

Universidad Nacional del Noroeste de la Provincia de Buenos Aires

Título:

Proyecto de un Pórtico de Carga para ensayos de alto porte

Carrera:

Ingeniería Mecánica

Práctica Profesional Supervisada

Estudiante: Capitanelli Franco Salvador

Tutor Docente: Ing. Castillo María José

Tutor de Empresa/Institución/Organización: Ing. Mateos A. Alejandro

Fecha de presentación:

ÍNDICE

1	Introducción	10
1.1	Plan de Trabajo.....	10
1.2	Objetivos	11
1.2.1	Objetivo General.....	11
1.2.2	Objetivos Específicos.....	11
1.3	Alcance	12
1.4	Metodología	12
1.5	Normas utilizadas	14
2	Parámetros de Diseño	15
2.1	Límite de carga	15
2.2	Velocidad de aplicación de cargas.....	16
2.3	Límite de deflexión.....	16
2.4	Tipos de ensayos previstos.....	17
2.4.1	Ensayo de compresión para tubos y alcantarillado de hormigón.....	17
2.4.2	Ensayo de flexión de vigas de hormigón	18
2.4.3	Ensayos de flexión de vigas de madera y de compresión de madera	18
2.5	Materiales	19
3	Configuración del pórtico	21
3.1	Análisis estructural mediante software.....	26
3.1.1	Resultados Obtenidos.....	29
4	Diseño estructural del Pórtico	34
4.1	Diseño Vigas.....	34

4.1.1	Viga superior e inferior.....	34
4.1.2	Sección Cajón.....	37
4.1.3	Sección superpuesta	38
4.1.4	Sección “Compuesta”	39
4.1.5	Sección cajón reforzado	40
4.1.6	Resistencia a la flexión	41
4.1.7	Esfuerzo combinado	45
4.1.8	Resistencia al Corte.....	45
4.1.9	Verificación de carga concentrada.....	47
4.1.10	Conclusiones del diseño de la viga.....	49
4.2	Diseño Columna	49
4.2.1	Sección columna	50
4.2.2	Verificación a tracción.....	52
4.2.3	Verificación a cargas concentradas	53
4.3	Diseño anclajes.....	55
4.3.1	Anclaje viga – columna	55
4.3.2	Verificación placa de anclaje	59
4.3.3	Verificación del estado límite de la placa como elemento vinculado	64
4.4	Diseño anclaje columna piso	66
4.5	Soldadura.....	70
4.5.1	Formación de las vigas	70
4.5.2	Formación de las columnas	76
4.6	Auxiliares	79
4.6.1	Anclaje transductor	79
4.6.2	Soporte lateral	84
5	Simulación FEA.....	87
5.1	Modelo y Detalles	88

5.1.1	Parámetros de simulación	90
5.2	Resultados de simulación	93
5.2.1	Deflexión.....	101
6	Selección hidráulica	104
6.1	Central hidráulica	104
6.2	Actuador Hidráulico.....	105
7	Conclusión	107
8	Bibliografía	110
8.1.1	Reglamentos y Especificaciones:	110
8.1.2	Guías de Diseño:	110
8.1.3	Libros de Texto:	110
8.1.4	Trabajos Académicos y Artículos Científicos	111
8.1.5	Catálogos y Software.....	111
9	Anexos	112
9.1	Planos.....	113
9.2	Resultados HILTI	114

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 DIAGRAMA DE ENSAYO ASTM C 497.....	17
FIGURA 2 DIAGRAMA DE ENSAYO ASTM C293	18
FIGURA 3 DIAGRAMA DE ENSAYO ASTM D198	19
FIGURA 4 PROBETA EXTRAÍDA DE PERFIL IN SITU.....	19
FIGURA 5 DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN DISTINTAS CALIDADES DE ACERO ASTM	20
FIGURA 6 PRIMERA CONFIGURACIÓN	23
FIGURA 7 SEGUNDA CONFIGURACIÓN	24
FIGURA 8 CONFIGURACIÓN FINAL	25
FIGURA 9 DIAGRAMA 2D DEL PROBLEMA.....	27
FIGURA 10 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS UTILIZADAS	28
FIGURA 11 ESFUERZOS AXIALES.....	29
FIGURA 12 ESFUERZOS TRANSVERSALES.....	30
FIGURA 13 DIAGRAMAS DE MOMENTO	31
FIGURA 14 COMPORTAMIENTO DE LA DEFORMACIÓN	32
FIGURA 15 DIAGRAMA DE MOMENTO - MÁXIMO ENTRE COLUMNA Y VIGA INFERIOR	33
FIGURA 16 DIAGRAMA IDEAL DE LA APLICACIÓN DE CARGA.....	36
FIGURA 17 PRIMERA SECCIÓN CAJÓN.....	37
FIGURA 18 SEGUNDA SECCIÓN SOBREPUESTA	38
FIGURA 19 TERCERA SECCIÓN COMPUESTA.....	39
FIGURA 20 SECCIÓN FINAL CAJÓN REFORZADO.....	40
FIGURA 21 FEA CARA DE LA COLUMNA	50
FIGURA 22 SECCIÓN CAJÓN COLUMNA.....	51
FIGURA 23 DIAGRAMA PLACA DE ANCLAJE EXTENDIDA DG16.....	57
FIGURA 24 DIAGRAMA BULÓN DIN 931 PARCIALMENTE ROSCADO.....	60
FIGURA 25 DIAGRAMA DE FALLO POR CORTE DEL BULÓN	61
FIGURA 26 ARANDELA DIN 435 PARA PERFIL IPN.....	63
FIGURA 27 DIAGRAMA DE FALLAS POR APLASTAMIENTO (E) O ARRANCAMIENTO (F)	63
FIGURA 28 DIAGRAMA DG1 PLACA BASE	67
FIGURA 29 RESULTANTE DE FUERZAS EN LA PLACA BASE, SIMULACIÓN SOLIDWORKS	68
FIGURA 30 DIAGRAMA PLACA BASE OBTENIDA MEDIANTE PROFIS ENGINEERING DE HILTI	69
FIGURA 31 ZONA DE CÁLCULO FLUJO CORTANTE VIGA	71
FIGURA 32 CIRSOC 301 CÁLCULO DE RESISTENCIA SOLDADURA FILETE.....	72
FIGURA 33 CIRSOC 301 DIAGRAMA PARA DETERMINAR ÁREA EFECTIVA.....	72
FIGURA 34 DG4 PROCEDIMIENTO RECOMENDADO PARA SOLDADURA DE PLACA A ALAS.....	76

FIGURA 35 AWS D1.1 PROCESO PRECALIFICADO PARA SOLDADURA DE PENETRACIÓN PARCIAL	77
FIGURA 36 ZONA DE ESTUDIO DE FLUJO DE CORTE COLUMNA.....	78
FIGURA 37 TRANSDUCTOR DE FUERZA U10M - WITH FOOT ADAPTER	80
FIGURA 38 ESQUEMA DEL TRANSDUCTOR DE FUERZAS CON AMBOS ANCLAJES DE OJO	80
FIGURA 39 PIEZA DE ANCLAJE MODELADA, SOLIDWORKS	81
FIGURA 40 ESTUDIO DE TENSIONES PIEZA DE ANCLAJE	82
FIGURA 41 MODELO CAD DEL EJE	83
FIGURA 42 REACCIONES PERTINENTES A POSIBLE VUELCO DE LA ESTRUCTURA	85
FIGURA 43 PLACA BASE PARA SOPORTES LATERALES OBTENIDA MEDIANTE PROFIS ENGINEERING DE HILTI	86
FIGURA 44 MODELO DE SOPORTE LATERAL, SOLIDWORKS	87
FIGURA 45 CONJUNTO COMPLETO PARA SIMULACIÓN FEA, CON DETALLES	88
FIGURA 46 DIFERENCIAS ENTRE PERFIL UTILIZADO EN LA SIMULACIÓN (IZQUIERDA) Y UN IPN REAL (DERECHA) ..	89
FIGURA 47 VISUALIZACIÓN DE INTERACCIÓN DE CUERPO RÍGIDO (VERDE)	91
FIGURA 48 VISUALIZACIÓN DE INTERACCIÓN LOCAL ENTRE SUPERFICIES EN CONTACTO	91
FIGURA 49 VISUALIZACIÓN DE CONECTORES Y CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	92
FIGURA 50 DETALLES DEL MALLADO	92
FIGURA 51 VISUALIZACIÓN DE MALLADO	93
FIGURA 52 RESULTADOS DE TENSIONES EQUIVALENTES EN EL PÓRTICO.....	94
FIGURA 53 RESULTADO EN EL PUNTO MÁS SOLICITADO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN CÁLCULO ANALÍTICO	95
FIGURA 54 VISUALIZACIÓN DE TENSIÓN DESARROLLADA EN LA JUNTA DEBIDO A LA PRECARGA.....	96
FIGURA 55 TENSIONES DESARROLLADAS EN EL ALA DE LA COLUMNA EN LOS PUNTOS PRÓXIMOS A LA ARANDELA	97
FIGURA 56 FUERZAS RESULTANTES EN LOS CONECTORES, MÁS SOLICITADO Y MENOS SOLICITADO.....	98
FIGURA 57 TENSIONES DESARROLLADAS EN EL ALA DE LA COLUMNA EN LOS PUNTOS PRÓXIMOS A LA ARANDELA CON LA PRETENSIÓN DEL BULÓN M18	99
FIGURA 58 FUERZAS RESULTANTES EN LA JUNTA CON M18	100
FIGURA 59 RESULTADO DEFLEXIÓN	101
FIGURA 60 DETALLE DEFORMACIÓN	102
FIGURA 61 RENDER DEL VENDEDOR DE CENTRAL HIDRÁULICA	104
FIGURA 62 PARÁMETROS TÉCNICOS CENTRAL HIDRÁULICA	105
FIGURA 63 RENDER DEL VENDEDOR ACTUADOR HIDRÁULICO	106
FIGURA 64 PARÁMETROS TÉCNICOS ACTUADOR HIDRÁULICO	107
FIGURA 65 RENDER DEL PÓRTICO COMPLETO	109

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 ESFUERZOS DE DISEÑO	34
TABLA 2 DIFERENCIAS GEOMÉTRICAS ENTRE NORMA, REALIDAD Y MODELO.	35
TABLA 3 GEOMETRÍA DE SECCIÓN VIGA.....	40
TABLA 4 PARÁMETROS COMPLETOS DE LA SECCIÓN DE VIGA.....	41
TABLA 5 PARÁMETROS DE LONGITUD.....	42
TABLA 6 PARÁMETROS DE CIRSOC 301 TABLA B.4.1.B CASO 19	43
TABLA 7 PARÁMETROS DE CIRSOC 301 TABLA B.4.1.B CASO 21	43
TABLA 8 RESULTADOS DE LA FLEXIÓN.....	43
TABLA 9 RESULTADO REAL DE FLEXIÓN.....	44
TABLA 10 PARÁMETROS NECESARIOS VERIFICACIÓN ESFUERZO COMBINADO.....	45
TABLA 11 PARÁMETROS NECESARIOS VERIFICACIÓN ESFUERZO DE CORTE.....	46
TABLA 12 RESULTADOS DE ESFUERZO A CORTE.....	46
TABLA 13 PARÁMETROS NECESARIOS VERIFICACIÓN FUERZA CONCENTRADA.....	47
TABLA 14 RESULTADOS DE CARGA CONCENTRADA.....	48
TABLA 15 PARÁMETROS COMPLETOS COLUMNA	51
TABLA 16 RESULTADOS TRACCIÓN	52
TABLA 17 PARÁMETROS COLUMNA ESFUERZO COMBINADO.....	52
TABLA 18 PARÁMETROS CARGA CONCENTRADA COLUMNA.....	54
TABLA 19 RESULTADOS CARGA CONCENTRADA COLUMNA	55
TABLA 20 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS PLACA DE ANCLAJE.....	57
TABLA 21 FACTORES ESPECÍFICOS PALCA DE ANCLAJE.....	58
TABLA 22 RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN.....	59
TABLA 23 RESISTENCIA Y FACTORES DE RESISTENCIA SEGÚN CIRSOC 301	60
TABLA 24 PARÁMETROS NECESARIOS BULONES.....	61
TABLA 25 RESULTADO RESISTENCIAS DE DISEÑO.....	62
TABLA 26 ESFUERZOS POR BULÓN	62
TABLA 27 PARÁMETROS VARIOS DE LA PLACA DE ANCLAJE	64
TABLA 28 RESISTENCIA DE DISEÑO DESGARRO Y APLASTAMIENTO	64
TABLA 29 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA PLACA DE ANCLAJE.....	65
TABLA 30 PARÁMETROS RESISTENCIA ROTURA BLOQUE DE CORTE.....	65
TABLA 31 RESISTENCIAS DE DISEÑO DE PLACA DE ANCLAJE	66
TABLA 32 PARÁMETROS DE CÁLCULO PLACA BASE	67
TABLA 33 PARÁMETROS ESPECÍFICOS SEGÚN DG1.....	68
TABLA 34 RESUMEN RESULTADOS DE PLACA BASE	70

TABLA 35 PARÁMETROS ESPECÍFICOS PARA EL CÁLCULO DEL FLUJO DE CORTE DE LA VIGA	71
TABLA 36 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS SOLDADURA PLATINAS - VIGA	73
TABLA 37 RESULTADOS RESISTENCIA DE DISEÑO SOLDADURA	73
TABLA 38 RESULTADOS DEL CATETO MÍNIMO PARA LA SOLDADURA DE FILETE DEL ALMA A LA PLACA	75
TABLA 39 PARÁMETROS DIMENSIONALES DE LA SOLDADURA DE LA COLUMNA	77
TABLA 40 PARÁMETROS ESPECÍFICOS PARA EL CÁLCULO DEL FLUJO DE CORTE DE LA COLUMNA	78
TABLA 41 CONSIDERACIONES PARA LA REALIZACIÓN DE LA SOLDADURA ENTRE PLACA BASE Y COLUMNA.....	79
TABLA 42 PARÁMETROS DE CÁLCULO EJE	83
TABLA 43 RESUMEN DE RESULTADOS PLACA BASE SOPORTE LATERALES.....	86
TABLA 44 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LOS PERFILES.....	89
TABLA 45 MATERIALES UTILIZADOS PARA LOS DISTINTOS ELEMENTOS	90

1 Introducción

El proyecto de ingeniería que se abordará en este documento tiene como objetivo principal la realización del desarrollo y cálculo completo de un pórtico de carga el cual, una vez construido, permitirá complementar el equipamiento del LEMEJ expandiendo la prestación de servicios, abarcando prestaciones no disponibles actualmente en la región.

En el Laboratorio de Ensayos de Materiales y Estructuras (LEMEJ) perteneciente a la Universidad Nacional del Noroeste de la provincia de Buenos Aires (UNNOBA), se desarrollan diferentes actividades, entre ellas, el dictado de asignaturas correspondientes al área Materiales y Estructuras, la ejecución de proyectos de investigación y desarrollo, el asesoramiento a empresas y municipios y la prestación de servicios a terceros.

La mayoría de los materiales estructurales que se utilizarán en la construcción del presente proyecto se encuentran en el propio laboratorio y provienen del aprovechamiento de materiales recuperados del predio ex Argenlac y de la adquisición de equipamiento específico para este fin. En este sentido, la propuesta de este trabajo es poner en valor dicho material, ampliando de esta manera las capacidades del laboratorio.

1.1 Plan de Trabajo

El presente plan de trabajo está orientado al proyecto de un marco de carga para ensayos de alto porte e implica la revisión de normativa técnica aplicable, la realización de los cálculos pertinentes, la selección de componentes y la presentación de la ingeniería de detalle, manteniendo siempre, la premisa del aprovechamiento de los elementos disponibles.

Las tareas se desarrollaron de lunes a viernes de 8:00 a 12:00 h durante dos meses y medio.

A continuación, se presentan las actividades desarrolladas durante la Práctica Profesional Supervisada.

CRONOGRAMA DE TAREAS											
Diagrama de Gantt de la distribución en el tiempo de las actividades a realizar en la PPS y entrevistas con el/la Tutor/a Docente para informar el grado de avance del Plan de Trabajo											
N°	ACTIVIDADES	TIEMPO DE DURACIÓN									
		SEMANAS									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Relevar capacidades necesarias, equipos similares y normativa aplicable	X	X								
2	Seleccionar componentes (disponibles y necesarios)			X							
3	Confeccionar y presentar anteproyecto				X						
4	Realizar proyecto de ingeniería incluyendo ingeniería de detalle					X	X				
5	Modelar en CAD el equipo y confeccionar los planos del mismo							X	X		
6	Simular el conjunto armado y partes críticas del equipo									X	X

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Realizar el análisis y diseño estructural de un Pórtico de Carga para la ejecución de ensayos de resistencia de los materiales a tamaño real o escala para el LEMEJ.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Definir la configuración del pórtico con el uso de insumos preexistentes pertenecientes al Laboratorio.
- Ejecutar los cálculos y verificaciones estructurales necesarias de los elementos intervinientes.
- Realizar la ingeniería de detalle y el modelado de estructuras.
- Verificar el conjunto armado por medio de elementos finitos.

1.3 Alcance

El alcance del presente proyecto, desarrollado en el marco de las Prácticas Profesionales Supervisadas de la carrera de Ingeniería Mecánica, comprende el diseño integral y el análisis estructural de un pórtico de cargas destinado al LEMEJ. Para la definición geométrica, se analizaron configuraciones de equipos comerciales (ej. Ibertest, P.A. Hilton) y desarrollos académicos previos. Las dimensiones adoptadas confieren versatilidad al pórtico, permitiendo la ejecución de ensayos de compresión y flexión sobre elementos de hormigón y madera de gran porte, en estricto cumplimiento con las normativas ASTM pertinentes (C497, C39, C293 y D198). Asimismo, se empleó el entorno CAD SolidWorks para la concepción del modelo tridimensional, la generación de planimetría de taller y la validación tensional mediante el Método de Elementos Finitos (FEA).

