

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



Trabajo de Integración Curricular

Tema: Diseño y evaluación del desempeño estructural de conexiones estructurales de tipo placa final sin rigidizar utilizada en edificios sismorresistentes en la ciudad de Quito

AUTORES:

Marcel Leandro Carrera Camacho

Luis German Contreras Vasquez

QUITO DM, JUNIO DE 2023

DEDICATORIA

A Dios

A mi madre Verónica, y a mi padre Ufredo, por el gran amor que les tengo, además por ser un gran apoyo en este periodo educativo y en mi vida

A toda mi familia que estuvo presente en toda mi vida estudiantil brindándome su apoyo y dándome un consejo cuando lo necesite.

A la Lola

A mis padres Jenny y Luis

A mis abuelos Rosa, Maria y Luis

A mis amigos

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme la vida y la salud para poder culminar mi periodo estudiantil y ponerme a prueba para poder crecer como persona.

Agradecemos a nuestro tutor Ing. Jorge Cisneros por la paciencia y el apoyo brindados a lo largo de la realización de este proyecto de integración curricular.

Agradezco de todo corazón a mis padres y hermana por su apoyo incondicional, por ser un gran soporte en mi vida, y por darme sus consejos que, gracias a ellos, me he convertido en la persona que soy hoy en día, gracias por ser quienes son y por creer en mí.

Agradecemos a nuestros amigos y compañeros por los momentos tantos buenos como malos que hemos vivido a lo largo de esta carrera estudiantil, además del gran apoyo que su momento nos brindaron.

A mis padres, por el amor, por el apoyo y por oportunidad de estudiar esta maravillosa profesión.

A mis abuelos, por creer en mí, y por brindarme su amor y palabras de aliento.

A mi mascota Muffin, por brindarme su amor y compañía en los momentos que más lo necesitaba.

A mi pareja Daniela, por apoyarme y alentarme a seguir adelante en la recta final de este camino.

A mis amigos por su apoyo, en especial a Carlos y Matheo.

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO.....	3
TABLA DE ILUSTRACIONES.....	8
TABLA DE ECUACIONES.....	10
TABLA DE TABLAS	14
1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1. JUSTIFICACIÓN.....	15
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	15
1.3. OBJETIVOS.....	15
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	15
1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	15
1.4. ALCANCE.....	16
2. MARCO TEORÍCO	16
2.1. MARCO REFERENCIAL.....	16
2.1.1. SISMO.....	16
2.1.2. ESPECTRO DE DISEÑO	16
2.1.2.1. FACTOR Z	17
2.2. CONEXIONES	17
2.2.1. DEFINICIÓN	17
2.2.2. TIPOS DE CONEXIONES	17
2.2.2.1. CONEXIONES EMPERNADAS.....	17
2.2.2.1.1. TIPOS DE FALLA.....	18
2.2.2.2. CONEXIONES SOLDADAS.....	18
2.3. NORMATIVAS	19
2.3.1. Eurocode 3 “Design of steel structures”.....	19

2.3.1.1.	PROCESO DE CÁLCULO	19
2.3.2.	AISC 360-16 “Specifications for Structural Steel Buildings”.....	20
2.3.3.	AISC 341-16 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”	21
2.3.3.1.	DUCTILIDAD	21
2.3.3.2.	“VIGA DÉBIL, COLUMNA FUERTE”	22
2.3.4.	AISC 358-16 “Prequalified Connections”	22
2.3.4.1.	CAPÍTULO 6 “BOLTED UNSTIFFENED AND STIFFENED EXTENDED END- PLATE MOMENT CONNECTIONS”	23
2.3.4.2.	MOMENTO PROBABLE	23
2.3.4.3.	RÓTULA PLÁSTICA	24
2.4.	MÉTODOS DE LAS COMPONENTES	24
2.5.	DIAGRAMA DE MOMENTO-ROTACIÓN.....	25
2.6.	ELEMENTOS FINITOS.....	25
3.	DISEÑO DE UNA CONEXIÓN TIPO PLACA FINAL SIN RIGIDIZADORES	26
3.1.	VERIFICACION DE LOS REQUISITOS DE DUCTILIDAD DE LOS ELEMENTOS A TOMARSE EN EL DISEÑO POR LA NORMA AISC 341-16 POR LA TABLA D 1.1 ...	27
3.1.1.	ELEMENTO VIGA.....	27
3.1.1.1.	Ductilidad del ala de la viga.....	27
3.1.1.2.	Ductilidad del alma de la viga	28
3.1.2.	ELEMENTO COLUMNA	29
3.1.2.1.	Ductilidad del ala de la columna.....	29
3.1.2.2.	Ductilidad del alma de la columna.....	29
3.2.	SELECCIÓN Y VERIFICACION DE REQUISITOS GEOMETRICOS EN BASE A LA TABLA 6.1 (AISC 358-16)	31
3.3.	DISEÑO POR EL LADO DE LA VIGA SEGÚN EL CAPITULO 6 DE LA AISC 358- 16	33

3.3.1.	CALCULO DE MOMENTO DE DISEÑO M_f	33
3.3.2.	DIAMETRO REQUIERIDO EN LOS PERNOS DE LA CONEXION	35
3.3.3.	CALCULO DEL ESPESOR REQUERIDO DE LA PLACA FINAL.....	36
3.3.4.	CALCULO DE LA FUERZA FACTORIZADA EN EL ALA DE LA VIGA.....	37
3.3.5.	CALCULO DE LA RESISTENCIA POR ROTURA POR CORTANTE DE LOS PERNOS	37
3.3.6.	CALCULO DE DESGARRE Y APLASTAMIENTO EN LA PLACA.....	38
3.3.7.	CÁLCULO DE LA FALLA POR RUPTURA A CORTE DE LOS PERNOS	38
3.3.8.	CHEQUEO DE LA ROTURA Y DESGARRE DE PERNOS DE LA PLACA FINAL Y DEL ALA DE LA COLUMNA.....	39
3.4.	DISEÑO DE LA PLACA FINAL POR EL LADO DE LA COLUMNA SEGÚN EL CAPITULO 6 DE LA AISC 358-16.....	40
3.4.1.	CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN DEL ALA DE LA COLUMNA	41
3.4.2.	CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA FLUENCIA LOCAL DEL ALMA DE LA COLUMNA SIN RIGIDIZAR EN LAS ALAS DE LA VIGA.	41
3.4.3.	CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL PANDEO DEL ALMA EN EL ALA EN COMPRESIÓN DE LA VIGA EN LA COLUMNA NO RIGIDIZADA.....	43
3.4.4.	CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL ALMA DE LA COLUMNA SIN RIGIDIZADA EN EL ALA DE COMPRESIÓN DE LA VIGA.	43
3.4.5.	COMPROBAR SI SE REQUIEN PLACAS RIGIDIZADORAS.....	44
4.	METODO DE LOS COMPONENTES Y DIAGRAMAS DE MOMENTO-ROTACIÓN..	45
4.1.	RESISTENCIA DE DISEÑO	45
4.1.1.	ALMA DE LA COLUMNA A CORTE.....	45
4.1.2.	ALMA DE LA COLUMNA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL.....	47
4.1.3.	ALMA DE LA COLUMNA EN TENSIÓN TRANSVERSAL	48

4.1.4.	ALA DE LA COLUMNA EN FLEXIÓN.....	50
4.1.5.	FLEXIÓN EN PLACA FINAL.....	52
4.1.6.	COMPRESIÓN EN EL ALA DE LA COLUMNA O VIGA	54
4.1.7.	ALMA DE LA VIGA EN TENSION	56
4.1.8.	PERNOS EN TENSIÓN	57
4.1.9.	PERNOS A CORTE.....	58
4.2.	COEFICIENTES DE RIGIDEZ.....	58
4.2.1.	ALMA DE LA COLUMNA A CORTE.....	58
4.2.2.	ALMA DE LA COLUMNA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL.....	59
4.2.3.	ALMA DE LA COLUMNA EN TENSIÓN TRANSVERSAL	59
4.2.4.	ALA DE LA COLUMNA EN FLEXIÓN.....	60
4.2.5.	FLEXIÓN EN LA PLACA FINAL.....	60
4.2.6.	CASOS 7 Y 8 (COMPRESION EN EL ALA DE LA COLUMNA O VIGA Y ALMA DE LA VIGA EN TENSION)	61
4.2.7.	PERNOS EN TENSIÓN	61
4.2.8.	PERNOS A CORTE.....	61
4.3.	ELABORACIÓN DE DIAGRAMAS.....	62
4.3.1.	Diagrama para cada tipo de falla	63
4.3.1.1.	Corte en el alma de la columna.....	63
4.3.1.2.	Compresión transversal en el alma de la columna.....	64
4.3.1.3.	Tensión transversal en el alma de la columna	64
4.3.1.4.	Flexión en el ala de la columna.....	65
4.3.1.5.	Flexión en la placa final.....	65
4.3.1.6.	Pernos en tensión	66
4.3.2.	ENSABLE DEL MODELO DE RESORTES EQUIVALENTE.....	66

4.3.3.	ELABORACION DEL DIAGRAMA MOMENTO ROTACION DE LA CONEXIÓN	
	69	
5.	SIMULACIÓN COMPUTACIONAL	71
5.1.	DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE UTILIZADO.....	71
5.1.1.	IDEA STATICA.....	71
5.1.2.	PROPIEDADES GEOMETRICAS.....	71
5.1.2.1.	VIGA.....	71
5.1.2.2.	COLUMNA	72
5.1.2.3.	PLACA FINAL.....	72
5.1.2.4.	MODELO 3D DE LA CONEXIÓN	73
5.1.3.	CARGAS APLICADAS.....	73
5.1.3.1.	CARGA MOMENTO DE DISEÑO SEGÚN LA AISC 358-16.....	73
5.1.4.	ANALISIS DE RESULTADOS DEL IDEA STATICA	74
5.1.4.1.	VERIFICACION DE DEFORMACION.....	74
5.1.4.2.	VERIFICACION DE TENSION EQUIVALENTE.....	74
5.1.4.3.	VERIFICACION DE PRIMER MODO DE PANDEO	75
5.1.4.4.	TABLA RESUMEN DEL ANALISIS Y DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS	75
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	76
6.1.	AISC 358-16	76
6.2.	EUROCODE 3 1-8.....	77
7.	CONCLUSIONES.....	79
8.	RECOMENDACIONES	81
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	82

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Conexión tipo placa final sin rigidizar (4E) Vista lateral	26
Ilustración 2: Conexión tipo placa final sin rigidizar (4E) Vista en planta	26
Ilustración 3: Dimensiones escogidas para la conexión de diseño	31
Ilustración 4 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 1	45
Ilustración 5: Nota 2B Eurocode 1993 1-1	46
Ilustración 6: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 2	47
Ilustración 7: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 3	48
Ilustración 8: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 4	50
Ilustración 9: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 5	52
Ilustración Eurocode 1993 1-8 Figura 6.11 “Values of α for stiffened column flanges and end-plates”	52
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Figura 6.11 “Values of α for stiffened column flanges and end-plates”	52
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 7	54
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 8	56
Ilustración 14: Eurocode 1993 1-8 Figura 6.11 “Values of α for stiffened column flanges and end-plates”	56
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 10	57
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 11	58
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Column web panel in shear”	58
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Column web in compression”	59
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Column web in tension”	59
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Column flange in bending (for a single bolt-row in tension)”	60
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “End-plate in bending (for a single bolt-row in tension)”	60

Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Nota 4.....	61
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Bolts in tension (for a single bolt-row)”	61
Ilustración : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Bolts in shear”.....	61
Ilustración : Diagrama para Corte en el alma de la columna.....	63
Ilustración :Diagrama para compresión transversal en el alma de la columna.....	64
Ilustración : Diagrama para tensión transversal en el alma de la columna.....	64
Ilustración : Diagrama para Flexión en el ala de la columna.....	65
Ilustración : Diagrama para flexión en la placa final	65
Ilustración : Diagrama para pernos en tensión.....	66
Ilustración : Modelo de resortes de conexión tipo placa final	66
Ilustración : Modelo de resortes final	69
Ilustración : Diagrama Momento-Rotación de la conexión tipo placa final sin rigidizar.....	70
Ilustración : Sección transversal (Viga) IDEA StatiCa V 23.0.1.....	71
Ilustración : Sección transversal (Columna) IDEA StatiCa V23.0.1.....	72
Ilustración : Sección transversal (Placa final) IDEA StatiCa V23.0.1	72
Ilustración : Modelo 3D de la Conexión Tipo (4E) IDEA StatiCa V23.0.1	73
Ilustración : Carga Mf aplicada a la conexión IDEA StatiCa V 23.0.1	73
Ilustración 39: Verificación de deformación IDEA StatiCa V23.0.1	74
Ilustración 40: Verificación de tensión equivalente IDEA StatiCa V23.0.1	74
Ilustración 41 : Verificación de Pandeo de los elementos IDEA StatiCa V23.0.1	75
Ilustración 42: Tabla resumen del desempeño de los elementos IDEA StatiCa V23.0.1	75

TABLA DE ECUACIONES

Ecuación 1: Relación entre la mitad del ancho de la viga y su espesor (Caso 1 Tabla D1.1 AISC 341-16).....	27
Ecuación 2 : Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Caso 1 Tabla D1.1 AISC 341-16).....	27
Ecuación 3: Relación entre la altura del alma de la viga y el espesor de esta. (AISC 341-16 Tabla D1.1 caso 7)	28
Ecuación 4: Resistencia a la fluencia de la sección del perfil (Viga)(AISC 341-16 D1.1 Caso 7)	28
Ecuación 5: Relación entre la resistencia requerida y el límite elástico axial disponible (Viga) (Caso 7 Tabla D1.1 AISC 341-16)	28
Ecuación 6: Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Viga) (Caso 7 Tabla D1.1 AISC 341-16).....	29
Ecuación 7: Relación entre la mitad del ancho de la columna y su espesor (Columna) (Caso 1 Tabla D1.1 AISC 341-16).....	29
Ecuación 8: Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Viga) (Caso 1 Tabla D1.1 AISC 341-16).....	29
Ecuación 9: Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Columna) (Caso 1 Tabla D1.1 AISC 341-16).....	30
Ecuación 10: Ecuación 4: Resistencia a la fluencia de la sección del perfil (Columna) (AISC 341-16 D1.1 Caso 7)	30
Ecuación 11: Relación entre la resistencia requerida y el límite elástico axial disponible (Columna) (Caso 7 Tabla D1.1 AISC 341-16)	30
Ecuación 12: Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Columna) (Caso 7 Tabla D1.1 AISC 341-16).....	30
Ecuación 13: Máximo momento probable en la rótula plástica AISC 358-16 (Ec 2.4-1)	33
Ecuación 14: Factor para tener en cuenta la fuerza máxima de conexión AISC 358-16 (Ec 2.4-2)	34
Ecuación 15: Momento de diseño en la cara de la columna AISC 358-16 (Ec 6.8-1)	34
Ecuación 16: Fuerza cortante al final de la viga AISC 358-16 (Ec 6.8-2)	34
Ecuación 17: Diámetro de los pernos requeridos AISC 358-16 (Ec 6.8-3).....	35

Ecuación 18: Espesor requerido de placa final AISC 358-16 (Ec 6.8-5)	36
Ecuación 19: AISC 358-18 (TABLA 6.2) Parámetro del límite elástico de la placa final.....	37
Ecuación 20: Fuerza factorizada en el ala de la viga AISC 358-16 (Ec 6.8-6)	37
Ecuación 21: Resistencia por rotura por cortante de los pernos AISC 358-16 (Ec 6.8-7)	37
Ecuación 22: Resistencia al desgarre y aplastamiento en la placa AISC 358-16 (Ec 6.8-8).....	38
Ecuación 23: Resistencia por ruptura a corte AISC 358-16 (Ec 6.8-11).....	38
Ecuación 24: Resistencia a rotura y desgarre al ala de la columna AISC 358-16 (Ec 6.8-12).....	39
Ecuación 25 Distancia desde la línea central de la fila de pernos en tensión más interna o externa hasta el borde de un patrón de línea de fluencia AISC 358-18 (TABLA 6.5).....	41
Ecuación 26 Parámetro del mecanismo de la línea de fluencia del ala de la columna no rigidizada. AISC 358-18 (TABLE 6.5).....	41
Ecuación 27 Resistencia a la deformación por flexión del ala de la columna. AISC 358-18 (6.8-13)	41
Ecuación 28 Resistencia a la fluencia local del alma de la columna sin rigidizar en las alas de la viga. AISC 358-18 (6.8-17)	42
Ecuación 29 Resistencia requerida. AISC 358-18 (6.8-16).....	42
Ecuación 30 Resistencia al pandeo del alma de la columna sin rigidizar. AISC 358-18 (6.8-19) Columna continua.	43
Ecuación 31 Resistencia requerida. AISC 358-18 (6.8-18).....	43
Ecuación 32 Resistencia a la compresión del alma de la columna sin rigidizar. AISC 358-18 (6.8-24).	44
Ecuación 33 Resistencia requerida AISC 358-18 (6.8-21).....	44
Ecuación 34:Relación de esbeltez Eurocode 1993 1-8.....	45
Ecuación 35: Factor de deformación en base al límite elástico del material Eurocode 1993 1-1 (Sec. 6.3.1.3 (1))	45
Ecuación 36: Resistencia al cortante plástico de diseño Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.1(2))	46
Ecuación 37: Área de corte de la columna Eurocode 1993 1-1 (Sec6.2.6(3)d).....	46
Ecuación 38 : Resistencia de diseño Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.9)).....	47
Ecuación 39: Factor de reducción para permitir posibles efectos de la interacción con el corte en el alma de la columna Eurocode 1993 1-1 6.2.6.2(2).....	47

