * Rn = 89194{,}5\ kg$$

$$Vu \leq \phi * Rn$$

$$20450{,}51\ kg \leq 89194{,}5\ kg$$

9.6. Resistencia del bloque de corte empernado

Gráfico 70. Bloque de corte en elementos empernados



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, egresado

$$Rn1 = 0{,}6 * Fu * Anv + Ubs * Fu * An$$

$$Rn2 = 0{,}6 * Fy * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

$$Lc' = 6\ cm$$

$$m = 6\ cm$$

$$Ec.\ 4.84.\ McCorman - 10.\ Secc.\ 3:$$

$$Anv = \#hileras * \left(\left(Lc' - \left(\#pernos * (db + 0{,}32\ cm)\right)\right) * t\right)$$

$$\text{Anv} = 1 * \left(6\text{ cm} - \left(0{,}5 * (2{,}86\text{ cm} + 0{,}32\text{ cm})\right)\right) * 1{,}5\text{ cm}$$

$$\text{Anv} = 6{,}62\text{ cm}^2$$

$$\text{Ec. 4.85. McCorman} - \text{10. Secc. 3:}$$

$$\text{Ant} = \#\text{hileras} * \left(\left(\text{m} - \left(\#\text{pernos} * (\text{db} + 0{,}32\text{ cm})\right)\right) * \text{t}\right)$$

$$\text{Ant} = 1 * \left(\left(6\text{ cm} - \left(0{,}5 * (2{,}86\text{ cm} + 0{,}32\text{ cm})\right)\right) * 1{,}5\text{ cm}\right)$$

$$\text{Ant} = 6{,}62\text{ cm}^2$$

$$\text{Agv} = \#\text{hileras} * (\text{Lc}' * \text{t}) \qquad \text{Ec. 4.86. McCorman} - \text{10. Secc. 3.}$$

$$\text{Agv} = 1 * (6\text{ cm} * 1{,}5\text{ cm})$$

$$\text{Agv} = 9\text{ cm}^2$$

$$\text{Rn1} = \left(0{,}6 * 4077\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (6{,}62\text{ cm}^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (6{,}62\text{ cm}^2)\right)$$

$$\text{Rn1} = 43183{,}58\text{ kg}$$

$$\text{Rn2} = \left(0{,}6 * 2530\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (9\text{ cm}^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (6{,}62\text{ cm}^2)\right)$$

$$\text{Rn2} = 40651{,}74\text{ kg}$$

$$\text{Rn1} > \text{Rn2} \therefore \text{Rn} = \text{Rn2}$$

$$\text{Rn} = 40651{,}74\text{ kg}$$

$$\emptyset = 0{,}75$$

$$\emptyset * \text{Rn} = 0{,}75 * 40651{,}74\text{ kg} = 30488{,}81\text{ kg}$$

$$\text{Vu} \leq \emptyset * \text{Rn}$$

$$20450{,}51\text{ kg} \leq 30488{,}81\text{ kg}$$

El procedimiento del cálculo de bloque cortante fue guiado en el libro “Estructuras de acero”, Jack McCormac, Capítulo 3.

10.- Chequeo de placas de continuidad

Las placas o planchas de continuidad son colocadas en el interior de la columna, a continuación de las alas de viga, que tienen como objetivo rigidizar el nudo o unión. [25]

Para este proceso se utilizan las disposiciones de la normativa FEMA-350, capítulo 3. A menos que se demuestre en las pruebas de precalificación que las placas de continuidad no son requeridas. Las conexiones resistentes a momento deben ser provistas con unas placas de continuidad que crucen el alma de la columna cuando el espesor del ala de columna sea menor por uno u otro valor obtenido con las siguientes ecuaciones:

$$\mathrm{tcf} < 0{,}4 * \sqrt{1{,}8 * \ \mathrm{bf} * \mathrm{tf} * \frac{\mathrm{Fyb} * \mathrm{Ryb}}{\mathrm{Fyc} * \mathrm{Ryc}}} \qquad \text{Ec. 4.87. FEMA350.3.3.3.1.}$$

$$\mathrm{tcf} < \frac{\mathrm{bf}}{6} \qquad \text{Ec. 4.88. FEMA350.3.3.3.1.}$$

Donde:

tcf: espesor del ala de columna

Fyb: esfuerzo de fluencia de la viga

Fyb: esfuerzo de fluencia de la columna

Ryb: factor de fluencia probable de la viga

Ryc: factor de fluencia probable de la columna

El factor de fluencia probable para vigas y columnas es el mismo ya que los dos elementos están hechos del acero A36.

$$\mathrm{Ryb} = \mathrm{Ryc} = 1{,}30$$

El edificio presenta dos tipos de columnas HEB360 y HEB400 así como una sola clase de viga que es la IPE450. Es necesario hacer el chequeo para toda clase de vigas y columnas.

10.1 Análisis para columna HEB360 y viga IPE450:

$$\mathrm{tcf} = 2{,}25 \text{ cm}$$

$$\mathrm{bf} = 19 \text{ cm}$$

$$\mathrm{tf} = 1{,}46 \text{ cm}$$

$$\mathrm{fy(viga\ y\ columna)} = \frac{2530\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2}$$

$$2{,}25 \text{ cm} < 0{,}4 * \sqrt{1{,}8 * 19 \text{ cm} * 1{,}46 \text{ cm} * \frac{2530\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2} * 1{,}3}{2530\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2} * 1{,}3}}$$

$$2{,}25\ \text{cm} < 2{,}11\ \text{cm}$$

$$2{,}25\ \text{cm} < \frac{19\ \text{cm}}{6}$$

$$2{,}25\ \text{cm} < 3{,}17\ \text{cm}\ \therefore \text{Necesita placas de continuidad}$$

Para uniones de columnas HEB360 e IPE 450, se necesita colocar placas de continuidad.

10.2. Análisis para columna HEB400 y viga IPE450:

$$\text{tcf} = 2{,}40\ \text{cm}$$

$$\text{bf} = 19\ \text{cm}$$

$$\text{tf} = 1{,}46\ \text{cm}$$

$$\text{fy(viga y columna)} = \frac{2530\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$2{,}40\ \text{cm} < 0{,}4 * \sqrt{1{,}8 * 19\ \text{cm} * 1{,}46\ \text{cm} * \frac{2530\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1{,}3}{2530\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1{,}3}}$$

$$2{,}40\ \text{cm} < 2{,}11\ \text{cm}$$

$$2{,}40\ \text{cm} < \frac{19\ \text{cm}}{6}$$

$$2{,}40\ \text{cm} < 3{,}17\ \text{cm}\ \therefore \text{Necesita placas de continuidad}$$

Igualmente, para uniones de columnas HEB400 e IPE 450, se necesita colocar placas de continuidad.

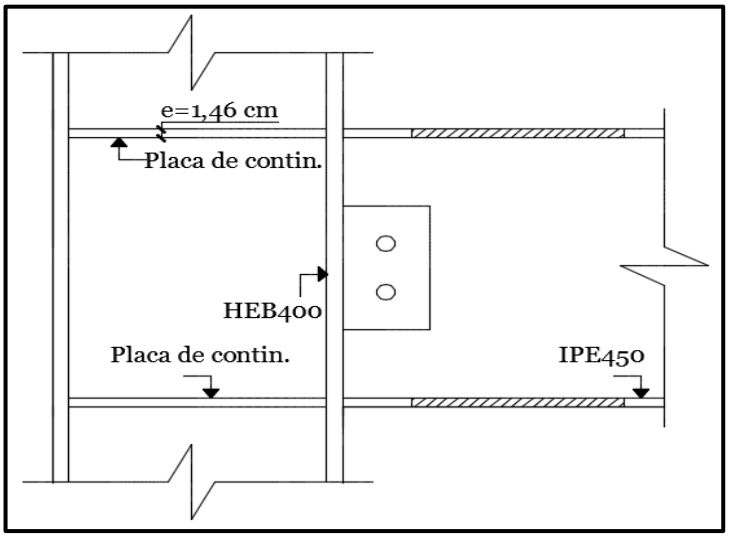
Las placas de continuidad son interiores, y se colocará para dos caras por lo tanto el espesor de estas planchas será el mismo que el de las alas de viga [28].

$$\text{e} = 1{,}46\ \text{cm} \qquad \text{Ec. 4.89. FEMA350.3.3.3.1.}$$

Donde:

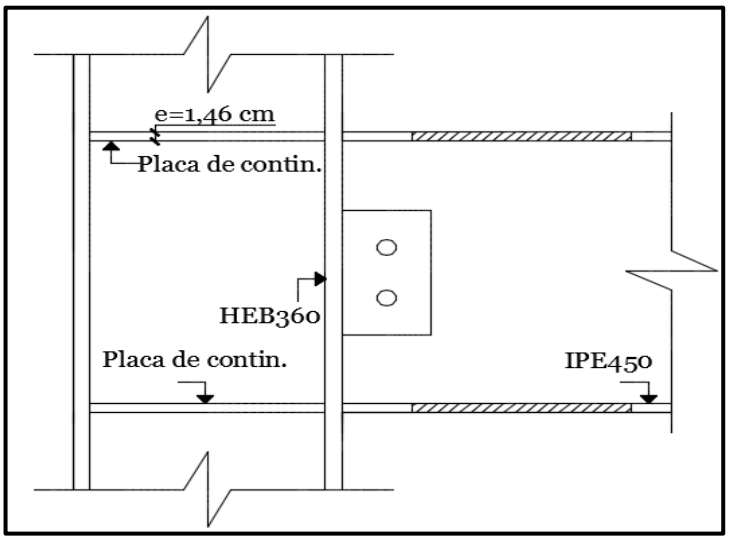
$$\text{e: espesor de las placas de continuidad}$$

Gráfico 71. Vista en corte. Unión viga IPE450- columna HEB400 y placas de continuidad



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, egresado

Gráfico 72. Vista en corte. Unión viga IPE450- columna HEB360 y placas de continuidad



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, egresado

11.- Chequeo zona de panel

Como último paso se debe verificar que la unión viga- columna se mantenga totalmente rígida, y la normativa AISC 360-10, en su capítulo Diseño de conexiones, sección J10 tiene el procedimiento a seguir.

La resistencia nominal en la zona del panel para el estado límite de fluencia en corte (Rn), debe ser calculado de la siguiente manera:

Cuando no se considera deformaciones en la zona del panel:

$$\text{Cuando } Pr \leq 0{,}4 * Pc \qquad Ec.\,4.90.\,AISC360 - 10.\,Secc.\,J10$$

$$Rn = 0{,}60 * Fy * dc * tw \qquad Ec.\,4.91.\,AISC360 - 10.\,Secc.\,J10$$

$$\text{Cuando } Pr > 0{,}4 * Pc$$

$$Ec.\,4.92.\,AISC360 - 10.\,Secc.\,J10:$$

$$Rn = 0{,}60 * Fy * dc * tw * \left(1{,}4 - \frac{Pr}{Pc}\right)$$

$$Pc = Py \qquad Ec.\,4.92.\,AISC360 - 10.\,Secc.\,J10.6.$$

$$Pc = Py = Fy * Ag \qquad Ec.\,4.93.\,AISC360 - 10.\,Secc.\,J10.6.$$

Donde:

Pr: resistencia a la compresión que se necesita

Pc: resistencia axial que se dispone

Py: resistencia del elemento en fluencia

dc: peralte de columna

tw: espesor del alma de columna

Ø: factor de reducción

La resistencia axial máxima (Pr) se obtiene del programa que fue modelado la estructura.

Gráfico 73. Máximas resistencias axiales del piso 1

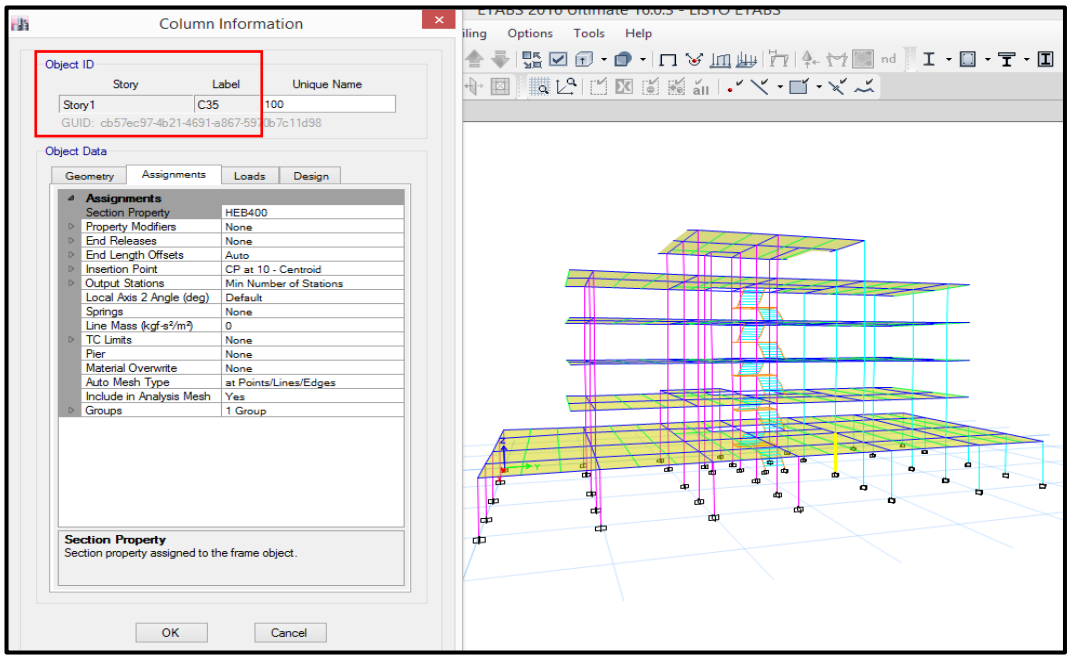
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	Column Forces													
2	Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
3					m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m	
28615	Story1	C35	100	1,2*D+1,6*L	0	-129,9487	0,7252	-0,7374	0	-0,6543	0,6538	100	0	
28717	Story1	C35	100	ENVOLVENTE Min	0	-129,9487	-4,2232	-5,7697	-0,0003	-7,9016	-9,5512	100	0	
28723	Story1	C35	100	DStlS2	0	-129,9487	0,7252	-0,7374	0	-0,6543	0,6538	100	0	
28735	Story1	C35	100	DStlS4 Min	0	-132,0163	-3,9247	-0,85	-0,0003	-0,7574	-9,2824	100	0	
28736	Story1	C35	100	DStlS4 Min	1,175	-131,7787	-3,9247	-0,85	-0,0003	0,2203	-4,8866	100	1,175	
28737	Story1	C35	100	DStlS4 Min	2,35	-131,5411	-3,9247	-0,85	-0,0003	1,1841	-0,4326	100	2,35	
28777	Story1	C35	100	DStlS11 Min	0	-131,1857	-3,2949	-1,7712	-0,0005	-2,1113	-7,9096	100	0	
28778	Story1	C35	100	DStlS11 Min	1,175	-130,9481	-3,2949	-1,7712	-0,0005	-0,0248	-4,3667	100	1,175	
28779	Story1	C35	100	DStlS11 Min	2,35	-130,7106	-3,2949	-1,7712	-0,0005	-0,0015	-3,0587	100	2,35	
31279														
31280														

Fuente: Etabs 2016 y Excel 2013

$$Pr = 132 \text{ Ton} \qquad \text{Ec. 4.94. ETABS 2016}$$

Se observa en Etabs que la columna con esa determinada solicitación es la C35 y corresponde a una HEB400.

Gráfico 74. Énfasis en la Columna HEB400 que tiene la mayor carga axial



Fuente: Etabs 2016

$$dc = 40 \text{ cm}$$

$$\text{espesor del alma de columna: } twc = 1{,}35 \text{ cm}$$

$$\text{ancho del ala de columna: } bfc = 30 \text{ cm}$$

$$\text{espesor del ala de columna: } tfc = 2{,}4 \text{ cm}$$

$$Ag = \big(twc * (dc - 2 * tfc)\big) + \big(2 * (bfc * tfc)\big) \qquad \text{Ec. 4.95.}$$

$$Ag = \big(1{,}35 \text{ cm} * (40 \text{ cm} - 2 * 2{,}4 \text{ cm})\big) + \big(2 * (30 \text{ cm} * 2{,}4 \text{ cm})\big)$$

$$Ag = 191{,}52 \text{ cm}^2$$

$$Pc = Fy * Ag$$

$$Pc = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 191{,}52 \text{ cm}^2$$

$$Pc = 484545{,}6 \text{ kg}$$

$$\text{Cuando } Pr \leq 0{,}4 * Pc$$

$$134998{,}7\ \text{kg} \leq 0{,}4 * 484545{,}6\ \text{kg}$$

$$135\ \text{Ton} \leq 193{,}81\ \text{Ton};\ \text{Entonces:}$$

$$\text{Rn} = 0{,}60 * \text{Fy} * \text{dc} * \text{twc}$$

$$\text{Rn} = 0{,}60 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40\ \text{cm} * 1{,}35\ \text{cm}$$

$$\text{Rn} = 81972\ \text{kg}$$

$$\emptyset = 0{,}9 \qquad \text{Ec. 4.96. AISC360} - 10.\ \text{Secc. J10.6.}$$

$$\emptyset * \text{Rn} = 0{,}9 * 81972\ \text{kg}$$

$$\emptyset * \text{Rn} = 73774{,}8\ \text{kg}$$

$$\text{Vu} \leq \emptyset * \text{Rn}$$

$$32194{,}76\ \text{kg} \leq 73774{,}8\ \text{kg}$$

La conexión no necesita reforzamiento en la zona de panel, por lo tanto es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes.

4.2.2.2. Diseño manual de la conexión precalificada de alas de viga empernadas (BFP)

Para ésta conexión y las demás uniones que son del grupo de precalificación se tiene que realizar chequeos preliminares de ancho, peralte y espesor en vigas y columnas.

4.2.2.2.1. Requisitos básicos para la precalificación de viga

Tabla 24. Requisitos para la conexión de alas empernadas (BFP)

Peralte máximo	W36 ó 914,4 mm
Peso máximo	150 lb/pie ó 224 kg/m
Espesor máximo del ala	1’’ ó 25 mm
Uso de viga	SMF o IMF
Relación vano libre de viga/peralte	SMF≥9
	IMF≥7

Fuente: AISC 358-10, CAPÍTULO 7, Conexión a momento de alas empernadas

Peralte máximo

Peralte de la viga: 45 cm

Peralte máximo especificado en la norma AISC358-10: 91,44 cm

$$\mathrm{h_{viga}} < \mathrm{h_{max.normativa}} \qquad \text{Ec. 4.97. AISC358} - \text{10. Secc. 7.3.1.}$$

$$450 \text{ mm} < 914{,}4 \text{ mm}$$

2.- Peso máximo

Peso de la viga: $77{,}70\,\frac{kg}{m}$

Peso máximo especificado en la norma AISC358-10: $150\,\frac{\mathrm{lb}}{\mathrm{pie}}$

$$77{,}70\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}} \approx 52{,}12\,\frac{\mathrm{lb}}{\mathrm{pie}}$$

$$52{,}12\,\frac{\mathrm{lb}}{\mathrm{pie}} < 150\,\frac{\mathrm{lb}}{\mathrm{pie}} \qquad \text{Ec. 4.98. AISC358} - \text{10. Secc. 7.3.1.}$$

3.- Espesor del ala

Espesor del ala de viga: $1{,}46\ cm$

Espesor máximo especificado en la norma AISC358-10: $1''$

$$1{,}46 \text{ cm} \approx 0{,}57''$$

$$0{,}57'' < 1'' \qquad \text{Ec. 4.99. AISC358} - \text{10. Secc. 7.3.1.}$$

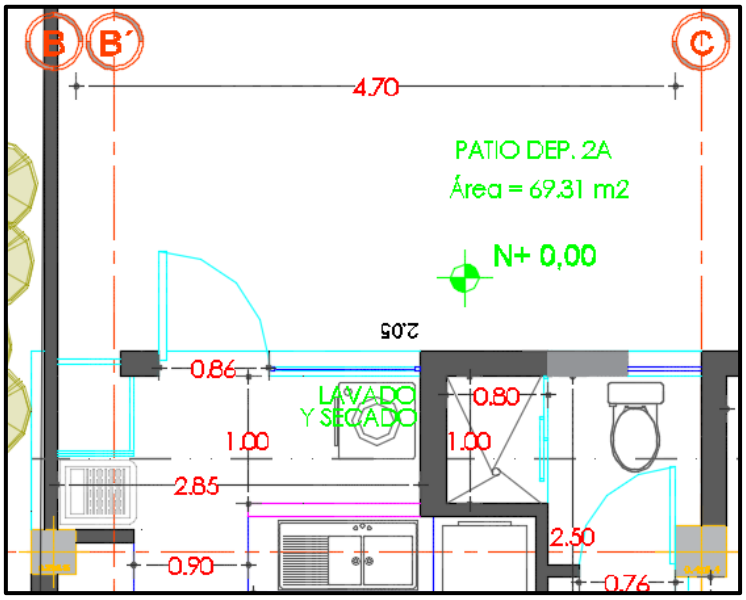
4.- Uso de viga

Todas las vigas corresponden al sistema estructural de pórticos resistentes a momento con ductilidad intermedia o pórticos de clase IMF.

5.- Relación vano libre de viga/peralte

Se escogerá el vano más crítico o más largo que corresponde al sentido X. Entre los ejes B-C.

Gráfico 75. Vano libre entre ejes B-C



Fuente: Plano arquitectónico

$$\text{Vano libre} = 4{,}70 \text{ mts}$$

$$\text{Peralte de la viga} = 45 \text{ cm} = 0{,}45 \text{ mts}$$

$$\frac{\text{Vano libre}}{\text{Peralte viga}} = \frac{4{,}70 \text{ m}}{0{,}45 \text{ m}} = 10{,}44$$

$$10{,}44 \geq 7 \text{ IMF} \qquad \text{Ec. } 4.100. \text{ AISC358} - 10. \text{ Secc. } 7.3.1.$$

4.2.2.2.2. Requisitos básicos para la precalificación de columna

Tabla 25. Requisitos en columna para la conexión de alas empernadas (BFP)

Conexión de la viga a la columna	Alma
Peralte máximo con placa colaborante	W36 ó 914,4 mm
Peralte máximo con losa de hormigón armado	W14 ó 355,6 mm
Peso máximo	No existe restricción
Espesor máximo del ala	No existe restricción
Relación ancho espesor	Ver disposiciones sísmicas AISC 341-10
Uso de columna	SMF y IMF

Fuente: AISC 358-10, CAPÍTULO 7, Conexión a momento de alas empernadas

Columna HEB360

1.- Peralte máximo

Peralte de la columna: 36 cm

Peralte máximo especificado en la norma AISC358-10: 91,44 cm

$$h_{columna} < h_{max.normativa}$$

$$360 \text{ mm} < 914{,}4 \text{ mm}$$

2.- Relación ancho espesor

Límite de esbeltez para elementos altamente dúctiles:

$$0{,}3 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

Donde:

$$E = 2038901{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$0{,}3 * \sqrt{\frac{2038901{,}9 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 8{,}52$$

Límite de esbeltez para elementos moderadamente dúctiles:

$$0{,}38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$0{,}38 * \sqrt{\frac{2038901{,}9 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 10{,}79$$

$$b = \frac{bfc}{2}$$

$$t = tfc$$

$$\frac{b}{t} < \text{Lím. Esbeltez elemen. con ductilidad alta y moderada}$$

$$t = 2{,}25 \text{ cm} = 0{,}89 \text{ pulg}$$

$$b = \frac{11{,}81}{2} \text{ pulg.} = 5{,}905 \text{ pulg.}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{5{,}905 \text{ pulg.}}{0{,}89 \text{ pulg}} = 8{,}49$$

$$6{,}63 < 8{,}52$$

$$6{,}63 < 10{,}79$$

La dimensión de columnas HEB360 colocadas en la estructura, cumple los chequeos de ductilidad moderada y alta.

Columna HEB400

1.- Peralte máximo

Peralte de la columna: 40 cm

Peralte máximo especificado en la norma AISC358-10: 91,44 cm

$$h_{columna} < h_{max.normativa}$$

$$400\ mm < 914{,}4\ mm$$

2.- Relación ancho espesor

Límite de esbeltez para elementos altamente dúctiles:

$$0{,}3 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$0{,}3 * \sqrt{\frac{2038901{,}9 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 8{,}52$$

Límite de esbeltez para elementos moderadamente dúctiles

$$0{,}38 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$0{,}38 * \sqrt{\frac{2038901{,}9 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 10{,}79$$

$$t = tfc$$

$$t = 2{,}4 \text{ cm} = 0{,}95 \text{ pulg.}$$

$$b = \frac{bfc}{2}$$

$$b = \frac{11{,}81}{2} \text{ pulg.} = 5{,}905 \text{ pulg.}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{5{,}905 \text{ pulg.}}{0{,}95 \text{ pulg}} = 6{,}22$$

$$6{,}22 < 8{,}52$$

$$6{,}22 < 10{,}79$$

La dimensión de columnas HEB400 colocadas en la estructura, cumple los chequeos de ductilidad moderada y alta.

4.2.2.2.3. Procedimiento de diseño de la conexión "BFP"

1.- Máximo momento probable (Mpr) esperado en el ala de viga

2.- Diámetro de pernos en las alas de viga

3.- Corte nominal de cada perno

4.- Número de pernos en la placa

5.- Distancia de la rótula plástica

6.- Fuerza cortante en la rótula plástica

7.- Momento esperado en la cara de columna

8.- Fuerza cortante sobre la placa del ala de viga

9.- Verificación de la cantidad de pernos

10.- Cheque0 del espesor de placa

11.- Chequeo a la rotura por tensión de las placas del ala

12.- Chequeo del ala de viga por bloque de cortante

13.- Chequeo a pandeo de la placa por compresión

14.- Cortante último de la viga y la unión

15.- Placa a corte unida en el alma de viga y ala de columna

15.1. Resistencia a corte de los pernos

15.2.- Resistencia al aplastamiento de las perforaciones de pernos

15.3.- Resistencia a corte en elementos empernados

15.4.- Resistencia a corte en elementos soldados

15.5.- Bloque de cortante en elementos soldados

15.6.- Bloque de cortante en elementos empernados

16.- Chequeo de placas de continuidad

17.- Chequeo zona de panel

1.- Máximo momento probable (Mpr) esperado en el ala de viga

El ala de viga en su sección neta, debe tener mayor resistencia a la rotura que a la resistencia de deformación; debido a que el comportamiento a tracción es un mecanismo dúctil, no así el de ruptura (falla frágil).

$$\mathrm{Mpr} = \mathrm{Cpr} * \mathrm{Ry} * \mathrm{Fy} * \mathrm{Zx} \qquad \mathrm{Ec.\,101.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

$$\mathrm{Ry} = 1{,}3$$

$$\mathrm{Cpr} = \frac{(\mathrm{fy} + \mathrm{fu})}{(2 * \mathrm{fy})} \leq 1{,}2$$

$$\mathrm{fy} = 2530\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\mathrm{fu} = 4077\ \mathrm{kg/cm^2}$$

El valor del módulo plástico de viga completa tomamos del diseño de viga de sección reducida, paso 2:

$$\mathrm{Zx} = 1623{,}9196\ \mathrm{cm^3}$$

$$\mathrm{Cpr} = \frac{(2530\ \mathrm{kg/cm^2} + 4077\ \mathrm{kg/cm^2})}{(2 * 2530\ \mathrm{kg/cm^2})} \leq 1{,}2$$

$$\mathrm{Cpr} = 1{,}31 \leq 1{,}2$$

$$\mathrm{Cpr} = 1{,}2$$

$$\text{Mpr} = 1{,}2 * 1{,}3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1623{,}9196\ \text{cm}^3$$

$$\text{Mpr} = 64092{,}86\ \text{kg} - \text{m}$$

2.- Diámetro de pernos en las alas de viga

Se debe determinar el máximo diámetro del perno con el fin de evitar la ruptura por tracción en el ala de viga. La normativa AISC 358-10 especifica que mínimo se debe colocar dos filas de tornillos en la parte inferior y superior de las alas. [29]

$$d_b \leq \frac{bf}{2} * \left(1 - \frac{Ry * Fy}{Rt * Fu}\right) - 3\ \text{mm} \qquad \text{Ec. 102. AISC358} - 10. \text{Secc. 7.6.}$$

Donde:

d_b: diámetro de los pernos

bf: ancho del ala de viga

Rt: proporción de la resisitencia a tracción esperada

especificada para el material del ala, según AISC358 − 10

Ry: factor de tensión probable, según NEC_SE_AC

Para determinar el diámetro de los tornillos se debe remitir al siguiente cuadro, en donde se escogerá inicialmente, un diámetro tentativo:

Tabla 26. Diámetros de pernos estándar y longitudes mínimas hacia el borde de la placa

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde[a], in, desde el Centro del Agujero Estándar[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (in)	**Distancia Mínima al Borde**
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4 x d
[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo. [b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.	

Fuente: AISC 360-10, diseño de conexiones (cap. J)

$$d_b = 1'' = 2{,}54 \text{ cm} \qquad \text{Ec. 103. AISC358} - 10. \text{Secc. J3.}$$

De acuerdo a la normativa AISC360-10 se utilizarán pernos del material ASTM A490.

Tabla 27. Factores de fluencia y tensión probable para materiales ASTM A36, A572 y A588

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de acero

$$\text{Rt} = 1{,}15 \qquad \text{Ec. 104. NEC16_SE_AC. Secc. 5.2.}$$

$$2{,}54 \text{ cm} \leq \frac{19 \text{ cm}}{2} * \left(1 - \frac{1{,}3 * 2530 \ \text{kg/cm}^2}{1{,}15 * 4077 \text{ kg/cm}^2}\right) - 0{,}3 \text{ cm}$$

$$2{,}54 \text{ cm} \leq 2{,}54 \text{ cm}$$

$$d_b = 1'' = 2{,}54 \text{ cm}$$

$$\text{Ec. 105. AISC360} - 10. \text{J3:}$$

$$\text{Distancia mínima entre el borde y el perno: Lc} = \frac{5''}{4}$$

Se asume un valor mayor al mínimo:

$$\text{Lc} = 5{,}5 \text{ cm}$$

3.- Corte nominal de cada perno

Se debe asumir un grosor y ancho de placa empernada, teniendo en cuenta el diámetro de los pernos, la distancia al borde y el ancho del ala de viga. [30]

El material a utilizar es de tipo A36. Además se puede colocar una cuña adicional, pegada a la placa con un espesor menor o igual a 6 mm, con el fin de otorgar mayor rigidez a la zona. [26] Para este caso no se lo va a colocar.

$$\text{tp} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{bfp} = 19 \text{ cm}$$

Donde:

tp: grosor de la placa

bfp: ancho de la placa

Luego se debe determinar el cortante nominal por cada perno, teniendo en cuenta las fallas por aplastamiento y cortante.

$$r_n = \min. \begin{cases} 1{,}0 * Fnv * Ab & Ec.\ 106.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 7.6. \\ 2{,}4 * Fub * db * tf & Ec.\ 107.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 7.6. \\ 2{,}4 * Fup * db * tp & Ec.\ 108.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 7.6. \end{cases}$$

Donde:

r_n: resistencia a corte nominal

Fnv: resistencia nominal cortante del perno

Fub: mínima resistencia a la tensión de la viga

Fup: mínima resistencia a la tensión de la placa

Ab: área nominal del perno sin incluir la rosca

tf: espesor del ala de viga

Tabla 28. Resistencia nominal a la tensión y al cortante de pernos con diverso material

TABLA J3.2
Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)

Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt}, kgf/cm² (MPa)[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nt}, kgf/cm² (MPa)
Pernos A307	3.160 (310)[c]	1.900 (188)[b][c][d]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372)[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469)[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469)[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579)[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	$0{,}75F_u$	$0{,}450F_u$[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	$0{,}75F_u$	$0{,}563F_u$[b]

[a] Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3.
[b] Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), F_{nv} debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete.
[c] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre
[d] Rosca permitida en los planos de corte.