Quedan fuera del alcance de este proyecto, el desarrollo del sistema de adquisición de datos, el diseño de los distintos dispositivos que se puedan necesitar para la sujeción las probetas y el dimensionamiento del sistema hidráulico; proponiendo únicamente para esta última una selección de elementos comerciales.

1.4 Metodología

Para la realización del análisis y diseño estructural del Pórtico de Carga se utilizaron distintos criterios de diseño los cuales contemplan una combinación de teorías que abarcan las características necesarias para la construcción de equipo de ensayos y estructuras resistentes. Uno de estos métodos de diseño es el basado en factores de carga y resistencia o también llamado método LRFD (Load and Resistance Factor Design); otro método utilizado fue el diseño basado en esfuerzos permitidos denominado ASD (Allowable Stress Design), abordado en las cursadas de las asignaturas “Estática y Resistencia de los Materiales”.

Ambos métodos son avalados por las distintas bibliografías de diseño estructural y por la AISC - 360 “Specification for Structural Steel Building”; no obstante, el reglamento

argentino CIRSOC 301 – utiliza el método LRFD, por lo cual para el desarrollo de este trabajo se siguieron estos lineamientos.

Esta práctica de diseño consiste en establecer estados límites a los cuales el material no debe llegar durante su utilización.

El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función para la cual fue proyectada. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio. Los estados límite de resistencia definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido. Los estados límite de servicio definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro, como explica McCormac en “*Diseño de estructuras de acero: Método LRFD*”

La ecuación que domina el criterio de aceptabilidad para nuestro diseño es entonces la ecuación de carga del método LRFD:

$$\begin{aligned} & (\text{Factor de reducción } \phi)(\text{Resistencia nominal de un miembro}) \\ & \geq \text{fuerza factorizada calculada en el miembro, } R_u \\ & \phi R_n \geq R_u \end{aligned}$$

El factor de reducción queda establecido por las normas utilizadas, con un valor menor a 1 (<1).

Este pórtico de carga tendrá una estructura capaz de soportar, dentro de ella, todos los esfuerzos actuantes prescindiendo de la utilización del piso como un elemento de transmisión de esfuerzos. Es por ello, que en la parte inferior del arco se dispondrá de una viga equivalente a la travesa superior.

Las cargas que actúan sobre la estructura se desglosarán como indica el método LRFD de la siguiente manera:

$$U = 1.2 + 1.6L + 0.5(S \text{ o } R)$$

Donde:

U = Carga Factorizada o de diseño

D = Carga Muerta

L = Carga viva

S = Carga de Nieve

R = Carga debida a precipitación pluvial.

1.5 Normas utilizadas

ANSI/AISC 360-16, establece criterios para el diseño, fabricación y montaje de sistemas estructurales en acero o sistemas con acero estructural actuando en estructuras compuestas con hormigón armado (AISC 360-16, Versión Español, ALACERO) por tanto es la principal especificación que se utilizará para el diseño del pórtico.

CIRSOC 308-18, es la norma que rige en el territorio argentino para estructuras de acero, es la correspondiente directa de la AISC 360 con validez nacional. Se utilizará en conjunto con esta última para las verificaciones necesarias.

CIRSOC 307-07, es el reglamento argentino para la soldadura de estructuras de acero se utilizará, cuando sea necesario, para el cálculo de soldaduras y para la determinación de los métodos y tipos de soldadura.

AWS 5.18, es la norma que contiene las especificaciones de los “electrodos” para la soldadura GMAW.

AWS D1.1, es la norma para soldadura de acero estructural la cual se usará en combinación con la de Cirsoc.

Guía de diseño 16 AISC. La guía de diseño 16 del AISC (Flush and Extended Multiple-Row Moment End-plate Connections) brinda las pautas necesarias para el diseño de la conexión viga-columna mediante placa de extremo.

Guía de diseño 4 AISC. La guía de diseño 4 del AISC (Extended end-plate moment connection), brinda las pautas necesarias para el diseño de la conexión viga-columna mediante placa de extremo con ciertas recomendaciones específicas para sismos.

Guía de diseño 1 AISC. La guía de diseño 1 del AISC (Base plate and anchor rod design), brinda las pautas necesarias para el diseño de la placa base y de los anclajes para esta.

2 Parámetros de Diseño

Dado el alcance multipropósito del equipo, se establecieron las siguientes premisas rectoras para su diseño estructural y funcionamiento.

1. Garantizar la resistencia y rigidez del conjunto bajo la hipótesis de carga máxima.
2. Asegurar que las tensiones de trabajo permanezcan estrictamente dentro del régimen elástico del material, evitando deformaciones permanentes.
3. Limitar las deflexiones a valores admisibles que no interfieran con la precisión de la instrumentación.
4. Priorizar la utilización de la perfilería en stock del laboratorio.
5. Capacidad de realización de diferentes tipos de ensayos
6. Permitir el ajuste vertical de las vigas para ensayar probetas de diversas dimensiones

Para cumplir con las condiciones de diseño, se establecieron ciertos límites necesario para el correcto desarrollo del trabajo.

2.1 Límite de carga

La resistencia de los elementos está limitada a la posición más desfavorable de la carga actuante sobre la viga; esta carga es la ejercida por el actuador hidráulico que se usará para realizar los ensayos. La carga de trabajo será de 500 kN, pero no será una carga constante sobre la estructura. Además, por más que se asuma que su aplicación es de carácter cuasi estático, su carácter es el de una carga viva ya que, su aplicación varía a lo largo del tiempo y esto tiene en cuenta posibles contra fuerzas de restitución que puedan generarse al liberarse la energía elástica producida por la ruptura repentina de uno de los elementos ensayados.

Entonces según el método LFRD nuestra carga factorizada o de diseño U

$$U = 1.2 * 0 + 500 \text{ kN} * 1,6 + 0,5 * 0 = 800 \text{ kN}.$$

Siendo 0 los valores de D por despreciar el peso propio y S o R por ser inexistentes para este caso. Se utilizará dicha carga U para el diseño y verificación de los elementos que compondrán nuestra estructura final.

2.2 Velocidad de aplicación de cargas

Como se ha mencionado anteriormente, la velocidad de aplicación de la carga depende del ensayo a realizar y es lo suficientemente lenta de manera tal que el ensayo pueda considerarse cuasi estático y no aparezcan efectos de segundo orden debido a cargas de impacto.

“Para tubos de alcantarillado de concreto reforzado, la velocidad de aplicación de carga queda restringida a un máximo de 109.4 kN por metro de tubo y por minuto, hasta un 75% de la resistencia de diseño ...” según reportado en la norma ASTM C497.

2.3 Límite de deflexión

Para garantizar que las deformaciones de la estructura no interfieran con los resultados de los ensayos, se adoptó el criterio, presente en el capítulo 10.3 Deflexión, del libro “Diseño de estructuras de Acero” el cual menciona que, "Para el caso donde se soporta maquinaria delicada o de precisión, las deflexiones máximas pueden quedar limitadas a

$$\Delta y = \frac{L}{1500} \text{ o } \Delta y = \frac{L}{2000}"$$

En cuanto a la deflexión admisible, se adoptó el criterio estricto para estructuras que soportan maquinaria de precisión estipulado en la bibliografía de referencia, fijando el límite en:

$$\Delta y_{adm} < \frac{L}{2000}$$

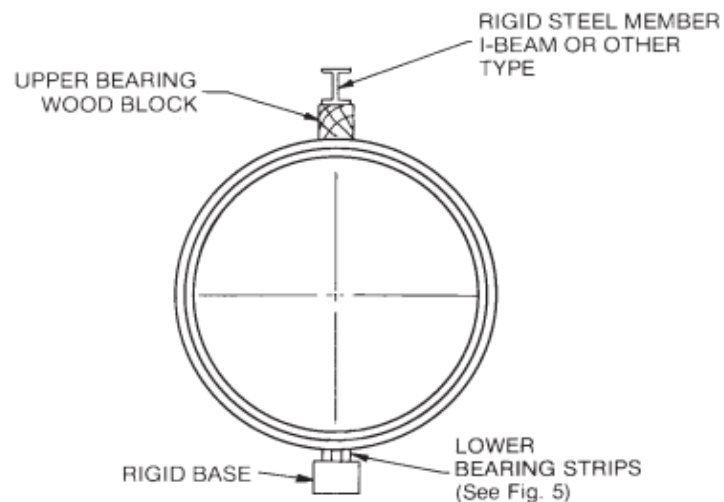
2.4 Tipos de ensayos previstos

Los tipos de ensayos que se podrán realizar de acuerdo al diseño de los elementos y a la configuración del pórtico, son principalmente ensayos de compresión de elementos de hormigón; se tuvo en cuenta también la posibilidad de realizar otros como ensayos de flexión de durmientes de hormigón y de vigas de madera.

2.4.1 Ensayo de compresión para tubos y alcantarillado de hormigón

El pórtico será capaz de cumplir con las características necesarias de tal manera que, se pueda llevar a cabo el ensayo según norma ASTM C 497, para verificar la resistencia a compresión, sea de diseño o rotura de tubos de hormigón. Los distintos tamaños de estos se tuvieron en cuenta para la realización del proyecto

El ensayo a realizar queda ilustrado en la siguiente figura

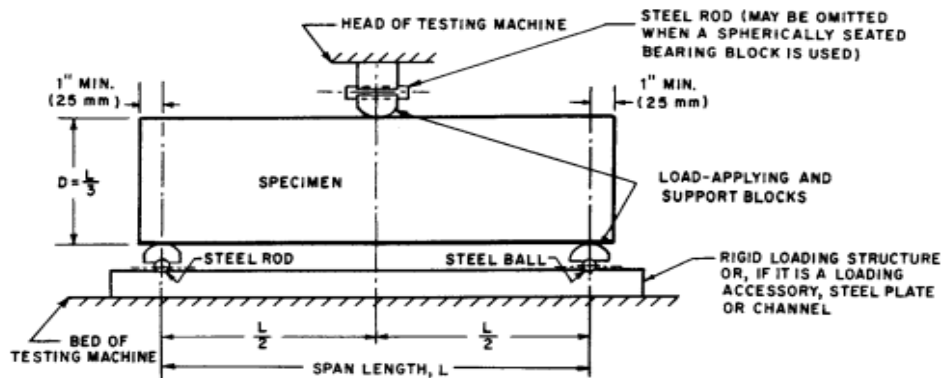


NOTE 1—The figures illustrate a method of applying the load to the pipe
FIG. 1 Three-Edge-Bearing Test, Circular Pipe

Figura 1 Diagrama de ensayo ASTM C 497

2.4.2 Ensayo de flexión de vigas de hormigón

El pórtico también podrá realizar el ensayo de flexión de vigas de hormigón según norma ASTM C 293, en el cual se le aplica una carga puntual a la mitad de una viga simplemente apoyada.



NOTE 1—Apparatus may be used inverted.

FIG. 1 Diagrammatic View of a Suitable Apparatus for Flexure Test of Concrete by Center-Point Loading Method.

Figura 2 Diagrama de ensayo ASTM C293

2.4.3 Ensayos de flexión de vigas de madera y de compresión de madera

La normativa de ASTM D198 especifica los requerimientos para la determinación de las propiedades de vigas de madera de tamaño estructural a la flexión, como también los ensayos que se encargan de la determinación del comportamiento ante la compresión para miembros cortos y de tamaño estructural; se le dará prioridad durante el diseño a la capacidad del pórtico de llevar a cabo el ensayo a flexión.

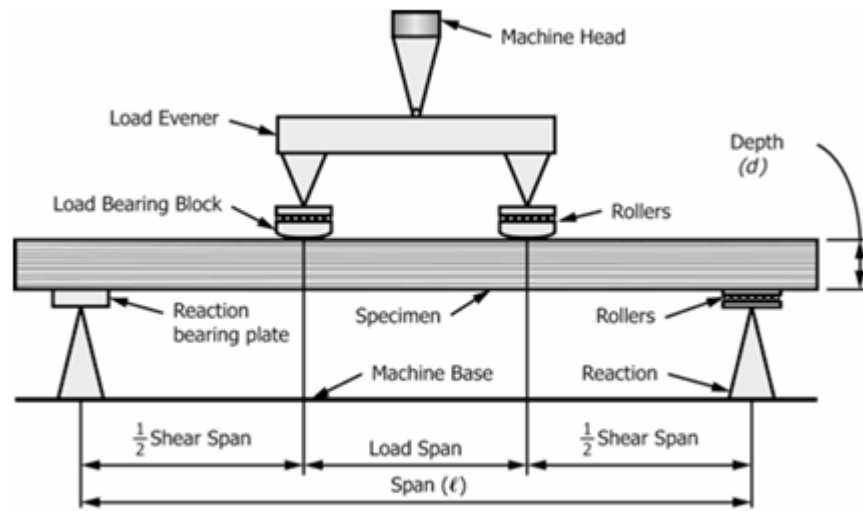


FIG. 1 Flexure Test Method—Example of Two-Point Loading

Figura 3 Diagrama de ensayo ASTM D198

2.5 Materiales

El proyecto prioriza la utilización de perfiles IPN 300 de acero estructural laminado en caliente, actualmente disponible en el inventario del laboratorio (rezago estructural). Ante la ausencia de certificados de calidad de origen de dicho material, se ejecutó un ensayo de micro dureza Vickers sobre una probeta extraída del perfil.

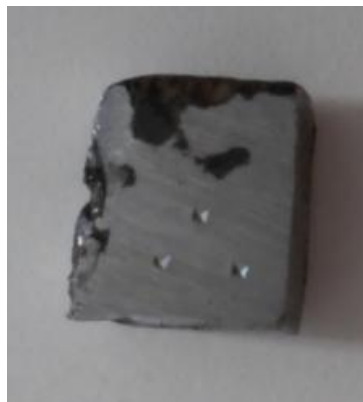


Figura 4 Probeta extraída de perfil in situ

Mediante la aplicación de las ecuaciones empíricas de conversión se aproximó el valor de la tensión de fluencia del material.

$$Y_s = -90,7 + 2,876 * H_{vs}$$

Aplicando la ecuación de conversión se estimó una resistencia mínima de fluencia en la probeta de **240 MPa**, consecuentemente se llegó a la conclusión que el material posee propiedades de resistencia semejantes a las del acero al carbono ASTM-A36, cuyo valor mínimo de fluencia es **250 MPa**. Teniendo en cuenta que existe una discrepancia entre el valor de fluencia de la probeta y el reportado por la norma, la cual puede existir por una tolerancia de la resistencia del material por parte del fabricante se trabajó con la denominación ASTM-A36 para el acero a lo largo del proyecto. Se utilizó como módulo de elasticidad del acero el reportado por la norma CIRSOC 301 el cual lo establece como **E=200000 MPa**.

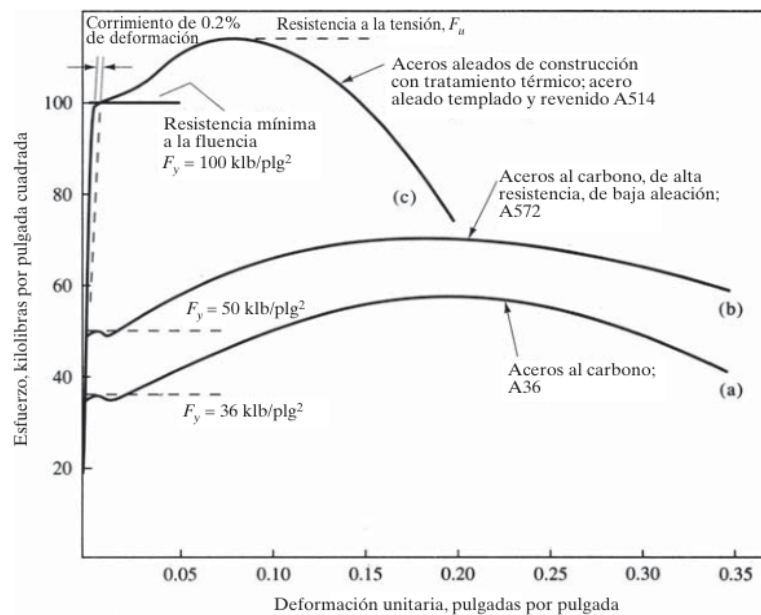


Figura 5 Diagrama esfuerzo deformación distintas calidades de acero ASTM

Para las conexiones necesarias que unen los elementos que componen la estructura, Viga-Columna, Viga-Actuador, Columna-Base, se utilizarán distintos métodos de unión. Las placas de extremo de la viga se unirán a esta mediante soldadura, como también estarán unidas a soldadura la Columna-Base, mientras que las propias uniones entre

Columna–Viga se harán mediante el uso de bulones de alta resistencia según dispone la norma ASTM A490M, para generar una conexión resistente al momento.

3 Configuración del pórtico

A continuación, se define la configuración estructural del pórtico, paso previo y fundamental para el dimensionamiento y verificación de sus componentes.

Los pórticos comerciales y de distintas instituciones oscilan de cargas entre 250 kN, 500 kN, 1000 kN y 2000 kN, dependiendo del actuador hidráulico y el transductor de fuerza que estos dispongan.

El laboratorio dispone de un transductor de fuerza apto para trabajar a tracción y compresión hasta 500 kN, valor que se adoptó como carga de trabajo para el diseño. En función de este requerimiento, se seleccionaron actuadores comerciales con una capacidad nominal superior a 600 kN. Dicho margen de seguridad obedece a las recomendaciones de los fabricantes donde el rango operable es un 80% de la capacidad total.

Como se indicó previamente, se utilizó el criterio LRFD, en el cual se consideró la carga de trabajo como una carga viva mayorada por un 160%, que da una carga de diseño de 800 kN.

Ante la falta de una losa de carga con capacidad portante suficiente en el laboratorio, se optó por una configuración de pórtico cerrado autoportante. Esta disposición geométrica permite que los esfuerzos de ensayo se equilibren internamente conformando un sistema de fuerzas cerrado. En consecuencia, las reacciones transmitidas a las bases se reducen significativamente, limitando la función de los anclajes al piso, a garantizar la estabilidad lateral frente a posibles excentricidades, a evitar el vuelco de la estructura, a oponerse a los desplazamientos laterales que surjan de los esfuerzos de corte y que se manifiestan en la base de las columnas.