Ecuación 40 : Ancho efectivo del alma de la columna en compresión Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.11)).....	47
Ecuación 41 : Resistencia de diseño Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.9)).....	47
Ecuación 42 : Esbeltez de la placa Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.11))	48
Ecuación 43 : Resistencia de diseño Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.9)).....	48
Ecuación 44 : Longitud efectiva de patrón circular del ala de la columna sin rigidizar Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4.2 Tabla 6.4).....	48
Ecuación 45 : Longitud efectiva de patrón no circular del ala de la columna sin rigidizar Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4.2 Tabla 6.4).....	48
Ecuación 46 : Resistencia de diseño del alma de la columna sin rigidizar sujeta a tensión transversal. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.3(1)...(6.15)).....	49
Ecuación 47 : Momento plástico de diseño. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4.1 Tabla 6.2)	50
Ecuación 48 : Resistencia en tensión de cada perno. Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.1 Nota 2B)	51
Ecuación 49 : Elongación del perno. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)	51
Ecuación 50 : Resistencia de diseño a tensión. Modo1, Modo2. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)	51
Ecuación 51 : Resistencia de diseño a tensión. Modo3. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)	51
Ecuación 52 : Elongación del perno. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)	53
Ecuación 53 : Momento plástico de diseño. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4.1 Tabla 6.2)).....	53
Ecuación 54 : Resistencia de diseño a tensión. Modo1. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2))	53
Ecuación 55 : Resistencia del momento de diseño. Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.5 (2) (6.14))....	55
Ecuación 56 : Resistencia a la compresion en el ala y alma de la viga. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.7 (1) (6.21)).....	55
Ecuación 57 : Resistencia de diseño a tensión. Modo1. Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.5 (2) (6.13))	55
Ecuación 58 : Resistencia a la compresion en el ala y alma de la viga. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.7 (1) (6.21)).....	55
Ecuación 59 : Resistencia de diseño a la tensión. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.8 (1) (6.22)) ...	57

Ecuación 60 : Resistencia de diseño a tensión. Modo3. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)	57
.....	
Ecuación 61 : Resistencia a corte de cada perno. Eurocode 1993 1-8 (Sec 3.6.1 Tabla 3.4)	58
Ecuación 62 : Resistencia a corte del total de pernos (8). Eurocode 1993 1-8 (Sec 3.6.1 (5)).....	58
Ecuación 63 : Coeficiente de rigidez Componente “Column web panel in shear” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11).....	59
Ecuación 64 : Coeficiente de rigidez Componente “Column web in compression in shear” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)	59
Ecuación 65 : Coeficiente de rigidez Componente “Column web in tension” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11).....	60
Ecuación 66 : Coeficiente de rigidez Componente “Column flange in bending (for a single bolt-row in tension)” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)	60
Ecuación 67 : Coeficiente de rigidez Componente “Componente “End-plate in bending (for a single bolt-row in tension)” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)	60
Ecuación 68 : Coeficiente de rigidez Componente “Bolts in tension (for a single bolt-row)” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)	61
Ecuación 69 : Coeficiente de rigidez Componente “Componente “Bolts in shear)” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11).....	62
Ecuación 70: Coeficiente de rigidez efectivo para una fila de pernos Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.30)	67
.....	
Ecuación 71: Modelo de resortes simplificado.....	67
Ecuación 72: Coeficiente de rigidez equivalente simple Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.29).....	68
Ecuación 73: Brazo de palanca equivalente Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.31)	68
Ecuación 74: Rigidez rotacional inicial de la conexión Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.27)	69
Ecuación 75: Momento resistente de cálculo Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.25)	70

TABLA DE TABLAS

Tabla 1: Requisitos geométricos en base a la tabla 6.1 (AISC 358-16.....	32
Tabla 2: AISC 358-16 Tabla 6.1 "Limitaciones paramétricas en la precalificación de la conexión"	32
Tabla 3: AISC 341-16 Tabla A3.1 "Valores de R_y y R_t para acero"	33
Tabla 4: AISC 360-16 Tabla J3.2 "Tension Nominal del perno"	35
Tabla 5:- AISC 360-16 Tabla J3.3 "Dimensiones de agujero nominal"	36
Tabla 6: AISC 360-16 Tabla J3.2 "Tensión nominal de conectores y partes roscadas"	39
Tabla 7: Tabla resumen de los elementos por su tipo de falla	63
Tabla 8 Tabla resumen AISC 358-16	76
Tabla 9 Tabla resumen Eurocode 3 1-8	78

1. INTRODUCCIÓN

1.1. JUSTIFICACIÓN

El Ecuador es un país cuya ubicación geográfica se encuentra dentro de una zona de riesgo sísmico alto, mismo que, afecta a la resistencia de las estructuras que existen dentro de él, si bien, un correcto diseño de elementos estructurales como vigas y columnas es importante, el diseño de las conexiones entre estos es igual de relevante, ya que, un mal diseño de esta unión causará una separación de los elementos produciendo un colapso parcial o total de la estructura, lo cual, impedirá la evacuación de las personas que la habitan, a pesar de ello, en la práctica no se presta la atención que requiere.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el Ecuador existe una predilección por la construcción en hormigón armado, esto se da principalmente por la facilidad que presenta la obtención de los materiales, lo que hace que, este tipo de estructuras sean económicas en comparación a sus similares en acero, esto ha generado que los profesionales dedicados al diseño y construcción de estructura metálicas sean pocos, en consecuencia, estos no siempre toman en cuenta todas las consideraciones que se deben tener al momento de diseñar las uniones de los elementos que las componen.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar, diseñar y evaluar el desempeño de una conexión tipo placa final sin rigidizar en acero mediante cálculos y método computacional.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Presentar los conceptos previos para el diseño y análisis de la conexión.
- Obtener la resistencia de la conexión diseñada empleando tanto las cargas aplicadas como los estados límites de falla de los materiales empleados.

- Obtener la curva de momento-rotación de la conexión diseñada.
- Realizar un modelo computacional de la conexión diseñada.

1.4. ALCANCE

En el presente trabajo de investigación se plantea realizar el diseño y evaluación manual y computacional del desempeño de una conexión estructural tipo placa final sin rigidizadores en acero para una estructura de categoría de riesgo baja ubicada en una zona sísmica nivel V con una caracterización del peligro sísmico alto.

Este trabajo se va a encargar únicamente de analizar el desempeño de la conexión diseñada mas no del desempeño de la estructura completa. Comparando los métodos de cálculo empleados en dos normativas diferentes mediante el uso de un software computacional y cálculo manual

2. MARCO TEORÍCO

2.1. MARCO REFERENCIAL

2.1.1. SISMO

Un sismo es la energía liberada al momento que las capas internas de la Tierra realizan un movimiento brusco y súbito, esta genera una serie de ondas que producen vibración en la superficie terrestre, misma que se transmite a las estructuras existentes en esa capa y las acelera lateralmente. (Chopra, 2020)

2.1.2. ESPECTRO DE DISEÑO

La forma en la que un sismo se comporta en diferentes zonas geográficas depende de diversas variables, como el valor del factor Z , la relación de amplificación espectral y el coeficiente de amplificación del suelo, esto hace que los diseños de estructuras sismo resistentes en diferentes zonas sísmicas deban cambiar para satisfacer la demanda que eventualmente se le podría aplicar. Para evaluar como una estructura se va a comportar frente a la actividad sísmica de cierta región es importante diseñar el espectro de respuesta en aceleración, este son las máximas respuestas absolutas en aceleración en sistemas de 1 grado de libertad definidos por su periodo fundamental ante un amortiguamiento dado frente a un mismo sismo. En la norma ASCE 7-16 (ASCE, 2016) - revisar referencias

automáticas, dentro del capítulo 11 se explican el conjunto de parámetros con el que se puede construir el espectro de diseño que nos servirá para determinar cómo una estructura se comportará frente a la actividad sísmica de determinada región geográfica. (Chopra, 2020) (MIDUVI, 2015)

2.1.2.1. FACTOR Z

El factor de aceleración Z es parte de las variables que conforman el diseño del espectro elástico de diseño en aceleración, el MIDUVI y la CAMICON (2015) en la norma NEC-SE-DS, lo definen como “la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad”. (MIDUVI, 2015)

2.2. CONEXIONES

2.2.1. DEFINICIÓN

La conexión es la combinación de dos o más elementos estructurales y juntas que transmiten todos los esfuerzos internos entre dos miembros. Existen varios algunos tipos de conexión en estructuras de acero, pero las más comunes y óptimas que hasta la actualidad se siguen desarrollando son las conexiones atornilladas y soldadas. (McCormac, 2013)

2.2.2. TIPOS DE CONEXIONES

2.2.2.1. CONEXIONES EMPERNADAS

Funcionan de manera óptima para ciertos casos de estructuras y frente a la soldadura, las conexiones atornilladas es un proceso mucho más rápido y necesita de mano de obra menos especializada, este tipo de conexión es útil para lugares donde el costo de mano de obra es muy elevado y es más fácil encontrar los tornillos necesarios para este tipo de conexión, se van a encontrar tipos de tornillos dependiendo de la resistencia, se pueden encontrar desde tornillos ordinarios (A 307) que son fabricados con aceros al carbono con esfuerzos y deformaciones muy parecidas al acero A36 y se los puede encontrar en diámetros que varían desde ½ pulgada hasta la 1 ½ en incrementos de 1/8, estos tipos de tornillos son utilizados para largueros, correas y riostras. (McCormac, 2013)

Los que se deben usar para elementos estructurales son los tornillos de alta resistencia como los A 325 que en a base de acero al carbono medianamente tratado y se necesita

mayor resistencia podemos encontrar los tornillos A 490 que, de igual manera tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado, en el caso de que se necesitara mayores dimensiones tenemos a los tornillos A 449 pero son muy difíciles de encontrarse en el medio. (McCormac, 2013)

2.2.2.1.1. TIPOS DE FALLA

Se pueden mostrar diferentes maneras en que pueden ocurrir fallas en juntas atornilladas, puede fallar tanto la placa como los tornillos así que se deberá analizar ambas, tipos de falla para la placa puede ser la fluencia de la placa o la ruptura por tensión de la misma, una vez analizado la placa procedemos a ver los tornillos, tenemos de tipos de falla como el aplastamiento de los tornillos o resistencia al corte de los mismo, si tenemos conexiones pre tensionadas existe un modo de falla que se debe tomar en cuenta como el deslizamiento crítico. (McCormac, 2013)

2.2.2.2. CONEXIONES SOLDADAS

Este tipo de conexión existe desde bastantes años, pero ha tomado mayor fuerza en la actualidad en proyectos como edificios y puentes, tiene diferentes ventajas frente a las conexiones atornilladas como reducir los temores de fatiga e inspección, la economía en el tema de grandes ahorros en el peso utilizado, también que las estructuras soldadas son más rígidas porque los elementos están conectados directamente, en el proceso de fusionar las fases resulta más fácil corregir errores en el montaje. (McCormac, 2013).

Existen diferentes tipos de soldadura, pero la más general es la soldadura tipo SMAW que es la soldadura de tipo arco, es la más fácil de aprenderla y su equipo no es muy costoso, también tenemos la soldadura tipo GMAW, FCAW Y SAW, entre las técnicas de soldadura de filete tenemos las juntas traslapadas, unión de perfiles, junta traslapada, junta en te, las pacas de apoyo de viga, entre el otros. (McCormac, 2013)

2.3. NORMATIVAS

2.3.1. Eurocode 3 “Design of steel structures”

El código europeo para el diseño de estructuras de acero, conocido como Eurocode 3 (EC3), establece las directrices y requisitos para diseñar y construir estructuras de acero en Europa.

Cada una de las secciones que componen el EC3 aborda un área única del diseño de estructuras en acero. Nos centraremos en 2 de estos componentes que incluyen:

- Parte 1-1: Normas generales y normas de construcción: Esta sección establece las reglas generales para el diseño de estructuras de acero, incluyendo las exigencias de resistencia, rigidez y estabilidad de la estructura. También aborda el diseño de estructuras de acero para edificios.
- Parte 1-8: Diseño de conexiones: Esta sección especifica las reglas para el diseño de conexiones estructurales que se encuentran sometidas a cargas estáticas.

El EC3 establece los requisitos de resistencia mecánica, estabilidad y durabilidad de las estructuras de acero, así como los métodos para calcular las cargas y tensiones en las distintas partes de la estructura. El código también proporciona detalles sobre la selección del tipo de acero apropiado, técnicas de unión y fijación, y los requisitos para construir y montar las estructuras. El objetivo del EC3 es promover una mayor coordinación y eficacia en el diseño y la construcción de estructuras de acero en Europa, garantizando al mismo tiempo la seguridad y fiabilidad de estas estructuras. (British Standards Institution, 2005)

2.3.1.1. PROCESO DE CÁLCULO

El proceso de cálculo del método utilizado para calcular los componentes del Eurocódigo 3 puede resumirse en los pasos siguientes:

- Segmentación de la unión: La unión se descompone en sus múltiples partes, como las placas y las tuercas. Cada componente se examina por separado teniendo en cuenta los pesos y las tensiones presentes en él.

- Verificación de la resistencia: A partir de las tensiones de cálculo elegidas en la etapa anterior, se verifica la resistencia de cada componente unitario. Para asegurarse de que los componentes no se sobrecargan, se compara la resistencia con las cargas que actúan sobre la unión.
- Verificación de la rigidez: Además de la resistencia, se comprueba la rigidez de la junta para asegurarse de que no se producen deformaciones excesivas. Se calcula la deformación de cada componente de la unión, teniendo en cuenta las cargas y tensiones que actúan sobre él, y luego se compara con los límites de deformación permitidos.

2.3.2. AISC 360-16 “Specifications for Structural Steel Buildings”

El Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) desarrolló el AISC 360-16, un conjunto de normas que establecen los requisitos para diseñar, fabricar y construir estructuras de acero en Estados Unidos, este proporciona información completa sobre muchos aspectos de diseño y construcción, como pesos, miembros estructurales, sistemas estructurales, conexiones, detalles y fabricación. (American Institute of Steel Construction, 2016)

Los temas que se utilizarán a continuación en el AISC 360-16 son los siguientes:

- Cargas y combinaciones de cargas: La norma especifica los requisitos para determinar la forma en que las cargas interactúan en la estructura y qué combinaciones de cargas deben tenerse en cuenta durante el diseño.
- Diseño de elementos estructurales: La norma especifica los requisitos para el cálculo de varios tipos de elementos estructurales, como vigas, pilares, conexiones y elementos de soporte.
- Diseño de conexiones: La norma especifica los requisitos para el diseño de conexiones en estructuras de acero, tales como conexiones soldadas, conexiones atornilladas y conexiones con pernos de alta resistencia.

2.3.3. AISC 341-16 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”

La norma AISC 341-16 “Provisions for Structural Steel Buildings”, también conocida como "Seismic Provisions", es un conjunto de disposiciones desarrolladas por el American Institute of Steel Construction (AISC) que establece los requisitos y lineamientos para el diseño de edificios de acero sujetos a cargas sísmicas. Esta norma desempeña un papel fundamental en el ámbito de la ingeniería estructural, ya que su objetivo principal es garantizar la seguridad y resistencia de las estructuras de acero ante eventos sísmicos. A través de directrices detalladas, la norma aborda aspectos clave del diseño sísmico, como la determinación de fuerzas sísmicas, el diseño de sistemas de resistencia, la selección de elementos estructurales y las consideraciones especiales para las uniones. Ingenieros estructurales, diseñadores y constructores utilizan esta norma como una referencia confiable para cumplir con los requisitos de diseño sísmico establecidos por los códigos de construcción y las autoridades competentes. Al aplicar adecuadamente la norma AISC 341-16, se garantiza la resistencia y seguridad de las estructuras de acero durante eventos sísmicos, contribuyendo así a prevenir daños y proteger la vida humana. (American Institute of Steel Construction, 2016)

2.3.3.1. DUCTILIDAD

Según la norma AISC 341-16 “Provisions for Structural Steel Buildings”, la ductilidad es una propiedad fundamental que se requiere en las estructuras de acero sometidas a cargas sísmicas. La ductilidad se define como la capacidad de un material o sistema estructural para deformarse de manera plástica antes de alcanzar su falla. En el contexto sísmico, la ductilidad permite que las estructuras absorban y disipen la energía generada por un terremoto, lo que ayuda a prevenir el colapso catastrófico y a proteger la vida humana. La norma establece requisitos y criterios específicos para garantizar niveles adecuados de ductilidad en las estructuras de acero, con el fin de asegurar su comportamiento adecuado durante un evento sísmico. Esto implica considerar aspectos como la selección de materiales adecuados, el diseño y dimensionamiento de los elementos estructurales, y la adecuada conexión y detalle de las uniones. La ductilidad es una característica esencial para lograr la resistencia sísmica de las estructuras de acero y es un factor clave en el diseño

y la evaluación de dichas estructuras según lo establecido en la norma AISC 341-16. (American Institute of Steel Construction, 2016)

2.3.3.2. “VIGA DÉBIL, COLUMNA FUERTE”

Según la norma AISC 341-16 “Provisions for Structural Steel Buildings”, el concepto de "Viga débil, Columna fuerte" es una estrategia de diseño sísmico ampliamente aceptada en la ingeniería estructural. Esta estrategia se basa en diseñar las vigas de una estructura de acero con menor capacidad o secciones más débiles que las columnas adyacentes. El propósito de esta estrategia es lograr una respuesta sísmica más controlada y segura, donde las vigas se debiliten y deformen antes que las columnas durante un terremoto. Esta diferenciación en la capacidad de las vigas y las columnas permite una disipación gradual de la energía sísmica a lo largo de la estructura, mejorando su resistencia y ductilidad. La aplicación del concepto de "Viga débil, Columna fuerte" se basa en los criterios y pautas establecidos en la norma AISC 341-16, que proporciona directrices detalladas para el diseño sísmico de estructuras de acero. Esta estrategia es reconocida como efectiva para mejorar la seguridad y resistencia de las estructuras de acero en zonas sísmicas, y su aplicación adecuada es fundamental para garantizar una respuesta sísmica controlada y mitigar el riesgo de colapso catastrófico en estructuras de acero. (American Institute of Steel Construction, 2016)

2.3.4. AISC 358-16 “Prequalified Connections”

Los requisitos las conexiones precalificadas estructurales de acero se establecen en el AISC 358-16, un conjunto de normas desarrolladas por el American Institute of Steel Construction (AISC). Las conexiones precalificadas ofrecen a los diseñadores de estructuras de acero la posibilidad de seleccionar conexiones que ya han sido probadas y autorizadas para su uso en diversas situaciones de carga y configuraciones de conexión. Esto puede ahorrar tiempo y dinero durante el diseño y la construcción. (American Institute of Steel Construction, 2016)