Fuente: AISC 360-10, diseño de conexiones (cap. J)

$$Fnv = 4780\,\frac{Kg}{cm^2}$$

$$Fub = 4077\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$Fup = 4077\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$Ab = \frac{\pi * (d_b)^2}{4}$$

$$Ab = \frac{\pi * (2{,}54\ cm)^2}{4}$$

$$Ab = 5{,}06\ cm^2$$

$$r_n = \min. \begin{cases} 1{,}0 * 4780\,\frac{Kg}{cm^2} * 5{,}06\ cm^2 = 24186{,}8\ kg \\ 2{,}4 * 4077\,\frac{kg}{cm^2} * 2{,}54\ cm * 1{,}46\ cm = 36285{,}95\ kg \\ 2{,}4 * 4077\,\frac{kg}{cm^2} * 2{,}54\ cm * 4\ cm = 99413{,}57\ kg \end{cases}$$

$$r_n = 24186{,}8\ kg$$

4.- Número de pernos en la placa

$$n \geq \frac{1{,}25 * Mpr}{\emptyset n * r_n * (d + tp)} \qquad \text{Ec. 109. AISC358} - \text{10. Secc. 7.6.}$$

Donde:

$$n\text{: número de tornillos}$$

$$\emptyset n\text{: factor de resistencia para elementos no ductiles}$$

$$\emptyset n = 0{,}9$$

$$n \geq \frac{1{,}25 * Mpr}{\emptyset n * r_n * (d + tp)}$$

$$n \geq \frac{1{,}25 * 64092{,}86\ \ kg - m}{0{,}9 * 24186{,}8\ kg * (0{,}45\ m + 0{,}04\ m)}$$

$$n \geq 7{,}51$$

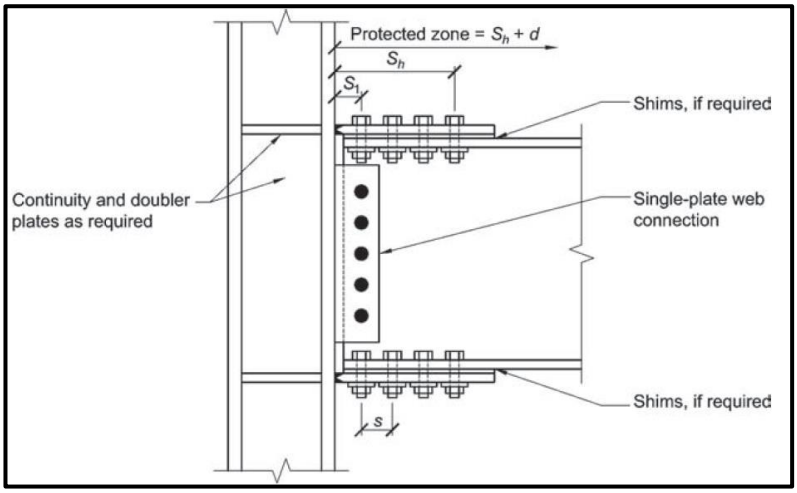
Como se necesita por requisito dos filas de tornillos, se tiene que optar por un número par.

$$n = 8\ \text{tornillos}$$

5.- Distancia de la rótula plástica

Se debe determinar la distancia de la rótula plástica, medido horizontalmente desde la cara de columna.

Gráfico 76. Vista en corte de los elementos y distancias que conforman la conexión



Fuente: AISC 358-10, Capítulo: Conexión a momento de placas atornilladas en las alas de viga

$$\mathrm{Sh} = \mathrm{S1} + \mathrm{s} * \left(\frac{\mathrm{n}}{2} - 1\right) \qquad \mathrm{Ec.\,110.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

Donde:

S1: distancia desde la cara de la columna a la hilera de tornillos más cercana

s: separación de las hileras de pernos

Sh: distancia desde la cara de columna hasta la última hilera ó distancia ó distancia donde es espera que se forma la rótula pástica

$$\mathrm{s} = 7\ \mathrm{cm} \qquad \mathrm{Ec.\,111.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

$$\mathrm{s} + \mathrm{Lc} \geq 2 * \mathrm{db} \qquad \mathrm{Ec.\,112.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

$$7\ \mathrm{cm} + 5{,}5\ \mathrm{cm} \geq 2 * (2{,}54\ \mathrm{cm})$$

$$12{,}5\ \mathrm{cm} \geq 5{,}08\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{S1} = 7\ \mathrm{cm} \qquad \mathrm{Ec.\,113.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

$$\mathrm{Sh} = 7\ \mathrm{cm} + 7\ \mathrm{cm} * \left(\frac{8}{2} - 1\right)$$

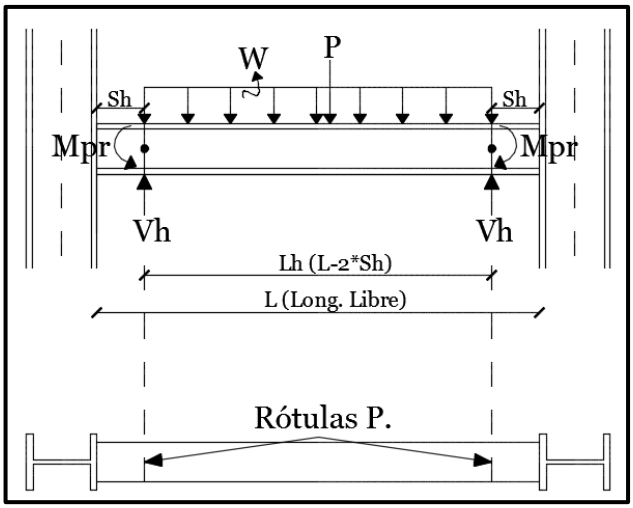
$$Sh = 28\ cm$$

6.- Fuerza cortante en la rótula plástica

$$1{,}2 * D + f1 * L_{VIVA} + 0{,}2 * S$$

$$f1 = 0{,}7$$

Gráfico 77. Diagrama de cuerpo libre de la viga sometida a cargas y momentos en la zona de rótulas plásticas



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, Egresado

$$\text{Longitud de viga de eje a eje} = 5{,}08\ m$$

Altura de columna HEB400 (dc):

$$dc = 400\ mm$$

Longitud libre (L):

$$L = \text{long. viga eje a eje} - 2 * \left(\frac{dc}{2}\right)$$

$$L = 5{,}08\ m - 0{,}4\ m$$

$$L = 4{,}68\ m$$

Longitud en donde actúa la carga distribuida (Lh):

$$Lh = L - (2 * Sh) \qquad \text{Ec. 114. AISC358} - 10. \text{Secc. 7.6.}$$

$$Lh = 4{,}68\ m - 2 * (0{,}28\ m)$$

$$\mathrm{Lh} = 4{,}12\ \mathrm{m}$$

Ancho cooperante medido de eje a eje (Bh):

$$\mathrm{Bh} = \left(\frac{5{,}53 + 5{,}25}{2}\right)\ \text{(ver en el plano arquitectónico)}$$

$$\mathrm{Bh} = 5{,}39\ \mathrm{m}$$

Para la combinación de carga muerta y viva, se escogerán los valores más altos impuestos en el modelamiento de la estructura con el objetivo de tener la situación más crítica en la conexión.

Carga viva:

$$\mathrm{L_{VIVA}} = 480\ \mathrm{kg/m^2}$$

Carga muerta:

$$\mathrm{D} = 541{,}13\mathrm{kg/m^2}$$

$$\mathrm{Comb1} = 1{,}2 * \mathrm{D} + 0{,}7 * \mathrm{L_{VIVA}}$$

$$\mathrm{Comb1} = 1{,}2 * \left(541{,}13\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^2}}\right) + 0{,}7 * \left(480\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^2}}\right)$$

$$\mathrm{Comb1} = 985{,}36\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^2}}$$

Determinamos el área colaborante de toda esa viga:

$$\text{Area colab.} = \mathrm{Bh} * \mathrm{Lh}$$

$$\text{Area colab.} = 5{,}39\ \mathrm{m} * 4{,}12\ \mathrm{m}$$

$$\text{Area colab.} = 22.21\ \mathrm{m^2}$$

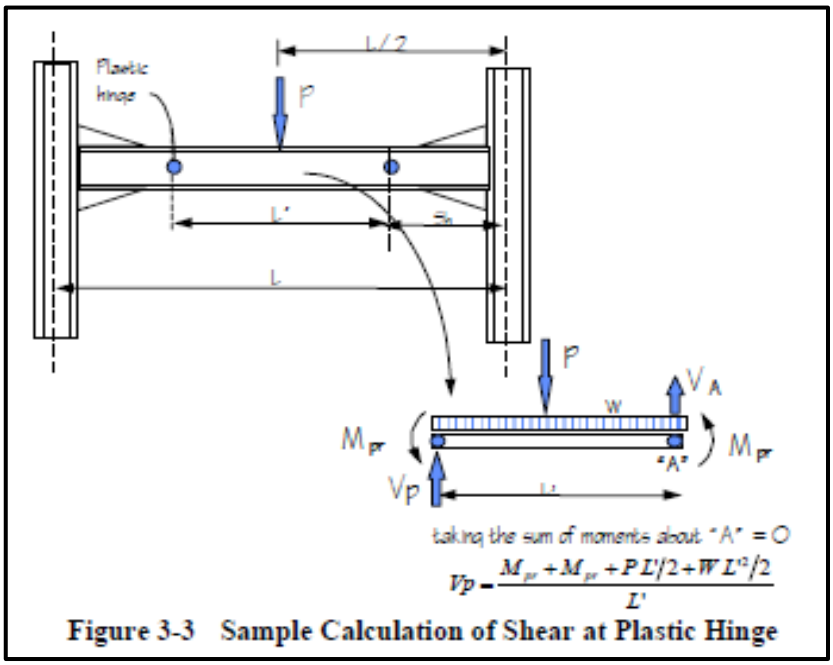
Carga distribuida (W):

$$\mathrm{W} = \frac{\text{Area colab.} * \mathrm{Comb1}}{\mathrm{Lh}} = \frac{\mathrm{Bh} * \mathrm{Lh} * \mathrm{Comb1}}{\mathrm{Lh}} = \mathrm{Bh} * \mathrm{Comb1}$$

$$\mathrm{W} = 5{,}39\ \mathrm{m} * \left(985{,}36\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^2}}\right)$$

$$\mathrm{W} = 5311{,}09\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

Gráfico 78. Cálculo de fuerza cortante producida en la rótula plástica de la viga



Fuente: Código FEMA350, Calificación de una conexión (cap. 2)

$$Vh = \frac{Mpr + Mpr + \left(\frac{(W * Lh^2)}{2}\right)}{Lh} \qquad Ec.\,115.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.$$

$$Vh = \frac{64092{,}86\ kg - m + 64092{,}86\ kg - m + \left(\frac{\left(5311{,}09\,\frac{kg}{m} * (4{,}12\ m)^2\right)}{2}\right)}{4{,}12\ m}$$

$$Vh = 42053{,}88\ kg$$

7.- Momento esperado en la cara de columna

$$Mf = Mpr + Vh * Sh \qquad Ec.\,116.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.$$

$$Mf = 64092{,}86\ kg - m + 42053{,}88\ kg * 0{,}28\ m$$

$$Mf = 75867{,}95\ kg - m$$

8.- Fuerza cortante sobre la placa del ala de viga

Cálculo de la fuerza en la placa del ala de viga, debido al momento esperado en la cara de columna.

$$\mathrm{Fpr} = \frac{\mathrm{Mf}}{(\mathrm{d} + \mathrm{tp})} \qquad \mathrm{Ec.\,117.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

$$\mathrm{Fpr} = \frac{75867{,}95\ \mathrm{kg - m}}{(0{,}45\ \mathrm{m} + 0{,}04)}$$

$$\mathrm{Fpr} = 154832{,}55\ \mathrm{kg}$$

9.- Verificación de la cantidad de pernos

$$\mathrm{n} \geq \frac{\mathrm{Fpr}}{\emptyset\mathrm{n} * \mathrm{r_n}} \qquad \mathrm{Ec.\,118.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

$\emptyset\mathrm{n}$: factor de resistencia para elementos no ductiles

$$\emptyset\mathrm{n} = 0{,}9 \qquad \mathrm{Ec.\,119.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,2.4.1.}$$

$$8 \geq \frac{154832{,}55\ \mathrm{kg}}{0{,}9 * 24186{,}8\ \mathrm{kg}}$$

$$8 \geq 7{,}11$$

10.- Chequeo del espesor de placa

$$\mathrm{tp} \geq \frac{\mathrm{Fpr}}{\emptyset\mathrm{d} * \mathrm{Fy} * \mathrm{bfp}} \qquad \mathrm{Ec.\,120.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

Donde:

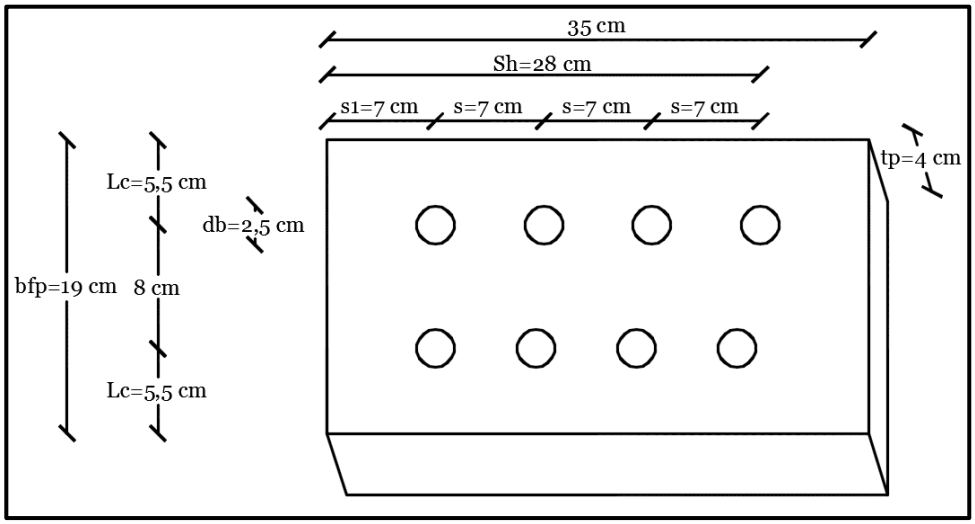
$\emptyset\mathrm{d}$: factor de resistencia para elementos ductiles

$$\emptyset\mathrm{d} = 1 \qquad \mathrm{Ec.\,121.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,2.4.1.}$$

$$4\ \mathrm{cm} \geq \frac{154832{,}55\ \mathrm{kg}}{1 * 2530\ \mathrm{kg/cm^2} * 19\ \mathrm{cm}}$$

$$4\ \mathrm{cm} \geq 3{,}22\ \mathrm{cm}$$

Gráfico 79. Configuración de la placa de las alas de viga, de acuerdo a los cálculos obtenidos



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil. Egresado

11.- Chequeo a la rotura por tensión de las placas del ala

$$\text{Fpr} \leq \emptyset\text{n} * \text{Rn} \qquad \text{Ec. 122. AISC358} - \text{10. Secc. 7.6.}$$

$$\text{Rn} = \text{Fu} * \text{Ae} \qquad \text{Ec. 123. AISC360} - \text{10. Secc. J4.}$$

$$\text{Ae} = \text{U} * \text{An} \qquad \text{Ec. 124. AISC360} - \text{10. Secc. J4.}$$

$$\text{An} \leq 0{,}85 * \text{Ag} \qquad \text{Ec. 125. AISC360} - \text{10. Secc. J4.}$$

Donde:

$\emptyset$: factor de resistencia para elementos no ductiles

Rn: resistencia nominal

Fu: resistencia a tracción mínima del acero

Ae: área efectiva del elemento

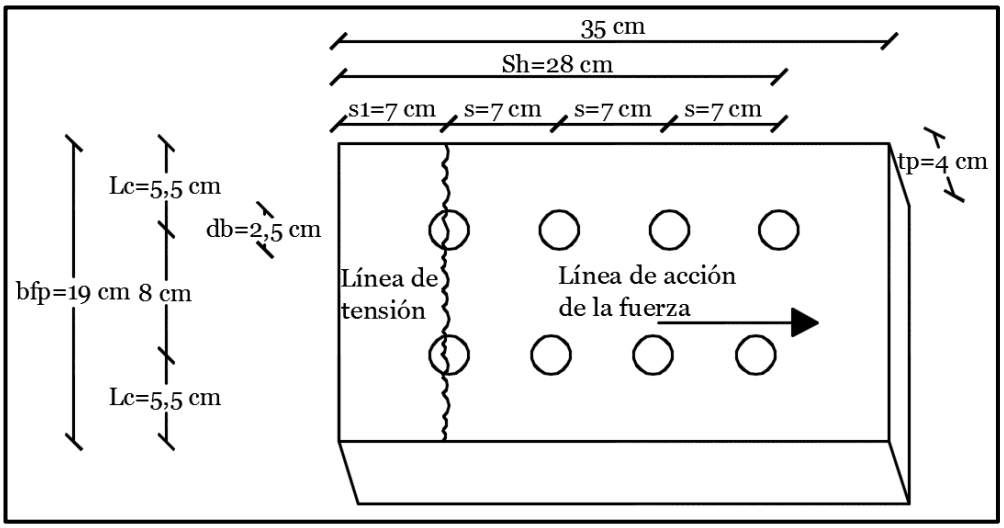
An: área neta del elemento

Ae: área efectiva del elemento

Ag: área bruta del elemento

El cálculo de las siguientes áreas está basado en el libro de “Diseño de estructuras de acero”, Jack McCormac.

Gráfico 80. Línea de tensión, generada por la fuerza ejercida sobre la placa



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, Egresado

$$\mathrm{Ag} = \mathrm{bfp} * \mathrm{tp}$$

$$\mathrm{Ag} = 19\ \mathrm{cm} * 4\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{Ag} = 76\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{An} = \mathrm{Ag} - \#\mathrm{agujeros} * \left(\emptyset\mathrm{tornillo} + \frac{1''}{8}\right) * \mathrm{tp}$$

El número de agujeros se determina con respecto al paso de la falla que es perpendicular a la línea de acción de la fuerza.

$$\#\mathrm{agujeros}: 2$$

$$\frac{1''}{8} = 0{,}32\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{An} = 76\ \mathrm{cm}^2 - 2 * (2{,}54\ \mathrm{cm} + 0{,}32\ \mathrm{cm}) * 4\ \mathrm{cm}$$

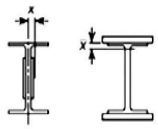
$$\mathrm{An} = 53{,}12\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{An} \leq 0{,}85 * \mathrm{Ag}$$

$$53{,}12\ \mathrm{cm}^2 \leq 0{,}85 * 76\ \mathrm{cm}^2$$

$$53{,}12\ \mathrm{cm}^2 \leq 64{,}6\ \mathrm{cm}^2$$

Gráfico 29. Tabla que amplifica o mantiene el valor del área efectiva, necesaria para determinar la resistencia del elemento

TABLA D3.1 Factor de Corte Diferido para Conexiones de Miembros en Tracción			
Caso	Descripción del Miembro	Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	———
2	Todos los miembros en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (Alternativamente, el Caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP)	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.	$U = 1.0$ y A_n = área de los elementos conectados directamente	———

Fuente: AISC360-10, Diseño de miembros de tracción (Cap. 4)

$$\mathrm{U} = 1 \qquad \mathrm{Ec.\,126.\,AISC360 - 10.\,Secc.\,D3.}$$

$$\mathrm{Ae} = 1 * 53{,}12\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Ae} = 53{,}12\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Rn} = 4077\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2} * 53{,}12\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Rn} = 216570{,}24\ \mathrm{kg}$$

$$\mathrm{Fpr} \leq \emptyset\mathrm{n} * \mathrm{Rn}$$

$$\emptyset\mathrm{n} = 0{,}9$$

$$154832{,}55\ \mathrm{kg} \leq 0{,}9 * 216570{,}24\ \mathrm{kg}$$

$$154832{,}55\ \mathrm{kg} \leq 194913{,}22\ \mathrm{kg}$$

12.- Chequeo del ala de viga por bloque de cortante

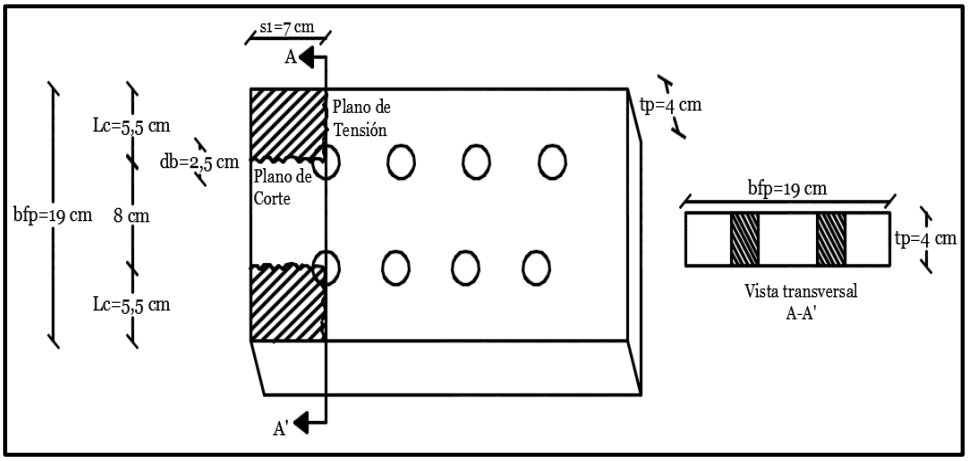
$$\mathrm{Fpr} \leq \emptyset\mathrm{n} * \mathrm{Rn} \qquad \mathrm{Ec.\,127.\,AISC358 - 10.\,Secc.\,7.6.}$$

$$\emptyset n = 0{,}9$$

Para determinar el valor de Rn, nos remitimos al AISC 360-10, capítulo de diseño de conexiones, sección J4:

$$Rn = 0{,}6 * Fu * Anv + Ubs * Fu * Ant \leq \; Rn = 0{,}6 * Fy * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

Gráfico 81. Bloque de cortante, con el área neta a cortante y tensión más crítica



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, Egresado

$$Rn1 = 0{,}6 * Fu * Anv + Ubs * Fu * Ant$$

$$Rn2 = 0{,}6 * Fy * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

$$Agv = \#hileras * s1 * tp$$

$$Agv = 2 * 7\text{ cm} * 4\text{ cm}$$

$$Agv = 56\text{ cm}^2$$

$$Anv = \#hileras * \left(\left(s1 - \#pernos * (db + 0{,}32\text{ cm})\right) * tp\right)$$

$$Anv = 2 * \left(\left(7\text{ cm} - 0{,}5 * (2{,}54\text{ cm} + 0{,}32\text{ cm})\right) * 4\text{ cm}\right)$$

$$Anv = 44{,}56\text{ cm}^2$$

$$Ant = \#hileras * \left(\left(Lc - \#pernos * (db + 0{,}32\text{ cm})\right) * tp\right)$$

$$Ant = 2 * \left(\left(5{,}5\text{ cm} - 0{,}5 * (2{,}54\text{ cm} + 0{,}32\text{ cm})\right) * 4\text{ cm}\right)$$

$$Ant = 32{,}56\text{ cm}^2$$

$$Rn1 = \left(0{,}6 * 4077\frac{kg}{cm^2} * (44{,}56\text{ cm}^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{kg}{cm^2} * (32{,}56\text{ cm}^2)\right)$$

$$Rn1 = 241749{,}79\ kg$$

$$Rn2 = \left(0{,}6 * \left(2530\frac{kg}{cm^2}\right) * 56\ cm^2\right) + \left(1 * 4077\frac{kg}{cm^2} * (32{,}56\ cm^2)\right)$$

$$Rn2 = 217755{,}12\ kg$$

$$Rn1 > Rn2 \therefore Rn = Rn2$$

$$Rn = 217755{,}12\ kg$$

$$\emptyset n * Rn = 0{,}9 * \ 217755{,}12\ kg = 195979{,}61\ kg$$

$$Fpr \leq \emptyset n * Rn$$

$$154832{,}55\ kg \leq 195979{,}61\ kg$$

13.- Chequeo a pandeo de la placa por compresión

$$Fpr \leq \emptyset n * Rn \qquad Ec.\ 128.\ AISC358 - 10.\ Secc.\ 7.6.$$

Para determinar el valor de Rn nos remitimos al AIS 360-10, capítulo de diseño de conexiones, sección J4:

$$Si:\ \frac{K * L_{efec.}}{r} \leq 25 \qquad Ec.\ 129.\ AISC360 - 10.\ Secc.\ J4.4.$$

$$Rn = Fy * Ag \qquad Ec.\ 130.\ AISC360 - 10.\ Secc.\ J4.4.$$

$$r = \sqrt{\frac{Ixx}{Ag}} \qquad Ec.\ 131.\ Resisten.\ materiales$$

En donde:

$L_{efec.}$: longitud efectiva

K: factor de longitud efectiva

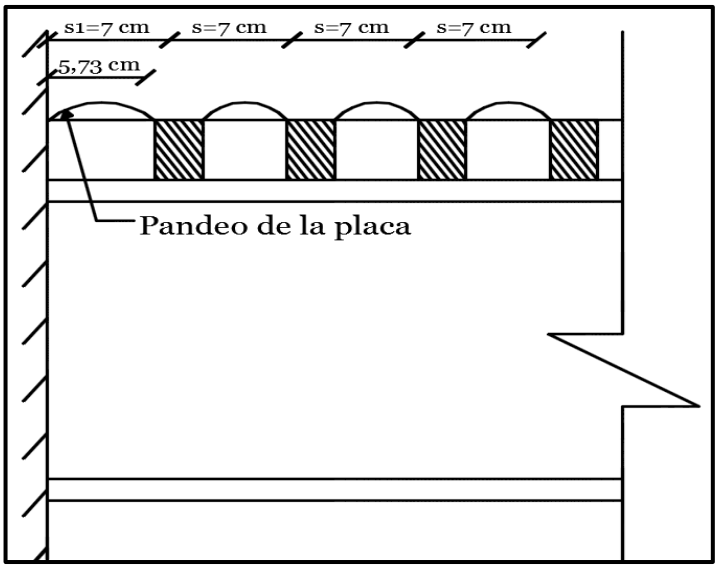
r: radio de giro

Ag: área bruta el elemento

Ixx: inercia alrededor del eje X

A: área del elemento

Gráfico 82. Longitud efectiva de la palca debido a su deformación



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil

$$\mathrm{Ag} = \mathrm{bfp} * \mathrm{tp}$$

$$\mathrm{Ag} = 19\ \mathrm{cm} * 4\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{Ag} = 76\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Ixx} = \mathrm{bfp} * \frac{\mathrm{tp}^3}{12} \qquad \mathrm{Ec.\,132.\,Resisten.\,materiales}$$

$$\mathrm{Ixx} = 19\ \mathrm{cm} * \frac{(4\ \mathrm{cm})^3}{12}$$

$$\mathrm{Ixx} = 101{,}33\ \mathrm{cm}^4$$

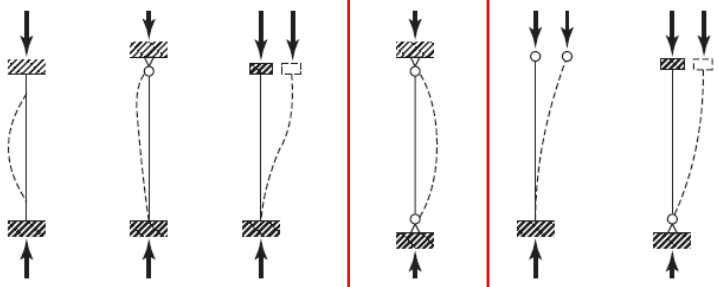
$$\mathrm{r} = \sqrt{\frac{101{,}33\ \mathrm{cm}^4}{76\ \mathrm{cm}^2}}$$

$$\mathrm{r} = 1{,}15\ \mathrm{cm}$$

Para determinar el factor de longitud efectiva se ayuda con en el siguiente cuadro:

Tabla 30. Restricciones en los extremos de elementos verticales y factor de longitud efectiva teórica y recomendada

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, *K*.