Se estableció un diseño preliminar del pórtico el cual fue modelado en SolidWorks, de esta primera configuración se establecieron los tamaños mínimos del área de trabajo que debe tener el pórtico.

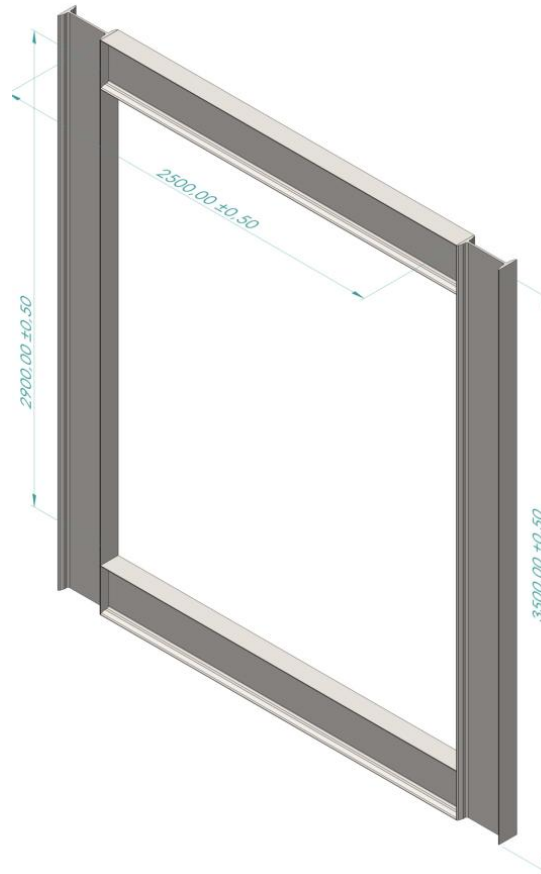


Figura 8 Forma preliminar del pórtico

Esta configuración geométrica posee las siguientes características:

	<i>Dimensión externa</i>	<i>Dimensión de Trabajo</i>
<i>Alto</i>	3500 mm	> 2500 mm
<i>Ancho</i>	3100 mm	2500 mm

Se emplearon entonces las siguientes hipótesis de diseño:

1. La viga superior se desplazará verticalmente para adaptarse a los distintos elementos y tipos de ensayo.
2. El actuador hidráulico y la celda de carga serán fijos, esto condiciona la aplicación de la carga a un solo punto, a la mitad de la longitud de la viga superior.
3. La viga superior transmite momento a las columnas.
4. El anclaje columna viga es resistente al momento.

5. La conexión viga-columna será atornillada mediante una placa de extremo soldada a la viga.
6. Los perfiles utilizados serán IPN – 300 de acero estructural con un límite elástico de **250 MPa** ASTM A36.
7. La viga inferior podrá desplazarse verticalmente.
8. La conexión de la viga inferior resistirá los mismos esfuerzos que la viga superior.

En este sentido, se propusieron distintas configuraciones posibles para el pórtico las cuales intentaban cumplir con las hipótesis de diseño y agilizar el proceso de montaje y fabricación.

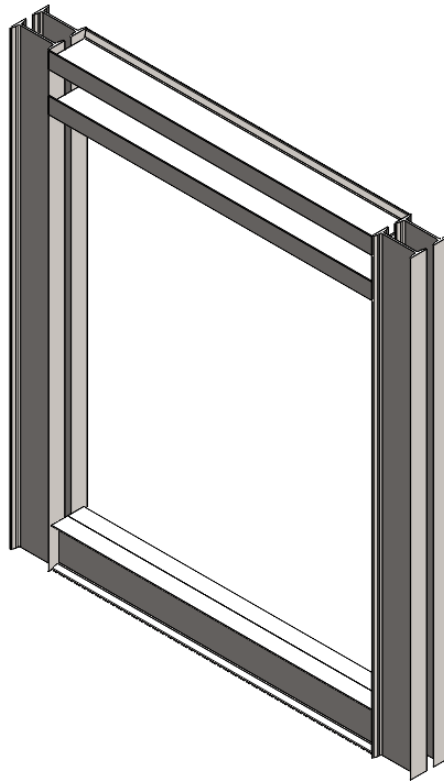


Figura 6 Primera configuración

Esta primera idea contempla la separación de las columnas para aumentar su estabilidad, la viga superior se armaría en forma de cajón con un reticulado o platinas para aumentar la rigidez lo que presentaba la ventaja de tener una base de apoyo plana

en dicha viga, de más de 200 mm. No obstante, las dificultades de armado de la viga superior y de las columnas hacen que este modelo no sea del todo factible.

Aparece además un problema que es compartido con la siguiente configuración, el alma del perfil no es capaz de soportar los esfuerzos generados localmente por el momento aplicado, produciendo un fallo crítico que hace inutilizable los anclajes en la cara del alma.

Otra alternativa considerada durante el desarrollo del pórtico se presenta a continuación.

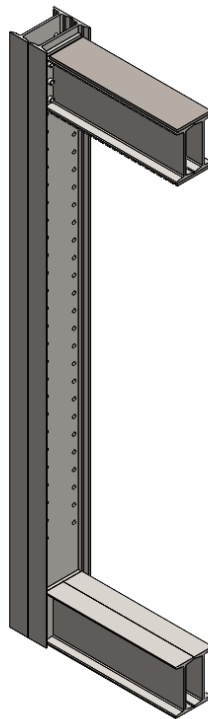


Figura 7 Segunda configuración

Vemos en este caso que lo atractivo de esta configuración es el canal que generan las alas de la columna el cual funcionaría de guía para los movimientos verticales propuestos de las vigas.

Del análisis de esta configuración se desprenden diversas observaciones: en primer lugar, ambas vigas se disponen en posición vertical, en una primera configuración cajón sin refuerzos, esto nos acompañará hasta el diseño final; en segundo lugar, con esta configuración incurrimos en el mismo error que presentado anteriormente, ambas vigas

están ancladas a la cara del alma. Esto provoca un fallo total de la conexión, en este caso el refuerzo podría hacerse si se colocaran tubos que actúen a compresión en los agujeros para los bulones, pero no se consideró que esta fuese una solución viable para el proyecto. Por último, la longitud necesaria de los bulones es grande por lo que encarecería el proyecto.

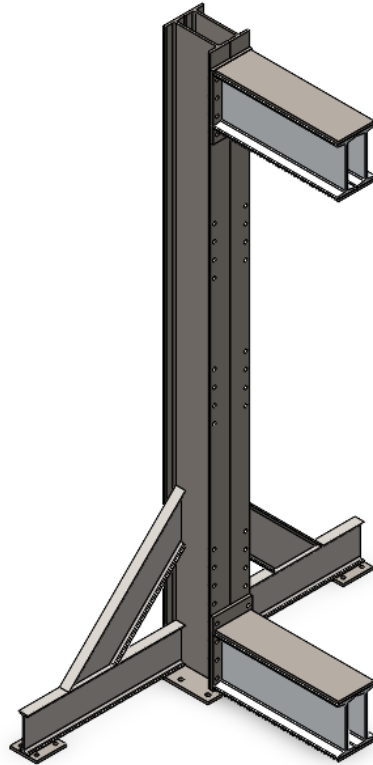


Figura 8 Configuración final

Se observa que las columnas están armadas como un cajón y dispuestas para que la viga se pueda unir a sus alas, mientras que se muestran las configuraciones finales de las vigas con sus respectivas placas ya reforzadas.

Con esta última configuración se logran cumplir las hipótesis de diseño planteadas anteriormente como así también una excelente utilización de los materiales disponibles en el laboratorio.

En la sección "diseño estructural" se presentan las decisiones constructivas pertinentes y los cálculos necesarios que verifican que esta última disposición del pórtico cumpla tanto con los requerimientos teóricos como la utilización de los materiales propuesto.

3.1 Análisis estructural mediante software

El análisis de las solicitaciones y reacciones del pórtico se llevó a cabo mediante el software de cálculo matricial bidimensional Ftool, seleccionado por su eficiencia, accesibilidad y adecuación a los requerimientos de este nivel de proyecto. Para el modelo de cálculo se adoptó una configuración de carga y reacción aplicadas en el centro de la luz de ambas vigas.

Mientras que en la viga superior esta condición representa con exactitud la aplicación real de la carga mediante el actuador, en la viga inferior constituye la hipótesis más desfavorable a la real, garantizando un diseño conservador frente a cualquier redistribución de apoyos exigida por los distintos tipos de ensayos.

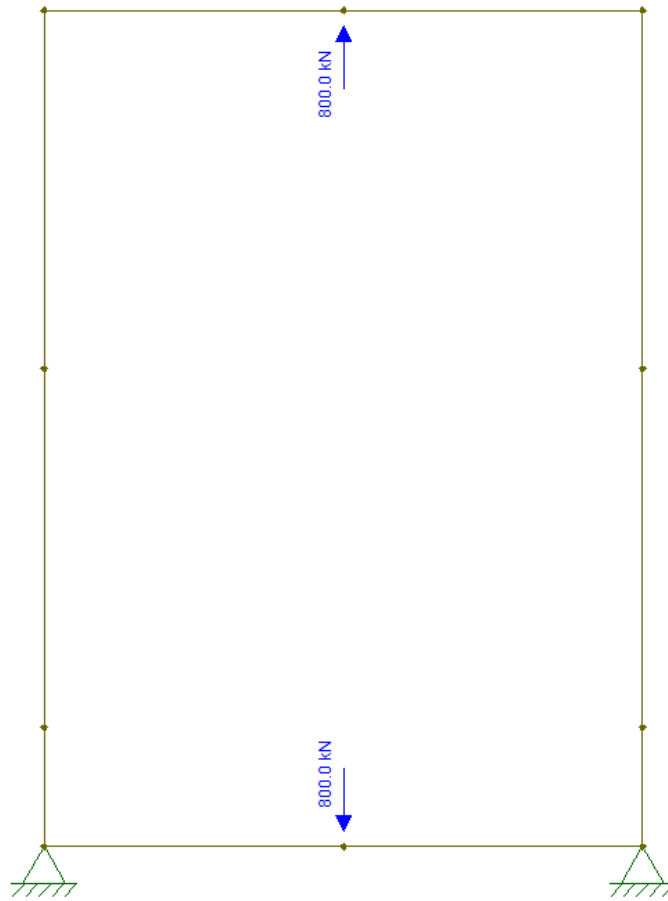


Figura 9 Diagrama 2D del problema

En la vinculación entre el pórtico y el piso, se utilizó un anclaje doble que no restringe el momento debido a que la columna en la realidad puede mínimamente rotar.

El software se alimentó con las siguientes propiedades de sección:

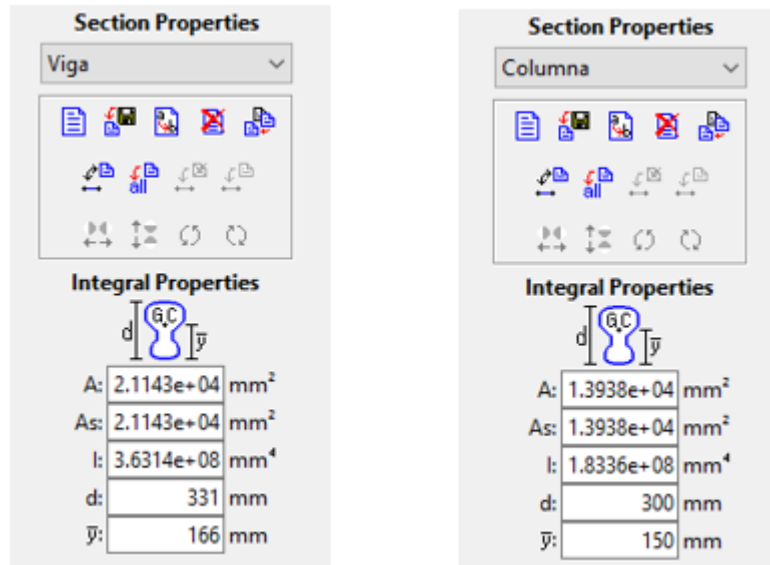


Figura 10 Propiedades geométricas utilizadas

3.1.1 Resultados Obtenidos

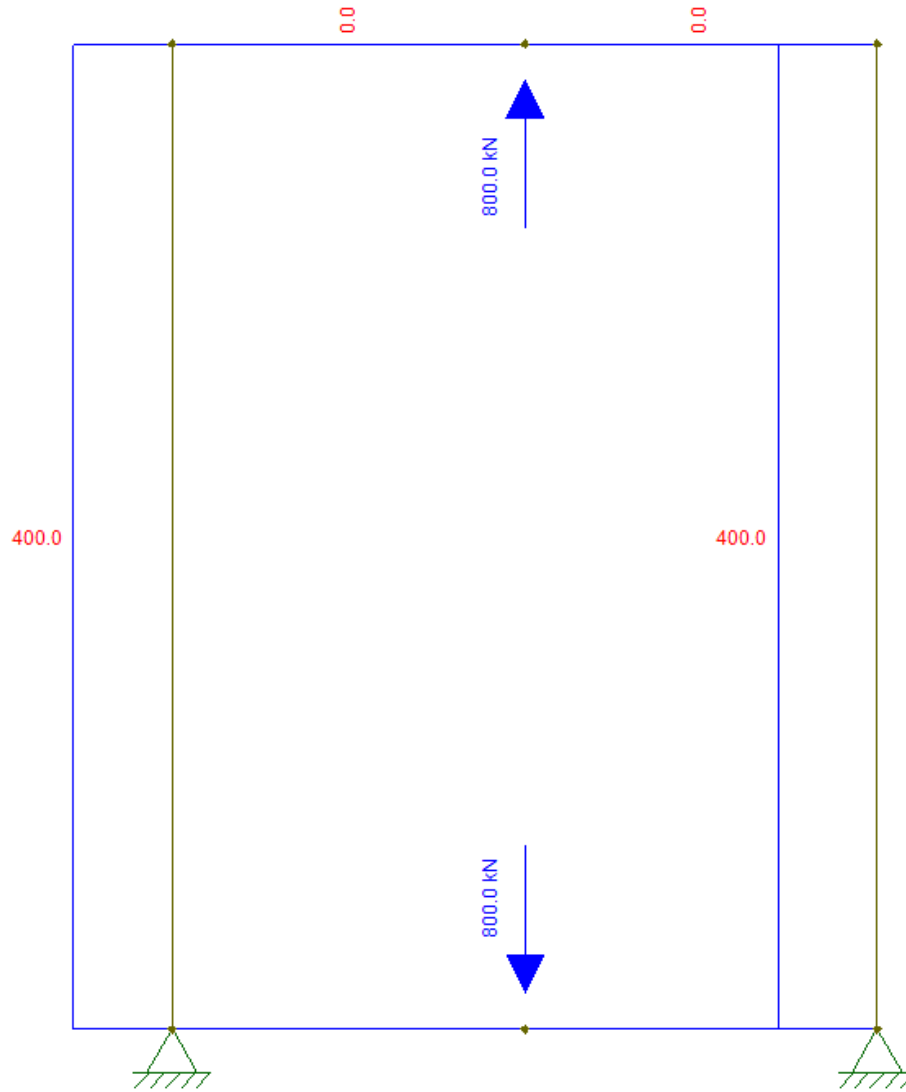


Figura 11 Esfuerzos Axiales

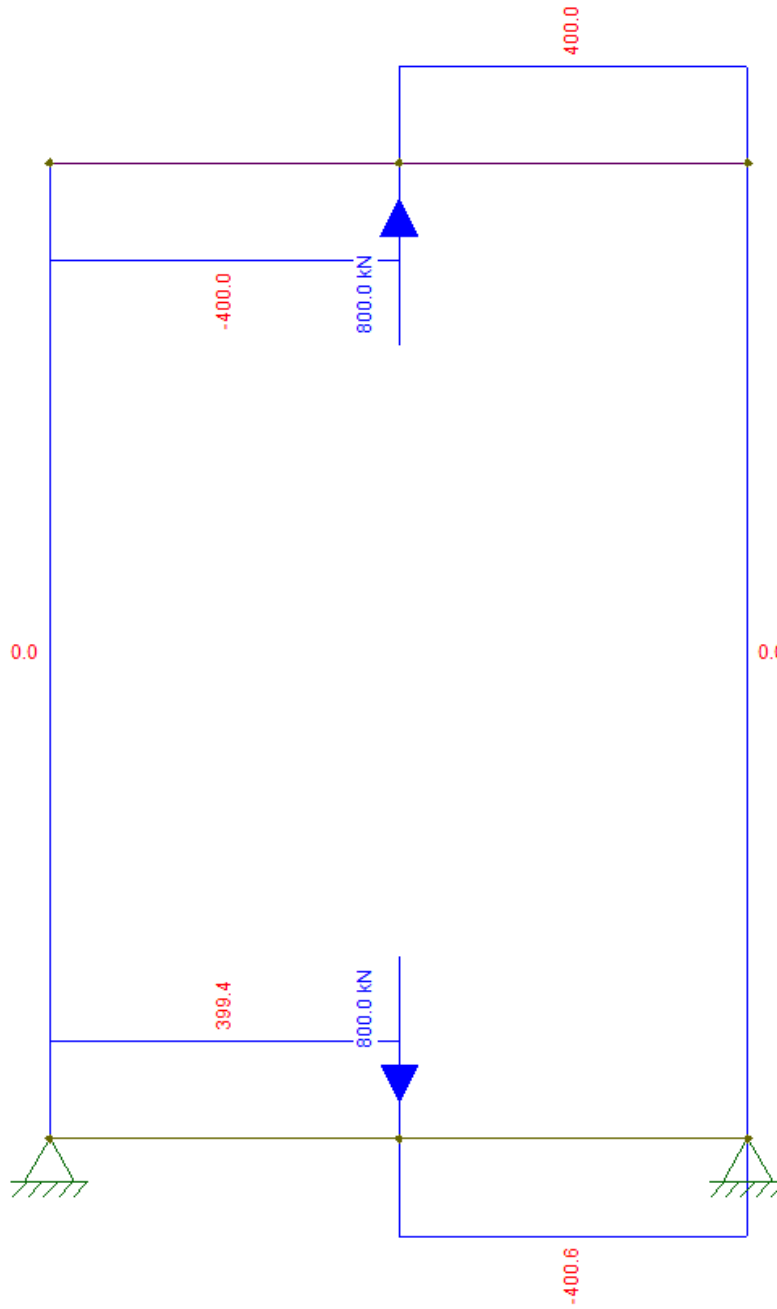


Figura 12 Esfuerzos Transversales

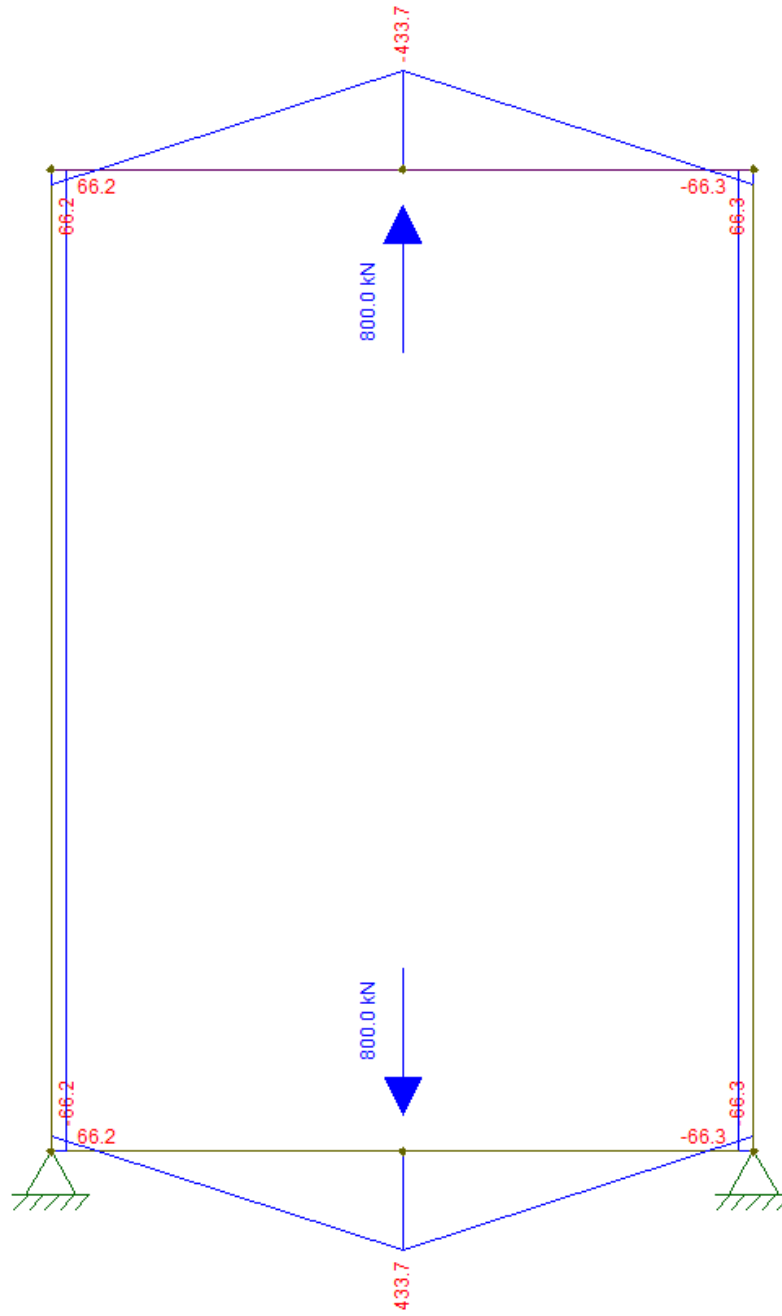


Figura 13 Diagramas de Momento

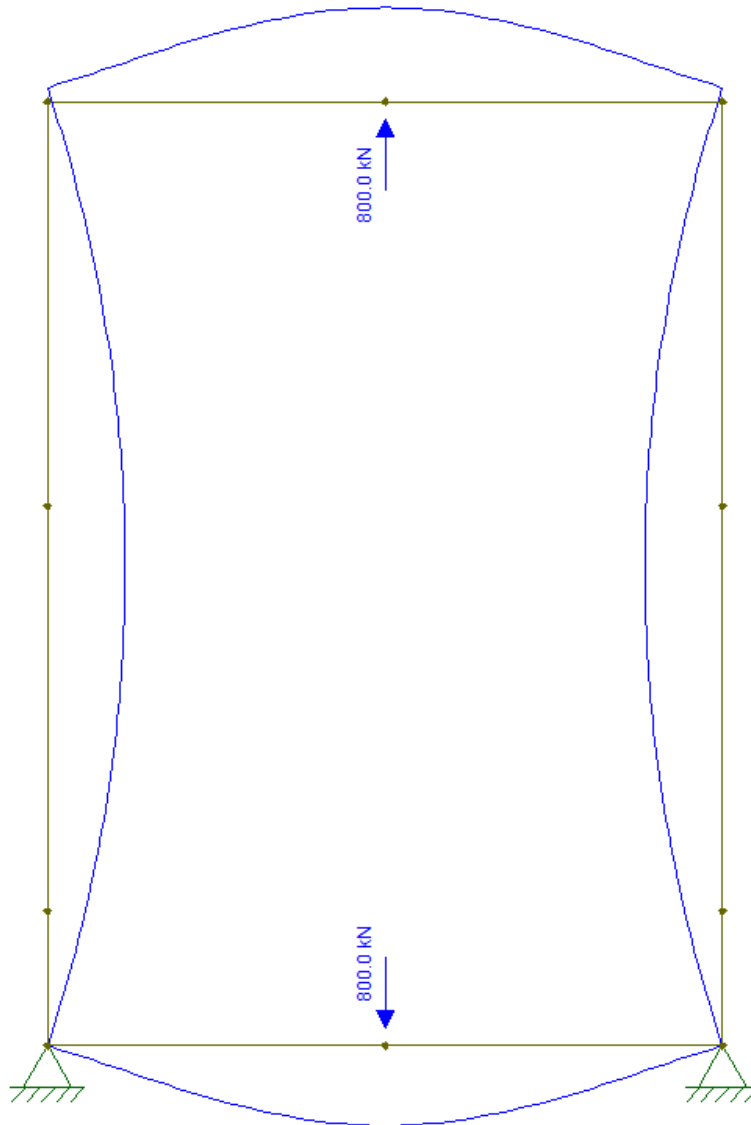


Figura 14 Comportamiento de la deformación

La posibilidad de variar la altura de las vigas genera una variación en la distribución de los esfuerzos; en las imágenes anteriores se observa que el máximo momento flector en las vigas se produce en esta posición, mientras que el esfuerzo de corte permanece invariante.

En la segunda configuración que se muestra a continuación, se observa que se generan esfuerzos de corte en la parte de la columna que queda bajo el anclaje de la viga superior.

En esta segunda configuración, el momento que transmite la viga inferior a la cara de la columna es máximo cuando la viga se encuentra a 500 mm de la base, como se muestra a continuación:

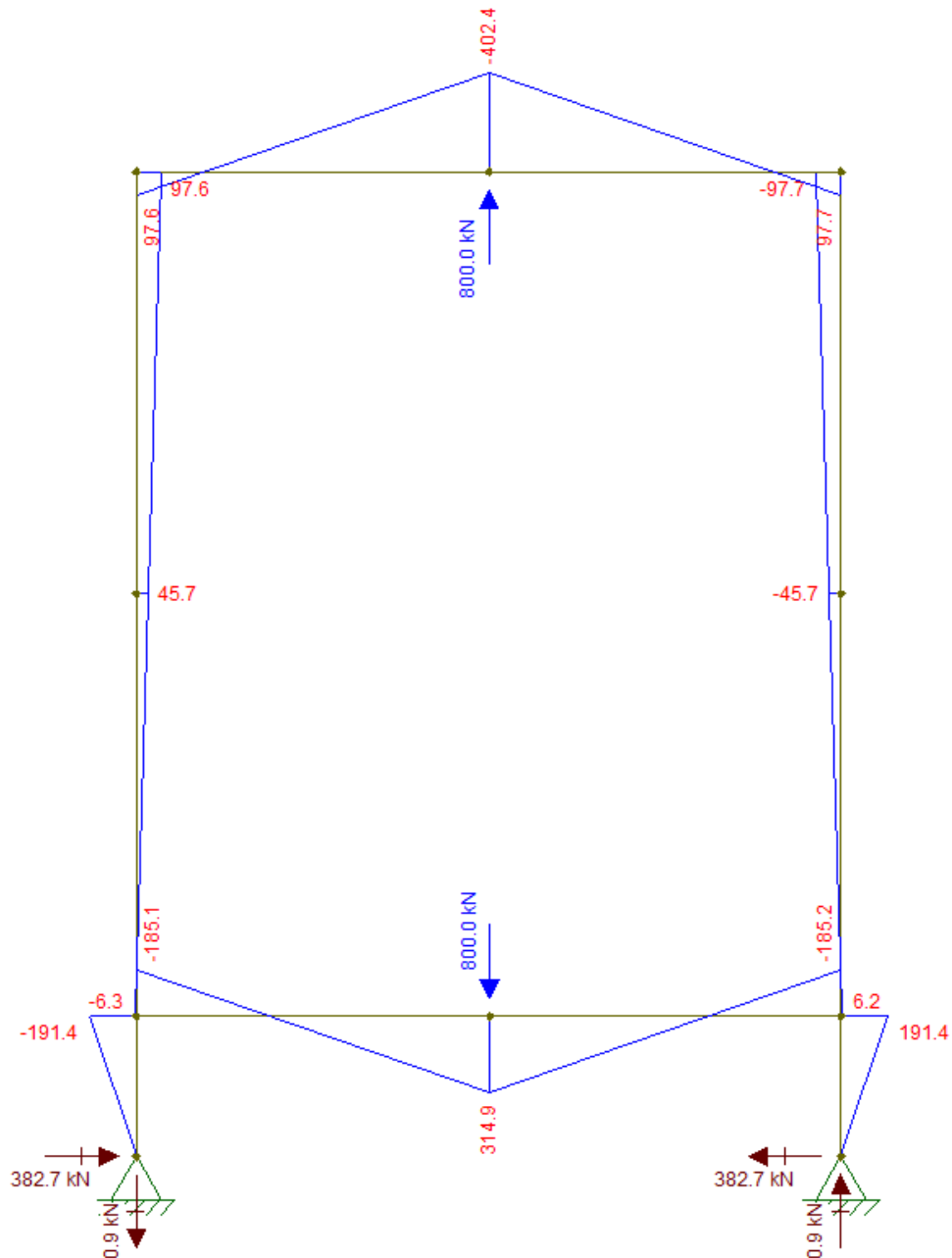


Figura 15 Diagrama de Momento - máximo entre columna y viga inferior

Los esfuerzos críticos de diseño que se obtuvieron mediante el software son:

Tabla 1 Esfuerzos de diseño

	M_u (kN*m)	M_uC (kN*m)	τ/V_u (kN)	A (kN)
Viga superior	437	98	400	35
Columna Parte superior	98	-	35	400
Viga Inferior	437	-192	400	-471
Columna Parte inferior	-192	-	-471	-

4 Diseño estructural del Pórtico

En esta sección se aborda el diseño y verificación de los elementos estructurales que componen el pórtico, considerando la configuración de diseño y las hipótesis ante establecidas. Los elementos que se verán en esta sección tendrán que cumplir con los límites de resistencias a flexión, corte, esfuerzo axial y de deformación que se impondrán en las situaciones más críticas que se puedan encontrar.

4.1 Diseño Vigas

4.1.1 Viga superior e inferior

El diseño de la viga está limitado por la perfilera de la cual dispone el LEMEJ, por lo tanto, se busca para este elemento, encontrar la mejor configuración que cumpla con los límites de deformación impuesto y que luego cumpla con los límites de resistencia necesarios.

Se considera que los perfiles son acero estructural ASTM A36, con un módulo elástico **E = 200000 MPa** y un límite elástico **Fy = 250 MPa**.

Los datos geométricos del perfil se muestran a continuación:

Tabla 2 Diferencias geométricas entre norma, realidad y modelo.

	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>tw</i>	<i>A</i>	<i>Ixx</i>	<i>Iyy</i>
<i>IPN 300</i>	300 mm	125 mm	241 mm	10.8 mm	69,9 cm ²	9800 cm ⁴	451 cm ⁴
<i>IPN Lab</i>	300 mm	123 mm	270 mm	13 mm	-	-	-
<i>IPN Modelo</i>	300m	125	262,96	13mm	74,25 cm ²	10032 cm ⁴	451 cm ⁴

El perfil real difiere de las medidas estándares establecidas según norma para un IPN 300 moderno. Se modeló entonces en SolidWorks una sección que se asemeje lo más posible a la real, siguiendo las medidas tomadas en el laboratorio. Se obtuvo así los datos del análisis de sección que se muestran en la tabla como IPN Modelo. Se utilizó entonces como momento de inercia resistente a la flexión el valor de tabla del IPN 300 debido a que se puede asumir que nuestro perfil cumple con las relaciones constructivas de un perfil de esa denominación teniendo en cuenta además que la sección modelada nos arroja un resultado un tanto mayor favoreciendo los valores de resistencia.

Se ha establecido que nuestro límite de deformación admisible para la viga superior es:

$$\Delta y_{adm} < \frac{L}{2000} = 1,25 \text{ mm}$$

Cabe mencionar que el marco presenta 2 vigas (una superior y otra inferior) por lo que la deformación total de referencia será de 2,50 mm.

La situación de análisis se representa como una viga doblemente empotrada, con una carga aplicada a la mitad de la luz, como se muestra a continuación:

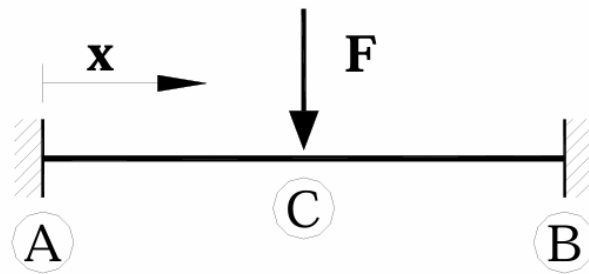


Figura 16 Diagrama ideal de la aplicación de carga

Para esta situación la deflexión máxima es:

$$y_{max} = \frac{FL^3}{192EI} \text{ en } C = \frac{L}{2}$$

Establecido el límite de deformación admisible, se procedió a calcular el momento de inercia mínimo requerido para definir la configuración geométrica de la sección transversal.

$$I_{min} = \frac{FL^3}{192 * E * \Delta y_{adm}} = \frac{500kN * 2500^3 mm^3}{192 * 200000MPa * 1,25mm} = 162,76 * 10^6 mm^4$$

El momento de Inercia mínimo necesario es entonces **162,76*10⁶ mm⁴** (16276 cm⁴)

Se observa que el momento de inercia de un perfil por sí solo no es capaz de cumplir con este requisito, ni sería capaz de resistir los esfuerzos de la carga mayorada; fue necesario entonces diseñar una configuración geométrica que posea una rigidez adecuada. A continuación, se exponen las configuraciones que se tuvieron en cuenta hasta llegar a la sección que cumple con los requisitos.

4.1.2 Sección Cajón

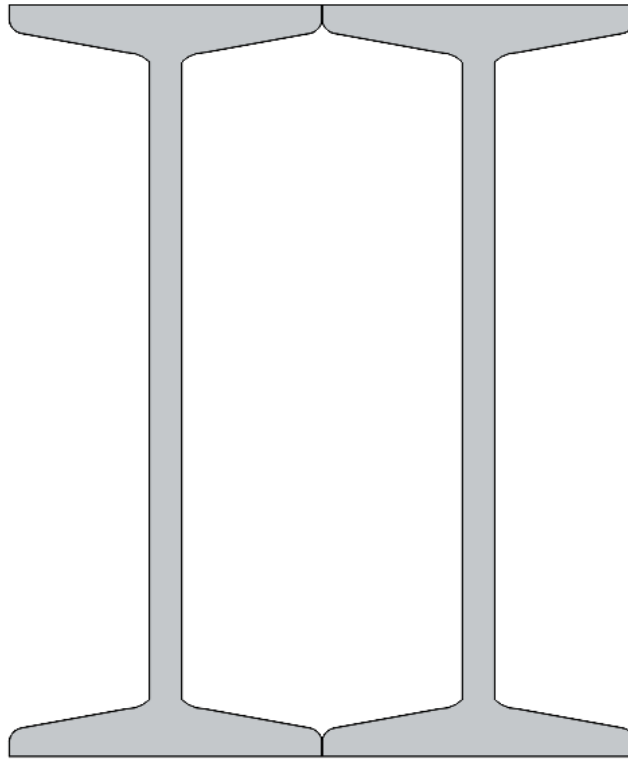


Figura 17 Primera Sección Cajón

Dicha configuración resulta ineficiente para incrementar el momento de inercia de manera significativa; el momento de inercia respecto al eje **$I_{xx} = 19600 \text{ cm}^4$** .

Este perfil supera el valor mínimo necesario establecido para la inercia respecto al eje fuerte, no obstante, la resistencia de la sección armada de esta manera no es la suficiente para los casos de carga.

Al verificar que la disposición inicial en cajón simple no satisfacía los requerimientos de inercia, se evaluaron configuraciones alternativas.