El AISC 358-16 proporciona criterios de diseño y requisitos para el diseño de diversos tipos de conexiones, como conexiones de vigas a columnas, conexiones de marcos,

conexiones de diagonales y conexiones de pórticos. El documento también establece las normas para la selección de materiales, producción e inspección de conexiones precalificadas. (American Institute of Steel Construction, 2016)

2.3.4.1. CAPÍTULO 6 “BOLTED UNSTIFFENED AND STIFFENED EXTENDED END-PLATE MOMENT CONNECTIONS”

En este capítulo, se presentan las diferentes conexiones resistentes a momento tipo placa final, abarcando tanto las conexiones sin rigidizar como las conexiones con rigidizadores extendidos. Aquí se analizan los criterios de diseño, considerando las fuerzas y momentos que deben ser tomados en cuenta, así como, los métodos de diseño y cálculo aplicables en cada caso. En esta sección, además, se establecen los requisitos mínimos que deben tener los materiales que se van a emplear. (American Institute of Steel Construction, 2016)

2.3.4.2. MOMENTO PROBABLE

Según la norma AISC 358-16 “Prequalified Connections”, el concepto de "momento probable" se refiere a la estimación de la magnitud máxima del momento que una conexión estructural puede resistir sin colapsar o experimentar una falla estructural. Esta consideración es esencial en el diseño de conexiones, ya que permite determinar la capacidad de una conexión para resistir los momentos generados por las cargas aplicadas, como fuerzas sísmicas o cargas gravitacionales. En esta norma se establecen métodos y criterios para calcular y determinar el momento probable en diversos tipos de conexiones precalificadas, estos métodos involucran consideraciones sobre la geometría de la conexión, el tipo de conexión, la resistencia de los materiales utilizados y otros factores relevantes. El cálculo del momento probable se basa en análisis estructurales y modelos de comportamiento de la conexión, considerando las propiedades mecánicas de los materiales y las fuerzas actuantes en la estructura, por ello, es de vital importancia llevar a cabo una evaluación adecuada del momento probable para garantizar que la conexión cumpla con los requisitos de seguridad y resistencia establecidos en la norma. (American Institute of Steel Construction, 2016)

2.3.4.3. RÓTULA PLÁSTICA

En la norma AISC 358-16 Prequalified Connections, una "rótula plástica" se define como una región en una conexión estructural que permite la plastificación controlada de la estructura de acero. Esta estrategia de diseño permite que ciertas áreas de la conexión se deformen plásticamente con el fin de disipar energía durante eventos sísmicos o cargas excepcionales. La función principal de una rótula plástica es proporcionar una capacidad de deformación significativa y absorber la energía generada por cargas extremas, minimizando así las fuerzas transmitidas a otras partes de la estructura y reduciendo el riesgo de daños estructurales. La formación de una rótula plástica se logra mediante el uso de elementos estructurales específicamente diseñados, como placas y pernos, capaces de resistir la deformación plástica controlada. Estas conexiones permiten que la estructura se comporte como una articulación que puede deformarse plásticamente sin comprometer su integridad estructural. Es fundamental seguir las directrices y los requisitos establecidos en la norma AISC 358-16 para el diseño y la ubicación adecuada de las rótulas plásticas en conexiones precalificadas, garantizando así un comportamiento estructural seguro y confiable ante eventos sísmicos o cargas extremas. (American Institute of Steel Construction, 2016)

2.4. MÉTODOS DE LAS COMPONENTES

En el análisis de las conexiones entre los elementos que conforman las estructuras de acero resulta una tarea compleja, esto debido a la gran cantidad de componentes que pueden formar parte de una conexión, pues, cada uno de estos tiene sus propias características de rigidez, resistencia y capacidad de rotación. Para simplificar el cálculo, y sobre todo, para realizar un análisis preciso de cómo una conexión va a trabar dentro de una estructura, se desarrolló el método de los componentes, en donde, se analiza el comportamiento individual de cada uno de los componentes que conforma la junta estructural, se los describe en función de sus características mecánicas (rigidez, resistencia y capacidad de deformación), y finalmente el comportamiento de conexión puede ser descrito uniendo las características individuales de cada componente con ayuda de modelos mecánicos. Este proceso ha sido normalizado y está descrito en la norma europea de estructuras (Eurocode), aquí se encuentran un conjunto de reglas que ayudan al diseñador que optó por este método

de cálculo para que lo realice de manera adecuada. (Steenhuis, M & Jaspart, J.-P & Gomes, Fernando & Leino, T, 1998)

2.5. DIAGRAMA DE MOMENTO-ROTACIÓN.

El Eurocode 3 utiliza los diagramas momento-rotación como herramienta para el diseño de uniones torsionales y soldadas, ya que permiten la transmisión de fuerzas y momentos entre dos o más elementos estructurales. Estos diagramas muestran la relación entre la fuerza aplicada y la rotación en una unión y se utilizan para calibrar la rigidez y la resistencia de la conexión. El Eurocode 3 proporciona directrices para el diseño de uniones basadas en la deformación y la resistencia a la deformación de la conexión. (British Standards Institution, 2005)

En la práctica, los diagramas momento-rotación se obtienen a partir de estudios experimentales o modelos informáticos y se utilizan para evaluar la rigidez y la resistencia de la unión en relación con las cargas aplicadas. El diseño de la unión se realiza de acuerdo con los requisitos de resistencia y rigidez del Eurocode 3. (British Standards Institution, 2005)

En conclusión, los diagramas de momento-rotación son una herramienta utilizada en el Eurocode 3 para evaluar la resistencia y la rigidez de las uniones soldadas y atornilladas. Estos diagramas muestran la relación entre la fuerza aplicada y la rotación en una unión y se utilizan para diseñar uniones que satisfagan las normas de resistencia y rigidez establecidas por la norma. (British Standards Institution, 2005)

2.6. ELEMENTOS FINITOS

Este es un método numérico con el que podemos calcular los diferentes cambios que presenta una estructura al momento de que una fuerza externa es aplicada, para esto tenemos que modelar la estructura a estudiar con elementos tipo “Shell”, este modelado debe cumplir con tres reglas para asegurar un buen cálculo:

- Todo elemento debe estar conectado a otro elemento si es que estos se encuentran en un mismo plano.
- Todo elemento finito debe tener mínimo 3 lados y máximo 4 lados.

- Si un elemento finito tiene 4 lados su relación de aspecto puede ser de máximo 2:1. Si el elemento excede esta relación los resultados presentarían distorsión debido al pandeo.
- El método de elementos finitos es solo una aproximación que facilita el cálculo de estructura complejas. (Kaveh, 2013)

3. DISEÑO DE UNA CONEXIÓN TIPO PLACA FINAL SIN RIGIDIZADORES

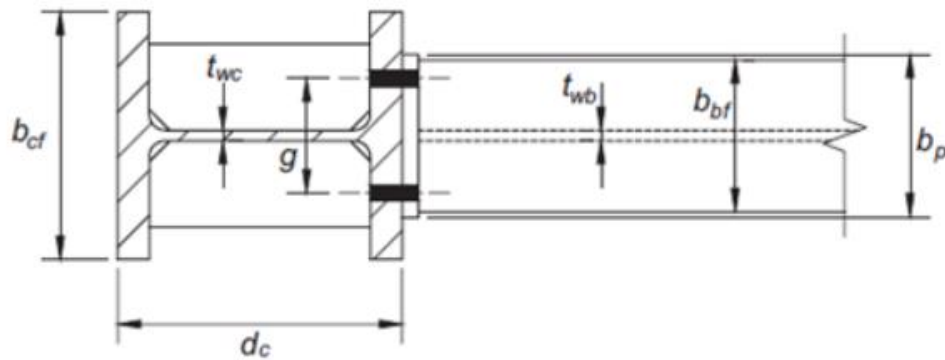


Ilustración 1: Conexión tipo placa final sin rigidizar (4E) Vista lateral

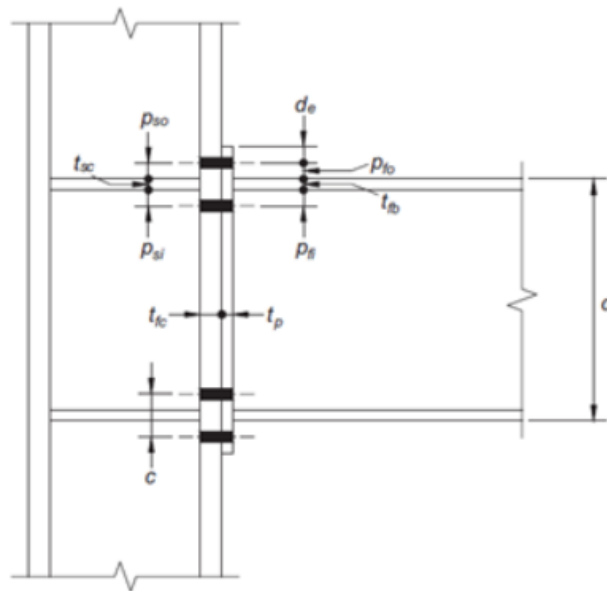


Ilustración 2: Conexión tipo placa final sin rigidizar (4E) Vista en planta

3.1. VERIFICACION DE LOS REQUISITOS DE DUCTILIDAD DE LOS ELEMENTOS A TOMARSE EN EL DISEÑO POR LA NORMA AISC 341-16 POR LA TABLA D 1.1

En esta parte se determinará si los elementos que se van a tomar en cuenta para el diseño de la conexión cumplen con los parámetros de ductilidad, se hará esto tanto para la viga como para la columna

3.1.1. ELEMENTO VIGA

3.1.1.1. Ductilidad del ala de la viga

$b_{fb} := 100 \text{ mm}$ Mitad del ancho del ala de la viga.

$t_{fb} := 15 \text{ mm}$ Espesor del ala de la viga

$$\frac{b_{fb}}{t_{fb}} = 6.667$$

Ecuación 1: Relación entre la mitad del ancho de la viga y su espesor (Caso 1 Tabla D1.1 AISC 341-16)

$E := 199947.98 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del acero

$R_y := 1.1$ Relación entre el esfuerzo de fluencia esperado al esfuerzo de fluencia mínimo especificado según la norma A 3.1 del AISC 341 - 16

$F_y := 345 \text{ MPa}$ Resistencia mínima a la tracción especificada del elemento que cede.

$$0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.345$$

Ecuación 2 : Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Caso 1 Tabla D1.1 AISC 341-16)

7.345 > 6.66 Ala de la viga dúctil.

3.1.1.2. Ductilidad del alma de la viga

$h_{wb} := 520 \text{ mm}$ Altura del alma de la viga.

$t_{wb} := 15 \text{ mm}$ Espesor del alma de la viga.

$$\frac{h_{wb}}{t_{wb}} = 34.667$$

Ecuación 3: Relación entre la altura del alma de la viga y el espesor de esta. (AISC 341-16 Tabla D1.1 caso 7)

$P_u := 722.5236 \text{ kN}$ Carga axial aplicada en el miembro a estudio (Valor sacado del programa ETABS V20).

$\Phi_c := 0.9$ Factor de reducción de capacidad.

$A_g := 2 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} + 520 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} = 0.014 \text{ m}^2$ Área Bruta de la viga

$$P_y := R_y \cdot F_y \cdot A_g = (5.237 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Ecuación 4: Resistencia a la fluencia de la sección del perfil (Viga)(AISC 341-16 D1.1 Caso 7)

$$C_a := \frac{P_u}{\Phi_c \cdot P_y} = 0.153$$

Ecuación 5: Relación entre la resistencia requerida y el límite elástico axial disponible (Viga) (Caso 7 Tabla D1.1 AISC 341-16)

$$0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_a) = 51.038$$

*Ecuación 6: Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Viga) (Caso 7
Tabla D1.1 AISC 341-16)*

51.038 > 34.66 Alma de la viga dúctil.

3.1.2. ELEMENTO COLUMNA

3.1.2.1. Ductilidad del ala de la columna

$b_{fc} := 225 \text{ mm}$ Mitad del ancho del ala de la columna.

$t_{fc} := 45 \text{ mm}$ Espesor del ala de la columna.

$$\frac{b_{fc}}{t_{fc}} = 5$$

*Ecuación 7: Relación entre la mitad del ancho de la columna y su espesor (Columna) (Caso 1
Tabla D1.1 AISC 341-16)*

$$0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.345$$

*Ecuación 8: Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Viga) (Caso 1
Tabla D1.1 AISC 341-16)*

7.345 > 5 Cumple el ala de la columna.

3.1.2.2. Ductilidad del alma de la columna

$h_{wc} := 360 \text{ mm}$ Altura del alma de la columna.

$$t_{wc} := 30 \text{ mm}$$

Espesor del alma de la columna.

$$\frac{h_{wc}}{t_{wc}} = 12$$

Ecuación 9: Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Columna)
(Caso 1 Tabla D1.1 AISC 341-16)

$$A_{gc} := 2 \cdot 450 \text{ mm} \cdot 45 \text{ mm} + 360 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} = 0.051 \text{ m}^2 \quad \text{Área bruta de la columna.}$$

$$P_{yc} := R_y \cdot F_y \cdot A_{gc} = (1.947 \cdot 10^7) \text{ N}$$

Ecuación 10: Ecuación 4: Resistencia a la fluencia de la sección del perfil (Columna) (AISC 341-16 D1.1 Caso 7)

$$C_{ac} := \frac{P_u}{\Phi_c \cdot P_{yc}} = 0.041$$

Ecuación 11: Relación entre la resistencia requerida y el límite elástico axial disponible (Columna) (Caso 7 Tabla D1.1 AISC 341-16)

$$0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_{ac}) = 53.301$$

Ecuación 12: Rango límite para considerar si un elemento es altamente dúctil (Columna)
(Caso 7 Tabla D1.1 AISC 341-16)

53.30 > 12 Cumple el alma de la columna.

3.2. SELECCIÓN Y VERIFICACION DE REQUISITOS GEOMETRICOS EN BASE A LA TABLA 6.1 (AISC 358-16)

En esta sección se van a seleccionar las dimensiones mínimas en base a la tabla 6.1 de la norma AISC 358-16 presentada a continuación:

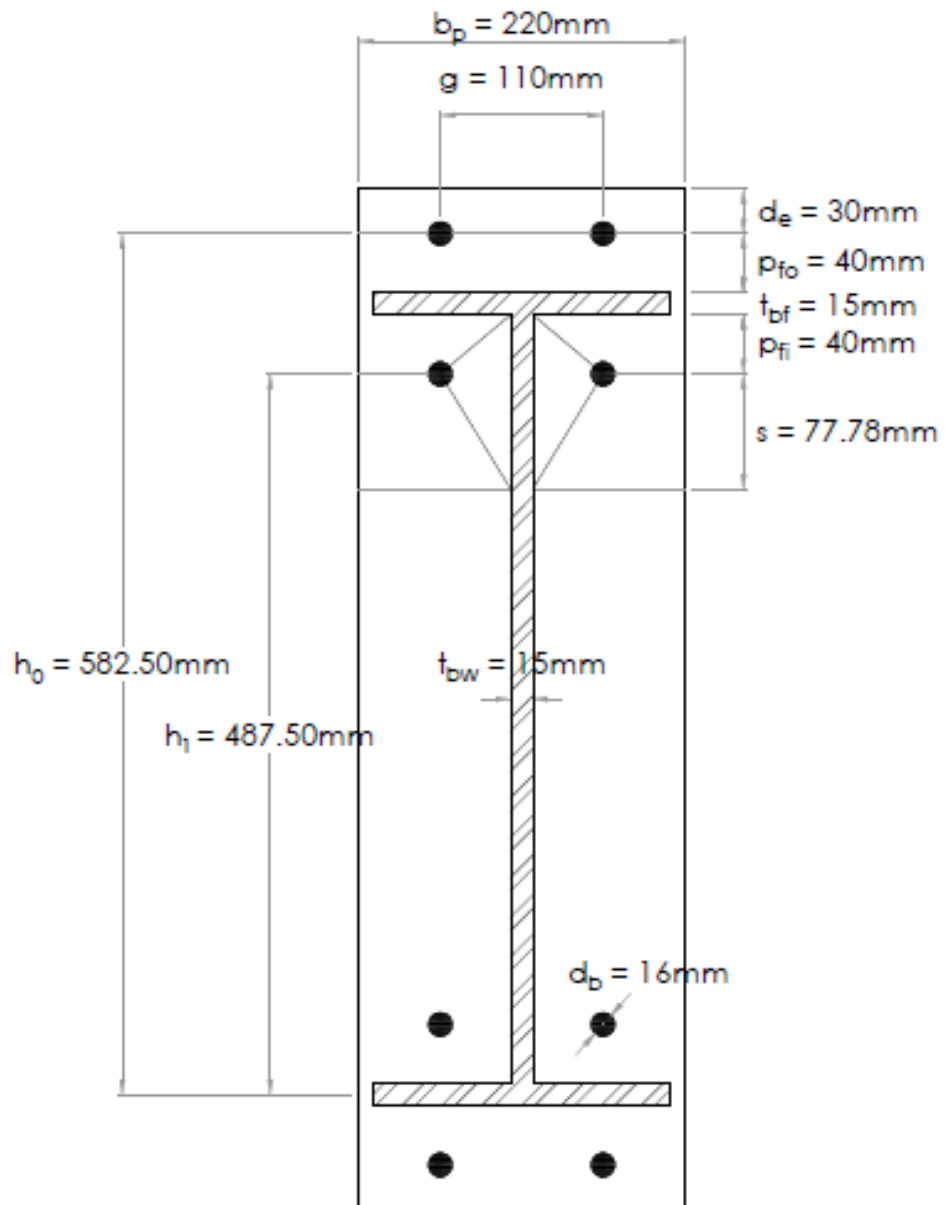


Ilustración 3: Dimensiones escogidas para la conexión de diseño

CONEXIÓN TIPO PLACA FINAL SIN RIGIDIZAR TIPO (4E)	
t_{bf}	15 mm
b_{bf}	200 mm
d	550 mm
t_p	13 mm
b_p	220 mm
g	110 mm
p_{fi}, p_{fo}	40 mm