	(*a*)	(*b*)	(*c*)	(*d*)	(*e*)	(*f*)
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna						
Valor *K* teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Fuente: Diseño de estructuras de acero, Jack McCorman

El modelo matemático de la placa es semejante al de una columna con restricciones. Teniendo una deformación articulada en sus dos extremos.

$$L_{efec.} = 5{,}73 \text{ cm}$$

$$K = 1$$

$$\frac{K * L}{r} \leq 25$$

$$\frac{1 * 5{,}73 \text{ cm}}{1{,}15 \text{ cm}} \leq 25$$

$$4{,}98 \leq 25$$

$$Rn = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 76 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 192280 \text{ kg}$$

$$\emptyset n * Rn = 0{,}9 * 192280 \text{ kg} = 173052 \text{ kg}$$

$$Fpr \leq \emptyset n * Rn$$

$$154832{,}55 \text{ kg} \leq 173052 \text{ kg}$$

14.- Cortante último de la viga y la unión

$$\mathrm{Vu} = \frac{2 * \mathrm{Mpr}}{\mathrm{Lh}} + \mathrm{Vgravity}$$

$$\mathrm{Vgravity} = \mathrm{W} * \mathrm{Sh}$$

$$\mathrm{Vgravity} = 5311{,}09\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}} * 0{,}28\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{Vgravity} = 1487{,}11\ \mathrm{kg}$$

$$\mathrm{Vu} = \frac{2 * 64092{,}86\ \mathrm{kg} - \mathrm{m}}{4{,}12\ \mathrm{m}} + 1487{,}11\ \mathrm{kg}$$

$$\mathrm{Vu} = 32600{,}15\ \mathrm{kg}$$

Para determinar el cortante nominal nos basamos en las fórmulas e indicaciones del AISC 360-10, diseño de miembros en corte (cap. G), sección G2:

$$\mathrm{Vn} = 0{,}6 * \mathrm{fy} * \mathrm{Aw} * \mathrm{Cv}$$

Donde:

$$\mathrm{Aw}: \text{área del alma de viga}$$

$$\mathrm{h} = \text{altura del alma de viga}$$

$$\mathrm{h} = \mathrm{d} - 2 * (\mathrm{tf})$$

$$\mathrm{h} = 450\ \mathrm{mm} - 2 * (14{,}6\ \mathrm{mm})$$

$$\mathrm{h} = 420{,}8\ \mathrm{mm}$$

$$\mathrm{Aw} = \mathrm{h} * \mathrm{tw}$$

$$\mathrm{Aw} = 0{,}4208\ \mathrm{m} * 0{,}0094\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{Aw} = 0{,}0039555\ \mathrm{m}^2$$

Para el cálculo del coeficiente de corte del alma (Cv), se elige tentativamente alguna opción que cumpla con el requerimiento en base a al tipo de sección y material que se dispone en viga.

Gráfico 83. Cálculo del coeficiente de corte del alma para almas atiesadas y no atiesadas

(i) Cuando $h/t_w \leq 1{,}10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1{,}0 \qquad \text{(G2-3)}$$

(ii) Cuando $1{,}10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1{,}37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1{,}10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \qquad \text{(G2-4)}$$

(iii) Cuando $h/t_w > 1{,}37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1{,}51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad \text{(G2-5)}$$

Fuente: AISC360-10, Diseño de miembros en corte (cap. G)

$$\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{tw}} = \frac{420{,}8\ \mathrm{mm}}{9{,}4\ \mathrm{mm}} = 44{,}76$$

$$\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{tw}} \leq 1{,}10 * \sqrt{\mathrm{k_v} * \frac{\mathrm{E}}{\mathrm{Fy}}}$$

Donde:

E: módulo de eleasticida del acero

$\mathrm{k_v}$: coeficiente de pandeo de la plancha del alma

Inicialmente las vigas no presentan atiesadores transversales.

AISC360-10 señala que el valor de $\mathrm{k_v}$ debe asumirse si cumple uno u otro requisito mostrado a continuación:

Gráfico 84. Valor del coeficiente de pandeo

El coeficiente de *pandeo por corte* del alma, k_v, se determina como se indica a continuación:

(i) Para almas sin atiesadores transversales y con $h/t_w \leq 260$:

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1{,}2$.

(ii) Para almas atiesadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad \text{(G2-6)}$$

$$= 5 \text{ cuando } a/h > 3{,}0 \text{ o } a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$$

donde

a = distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)

Fuente: AISC 360-10, Diseño de miembros en corte (cap. G)

$$\frac{\text{h}}{\text{tw}} = 44{,}76 \leq 260$$

Coeficiente de pandeo por corte:

$$\text{Kv} = 5$$

$$\text{E} = 2038901{,}9\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1{,}10 * \sqrt{\frac{\text{Kv} * \text{E}}{\text{Fy}}} = 1{,}10 * \sqrt{\frac{5 * 2038901{,}9\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 69{,}83$$

$44{,}76 \leq 69{,}83$ Entonces:

$$\text{Cv} = 1$$

$$\text{Vn} = 0{,}6 * \text{fy} * \text{Aw} * \text{Cv}$$

$$\text{Vn} = 0{,}6 * 2530\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 39{,}55\ \text{cm}^2 * 1$$

$$\text{Vn} = 60044{,}49\ \text{kg}$$

Al igual que el hormigón el coeficiente de reducción por cortante es ϕ=0,75

$$\phi * \text{Vn} = 0{,}75 * 60044{,}49\ \text{kg}$$

$$\phi * Vn = 45033{,}36 \text{ kg}$$

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$32600{,}15 \text{ kg} \leq 45033{,}36 \text{ kg}$$

15.- Placa a corte unida en el alma de viga y ala de columna

Diseño a corte de una placa que soporte el esfuerzo a cortante último (Vu); valor determinado en el paso anterior. Esta placa se colocará en la cara de la columna por medio de soldadura de penetración completa y empernada en el alma de viga.

15.1. Resistencia a corte de los pernos

El diseño es muy parecido a las placas empernadas en el ala de vigas.

Para esta placa se deben realizar varios chequeos de acuerdo a las indicaciones de AISC 360-10, diseño de conexiones, sección J3.

$$R_n = F_n * A_b$$

Donde:

$$R_n: \text{resistencia nominal a corte}$$

$$A_b: \text{área bruta del perno}$$

$$F_n: \text{tensión de corte nominal}$$

Inicialmente, se debe seleccionar el tipo de material y el diámetro de los pernos.

$$\text{Material de pernos: A490}$$

$$\#\text{pernos: } 2$$

$$d_b = (1\tfrac{3}{8})'' = 3{,}5 \text{ cm}$$

$$Fn = 4780 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Ab = \frac{\pi * (d_b)^2}{4}$$

$$Ab = \frac{\pi * (3{,}5 \text{ cm})^2}{4}$$

$$Ab = 9{,}62 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 4780 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 9{,}62 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 45988{,}99 \text{ kg}$$

$$Ø = 0{,}75$$

$$Ø * R_n = 0{,}75 * 45988{,}99 \text{ kg} = 34491{,}74 \text{ kg}$$

$$Vu \leq Ø_n * R_n$$

$$32600{,}15 \text{ kg} \leq 34491{,}74 \text{ kg}$$

15.2. Resistencia al aplastamiento de las perforaciones de pernos

La placa es del material tipo A36 y la distancia mínima de los tornillos al borde está marcada en los requisitos del AISC; pero si se lo puede aumentar su longitud. Además estas dimensiones son inicialmente tentativas que deberán pasar posteriores chequeos.

$$Lc' = 7 \text{ cm}$$

$$t = 1{,}5 \text{ cm}$$

Donde:

$$t\text{: espesor de la placa cercana a la cara de columna y}$$

$$\text{diseñada únicamente a corte}$$

$$Lc'\text{: distancia vertical desde el borde de la placa hasta el centro del perno}$$

Las perforaciones que se realiza para esta conexión son de tipo estándar y no depende de la dirección de la carga, para lo cual aplicamos las ecuaciones J3-6a del AISC360-10.

Cuando la deformación de la perforación, producto de las cargas de servicio son analizadas en el diseño se ocupa las siguientes fórmulas:

$$Rn1 = 1{,}2 * Lc' * t * Fu$$

$$Rn2 = 2{,}4 * db * t * Fu$$

$$Rn1 = 1{,}2 * 7 \text{ cm} * 1{,}5 \text{ cm} * 4077 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn1 = 51370{,}2 \text{ kg}$$

$$Rn2 = 2{,}4 * 3{,}5 \text{ cm} * 1{,}5 \text{ cm} * 4077 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn2 = 51370{,}2 \text{ kg}$$

$$Rn1 \leq Rn2$$

$$51370{,}2 \text{ kg} \leq 52837{,}92 \text{ kg}$$

$$Rn = 51370{,}2 \text{ kg}$$

$$\emptyset n = 0{,}75$$

$$\emptyset n * Rn = 51370{,}2 \text{ kg} * 0{,}75 = 38527{,}65 \text{ kg}$$

$$Vu \leq \emptyset n * Rn$$

$$32600{,}15 \text{ kg} \leq 38527{,}65 \text{ kg}$$

15.3. Resistencia a corte en elementos empernados

La sección J4 del AISC360-10 tiene que ver con los elementos que conforma la conexión y elementos conectores, por ejemplo las planchas.

Altura total de la placa:

$$Lg = 25 \text{ cm}$$

$$Bg = 16 \text{ cm}$$

Donde:

$$Lg: \text{longitud total de la placa}$$

$$Bg: \text{ancho total de la placa}$$

15.3.1. Fluencia en cortante del elemento:

$$Rn1 = 0{,}6 * \ Fy * Agv$$

Donde:

$$Agv: \text{área bruta del elemento}$$

$$Rn1: \text{resistencia nominal a corte en fluencia}$$

$$Agv = Lg * t$$

$$Agv = 25 \text{ cm} * 1{,}5 \text{ cm}$$

$$Agv = 37{,}5 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 0{,}6 * \ Fy * Agv$$

$$Rn1 = 0{,}6 * \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (37{,}5 \text{ cm}^2)$$

$$Rn1 = 56925 \text{ kg}$$

$$\emptyset = 1$$

$$\emptyset * Rn1 = 56925 \text{ kg} * 1$$

$$\emptyset * Rn1 = 56925 \text{ kg}$$

15.3.2. Ruptura en corte:

$$\mathrm{Rn2} = 0{,}6 * \ \mathrm{Fu} * \mathrm{Anv}$$

Donde:

$$\mathrm{Anv}: \text{área neta del del elemento}$$

$$\mathrm{Rn2}: \text{resistencia nominal a corte en ruptura}$$

$$\mathrm{An} = \mathrm{Agv} - \#\mathrm{agujeros} * (\emptyset\mathrm{tornillo} + 0{,}32\ \mathrm{cm}) * \mathrm{t}$$

$$\mathrm{Anv} = 37{,}5\ \mathrm{cm}^2 - 2 * (3{,}5\ \mathrm{cm} + 0{,}32\ \mathrm{cm}) * 1{,}5\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{Anv} = 26{,}04\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Rn2} = 0{,}6 * \left(4077\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2}\right) * (26{,}04\ \mathrm{cm}^2) = 63699{,}05\ \mathrm{kg}$$

$$\phi = 0{,}75$$

$$\phi * \mathrm{Rn2} = 0{,}75 * 63699{,}05\ \mathrm{kg}$$

$$\phi * \mathrm{Rn2} = 47774{,}29\ \mathrm{kg}$$

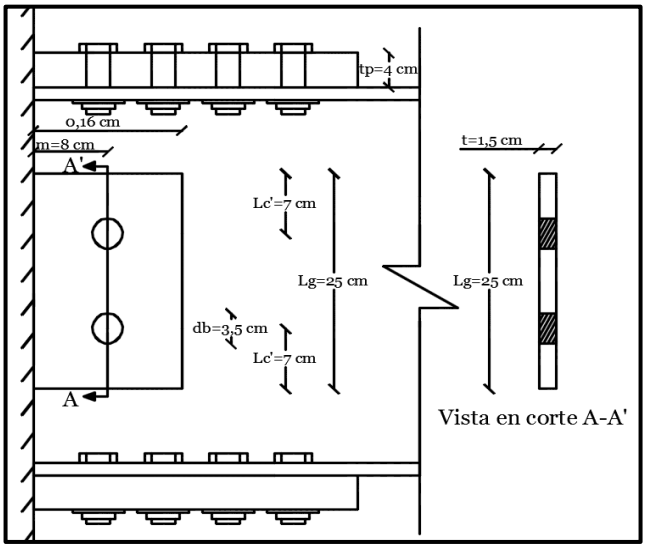
$$\text{Entre } \emptyset * \mathrm{Rn1} \text{ y } \emptyset * \mathrm{Rn2} \text{ se escoge el de menor valor:}$$

$$56925\ \mathrm{kg} > 47774{,}29\ \mathrm{kg}\ \ \therefore \phi * \mathrm{Rn} = 47774{,}29\ \mathrm{kg}$$

$$\mathrm{Vu} \leq \phi * \mathrm{Rn}$$

$$32600{,}15\ \mathrm{kg} \leq 47774{,}29\ \mathrm{kg}$$

Gráfico 85. Vista frontal y en corte de los elementos empernados en placa



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, Egresado

El ancho de la placa será asumido en coherencia con el diámetro y separaciones de los pernos.

15.4. Resistencia a corte en elementos soldados

En el caso de los elementos soldados no existe perforaciones, entonces el área bruta es igual al área neta.

$$\mathrm{Anv} = \mathrm{Agv}$$

15.4.1. Fluencia en cortante del elemento:

$$\mathrm{Rn1} = 0{,}6 * \ \mathrm{Fy} * \mathrm{Agv}$$

$$\mathrm{Agv} = \mathrm{Lg} * \mathrm{t}$$

$$\mathrm{Agv} = 25\ \mathrm{cm} * 1{,}5\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{Agv} = 37{,}5\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Rn1} = 0{,}6 * \left(2530 \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2}\right) * (37{,}5\ \mathrm{cm}^2)$$

$$\mathrm{Rn1} = 56925\ \mathrm{kg}$$

$$\text{factor de reducción: } \emptyset = 1$$

$$\emptyset * \mathrm{Rn1} = 56925\ \mathrm{kg} * 1$$

$$\emptyset * \mathrm{Rn1} = 56925\ \mathrm{kg}$$

15.4.2. Ruptura en corte:

$$\mathrm{Rn2} = 0{,}6 * \ \mathrm{Fu} * \mathrm{Anv}$$

$$\mathrm{Anv} = 37{,}5\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Rn2} = 0{,}6 * \left(4077 \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2}\right) * (37{,}5\ \mathrm{cm}^2) = 91732{,}5\ \mathrm{kg}$$

$$\text{factor de reducción: } \phi = 0{,}75$$

$$\phi * \mathrm{Rn2} = 0{,}75 * 91732{,}5\ \mathrm{kg} = 68799{,}38\ \mathrm{kg}$$

$$\text{Entre } \emptyset * \mathrm{Rn1} \text{ y } \emptyset * \mathrm{Rn2} \text{ se escoge el menor valor:}$$

$$56925\ \mathrm{kg} \leq 68799{,}38\ \mathrm{kg} \ \therefore \phi * \mathrm{Rn} = 56925\ \mathrm{kg}$$

$$\mathrm{Vu} \leq \phi * \mathrm{Rn}$$

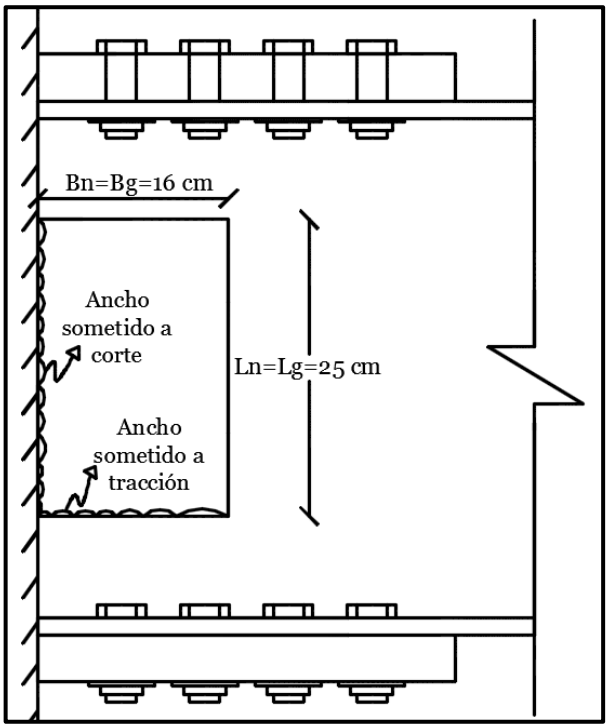
$$32600{,}15 \text{ kg} \leq 56925 \text{ kg}$$

15.5. Resistencia del bloque de corte soldado

Al igual que la placa empernada en las alas, los principios de cálculo son los mismos.

En soldadura no existen perforaciones para que se desgarre el elemento; en las placas soldadas se considera que el bloque de corte se forma siguiendo la soldadura.

Gráfico 86. Placa adosada al ala de columna y sometida a esfuerzos de corte y tracción



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, Egresado

$$\text{Lg} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Ln} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Bg} = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Bn} = 16 \text{ cm}$$

En donde:

Lg: altura total de la placa

Ln: Altura neta de la placa

$$\text{Bg: Ancho total de la placa}$$

$$\text{Bn: Ancho neto de la placa}$$

La placa tiene una sola hilera de pernos y asumirá el valor de 1:

$$\text{Ubs} = 1$$

$$\text{Rn1} = 0{,}6 * \text{Fu} * \text{Anv} + \text{Ubs} * \text{Fu} * \text{Ant}$$

$$\text{Rn2} = 0{,}6 * \text{Fy} * \text{Agv} + \text{Ubs} * \text{Fu} * \text{Ant}$$

$$\text{Rn1} \leq \text{Rn2}$$

$$\text{Agv} = \text{t} * \text{Lg}$$

$$\text{Agv} = 1{,}5\ \text{cm} * 25\ \text{cm}$$

$$\text{Agv} = 37{,}5\ \text{cm}^2 = \text{Anv}$$

$$\text{Ant} = \text{t} * \text{Bn}$$

$$\text{Ant} = 1{,}5\ \text{cm} * 16\ \text{cm}$$

$$\text{Ant} = 24\ \text{cm}^2$$

$$\text{Rn1} = \left(0{,}6 * 4077\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (37{,}5\ \text{cm}^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (24\ \text{cm}^2)\right)$$

$$\text{Rn1} = 189580{,}5\ \text{kg}$$

$$\phi * \text{Rn1} = 0{,}75 * 189580{,}5\ \text{kg} = 142185{,}38\ \text{kg}$$

$$\phi * \text{Rn1} = 142185{,}38\ \text{kg}$$

$$\text{Rn2} = \left(0{,}6 * 2530\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (37{,}5\ \text{cm}^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (24\ \text{cm}^2)\right)$$

$$\text{Rn2} = 154773\ \text{kg}$$

$$\phi * \text{Rn2} = 0{,}75 * 154773\ \text{kg}$$

$$\phi * \text{Rn2} = 116079{,}75\ \text{kg}$$

Igualmente escogemos el menor valor entre $\phi * \text{Rn2}$ y $\phi * \text{Rn1}$:

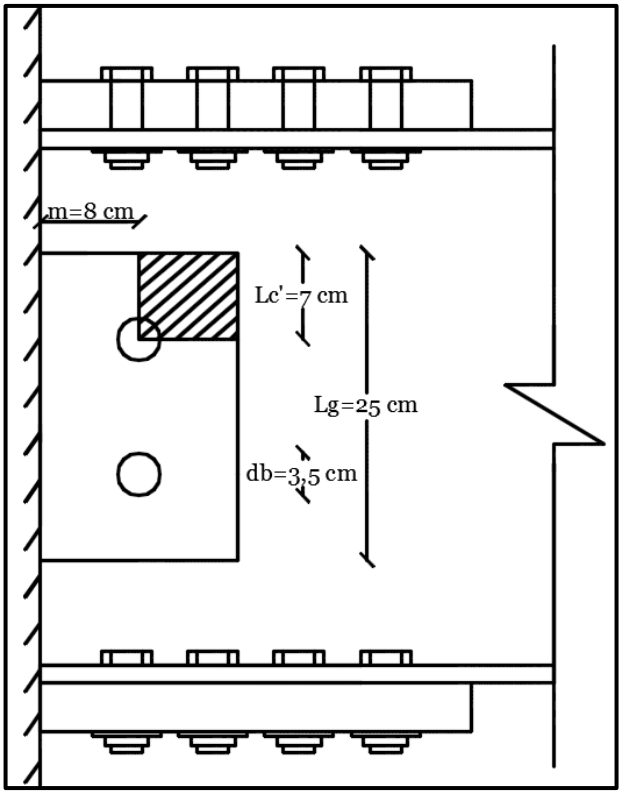
$$\phi * \text{Rn} = 116079{,}75\ \text{kg}$$

$$\text{Vu} \leq \phi * \text{Rn}$$

$$32600{,}15\ \text{kg} \leq 116079{,}75\ \text{kg}$$

15.6. Resistencia del bloque de corte empernado

Gráfico 87. Bloque de corte en elementos empernados



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, egresado

$$\mathrm{Rn} = 0{,}6 * \mathrm{Fu} * \mathrm{Anv} + \mathrm{Ubs} * \mathrm{Fu} * \mathrm{Ant} \leq \ \mathrm{Rn} = 0{,}6 * \mathrm{Fy} * \mathrm{Agv} + \mathrm{Ubs} * \mathrm{Fu} * \mathrm{Ant}$$

$$\mathrm{Lc}' = 7\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{m} = 8\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{Anv} = \#\mathrm{hileras} * \left(\left(\mathrm{Lc}' - \left(\#\mathrm{pernos} * (\mathrm{db} + 0{,}32\ \mathrm{cm})\right)\right) * \mathrm{t}\right)$$

$$\mathrm{Anv} = 1 * \left(7\ \mathrm{cm} - \left(0{,}5 * (3{,}5\ \mathrm{cm} + 0{,}32\ \mathrm{cm})\right)\right) * 1{,}5\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{Anv} = 7{,}64\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Ant} = \#\mathrm{hileras} * \left(\left(\mathrm{m} - \left(\#\mathrm{pernos} * (\mathrm{db} + 0{,}32\ \mathrm{cm})\right)\right) * \mathrm{t}\right)$$

$$\mathrm{Ant} = 1 * \left(\left(8\ \mathrm{cm} - \left(0{,}5 * (3{,}5\ \mathrm{cm} + 0{,}32\ \mathrm{cm})\right)\right) * 1{,}5\ \mathrm{cm}\right)$$

$$\mathrm{Ant} = 9{,}14\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Agv} = \#\mathrm{hileras} * (\mathrm{Lc}' * \mathrm{t})$$

$$\mathrm{Agv} = 1 * (7\ \mathrm{cm} * 1{,}5\ \mathrm{cm})$$

$$\mathrm{Agv} = 10{,}5\ \mathrm{cm}^2$$

$$\mathrm{Rn1} = \left(0{,}6 * 4077\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2} * (7{,}64\ \mathrm{cm}^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2} * (9{,}14\ \mathrm{cm}^2)\right)$$

$$\mathrm{Rn1} = 55952{,}75\ \mathrm{kg}$$

$$\mathrm{Rn2} = \left(0{,}6 * 2530\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2} * (10{,}5\ \mathrm{cm}^2)\right) + \left(1 * 4077\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2} * (9{,}14\ \mathrm{cm}^2)\right)$$

$$\mathrm{Rn2} = 53202{,}78\ \mathrm{kg}$$

$$\mathrm{Rn1} > \mathrm{Rn2} \therefore \mathrm{Rn} = \mathrm{Rn2}$$

$$\mathrm{Rn} = 53202{,}78\ \mathrm{kg}$$

$$\emptyset = 0{,}75$$

$$\emptyset * \mathrm{Rn} = 0{,}75 * 53202{,}78\ \mathrm{kg} = 399902{,}09$$

$$\mathrm{Vu} \leq \emptyset * \mathrm{Rn}$$

$$32600{,}15\ \mathrm{kg} \leq 399902{,}09$$

El procedimiento del cálculo de bloque cortante fue guíado en el libro “Estructuras de acero”, Jack McCorman, Capítulo 3.

16.- Chequeo de placas de continuidad

Las placas o planchas de continuidad son colocadas en el interior de la columna, a continuación de las alas de viga. Tienen por objetivo rigidizar el nudo o unión.

Para este proceso se utilizan las disposiciones de la normativa FEMA-350, capítulo 3. A menos que se demuestre en las pruebas de precalificación que las placas de continuidad no son requeridas. Las conexiones resistentes a momento deben ser provistas con unas placas de continuidad que crucen el alma de la columna cuando el espesor del ala de columna sea menor por uno u otro valor obtenido con las siguientes ecuaciones:

$$\mathrm{tcf} < 0{,}4 * \sqrt{1{,}8 * \mathrm{bf} * \mathrm{tf} * \frac{\mathrm{Fyb} * \mathrm{Ryb}}{\mathrm{Fyc} * \mathrm{Ryc}}}$$

$$\mathrm{tcf} < \frac{\mathrm{bf}}{6}$$

Donde:

tcf: espesor del ala de columna

Fyb: esfuerzo de fluencia de la viga

Fyb: esfuerzo de fluencia de la columna

Ryb: factor de fluencia probable de la viga

Ryc: factor de fluencia probable de la columna

El factor de fluencia probable para vigas y columnas es el mismo ya que los dos elementos están hechos del acero A36.

$$\text{Ryb} = \text{Ryc} = 1{,}30$$

El edificio presenta dos tipos de columnas HEB360 y HEB400 así como una sola clase de viga que es la IPE450. Es necesario hacer el chequeo para toda clase de vigas y columnas.

16.1 Análisis para columna HEB360 y viga IPE450:

$$\text{tcf} = 2{,}25\ \text{cm}$$

$$\text{bf} = 19\ \text{cm}$$

$$\text{tf} = 1{,}46\ \text{cm}$$

$$\text{fy(viga y columna)} = \frac{2530\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$2{,}25\ \text{cm} < 0{,}4 * \sqrt{1{,}8 * 19\ \text{cm} * 1{,}46\ \text{cm} * \frac{2530\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1{,}3}{2530\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1{,}3}}$$

$$2{,}25\ \text{cm} < 2{,}11\ \text{cm}$$

$$2{,}25\ \text{cm} < \frac{19\ \text{cm}}{6}$$

$$2{,}25\ \text{cm} < 3{,}17\ \text{cm}\ \therefore \text{Necesita placas de continuidad}$$

Para uniones de columnas HEB360 e IPE 450, se necesita colocar placas de continuidad.

16.2. Análisis para columna HEB400 y viga IPE450:

$$\text{tcf} = 2{,}40\ \text{cm}$$

$$\text{bf} = 19\ \text{cm}$$

$$\text{tf} = 1{,}46\ \text{cm}$$

$$\text{fy(viga y columna)} = \frac{2530\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$2{,}40\ \text{cm} < 0{,}4 * \sqrt{1{,}8 * 19\ \text{cm} * 1{,}46\ \text{cm} * \frac{2530\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1{,}3}{2530\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1{,}3}}$$

$$2{,}40\ \text{cm} < 2{,}11\ \text{cm}$$

$$2{,}40\ \text{cm} < \frac{19\ \text{cm}}{6}$$

$$2{,}40\ \text{cm} < 3{,}17\ \text{cm}\ \therefore \text{Necesita placas de continuidad}$$

Igualmente, para uniones de columnas HEB400 e IPE 450, se necesita colocar placas de continuidad.

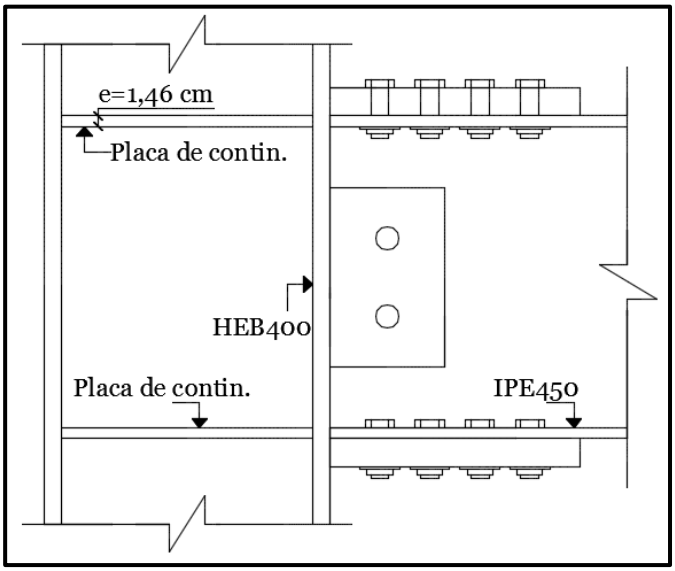
Las placas de continuidad son interiores, y se colocará para dos caras por lo tanto el espesor de estas planchas será el mismo que el de las alas de viga [31].

$$\text{e} = 1{,}46\ \text{cm}$$

Donde:

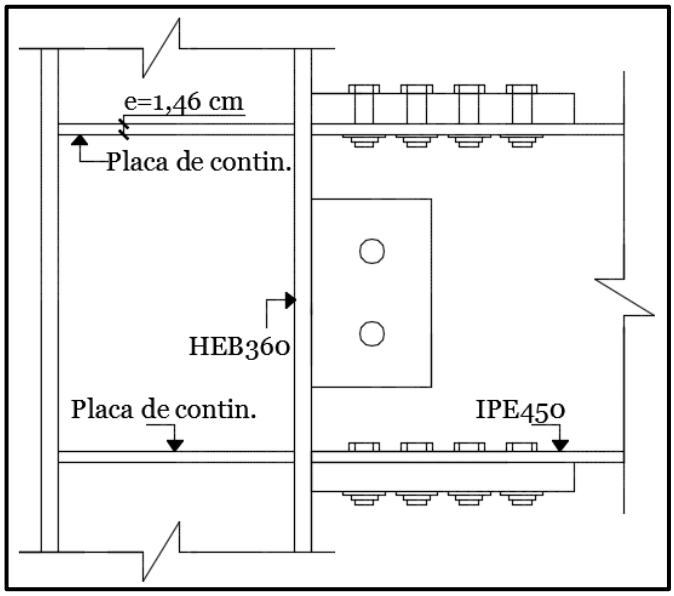
$$\text{e: espesor de las placas de continuidad}$$

Gráfico 88. Vista en corte. Unión viga IPE450- columna HEB400 y placas de continuidad



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, egresado

Gráfico 89. Vista en corte. Unión viga IPE450- columna HEB360 y placas de continuidad



Fuente: Pablo Andrés Vargas Sanguil, egresado

17.- Chequeo zona de panel

Como último paso se debe verificar que la unión viga- columna se mantenga totalmente rígida, y la normativa AISC 360-10, en su capítulo Diseño de conexiones, sección J10 tiene el procedimiento a seguir.

La resistencia nominal en la zona del panel para el estado límite de fluencia en corte (Rn), debe ser calculado de la siguiente manera:

Cuando no se considera deformaciones en la zona del panel:

$$\text{Cuando } Pr \leq 0{,}4 * Pc:$$

$$Rn = 0{,}60 * Fy * dc * tw$$

$$\text{Cuando } Pr > 0{,}4 * Pc:$$

$$Rn = 0{,}60 * Fy * dc * tw * \left(1{,}4 - \frac{Pr}{Pc}\right)$$

$$Pc = Py$$

$$Pc = Py = Fy * Ag$$

Donde:

$$Pr: \text{resistencia a la compresión que se necesita}$$

$$Pc: \text{resistencia axial que se dispone}$$

$$Py: \text{resistencia del elemento en fluencia}$$

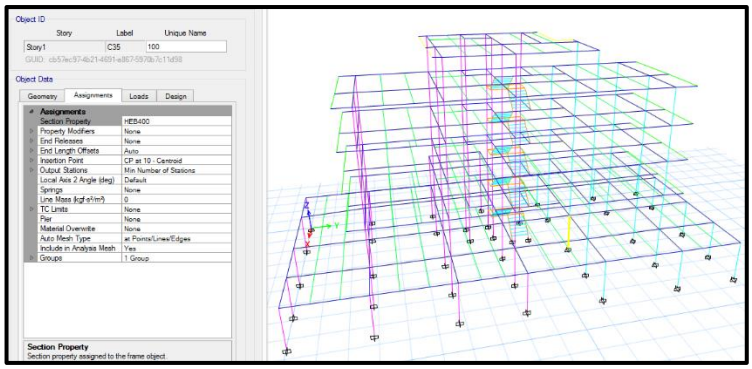
$$dc: \text{peralte de columna}$$

$$tw: \text{espesor del alma de columna}$$

$$\emptyset: \text{factor de reducción}$$

La resistencia axial máxima (Pr) obtenemos del programa que modelamos la estructura.