4.1.3 Sección superpuesta

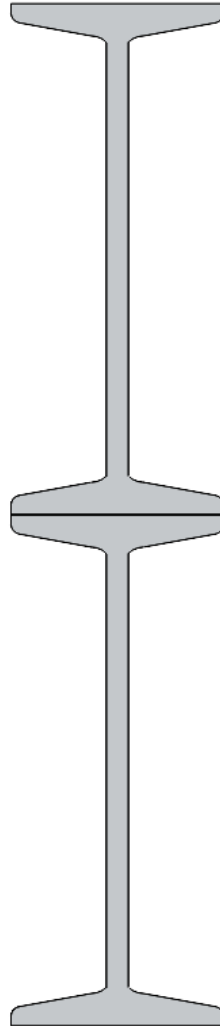


Figura 18 Segunda Sección Sobrepuesta

Esta configuración geométrica nos proporciona un momento de inercia equivalente a **$I_{xx} = 46346.67 \text{ cm}^4$** , valor que cumple con el momento de inercia necesario para nuestra deflexión máxima permitida; no obstante, se descartó la opción de perfiles superpuestos verticalmente dado que duplicaba la altura total de la viga, 600 mm, reduciendo significativamente la luz vertical útil de ensayo e imposibilitando el correcto anclaje del transductor de fuerza.

4.1.4 Sección “Compuesta”

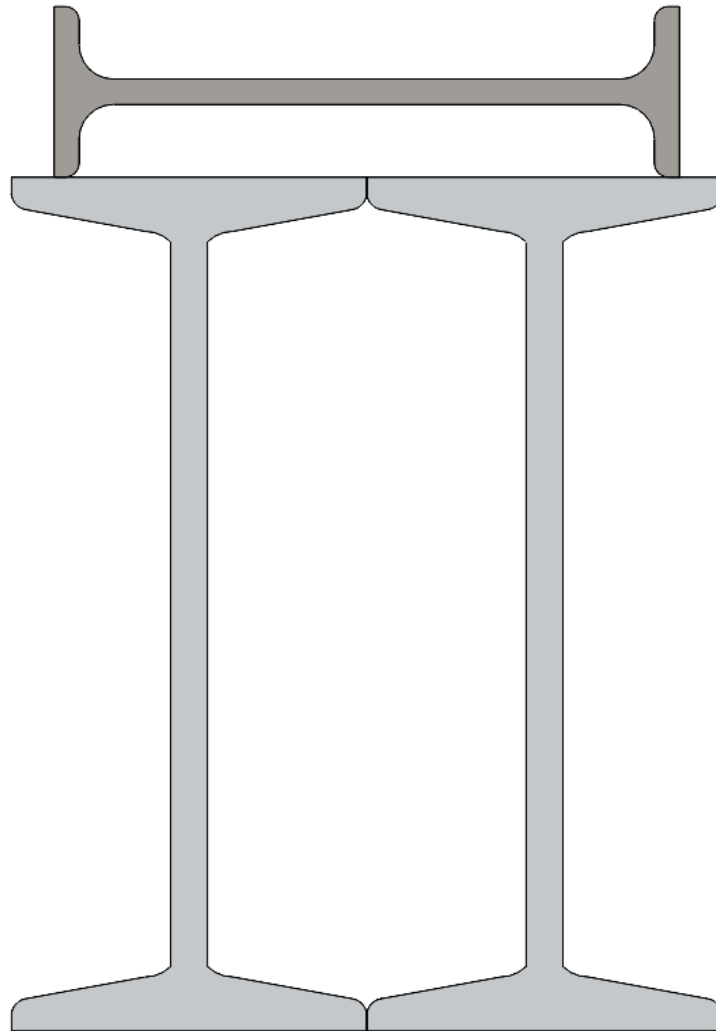


Figura 19 Tercera Sección Compuesta

Posteriormente, se analizó una sección compuesta asimétrica; esta configuración fue descartada debido a que la falta de un doble eje de simetría complejiza la evaluación normativa y, adicionalmente, los márgenes de resistencia a la flexión exigían refuerzos que incrementaban la complejidad de fabricación. Adicionalmente, el espacio consumido por esta configuración era excesivo, considerando no sólo la viga superior, sino por sobre todo la inferior.

4.1.5 Sección cajón reforzado

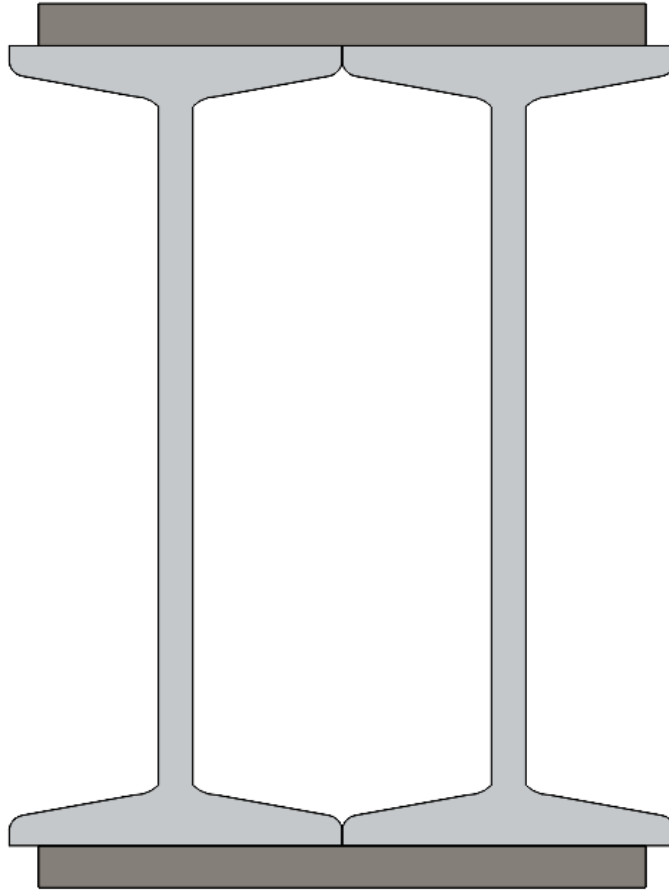


Figura 20 Sección Final Cajón Reforzado

Consecuentemente, se definió la sección transversal final para el diseño y verificación de la viga superior e inferior tomando la sección cajón que se presentó anteriormente; se decidió reforzar a ésta con dos placas o “platinas”, tanto en la parte superior como en la inferior, de **15,8 mm o 5/8”** de espesor; esta medida corresponde a una placa estándar de mercado. Todo esto facilita el montaje final del pórtico y nos asegura un momento de inercia más que suficiente.

Tabla 3 Geometría de sección viga

	I_{xx}	I_{yy}	A
<i>Sección</i>	37737 cm ⁴	9599 cm ⁴	210 cm ²

$$y_d = \frac{500000 * 2500^3 \text{ mm}^3}{192 * 200000 \text{ MPa} * 377 * 10^6 \text{ mm}^4} = 0,53 \text{ mm}$$

Esta deflexión es una idealización de la hipótesis antes planteada, que la viga transmite todo el momento a la columna; las deflexiones reales serán mayores a la mostrada debido a la deficiencia de todos los anclajes en cuanto a la restricción del momento; siempre existe una mínima rotación que disminuye el momento transferido de la viga a la columna, por lo cual la deflexión real siempre será mayor que la obtenida analíticamente.

Tabla 4 Parámetros completos de la sección de viga

Parámetro	Dimensión	Parámetro	Dimensión
A	210 cm ²	E	200000 MPa
I_{xx}	37737 cm ⁴	F_y	250 MPa
I_{yy}	9599 cm ⁴	M_{fy}/M_r	514 kN*m
ȳ	165,8 mm	hw	267 mm
Z_x	2691 cm ³		
J	24481 cm ⁴		
r	66 mm		
tw	13 mm		
tf	32 mm		
b	112 mm		
h	331 mm		

4.1.6 Resistencia a la flexión

El diseño y verificación de las vigas se hace, en principio, por el capítulo **F** “*proyecto de vigas y otros miembros a flexión*” del reglamento CIRSOC 301 el cual dicta que “las especificaciones del capítulo son aplicables a miembros prismáticos sometidos a flexión”.

El elemento proyectado es una sección armada, de tipo cajón reforzada por platabandas en las alas superior e inferior; la sección del capítulo que más se adapta a este caso es **F.7 “Secciones cajón simétricas con alas compactas, no compactas y esbeltas y con almas compactas y no compactas, flexadas alrededor de un eje de simetría”**

La resistencia de diseño a flexión será:

$$\phi M_n = 0,9 * M_n$$

La resistencia nominal a flexión será la mínima resistencia que se encuentre en los siguientes estados nominales

Estado límite de plastificación (F.7.1)

$$M_n = M_p = F_y * Z_x * 10^{-3} \leq 1,5 * F_y * S_x * 10^{-3}$$

Estado límite de pandeo torsional (F.7.2)

$$\text{Cuando: } L_b \leq L_p \Rightarrow M_n = M_{px}$$

Donde:

- L_b “la distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o la distancia entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal”
- L_p “la longitud lateralmente no arriostrada límite”

Para fuerzas aplicadas en el ala inferior

$$L_p = \frac{1,3 * 10^{-4} * r * E}{M_{px}} * \sqrt{J * A} \quad (\text{Ecuación F.7.6})$$

Tal que:

Tabla 5 Parámetros de longitud

L_b	2500 mm
L_p	6250 mm

Estado límite de pandeo local de ala (F.7.3)

Relación de esbeltez necesarias para la determinación del estado límite según sección B.4

Tabla 6 Parámetros de CIRSOC 301 tabla B.4.1.b Caso 19

<i>Esbeltez del ala</i>	λ_f	3,5
<i>Esbeltez límite de ala compacta</i>	λ_{pf}	32,6
<i>Esbeltez límite ala no compacta</i>	λ_{rf}	43,4

Donde para alas compactas y no compactas ($\lambda_f \leq \lambda_{rf}$)

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \leq M_p$$

Estado límite de pandeo local del alma (F.7.4)

Relación de esbeltez necesarias para la determinación del estado límite según sección B.4

Tabla 7 Parámetros de CIRSOC 301 tabla B.4.1.b Caso 21

<i>Esbeltez del Ala</i>	λ_w	20,53
<i>Esbeltez límite de ala compacta</i>	λ_{pw}	109
<i>Esbeltez límite ala no compacta</i>	λ_{rw}	198

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \leq M_p$$

Entonces los momentos nominales resultantes y por ende la resistencia a flexión nominal de diseño son:

Tabla 8 Resultados de la flexión

	<i>Mn</i> (kN*m)
F.7.1	632,55
F.7.2	632,55
F.7.3	951,00
F.7.4	752,52
ϕM_n	569,30

Dado este valor de resistencia se concluye que la viga verifica como un elemento sometido a flexión según el capítulo F7.

En cuanto a la verificación basada en la plastificación de la sección, la bibliografía plantea que cuando una fibra llega al estado de fluencia los esfuerzos se “reacomodan” y se transmiten a fibras que aún no hayan llegado a fluencia permitiendo que el material siga cargando con esfuerzo hasta la plastificación total de la sección.

Para una estructura de acero común esta hipótesis de resistencia de material es útil ya que permite aprovechar la totalidad de la resistencia de la sección, pero dado que en este proyecto se aborda lo que se puede considerar una máquina de precisión, la condición necesaria es que los elementos de esta nunca lleguen a una deformación permanente; dicho esto, se considera a la resistencia límite de la viga como la resistencia elástica de la sección.

Por lo tanto:

$$M_{ny} = M_{fy} = F_y * S_x * 10^{-3}$$

Tabla 9 Resultado real de flexión

<i>Momento nominal resistente</i>	534,80 kN*m
ϕM_{ny}	481,38 kN*m

Nuestra viga verifica el diseño a flexión con un factor de ocupación $\frac{M_u}{\phi M_{ny}}$ del 90,8%.

4.1.7 Esfuerzo combinado

En esta sección verificaremos, según la norma CIRSOC capítulo H, la interacción entre la carga axial de tracción y la flexión en la viga. Esta verificación usa como criterio el factor de ocupación de la capacidad a fluencia de la sección para resistencia de esfuerzos axiales.

Para miembros solicitados a flexión y carga axial de tracción **H.1.2** donde:

Tabla 10 Parámetros necesarios verificación esfuerzo combinado

<i>Resistencia nominal a la tracción según capítulo C</i>	ϕP_n	4471 kN
<i>Esfuerzo de tracción</i>	P_u	35 kN
<i>Resistencia nominal al momento</i>	ϕM_{nx}	481,38 kN*m
<i>Esfuerzo de flexión</i>	M_{ux}	437 kN*m
<i>Relación entre esfuerzo y resistencia axial</i>	$P_u/\phi P_n$	0,0051

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \Rightarrow \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right) < 1$$

Se obtuvo aplicando esta sección, como resultado, un factor de ocupación de la resistencia axial del elemento del **91%**. La relación entre el esfuerzo a tracción y la resistencia axial indica que el esfuerzo de tracción puro actuante P_u es prácticamente nulo respecto a la capacidad de la viga.

Se verifica entonces que la interacción entre el esfuerzo axial que se genera en las vigas y la flexión, quedan por debajo del límite impuesto por la norma.

4.1.8 Resistencia al Corte

Se desarrollará ahora la verificación para el esfuerzo de corte, según el capítulo **G** “Proyecto de miembros sometidos a corte”.

Este capítulo es aplicable para el proyecto de almas de miembros de doble y simple simetría incluyendo vigas híbridas, de ángulos simples y de tubos de sección circular sin costura, solicitados a corte en el plano del alma por flexión alrededor del eje fuerte.

La resistencia de diseño a corte será entonces:

$$Vd = \phi * Vn = 0,9 * Vn$$

La resistencia nominal al corte de la sección G.2

$$Vn = 0,6 * Fy * Aw * Cv * 10^{-1}$$

Donde:

A_w = el área del alma entendida como su espesor (t_w) y la altura del perfil para perfiles laminados, o la altura del alma para secciones cajón en la cual el espesor de alma se considera la suma de los espesores totales.

C_v = el factor de corte determinado como:

$$C_v = 1 \text{ cuando, } \frac{h}{t_w} < 1,1 \sqrt{K_v * \frac{E}{F_y}}$$

Tabla 11 Parámetros necesarios verificación esfuerzo de corte

Área del alma	A_w	69,4 cm ²
Relación de esbeltez	h/t_w	18,9
Coficiente de Abolladura	K_v	5
Factor de corte	C_v	1

La resistencia nominal y de diseño al corte será entonces:

Tabla 12 Resultados de esfuerzo a corte

Resistencia nominal al corte	978,9 kN
V_d	880,9 kN

Se concluye entonces que la viga verifica el esfuerzo de corte que se genera debido a la carga aplicada y la sección resistente posee un factor de ocupación de alrededor **~45,5%**.

Verificamos ahora que nuestra sección armada no necesita rigidizadores en alma, según **G.2.2:**

Una viga armada no necesita rigidizadores cuando:

$$\frac{h}{tw} < 2,45 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \text{o} \quad Vu \leq Vd$$

El elemento en cuestión cumple con ambos requisitos impuestos por esta sección, por lo tanto, no es necesario rigidizar el alma para el esfuerzo de corte.

4.1.9 Verificación de carga concentrada

Se verificaron en esta sección los efectos de la carga concentrada que genera el actuador, según lo indicado en el **capítulo J sección 10**, esta sección se aplica cuando actúen fuerzas concentradas simples y/o dobles,

Para este caso, la fuerza es concentrada simple de compresión; debido a que las ecuaciones para los estados más complejos de pandeo localizado del alma y pandeo lateral no mantienen una linealidad con respecto a los factores geométricos de la sección es necesario calcular dichas resistencias y luego multiplicarlas por 2 para no incurrir en error de cálculos y sobreestimar las resistencias nominales.

Fluencia local del alma J.10.2

La resistencia de diseño para el estado límite de fluencia del alma se determina como cuando la fuerza es aplicada a una distancia mayor que la altura del miembro:

$$Rn = (5 * k + N) * Fy * tw * 10^{-1}$$

Tabla 13 Parámetros necesarios verificación fuerza concentrada

<i>Distancia de aplicación</i>	Lb	1250 mm
<i>Altura miembro</i>	d	300 mm
<i>Distancia entre cara inferior y comienzo alma</i>	k	28 mm
<i>longitud de carga de la fuerza concentrada</i>	N	130 mm

Pandeo localizado del Alma J.10.3

La resistencia de diseño para este estado se estima como:

$$\phi R_n = 0,75 * R_n$$

Donde la resistencia nominal cuando la carga se aplica a una distancia mayor a $d/2$

$$R_n = 0,08 * t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{F_y * t_f * \frac{E}{t_w}}$$

Pandeo lateral del Alma J.10.4

Esta sección es aplicable cuando el movimiento relativo entre el ala comprimida cargada no está restringido respecto al ala a tracción.

La resistencia de diseño de este estado se estima como:

$$\phi R_n = 0,75 * R_n$$

Mientras la resistencia nominal cuando el ala comprimida gira libremente sin restricción:

$$\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{L_b}{b_f}} \geq 1,7 \text{ No Aplica el estado límite de pandeo lateral de alma}$$

Los resultados obtenidos entonces:

Tabla 14 Resultados de carga concentrada

	ϕR_d	ϕR_d sección real
J.10.2	809,57 kN	1619,14 kN

J.10.3	1477,24 kN	2954,42 kN
J.10.4	N/A	N/A

Se puede ver que, para la carga aplicada de **800 kN** cumplimos con la verificación para el estado más “conservador” de un solo perfil IPN-300 y holgadamente para la viga armada.

4.1.10 Conclusiones del diseño de la viga

Quedan cumplidos entonces todos los criterios de resistencia impuestos por la norma para la viga superior del pórtico, la cual será utilizada también para cerrar el pórtico en su parte inferior.

4.2 Diseño Columna

Como se planteó anteriormente, cuando se presentaron las distintas configuraciones globales de pórtico, el diseño de la columna pasó por dos etapas antes de proceder con las verificaciones del diseño final.