Tabla 1: Requisitos geométricos en base a la tabla 6.1 (AISC 358-16)

TABLE 6.1 Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	¾ (19)	¾ (10)	¾ (19)	¾ (10)	1 (25)	¾ (14)
b_{bf}	9¾ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12¾ (311)	7½ (190)
d	55 (1400)	13¾ (349)	24 (610)	13¾ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2¾ (57)	½ (13)	1½ (38)	½ (13)	2½ (64)	¾ (19)
b_p	10¾ (273)	7 (178)	10¾ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3¾ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	4½ (114)	1½ (38)	5½ (140)	1¾ (44)	2 (51)	1½ (41)
p_b	—	—	—	—	3¾ (95)	3½ (89)

b_{bf} = width of beam flange, in. (mm)
 b_p = width of end-plate, in. (mm)
 d = depth of connecting beam, in. (mm)
 g = horizontal distance between bolts, in. (mm)
 p_b = vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm)
 p_{fi} = vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
 p_{fo} = vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm)
 t_{bf} = thickness of beam flange, in. (mm)
 t_p = thickness of end-plate, in. (mm)

Tabla 2: AISC 358-16 Tabla 6.1 "Limitaciones paramétricas en la precalificación de la conexión"

3.3. DISEÑO POR EL LADO DE LA VIGA SEGÚN EL CAPITULO 6 DE LA AISC 358-16

3.3.1. CALCULO DE MOMENTO DE DISEÑO M_f

En esta sección se calculará el momento en el cual va a estar diseñado la conexión a la cara de la columna, para esto se necesitará de un valor que es el M_{pr} , esto es el momento probable en la rótula plástica

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e$$

Ecuación 13: Máximo momento probable en la rótula plástica AISC 358-16 (Ec 2.4-1)

$$R_y := 1.1$$

Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado AISC 341-16 Tabla A3.1

TABLE A3.1 R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2

Tabla 3: AISC 341-16 Tabla A3.1 "Valores de R_y y R_t para acero"

$$F_y := 345 \text{ MPa}$$

Resistencia mínima a la tracción especificada del elemento que cede.

$$Z_e := 0.000313 \text{ m}^3$$

Módulo efectivo de la sección plástica efectivo de la sección (o conexión) en el lugar de la rótula plástica.

$$F_u := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia mínima a la fluencia especificada del elemento que cede.

$$C_{pr} := \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} = 1.152$$

Ecuación 14: Factor para tener en cuenta la fuerza máxima de conexión AISC 358-16 (Ec 2.4-2)

$$M_{pr} = 136.859 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Una vez obtenido el momento probable, se procederá a calcular el momento de diseño en la cara de la columna denominado como M_f y se lo calcula con la siguiente fórmula:

$$M_f := M_{pr} + (V_u \cdot S_h)$$

Ecuación 15: Momento de diseño en la cara de la columna AISC 358-16 (Ec 6.8-1)

$$V_u := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$

Ecuación 16: Fuerza cortante al final de la viga AISC 358-16 (Ec 6.8-2)

$$V_{gravity} := 49729.55 \text{ N}$$

Fuerza cortante de la viga.

$$L_h := L - 2 \cdot S_h - 2 \cdot \left(\frac{d_c}{2} \right)$$

Distancia entre las rótulas plásticas.

$$L := 3 \text{ m}$$

Distancia entre los centroides de cada columna.

$$d_c := 450 \text{ mm}$$

Altura de la columna.

$$d := 550 \text{ mm}$$

Altura de la viga de conexión.

$$b_{bf} := 200 \text{ mm}$$

Ancho del ala de la viga de conexión.

$$S_h := \min\left(\frac{d}{2}, 3 \cdot b_{bf}\right) \quad \text{Distancia desde la cara de la columna hasta la rótula}$$

$$S_h = 0.275 \text{ m}$$

$$L_h = 1.97 \text{ m}$$

$$V_u = 188.673 \text{ kN}$$

$$M_f = 188.744 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.3.2. DIAMETRO REQUERIDO EN LOS PERNOS DE LA CONEXION

Al ser una placa final se la va a tomar como una conexión de 4 pernos, el tamaño del perno se lo va a obtener de la siguiente formula:

$$d_b := \sqrt{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_o + h_1)}}$$

Ecuación 17: Diámetro de los pernos requeridos AISC 358-16 (Ec 6.8-3)

$$\phi_n = 0.9$$

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal a la tracción del perno según la especificación del AISC 360-16 Tabla J3.2. (Pernos A325)

Tabla J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm ² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa) ^[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nv} , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3160 (310) ^[c]	1900 (188) ^{[b][c][d]}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	6320 (620)	3800 (372) ^[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	6320 (620)	4780 (469) ^[b]

Tabla 4: AISC 360-16 Tabla J3.2 "Tensión Nominal del perno"

$$h_o := 582.5 \text{ mm}$$

Distancia desde la línea central del ala en compresión de la viga a la línea central de la i-ésima fila de pernos en

$$h_1 := 487.5 \text{ mm}$$

Distancia desde la línea central del ala en compresión hasta el exterior del lado de tracción de la fila de pernos.

$$d_b = 14.165 \text{ mm}$$

Una vez obtenido el diámetro mínimo del perno para la placa final se deberá determinar el diámetro de diseño según las dimensiones estándar dadas por la norma AISC 360-16 en la tabla J3.3 (Se va a tomar perno A325 M16)

$$d_b := 16 \text{ mm}$$

Diámetro de diseño de los pernos.

TABLA J3.3M Dimensiones de Agujero Nominal, mm				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40

Tabla 5:- AISC 360-16 Tabla J3.3 "Dimensiones de agujero nominal"

3.3.3. CALCULO DEL ESPESOR REQUERIDO DE LA PLACA FINAL

Se deberá determinar el espesor de la placa final que va a ser utilizado para la conexión a través de la siguiente formula:

$$t_{preq} := \sqrt{\frac{1.1 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot Y_p}}$$

Ecuación 18: Espesor requerido de placa final AISC 358-16 (Ec 6.8-5)

$$F_{yp} := 345 \text{ MPa}$$

Límite elástico mínimo especificado del material de la placa final. (Acero A572Gr50)

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left[h_1 \cdot \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \cdot [h_1 \cdot (p_{fi} + s)]$$

Ecuación 19: AISC 358-18 (TABLA 6.2) Parámetro del límite elástico de la placa final.

$$Y_p = [4.621] \text{ m}$$

$$t_{preq} = [11.395] \text{ mm}$$

Una vez determinado el espesor mínimo que debe tener la placa final, se deberá escoger entre los espesores que existen en el mercado, se tomara un espesor de 15 milímetros.

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

3.3.4. CALCULO DE LA FUERZA FACTORIZADA EN EL ALA DE LA VIGA

$$F_{fu} := \frac{M_f}{d - t_{bf}}$$

Ecuación 20: Fuerza factorizada en el ala de la viga AISC 358-16 (Ec 6.8-6)

$$t_{bf} = 15 \text{ mm}$$

Espesor del ala de la viga.

$$F_{fu} = 352.793 \text{ kN}$$

3.3.5. CALCULO DE LA RESISTENCIA POR ROTURA POR CORTANTE DE LOS PERNOS

$$R_{ny} := \phi_d \cdot (0.6) \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_p$$

Ecuación 21: Resistencia por rotura por cortante de los pernos AISC 358-16 (Ec 6.8-7)

$$b_p = 220 \text{ mm}$$

Ancho de la placa final, no mayor a 25mm.

$$R_{ny} = 683.1 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot R_{ny}$$

Cumple, evaluación satisfactoria

3.3.6. CALCULO DE DESGARRE Y APLASTAMIENTO EN LA PLACA

Se va a calcular la resistencia que tiene la placa frente a un posible desgarre o aplastamiento de este a través de los tornillos que se emplearon, se lo calcula con la siguiente formula:

$$R_{nu} := \phi_d \cdot (0.6) \cdot F_{up} \cdot A_n$$

Ecuación 22: Resistencia al desgarre y aplastamiento en la placa AISC 358-16 (Ec 6.8-8)

$$A_n := t_p \cdot (b_p - 2 (d_b + 3 \text{ mm})) \quad \text{Área neta de la placa final.}$$

$$F_{up} := 450 \text{ MPa} \quad \text{Fluencia por tracción de la placa final.}$$

$$R_{nu} = 737.1 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot R_{nu}$$

Cumple el espesor de la placa para resistir frente un posible desgarro o aplastamiento.

3.3.7. CÁLCULO DE LA FALLA POR RUPTURA A CORTE DE LOS PERNOS

$$R_{nv} := \phi_n \cdot (n_b) \cdot F_{nv} \cdot A_b$$

Ecuación 23: Resistencia por ruptura a corte AISC 358-16 (Ec 6.8-11)

$$A_b := 314.159 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Área bruta del perno.}$$

$$F_{nv} := 372 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia a corte del perno, obtenido de la AISC 360-16 Tabla J3.2.}$$

Tabla J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm ² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa) ^[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nv} , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3160 (310) ^[c]	1900 (188) ^{[b][c][d]}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	6320 (620)	3800 (372) ^[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	6320 (620)	4780 (469) ^[b]

Tabla 6: AISC 360-16 Tabla J3.2 "Tensión nominal de conectores y partes roscadas"

$$n_b := 4$$

Número de pernos en ala a compresión (en el caso de conexiones 4E, es igual a 4).

$$R_{nv} = 420.722 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi_n \cdot R_{nv}$$

Cumple, evaluación satisfactoria.

3.3.8. CHEQUEO DE LA ROTURA Y DESGARRE DE PERNOS DE LA PLACA FINAL Y DEL ALA DE LA COLUMNA

$$R_{n.btj} := \phi_n \cdot n_i \cdot r_{ni} + \phi_n \cdot n_o \cdot r_{no}$$

Ecuación 24: Resistencia a rotura y desgarre al ala de la columna AISC 358-16 (Ec 6.8-12)

$$n_i := 2$$

Numero de pernos internos.

$$n_o := 2$$

Numero de pernos externos.

$L_{co} := 20 \text{ mm}$ Distancia del filo del perno externo hasta el borde de la placa

$L_{ci} := 75 \text{ mm}$ Distancia entre pernos

- Borde externo

$1.2 \cdot L_{co} \cdot t_{bf} \cdot F_u = 162 \text{ kN}$ Resistencia al desgarre de la distancia entre pernos.

$2.4 \cdot d_b \cdot t \cdot F_u = 259.2 \text{ kN}$ Resistencia al aplastamiento.

$r_{no} = 162 \text{ kN}$ **Gobierna desgarre.**

- Borde interno

$1.2 \cdot L_{ci} \cdot t_{bf} \cdot F_u = 607.5 \text{ kN}$ Resistencia al desgarre de la distancia del perno al borde de la placa.

$2.4 \cdot d_b \cdot t \cdot F_u = 259.2 \text{ kN}$ Resistencia al aplastamiento.

$r_{ni} = 259.2 \text{ kN}$ **Gobierna Aplastamiento**

$R_{n.btf} = 758.16 \text{ kN}$

$V_u \leq \phi_n \cdot R_{n.btf}$ **Cumple, evaluación satisfactoria.**

3.4. DISEÑO DE LA PLACA FINAL POR EL LADO DE LA COLUMNA SEGÚN EL CAPITULO 6 DE LA AISC 358-16

3.4.1. CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN DEL ALA DE LA COLUMNA

$$F_{yc} := F_y$$

$$F_{yc} = 345 \text{ MPa}$$

Límite elástico mínimo especificado del material de la columna. (Acero A572Gr50)

$$b_{cf} := 450 \text{ mm}$$

Ancho del ala de la columna.

$$c := p_{fi} + t_{bf} + p_{fo}$$

Distancia entre pernos.

$$c = 95 \text{ mm}$$

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{cf} \cdot g}$$

Ecuación 25 Distancia desde la línea central de la fila de pernos en tensión más interna o externa hasta el borde de un patrón de línea de fluencia AISC 358-18 (TABLA 6.5).

$$s = 111.24 \text{ mm}$$

$$Y_c := \frac{b_{cf}}{2} \cdot \left[h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \cdot \left[h_1 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot c}{4} \right) + h_o \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

Ecuación 26 Parámetro del mecanismo de la línea de fluencia del ala de la columna no rigidizada. AISC 358-18 (TABLE 6.5)

$$Y_c = [5.35] \text{ m}$$

Cumple, no se requieren placas de continuidad.

$$t_{cf} \geq \sqrt[2]{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yc} \cdot Y_c}}$$

Ecuación 27 Resistencia a la deformación por flexión del ala de la columna. AISC 358-18 (6.8-13)

3.4.2. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA FLUENCIA LOCAL DEL ALMA DE LA COLUMNA SIN RIGIDIZAR EN LAS ALAS DE LA VIGA.

$$C_t := 1$$

Factor de distancia de la parte superior de la columna a la cara superior del ala de la viga. (Columna continua)

$$F_{yc} = 345 \text{ MPa}$$

Límite elástico mínimo especificado del material de la columna. (Acero A572Gr50)

$$k_c := 53 \text{ mm}$$

Distancia desde la cara externa del ala de la columna hasta el pie de la soldadura de filete del alma.

$$R_{n,yef} := C_t \cdot (6 \cdot k_c + t_{bf} + 2 t_p) \cdot F_{yc} \cdot t_{cw}$$

Ecuación 28 Resistencia a la fluencia local del alma de la columna sin rigidizar en las alas de la viga. AISC 358-18 (6.8-17)

$$R_{n,yef} = (3.75705 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{fu} \leq \phi_d \cdot R_{n,yef}$$

Ecuación 29 Resistencia requerida. AISC 358-18 (6.8-16)

$$352.79 \leq 3757.05$$

Cumple, no se requieren placas de continuidad por fluencia local del alma de la columna.

3.4.3. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL PANDEO DEL ALMA EN EL ALA EN COMPRESIÓN DE LA VIGA EN LA COLUMNA NO RIGIDIZADA.

$d_c = 450 \text{ mm}$ Altura de la columna.

$h = 370 \text{ mm}$ Distancia libre entre alas.

$E = 199947.98 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del acero de la columna (A572Gr50).

$\phi = 0.75$

$$R_{n.wb} := \frac{24 \cdot t_{cw}^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_{yc}}}{h}$$

Ecuación 30 Resistencia al pandeo del alma de la columna sin rigidizar. AISC 358-18 (6.8-19) Columna continua.

$$R_{n.wb} = (1.454592 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{fu} \leq R_{n.wb}$$

Ecuación 31 Resistencia requerida. AISC 358-18 (6.8-18)

$$352.79 \leq 14545.92$$

Cumple, no se requieren placas de continuidad por pandeo del alma de la columna en el ala en compresión de la viga.

3.4.4. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL ALMA DE LA COLUMNA SIN RIGIDIZADA EN EL ALA DE COMPRESIÓN DE LA VIGA.

$w = 8 \cdot \sqrt{2} \text{ mm}$ Módulo de elasticidad del acero de la columna (A572Gr50).

$$\phi := 0.75$$

$$N := b_{bf} + 2 \cdot w + 2 \cdot t$$

$$R_{n.cwc} := 0.40 \cdot t_{cw}^2 \left(1 + \left(\frac{4 \cdot N}{d_c} - 0.2 \right) \cdot \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right) \cdot 2 \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{cf}}{t_{cw}}}$$

Ecuación 32 Resistencia a la compresión del alma de la columna sin rigidizar. AISC 358-18 (6.8-24).

$$R_{n.cwc} = (1.434678 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{fu} \leq R_{n.cwc}$$

Ecuación 33 Resistencia requerida AISC 358-18 (6.8-21)

$$352.79 \leq 14346.78$$

Cumple, no se requieren placas de continuidad por compresión del alma de la columna en el ala en compresión de la viga.

3.4.5. COMPROBAR SI SE REQUIEN PLACAS RIGIDIZADORAS

$$Min = \begin{cases} \phi_d \cdot R_{n.cf} \\ \phi_d \cdot R_{n.ycf} \\ \phi \cdot R_{n.wb} \\ \phi \cdot R_{n.ccw} \end{cases}$$

$$Min = 776.028987 \text{ kN}$$

$$F_{fu} < Min$$

$$35279 \leq 776.02$$

Cumple, no se requieren placas rigidizadoras.