Tabla 31. Máximas resistencias axiales del piso 1

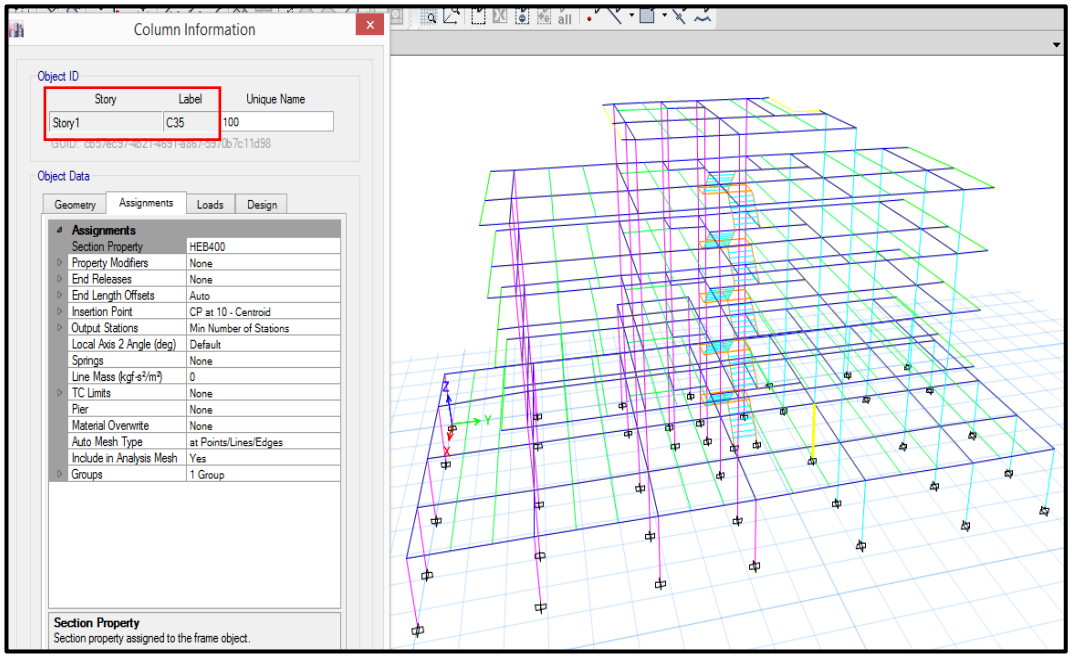


Fuente: Programa estructural Etabs 2016

$$\text{Pr} = 132 \text{ Ton}$$

Se observa en Etabs que la columna con esa determinada solicitación es la C35 y corresponde a una HEB400.

Gráfico 90. Énfasis en la Columna HEB400 que tiene la mayor carga axial



Fuente: Programa estructural Etabs 2016

$$\text{dc} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{espesor del alma de columna: twc} = 1{,}35 \text{ cm}$$

$$\text{ancho del ala de columna: bfc} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{espesor del ala de columna: tfc} = 2{,}4 \text{ cm}$$

$$\text{Ag: área total del elemento}$$

$$\text{Ag} = \left(\text{twc} * (\text{dc} - 2 * \text{tfc})\right) + \left(2 * (\text{bfc} * \text{tfc})\right)$$

$$\text{Ag} = \left(1{,}35 \text{ cm} * (40 \text{ cm} - 2 * 2{,}4 \text{ cm})\right) + \left(2 * (30 \text{ cm} * 2{,}4 \text{ cm})\right)$$

$$\text{Ag} = 191{,}52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pc} = \text{Fy} * \text{Ag}$$

$$\text{Pc} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 191{,}52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pc} = 484545{,}6 \text{ kg}$$

$$\text{Cuando Pr} \leq 0{,}4 * \text{Pc}$$

$$134998{,}7 \text{ kg} \leq 0{,}4 * 484545{,}6 \text{ kg}$$

$$135 \text{ Ton} \leq 193{,}81 \text{ Ton; Entonces:}$$

$$\text{Rn} = 0{,}60 * \text{Fy} * \text{dc} * \text{twc}$$

$$\mathrm{Rn} = 0{,}60 * 2530\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2} * 40\ \mathrm{cm} * 1{,}35\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{Rn} = 81972\ \mathrm{kg}$$

$$\emptyset = 0{,}9$$

$$\emptyset * \mathrm{Rn} = 0{,}9 * 81972\ \mathrm{kg}$$

$$\emptyset * \mathrm{Rn} = 73774{,}8\ \mathrm{kg}$$

$$\mathrm{Vu} \leq \emptyset * \mathrm{Rn}$$

$$32194{,}76\ \mathrm{kg} \leq 73774{,}8\ \mathrm{kg}$$

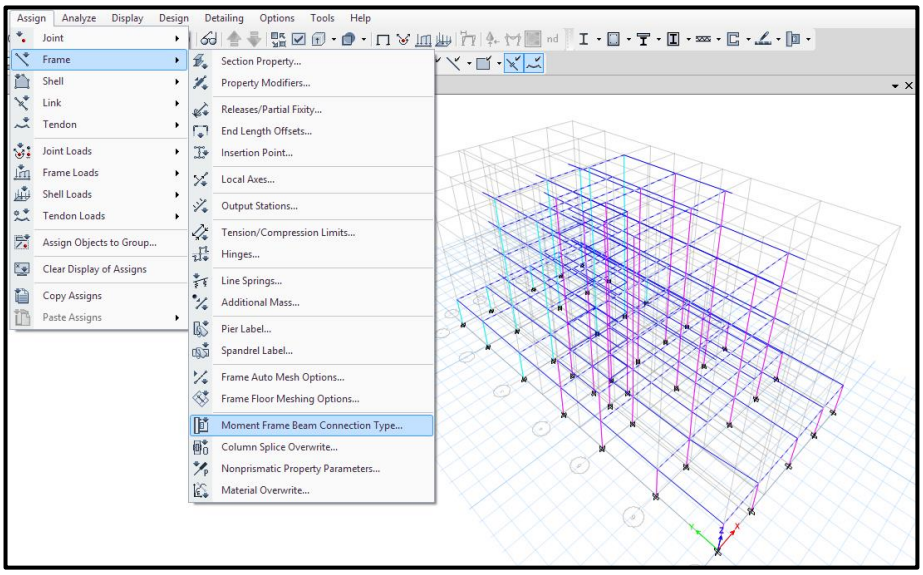
La conexión no necesita reforzamiento en la zona de panel, por lo tanto es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes.

4.2.2.3. Diseño computarizado a través de ETABS 2016 de la conexión precalificada de viga de sección reducida (RBS)

Después de analizar estática y dinámicamente la estructura se modifica algunos datos estructurales, tratando de ser lo más similar a los que se determinó manualmente.

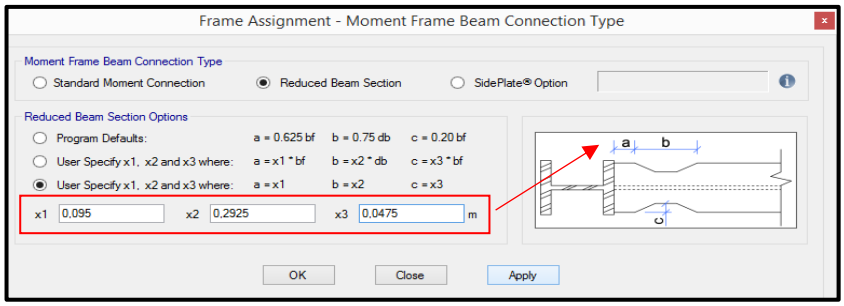
Es así que se marcan todas las vigas IPE450 en dirección al eje X o eje fuerte y se colocan las dimensiones a, b y c:

Gráfico 91. Tipos de conexión a momento en vigas



Fuente: Software estructural Etabs 2016

Gráfico 92. Conexión a momento de viga con sección reducida



Fuente: Software estructural Etabs 2016

Luego se deben asignar las preferencias de diseño.

El programa puede diseñar uniones: viga- viga, viga- columna y/o columna-pedestal. Para este proyecto se diseñará viga-columna.

Lo que se va a ingresar es:

- Material y tamaño de los pernos
- Número de columna de pernos
- Espaciamiento entre columnas de pernos
- Tipo de material de la soldadura
- Espesor y material de la placa de corte

Tabla 33. Conexión viga- columna a corte en el eje mayor (sentido X)

Beam-Beam | Beam-Column | Column-Footing

Beam Column Shear Major Axis

	Item	Value
01	Bolt Types	A490-SC Class B
02	Bolt Size	M27
03	Hole Types	STD
04	Weld Material	E60XX
05	Weld Thickness, [1/16]D (m)	0,18
06	Plate Material	A36
07	Plate Thickness, T (m)	0,015
08	Offset, G (m)	0,0125
09	Length, a (m)	0,0625
10	Length, Leh (m)	0,0375
11	Length, Lev (m)	0,0375
12	Bolt Spacing, S (m)	0,075

Fuente: Software estructural Etabs 2016

Tabla 34. Conexión viga- columna a corte en el eje menor (sentido Y)

Beam-Beam | Beam-Column | Column-Footing

Beam Column Shear Minor Axis

	Item	Value
01	Number of Bolt Column, N	1 column
02	Bolt Column Gap, g (m)	0
03	Use Stiffner	No
04	Bolt Types	A490-SC Class B
05	Bolt Size	M27
06	Hole Types	STD
07	Weld Material	E60XX
08	Weld Thickness, [1/16]D (m)	0,18
09	Plate Material	A36
10	Plate Thickness, T (m)	0,015
11	Offset, G (m)	0,0125
12	Length, a (m)	0,0625

Fuente: Software estructural Etabs 2016

Tabla 35. Conexión viga- columna a momento en el eje mayor (sentido X)

Beam-Beam | Beam-Column | Column-Footing

Beam Column Moment Major Axis

	Item	Value
01	Bolt Types	A490-SC Class B
02	Bolt Size	M27
03	Hole Types	STD
04	Weld Material	E60XX
05	Weld Thickness, [1/16]D (m)	0,18
06	Plate Material	A36
07	Plate Thickness, T (m)	0,015
08	Length, a (m)	0,0625
09	Length, Leh (m)	0,0375
10	Length, Lev (m)	0,0375
11	Bolt Spacing, S (m)	0,075

Fuente: Software estructural Etabs 2016

Tabla 36. Conexión viga- columna a momento en el eje mayor (sentido Y)

Beam-Beam | Beam-Column | Column-Footing

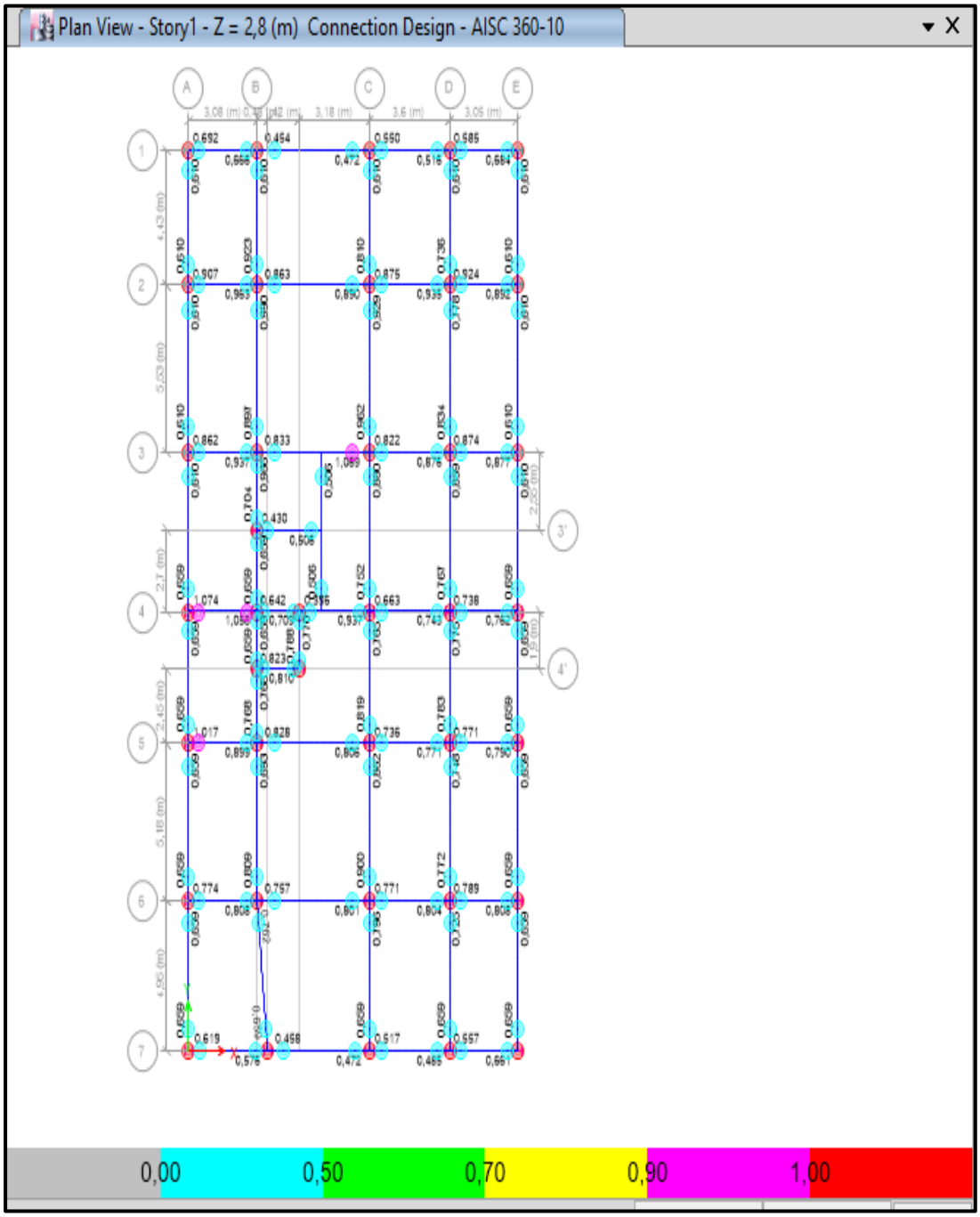
Beam Column Moment Minor Axis

	Item	Value
01	Number of Bolt Column, N	1 column
02	Bolt Column Gap, g (m)	0
03	Use Stiffner	No
04	Bolt Types	A490-SC Class B
05	Bolt Size	M27
06	Hole Types	STD
07	Weld Material	E60XX
08	Weld Thickness, [1/16]D (m)	0,18
09	Plate Material	A36
10	Plate Thickness, T (m)	0,015
11	Length, a (m)	0,0625
12	Length, Leh (m)	0,0375

Fuente: Software estructural Etabs 2016

Se diseña las conexiones y se observa que la relación demanda- capacidad de cada una de ellas cumplan con los requerimientos planteados. Es decir que sea menor a 1.

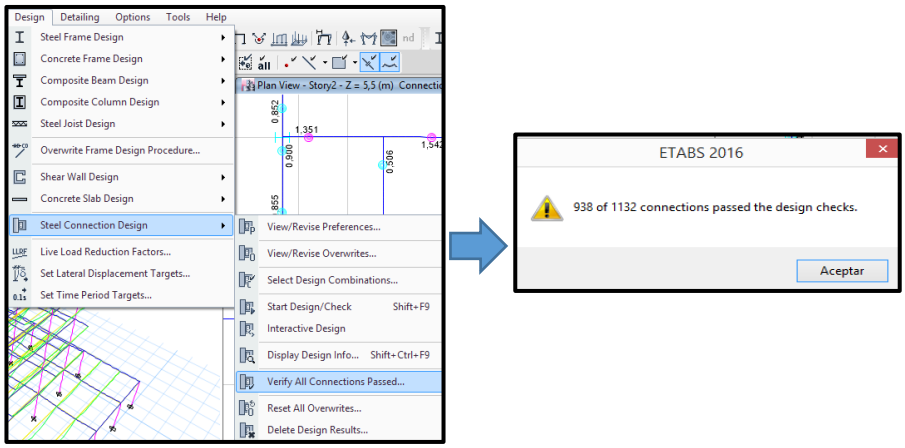
Gráfico 93. Demanda- capacidad de las conexiones



Fuente: Software estructural Etabs 2016

Se comprueba que todas las uniones cumplan lo preestablecido en la siguiente opción:

Gráfico 94. Chequeo del cumplimiento de todas las conexiones

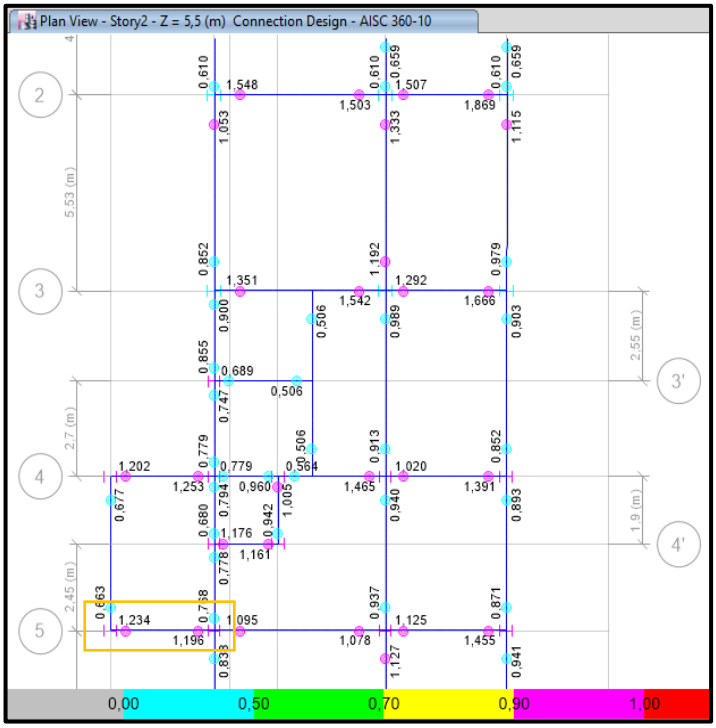


Fuente: Software estructural Etabs 2016

Existen 194 conexiones que superan el límite de tolerancia. Se tiene que chequear cuales son las uniones y sus errores.

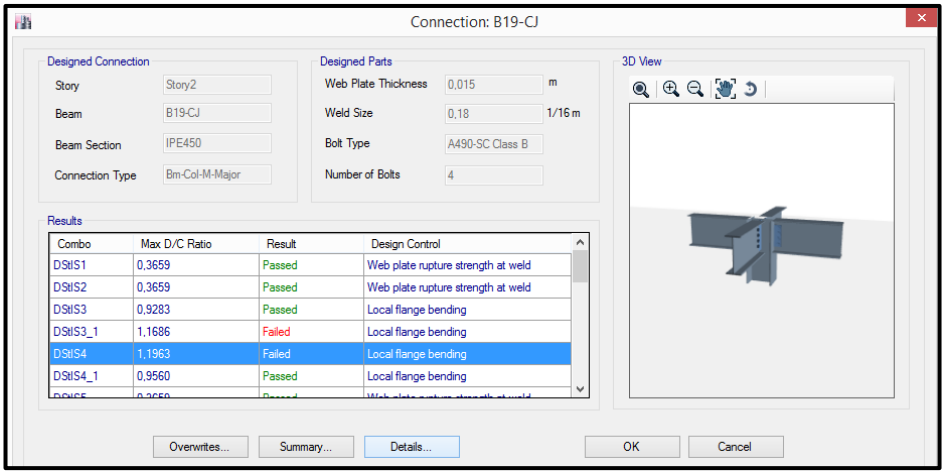
Por ejemplo, en el nivel 5,5 metros existen varias juntas que sobrepasan el límite. Se toma como muestra una de ellas:

Gráfico 95. Demanda capacidad de las conexiones que no cumplen con el diseño



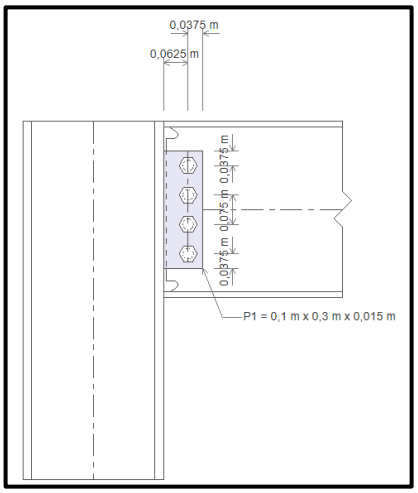
Fuente: Software estructural Etabs 2016

Gráfico 96. Falla de la conexión por pandeo lateral del ala



Fuente: Software estructural Etabs 2016

Gráfico 97. Detalle geométrico de la conexión de placa diseñada a corte



Fuente: Software estructural Etabs 2016

Tabla 37. Detalle analítico de la conexión de placa diseñada a corte

Summary of results

	Design Check Type	D/C Ratio	Result	Reference
1	Slip resistance for serviceability limit state of slip	0,026	Passed	
2	Beam design flexural strength	0,302	Passed	Spec. Eq F13-1
3	Strength of bolt group	0,18	Passed	Pg 7-18 AISC manual
4	Shear yielding of web plate	0,13	Passed	J4-3
5	Shear rupture of web plate	0,187	Passed	J4-4
6	Block shear rupture strength of web plate	0,172	Passed	J4-5
7	Design strength of weld	0,098	Passed	J2-3
8	Web plate rupture strength at weld	0,366	Passed	Manual Eq 9-2
9	Shear yielding of beam web	0,138	Passed	J4-3
10	Shear rupture of beam web	0,16	Passed	J4-4
11	Block shear rupture strength of beam web	0,195	Passed	J4-5
12	Panel zone shear strength	0,628	Passed	AISC 13-Section 2.2.1
13	Local flange bending	1,196	Failed	AISC 13-Section 2.2.2
14	Local web yielding	1,078	Failed	AISC 13-Section 2.2.3
15	Web crippling	0,726	Passed	AISC 13-Section 2.2.3

Material Properties

Beam IPE450	A36	F_y = 36 ksi	F_u = 58 ksi
Column HEB360	A36	F_y = 36 ksi	F_u = 58 ksi
Web Plate	A36	F_y = 36 ksi	F_u = 58 ksi

Fuente: Software estructural Etabs 2016

Gráfico 98. Detalles de la fallas en la conexión de sección de viga reducida

ETABS 2016 16.0.3 License #*1M5Q7AMSLZF5ARN

13 - Local flange bending, Reference (AISC 13 - Section 2.2.2)

$\phi R_n = \phi\ 6.25\ t_f^2\ F_y\ C_f$

$\phi R_n = 0{,}9 \cdot 6.25 \cdot 0{,}5748^2 \cdot 36 \cdot 1$ $\phi R_n = 66{,}91$ kips

$D/C\ Ratio = \frac{R_u}{\phi R_n}$ $D/C\ Ratio = \frac{80{,}04}{66{,}91}$ $D/C\ Ratio = 1{,}2$

Stiffners are required in the flange of column to resist tensile flange force

14 - Local web yielding, Reference (AISC 13 - Section 2.2.3)

$N = t_f$

$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$ $R_u = \frac{1372{,}03}{17{,}72 - 0{,}5748}$ $R_u = 80{,}04$ kips

$\phi R_n = \phi\ (5K + N)\ F_y\ t_w$

$\phi R_n = 1\ (5 \cdot 1 + 0{,}5748)\ 36 \cdot 0{,}37008$ $\phi R_n = 74{,}27$ kips

$D/C\ Ratio = \frac{R_u}{\phi R_n}$ $D/C\ Ratio = \frac{80{,}04}{74{,}27}$ $D/C\ Ratio = 1{,}08$

Stiffners are required in the coulum web to resist tensile flange force

Fuente: Software estructural Etabs 2016

El software señala que la falla en general de las conexiones, se produce por pandeo en las alas de columnas, como consecuencia se requiere reforzar el alma de columna o colocar placas de continuidad. No se tiene una opción en Etabs 2016 para rigidizar el nudo y reforzar lo que se solicita, pero el cálculo se lo puede hacer manualmente, guiados en la norma AISC 34-10 y 360-10.

4.2.2.4. Diseño computarizado de las 2 conexiones precalificadas, a través de un software estructural especializado en uniones metálicas

4.2.2.4.1. Recopilación de datos

En este software es necesario colocar las cargas últimas obtenidas en la estabilización de la estructura a través del programa Etabs 2016.

Se diseñará lo más semejante posible al cálculo manual, escogiendo los cortantes, momentos y cargas axiales más críticos de las vigas de ejes 3 B-C y C-D, ya que dichos vanos tienen mayor dimensión y por ende se utilizó también para la determinación manualmente de las diferentes cargas.

Tabla 38. Cortante máximo de la viga 3 C-D por cargas últimas

1	E: Beam Forces													
2	Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
3					m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m	
4	Story2	B8	201	DStlS3 Max	3,4	0	15,8068	0	0,0003	0	-18,796	201	3,4	
5	Story2	B8	201	1,2*D+L+SX Max	3,4	0	15,518	0	0,0003	0	-18,557	201	3,4	
6	Story2	B8	201	ENVOLVENTE Max	3,4	0	15,518	0	0,0004	0	16,5378	201	3,4	
7	Story3	B8	234	DStlS3 Max	3,4	0	15,3752	0	0,0003	0	-18,296	234	3,4	
8	Story3	B8	234	1,2*D+L+SX Max	3,4	0	15,0604	0	0,0003	0	-18,015	234	3,4	
9	Story3	B8	234	ENVOLVENTE Max	3,4	0	15,0604	0	0,0004	0	14,5219	234	3,4	

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$V2_{3\ C-D} = 15{,}81 \text{ Ton}$$

Tabla 39. Cortante máximo de la viga 3 B-C por cargas últimas

1	E: Beam Forces													
2	Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
3					m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m	
22	Story2	B55	231	DStlS3 Max	4,88	0	14,0557	0	-0,0046	0	-17,343	231-2	1,98	
23	Story2	B8	201	DStlS11 Max	2,9429	0	13,933	0	0,0004	0	10,4604	201	2,9429	
24	Story2	B8	201	DStlS3 Max	2,4857	0	13,9191	0	0,0003	0	-7,2785	201	2,4857	
25	Story2	B8	201	0,9*D+SX Max	3,4	0	13,7964	0	0,0002	0	-17,077	201	3,4	
26	Story2	B8	201	1,2*D+L+SX Max	2,4857	0	13,7502	0	0,0003	0	-7,248	201	2,4857	
27	Story2	B8	201	ENVOLVENTE Max	2,4857	0	13,7502	0	0,0004	0	8,183	201	2,4857	

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$V2_{3\ B-C} = 14{,}06 \text{ Ton}$$

Tabla 40. Momento máximo de la viga 3 C-D por cargas últimas

1	E: Beam Forces													
2	Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
3					m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m	
4	Story2	B8	201	DStlS3 Max	0,2	0	9,1997	0	0,0003	0	17,437	201	0,2	
5	Story2	B8	201	ENVOLVENTE Max	0,2	0	10,0183	0	0,0004	0	17,4244	201	0,2	
6	Story2	B8	201	1,2*D+L+SX Max	0,2	0	9,3307	0	0,0003	0	17,4244	201	0,2	
7	Story2	B8	201	0,9*D+SX Max	0,2	0	10,0183	0	0,0002	0	17,2497	201	0,2	
8	Story2	B8	201	DStlS7 Max	0,2	0	10,1493	0	0,0002	0	17,2371	201	0,2	
9	Story2	B8	201	ESPECX Max	3,4	0	10,2674	0	0,0002	0	17,1402	201	3,4	

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$M3_{3\ C-D} = 17{,}44\ \text{Ton} - \text{m}$$

Tabla 41. Momento máximo de la viga 3 B-C por cargas últimas

1	E: Beam Forces													
2	Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
3					m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m	
22	Story2	B55	231	DStlS3 Max	4,88	0	14,0557	0	-0,0046	0	-17,343	231-2	1,98	
23	Story2	B8	201	DStlS11 Max	2,9429	0	13,933	0	0,0004	0	10,4604	201	2,9429	
24	Story2	B8	201	DStlS3 Max	2,4857	0	13,9191	0	0,0003	0	-7,2785	201	2,4857	
25	Story2	B8	201	0,9*D+SX Max	3,4	0	13,7964	0	0,0002	0	-17,077	201	3,4	
26	Story2	B8	201	1,2*D+L+SX Max	2,4857	0	13,7502	0	0,0003	0	-7,248	201	2,4857	
27	Story2	B8	201	ENVOLVENTE Max	2,4857	0	13,7502	0	0,0004	0	8,183	201	2,4857	

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$M3_{3\ C-D} = 17{,}34\ \text{Ton} - \text{m}$$

Para la toma de datos en el ETABS, la columna perteneciente a ese nudo es la C3 del piso 1. Se debe determinar los mayores valores de carga axial (P), cortante (V2) y momento (M3):

Tabla 42. Máxima carga axial de la columna C3

1	: Column Forces													
2	Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
3	Story1	C35	100	DStlS4 Min	0	-132,0163	-3,9247	-0,85	-0,0003	-0,7574	-9,2824	100	0	
4	Story1	C35	100	DStlS4 Min	1,175	-131,7787	-3,9247	-0,85	-0,0003	0,2203	-4,8866	100	1,175	
5	Story1	C35	100	DStlS4 Min	2,35	-131,5411	-3,9247	-0,85	-0,0003	1,1841	-0,4326	100	2,35	
6	Story1	C35	100	DStlS11 Min	0	-131,1857	-3,2949	-1,7712	-0,0005	-2,1113	-7,9096	100	0	
7	Story1	C35	100	DStlS11 Min	1,175	-130,9481	-3,2949	-1,7712	-0,0005	-0,0248	-4,3667	100	1,175	
8	Story1	C35	100	DStlS11 Min	2,35	-130,7106	-3,2949	-1,7712	-0,0005	-0,0015	-3,0587	100	2,35	

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$P = 132{,}02\ \text{Ton}$$

Tabla 43. Máximo cortante de la columna C3

1	Column Forces													
2	Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
3					m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m	
4	Story1	C35	100	DStlS3 Max	0	-113,513	5,3174	-0,6071	0,0003	-0,5387	10,5392	100	0	
5	Story1	C35	100	DStlS3 Max	1,175	-113,275	5,3174	-0,6071	0,0003	0,2198	4,4996	100	1,175	
6	Story1	C35	100	DStlS3 Max	2,35	-113,038	5,3174	-0,6071	0,0003	0,9645	-1,5935	100	2,35	
7	Story1	C35	100	1,2*D+L+SX Max	0	-105,959	5,2732	-0,5584	0,0003	-0,4952	10,4992	100	0	
8	Story1	C35	100	1,2*D+L+SX Max	1,175	-105,74	5,2732	-0,5584	0,0003	0,2053	4,5119	100	1,175	
9	Story1	C35	100	1,2*D+L+SX Max	2,35	-105,52	5,2732	-0,5584	0,0003	0,8929	-1,5292	100	2,35	

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$V2 = 5{,}32 \text{ Ton}$$

Tabla 44. Máximo momento de la columna C3

2	Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
3					m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m	
4	Story1	C35	100	DStlS3 Max	0	-113,513	5,3174	-0,6071	0,0003	-0,5387	10,5392	100	0	
5	Story1	C35	100	1,2*D+L+SX Max	0	-105,959	5,2732	-0,5584	0,0003	-0,4952	10,4992	100	0	
6	Story1	C35	100	ENVOLVENTE Max	0	-58,7334	5,2732	4,6519	0,0003	6,9058	10,4992	100	0	
7	Story1	C35	100	0,9*D+SX Max	0	-58,7334	5,0189	-0,3165	0,0003	-0,2819	10,2704	100	0	
8	Story1	C35	100	DStlS7 Max	0	-51,1795	4,9747	-0,2679	0,0003	-0,2384	10,2304	100	0	

Fuente: Software estructural Etabs 2016

$$M3 = 10{,}54 \text{ Ton} - \text{m}$$

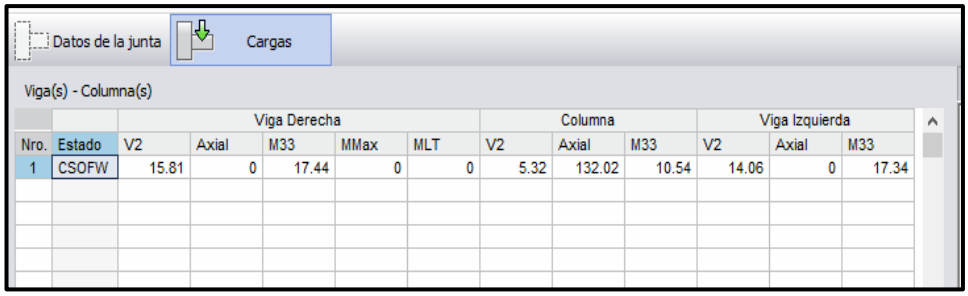
Tabla 45. Resumen de esfuerzos producidos en vigas y columna

Momentos, cortantes y carga axial en vigas y columnas							
	Viga derecha (3 C-D)		Viga Izquierda (3 B-C)		Columna (C3)		
Unidades	V2	M3	V2	M3	Axial	V2	M3
Ton y Ton-m	15,81	17,44	14,06	17,34	132,02	5,32	10,54

Fuente: Software estructural Etabs 2016

Estos datos colocamos para las dos uniones metálicas.