Se abordó la idea de crear una columna del lado de eje “débil” de la sección resistente de manera tal que se genere una guía para los movimientos verticales de las vigas. Se consideró esta configuración deficiente debido a que las tensiones (y deformaciones) en el centro de anclaje eran superiores a la resistencia última del acero ASTM A36 la cual está establecida entre los valores de **400 a 550 MPa**.

Como se muestra a continuación, la zona más solicitada está distribuida en una amplia superficie del anclaje, mostrado efectivamente que, aun habiendo errores posibles de aproximación, efectivamente se está fuera de los límites establecidos.

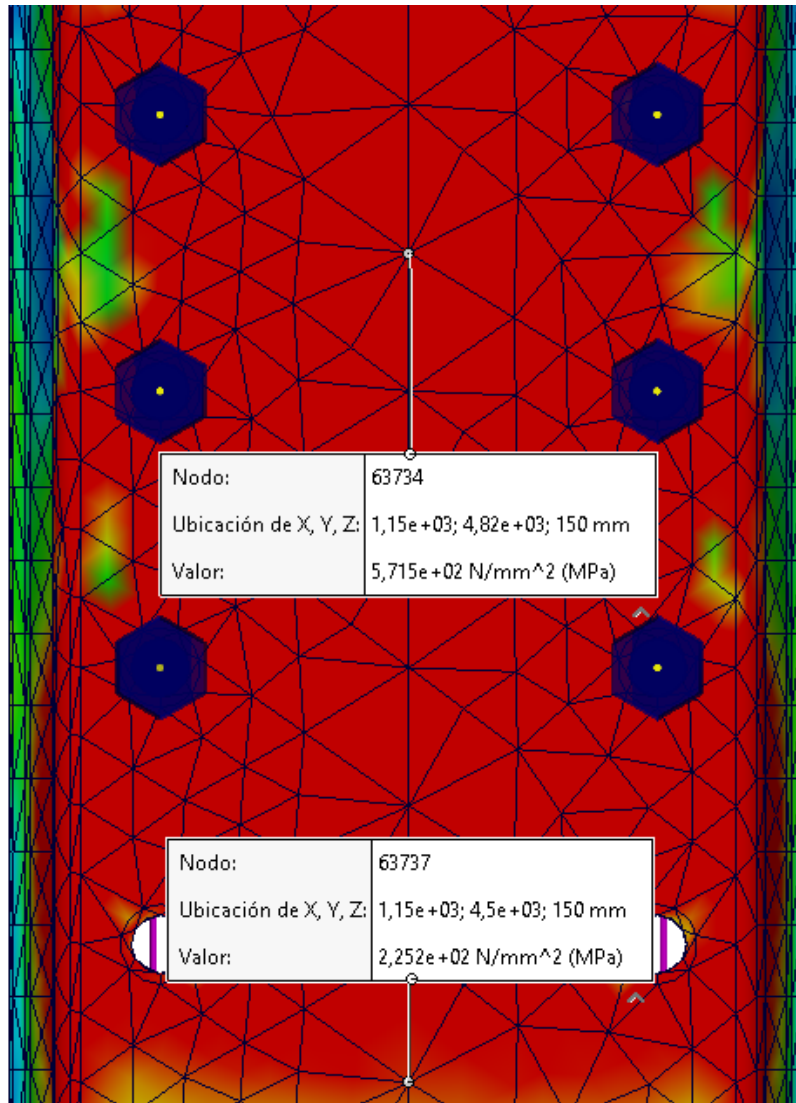


Figura 21 FEA cara de la columna

4.2.1 Sección columna

Se adoptó entonces la sección cajón conformada por dos perfiles IPN 300, ubicadas con las alas en contacto con la placa de anclaje de las vigas.

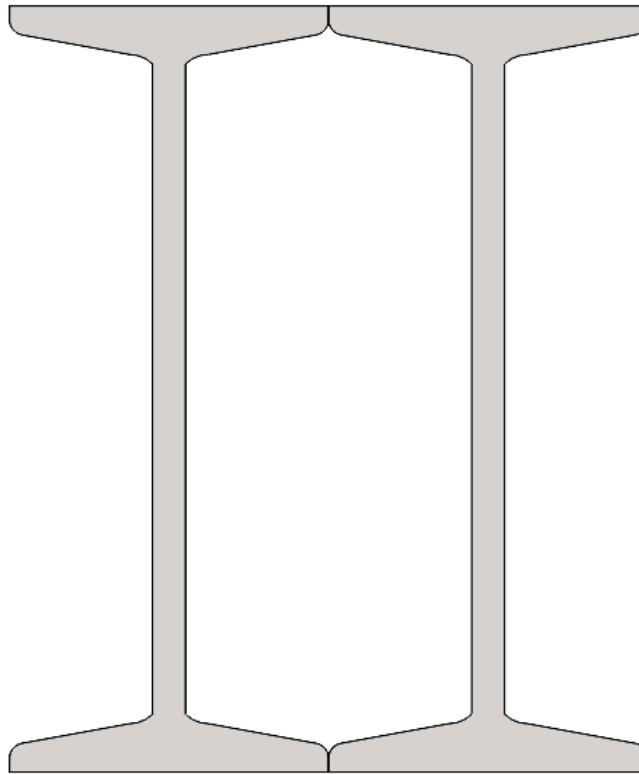


Figura 22 Sección cajón columna

Los distintos parámetros geométricos y propiedades del material se ilustran en la siguiente tabla:

Tabla 15 Parámetros completos columna

Parámetro	Dimensión	Parámetro	Dimensión
A	138 cm ²	E	200000 MPa
I_{xx}	19600 cm ⁴	F_y	250 MPa
I_{yy}	6145 cm ⁴	F_u	350 MPa
\bar{y}	150 mm	A_e	130 cm ²
tw	13 mm	tw₂	26 mm
tf	16,2 mm		
h	300 mm		

4.2.2 Verificación a tracción

Se verificarán en esta sección los efectos del esfuerzo de tracción sobre la columna, según lo indicado en el **Capítulo D sección 2**:

La resistencia de diseño de miembros traccionados será el menor valor entre la resistencia de fluencia de la sección bruta y la resistencia de rotura del área neta, tal que:

$$\text{Fluencia de sección bruta } P_n = F_y A 10^{-1} = 0,90$$

$$\text{Rotura de sección neta } P_n = F_u A_e 10^{-1} = 0,75$$

Se definió el área neta efectiva de la sección de la columna como el área de la sección menos los diámetros de los agujeros que se realizaron para el anclaje.

Obtuvimos entonces los siguientes resultados:

Tabla 16 Resultados tracción

	R_n	ϕP_n
Fluencia sección bruta	3243 kN	2918,7
Rotura por sección neta	4550 kN	3412,5

Ambos valores superan ampliamente el esfuerzo aplicado a tracción, no obstante, la resistencia de diseño a tracción del miembro queda limitada por la fluencia de la sección bruta.

Se considera la interacción entre esfuerzo a tracción y la flexión que se genera sobre la carga de la viga según **H.1.2** entonces:

Tabla 17 Parámetros columna esfuerzo combinado

<i>Resistencia nominal a la tracción según capítulo C</i>	ϕP_n	2918,7 kN
<i>Esfuerzo de tracción</i>	P_u	400 kN
<i>Resistencia nominal al momento</i>	ϕM_{nx}	307 kN*m
<i>Esfuerzo de flexión</i>	M_{ux}	192 kN*m
<i>Relación entre esfuerzo y resistencia axial</i>	$P_u/\phi P_n$	0,11

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \Rightarrow \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right) < 1$$

Se tiene entonces un factor de ocupación debido a la interacción más desfavorable entre la tracción y el momento flector del **71%**.

4.2.3 Verificación a cargas concentradas

Como hecho anteriormente para las vigas, se procedió a verificar el estado de las cargas concentradas según el **Capítulo J sección 10**, en este caso la carga concentrada actuante se consideró como una carga doble sobre las alas.

Debido a la aplicación de la carga que se distribuye en todo el ancho de la cara, la situación es distinta a la que se presentó en el apartado de carga concentrada para las vigas donde fue necesario considerar la linealidad de las ecuaciones, se consideró que la suposición de una viga equivalente con un espesor de alma igual a la suma de los espesores individuales era una representación fiel de cómo interactúa la carga concentrada para este caso.

Flexión local del ala J.10.1

Esta sección se aplica para verificar que la resistencia a tracción del ala es suficiente como para resistir el componente de tracción que genera el momento transmitido por la viga.

La resistencia de diseño entonces será:

$$\phi R_d = 0,9 * R_n = 0,9 * 0,65 * F_y * t_f^2$$

Fluencia local del alma J.10.2

La resistencia de diseño para la fluencia local del alma cuando la fuerza se aplica a una distancia menor que la altura del miembro será:

$$\phi R_d = 1 * R_n = (2,5 * k + N) * F_y * t_w * 10^{-1}$$

El valor N para longitud de carga de apoyo entre la placa de anclaje y la columna es el ancho de la placa de anclaje que transmite la componente de compresión a lo largo de la superficie; el parámetro k es el valor de la cara del ala hasta el radio de empalme del IPN.

Tabla 18 Parámetros carga concentrada columna

Longitud de apoyo	N	250 mm
Espesor	k	26,2 mm

Pandeo localizado del Alma J.10.3

La resistencia de diseño para este estado se estima como:

$$\phi R_n = 0,75 * R_n$$

Donde la resistencia nominal cuando la carga se aplica a una distancia menor a $d/2$ y $N/d > 0,2$:

$$R_n = 0,04 * t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{F_y * t_f * \frac{E}{t_w}}$$

Fluencia por corte en el alma del panel nodal J.10.6

Esta sección se aplica al actuar cargas concentradas dobles que actúan sobre una o ambas alas de una sección, por lo tanto, consideramos la conexión entre un perfil de la columna y un perfil de la viga.

La resistencia de diseño cuando las almas comparten un plano es entonces:

$$R_d = \phi R_n = 0,9 * (0,6 * F_y * h * t_w * 0,1) \quad \text{Cuando } P_u < 0,4 P_y$$

Donde P_y es la resistencia a la tracción de la sección.

Los resultados obtenidos entonces:

Tabla 19 Resultados carga concentrada columna

	R_n	ϕR_n
J.10.1	385,45 kN	346,91 kN
J.10.2	1929,23 kN	-
J.10.3	5443,37 kN	4082,53 kN
J.10.6	549,90 kN	494,91 kN

4.3 Diseño anclajes

4.3.1 Anclaje viga – columna

Placa de Anclaje de Extremo

La conexión viga-columna es el componente crítico para garantizar la estabilidad del pórtico; esta debe resistir los momentos que se generan debido a la aplicación de carga, por lo tanto, debe tener determinadas cualidades que cumplan con los requisitos impuestos por la necesidad y por las diferentes normas que aplicaremos.

La sección 3.4.b.a de AISC 360, establece una conexión de momento totalmente restringido (FR) que transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa.

El diseño de la placa de anclaje de extremo se realizó con el uso combinado de las guías de diseño AISC 16 y AISC 4.

Mediante el uso de las guías de diseño mencionada anteriormente, se establecieron los parámetros mínimos requeridos conexión necesaria, siendo estos el diámetro mínimo de los bulones requeridos y el espesor de la placa.

La guía de diseño AISC 16 presenta dos tipos de placa de anclaje, una la cual se considera “thick” o gruesa la cual permite desprestigiar los efectos del “pry out” o arranque que ocurre debido al momento, generando un espesor más grueso y un diámetro de bulones más chicos; y una placa de anclaje “thin” o fina la cual tiene en cuenta los efectos de arranque que se generan, optimizando el tamaño de placa para bulones con mayor diámetro.

Mediante un proceso iterativo de optimización de variables geométricas (distancias a los bordes, separación entre gramiles), se definieron los parámetros definitivos que satisfacen las verificaciones de tracción y corte por aplastamiento, prescindiendo de los pasos intermedios iterados en este documento para mayor claridad.

La sección J.3.3. CIRSOC 301, establece una distancia mínima entre centros “g” como 3 veces el diámetro nominal del bulón, esta distancia se cumple para todos los tamaños normados para nuestro “g”.

J.3.4 establece también una distancia mínima entre bordes la cual se cumple para todos los diámetros hasta e inclusive M22.

El tipo de placa que se utilizó para la conexión es una placa extendida para conexiones de momento según AISC 16, la cual se compone de 4 bulones los cuales están expuestos a esfuerzos de tracción y corte, con una línea de bulones a compresión.

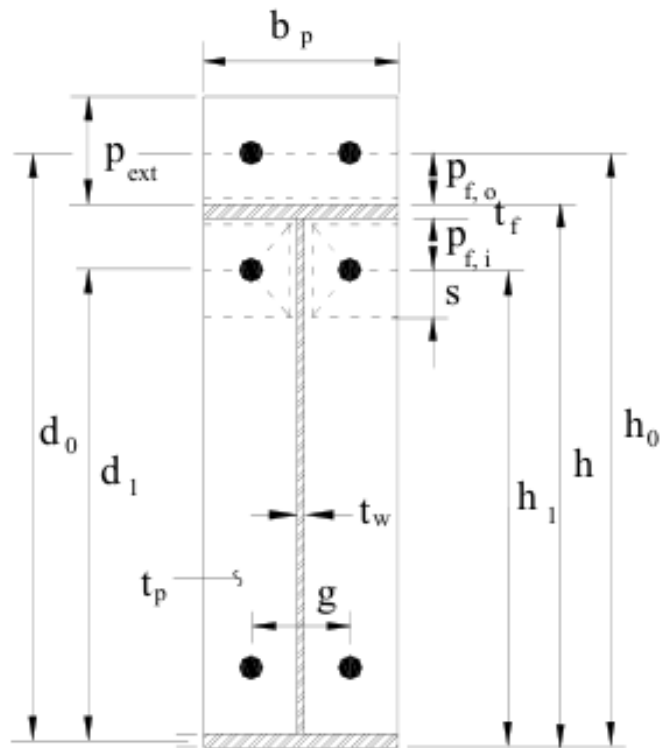


Figura 23 Diagrama placa de anclaje extendida DG16

Tabla 20 Parámetros geométricos placa de anclaje

	Dimensiones (mm)
b_p/b_f	250
p_{ext}	73,8
p_{fi}	30
p_{fo}	41,8
h	333,1
g	186,7
d_0	368
d_1	261,7
h_0	373,6
h_1	269,6
L_p	1658

Se utilizarán para el montaje bulones de alta resistencia ASTM 490M, que poseen una resistencia a tracción $F_t = 778 \text{ MPa}$ (Tabla J3.2 AISC 360) (se utilizaron en este caso los

parámetros de AISC y no de CIRSOC debido a que la guía de diseño está basada en AISC)

La situación crítica de diseño a momento queda definida por la viga inferior y según qué tan lejos del piso esta se sitúe, con un máximo que se puede redondear.

Determinamos entonces el tamaño mínimo requerido para el bulón de la siguiente manera:

$$dbmin = \sqrt{\frac{2 * MuC}{\pi * 0,75 * Ft * (do + di)}}$$

Se obtuve como resultado un diámetro **dbmin = 18,73 mm**, se seleccionó entonces el bulón de tamaño inmediatamente superior, es decir **db = 20mm** o **M20** comercial. La guía de diseño al no ser una verificación de los estados que se generan en la junta, sino más bien una garantía que la parte a tracción de los bulones inferiores es capaz de resistir los esfuerzos generados, es necesario, por lo tanto, verificar los estados de corte y otras interacciones que se generan en la junta.

Las verificaciones necesarias para este tamaño de bulón se realizaron en la siguiente sección.

El espesor mínimo de la placa para cumplir con la condición de no arranque de los bulones para el tamaño antes seleccionado se determina de la siguiente manera:

$$tpmin = \sqrt{\frac{1,11 * \gamma r * \phi Mnp}{\phi b * Fpy * Y}}$$

Los distintos factores quedan expresados en la siguiente tabla:

Tabla 21 Factores específicos palca de anclaje

ϕb	0,9
γr	1

$$\begin{array}{l|l}
 Y & 2160,87 \text{ mm} \\
 \hline
 \phi M_{np} & 216,86 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{array}$$

Donde:

1. γ_r = es un factor de incremento del momento para evitar la rotación de la unión.
2. Y = es el mecanismo de línea de fluencia que gobierna la resistencia a la fluencia de placa.
3. ϕM_{np} = es la resistencia de diseño de la placa gobernada por la rotura de los bulones.
- 4.

De la ecuación anterior se determinó que $t_{pmin} = 18,73 \text{ mm} = 1,87 \text{ cm}$, se elije entonces un tamaño superior para el espesor de diseño de la placa $t_p = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$. Con los valores seleccionados la resistencia de la unión la cual es gobernada por el fallo de los bulones ante el fenómeno de línea de fluencia de la placa, entonces los resultados fueron:

Tabla 22 Resistencia de la conexión

Resistencia de diseño de los bulones	ϕM_{np}	216,86 kN*m
Resistencia de la placa ante línea de fluencia	ϕM_y	272,27 kN*m

4.3.2 Verificación placa de anclaje

Para la verificación de los bulones que unen la placa de anclaje con la columna se utiliza el reglamento CIRSOC 301 **Capítulo J sección 3**.

Los bulones serán de alta resistencia ASTM 490M y el tipo de unión que gobierna la junta es de aplastamiento, por lo que no es necesario, según AISC 4, que la junta se diseñe para el estado de deslizamiento crítico. Se pretensará según lo especificado debido a que se trata de una unión sujeta a carga dinámica donde actuaran tracción y corte en la parte inferior de esta.

La tabla J.3.1. Tracción mínima de los bulones, especifica que nuestro bulón M20 necesita una fuerza de pretensado mínima equivalente a **178 kN**.

La tabla J.3.2 Resistencia de diseño de bulones nos proporciona los siguientes datos:

Tabla 23 Resistencia y factores de resistencia según CIRSOC 301

	ϕ	F_{nt}	ϕ	F_{nv}
<i>ASTM 490M Rosca excluida del plano de corte</i>	0,75	778 MPa	0,75	517 MPa

Para la condición de que la parte roscada quede excluida del plano de corte, es necesario que se utilicen para la unión bulones que cumpla con la norma DIN 931 – Bulones parcialmente roscados.