4. METODO DE LOS COMPONENTES Y DIAGRAMAS DE MOMENTO-ROTACIÓN

4.1. RESISTENCIA DE DISEÑO

4.1.1. ALMA DE LA COLUMNA A CORTE

Table 6.1: Basic joint components

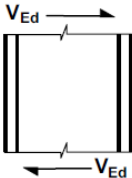
Component		Reference to application rules			
		Design Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity	
1	Column web panel in shear		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3

Ilustración 4 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 "Basic joint components" Caso 1

(1)

$$\frac{d_c}{t_w} \leq 69 \cdot \varepsilon$$

Ecuación 34: Relación de esbeltez Eurocode 1993 1-8

$$d_c := 450 \text{ mm}$$

Altura libre del alma de la columna

$$t_w := 30 \text{ mm}$$

Espesor del alma de la columna

$$\frac{d_c}{t_w} = 15$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}}$$

Ecuación 35: Factor de deformación en base al límite elástico del material Eurocode 1993 1-1 (Sec. 6.3.1.3 (1))

$$f_y := 345 \frac{N}{mm^2}$$

Límite elástico mínimo especificado del material de la columna. (Acero A572Gr50)

$$\varepsilon = 0.825$$

$$69 \cdot \varepsilon = 56.947$$

$$15 \leq 56.94$$

Cumple la relación de esbeltez (Elemento no esbelto)

(2)

$$V_{wp.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{y.wc} \cdot A_{wc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Ecuación 36: Resistencia al cortante plástico de diseño Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.1(2))

$$A_{wc} := \eta \cdot (h_w \cdot t_w)$$

Ecuación 37: Área de corte de la columna Eurocode 1993 1-1 (Sec6.2.6(3)d)

$$A_{wc} = 0.011 m^2$$

$$\gamma_{M0} := 1.00$$

Factor parcial de resistencia de una sección transversal Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.1 Nota 2B)

NOTE 2B Partial factors γ_{Mi} for buildings may be defined in the National Annex. The following numerical values are recommended for buildings:

$$\gamma_{M0} = 1.00$$

$$\gamma_{M1} = 1.00$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Ilustración 5: Nota 2B Eurocode 1993 1-1

$$V_{wp.Rd} = (1.936 \cdot 10^3) kN$$

4.1.2. ALMA DE LA COLUMNA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL

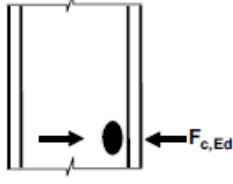
2	Column web In transverse compression		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
---	--	---	---------	-------	--------------------

Ilustración 6: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 2

$$F_{c,wc,Rd} := \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Ecuación 38 : Resistencia de diseño Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.9))

$$\omega_1 := \frac{1}{\sqrt[2]{1 + 1.3 \left(b_{eff,c,wc} \cdot \frac{t_{wc}}{A_{wc}} \right)^2}}$$

Ecuación 39: Factor de reducción para permitir posibles efectos de la interacción con el corte en el alma de la columna Eurocode 1993 1-1 6.2.6.2(2)

$$b_{eff,c,wc} := t_{fb} + 2 \cdot \sqrt[2]{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{fc} + s) + s_p$$

Ecuación 40 : Ancho efectivo del alma de la columna en compresión Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.11))

$$b_{eff,c,wc} = 0.261 \text{ m}$$

$$s_p := \sqrt[2]{2} \cdot t_p = 0.021 \text{ m}$$

$$t_p := 15 \text{ mm}$$

Espesor de la placa final

$$\omega = 0.771$$

Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.2 Tabla 6.3)

$$k_{wc} := 1$$

Factor de reducción. Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2 (2)

NOTA)

$$F_{c,wc,Rd} := \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Ecuación 41 : Resistencia de diseño Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.9))

$$F_{c.wc.Rd} = (2.083 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\lambda_p := 0.932 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff.c.wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y.wc}}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

Ecuación 42 : Esbeltez de la placa Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.11))

$\rho = 1$ $\lambda_p < 0.72$ Factor de reducción para el pandeo de la placa Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2 (2)...(6.13a))

$\gamma_{M1} := 1$ Factor parcial de resistencia de una sección transversal Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.1 Nota 2B)

$$F_{c.wc.Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff.c.wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y.wc}}{\gamma_{M1}}$$

Ecuación 43 : Resistencia de diseño Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.6.2(1)...(6.9))

Cumple, evaluación satisfactoria.

$$F_{c.wc.Rd} = (2.083 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

4.1.3. ALMA DE LA COLUMNA EN TENSIÓN TRANSVERSAL

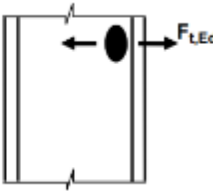
3	Column web in transverse tension		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
---	----------------------------------	---	---------	-------	-----------------

Ilustración 7: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 "Basic joint components" Caso 3

$$m := 210 \text{ mm} - e - 0.8 \cdot a_c \cdot \sqrt{2}$$

$$p := 95 \text{ mm}$$

$$e := 170 \text{ mm}$$

$$e_1 := e$$

$$m = 40 \text{ mm}$$

$$l_{eff.nc} := p + \min(2 \cdot m + 0.625 \cdot e + 0.5 \cdot p, e_1 + 0.5 \cdot p)$$

$$l_{eff.nc} = 312.5 \text{ mm}$$

$$l_{eff.cp} := 2 \cdot p + \min(\pi \cdot m + p, 2 \cdot e_1 + p)$$

$$l_{eff.cp} = 410.664 \text{ mm}$$

$$l_{eff.1} := l_{eff.nc}$$

Longitud efectiva. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.4 TABLA 6.4)

$$l_{eff.1} \leq l_{eff.cp}$$

Cumple, evaluación satisfactoria. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.4 TABLA 6.4)

$$b_{eff.t.wc} := l_{eff.1}$$

Ancho efectivo del alma de una columna en tensión. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.3(3))

$$b_{eff.t.wc} = 312.5 \text{ mm}$$

$$F_{t.wc.Rd} := \frac{\omega \cdot b_{eff.t.wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y.wc}}{\gamma_{M0}}$$

Ecuación 46 : Resistencia de diseño del alma de la columna sin rigidizar sujeta a tensión transversal. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.3(1)...(6.15))

$$F_{t.wc.Rd} = (2.492 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

4.1.4. ALA DE LA COLUMNA EN FLEXIÓN

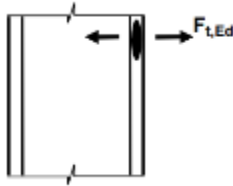
4	Column flange in bending		6.2.6.4	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
---	--------------------------	---	---------	-------	-----------------

Ilustración 8: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 4

$$t_f := 45 \text{ mm}$$

Espesor del ala.

$$M_{pl.1.Rd} := \frac{0.25 \cdot l_{eff.1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ecuación 47 : Momento plástico de diseño. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4.1 Tabla 6.2)

$$M_{pl.1.Rd} = 54.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d := 16 \text{ mm}$$

Diámetro del perno.

$$P := 2 \text{ mm}$$

Distancia axial entre dos roscas adyacentes.

$$n := \frac{1}{P}$$

$$A_s := 0.7854 \cdot \left(d - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad \text{Área del esfuerzo en tensión del perno.}$$

$$A_s = 155.071 \text{ mm}^2$$

$$K_2 := 0.9$$

Eurocode 1993 1-8 (Sec. 3.6.1 Tabla 3.4)

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Factor parcial de resistencia de una sección transversal
Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.1 Nota 2B)

$$f_{ub} := 800 \text{ MPa}$$

Resistencia última del perno.

$$F_{t.Rd} := \frac{K_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Ecuación 48 : Resistencia en tensión de cada perno. Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.1 Nota 2B)

$$F_{t.Rd} = 89.321 \text{ kN}$$

$$n_b := 2$$

Número de filas de pernos.

$$L_{b**} := \frac{8.8 \cdot m^3 \cdot A_s \cdot n_b}{l_{eff.1} \cdot t_f^3}$$

Ecuación 49 : Elongación del perno. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)

$$L_{b**} = 6.134 \text{ mm}$$

$$L_b := t_f + t_p + 2 \text{ mm} + 5.09 \text{ mm} + 10.29 \text{ mm} \quad \text{Elongación del perno. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)}$$

$$L_b = 77.38 \text{ mm}$$

$$L_b \geq L_{b**}$$

Sin fuerzas de palanca.

$$F_{T.1.2.Rd} := \frac{2 \cdot M_{pl.1.Rd}}{m}$$

Ecuación 50 : Resistencia de diseño a tensión. Modo1, Modo2. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)

$$F_{T.1.2.Rd} = (2.729 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{T.3.Rd} := 4 \cdot F_{t.Rd}$$

Ecuación 51 : Resistencia de diseño a tensión. Modo3. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)

$$F_{T.3.Rd} = 357.283 \text{ kN}$$

4.1.5. FLEXIÓN EN PLACA FINAL

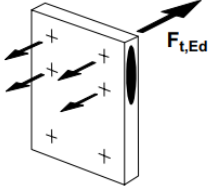
5	End-plate in bending		6.2.6.5	6.3.2	6.4.2
---	----------------------	---	---------	-------	-------

Ilustración 9: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 5

$$e_x := 30 \text{ mm}$$

$$m_x := 40 \text{ mm}$$

$$e_p := 55 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 := \frac{m}{m + e_p} = 0.421 \quad \text{Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.5 Figura 6.11)}$$

$$\lambda_2 := \frac{m_x}{m + e_p} = 0.421 \quad \text{Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.5 Figura 6.11)}$$

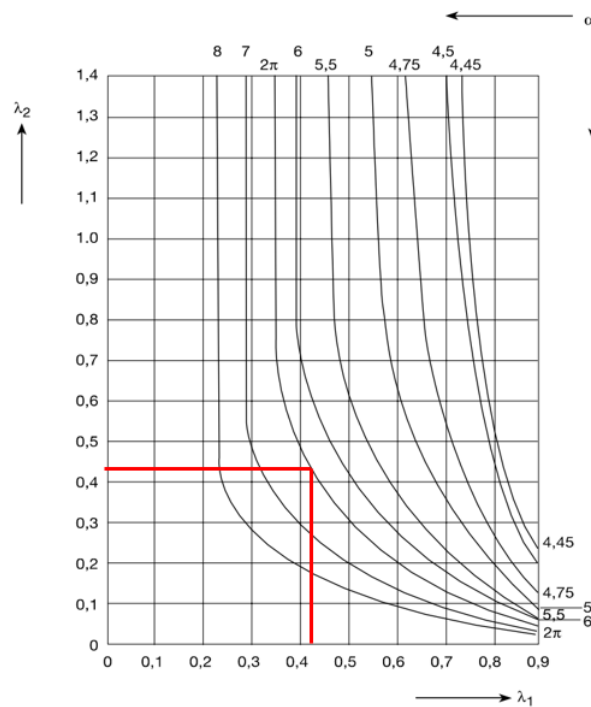


Ilustración 11: Eurocode 1993 1-8 Figura 6.11 “Values of α for stiffened column flanges and end-plates”.

$$\alpha := 2 \cdot \pi = 6.283$$

$$l_{eff.cp.ep} := \pi \cdot m_x + p = 220.664 \text{ mm}$$

Longitud efectiva para placa final con fila de pernos con patrón circular (“Other end bolt-row”). Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.5 Tabla 6.6)

$$l_{eff.nc.ep} := 0.5 \cdot p + \alpha \cdot m_x - (2 \cdot m + 0.625 \cdot e_x) + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x + 0.5 \cdot p = 346.327 \text{ mm}$$

$$l_{eff.cp.ep2} := (\pi \cdot m_x + p) \cdot 2 = 441.327 \text{ mm}$$

Longitud efectiva para placa final con fila de pernos con patrón no circular (“Other end bolt-row”). Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.5 Tabla 6.6)

$$t_{ep} := 15 \text{ mm}$$

Espesor de la placa final.

$$L_{b*.ep} := \frac{8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_s \cdot n_b}{l_{eff.nc.ep} \cdot t_{ep}^3} = 149.438 \text{ mm}$$

Ecuación 52 : Elongación del perno. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)

- Método 1

$$M_{pl.1.Rd} := \frac{0.25 \cdot l_{eff.nc.ep} \cdot t_{ep}^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 6.721 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ecuación 53 : Momento plástico de diseño. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4.1 Tabla 6.2))

$$F_{T.1.Rd} := \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd}}{m_x} = 672.092 \text{ kN}$$

Ecuación 54 : Resistencia de diseño a tensión. Modo I. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2))

4.1.6. COMPRESIÓN EN EL ALA DE LA COLUMNA O VIGA

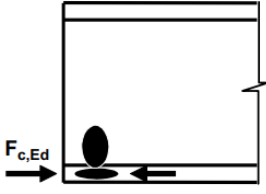
7	Beam or column flange and web in compression		6.2.6.7	6.3.2	*)
---	--	---	---------	-------	----

Ilustración 12: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 "Basic joint components" Caso 7

$$c_w := 520 \text{ mm}$$

Altura del alma de la viga

$$\frac{c_w}{t_w} = 34.667$$

Eurocode 1993 1-1 (Sec 5.6 Tabla 5.2)

$$42 \cdot \varepsilon = 34.664$$

Eurocode 1993 1-1 (Sec 5.6 Tabla 5.2)

$$34.667 \leq 34.664$$

Ala de la viga (Clase 3). Eurocode 1993 1-1 (Sec 5.6 Tabla 5.2)

$$c_f := 92.5 \text{ mm}$$

Mitad del ancho del ala de la viga.

$$t_{fb} = 15 \text{ mm}$$

Espesor del ala de la viga.

$$\frac{c_f}{t_{fb}} = 6.167$$

Eurocode 1993 1-1 (Sec 5.6 Tabla 5.2)

$$9 \cdot \varepsilon = 7.428$$

Eurocode 1993 1-1 (Sec 5.6 Tabla 5.2)

$$6.167 \leq 7.428$$

Ala de la viga (Clase 1). Eurocode 1993 1-1 (Sec 5.6 Tabla 5.2)

$$I_x := 6.0521 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Inercia con respecto al eje X.

$y := 550 \text{ mm} - 275 \text{ mm} = 275 \text{ mm}$ Centroide con respecto al eje X.

$W_{el} := \frac{I_x}{y} = (2.201 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$ Modulo elástico de la sección.

$W_{eff} := W_{el}$

$$M_{el.Rd} := \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 759.263 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ecuación 55 : Resistencia del momento de diseño. Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.5 (2) (6.14))

$t_{bf} := 15 \text{ mm}$ Espesor del ala de la viga.

$d_b := 550 \text{ mm}$ Distancia libre del alma de la viga.

$$F_{el.Rd} := \frac{M_{el.Rd}}{d_b - t_{bf}} = (1.419 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Ecuación 56 : Resistencia a la compresion en el ala y alma de la viga. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.7 (1) (6.21))

$W_{pl} := 2.619 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ Modulo plástico de la sección.

$$M_{el.Rd} := \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 759.263 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ecuación 57 : Resistencia de diseño a tensión. Modo I. Eurocode 1993 1-1 (Sec 6.2.5 (2) (6.13))

$$F_{pl.Rd} := \frac{M_{pl.Rd}}{d_b - t_{bf}} = (1.689 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Ecuación 58 : Resistencia a la compresion en el ala y alma de la viga. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.7 (1) (6.21))

$F_{el.Rd} = (1.419 \cdot 10^3) \text{ kN}$ Escogemos la resistencia menor.

4.1.7. ALMA DE LA VIGA EN TENSION

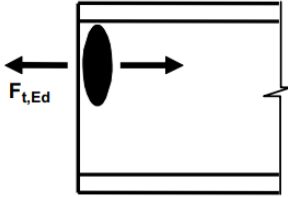
8	Beam web in tension		6.2.6.8	6.3.2	*)
---	---------------------	---	---------	-------	----

Ilustración 13 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 8

$$m_{wb} := 47.5 \text{ mm}$$

$$m_x = 40 \text{ mm}$$

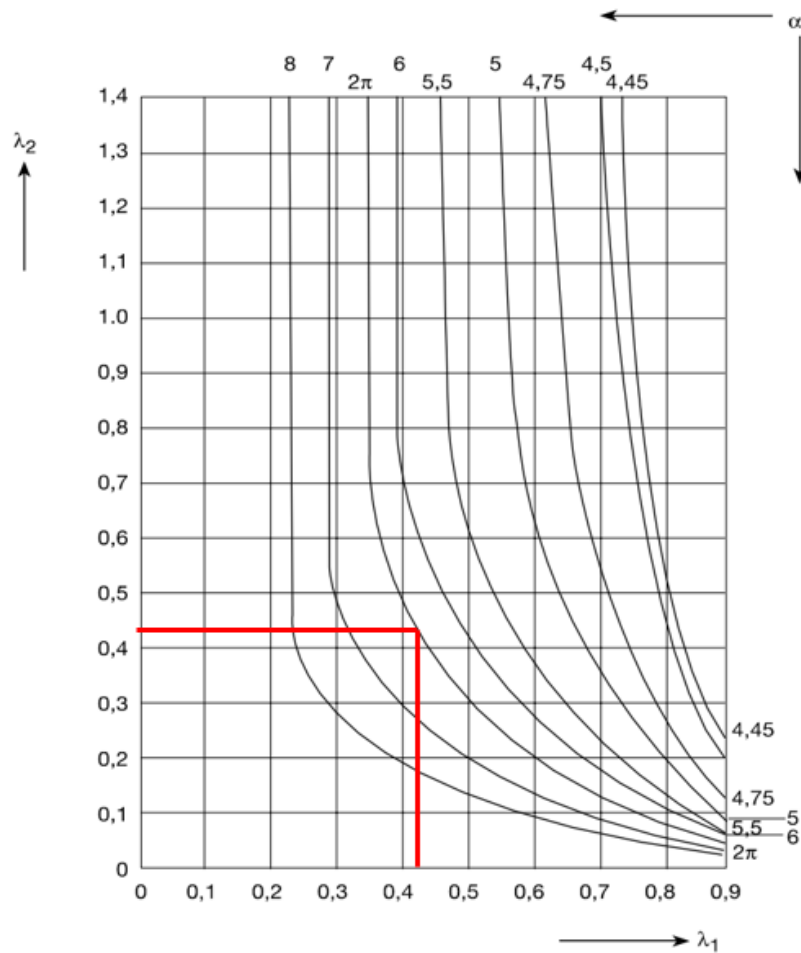


Ilustración 14: Eurocode 1993 1-8 Figura 6.11 “Values of α for stiffened column flanges and end-plates”.

$$b_{eff.t.wb.nc} = 393.451 \text{ mm}$$

$$b_{eff.t.wb.cp} := (\pi \cdot m_{wb} + p) \cdot 2 = 488.451 \text{ mm}$$

Ancho efectivo del alma de la viga en tensión. (Línea de pernos con patrón circular) Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.8 (2))

$$393.451 \leq 488.451 \quad \text{Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.5.2 Tabla 6.6)}$$

$$b_{eff.t.wb} := b_{eff.t.wb.nc} = 393.451 \text{ mm}$$

Ancho efectivo del alma de la viga en tensión. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.8 (2))

$$t_{wb} := 15 \text{ mm}$$

Espesor del alma de la viga.

$$f_{y.wb} := 345 \text{ MPa}$$

Límite elástico del alma de la viga.

$$F_{t.wb.Rd} := \frac{b_{eff.t.wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y.wb}}{\gamma_{M0}} = (2.036 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Ecuación 59 : Resistencia de diseño a la tensión. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.6.8 (1) (6.22))

4.1.8. PERNOS EN TENSIÓN

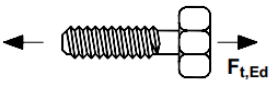
10	Bolts in tension		<p>With column flange: - 6.2.6.4 with end-plate: - 6.2.6.5 with flange cleat: - 6.2.6.6</p>	6.3.2	$\boxed{AC_2}$ 6.4.2 $\boxed{AC_2}$
----	------------------	---	---	-------	-------------------------------------

Ilustración 15 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 "Basic joint components" Caso 10

$$F_{T.3.Rd} := 4 \cdot F_{t.Rd}$$

Ecuación 60 : Resistencia de diseño a tensión. Modo3. Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.2.4 Tabla 6.2)

$$F_{T.3.Rd} = 357.283 \text{ kN}$$

4.1.9. PERNOS A CORTE

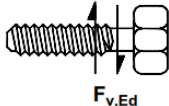
11	Bolts in shear		3.6	6.3.2	6.4.2
----	----------------	---	-----	-------	-------

Ilustración 16 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.1 “Basic joint components” Caso 11

$$\alpha_v := 0.6$$

Pernos clase 8.8. Eurocode 1993 1-8 (Sec 3.6.1 Tabla 3.4)

$$F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 59.547 \text{ kN}$$

Ecuación 61 : Resistencia a corte de cada perno. Eurocode 1993 1-8 (Sec 3.6.1 Tabla 3.4)

$$F_{v.RdA} := 0.85 \cdot F_{v.Rd} \cdot 8 = 404.921 \text{ kN}$$

Ecuación 62 : Resistencia a corte del total de pernos (8). Eurocode 1993 1-8 (Sec 3.6.1 (5))

4.2. COEFICIENTES DE RIGIDEZ

4.2.1. ALMA DE LA COLUMNA A CORTE

Component	Stiffness coefficient k_1	
Column web panel in shear	Unstiffened, single-sided joint, or a double-sided joint in which the beam depths are similar	stiffened
	$k_1 = \frac{0,38 A_{vc}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z is the lever arm from Figure 6.15; β is the transformation parameter from 5.3(7).	