Tabla 46. Ingreso de cortantes, momentos y carga axial al software

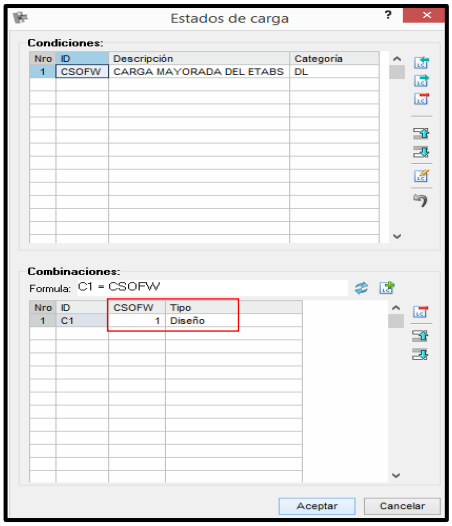


		Viga Derecha					Columna			Viga Izquierda		
Nro.	Estado	V2	Axial	M33	MMax	MLT	V2	Axial	M33	V2	Axial	M33
1	CSOFW	15.81	0	17.44	0	0	5.32	132.02	10.54	14.06	0	17.34

Fuente: Software estructural especializado

Las cargas que se introducen son de diseño ya que son resultado de una combinación colocada en Etabs 2016. Por lo que en el programa se deberá introducir un factor de mayoración igual a 1.

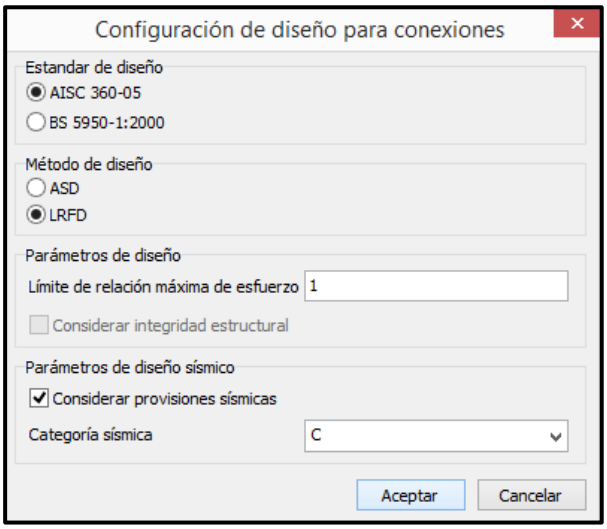
Tabla 47. Mayoración de cargas importadas del Etabs 16



Fuente: Software estructural especializado

Se escoge la normativa y el método de diseño con el que se va a realizar las conexiones, el cual es AISC360-05 usando el Diseño en Base a Factores de Carga y resistencia (LRFD).

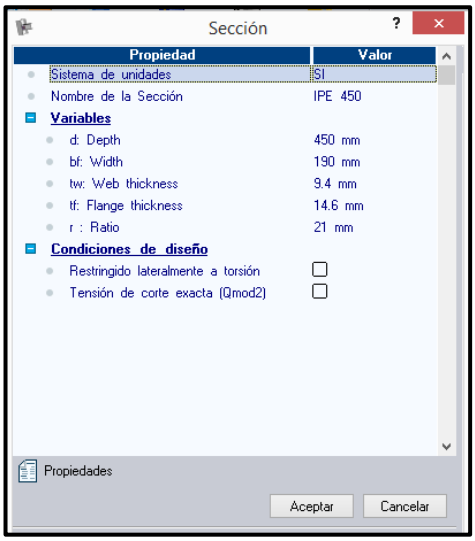
Gráfico 99. Configuraciones para el diseño



Fuente: Software estructural especializado

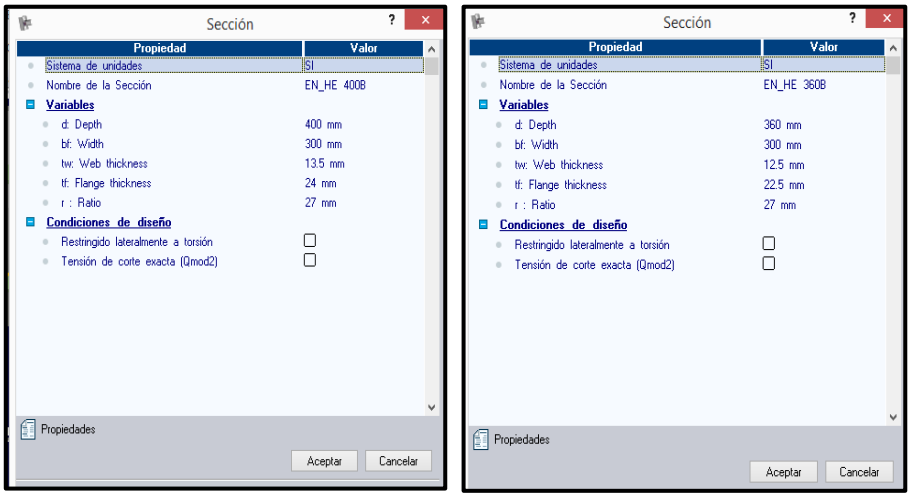
Las dimensiones de los elementos estructurales IPE y HEB pertenecen a nomenclatura utilizada por los países europeos siendo idénticos a los que se ocupó en los anteriores cálculos manuales y a través de Etabs 2016.

Gráfico 100. Dimensiones de viga IPE450



Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 101. Dimensiones de columnas HEB400 y HEB360

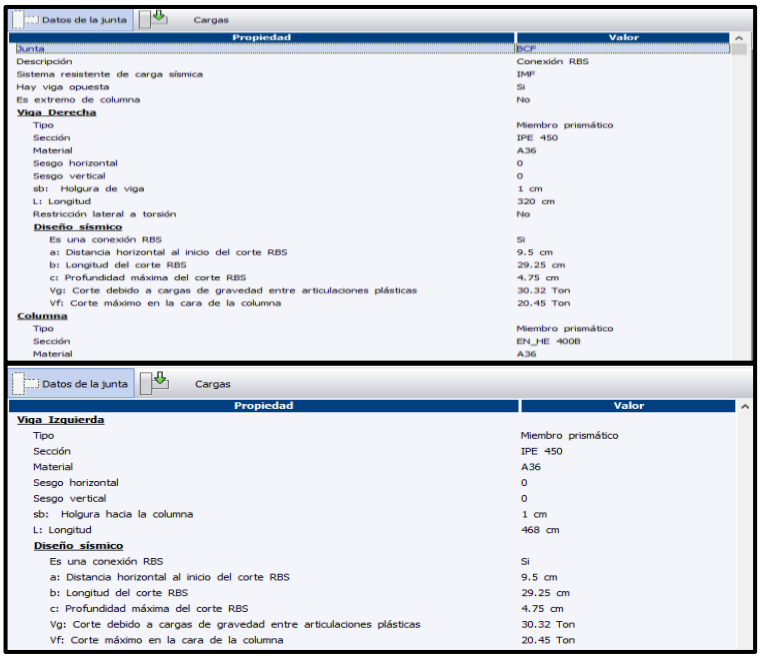


Fuente: Software estructural especializado

4.2.2.4.2. Diseño de la conexión de viga de sección reducida (RBS)

Para realizar un análisis sísmico y de precalificación el programa requiere datos como la carga que actúa en las rótulas plásticas, el esfuerzo a corte máximo esperado en la cara de columna, longitud de vanos y dimensiones de las secciones a, b, y c de la de viga reducida.

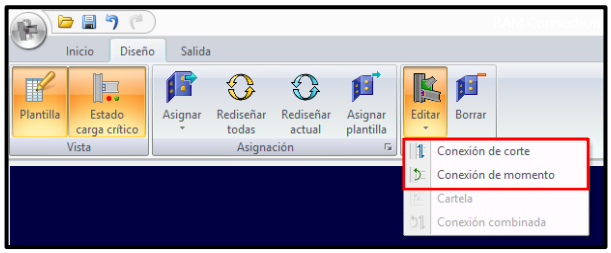
Gráfico 102. Ingreso de datos de la conexión



Fuente: Software estructural especializado

La conexión es diseñada a momento mediante la soldadura de las alas de viga hacia el ala de columna, y a corte por medio de una placa que es empernada en el alma de viga y soldada al ala de columna. Es así que se tiene dos tipos de diseño:

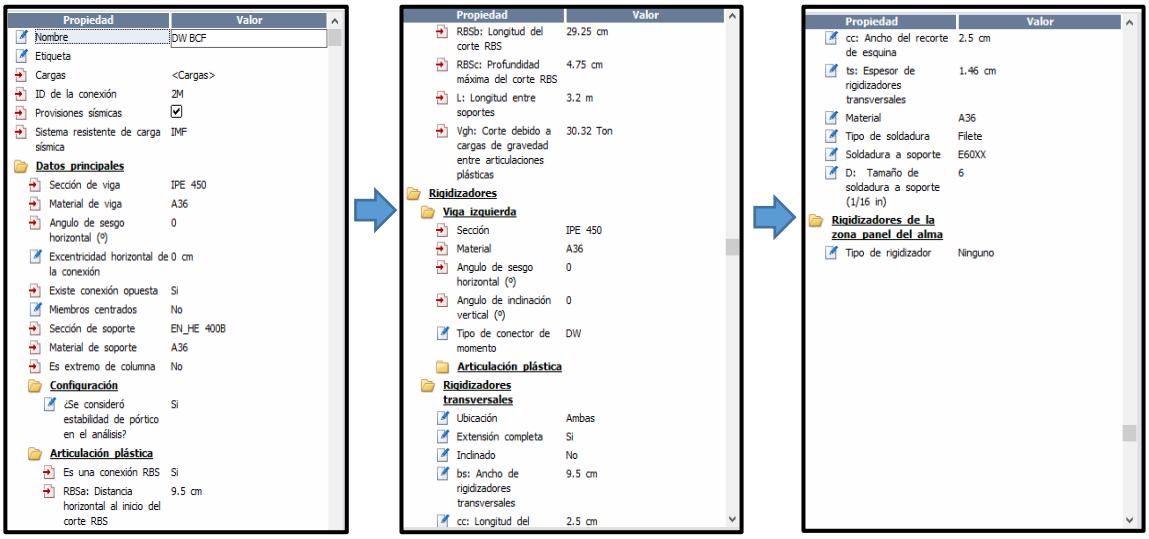
Gráfico 103. Opciones del tipo de uniones que se puede realizar



Fuente: Software estructural especializado

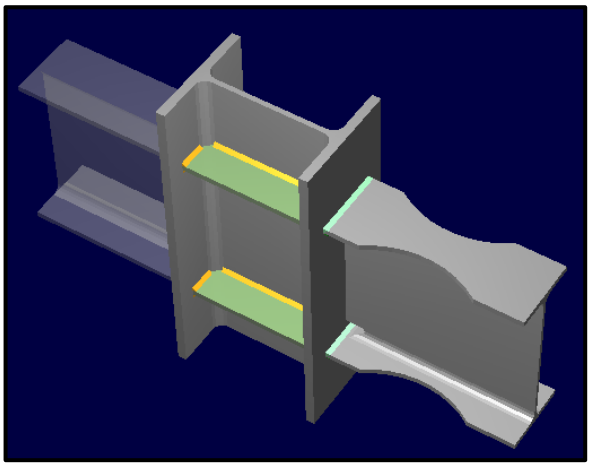
4.2.2.4.2.1. Diseño a momento de la conexión "RBS"

Gráfico 104. Datos de diseño ingresados al programa



Fuente: Software estructural especializado

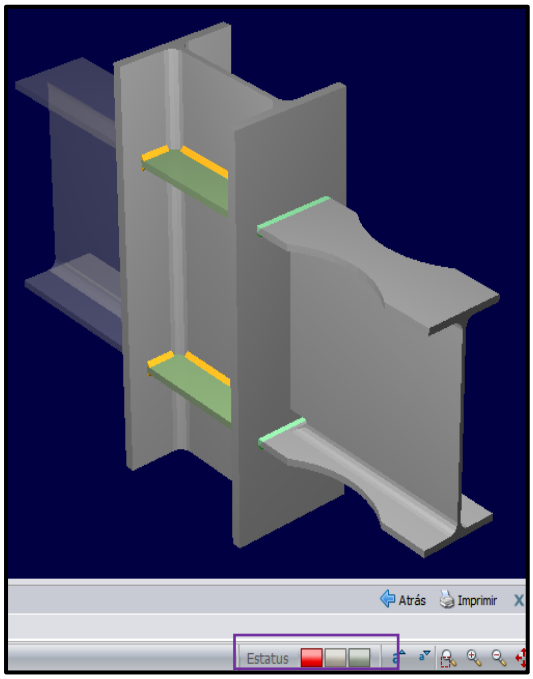
Gráfico 105. Vista en 3D de la conexión "RBS" a momento



Fuente: Software estructural especializado

Para que la conexión tenga un excelente desempeño, deberá cumplir las recomendaciones de diseño y las demandas de capacidad. De esta manera se marcará de color verde el "estatus" como símbolo de aprobación, rojo si existe algún elemento que impida que desarrolle su mayor rendimiento y anaranjado si no cumple ciertos parámetros básicos.

Gráfico 106. Análisis de la unión a momento



Fuente: Software estructural especializado

La junta no está cumpliendo algún requisito de diseño. En la opción de resultados se puede ver que elemento está fallando en los momentos de viga y columna:

Gráfico 107. Resultados finales de la conexión de viga de sección reducida

Bentley Hewlett-Packard

Fecha Actual: 29/06/2017 21:32
Sistema de unidades: Métrico
Nombre del archivo: C:\Users\ADMIN-MINEDUC\Desktop\UTA PRESENTACIÓN TESIS\tesis conexiones.cnx\

Conexiones Metálicas

Reporte detallado

Nombre de la conexión : **DW BCF**
ID de la conexión : **2M**
Norma de diseño : **AISC 360-2005 LRFD**

Familia : Alas directamente soldadas (DW)
Tipo : Viga - Ala de columna (BCF)
Descripción : Conexión RBS

CARGAS

Miembros	Carga	Tipo	V2 [Ton]	V3 [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	Axial [Ton]
Columna	2M - CS...	Diseño	5.32	--	--	--	132.02
	2M - C1	Diseño	5.32	--	--	--	132.02
Viga derecha	2M - CS...	Diseño	--	--	17.44	--	--
	2M - C1	Diseño	--	--	17.44	--	--
Viga Izquierda	2M - CS...	Diseño	--	--	17.34	--	--
	2M - C1	Diseño	--	--	17.34	--	--

Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 108. Resultados finales de la conexión a momento de viga de sección reducida

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
Rigidizadores transversales						
Longitud	[cm]	35.20	17.60	--	✔	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	9.50	5.66	--	✔	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.46	0.73	--	✔	Sec. J10.8
Tamaño de soldadura	[1/16in]	6	5	--	✔	DG 13 Eq. 4.3-6

REQUERIMIENTOS DE PRECALIFICACIÓN SÍSMICA (ANSI / AISC 358-05)

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
Sección de viga reducida (RBS)					
Distancia horizontal al inicio del corte RBS (a)	[cm]	9.50	9.50	14.25	✔
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	29.25	29.25	38.25	✔
Profundidad máxima del corte RBS (c)	[cm]	4.75	1.90	4.75	✔
Peso de la viga	[Ton/m]	0.08	--	0.45	✔
Soporte					

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
Viga			
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 5...	✔
Soporte			
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 5...	✔

Zona de protección a partir de la cara de la columna = 38.75 [cm]

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Relación	Referencias
Soporte						
Pandeo a compresión del alma	[Ton]	194.08	39.83	2M - C1	0.21	Eq. J10-8
Corte de panel en el alma	[Ton]	99.50	5.09	2M - C1	0.05	Sec. J10-6, Eq. J10-11
Soporte - lado izquierdo						
Flexión local de alas inferior	[Ton]	142.85	39.83	2M - C1	0.28	Eq. J10-1
Fluencia local del alma	[Ton]	143.85	39.83	2M - C1	0.28	Eq. J10-2
Soporte - lado derecho						
Flexión local de alas inferior	[Ton]	142.85	40.06	2M - C1	0.28	Eq. J10-1
Fluencia local del alma	[Ton]	143.85	40.06	2M - C1	0.28	Eq. J10-2
Rigidizadores transversales - superior						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	51.73	0.00	2M - C1	0.00	Eq. D2-1
Resistencia a compresión	[Ton]	44.30	0.00	2M - C1	0.00	Eq. J4-6
Resistencia de la soldadura al ala	[Ton]	57.13	0.00	2M - C1	0.00	Eq. J2-4
Resistencia de la soldadura al alma	[Ton]	87.80	0.00	2M - C1	0.00	Eq. J2-4
Rigidizadores transversales - inferior						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	51.73	0.00	2M - C1	0.00	Eq. D2-1
Resistencia a compresión	[Ton]	44.30	0.00	2M - C1	0.00	Eq. J4-6
Resistencia de la soldadura al ala	[Ton]	57.13	0.00	2M - C1	0.00	Eq. J2-4
Resistencia de la soldadura al alma	[Ton]	87.80	0.00	2M - C1	0.00	Eq. J2-4
Cargas sísmicas						
Mf vs. Mpe en cara de columna	[Ton*m]	62.77	65.08	2M - C1	1.04	AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6, AISC 358-05 Eq. 5.8-7
Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	47.81				
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	79.39				
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	71.58				
Mf: Momento probable máximo en cara de columna	[Ton*m]	65.08				
Mpe: Momento plástico máximo de la viga	[Ton*m]	62.77				
Relación de resistencia crítica	**1.04**					

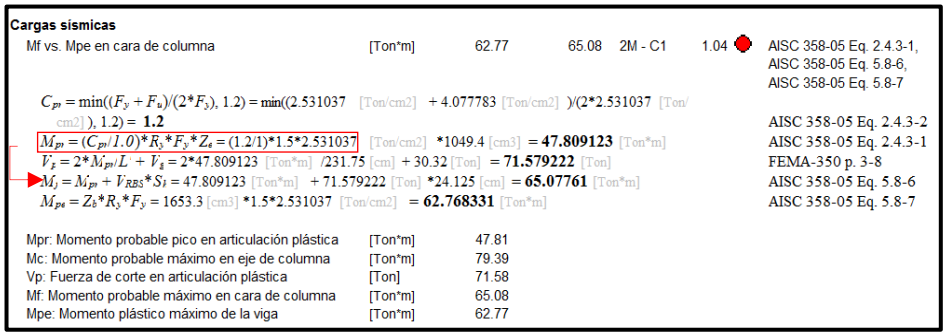
Fuente: Software estructural especializado

La unión cumple perfectamente los requerimientos de diseño para pandeo en compresión y esfuerzo de corte en el alma de viga con una relación de demanda/capacidad de apenas 0,21. Así mismo el esfuerzo a flexión de las alas llegan al 0,28.

Sólo en el tema de cargas sísmicas se puede evidenciar que la demanda excede a la capacidad en un 4%, ya que existe mayor solicitación a momento en la cara de columna (Mf) que en el de viga (Mpe).

La filosofía sismorresitente tiene el criterio de columna fuerte-viga débil y para un mejor desempeño de la conexión se puede disminuir la sección de viga, con el fin de tener mayor momento en la zona recortada del elemento horizontal, o a su vez, aumentar el área de columna sustituyendo por otro perfil. Este cambio de elementos implicaría partir desde el inicio el análisis.

Gráfico 109. Resultados de demanda- capacidad de las cargas sísmicas



Cargas sismicas

Mf vs. Mpe en cara de columna	[Ton*m]	62.77	65.08	2M - C1	1.04	AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6, AISC 358-05 Eq. 5.8-7

$C_{pr} = \min((F_y + F_u)/(2*F_y), 1.2) = \min((2.531037$ [Ton/cm2] $+ 4.077783$ [Ton/cm2] $)/(2*2.531037$ [Ton/cm2] $), 1.2) =$ **1.2** — AISC 358-05 Eq. 2.4.3-2

$M_{pr} = (C_{pr}/1.0)*R_y*F_y*Z_e = (1.2/1)*1.5*2.531037$ [Ton/cm2] $*1049.4$ [cm3] $=$ **47.809123** [Ton*m] — AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1

$V_g = 2*M_{pr}/L + V_g = 2*47.809123$ [Ton*m] $/231.75$ [cm] $+ 30.32$ [Ton] $=$ **71.579222** [Ton] — FEMA-350 p. 3-8

$M_f = M_{pr} + V_{RBS}*S_f = 47.809123$ [Ton*m] $+ 71.579222$ [Ton] $*24.125$ [cm] $=$ **65.07761** [Ton*m] — AISC 358-05 Eq. 5.8-6

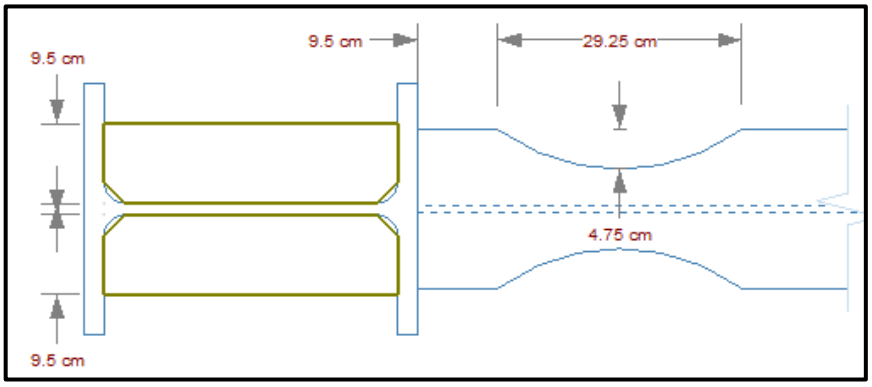
$M_{pe} = Z_b*R_y*F_y = 1653.3$ [cm3] $*1.5*2.531037$ [Ton/cm2] $=$ **62.768331** [Ton*m] — AISC 358-05 Eq. 5.8-7

Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	47.81
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	79.39
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	71.58
Mf: Momento probable máximo en cara de columna	[Ton*m]	65.08
Mpe: Momento plástico máximo de la viga	[Ton*m]	62.77

Fuente: Software estructural especializado

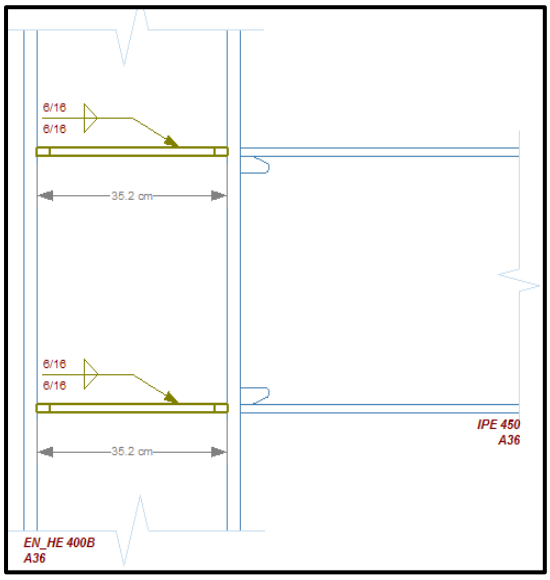
Así mismo, al tener un error mínimo en un solo cálculo se puede obviar y dar por aprobado la unión, toda vez que los demás chequeos cumplen perfectamente los requerimientos y no es justificable sobre dimensionar los elementos para un solo análisis, teniendo en cuenta que la sobredemanda es mínima.

Gráfico 110. Detalles de la conexión a momento. Vista superior- sin escala



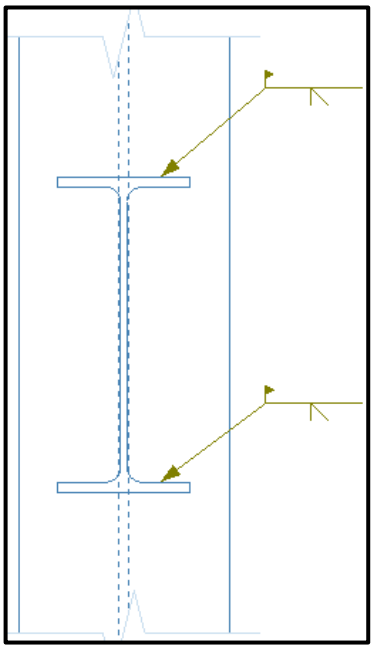
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 111. Detalles de la conexión a momento. Vista lateral- sin escala



Fuente: Software estructural especializado

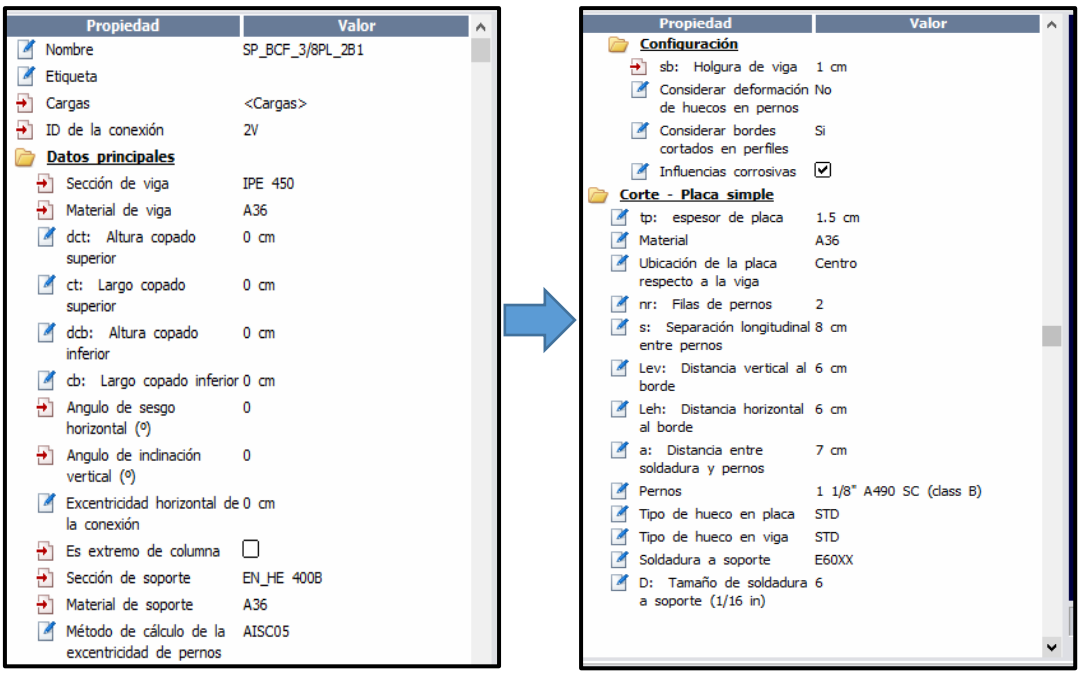
Gráfico 112. Detalles de la conexión a momento. Vista frontal- sin escala



Fuente: Software estructural especializado

4.2.2.4.2.2. Diseño a corte de la conexión “RBS”

Gráfico 113. Datos de diseño ingresados al programa

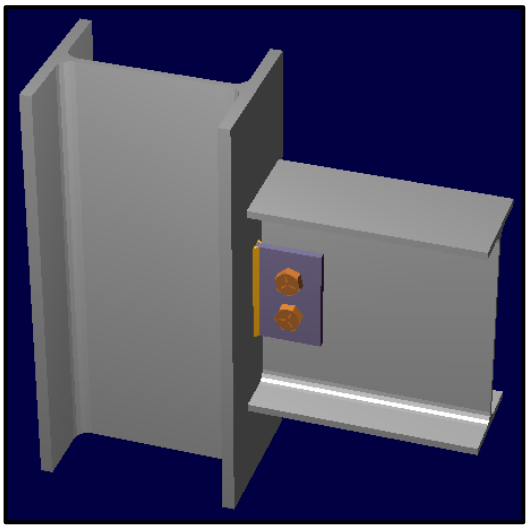


Propiedad	Valor
Nombre	SP_BCF_3/8PL_2B1
Etiqueta	
Cargas	<Cargas>
ID de la conexión	2V
Datos principales	
Sección de viga	IPE 450
Material de viga	A36
dct: Altura copado superior	0 cm
ct: Largo copado superior	0 cm
dcb: Altura copado inferior	0 cm
cb: Largo copado inferior	0 cm
Angulo de sesgo horizontal (º)	0
Angulo de inclinación vertical (º)	0
Excentricidad horizontal de la conexión	0 cm
Es extremo de columna	☐
Sección de soporte	EN_HE 400B
Material de soporte	A36
Método de cálculo de la excentricidad de pernos	AISC05

Propiedad	Valor
Configuración	
sb: Holgura de viga	1 cm
Considerar deformación de huecos en pernos	No
Considerar bordes cortados en perfiles	Si
Influencias corrosivas	☑
Corte - Placa simple	
tp: espesor de placa	1.5 cm
Material	A36
Ubicación de la placa respecto a la viga	Centro
nr: Filas de pernos	2
s: Separación longitudinal entre pernos	8 cm
Lev: Distancia vertical al borde	6 cm
Leh: Distancia horizontal al borde	6 cm
a: Distancia entre soldadura y pernos	7 cm
Pernos	1 1/8" A490 SC (class B)
Tipo de hueco en placa	STD
Tipo de hueco en viga	STD
Soldadura a soporte	E60XX
D: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in)	6

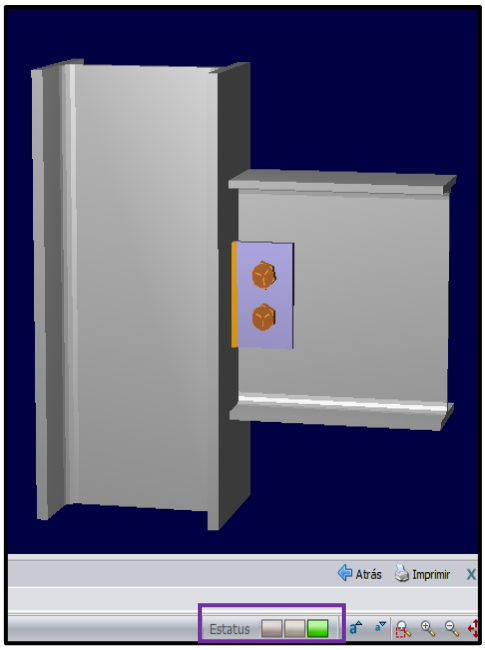
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 114. Vista en 3D de la conexión “RBS” a corte



Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 115. Análisis de la unión a momento



Fuente: Software estructural especializado

La junta cumple todos los requerimientos de diseño. En la opción de "resultados" se puede ver que la conexión está rindiendo perfectamente, teniendo una relación de resistencia crítica de 0,41.