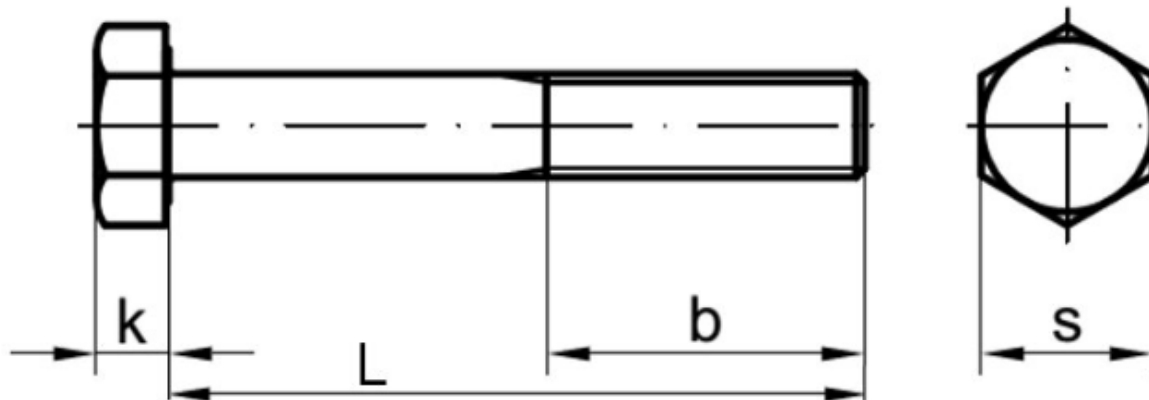


Figura 24 Diagrama bulón DIN 931 parcialmente roscado

La resistencia de diseño al corte o tracción en uniones tipo aplastamiento J.3.6

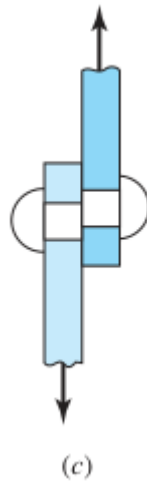


Figura 25 Diagrama de fallo por corte del bulón

$$\phi R_n = \phi * F_n * A_b * 10^{-1} \text{ (para un bulón)}$$

La resistencia de diseño a tracción cuando actúan esfuerzos combinados J.3.7

Esta sección se verificará explícitamente para los dos bulones inferiores de la junta que actúan a tracción.

$$\phi R_n = \phi * F'_{nt} * A_b * 10^{-1}$$

Donde el termino F'_{nt} es la resistencia nominal a la tracción para bulones sometidos a esfuerzo de corte, determinada según tabla J.3.6 como:

$$1012 - 2,5f_v \leq F_{nt}$$

Siendo la tensión requerida por bulón:

$$f_v = \frac{\tau}{A_b * N}$$

Los resultados de estas dos secciones, con los parámetros adoptados, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 24 Parámetros necesarios bulones

<i>Área del bulón</i>	Ab	3,14 cm ²
<i>Tensión requerida por bulón</i>	f _v	159 MPa
<i>Número de bulones</i>	N	8
<i>Resistencia nominal a esfuerzo combinado</i>	F _{'nt}	693 Mpa

Se utilizaron 8 bulones en la junta real del pórtico, esto permitió que el esfuerzo cortante se redistribuya de mejor manera y por consecuencia tengamos una mayor resistencia de tracción ante esfuerzos combinados.

Tabla 25 Resultado Resistencias de diseño

J.3.6	121,81 kN
J.3.7	163,44 kN

Comparando ahora con los esfuerzos que actúan sobre los bulones.

Tabla 26 Esfuerzos por bulón

<i>Corte aplicado por bulón</i>	τ_{ub}	50 kN
<i>Tracción anclaje superior¹</i>	n_{ub}	67 kN
<i>Tracción anclaje inferior</i>	n_{ub2}	134 kN

Quedan entonces verificados los bulones que se utilizarán para la junta los cuales, como dicho anteriormente serán **ASTM 490M** tamaño **M20** pretensados a un mínimo de **178 kN**.

El largo mínimo de estos debe ser de **60 mm** tal que la parte no roscada tenga la longitud suficiente para excluir la rosca del plano de corte.

Es necesario el uso de una arandela que cumpla con los requerimientos de la norma IRAM 5457, mientras que las tuercas deberán cumplir con IRAM 5456. Además, debido a la inclinación del ala, se utilizarán arandelas endurecidas superficialmente de acero SAE 1045 (que cumplan con la norma DIN 435) y que poseen una inclinación de esta arandela es de 14%.

¹ tomado como el momento que actúa sobre la junta/distancia entre centro del bulón a centro del ala a compresión

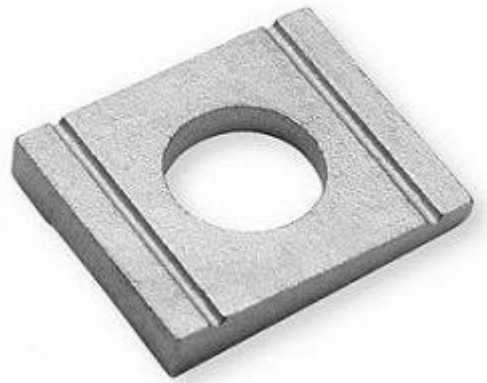


Figura 26 Arandela DIN 435 para perfil IPN

La resistencia al aplastamiento y al desgarro de la placa en los agujeros, según la sección J.3.10

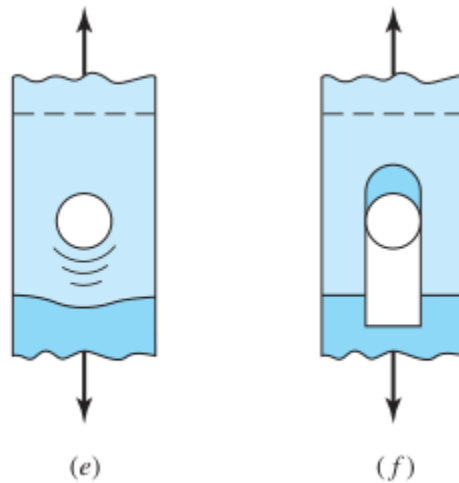


Figura 27 Diagrama de fallas por aplastamiento (e) o arrancamiento (f)

La resistencia de diseño:

$$\phi R_n = 0,75 * R_n$$

La resistencia nominal de la chapa, cuando la deformación alrededor del agujero no sea permitida:

$$RnD = 1,2 * Lc * t * Fu * 0,1$$

$$RnA = 2,4 * dp * t * Fu * 0,1$$

Donde:

Tabla 27 Parámetros varios de la placa de anclaje

<i>Distancia en dirección de la fuerza al borde del material</i>	Lc	31 mm
<i>Espesor de la placa</i>	t	20 mm
<i>Resistencia a la tracción de la placa</i>	Fu	420 MPa
<i>Diámetro de perforación</i>	dp	22 mm

Se obtuvieron entonces los siguientes resultados:

Tabla 28 Resistencia de diseño desgarró y aplastamiento

		$\emptyset Rn$
<i>RnD</i>	249 kN	187 kN
<i>RnA</i>	354 kN	266,2 kN

La resistencia de diseño para los estados límites de aplastamiento o desgarramiento de nuestra placa es entonces de **187 kN**, este valor es por agujero.

La norma indica que el estado crítico de la unión o su resistencia efectiva será el mínimo valor encontrado entre la sección **J.3.10** y **J.3.6**, por ende, la resistencia al corte de los bulones es nuestra resistencia mínima, es decir que la unión fallaría antes por el corte de un bulón que por el desgarramiento o aplastamiento de la placa. El bulón actúa como un elemento “fusible”.

4.3.3 Verificación del estado límite de la placa como elemento vinculado

Debido a que la placa de anclaje es un elemento sometido a corte se verificó su resistencia mediante la sección **J.4** que establece las especificaciones para los elementos vinculados y auxiliares de unión.

Se verificarán los estados límites para el corte aplicado en la placa, ya que esta se diseñó a momento según la guía de diseño AISC DG-16, garantizando que bajo el espesor elegido y el actuar del esfuerzo de flexión esta no se doble. El estado límite de compresión tampoco es necesario verificarlo debido a que la unión rígida que se genera mediante soldadura entre viga y placa, también como su espesor, es suficiente para garantizar que el miembro no se considere esbelto y no falle por pandeo.

La resistencia de diseño para elementos sometidos a corte J.4.2:

La resistencia de diseño será el mínimo valor obtenido entre la resistencia nominal por fluencia de la sección o la resistencia a la rotura tal como:

$$R_n = 0,60 * F_y * A_{gv} * 0,1 = 0,90$$

$$R_n = 0,60 * F_u * A_{nv} * 0,1 = 0,75$$

Donde:

Tabla 29 Parámetros geométricos de la placa de anclaje

Sección bruta	Agv	66,32 cm ²
Sección neta	Anv	53,24 cm ²

La resistencia de diseño a la rotura de bloque de corte J.4.3

Donde se tendrán en cuenta las líneas de fallas posibles para corte y una línea perpendicular de falla por tracción, tal que, la resistencia de diseño para esta sección queda como la menor resistencia obtenida entre los dos estados posibles:

$$R_n = (0,60 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}) * 0,1 \quad \phi = 0,75$$

$$R_n = (0,60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}) * 0,1 \quad \phi = 0,75$$

Donde:

Tabla 30 Parámetros resistencia rotura bloque de corte

Sección neta para línea de tracción	Ant	7,45 cm ²
Factor de tracción	Ubs	1

Se obtuvieron entonces como resultados:

Tabla 31 Resistencias de diseño de placa de anclaje

	<i>R_n</i>			
J.4.2 Fluencia	1272,00 kN	1001,70 kN	> <i>V_u</i>	Verifica
J.4.2 Rotura	1323,00 kN	1247,00 kN	> <i>V_u</i>	Verifica
J.4.3 Falla por corte	1423,15 kN	1067,36 kN	<i>n/a</i>	<i>n/a</i>
J.4.3 Falla por tracción	1203,31 kN	902,48 kN	> <i>V_u</i>	Verifica

4.4 Diseño anclaje columna piso

Se diseñó la placa base que ancla el pórtico con el piso y la cimentación del laboratorio, con el apoyo de la guía de diseño AISC 1 y del software de diseño que el proveedor HILTI tiene disponible en su página web. Se decidió utilizar un software especializado para el dimensionamiento final de la placa base considerando un hormigón H20 (C200) con al menos 30 cm de profundidad, el cálculo es en base a la norma ACI 318-18; se incluirá en los anexos el informe generado.

El pórtico tiene como factor limitante para el dimensionamiento de la placa base la ausencia, teórica, de esfuerzos de tracción y de compresión salvo la aportada por el propio peso de la estructura lo cual no es un criterio aceptable para la placa ya que daría un espesor insignificante, por lo tanto, para encontrar un espesor de placa coherente con la estructura se aplicó una carga ficticia sobre la columna de compresión de 400 kN, este valor se obtuvo considerando que la carga mayorada de 800 kN se distribuye por columna de manera simétrica.

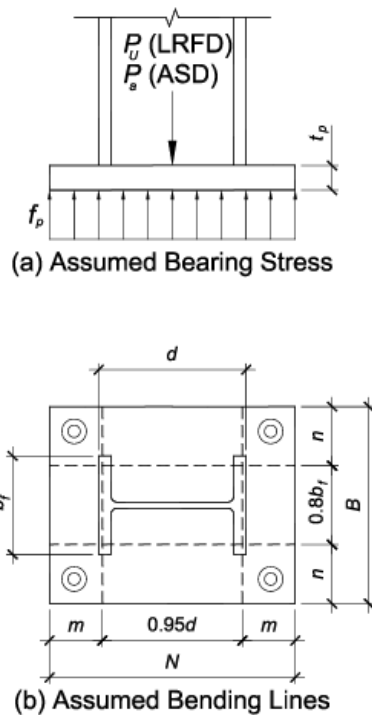


Figura 28 Diagrama DG1 placa base

Tabla 32 Parámetros de cálculo placa base

Fuerza actuante sobre la placa	Pu'	-400kN
Resistencia a compresión del hormigón	$fc'/C20$	20MPa
Factor de resistencia	ϕ	0,65

Calculamos el área mínima requerida como:

$$A_{min} = \frac{Pu'}{\phi * 0,85 * C20}$$

Obtenemos un **$A_{min} = 36199,09 \text{ mm}^2$** , dada esta área mínima establecemos unas medidas tentativas que tengan sentido con el tamaño de una placa base real, establecemos entonces como **$N = 600 \text{ mm}$ y $B = 400 \text{ mm}$** , obtenemos así un área **$A = 240*10^3 \text{ mm}^2$** .

Para el cálculo del espesor mínimo de la placa:

$$t_{minbp} = l * \sqrt{\frac{2 * Pu}{\phi * F_{ybp} * A}}$$

Donde l es el mínimo entre los parámetros m, n, λn' que se calcularon a continuación

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} ; n = \frac{B - 0,8bf}{2}$$

$$\lambda n' = \lambda * \frac{\sqrt{d * bf}}{4} ; \lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} ; X = \left(\frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} \right) * \frac{Pu}{\phi * 0,85 * C20 * A}$$

Tabla 33 Parámetros específicos según DG1

m	57,5 mm
n	93,75 mm
λn'	7,15 mm
t_{minbp}	14,44 mm

Se selecciona entonces, para la placa, base un espesor de **tbp = 15,875 mm**.

Una vez definido el espesor en base a un área preliminar utilizamos la herramienta HILTI Profis Engineering para definir el tamaño real de la placa y los anclajes que se deberán colocar. Bajo un análisis efectuada con SolidWorks como para la columna, encontramos las fuerzas resultantes que se generan en el anclaje de la placa al piso:

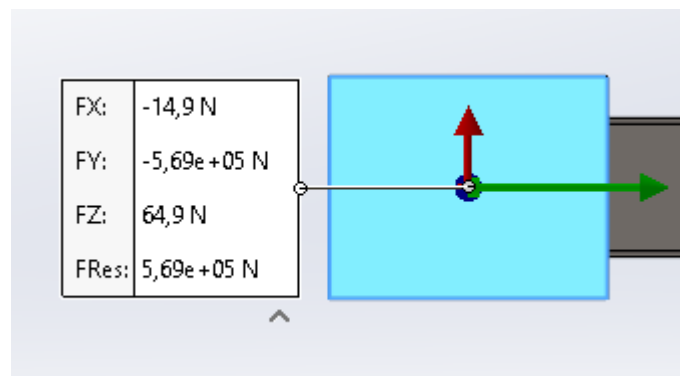


Figura 29 Resultante de fuerzas en la placa base, simulación SolidWorks

A partir de los resultados extraídos del modelo computacional, se constató que la reacción de corte basal impuesta sobre el anclaje resulta de gran magnitud **Vubp = 570 kN**, producto estricto de la mayoración reglamentaria de cargas estáticas. Con el fin de evitar un sobredimensionamiento antieconómico de la placa base y considerando la escasa probabilidad de ocurrencia simultánea de todos los factores de mayoración de esfuerzos horizontales, se adoptó un esfuerzo de corte de diseño ajustado de 500 kN; este valor surge como resultado de las distintas iteraciones que se fueron probando en el software para optimizar el tamaño y cantidad de anclajes de la placa.

Con los datos de entrada definidos obtuvimos una placa base con esta configuración:

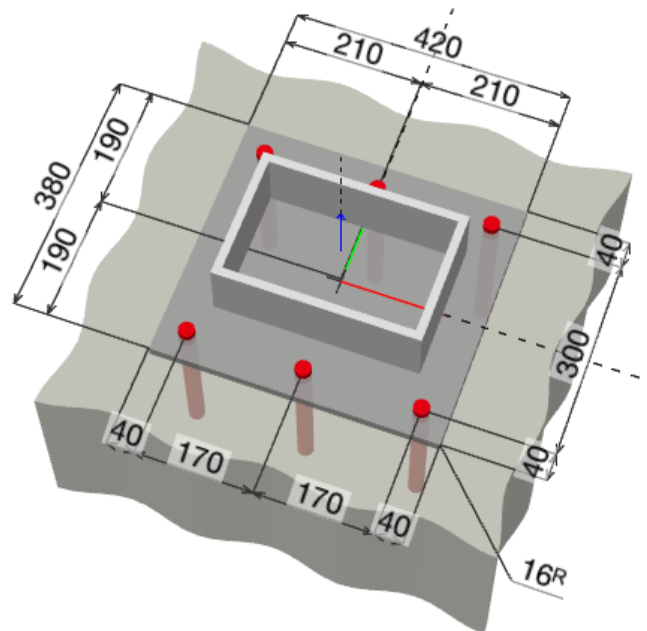


Figura 30 Diagrama placa base obtenida mediante Profis Engineering de Hilti

Se observa que el perfil seleccionado es un perfil rectangular de **300x200x12,5 mm**, este es el perfil disponible más cercano a las dimensiones de columna utilizada. Debido a que las alas se extienden **25 mm** a los lados de la columna para que los anclajes no queden tan cerca de estas, la placa final tendrá un tamaño mayor al dado lo cual no cambia el parámetro de resistencia limitante, que según lo indicado por el software es el desprendimiento del hormigón debido al cabeceo de los anclajes.

Tabla 34 Resumen resultados de placa base

<i>Largo</i>	Ni	420 mm
<i>Ancho</i>	Bi	400 mm
<i>Espesor de placa</i>	tbp	15,875 mm
<i>Diámetro varilla roscada</i>	dr	M24
<i>Profundidad de anclaje</i>	hef	244 mm
<i>Grado varilla roscada</i>	G	8.8

El software al ser de uso comercial y de un proveedor puntual recomienda un anclaje químico “HIT-RE 500 V3” y de las varillas roscadas especificadas como “HAS-U 8.8 M24”.