Ilustración 17 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Column web panel in shear”

$$A_{vc} = (1.08 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \text{Área de corte de la columna.}$$

$$z := 535 \text{ mm} \quad \text{Brazo de palanca.}$$

$$\beta := 1 \quad \text{Parámetro de transformación Eurocode 1993 1-8 (Sec 5.3 Tabla 5.4)}$$

$$k_1 := \frac{0.38 \cdot A_{wc}}{\beta \cdot z}$$

Ecuación 63 : Coeficiente de rigidez Componente "Column web panel in shear" Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)

$$k_1 = 7.671 \text{ mm}$$

4.2.2. ALMA DE LA COLUMNA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL

Column web in compression	unstiffened	stiffened
	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ is the effective width from 6.2.6.2	

Ilustración 18 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 "Stiffness coefficients for basic joint components" Componente "Column web in compression"

$$k_2 := \frac{0.7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_c}$$

Ecuación 64 : Coeficiente de rigidez Componente "Column web in compression in shear" Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)

$$k_2 = 12.19 \text{ mm}$$

4.2.3. ALMA DE LA COLUMNA EN TENSIÓN TRANSVERSAL

Column web in tension	stiffened or unstiffened bolted connection with a single bolt-row in tension or unstiffened welded connection	stiffened welded connection
	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ is the effective width of the column web in tension from 6.2.6.3. For a joint with a single bolt-row in tension, $b_{eff,t,wc}$ should be taken as equal to the smallest of the effective lengths l_{eff} (individually or as part of a group of bolt-rows) given for this bolt-row in Table 6.4 (for an unstiffened column flange) or Table 6.5 (for a stiffened column flange).	

Ilustración 19 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 "Stiffness coefficients for basic joint components" Componente "Column web in tension"

$$k_3 := \frac{0.7 \cdot b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{\text{wc}}}{d_c}$$

Ecuación 65 : Coeficiente de rigidez Componente “Column web in tension” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)

$$k_3 = 14.583 \text{ mm}$$

4.2.4. ALA DE LA COLUMNA EN FLEXIÓN

<p>Column flange in bending (for a single bolt-row in tension)</p>	$k_4 = \frac{0,9 \ell_{\text{eff}} t_{fc}^3}{m^3}$ <p>ℓ_{eff} is the smallest of the effective lengths (individually or as part of a bolt group) for this bolt-row given in Table 6.4 for an unstiffened column flange or Table 6.5 for a stiffened column flange;</p> <p>m is as defined in Figure 6.8.</p>
--	--

Ilustración 20 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Column flange in bending (for a single bolt-row in tension)”

$$k_4 := \frac{0.9 \cdot \ell_{\text{eff}.1} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$$

Ecuación 66 : Coeficiente de rigidez Componente “Column flange in bending (for a single bolt-row in tension)” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)

$$k_4 = 400.452 \text{ mm}$$

4.2.5. FLEXIÓN EN LA PLACA FINAL

<p>End-plate in bending (for a single bolt-row in tension)</p>	$k_5 = \frac{0,9 \ell_{\text{eff}} t_p^3}{m^3}$ <p>ℓ_{eff} is the smallest of the effective lengths (individually or as part of a group of bolt-rows) given for this bolt-row in Table 6.6;</p> <p>m is generally as defined in Figure 6.11, but for a bolt-row located in the extended part of an extended end-plate $m = m_x$, where m_x is as defined in Figure 6.10.</p>
--	--

Ilustración 21: Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “End-plate in bending (for a single bolt-row in tension)”

$$k_5 := \frac{0.9 \cdot \ell_{\text{eff.nc.ep}} \cdot t_{ep}^3}{m_x^3} = 16.437 \text{ mm}$$

Ecuación 67 : Coeficiente de rigidez Componente “Componente “End-plate in bending (for a single bolt-row in tension)” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)

4.2.6. CASOS 7 Y 8 (COMPRESION EN EL ALA DE LA COLUMNA O VIGA Y ALMA DE LA VIGA EN TENSION)

Según la nota 4 de la tabla 6.11 especifica que para estos casos se debe tomar el coeficiente de rigidez como infinito ya que no van a ser tomados en cuenta en la rigidez rotacional de la conexión (S_j).

NOTE 4: For beam flange and web in compression (k_7), beam web in tension (k_8), plate in tension or compression (k_9), haunched beams (k_{20}), the stiffness coefficients should be taken as equal to infinity. These components need not be taken into account when calculating the rotational stiffness S_j .

Ilustración 22 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Nota 4

$$k_7 := \infty$$

$$k_8 := \infty$$

4.2.7. PERNOS EN TENSION

Bolts in tension (for a single bolt-row)	$k_{10} = 1,6A_s / L_b$	preloaded or non-preloaded
	L_b is the bolt elongation length, taken as equal to the grip length (total thickness of material and washers), plus half the sum of the height of the bolt head and the height of the nut.	

Ilustración 23 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Bolts in tension (for a single bolt-row)”

$$k_{10} := \frac{1.6 \cdot A_s}{L_b} = 3.206 \text{ mm}$$

Ecuación 68 : Coeficiente de rigidez Componente “Bolts in tension (for a single bolt-row)” Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)

4.2.8. PERNOS A CORTE

Bolts in shear	non-preloaded	preloaded *)
	$k_{11} \text{ (or } k_{17}) = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{Ed_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
	d_{M16} is the nominal diameter of an M16 bolt; n_b is the number of bolt-rows in shear.	

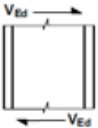
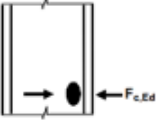
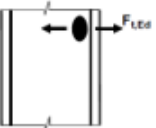
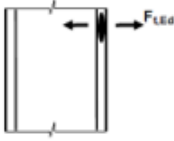
Ilustración 24 : Eurocode 1993 1-8 Tabla 6.11 “Stiffness coefficients for basic joint components” Componente “Bolts in shear”

$$k_{11} := \frac{16 \cdot n_b \cdot d^2 \cdot f_{ub}}{E \cdot d_{M16}} = 2.049 \text{ mm}$$

Ecuación 69 : Coeficiente de rigidez Componente "Componente "Bolts in shear)" Eurocode 1993 1-8 (Sec 6.3.2 Tabla 6.11)

4.3. ELABORACIÓN DE DIAGRAMAS

El primer paso para la elaboración de los diagramas momento-rotación es crear un diagrama para cada tipo de falla en los diferentes componentes de la conexión, para esto se necesitará de cada uno de los resultados de resistencia de diseño para cada componente a analizar seguido de su respectivo coeficiente de rigidez sacado por el Euro código 1993 1-8, a continuación, se mostrará una tabla resumen con los diferentes componentes y valores que se necesitaran:

TABLA RESUMEN DE LOS ELEMENTOS			
Componente		Resistencia de diseño (Kn)	Coeficiente de rigidez K (m)
1. Corte en el alma de la columna		1936.09	0.00767
2. Compresión transversal en el alma de la columna		2083.095	0.01219
3. Flexión transversal en el alma de la columna		2492.09	0.01458
4. Flexión en el ala de la columna		2729	0.4

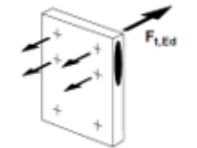
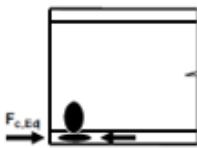
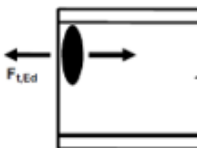
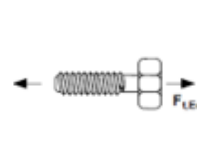
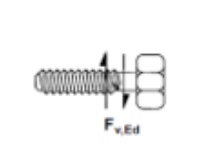
5. Flexion en la placa final		672.09	7.67
7. Compresion en el ala de la columna o viga		1419.18	α
8. Alma de la viga en tension		2036.11	α
10. Pernos en tension		89.32	0.0032
11. Pernos en corte		59.55	0.002049

Tabla 7: Tabla resumen de los elementos por su tipo de falla

4.3.1. Diagrama para cada tipo de falla

4.3.1.1. Corte en el alma de la columna

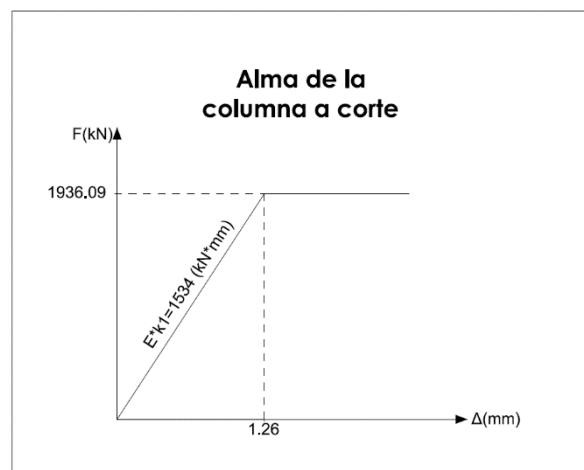


Ilustración 25: Diagrama para Corte en el alma de la columna

4.3.1.2. Compresión transversal en el alma de la columna

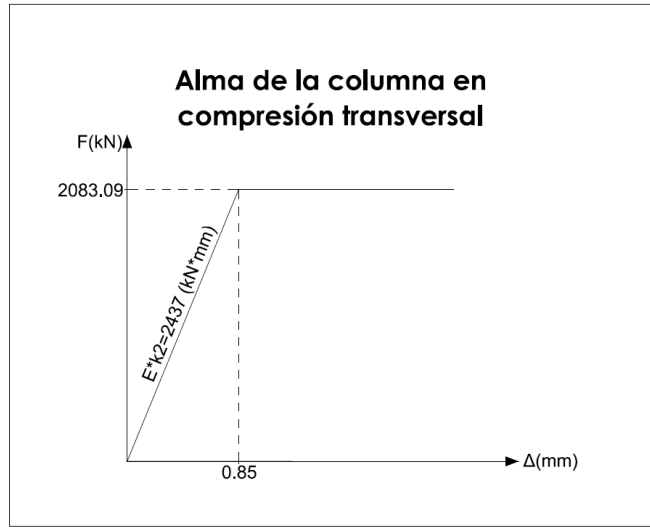


Ilustración 26: Diagrama para compresión transversal en el alma de la columna

4.3.1.3. Tensión transversal en el alma de la columna

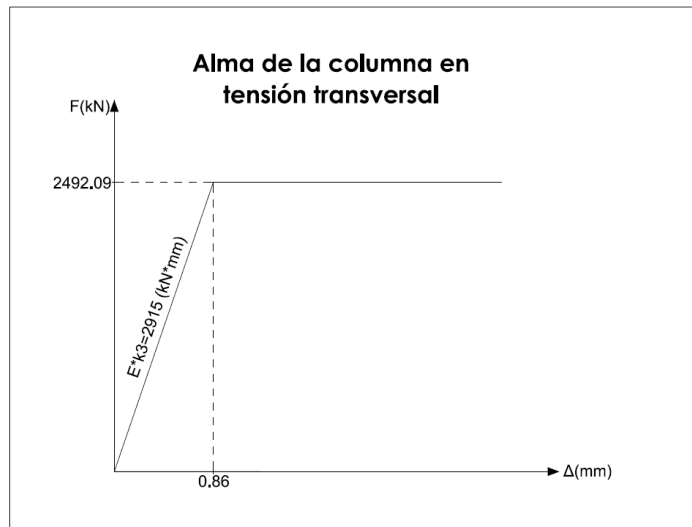


Ilustración 27: Diagrama para tensión transversal en el alma de la columna

4.3.1.4. Flexión en el ala de la columna

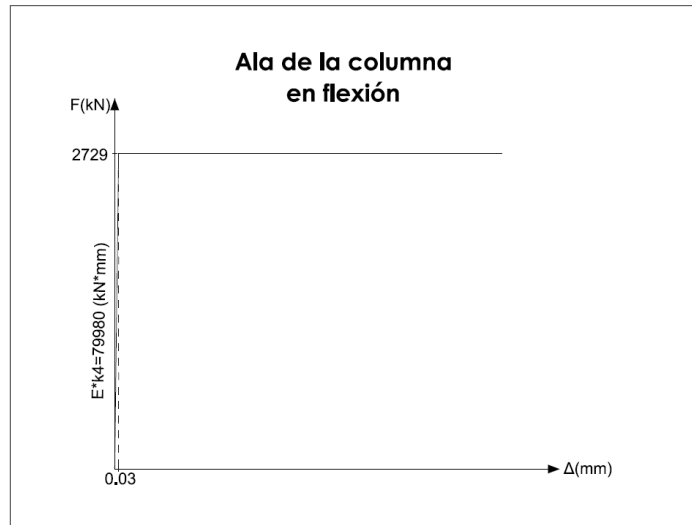


Ilustración 28: Diagrama para Flexión en el ala de la columna

4.3.1.5. Flexión en la placa final

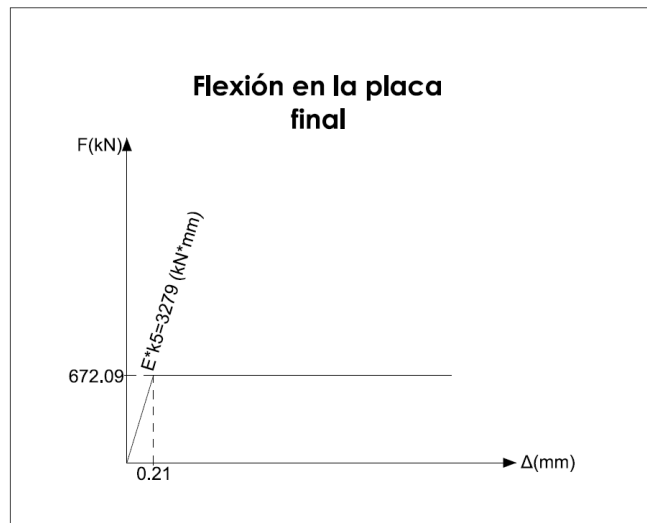


Ilustración 29: Diagrama para flexión en la placa final

4.3.1.6. Pernos en tensión

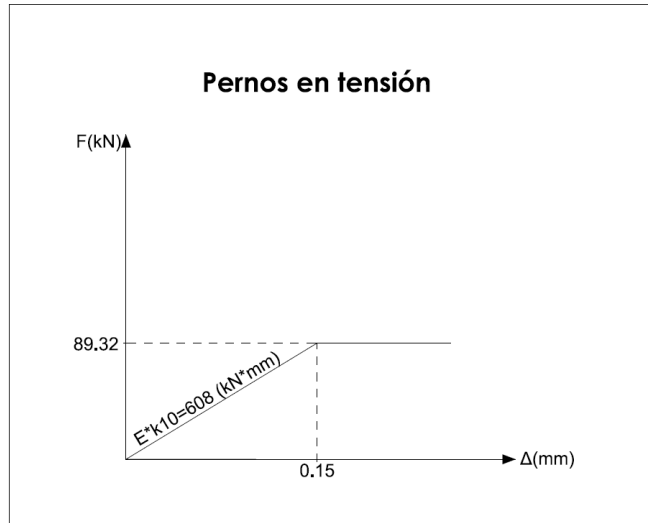


Ilustración 30: Diagrama para pernos en tensión

4.3.2. ENSABLE DEL MODELO DE RESORTES EQUIVALENTE

Los componentes deben ser ensamblados y representados como una configuración de la conexión además que deben ser modelados físicamente como resortes traslacionales, para esto se necesitara de un modelo que incluya todos los coeficientes de rigidez obtenidos en la conexión y que se mostrara a continuación