Gráfico 116. Resultados finales de la conexión a corte de viga de sección reducida

Bentley Hewlett-Packard

Fecha Actual: 29/06/2017 23:35
Sistema de unidades: Métrico
Nombre del archivo: C:\Users\ADMIN-MINEDUC\Desktop\UTA PRESENTACIÓN TESIS\tesis conexiones.cm\

Conexiones Metálicas

Reporte detallado

Nombre de la conexión	:	SP_BCF_3/8PL_2B1
ID de la conexión	:	2V
Norma de diseño	:	AISC 360-2005 LRFD

Familia	:	Placa simple (SP)
Tipo	:	Viga - Ala de columna (BCF)
Descripción	:	Conexión RBS

CARGAS

Miembros	Carga	Tipo	V2 [Ton]	V3 [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	Axial [Ton]
Viga	2V - CS...	Diseño	15.51	--	--	--	--
	2V - C1	Diseño	15.51	--	--	--	--
Columna	2V - CS...	Diseño	--	--	10.54	--	132.02
	2V - C1	Diseño	--	--	10.54	--	132.02

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
Placa de corte						
Longitud	[cm]	20.00	18.94	37.88	✓	p. 10-104
Espesor	[cm]	1.50	--	1.59	✓	p. 10-102
Distancia vertical al borde	[cm]	6.00	5.08	--	✓	Tables J3.4, J3.5

Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 117. Resultados finales de la conexión a corte de viga de sección reducida

Distancia horizontal al borde	[cm]	6.00	5.71	--	✓	p. 10-102
Separación vertical entre pernos	[cm]	8.00	7.62	13.16	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Viga						
Distancia vertical al borde	[cm]	18.50	5.08	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	6.00	5.71	--	✓	p. 10-102
Soporte						
Tamaño de soldadura	[1/16in]	6	6	--	✓	p. 10-101

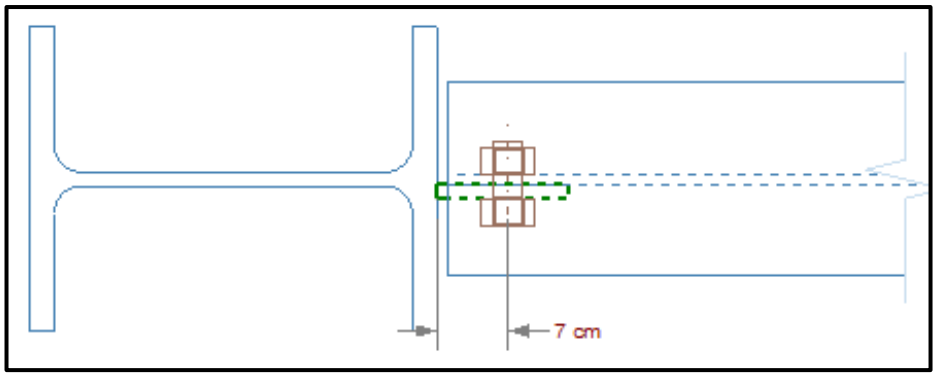
VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Relación	Referencias
Placa de corte						
Corte en los pernos	[Ton]	41.00	15.51	2V - C1	0.38	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	65.20	15.51	2V - C1	0.24	Eq. J3-6
Corte en fluencia	[Ton]	45.56	15.51	2V - C1	0.34	Eq. J4-3
Corte a rotura	[Ton]	37.57	15.51	2V - C1	0.41	Eq. J4-4
Bloque de corte	[Ton]	44.16	15.51	2V - C1	0.35	Eq. J4-5
Placa (lado del soporte)						
Resistencia de la soldadura	[Ton]	51.14	15.51	2V - C1	0.30	p. 9-5, Tables J8-4 .. J8-11
Viga						
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	46.14	15.51	2V - C1	0.34	Eq. J3-6
Corte en fluencia	[Ton]	64.24	15.51	2V - C1	0.24	Eq. J4-3
Corte a rotura	[Ton]	66.67	15.51	2V - C1	0.23	Eq. J4-4
Soporte						
Relación de resistencia crítica	**0.41**					

Fuente: Software estructural especializado

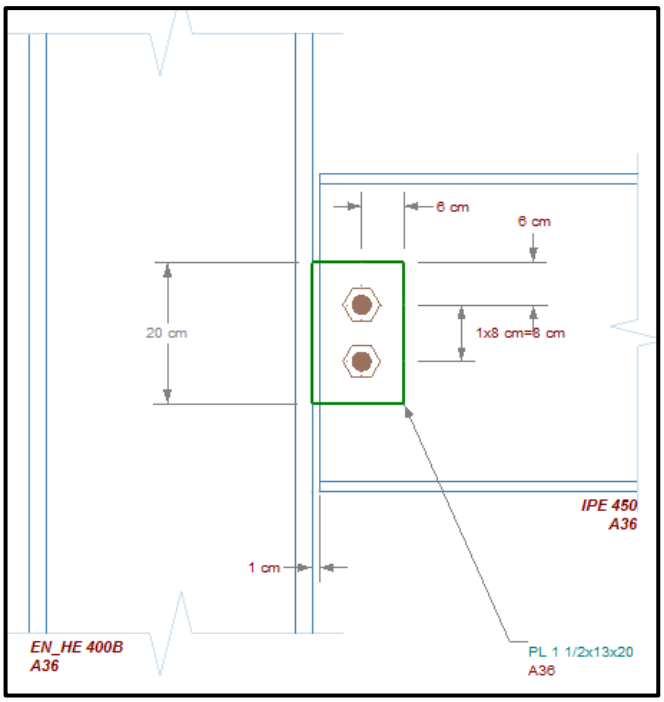
Si es que la relación de resistencia crítica excediera la unidad, se debería ir chequeando cada ítem de análisis, en donde el software marca en rojo los valores críticos. Con frecuencia se suele dar mayor área efectiva y neta a la placa de corte, incrementándola su espesor y longitud vertical, o a su vez, los tornillos deberán ser de mayor diámetro para poder soportar los mayores esfuerzos de corte en la cara de columna.

Gráfico 118. Detalles de la conexión a corte. Vista superior- sin escala



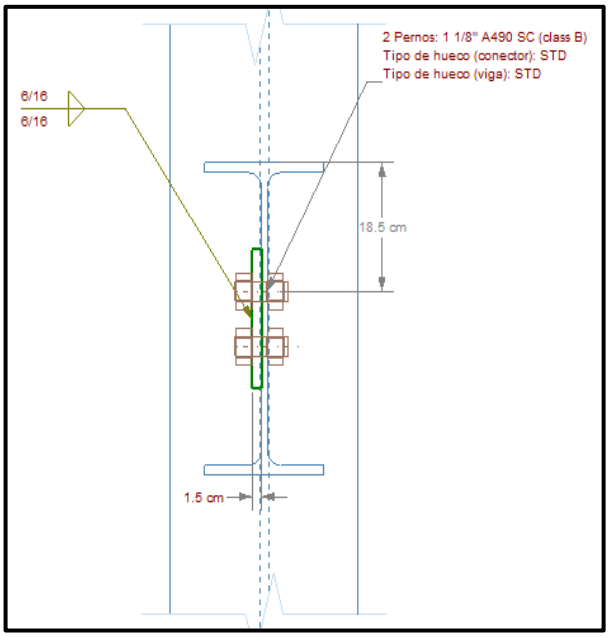
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 119. Detalles de la conexión a corte. Vista lateral- sin escala



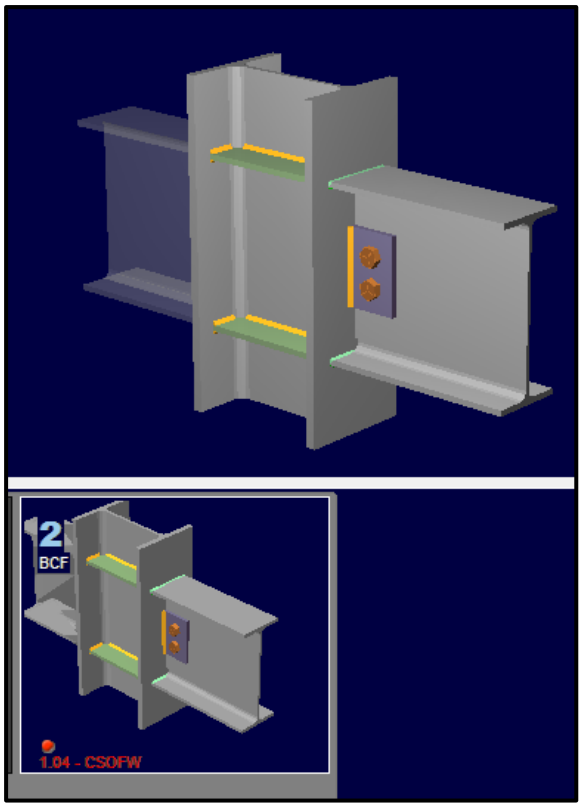
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 120. Detalles de la conexión a corte. Vista frontal- sin escala



Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 121. Elementos diseñados a corte y a momento que conforma la unión, con su relación demanda capacidad



Fuente: Software estructural especializado

4.2.2.4.3. Diseño de la conexión de alas de viga empernadas (BFP)

Al programa se requiere ingresarán la fuerza cortante sobre las rótulas plástica, el esfuerzo de corte máximo esperado en la cara de columna, distancia en donde se formarán las articulaciones plásticas y longitud de vano.

Gráfico 122. Ingreso de datos de la conexión

Datos de la junta | Cargas

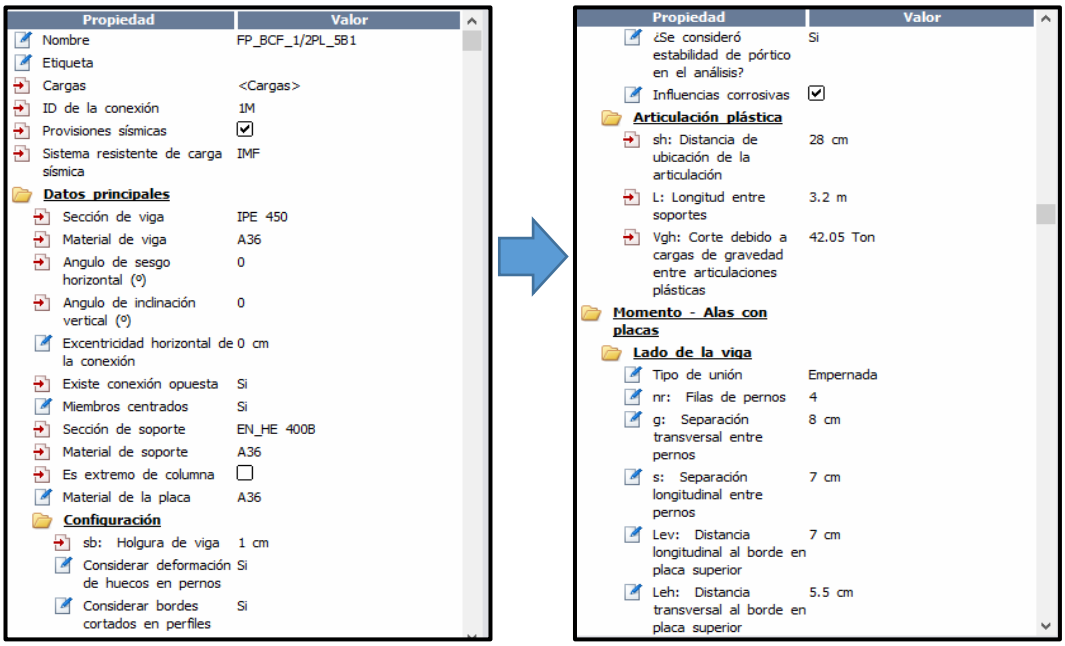
Propiedad	Valor
Junta	BCF
Descripción	
Sistema resistente de carga sísmica	IMF
Hay viga opuesta	Si
Es extremo de columna	No
Viga Derecha	
Tipo	Miembro prismático
Sección	IPE 450
Material	A36
Sesgo horizontal	0
Sesgo vertical	0
sb: Holgura de viga	1 cm
L: Longitud	320 cm
Restricción lateral a torsión	No
Diseño sísmico	
Es una conexión RBS	No
sh: Distancia de ubicación de la articulación	28 cm
Vg: Corte debido a cargas de gravedad entre articulaciones plásticas	42.05 Ton
Vf: Corte máximo en la cara de la columna	154.83 Ton
Columna	
Tipo	Miembro prismático
Sección	EN_HE 400B
Material	A36
Viga Izquierda	
Tipo	Miembro prismático
Sección	IPE 450
Material	A36
Sesgo horizontal	0
Sesgo vertical	0
sb: Holgura hacia la columna	1 cm
L: Longitud	468 cm
Diseño sísmico	
Es una conexión RBS	No
sh: Distancia de ubicación de la articulación	28 cm
Vg: Corte debido a cargas de gravedad entre articulaciones plásticas	42.05 Ton
Vf: Corte máximo en la cara de la columna	154.83 Ton

Fuente: Software estructural especializado

La conexión es diseñada a momento mediante la soldadura de las placas hacia el ala de columna, y a esfuerzos de corte por medio de una placa que es empernada en el alma de viga y soldada al ala de columna.

4.2.2.4.3.1. Diseño a momento de la conexión de alas de viga empernadas (BFP)

Gráfico 123. Datos de diseño ingresados al programa

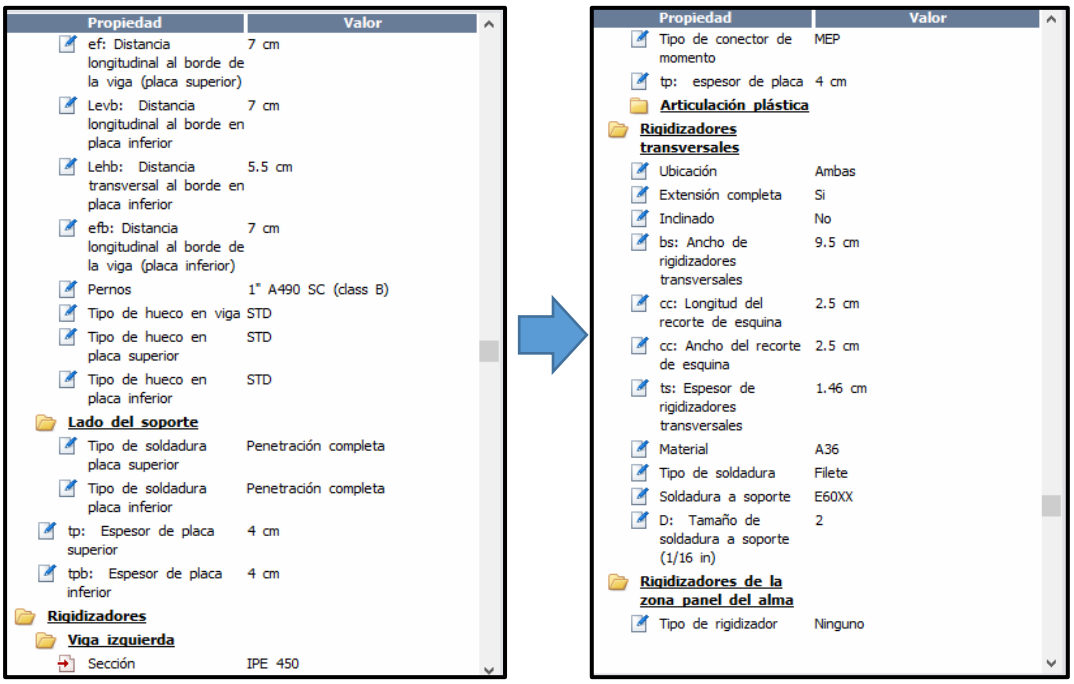


Propiedad	Valor
Nombre	FP_BCF_1/2PL_5B1
Etiqueta	
Cargas	<Cargas>
ID de la conexión	1M
Provisiones sísmicas	☑
Sistema resistente de carga sísmica	IMF
Datos principales	
Sección de viga	IPE 450
Material de viga	A36
Angulo de sesgo horizontal (º)	0
Angulo de inclinación vertical (º)	0
Excentricidad horizontal de la conexión	0 cm
Existe conexión opuesta	Si
Miembros centrados	Si
Sección de soporte	EN_HE 400B
Material de soporte	A36
Es extremo de columna	☐
Material de la placa	A36
Configuración	
sb: Holgura de viga	1 cm
Considerar deformación de huecos en pernos	Si
Considerar bordes cortados en perfiles	Si

Propiedad	Valor
¿Se consideró estabilidad de pórtico en el análisis?	Si
Influencias corrosivas	☑
Articulación plástica	
sh: Distancia de ubicación de la articulación	28 cm
L: Longitud entre soportes	3.2 m
Vgh: Corte debido a cargas de gravedad entre articulaciones plásticas	42.05 Ton
Momento - Alas con placas	
Lado de la viga	
Tipo de unión	Empernada
nr: Filas de pernos	4
g: Separación transversal entre pernos	8 cm
s: Separación longitudinal entre pernos	7 cm
Lev: Distancia longitudinal al borde en placa superior	7 cm
Leh: Distancia transversal al borde en placa superior	5.5 cm

Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 124. Datos de diseño ingresados al programa

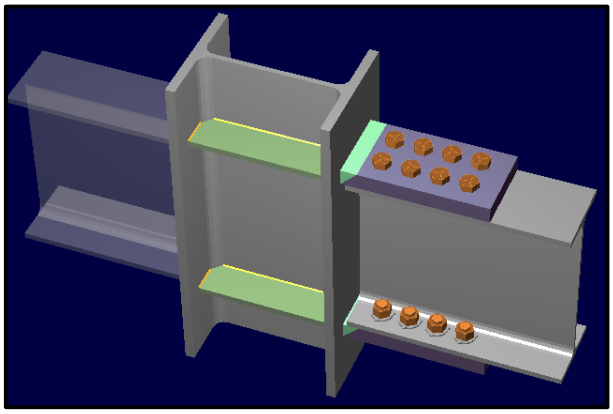


Propiedad	Valor
ef: Distancia longitudinal al borde de la viga (placa superior)	7 cm
Levb: Distancia longitudinal al borde en placa inferior	7 cm
Lehb: Distancia transversal al borde en placa inferior	5.5 cm
efb: Distancia longitudinal al borde de la viga (placa inferior)	7 cm
Pernos	1" A490 SC (class B)
Tipo de hueco en viga	STD
Tipo de hueco en placa superior	STD
Tipo de hueco en placa inferior	STD
Lado del soporte	
Tipo de soldadura placa superior	Penetración completa
Tipo de soldadura placa inferior	Penetración completa
tp: Espesor de placa superior	4 cm
tpb: Espesor de placa inferior	4 cm
Rigidizadores	
Viga izquierda	
Sección	IPE 450

Propiedad	Valor
Tipo de conector de momento	MEP
tp: espesor de placa	4 cm
Articulación plástica	
Rigidizadores transversales	
Ubicación	Ambas
Extensión completa	Si
Inclinado	No
bs: Ancho de rigidizadores transversales	9.5 cm
cc: Longitud del recorte de esquina	2.5 cm
cc: Ancho del recorte de esquina	2.5 cm
ts: Espesor de rigidizadores transversales	1.46 cm
Material	A36
Tipo de soldadura	Filete
Soldadura a soporte	E60XX
D: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in)	2
Rigidizadores de la zona panel del alma	
Tipo de rigidizador	Ninguno

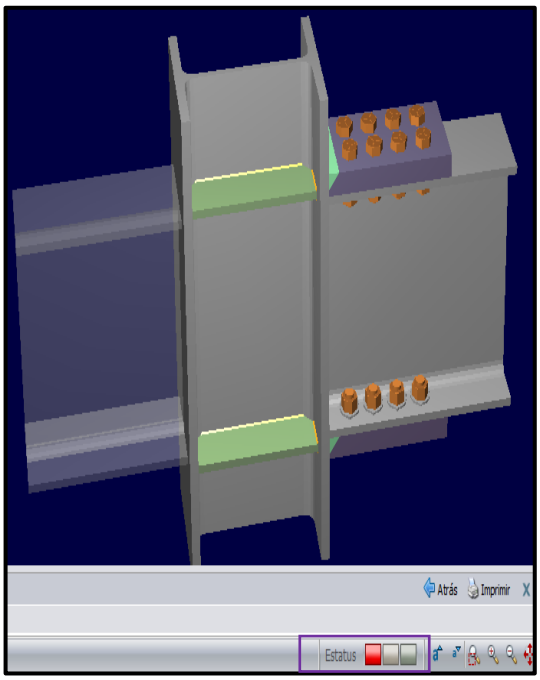
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 125. Vista en 3D de la conexión “BFP” a momento



Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 126. Análisis de la unión a momento



Fuente: Software estructural especializado

La junta no está cumpliendo algún requisito de diseño debido a que en el recuadro de “Entrada” en la parte inferior derecha de la anterior imagen se aprecia una alerta de color rojo. En la opción de resultados se puede ver que elemento está fallando por rotura de la sección neta del ala de viga.

Gráfico 127. Resultados finales de la conexión de placas empernadas en alas de viga

Bentley Hewlett-Packard

Fecha Actual: 30/06/2017 9:42
Sistema de unidades: Métrico
Nombre del archivo: C:\Users\ADMIN-MINEDUC\Desktop\UTA PRESENTACIÓN TESIS\tesis conexiones.cnx\

Conexiones Metálicas

Reporte detallado

Nombre de la conexión : **FP_BCF_1/2PL_5B1**
ID de la conexión : **1M**
Norma de diseño : **AISC 360-2005 LRFD**

Familia : Alas con placas (FP)
Tipo : Viga - Ala de columna (BCF)

CARGAS

Miembros	Carga	Tipo	V2 [Ton]	V3 [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	Axial [Ton]
Columna	1M - CS...	Diseño	5.32	--	--	--	132.02
	1M - C1	Diseño	5.32	--	--	--	132.02
Viga derecha	1M - CS...	Diseño	--	--	17.44	--	--
	1M - C1	Diseño	--	--	17.44	--	--
Viga Izquierda	1M - CS...	Diseño	--	--	17.34	--	--
	1M - C1	Diseño	--	--	17.34	--	--

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
Placa (lado de la viga)						
Separación vertical entre pernos	[cm]	7.00	6.77	17.78	✔	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Separación horizontal entre pernos	[cm]	8.00	6.77	17.78	✔	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Datos de la placa superior						
Distancia vertical al borde	[cm]	7.00	4.44	--	✔	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	5.50	4.44	--	✔	Tables J3.4, J3.5
Datos de la placa inferior						
Distancia vertical al borde	[cm]	7.00	4.44	--	✔	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	5.50	4.44	--	✔	Tables J3.4, J3.5
Viga						
Distancia vertical al borde	[cm]	7.00	4.44	--	✔	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	5.50	4.44	--	✔	Tables J3.4, J3.5

No existen precalificaciones sismicas para el sistema resistente de carga sismica elegido

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Relación	Referencias
Momento - Alas con placas						
Resistencia a compresión (Placa superior)	[Ton]	173.12	35.59	1M - C1	0.21	Eq. J4-6
Tensión en fluencia de la placa inferior	[Ton]	173.12	35.59	1M - C1	0.21	Eq. J4-1
Corte en los pernos (Placa superior)	[Ton]	131.21	40.06	1M - C1	0.31	Tables (7-1..14)

Fuente: Software estructural especializado

En la siguiente tabla se presenta la continuación del análisis.

Gráfico 128. Resultados finales de la conexión de placas empernadas en alas de viga

Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	528.00	35.59	1M - C1	0.07	Eq. J3-6
Corte en los pernos (Placa inferior)	[Ton]	131.21	40.06	1M - C1	0.31	Tables (7-1..14)
Tensión en rotura de la placa inferior	[Ton]	162.52	35.59	1M - C1	0.22	Eq. J4-2
Bloque de corte en la placa inferior	[Ton]	318.04	35.59	1M - C1	0.11	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	528.00	35.59	1M - C1	0.07	Eq. J3-6
Viga						
Resistencia a flexión de la viga	[Ton*m]	37.66	17.44	1M - C1	0.46	Sec. F13.1
Aplastamiento de pernos en el ala	[Ton]	192.72	40.06	1M - C1	0.21	Eq. J3-6
Bloque de corte en la viga	[Ton]	129.48	40.06	1M - C1	0.31	Eq. J4-5
Soporte						
Corte de panel en el alma	[Ton]	89.55	30.27	1M - C1	0.34	Sec. J10-6, Eq. J10-11
Soporte - lado izquierdo						
Fluencia local del alma	[Ton]	183.44	39.83	1M - C1	0.22	DG4 eq. 3.24, DG13 Eq. 4.3-1, Sec. J10
Soporte - lado derecho						
Flexión local de alas inferior	[Ton]	128.57	35.59	1M - C1	0.28	Eq. J10-1
Fluencia local del alma	[Ton]	147.36	35.59	1M - C1	0.24	Eq. J10-2
Rigidizadores transversales - superior						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	46.56	0.00	1M - C1	0.00	Eq. D2-1
Resistencia a compresión	[Ton]	39.87	0.00	1M - C1	0.00	Eq. J4-6
Resistencia de la soldadura al ala	[Ton]	15.87	0.00	1M - C1	0.00	Eq. J2-4
Resistencia de la soldadura al alma	[Ton]	54.39	0.00	1M - C1	0.00	Eq. J2-4
Rigidizadores transversales - inferior						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	46.56	0.00	1M - C1	0.00	Eq. D2-1
Resistencia a compresión	[Ton]	39.87	0.00	1M - C1	0.00	Eq. J4-6
Resistencia de la soldadura al ala	[Ton]	15.87	0.00	1M - C1	0.00	Eq. J2-4
Resistencia de la soldadura al alma	[Ton]	54.39	0.00	1M - C1	0.00	Eq. J2-4
Provisiones Sísmicas						
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	704.00	35.59	1M - C1	0.05	Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	704.00	35.59	1M - C1	0.05	Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos en el ala	[Ton]	256.96	40.06	1M - C1	0.16	Eq. J3-6
Bloque de corte en la viga	[Ton]	172.64	40.06	1M - C1	0.23	Eq. J4-5
Bloque de corte en la placa inferior	[Ton]	424.05	35.59	1M - C1	0.08	Eq. J4-5
M(falla) elongación de orificios de pernos	[Ton*m]	88.62	74.17	1M - C1	0.84	AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-43
M(falla) rotura sección neta placa superior	[Ton*m]	95.72	74.17	1M - C1	0.77	AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-45
M(falla) rotura sección neta placa inferior	[Ton*m]	95.72	74.17	1M - C1	0.77	AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-45
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m]	67.38	74.17	1M - C1	1.10	AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-47
M(falla) corte en pernos	[Ton*m]	225.89	74.17	1M - C1	0.33	AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-49
Relación de resistencia crítica	**1.10**					

Fuente: Software estructural especializado

Las placas que se colocaron en las alas de viga tuvieron un comportamiento adecuado frente a los esfuerzos de corte, tensión, compresión y bloque de corte. Con una relación d/c máxima de 0,31. Así mismo para el chequeo de esfuerzo de corte en los pernos y aplastamiento de los mismos se tuvo relaciones de d/c muy por debajo, con un 0,11; lo cual es muy positivo.

A su vez, no hubo la necesidad de colocar regulizadores transversales, ya que la unión no generó ninguna solicitación en esta zona.

Existió un gran incremento en los chequeos de elongación de orificios de pernos y rotura de la sección neta.