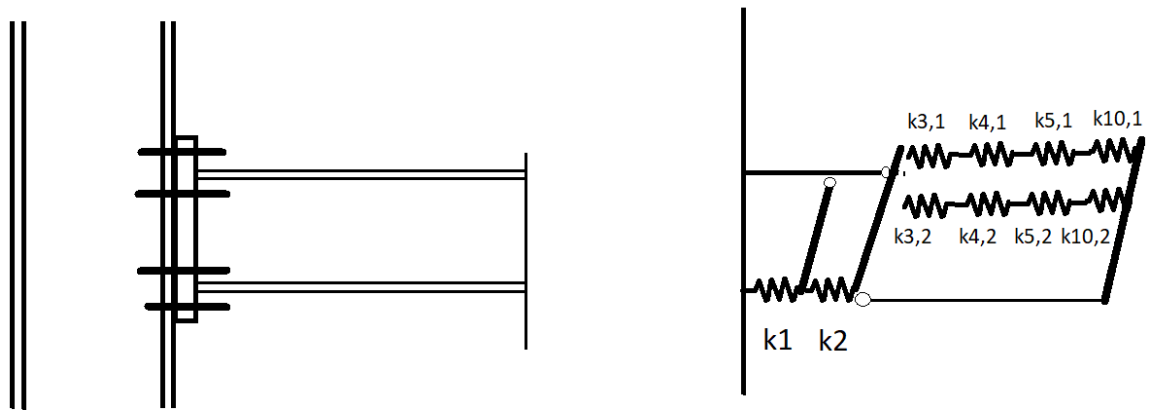


Ilustración 31: Modelo de resortes de conexión tipo placa final

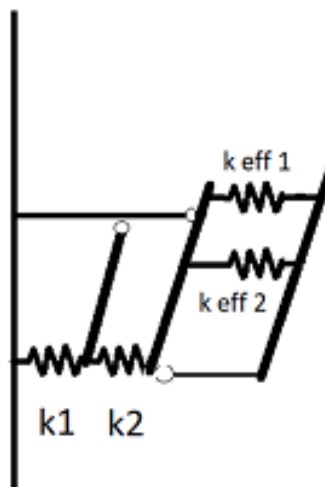
Una vez entendido y trasladado cada una de las componentes a un modelo de resortes se deberá reducir a un solo coeficiente de rigidez donde se tiene más, por ejemplo, en la primera fila de pernos en tensión, los cuatro coeficientes de rigidez tendrán que reducirse a un coeficiente llamado K_{eff} y se lo obtiene con la siguiente formula:

$$k_{eff.r} := \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$$

Ecuación 70: Coeficiente de rigidez efectivo para una fila de pernos Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.30)

$$k_{eff.r} = 2.249 \text{ mm}$$

Una vez obtenido el coeficiente de rigidez efectivo para cada línea de perno se deberá graficar el modelo de resortes simplificado que sería el que se muestra a continuación:



Ecuación 71: Modelo de resortes simplificado

Después de obtener el modelo simplificado se procede a obtener el modelo de resortes final con un coeficiente de rigidez equivalente simple que toma los valores de los de los coeficientes de rigidez efectivos de cada fila de pernos, se lo obtiene mediante la siguiente formula:

$$k_{eq} := \frac{k_{eff.r} \cdot h_{r.1} + k_{eff.r} \cdot h_{r.2}}{z_{eq}} = 4.464 \text{ mm}$$

Ecuación 72: Coeficiente de rigidez equivalente simple Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.29)

$$h_{r.1} := 582.5 \text{ mm}$$

Distancia desde la cara a compresión de la viga hasta la ultima fila de pernos a tracción

$$h_{r.2} := 487.50 \text{ mm}$$

Distancia desde la cara a compresión de la viga hasta la penúltima fila de pernos a tracción

$$z_{eq} := \frac{k_{eff.r} \cdot (h_{r.1})^2 + k_{eff.r} \cdot (h_{r.2})^2}{k_{eff.r} \cdot (h_{r.1}) + k_{eff.r} \cdot (h_{r.2})} = 0.539 \text{ m}$$

Ecuación 73: Brazo de palanca equivalente Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.31)

Finalmente obtenemos el modelo de resortes final que nos ayudara para el diagrama de momento-rotación de la conexión a diseñar.

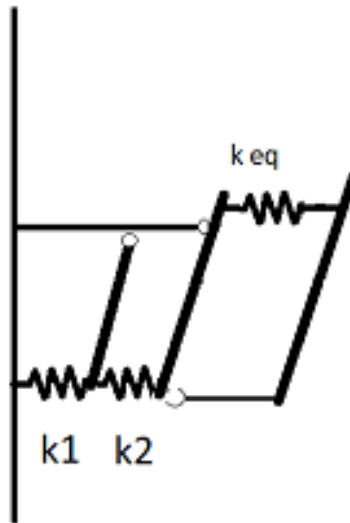


Ilustración 32: Modelo de resortes final

4.3.3. ELABORACION DEL DIAGRAMA MOMENTO ROTACION DE LA CONEXIÓN

En esta parte se procederá al ensamble de las componentes que tenemos en nuestro modelo de resortes final, se deberá obtener una rigidez rotacional que se determinara a partir de las flexibilidades de sus componentes básicos, que son representados por cada uno de sus coeficientes de rigidez (k_1, k_2, k_{eq}) y se lo calcula con la siguiente formula:

$$S_{j.i} := \frac{E \cdot h^2}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} = 124.604 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Ecuación 74: Rigidez rotacional inicial de la conexión Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.27)

Además, se deberá obtener momento resistente de cálculo nombrado como $M_{j,Rd}$ y se lo calcula con la siguiente formula:

$$M_{Rd} := F_{Rd} \cdot h$$

Ecuación 75: Momento resistente de cálculo Eurocode 1993 1-8 (Ec 6.25)

$$F_{Rd} := 178.64 \text{ kN}$$

Mínima resistencia de diseño entre todos los componentes

$$h := 535 \text{ mm}$$

Distancia entre los centros de gravedad de las alas de la viga

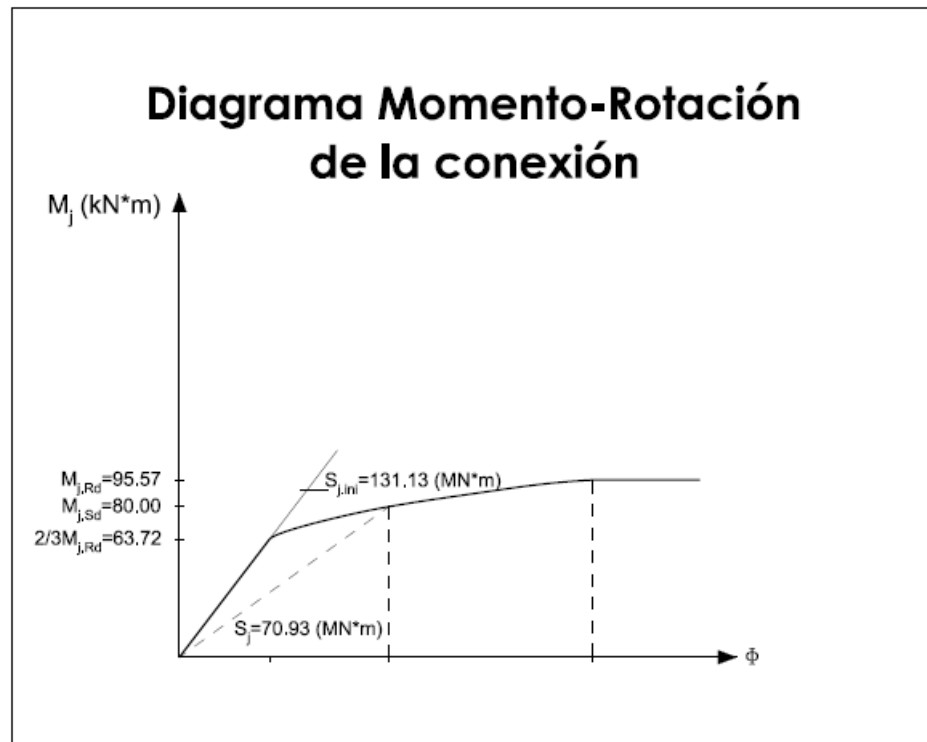


Ilustración 33: Diagrama Momento-Rotación de la conexión tipo placa final sin rigidizar

5. SIMULACIÓN COMPUTACIONAL

5.1. DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE UTILIZADO

5.1.1. IDEA STATICA

IDEA StatiCa es un programa de software especializado en el diseño y análisis de conexiones estructurales tanto de acero como de hormigón, en el que se utilizan conjuntamente el método de elementos finitos con el método de las componentes, a esto lo han llamado Component based Finite Element Method (CBFEM). El CBFEM consiste en separar cada uno de los componentes que conforman una conexión estructural y mediante el uso del método de elementos finitos discretizarlos individualmente en función de su rigidez, resistencia y capacidad de deformación para, según la normativa escogida por el usuario, utilizar estos resultados en las ecuaciones requeridas. El método utilizado por este programa computacional es de gran utilidad para Proporciona herramientas avanzadas para calcular y verificar la resistencia, rigidez y estabilidad de las conexiones entre elementos estructurales.