La única demanda que superó la capacidad de la unión en un 10%, fue la de rotura de la sección neta del ala de viga.

Gráfico 129. Resultados de demanda- capacidad en base a fórmulas del AISC 360-05

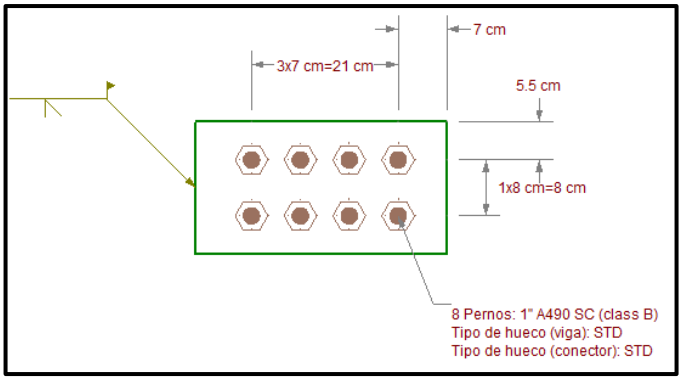
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m]	67.38	74.17	1M - C1	1.10	AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-47
$C_{pr} = \min((F_y + F_u)/(2*F_y), 1.2) = \min((2.531037$ [Ton/cm2] $+ 4.077783$ [Ton/cm2] $)/(2*2.531037$ [Ton/cm2] $), 1.2) =$ **1.2**						AISC 358-05 Eq. 2.4.3-2
$L_h = d_b + 1/16$ [in] $= 2.69875$ [cm] $+ 1/16$ [in] $=$ **2.8575** [cm]						Sec. D3-2
$C_y = 1/(C_{pr}*Z_{be}/S_b) = 1/(1.2*1290$ [cm3] $/1456.41$ [cm3] $) =$ **0.940833**						FEMA-350 Eq. 3-4
$C_{pr} = \min((F_y + F_u)/(2*F_y), 1.2) = \min((2.531037$ [Ton/cm2] $+ 4.077783$ [Ton/cm2] $)/(2*2.531037$ [Ton/cm2] $), 1.2) =$ **1.2**						AISC 358-05 Eq. 2.4.3-2
$L_h = d_b + 1/16$ [in] $= 2.69875$ [cm] $+ 1/16$ [in] $=$ **2.8575** [cm]						Sec. D3-2
$M_{pr} = (C_{pr}/1.0)*R_y*F_y*Z_e = (1.2/1)*1.5*2.531037$ [Ton/cm2] $*1290$ [cm3] $=$ **58.770832** [Ton*m]						AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
$V_g = 2*M'_{pr}/L + V_g = 2*58.770832$ [Ton*m] $/264$ [cm] $+ 42.053$ [Ton] $=$ **86.576357** [Ton]						FEMA-350 p. 3-8
$M_j = M'_{pr} + V_{RBS}*S_1 = 58.770832$ [Ton*m] $+ 86.576357$ [Ton] $*8$[cm] $=$ **65.69694** [Ton*m]						AISC 358-05 Eq. 5.8-6
$M_{xy} = C_y*M_j = 0.940833*65.69694$ [Ton*m] $=$ **61.809859** [Ton*m]						FEMA-350 Eq. 3-3
$L_{TF3} = (L - d_c)/(L - d_c - 2*(S_1 + S_2)) = (320$ [cm] $- 40$[cm] $)/(320$ [cm] $- 40$[cm] $- 2*(8$[cm] $+ 21$ [cm] $)) =$ **1.261261**						FEMA-350 Eq. 3-48
$L_{TF3} = (L - d_c)/(L - d_c - 2*(S_1 + S_2)) = (320$ [cm] $- 40$[cm] $)/(320$ [cm] $- 40$[cm] $- 2*(8$[cm] $+ 21$ [cm] $)) =$ **1.261261**						FEMA-350 Eq. 3-48
$L_{TF3min} = \min(L_{TF3top}, L_{TF3bot}) = \min(1.261261, 1.261261) =$ **1.261261**						FEMA-350 Eq. 3-48
$M_{fuu} = F_{ub}*(Z_b - 2*(d + 0.0625$ [in] $)*t_{fb}*(d_b - t_{fb}))*L_{TF3} = 4.077783$ [Ton/cm2] $*(1653.3$ [cm3] $- 2*(2.54$ [cm] $+ 0.0625$ [in] $)*1.46$ [cm] $*(45$ [cm] $- 1.46$ [cm] $))*1.261261 =$ **67.384825** [Ton*m]						FEMA-350 Eq. 3-47

Fuente: Software estructural especializado

Probablemente se necesite mayor sección de viga para contrarrestar el momento y rigidizar aún más la zona empernada. Con ello se llevaría a una falla por fluencia en las rótulas plásticas.

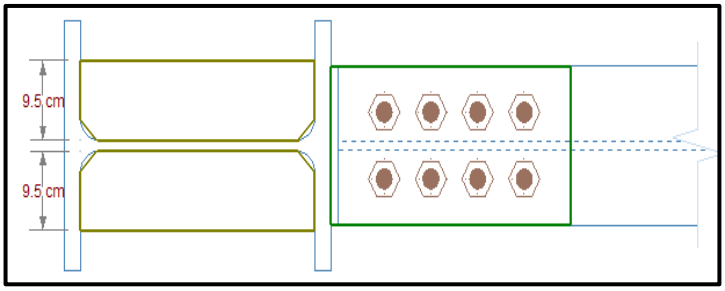
Como medida de solución, al considerar que en un solo cálculo se está fallando, AISC 358-10 propone colocar un refuerzo de placas llamadas cuñas o “Shims” en la parte inferior y superior de las alas de viga, con un espesor máximo de 6 mm, con el fin de rigidizar la zona. Si se cambia las secciones por completo se debe calcular nuevamente la estructura y las conexiones.

Gráfico 130. Detalles de la conexión a momento. Vista superior de la placa- sin escala



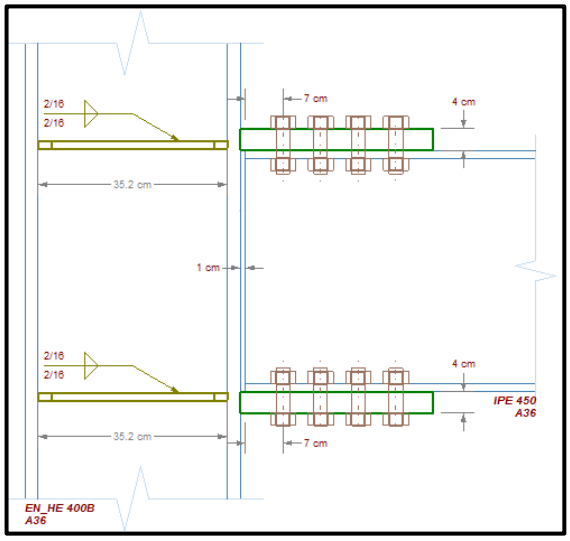
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 131. Detalles de la conexión a momento. Vista superior- sin escala



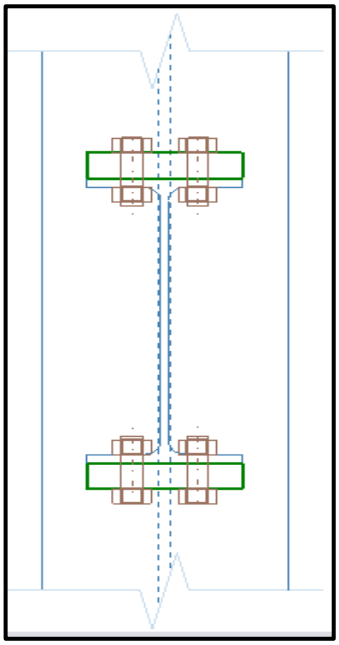
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 132. Detalles de la conexión a momento. Vista lateral- sin escala



Fuente: Software estructural especializado

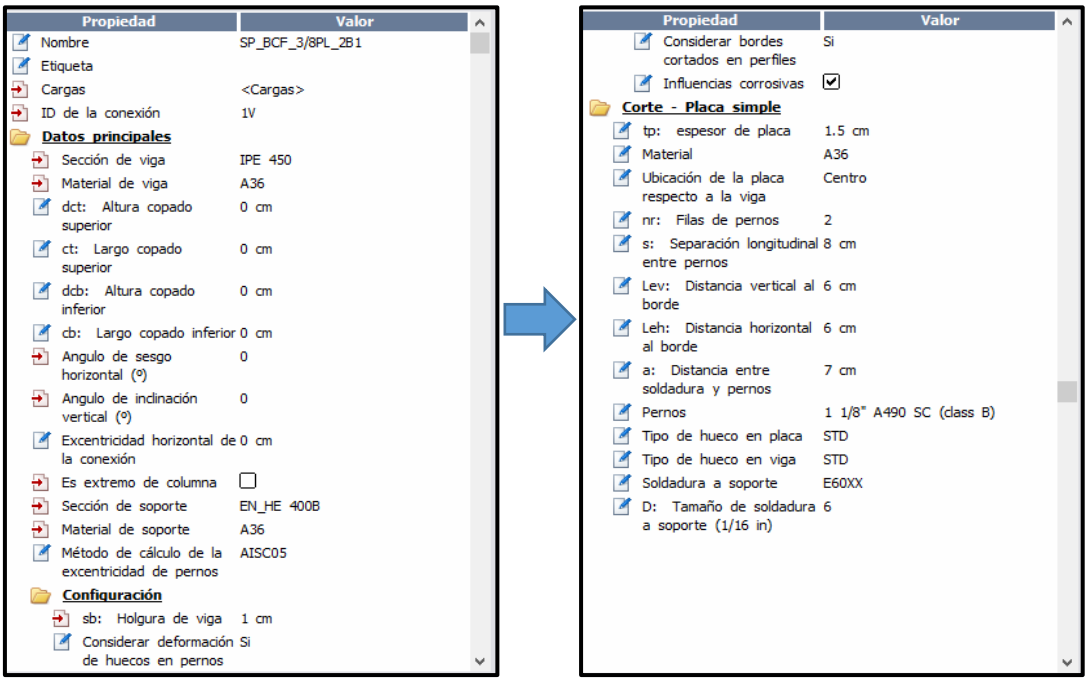
Gráfico 133. Detalles de la conexión a momento. Vista frontal- sin escala



Fuente: Software estructural especializado

4.2.2.4.3.2. Diseño a corte de la conexión de alas de viga empernadas (BFP)

Gráfico 134. Datos de diseño ingresados al programa

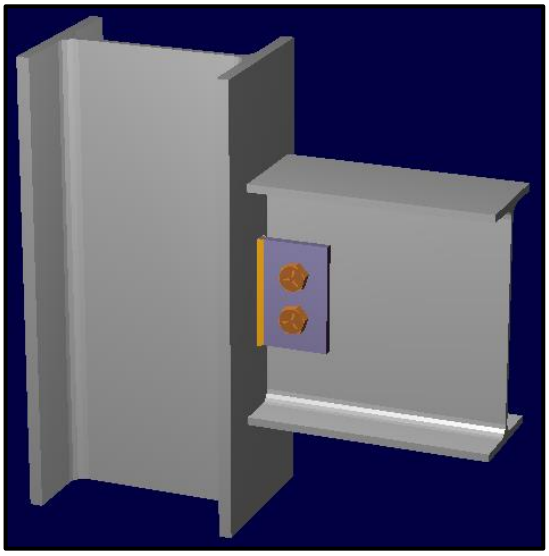


Propiedad	Valor
Nombre	SP_BCF_3/8PL_2B1
Etiqueta	
Cargas	<Cargas>
ID de la conexión	1V
Datos principales	
Sección de viga	IPE 450
Material de viga	A36
dct: Altura copado superior	0 cm
ct: Largo copado superior	0 cm
dcb: Altura copado inferior	0 cm
cb: Largo copado inferior	0 cm
Angulo de sesgo horizontal (º)	0
Angulo de inclinación vertical (º)	0
Excentricidad horizontal de la conexión	0 cm
Es extremo de columna	☐
Sección de soporte	EN_HE 400B
Material de soporte	A36
Método de cálculo de la excentricidad de pernos	AISC05
Configuración	
sb: Holgura de viga	1 cm
Considerar deformación de huecos en pernos	Si

Propiedad	Valor
Considerar bordes cortados en perfiles	Si
Influencias corrosivas	☑
Corte - Placa simple	
tp: espesor de placa	1.5 cm
Material	A36
Ubicación de la placa respecto a la viga	Centro
nr: Filas de pernos	2
s: Separación longitudinal entre pernos	8 cm
Lev: Distancia vertical al borde	6 cm
Leh: Distancia horizontal al borde	6 cm
a: Distancia entre soldadura y pernos	7 cm
Pernos	1 1/8" A490 SC (class B)
Tipo de hueco en placa	STD
Tipo de hueco en viga	STD
Soldadura a soporte	E60XX
D: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in)	6

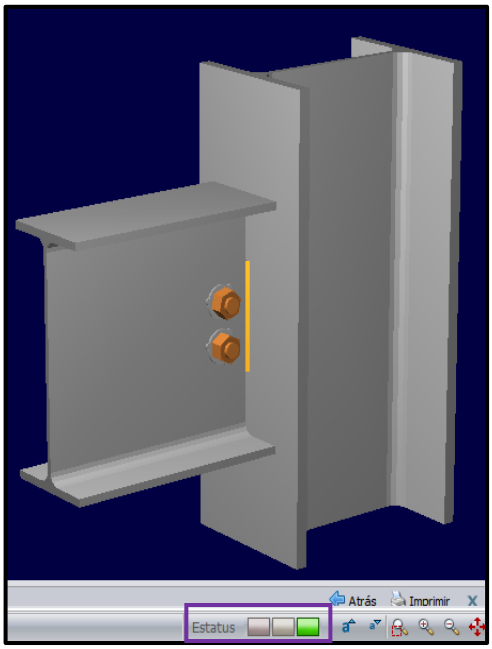
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 135. Vista en 3D de la conexión "BFP" a corte



Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 136. Aprobación o repruebo de la unión a momento



Fuente: Software estructural especializado

La junta cumple todos los requerimientos de diseño. En la opción de resultados se puede ver que la conexión está rindiendo perfectamente, teniendo una relación de resistencia crítica de 0,42.

Gráfico 137. Resultados finales de la conexión a corte de viga de sección reducida

Bentley Hewlett-Packard

Fecha Actual: 30/06/2017 10:40
Sistema de unidades: Métrico
Nombre del archivo: C:\Users\ADMIN-MINEDUC\Desktop\UTA PRESENTACIÓN TESIS\tesis conexiones.cm\

Conexiones Metálicas

Reporte detallado

Nombre de la conexión	:	**SP_BCF_3/8PL_2B1**
ID de la conexión	:	**2V**
Norma de diseño	:	**AISC 360-2005 LRFD**

Familia	:	Placa simple (SP)
Tipo	:	Viga - Ala de columna (BCF)
Descripción	:	Conexión RBS

CARGAS

Miembros	Carga	Tipo	V2 [Ton]	V3 [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	Axial [Ton]
Viga	2V - CS...	Diseño	15.51	--	--	--	--
	2V - C1	Diseño	15.51	--	--	--	--
Columna	2V - CS...	Diseño	--	--	10.54	--	132.02
	2V - C1	Diseño	--	--	10.54	--	132.02

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
Placa de corte						
Longitud	[cm]	20.00	18.94	37.88	✓	p. 10-104
Espesor	[cm]	1.50	--	1.59	✓	p. 10-102
Distancia vertical al borde	[cm]	6.00	5.08	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	6.00	5.71	--	✓	p. 10-102
Separación vertical entre pernos	[cm]	8.00	7.62	13.16	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Viga						
Distancia vertical al borde	[cm]	18.50	5.08	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	6.00	5.71	--	✓	p. 10-102
Soporte						
Tamaño de soldadura	[1/16in]	6	6	--	✓	p. 10-101

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

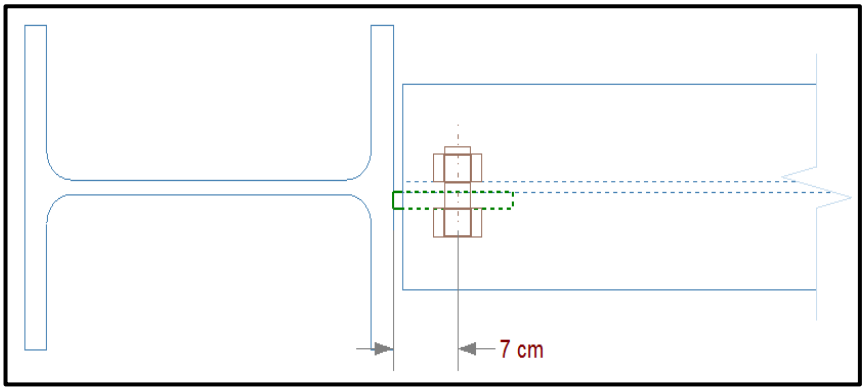
Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Relación	Referencias
Placa de corte						
Corte en los pernos	[Ton]	41.00	15.51	2V - C1	0.38	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	52.16	15.51	2V - C1	0.30	Eq. J3-6
Corte en fluencia	[Ton]	45.56	15.51	2V - C1	0.34	Eq. J4-3
Corte a rotura	[Ton]	37.57	15.51	2V - C1	0.41	Eq. J4-4
Bloque de corte	[Ton]	44.16	15.51	2V - C1	0.35	Eq. J4-5
Placa (lado del soporte)						
Resistencia de la soldadura	[Ton]	51.14	15.51	2V - C1	0.30	p. 9-5, Tables J8-4 .. J8-11
Viga						
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	36.91	15.51	2V - C1	0.42	Eq. J3-6
Corte en fluencia	[Ton]	64.24	15.51	2V - C1	0.24	Eq. J4-3
Corte a rotura	[Ton]	66.67	15.51	2V - C1	0.23	Eq. J4-4
Soporte						
Relación de resistencia crítica	**0.42**					

Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 138. Resultados finales de la conexión a corte de viga de sección reducida

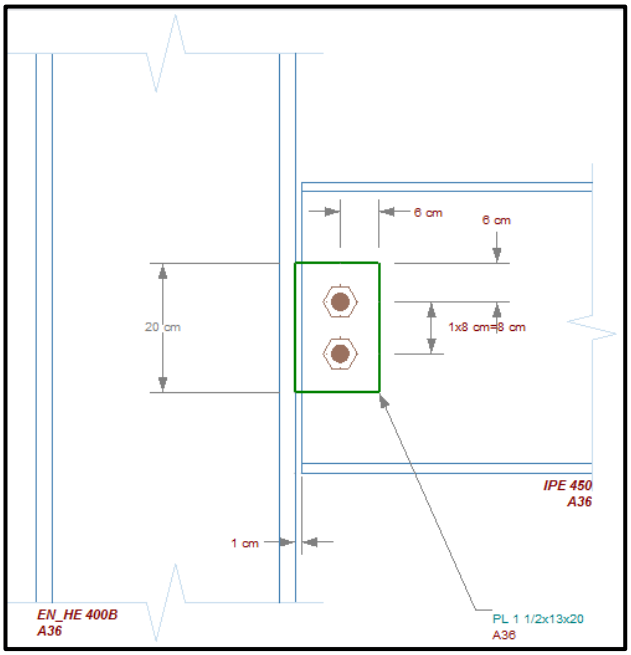
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 139. Detalles de la conexión a corte. Vista superior- sin escala



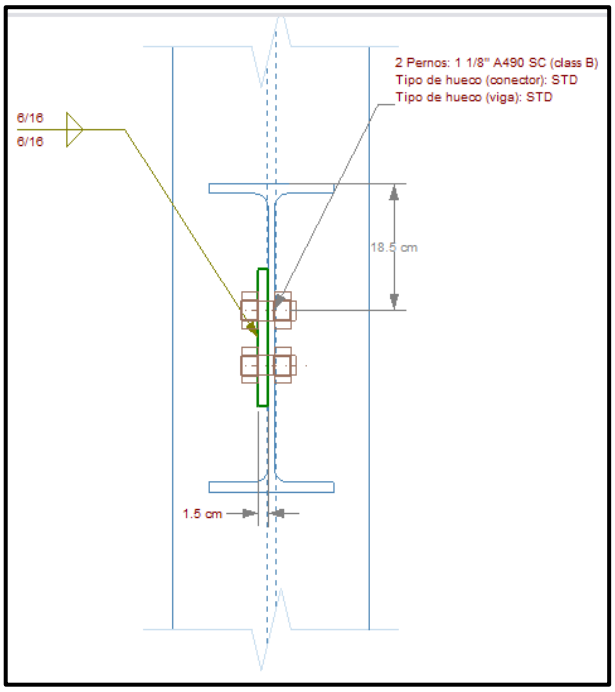
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 140. Detalles de la conexión a corte. Vista lateral- sin escala



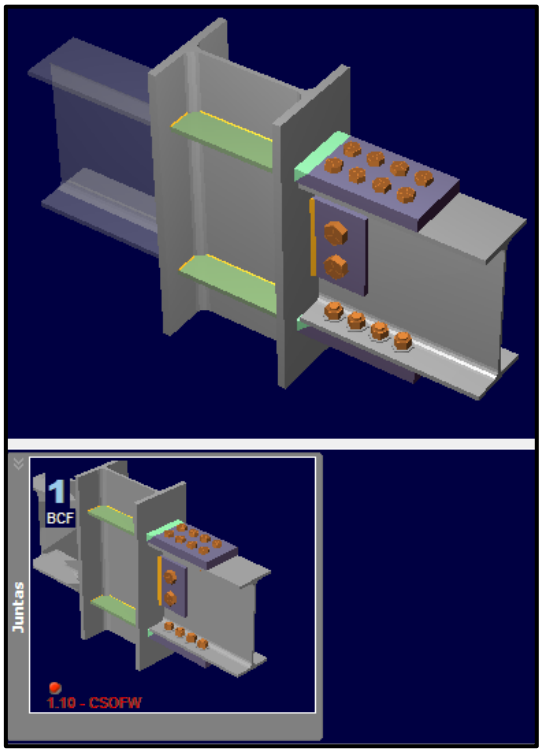
Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 141. Detalles de la conexión a corte. Vista frontal- sin escala



Fuente: Software estructural especializado

Gráfico 142. Elementos diseñados a corte y a momento que conforma la unión, con su relación demanda capacidad



Fuente: Software estructural especializado

4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

El análisis de los resultados obtenidos en las uniones permitió reconocer la hipótesis planteada, demostrando que tanto la conexión de viga de sección reducida como la de plancha de ala empernada otorgan diferentes comportamientos sismorresistentes al edificio, sobrepasando ligeramente las relaciones de demanda - capacidad.

En cuanto a la conexión de alas empernadas se puede decir que, se necesitó de un espesor de placas mucho mayor al de los patines de vigas, para inducir la falla. Así mismo el diámetro de los pernos fue considerable para soportar los esfuerzos cortantes y momentos, producidos en la cara de columna.

Para la conexión de viga de sección reducida se necesitó debilitar sus propiedades, como inercia, módulo plástico etc, para inducir el comportamiento plástico en la zona recortada. Por lo que los valores de cálculo obtenidos en cada uno de los esfuerzos, fueron menores a la de la conexión de alas empernadas de viga (BFP).

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Por medio de este trabajo realizado se puede concluir lo siguiente:

- La estructura, al ser constituida por un sistema de pórticos resistentes a momento de la clase "IMF", permite moderadamente la disipación de energía sísmica a través de la ductilidad en vigas y columnas; dando la posibilidad de reducir las secciones y tener una mayor eficiencia en los elementos estructurales.

- Debido a la ductilidad que presenta la estructura metálica, es necesario garantizar que la unión viga- columna disponga de un similar comportamiento. Para lo cual la norma AISC 358-10 sugiere la utilización de una combinación de soldadura, pernos y placas.

- En las dos conexiones precalificadas se inducen la formación de rótulas plásticas en vigas a través de la reducción de sección de las alas en el caso de la conexión "RBS" y en la otra unión "BFP", mediante la colocación de placas en una parte de la viga cercana a la cara de columna, quedando desprotegido la zona que sigue a continuación.

Con ello, estas regiones comienzan a desarrollar ductilidad e incursionan inmediatamente en el rango plástico y por ende disipan energía sísmica.

- Para la conexión de planchas empernadas en alas de viga se necesitó placas y pernos de un espesor y tamaño considerable, debido a que se trabajó con el 100% de las propiedades del elemento. No así en la unión de viga reducida, en donde sus características en la zona recortada se redujeron en un 35% aproximadamente. Justamente para provocar el fallo en dicha zona.

- Ambas conexiones brindan factibilidad constructiva debido a que las placas y pernos se los puede colocar en obra y la sección reducida de alas de viga se pueden realizar en taller.

Diseño del cálculo manual vs Diseño de Etabs 2016

- Los dos métodos de cálculo cumplieron con los lineamientos propuestos por AISC358-10, AISC360-10, FEMA350 y NEC 16_SE_AC. Con una acotación importante, ya que el programa Etabs, en uno de sus cálculos advierte colocar placas de continuidad en la zona nodal debido a un pandeo local de las alas de columna; semejante a lo que se realizó manualmente, pero dicho software no ofrece la opción de insertar ese requerimiento, por lo que no se pudo comparar al 100% los dos sistemas de cálculo.

Diseño del cálculo manual vs Diseño de un software especializado en conexiones metálicas

- Cada procedimiento hecho manualmente cumplió con los rangos establecidos para las dos uniones, no así el cálculo hecho a través de un software especializado en conexiones metálicas, en donde se evidenció que la relación demanda- capacidad fue sobrepasada en un pequeño porcentaje. La razón posiblemente sea que el software utilizó mayor número de decimales.

Según el software, para la conexión de viga reducida se necesitó inducir un mayor momento en la zona recortada y para la unión de planchas empernadas, se requirió rigidizar aún más la zona con secciones de vigas y columnas que otorguen mayor estabilidad. Los porcentajes que sobrepasaron los límites fueron del 10% y 4% para las uniones “RBS” y “BFP” respectivamente.

- Los porcentajes que excedieron los límites son pequeños razón por la cual se podrían dar por aprobado las uniones, teniendo en cuenta que se tomó una conexión de

columna central con los vanos más largos y cargas gravitacionales elevadas. Así mismo los esfuerzos cortantes y momentos flectores fueron obtenidos de las envolventes de vigas y columnas.

Además los valores que sobrepasaron los límites fueron en dos análisis, y no justifica el sobredimensionamiento de los elementos estructurales para cumplir este requerimiento, ya que como se pudo ver, varios ítems se encuentran en demandas por debajo de la mitad de la capacidad de vigas y columnas.

- La conexión que particularmente yo la utilizaría, sería la de sección de viga reducida (RBS), debido a que su configuración geométrica se la puede procesar en fábrica, teniendo un mayor grado de exactitud y ahorro de tiempo. Así mismo, su colocación en obra no requiere de diversos procedimientos. Es por ello que en nuestro país se usa muy frecuentemente este tipo de junta precalificada.

5.2. RECOMEDACIONES

- Se recomienda realizar investigaciones para precalificar más uniones y poder así tener muchas opciones de diseño y construcción, ya que hoy se cuenta con solo 6 tipos.

- Se recomienda comprobar el desempeño de las conexiones no precalificadas que se utilizan en nuestro país, ya que como se pudo ver en el sismo de Northridge en 1994, varios edificios colapsaron a causa de sus conexiones que no tuvieron con anterioridad un análisis a escala real.

- El Ecuador es un país altamente sísmico por lo que se recomienda que cada diseño sismorresistente deberá ser avalado por normativas nacionales y extranjeras; más aún la conexión, ya que se pudo estudiar, que pese a que la estructura se encuentre estabilizada ante carga estáticas y dinámicas, puede presentar fallos en su unión.

- Para cada construcción metálica se recomienda revisar detenidamente los planos de detalle de las uniones, como soldadura, placas, pernos y rigidizadores, ya que son estos elementos los que otorgan una mayor estabilidad estructural.

MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

[1] TAPIA E., TENA A. Noviembre 2001. "Comparación de los efectos observados en estructuras con marcos de acero estructural durante los sismos de México (1985), Northridge (1994) y Kobe (1995) y su impacto en las normas" , páginas 2-13 Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/259487656_Comparacion_de_los_efectos_observados_en_estructuras_con_marcos_de_acero_estructural_durante_los_sismos_de_Mexico_1985_Northridge_1994_y_Kobe_1995_y_su_impacto_en_las_normas_de_diseno_para_estructuras, 30 Octubre, 2016

[2] ESPOL, "Investigación Previa, conexiones metálicas", Capítulo 2, Disponible en: https://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:KH0qH2zOyHUJ:https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/6134/6/cap%25202.doc+&cd=3&hl=es-419&ct=clnk&gl=ec

[3] CRISAFULLI Francisco, "Diseño Sismorresitente de Construcciones de Acero", Cuarta edición, Santiago de Chile-Chile, 2014. Disponible en: http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/diseno_sismorresistente_de_construcciones_de_acero-4ta_ed.pdf

[4] Venezuelan. (11 Agosto, 2013). "Conexiones Post Northridge". Disponible en: https://es.scribd.com/document/159556850/III-Conexiones-Precalificadas

[5] ROLDOS F. Pablo, "Implementación de conexiones calificadas viga-columna en pórticos no arriostrados especiales de acero resistentes a momento en el Ecuador". Tesis, UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO, Quito, 2012

[6] GUERRERO Patricia y ACERO Hernán, "Precalificación de una conexión soldada a momento viga-columna para aplicaciones en edificios metálicos". UNIVERSIDAD DEL VALLE, Cali- Colombia, 18 Agosto, 2016.

[7] CASSANGE Andrés, "Estado de la práctica del diseño y construcción de edificios existentes de acero resistentes a momento y recomendaciones para la construcción en

edificios nuevos de acero en la ciudad de Guayaquil", Tesis, ESCUELA PLITÉCNICA DEL LITORAL, Guayaquil- Ecuador, 30 Octubre,2009.

[8] CASSANGE Andrés, "Estado de la práctica del diseño y construcción de edificios existentes de acero resistentes a momento y recomendaciones para la construcción en edificios nuevos de acero en la ciudad de Guayaquil", Tesis, ESCUELA PLITÉCNICA DEL LITORAL, Guayaquil- Ecuador, 30 Octubre,2009.

[9] CRISAFULLI Francisco, "Diseño Sismorresitente de Construcciones de Acero", Cuarta edición, Santiago de Chile-Chile, 2014. Disponible en: http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/diseno_sismorresistente_de_construcciones_de_acero-4ta_ed.pdf

[10] HAMBURGER R., KRAWINKLER H., MALLEY J, ADAN S, "Seismic Design of Steel Special Moment Frames", National Institute of Standards and Technology, 9 Junio, 2015.