5.1.2. PROPIEDADES GEOMETRICAS

5.1.2.1. VIGA

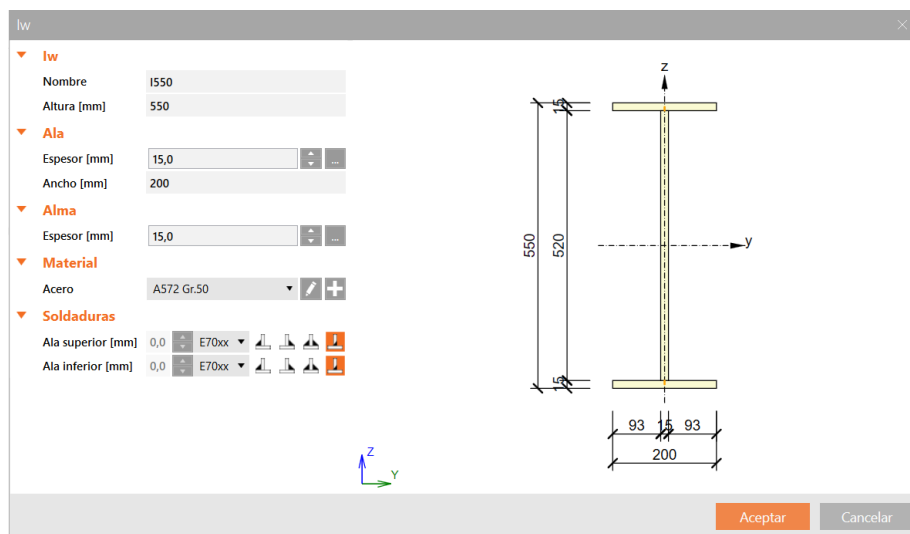


Ilustración 34: Sección transversal (Viga) IDEA StatiCa V 23.0.1

5.1.2.2. COLUMNA

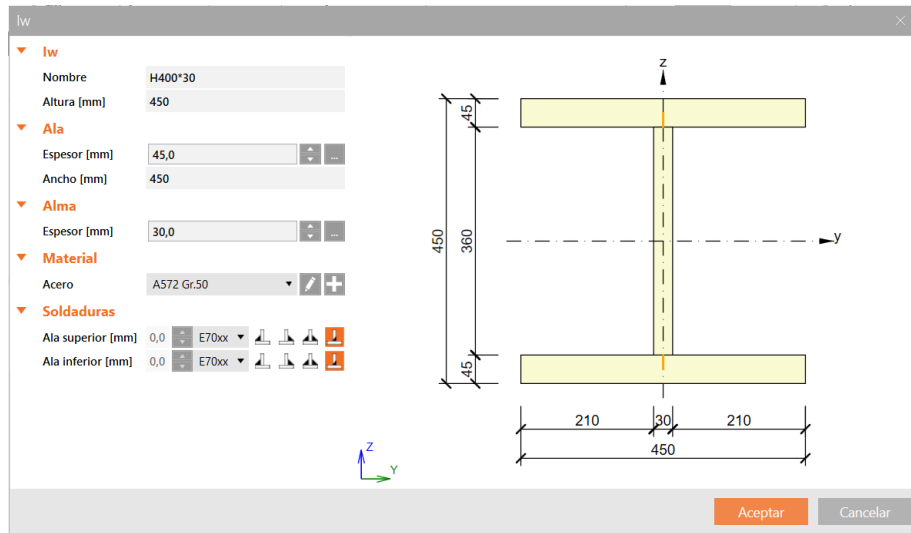


Ilustración 35: Sección transversal (Columna) IDEA StatiCa V23.0.1

5.1.2.3. PLACA FINAL

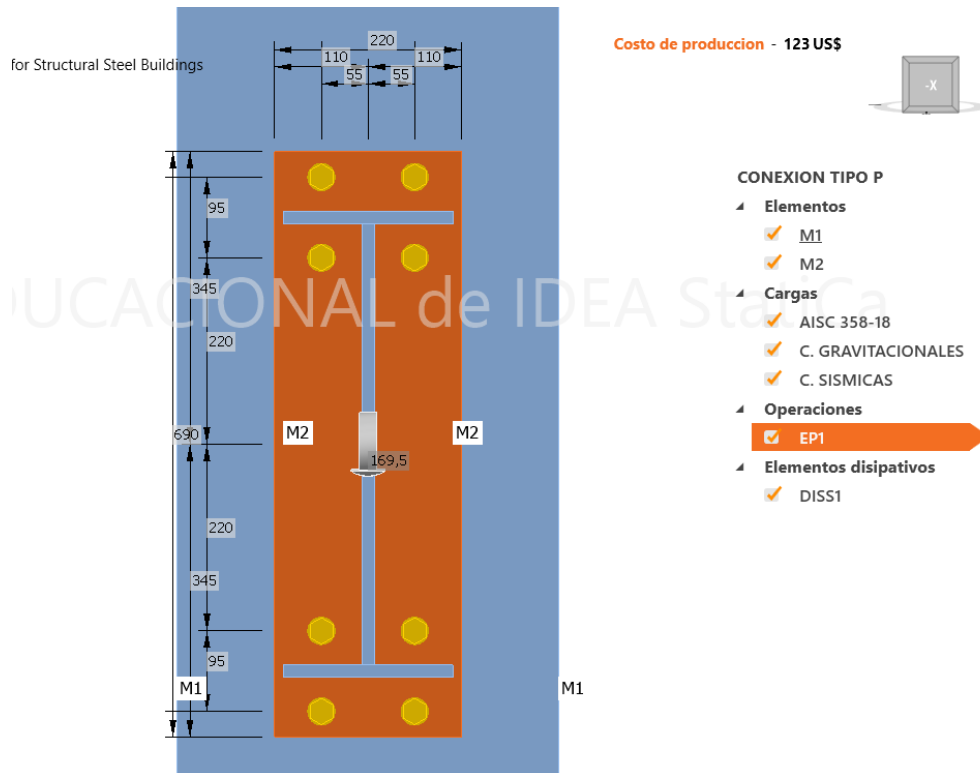


Ilustración 36: Sección transversal (Placa final) IDEA StatiCa V23.0.1

5.1.2.4. MODELO 3D DE LA CONEXIÓN



Ilustración 37: Modelo 3D de la Conexión Tipo (4E) IDEA StatiCa V23.0.1

5.1.3. CARGAS APLICADAS

5.1.3.1. CARGA MOMENTO DE DISEÑO SEGÚN LA AISC 358-16

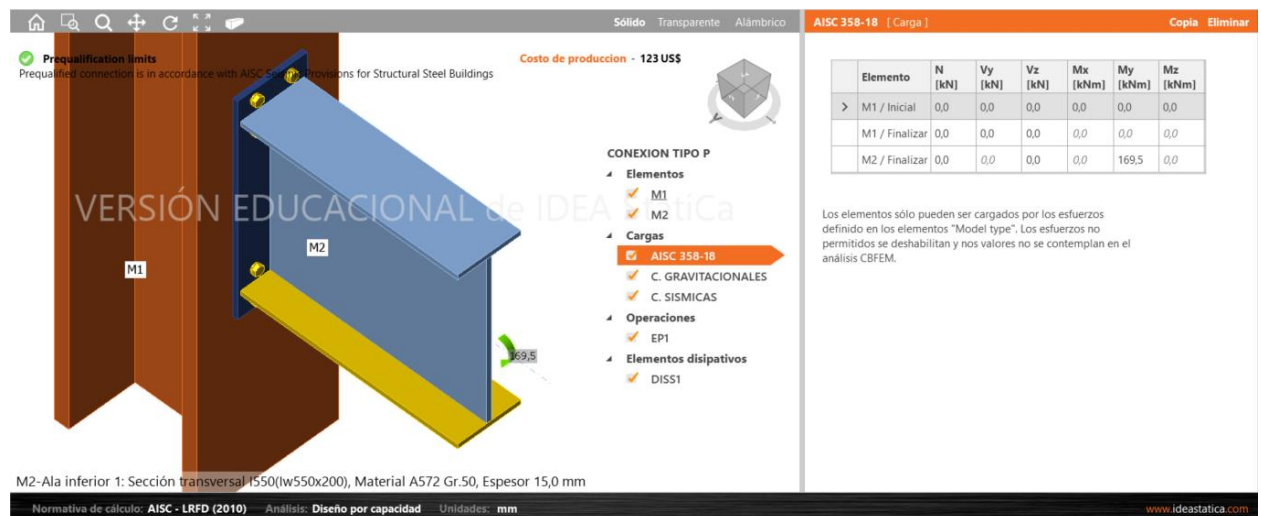


Ilustración 38: Carga M_f aplicada a la conexión IDEA StatiCa V 23.0.1

5.1.4. ANALISIS DE RESULTADOS DEL IDEA STATICA

5.1.4.1. VERIFICACION DE DEFORMACION

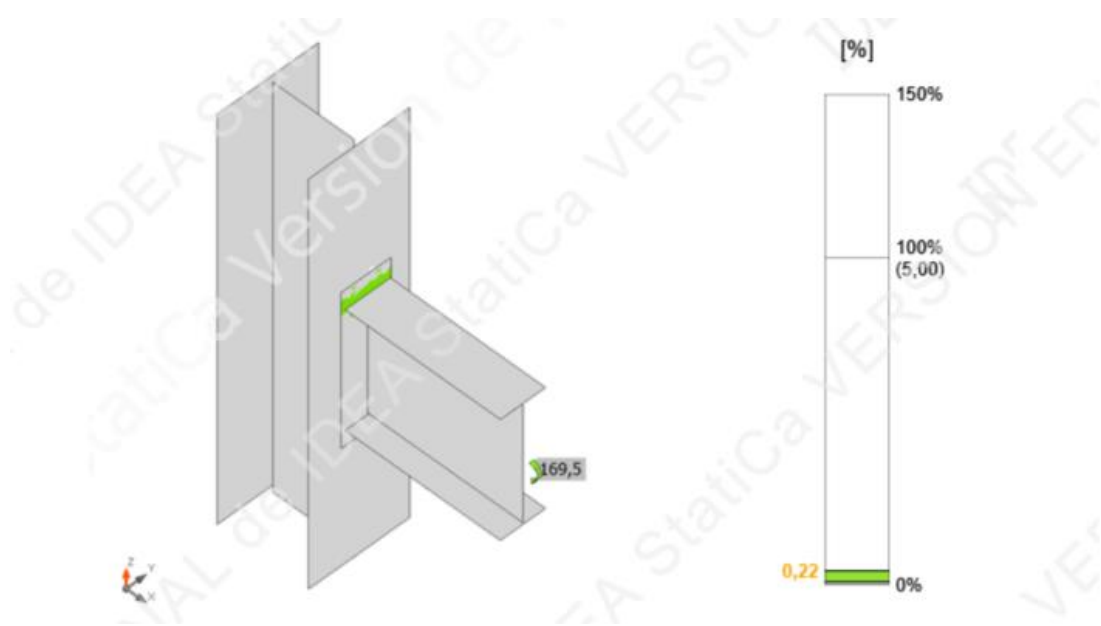


Ilustración 39: Verificación de deformación IDEA StatiCa V23.0.1

5.1.4.2. VERIFICACION DE TENSION EQUIVALENTE

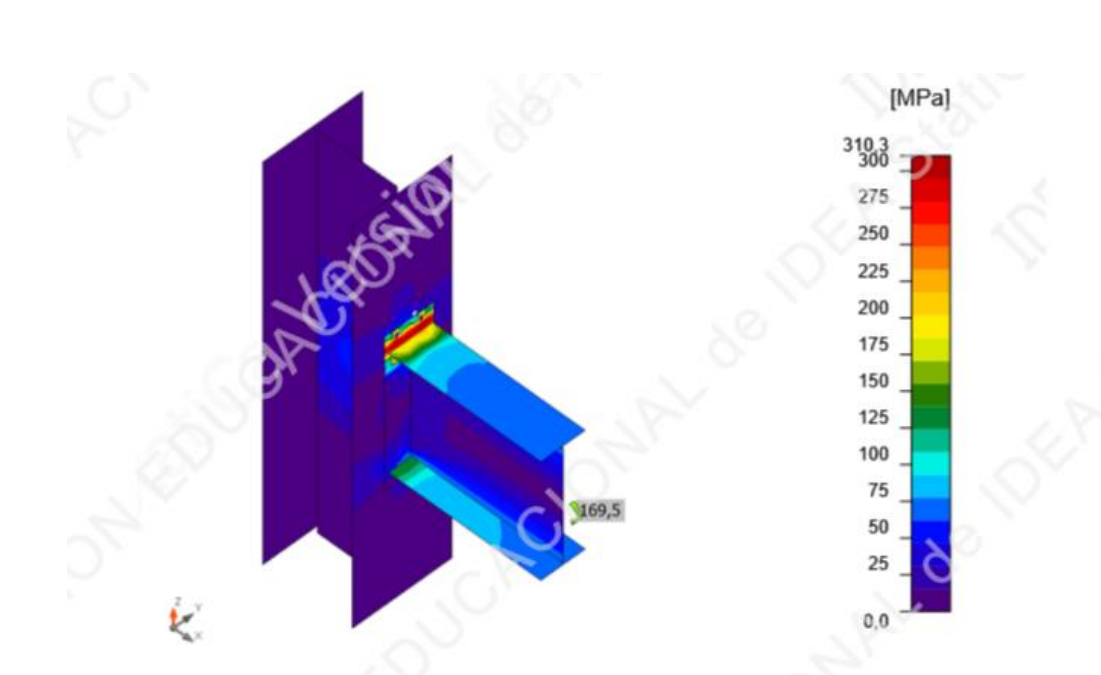


Ilustración 40: Verificación de tensión equivalente IDEA StatiCa V23.0.1

5.1.4.3. VERIFICACION DE PRIMER MODO DE PANDEO

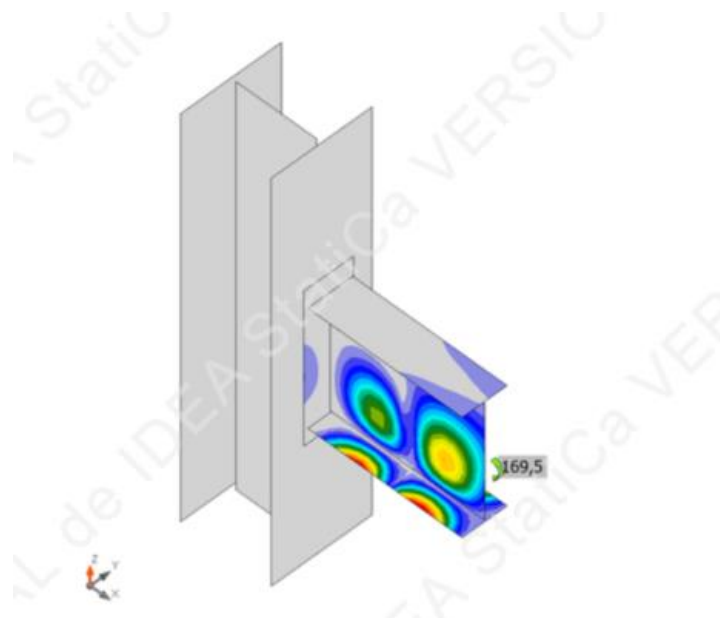


Ilustración 41 : Verificación de Pandeo de los elementos IDEA StatiCa V23.0.1

5.1.4.4. TABLA RESUMEN DEL ANALISIS Y DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,2 < 5,0%	OK
Tornillos	87,2 < 100%	OK
Soldaduras	0,0 < 100%	OK
Pandeo	39,30	

Ilustración 42: Tabla resumen del desempeño de los elementos IDEA StatiCa V23.0.1

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. AISC 358-16

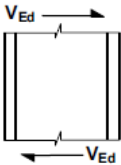
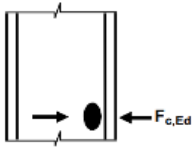
TABLA RESUMEN AISC 358-16		
DISEÑO DE LA VIGA		
Máximo momento probable en la rótula plástica	M_{pr}	136.86 (kN*m)
Momento en la cara de la columna	M_f	188.74 (kN*m)
Diámetro de los pernos	d_b	16 (mm)
Espesor de la placa final	t_p	15 (mm)
Fuerza factorizada en el ala de la viga	F_{fu}	352.79 (kN)
Fluencia por corte en la placa final	R_{ny}	683.1 (kN)
Rotura por corte en la placa final	R_{nu}	737.1 (kN)
Rotura a corte de los pernos	R_{nv}	420.72 (kN)
Resistencia por corte o desgarro del perno de la placa final y el ala de la columna	$R_{n,btf}$	699.84 (kN)
DISEÑO DE LA VIGA		
Resistencia a la fluencia del alma de la columna	$R_{n,ycf}$	3757.05 (kN)
Resistencia al pandeo del alma de la columna	$R_{n,wb}$	14545.92 (kN)
Resistencia a la compresión del alma de la columna	$R_{n,cwc}$	14346.78 (kN)

Tabla 8 Tabla resumen AISC 358-16

En los resultados obtenidos por el método de cálculo propuesto en el capítulo 6 de la norma AISC 358-16 “Prequalified Connections”, podemos observar que:

- El momento probable en la rótula plástica (M_{pr}) tiene un valor de 136.86 kN*m, menor a los 188.74 kN*m que produce el momento en la cara de la columna (M_f), esto significa que la conexión comenzará a fallar por una plastificación controlada en la rótula plástica, lo que hará que se produzca una falla dúctil.
- En el caso de la placa final, podemos observar que la falla que gobierna en este elemento empernado es la rotura a corte de los pernos (R_{nv}), con una resistencia de 420.72 kN. Para la norma AISC 358-16 los pernos que se considera van a fallar por rotura debido a corte son los que se encuentran más próximos al ala en compresión de la viga, es por ello que, se consideró en el cálculo que, en los 8 pernos que conforman la conexión, solo 4 fallarán por corte, pero, como veremos más adelante en el método computacional, esto no es del todo cierto, ya que, todos los pernos que conforman nuestra conexión se encuentran trabajando a corte.

6.2. EUROCODE 3 1-8

TABLA RESUMEN EUROCODE 3 1-8			
Componente		Resistencia de diseño (kN)	Coefficiente de rigidez K (m)
1. Corte en el alma de la columna		1936.09	0.00767
2. Compresión transversal en el alma de la columna		2083.095	0.01219

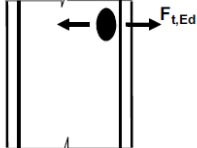
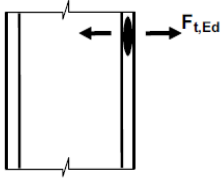
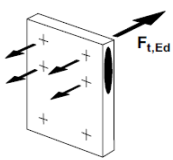
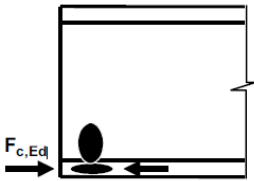
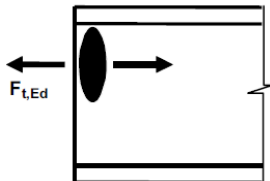
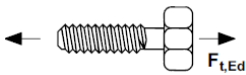
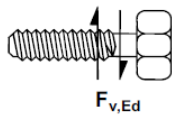
3. Flexión transversal en el alma de la columna		2492.09	0.01458
4. Flexión en el ala de la columna		2729	0.4
5. Flexión en la placa final		672.09	0.01644
7. Compresión en el ala de la columna o viga		1419.18	∞
8. Alma de la viga en tensión		2036.11	∞
10. Pernos en tensión		$F_{t,Rd}=89.32$ $F_{T.3,Rd}=357.28$	0.0032
11. Pernos en corte		$F_{v,Rd}=59.55$ $F_{v,Rd.4}=404.92$	0.002049

Tabla 9 Tabla resumen Eurocode 3 1-8

En los resultados obtenidos por el método de cálculo propuesto en el capítulo 6 de la norma Eurocode 3 1-8 “Design of joints”, podemos observar que:

- El diferente tipo de falla que se presentan en los pernos de la conexión serán quienes rijan la falla de la conexión. Si consideramos la resistencia individual de cada perno en cada tipo de falla, podemos ver que cuando estos trabajan a corte es cuando menor resistencia presentan, pues, solo soportan 59.55 kN cada uno, mientras que, cuando trabajan a tensión cada perno resiste 89.32 kN, pero, en la resistencia global podemos observar que cuando se ven sometidos a tensión, estos elementos soportan 357.28 kN, mientras que, cuando trabajan a corte, resisten 404.92 kN, esto se debe a que únicamente los pernos que se encuentran cerca del ala a tensión de la viga se toman en cuenta para calcular la resistencia a tensión, mientras que para evaluar la resistencia que tendrán los pernos cuando trabajan a corte, para el cálculo, se toman en cuenta el número total de pernos que existen en la conexión, esto debido a que como esta conexión emperrada no se encuentra trabajando a fricción, el peso de los elementos se asientan directamente sobre los pernos, haciendo que todos ellos trabajen a corte.
- Podemos ver que uno de los componentes con mayor rigidez es la flexión en el ala de la columna, esto se debe a la longitud que trabaja a flexión del ala de la viga, al espesor del ala que es de 45mm y la cercanía que presentan los pernos respecto al alma de la columna.

7. CONCLUSIONES

- Dentro del marco teórico del presente trabajo podemos encontrar múltiples conceptos que son propios de cada una de las normas que se utilizaron. La comprensión de este tipo de conceptos nos ayudó al momento de realizar los diferentes cálculos detallados en cada una de las normativas, y, al instante del análisis de resultados, fueron un gran soporte para poder comprender que es lo que evalúa cada una de las normativas, por ejemplo, en la norma AISC 358-16 pudimos observar que dentro de los cálculos evaluábamos se evaluó el tipo de momento que va a gobernar la falla, aquí se evidenció que el momento menos resistente fue el que se produce dentro de la rótula plástica (M_{pr}), esto haría que la falla que se presente

dentro de la conexión sea de tipo dúctil, este concepto es ampliamente utilizado por el American Institute of Steel Construction (AISC) en el cálculo y evaluación de estructuras sismorresistentes

- En la norma AISC 358-16, se utiliza la filosofía de diseño “Load and Resistance Factor Design” (LRFD), este método se basa en considerar tanto las cargas aplicadas a una estructura como la resistencia de los materiales utilizados, con el objetivo de garantizar un nivel adecuado de seguridad y confiabilidad en el diseño de las conexiones precalificadas, esto mediante la implementación de factores de carga que se basan en estadísticas y análisis de probabilidad, para considerar su incertidumbre y variabilidad, y así, garantizar que la estructura sea capaz de resistir de manera segura las cargas más desfavorables durante su vida útil.
- Las conexiones gravitacionales son aquellas diseñadas por el ingeniero calculista en base a su resistencia a la compresión y tensión de los elementos para soportar una demanda dada. Las conexiones precalificadas son aquellas que han sido previamente evaluadas y analizadas exhaustivamente para verificar que su desempeño y capacidad cumpla con los requisitos de resistencia y seguridad. Una de las principales ventajas de una conexión precalificada es que simplifica el cálculo y el diseño de una conexión al otorgar una geometría definida al diseñador, en este último punto radica su otra ventaja, ya que, al tener una geometría que ha sido probada en diversas ocasiones por una entidad especializada su desempeño y resistencia es mayor que la de una conexión gravitacional, pues, la geometría de esta es propuesta por el diseñador.
- El diagrama de momento-rotación obtenido según la norma Eurocode 3 “Design of steel structures”, muestra la relación no lineal entre el momento aplicado y la deformación rotacional en un miembro estructural, lo que permite evaluar su capacidad de deformación y resistencia ante los momentos aplicados, después de realizar el procedimiento para la construcción del diagrama, y analizarlo, se puede observar que la conexión califica como óptima y eficiente frente a la demanda otorgada.

- El programa utilizado para la elaboración del método computacional llamado IDEA StatiCa, es un programa muy amigable con el usuario, además de que, su desarrollo es muy completo lo que permitió que el diseño se realizara de una manera eficiente. Este software computacional emplea un método de cálculo denominado Component-based Finite Element Method (CBFEM), que emplea el método de las componentes en conjunto con el método de elementos finitos, para determinar la resistencia de una gran variedad de conexiones en base a la normativa que escoja el usuario, lo que permitió que la evaluación realizada en base a las normativas empleadas en el presente trabajo pueda realizarse sin incompatibilidad alguna, logrando así una comparación más fácil entre los diferentes métodos de cálculo.
- Después de realizar los diferentes procesos de cálculo expuestos en las normativas empleadas en el presente trabajo, AISC 358-16 “Prequalified Connections” y Eurocode 3 1-8 “Design of joints”, para el diseño de una conexión tipo placa final, y comparar los resultados obtenidos con la evaluación realizada en el modelo computacional llevado a cabo en el programa IDEA StatiCa, se puede evidenciar que, la conexión diseñada para la demanda otorgada califica de manera óptima y eficiente para la zona de Quito, con riesgo sísmico alto, ubicación en la que se encuentra la estructura analizada.
- Finalmente se concluye que la construcción en estructura de acero es muy poco demandada en nuestro medio, ya sea por falta de experiencia o total conocimiento, lo que se esperó obtener de este trabajo de integración es que este método de construcción es igual de eficiente que la construcción en hormigón y debería ser aplicada de mayor manera en la zona, además que este tipo de conexión en estructura de acero, si se lo diseña de una manera apropiada y cautelosa, puede llegar a tener un gran desempeño en toda la estructura, dando como resultado estructuras resistentes y que tengan un gran desempeño en el medio.

8. RECOMENDACIONES

- Conocer los diferentes conceptos abordados en las normativas que se van a emplear es de gran ayuda para la comprensión de cada uno de los pasos a seguir en los métodos de cálculo

y el entendimiento de lo que se está evaluando, para utilizar de manera correcta las normativas empleadas.

- En el caso del American Institute of Steel Construction (AISC), sus normativas actuales siguen la filosofía de diseño (LRFD), mientras que anteriormente seguían la filosofía de diseño (ASD), es importante que el encargado del diseño de una estructura conozca cual es la diferencia entre estas dos filosofías y como identificar cada una de ellas, porque, si bien ambas permiten el cálculo y diseño de estructuras, la filosofía (ASD) presenta menor seguridad.

- Realizar un modelo computacional de la conexión diseñada.

El programa empleado es diferente a los tradicionalmente usados, por lo que su forma de utilizarlo puede resultar extraña, por ello, al momento de utilizar un programa nuevo por primera vez es importante conocer su funcionamiento para ingresar los datos de manera correcta y así obtener resultados coherentes y útiles.

9. BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2003). Steel Design Guide 4 : Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2016). ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2016b). ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings.

Jack C. McCormac, S. F. C. (2013). Diseño de Estructuras de Acero. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.

Kaveh, A. (2013). Computational Structural Analysis and Finite Element Methods. Spring.

Steenhuis, M & Jaspart, J.-P & Gomes, Fernando & Leino, T. (1998). Application of the component method to steel joints. Proceeding of the Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections Conference.

Chopra, A. K. (2020). DYNAMICS OF STRUCTURES - Theory and Applications to Earthquake Engineering. Perason.

MIDUVI. (2015). NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - PELIGRO SISMICO | DISEÑO SIMORRESISTENTE. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

British Standards International (2005). Eurocode 3: Design of steel structures (Part 1-8: Design of joints)

British Standards International (2005). Eurocode 8: Design of steel structures