[11] Norma Ecuatoria de la Construcción 2016, "Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación Peligro Sísmico- Diseño Sismo Resistente", Quito- Ecuador, Diciembre 2016.

[12] Norma Ecuatoria de la Construcción 2016, "Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación Peligro Sísmico- Diseño Sismo Resistente", Quito- Ecuador, Diciembre 2016.

[13] Conexiones Precalificadas, "Conexión de Placa Externa Empernada No-Ridizada", Disponible en: https://es.scribd.com/document/159556850/III-Conexiones-Precalificadas

[14] Conexiones Precalificadas, "Conexión de Placa Externa Empernada Ridizada", Disponible en: https://es.scribd.com/document/159556850/III-Conexiones-Precalificadas

[15] Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chapter 8, "Welded Unreinforced Flange- Welded Web (WUF-W) Moment Connection", 2010.

[16] Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chapter 9, “Kaiser Bolted Bracket (KBB) Moment Connection”, 2010.

[17] Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chapter 10, “Conxtech Conxl Moment Connection”, 2010.

[18] Conexiones Precalificadas, “Conexión con sección de viga reducida”, Disponible en: https://es.scribd.com/document/159556850/III-Conexiones-Precalificadas

[19] Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chapter 10, “Bolted Flange Plate (BFP) Moment Connection”, 2010.

[20] KULKARNI A., VESMAWALA G. “Study of Steel Moment Connection with and without reduced beam section”, Departament of applied Sciences and General Engineering, 9 Mayo, 2014.

[21] ASCE, SCHNEIDER S. and TEERAPARBWONG I.“Inelastic Behavior of Bolted Flange Plate Connection”, Journal of Structural Engineering, Abril 2012.

[22] ALACERO, “Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero”, Santiago de Chile- Chile, 2010.

[23] Norma Ecuatoriana de la Construcción, “Cargas (No sísmicas)”, Quito-Ecuador, Diciembre 2016.

[24] McCormac Jack, “Diseño de Estructuras de Acero”, México: Alfaomega Grupo editor S.A., quinta edición, Diciembre 2012.

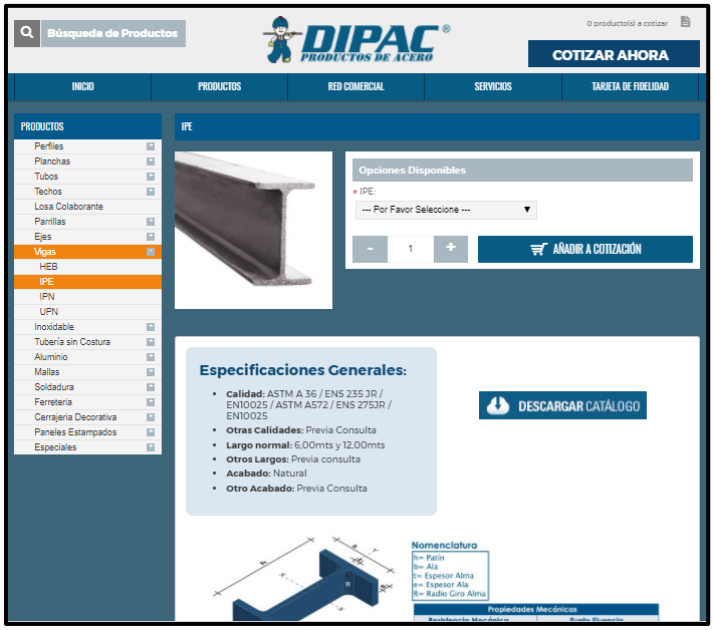
[25] Norma Ecuatoriana de la Construcción, “Estructuras de acero”, Quito-Ecuador, Diciembre 2016.

[26] Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chapter 10, “Bolted Flange Plate (BFP) Moment Connection”, 2010.

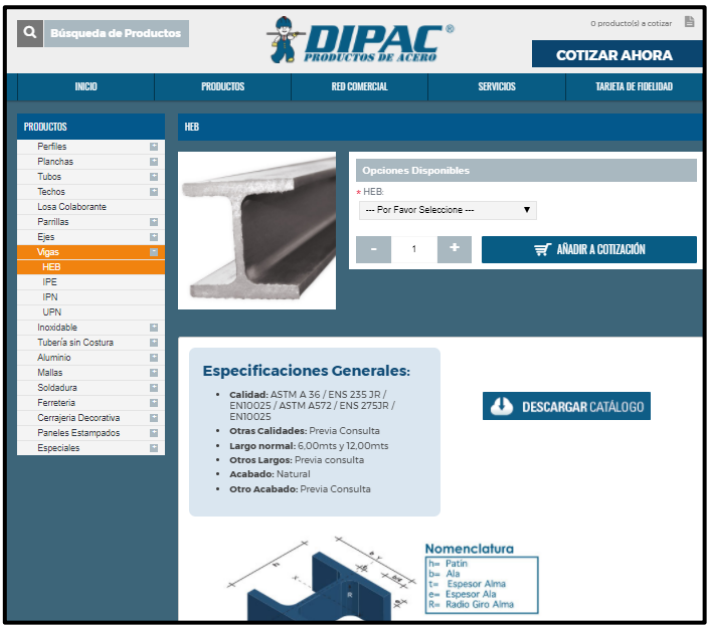
2. ANEXOS

Fotografía 1. Catálogo de la empresa KUBILOSA, necesaria para a selección de la placa deck

Fotografía 2. Catálogo de la empresa DIPAC, necesaria para a selección de vigas IPE



Fotografía 3. Catálogo de la empresa DIPAC, necesaria para a selección de vigas HEB



ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL, IRREGULAR DE 5 PISOS REALIZADO MEDIANTE 2 TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS POR EL AISC 358-10: CONEXIÓN DE PLANCHA DE ALA EMPERNADA (BFP) Y SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)"

Vargas Sanguil Pablo Andrés*
Tutor: Ing. M.Sc. Jorge Cevallos

**Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica*
Ambato, Ecuador, e-mail: pblvargas347@gmail.com

Resumen: *En el presente trabajó de investigación tiene como objetivon brindar un análisis sismorresistente a una edificio residencial e irregular de 5 niveles, concebido en estructura metálica.*

Para empezar el proyecto se tiene que realizar un análisis estático y dinámico de la estructura. Con los datos obtenidos del software Etabs 2016 se procede a diseñar las 2 conexiones precalificadas "Alas de viga empernada BFP" y "Viga de sección reducida RBS", de forma manual, guiado por la normativa ecuatoriana NEC_SE_AC 16 y las estadounidenses AISC 358-10 y FEMA 350. Las dos uniones deben satisfacer diversos requerimientos de precalificación, desarrollando las rótulas plásticas en los lugares esperados. Para ello es indispensable el uso de soldadura estructural, placas de continuidad, pernos y planchas. Así mismo, se debe recopilar la misma información de Etabs 2016 e introducir en un software estructural especializado en conexiones metálicas, y comparr el distinto comportamiento que tienen ambas conexiones.

Palabras clave: *conexión, estructura metálica, edificio, normativa*

Abstract: *In the present research work has the objective of providing a seismic-resistant analysis to a residential building and irregular of 5 levels, conceived in metallic structure.*

To begin the project, a static and dynamic analysis of the structure has to be carried out. With the data obtained from the Etabs 2016 software, the 2 pre-qualified connections "BFP bolted wings" and "RBS reduced section beam" are designed manually, guided by the Ecuadorian regulations NEC_SE_AC 16 and the American AISC 358-10 And FEMA 350. The two joints must meet various prequalification requirements, developing plastic hinges at the expected locations. For this, the use of structural welding, continuity plates, bolts and plates is indispensable. Likewise, the same information of Etabs 2016 should be collected and introduced in a structural software specialized in metallic connections, and compare the different behavior that have both connections.

Keywords: *Connection, metal structure, building, regulation*

I. INTRODUCCIÓN

Durante varias décadas los sismos producidos en distintas partes del mundo han dejado al descubierto su intensidad de causar daño en la vida de las personas, que se ven influenciadas directamente con el daño de las edificaciones donde habitan. A su vez estos desastres naturales han servido para evaluar y evidenciar el fallo de las estructuras después del movimiento de la tierra.

Tal es así, como los terremotos de México 1985, Kobe (Japón) 1995 y Northridge (Estados Unidos) 1995 donde se ha podido recopilar una importante información.

En Estados Unidos, varios ensayos y revisiones en estructuras metálicas evidenciaron que las fracturas empezaron a desarrollarse a bajos niveles de demanda plástica y en muchos casos, cuando la estructura se encontraba aun en el rango elástico. Además diversas situaciones hicieron que las uniones tengan un desenvolvimiento inadecuado, las que se señalan a continuación:

- Calidad de la mano de obra y la inspección.

- Ejecución de la soldadura.

- Mecanismo de fractura.

- Concentración de esfuerzos.

- Poca redundancia en todo el sistema estructural. [1]

Es por ello que varias empresas y normas americanas como ASCE, AISC, FEMA 350, Universidades, Empresas fabricantes de acero, y gobierno empezaron hacer enfásis en la union, y se comenzó a realizer un sin número de estudios teóricos y prácticos a escala real de estructuras.

Es de ahí que se instala una normativa que asegura el buen funcionamiento estrcutral de la union, como lo es el ASIC 358-10.

Estructuras metálicas en nuestro país

Una tesis hecha por un estudiante de la Escuela Politécnica del litoral (ESPOL), denotó la vulnerabilidad de edificios de acero estructural, conformado por pórticos resistentes a momento.

Se evidenciaron irregularidades geométricas en algunas edificaciones y ante un sismo severo, podrían ocasionar grandes concentraciones de esfuerzos en sus conexiones, además que el uso de la soldadura tipo filete, fue hecho con baja tenacidad y ductilidad limitada. [2]

Además el autor señala que muchos edificios fueron construidos con acero doblado en frío, lo cual no es capaz de soportar fuerzas sísmicas y que su ductilidad no es la esperada a la de un perfil laminado en caliente y que varias estructuras de mediana y poca altura, fueron hechos con perfiles tubulares con o sin normativas y sin previas inspecciones.

La consecuencia de esta deficiencia es que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_AC 15), no presenta una amplia información de cómo elaborarse estos elementos [3].

Gráfico 1. Unión viga columna con soldadura tipo filete, hecha por mano de obra no calificada y encontrada en pésimas condiciones

Estudios sismorresistentes en Colombia

Se realizó varios análisis en juntas, por parte de la Universidad del Valle en Colombia considerando que las tensiones producidas sean proporcionales a las deformaciones.

Denotó que en conexiones de pórticos resistentes a momento, el esfuerzo de fluencia del acero (Fy) y esfuerzo de fluencia especificado (Fye), no son semejantes. Esto tomando como acero estructural el tipo ASTM A36. Así mismo, asegura que FEMA- 355E, 200 ha encontrado en varios casos, que el esfuerzo real es mayor en un 50% al especificado.

Esta desigualdad es uno de los motivos para que se den fallas en uniones soldadas y/o empernadas, para lo cual se debería asegurar un estado elástico de los elementos que conforman la unión. [4]

II. METODOLOGÍA

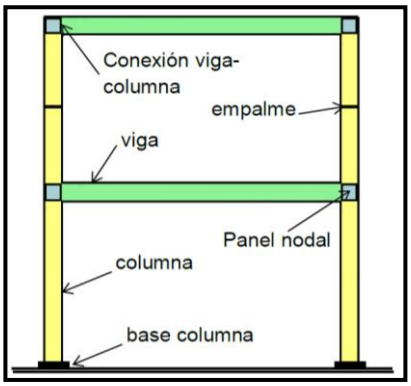
Pórticos resistentes a momento (PRM)

Para esta investigación se partirá de un sistema estructural, como lo son, los pórticos resistentes a momento, que están conformados por la unión de vigas y columnas, dando lugar a nudos rígidos y necesarios para transferir los momentos flectores de vigas y cargas axiales hacia las columnas; además de ello se tiene paneles nodales, base de columnas y empalmes entre ellos.

En pórticos no arriostrados las diferentes cargas gravitatorias y sísmicas, inducen a un desarrollo de momentos flectores y cortantes tanto en vigas como en columnas. Generalmente los máximos valores de estos esfuerzos se producen en sus extremos. De acuerdo a la filosofía sismorresistente, se desea que la disipación de esta energía se produzca por medio de la fluencia del acero, y que las rótulas plásticas se formen en las vigas, cercano a los apoyos; manteniéndose las columnas en el rango elástico.

Para lograrlo es necesario realizar un diseño por capacidad con el fin de obtener un comportamiento dúctil, en donde la plastificación en vigas se produzca de manera continua. [5]

Gráfico 2. Pórtico resistente a momento conformado por vigas, columnas, empalmes de vigas o columnas, paneles nodales y base de columna montada en un pedestal de hormigón estructural



AISC 360 detalla varios pórticos como, arriostrados, no arriostrados, concéntricos excéntricos, etc. los más usuales en nuestro país son SMF, OMF e IMF.

1.- Pórticos especiales resistentes a momento (Special Moment Frames SMF)

2.- Pórticos intermedios resistentes a momento (Intermediate Moment Frames IMF)

3.- Pórticos ordinarios resistentes a momentos (Ordinary Moment Frames OMF)

La diferencia entre estas clasificación, es la capacidad de ductilidad que estos puedan desarrollan

La ductilidad se desarrollará con la formación de las rótulas plásticas que son zonas de la estructura en donde el material pasa a trabajar del rango elástico al plástico.

Tabla 1. Valores del factor de reducción sísmica recomendados para pórticos SMF, IMF, OMF

Valores para el factor R	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	4.5
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	3.5

El criterio que mantiene nuestra norma, para reducir el espectro elástico está en función de sus cortantes: estático y dinámico.

Para estructuras regulares:

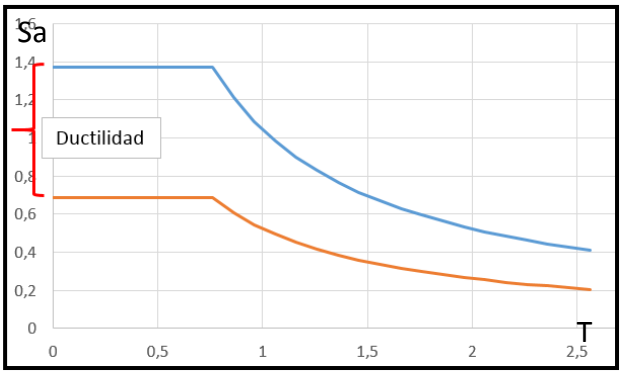
$V_{\text{Dinámico}} = 80\% * V_{\text{Estático}}$ **(1)**

Para estructuras irregulars

$V_{\text{Dinámico}} = 85\% * V_{\text{Estático}}$ **(2)**

Siendo los porticos especiales, los que mayor energía sísmica puedan disipar.

Gráfico 3. Espectro de aceleraciones elástico y espectro de aceleraciones elástico reducido de acuerdo a AISC 358-10



De acuerdo a la normativa ecuatoriana NEC 16, en su capitulo de peligro sísmico, no considera a los porticos ordinaries como modo de empleo para edificios.

Para el presente estudio, se le asignará como portico intermedio al edificio, teniendo un valor de R=5.

Las dos conexiones a emplear se detallan a continuación:

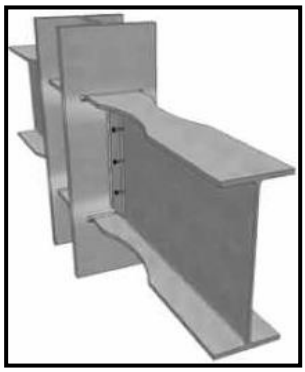
Viga de sección reducida (Beam Reduced Section RBS)

La conexión de viga se la hace por medio de una placa cortante que va unida con soldadura de penetración completa hacia el alma de columna y atornillada o soldada en el alma de viga. Además se realizan recorte circulares en las alas superior e inferior de viga con el objetivo que su mecanismo de falla sea por flexión en dicha zona, disminuyendo las tensiones en la cara de columna.

Varias investigaciones señalan que las palcas soldadas en alma de viga generan mejor transferencia de carga y evitan la fatiga prematura a diferencia de la conexión apernada. Consecuentemente su costo también sube. [6]

Los recortes de sección son realizados en taller, donde se funde con las dimensiones que se asigne, lo que facilita su montaje.

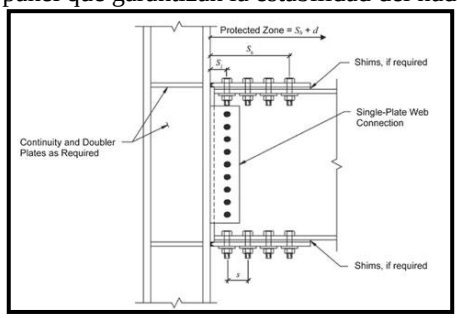
Gráfico 4. Conexión de viga de sección reducida hacia la columna mediante soldadura de penetración completa o de tipo filete en sus alas y placa cortante empernada en su alama



Conexión de alas de viga empernadas (Bolted Flange Plate BFP)

Esta junta se une por medio de placas de igual espesor, empernadas en las alas superior e inferior de viga y otra plancha soldada en el ala de columna que se lo realiza en taller. La soldadura debe ser de penetración completa. [7] Todo este montaje se lo hace para reforzar la zona del nudo induciendo mayores esfuerzos en viga, tomando en cuenta el posible desgarramiento de placa. Además los pernos en cada ala serán de igual número y variarán en cantidad dependiendo las solicitaciones que la estructura tenga.

Gráfico 5. Conexión de placas atornilladas por 8 pernos en las alas de viga y otra plancha adicional soldada al ala de columna. Además dos placas de continuidad en la zona de panel que garantizan la estabilidad del nudo



En el presente trabajo se analizará el comportamiento de 2 conexiones, la viga de sección reducida (Reduced Beam Section RBS) y la plancha empernada en las alas de viga (Bolted Flange Plate BFP). Las dos uniones han sido aprobadas por la normativa AISC 358-10 y muy analizadas por varios códigos internacionales con el fin de mejorar su rendimiento, identificar posibles fallas o comparar con juntas que no entran en esta lista de precalificación.

La semejanza entre una y otra junta está en que deben desarrollar ductilidad en vigas, cercanas a la cara de columna.

Sus diferencias radican en el montaje. La conexión de sección reducida en viga o "hueso de perro" como también se la conoce, permite una fabricación y colocación sencilla, en donde se deberá prestar cuidado en la soldadura, no así en la conexión de alas empernadas en viga, donde se deberá verificar la soldadura, perforación de pernos y colocación de las planchas.

III ANÁLISIS

Para el análisis de la estructura se empieza cuantificando las cargas de la misma basados en los planos arquitectónicos.

Tabla 1. Datos de adicional de carga muerta de cada piso del edificio

Adicional de carga muerta (ACM)	
Niveles	kg/m²
0+00; 2+0,70; 5+0,25; 7+0,85	464,03
10+0,45	541,13
13+0,05	80,83

Tabla 2. Carga viva dependiendo el área del edificio

Áreas	kg/m²
Residencia	200
Jardines y/o patios de reunión	480
Paseo	300
Cubiertas inaccesibles	70
Escaleras	480

Tabla 3. Elementos estructurales obtenidos de un pre diseño

Dimensiones de elementos estructurales		
Viguetas	IPE220	
Vigas	IPE330	
Columna	HEB260	
Placa deck	Peralte: 12 cm Espesor de placa: 0,65 cm	
Escaleras	Perfiles extremos	C300X150X12
	Escalones	C300X100X6

Tipo de materiales

Tabla 4. Materiales utilizados en la modelación y cálculo estructural

Materiales		
Elemento (s)	Tipo	Normativa
Vigas, viguetas, columnas y escaleras	A36	AISC 360-10
Losa colaborante	A37	Fabricante Kubilosa
Pernos	A490 clase B	AISC 360-10
Placas	A36	AISC 360-10
Soldadura	E60	AISC 360-10
Hormigón	240 kg/cm²	NEC 16

Los datos marcados en las tablas se introducirán al software Etabs 2016, en donde se estabilizará la estructura.

Las conexiones RBS y BFP serán diseñadas manualmente y en computador. Los temas analizados son:

- Módulo plástico
- Máximo momento probable
- Cortante máximo en la rótula plástica
- Máximo momento probable en la cara de columna
- Momento plástico
- Capacidad a flexión de la viga en la cara de columna
- Capacidad a corte requerida por la viga y conexión
- Placa a corte entre el alma de viga y ala de columna

- Chequeo de placas de continuidad

- Chequeo zona de panel

IV RESULTADOS

Resultados hechos manualmente

Para el análisis manual, los perfiles estructurales fueron los adecuados, cumpliendo todos los requerimientos planteados por AISC 358-10.

Gráfico 6. Conexión de viga de sección reducida, diseñada manualmente

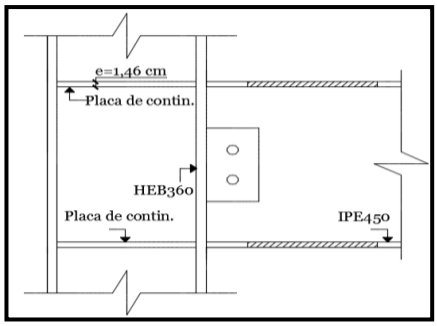
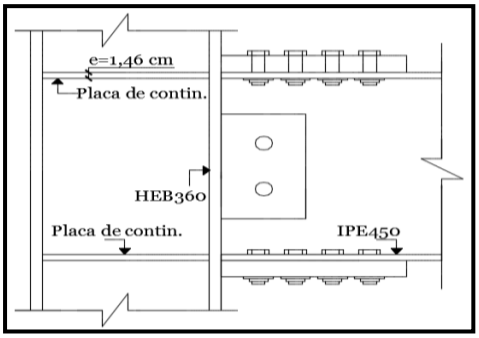


Gráfico 7. Conexión viga de alas empernadas, diseñada manualmente



Resultados hechos en un software especialidos en conexiones metálicas

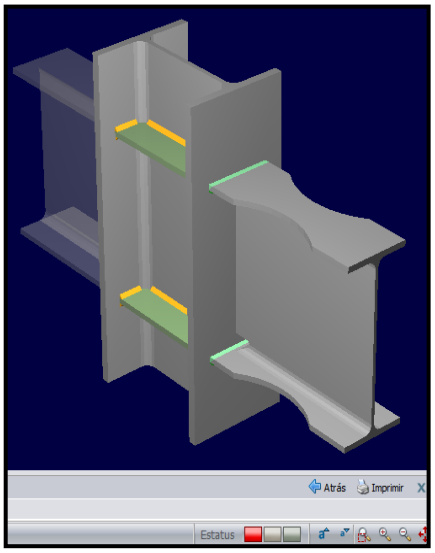
Conexión de viga de sección reducida (RBS)

La unión cumplió perfectamente los requerimientos de diseño para pandeo en compresión y esfuerzo de corte en el alma de viga con una relación de demanda/capacidad de apenas 0,21. Así mismo el esfuerzo a flexión de las alas llegó al 0,28.

Sólo en el tema de cargas sísmicas se pudo evidenciar que la demanda excedió a la capacidad en un 4%, ya que existió mayor solicitación a momento en la cara de columna (Mf) que en el de viga (Mpe).

La filosofía sismorresitente tiene el criterio de columna fuerte-viga débil y para un mejor desempeño de la conexión se puede disminuir la sección de viga, con el fin de tener mayor momento en la zona recortada del elemento horizontal, o a su vez, aumentar el área de columna sustituyendo por otro perfil. Este cambio de elementos implicaría partir desde el inicio el análisis. Así mismo, al tener un error mínimo en un solo cálculo se puede obviar y dar por aprobado la unión, toda vez que los demás chequeos cumplen perfectamente los requerimientos y no es justificable sobre dimensionar los elementos para un solo análisis, teniendo en cuenta que la sobredemanda es mínima.

Gráfico 8. Análisis de la conexión



Conexión de alas de viga empernadas (BFP)

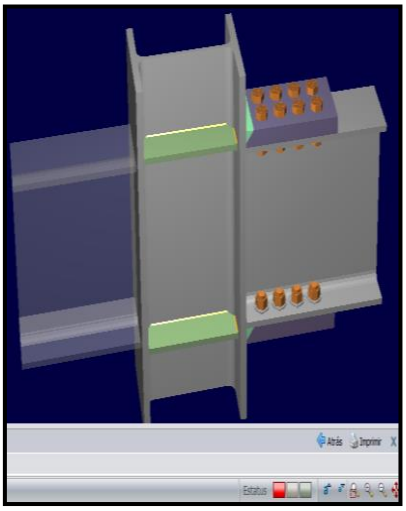
Las placas que se colocaron en las alas de viga tuvieron un comportamiento adecuado frente a los esfuerzos de corte, tensión, compresión y bloque de corte. Con una relación d/c máxima de 0,31. Así mismo para el chequeo de esfuerzo de corte en los pernos y aplastamiento de los mismos se tuvo relaciones de d/c muy por debajo, con un 0,11; lo cual es muy positivo.

A su vez, no hubo la necesidad de colocar regulizadores transversales, ya que la unión no generó ninguna solicitación en esta zona.

Existió un gran incremento en los chequeos de elongación de orificios de pernos y rotura de la sección neta.

La única demanda que superó la capacidad de la unión en un 10%, fue la de rotura de la sección neta del ala de viga.

Gráfico 9. Análisis de la conexión



Probablemente se necesite mayor sección de viga para contrarrestar el momento y rigidizar aún más la zona empernada. Con ello se llevaría a una falla por fluencia en las rótulas plásticas.

Como medida de solución, al considerar que en un solo cálculo se está fallando, AISC 358-10 propone colocar un refuerzo de placas llamadas cuñas o "Shims" en la parte inferior y superior de las alas de viga, con un espesor máximo de 6 mm, con el fin de rigidizar la zona. Si se cambia las secciones por completo se debe calcular nuevamente la estructura y las conexiones.

V CONCLUSIONES

- La estructura, al ser constituida por un sistema de pórticos resistentes a momento de la clase "IMF", permite moderadamente la disipación de energía sísmica a través de la ductilidad en vigas y columnas; dando la posibilidad de reducir las secciones y tener una mayor eficiencia en los elementos estructurales.

- Debido a la ductilidad que presenta la estructura metálica, es necesario garantizar que la unión viga- columna disponga de un similar comportamiento. Para lo cual la norma AISC 358-16 sugiere la utilización de una combinación de soldadura, pernos y placas.

- En las dos conexiones precalificadas se inducen la formación de rótulas plásticas en vigas a través de la reducción de sección de las alas en el caso de la conexión "RBS" y en la otra unión "BFP", mediante la colocación de placas en una parte de la viga cercana a la cara de columna, quedando desprotegido la zona que sigue a continuación.

Con ello, estas regiones comienzan a desarrollar ductilidad e incursionan inmediatamente en el rango plástico y por ende disipan energía sísmica.

- Para la conexión de planchas empernadas en alas de viga se necesitó placas y pernos de un espesor y tamaño considerable, debido a que se trabajó con el 100% de las propiedades del elemento. No así en la unión de viga reducida, en donde sus características en la zona recortada se redujeron en un 35% aproximadamente. Justamente para provocar el fallo en dicha zona.

- Ambas conexiones brindan factibilidad constructiva debido a que las placas y pernos se los puede colocar en obra y la sección reducida de alas de viga se pueden realizar en taller.

- Los dos métodos de cálculo cumplieron con los lineamientos propuestos por AISC358-10, AISC360-10, FEMA350 y NEC 16_SE_AC. Con una acotación importante, ya que el programa Etabs, en uno de sus cálculos advierte colocar placas de

continuidad en la zona nodal debido a un pandeo local de las alas de columna; semejante a lo que se realizó manualmente, pero dicho software no ofrece la opción de insertar ese requerimiento, por lo que no se pudo comparar al 100% los dos sistemas de cálculo.

- Cada procedimiento hecho manualmente cumplió con los rangos establecidos para las dos uniones, no así el cálculo hecho a través de un software especializado en conexiones metálicas, en donde se evidenció que la relación demanda-capacidad fue sobrepasada en un pequeño porcentaje. La razón posiblemente sea que el software utilizó mayor número de decimales.

Según el software, para la conexión de viga reducida se necesitó inducir un mayor momento en la zona recortada y para la unión de planchas empernadas, se requirió rigidizar aún más la zona con secciones de vigas y columnas que otorguen mayor estabilidad. Los porcentajes que sobrepasaron los límites fueron del 10% y 4% para las uniones "RBS" y "BFP" respectivamente.

- Los porcentajes que excedieron los límites son pequeños razón por la cual se podrían dar por aprobado las uniones, teniendo en cuenta que se tomó una conexión de columna central con los vanos más largos y cargas gravitacionales elevadas. Así mismo los esfuerzos cortantes y momentos flectores fueron obtenidos de las envolventes de vigas y columnas.

Además los valores que sobrepasaron los límites fueron en dos análisis, y no justifica el sobredimensionamiento de los elementos estructurales para cumplir este requerimiento, ya que como se pudo ver, varios ítems se encuentran en demandas por debajo de la mitad de la capacidad de vigas y columnas.

REFERENCIAS

[1] ESPOL, "Investigación Previa, conexiones metálicas", Capítulo 2, Disponible en: https://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:KH0qH2zOyHUJ:https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/6134/6/cap%25202.doc+&cd=3&hl=es-419&ct=clnk&gl=ec

[2] CASSANGE Andrés, "Estado de la práctica del diseño y construcción de edificios existentes de acero resistentes a momento y recomendaciones para la construcción en edificios nuevos de acero en la ciudad de Guayaquil", Tesis, ESCUELA PLITÉCNICA DEL LITORAL, Guayaquil- Ecuador, 30 Octubre,2009.

[3] CASSANGE Andrés, "Estado de la práctica del diseño y construcción de edificios existentes de acero resistentes a momento y recomendaciones para la construcción en edificios nuevos de acero en la ciudad de Guayaquil", Tesis, ESCUELA PLITÉCNICA DEL LITORAL, Guayaquil- Ecuador, 30 Octubre,2009.

[4] GUERRERO Patricia y ACERO Hernán, "Precalificación de una conexión soldada a momento viga-columna para aplicaciones en edificios metálicos". UNIVERSIDAD DEL VALLE, Cali- Colombia, 18 Agosto, 2016

[5] CRISAFULLI Francisco, "Diseño Sismorresitente de Construcciones de Acero", Cuarta edición, Santiago de Chile-Chile, 2014. Disponible en: http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/diseno_sismorresistente_de_construcciones_de_acero-4ta_ed.pdf

[6] Conexiones Precalificadas, "Conexión con sección de viga reducida", Disponible en: https://es.scribd.com/document/159556850/III-Conexiones-Precalificadas

[7] Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chapter 10, "Bolted Flange Plate (BFP) Moment Connection", 2010.