4.5 Soldadura

El cálculo y verificación de las uniones soldadas se fundamentó en las especificaciones dictadas por los reglamentos **CIRSOC 301**, **CIRSOC 304** y los códigos **AWS D1.1**, **AWS 5.18**.

El proceso de soldadura elegido es el GMAW (Gas Metal Arc Welding), el material de aporte seleccionado según la **tabla 3.1 de AWS 5.18**, para uniones entre mismos metales bases de aceros soldables con un límite de fluencia $\leq 350 \text{ MPa}$ es el de denominación **ER70S-6** o **ER48S-6**, cuya resistencia mínima de rotura es de **480 MPa** y posee una composición química apta al grado del acero que se ensayó.

4.5.1 Formación de las vigas

Para la unión necesaria entre las platabandas y los dos perfiles que componen la viga armada se analizó la resistencia necesaria por flujo de corte en el punto de unión entre las platabandas y las alas de la viga, el tipo de soldadura que se utilizará para este proceso será de filete, por lo tanto, las platabandas serán un tanto más chico que el ancho total de la viga cajón.

El flujo de corte se determinó mediante el uso de “Mecánica de los Materiales” de Hibbeler Cap. 7 Sección 3, el cual define el flujo de corte como “la fuerza por unidad de

longitud que se desarrolla a lo largo del eje de la viga. Es un valor que se utiliza para evaluar la fuerza de corte que se desarrolla en las uniones de segmentos de vigas armadas” [1]

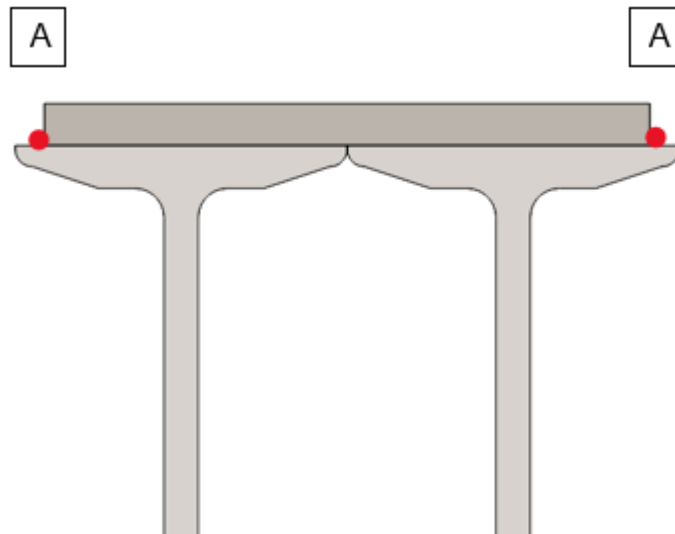


Figura 31 Zona de cálculo flujo cortante viga

El análisis del flujo entonces se realizará para el filete de soldadura que se extiende longitudinalmente desde los puntos **A**, entonces se determina este como:

$$q = \frac{V * Q}{I} = \frac{Vu * A' * Y'}{I_{xx}}$$

Tabla 35 Parámetros específicos para el cálculo del flujo de corte de la viga

Sección transversal del segmento conectado	A'	36,02 cm ²
Distancia al eje neutro desde centro de A'	Y'	157,8 mm

El flujo de corte obtenido es entonces $q = 6,26 \text{ kN/cm}$; siendo que la ecuación tiene en cuenta una sola línea de flujo, la resistencia mínima necesaria de nuestro cordón de soldadura será $q' = \frac{q}{2} = 3,13 \text{ kN/cm}$.

Soldadura J.2

Dado que ya se estableció la resistencia mínima necesaria, así como el tipo de soldadura y el material de aporte, podemos directamente de la tabla J.2.5 resistencia de diseño según el tipo de soldadura, saber cuál es el criterio de resistencia que domina nuestra junta, como vemos a continuación entonces:

Tipo de fuerza y dirección ^(a)	Material crítico	Factor de resistencia ϕ	Resistencia nominal F_{nBM} o F_{nw}	Área efectiva A_{BM} o A_{we}	Nivel de resistencia requerida del material de aporte ^{(b) (c)}
SOLDADURAS DE FILETE					
Corte en el área efectiva	Base	Gobernado por la Sección J.4			Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible.
	Electrodo	0,60	0,6 F_{EXX}	Ver J.2.2a	
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura	La tracción o compresión en las partes unidas, paralela al eje de la soldadura, no necesita ser considerada en el dimensionado de la unión soldada.				

Figura 32 CIRSOC 301 cálculo de resistencia soldadura filete

Por lo tanto, la resistencia de diseño de uniones soldadas J.2.4

$$\phi Rn = 0,6 * (0,6 * F_{exx} * A_{we} * 0,1)$$

El área efectiva del metal de aporte se obtiene como el producto entre la longitud efectiva del cordón y el espesor normal de la garganta.

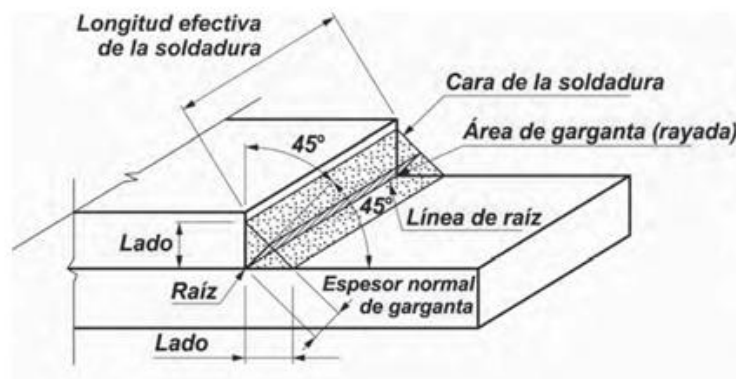


Figura 33 CIRSOC 301 diagrama para determinar área efectiva

Es necesario entonces conocer el cateto del filete el cual según la norma se establece el lado mínimo necesario para la soldadura según el espesor de la pieza más gruesa, se consideró para esto el espesor de la placa $t=15,8 \text{ mm}$ lo cual nos indica según **tabla J.2.4** que nuestro cordón de soldadura tendrá un cateto mínimo de **6mm**.

Entonces:

Tabla 36 Parámetros geométricos soldadura platinas - viga

Lado del cateto	Lc	7 mm
Espesor normal de garganta	e	4,94 mm
Longitud efectiva ²	Le	2480 mm
Área efectiva del metal base	Awe	122,75 cm ²

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 37 Resultados resistencia de diseño soldadura

	ϕR_n	R_u
J.2.4	2121,18 kN	/
Resistencia de diseño por longitud	8,55 kN/cm	$\geq 3,13 \text{ kN/cm}$

Se consideró la utilización de un filete intermitente, para esto, según el reglamento es necesario que cada filete alcance la resistencia mínima necesaria por la unión.

La longitud mínima necesaria del filete es:

$$\frac{\text{Resistencia necesaria}}{\text{Resistencia de diseño por longitud}} = \frac{776,24 \text{ kN}}{8,55 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}} = 908 \text{ mm}$$

² La longitud efectiva es menor que la longitud total de la viga ya que se consideró el espacio necesario para la soldadura entre placa de anclaje y viga, también es posible cerrar todo el cordón de soldadura de esta manera

La norma impone también la separación máxima que puede utilizarse la cual no debe superar los 250 mm haciendo que la soldadura por filete no sea práctica de realizar.

Efectuando la soldadura con un lado de filete de **7 mm** se asegura que la unión tiene la suficiente resistencia de diseño, con un factor de ocupación de la resistencia de la junta por cordón de **36%**.

La soldadura que podría efectuarse a tope entre los perfiles no es necesaria desde el punto de vista de la resistencia, ya que con la soldadura de las platabandas se asegura una resistencia holgada y que se genere un cuerpo rígido que trabaje en conjunto; al analizar el flujo de corte en el punto de contacto entre las alas de los perfiles, debido que la fuerza aplicada pasa por el centro de la sección y por lo tanto por su centro de corte, esta se doblará sin torcerse y los dos perfiles no intentarán deslizarse entre sí.

4.5.1.1 Soldadura alma – placa

Para la unión de las vigas con sus respectivas placas de anclajes se usó el lineamiento propuesto por la guía de diseño AISC 4, la cual recomienda que, para la formación de la junta en placas resistentes a momento, en las zonas cercanas a las perforaciones se desarrolle una soldadura cuya resistencia sea equivalente a la resistencia a flexión que puede desarrollar el alma.

La fuerza que debe ser capaz de resistir la soldadura es entonces:

$$F_w = 0,6 * F_y * t_w * L_w$$

Donde L_w es la longitud del alma.

La resistencia de diseño de la soldadura para este caso de tracción perpendicular al eje de soldadura es:

$$\phi R_n = 0,75 * (0,6 * F_{exx} * A_{we})$$

De donde se despeja del área efectiva el ancho mínimo del cordón como:

$$w = \frac{0,6 * F_y * t_w}{0,6 * (0,6 * F_{exx} * 0,707) * 2}$$

Mientras que el ancho mínimo requerido por el cordón de soldadura para resistir el esfuerzo cortante es:

$$w_2 = \frac{V_u}{0,6 * (0,6 * F_{exx} * 0,707) * 2 * L_w}$$

Tabla 38 Resultados del cateto mínimo para la soldadura de filete del alma a la placa

<i>Cateto mínimo resistencia del alma</i>	<i>w</i>	<i>12 mm</i>
<i>Cateto mínimo resistencia a corte</i>	<i>w₂</i>	<i>6,8 mm</i>

El cateto recomendado por la guía de diseño es de un tamaño excesivo por lo tanto se decidió utilizar un cateto para la soldadura del alma de la viga a la placa de **8 mm**.

4.5.1.2 Soldadura alas – placa

Para formar la unión entre las alas de la viga y la placa de anclaje se utilizó la guía propuesta por AISC 4 expuesta a continuación:

1. Preparar el biselado a 45 grados de las alas a penetración completa
2. Colocar la placa y la viga con una abertura de raíz mínima
3. Precalentar los elementos según necesario y según los especificado por AWS³
4. Soldar las almas (1)
5. Soldar los filetes de respaldo de 5/16 in. (8 mm) en las alas. (2)
6. Pasada de raíz en la abertura del biselado (3)
7. Soldar las Alas

³ Debido al tipo de acero utilizado, el cual se considera soldable no es necesario un precalentamiento para realizar la unión.

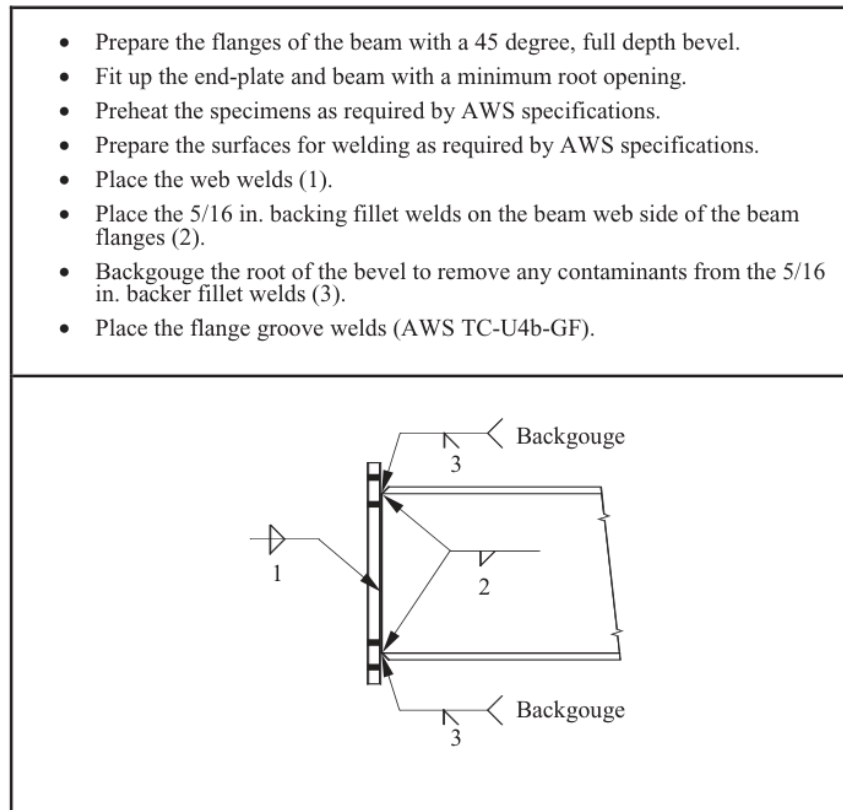


Fig. 2.10. Summary of recommended welding procedure.

Figura 34 DG4 Procedimiento recomendado para soldadura de placa a alas

4.5.2 Formación de las columnas

Para la formación efectiva de las columnas se dispuso efectuar una soldadura a tope de penetración parcial, usando una junta precalificada por la norma AWS D1.1, se seleccionó la junta BC-P2-GF, a continuación, se muestra la tabla de detalles de la junta la cual incluye los parámetros geométricos mínimos que se deben tener para cumplir con la norma.

Soldadura en ranura en V simple (2)
Junta a tope (B)
Junta en esquina (C)

TODAS LAS DIMENSIONES EN mm

Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor del metal base (U = ilimitado)		Preparación de la ranura			Posiciones de soldadura permitidas	Tamaño de la soldadura (E)	Notas
		T ₁	T ₂	Abertura de la raíz Cara de la raíz Ángulo de la ranura	Tolerancias				
					Según detalle (véase 3.12.3)	Según acoplamiento (véase 3.12.3)			
SMAW	BC-P2	6 mín.	U	R = 0 f = 1 mín. α = 60°	+2, -0 +U, -0 +10°, -0°	+3, -2 ±2 +10°, -5°	Todas	S	b, e, f, j
GMAW FCAW	BC-P2-GF	6 mín.	U	R = 0 f = 3 mín. α = 60°	+2, -0 +U, -0 +10°, -0°	+3, -2 ±2 +10°, -5°	Todas	S	a, b, f, j
SAW	BC-P2-S	11 mín.	U	R = 0 f = 6 mín. α = 60°	±0 +U, -0 +10°, -0°	+2, -0 ±2 +10°, -5°	F	S	b, f, j

Figura 35 AWS D1.1 Proceso precalificado para soldadura de penetración parcial

Para nuestro caso:

Tabla 39 Parámetros dimensionales de la soldadura de la columna

T ₁	16,2 mm
α	60°
R	0
S	8 mm
f	8,2 mm

Donde la resistencia de diseño a corte que se obtuvo usando la ecuación anterior presentada para la viga, siendo el área $A_{we} = S \cdot L = 280 \text{ cm}^2$ es $\phi R_n = 4838,82 \text{ kN}$ o

$$\phi R_n' = 13,82 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Se analiza ahora el flujo de corte como se hizo para la formación de la viga; el esfuerzo sobre la columna es **Vu=35 kN**

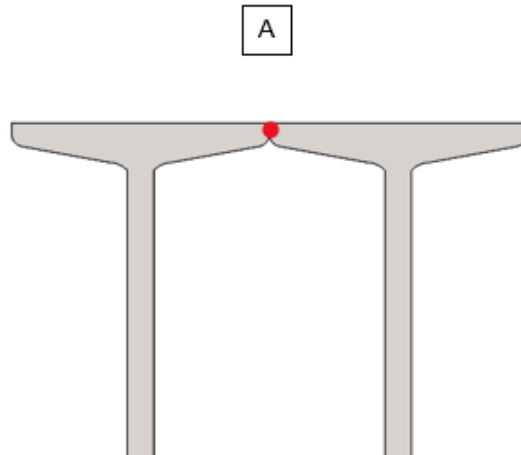


Figura 36 Zona de estudio de flujo de corte columna

$$q = \frac{V * Q}{I} = \frac{Vu * A' * Y'}{I_{xx}}$$

Donde:

Tabla 40 Parámetros específicos para el cálculo del flujo de corte de la columna

Sección transversal del segmento conectado	A'	69 cm ²
Distancia al eje neutro desde centro de A'	Y'	150 mm

El flujo de corte obtenido es entonces **q = 1,82 kN/cm** ; siendo que la ecuación tiene en cuenta una sola línea de flujo, entonces la resistencia mínima necesaria de nuestro cordón de soldadura será **q' = $\frac{q}{2}$ = 0,91 kN/cm**.

Se observa entonces que los parámetros y la junta elegida cumplen ampliamente los requisitos de resistencia necesarios para la columna.

Para el caso de la unión soldada de la placa base y de los perfiles, el cateto mínimo necesario para el filete se dimensionará en base a la misma ecuación que se utilizó para la unión entre placa de anclaje y viga, de manera que:

$$wbp = \frac{Vubp}{0,6 * (0,6 * Fexx * 0,707) * 4 * L}$$

Se consideró a la longitud de la soldadura como el perímetro exterior de la sección de la columna, es decir, se practicará la soldadura todo alrededor.

Tabla 41 Consideraciones para la realización de la soldadura entre placa base y columna

$Vubp$	532 kN
L	980 mm

Se obtiene entonces como cateto mínimo para el filete de soldadura **wbp = 2 mm**; el valor que se obtuvo es menor al recomendado por la norma, por lo tanto, siguiendo los lineamientos de CIRSOC, se selecciona como tamaño de filete **wbp = 6mm**.

4.6 Auxiliares

Se diseñaron los anclajes del transductor de fuerza y de las “patas” de refuerzo para posibles efectos de vuelco, directamente mediante CA y se verificaron en el mismo software mediante elementos finitos.

4.6.1 Anclaje transductor

El transductor de fuerza seleccionado por el LEMEJ es el U10M with foot adapter de **250 kN** calibrado al **200%**, es decir que permite su uso hasta los **500 kN**.



Figura 37 Transductor de fuerza U10M - With Foot Adapter

Este posee distintos métodos de anclaje a la estructura, mediante la corona de bulones o mediante la rosca central; en este caso se utilizará la rosca central con un conector de ojo propietario del transductor de fuerza el cual irá conectado mediante un eje al anclaje que se diseñó en esta sección.

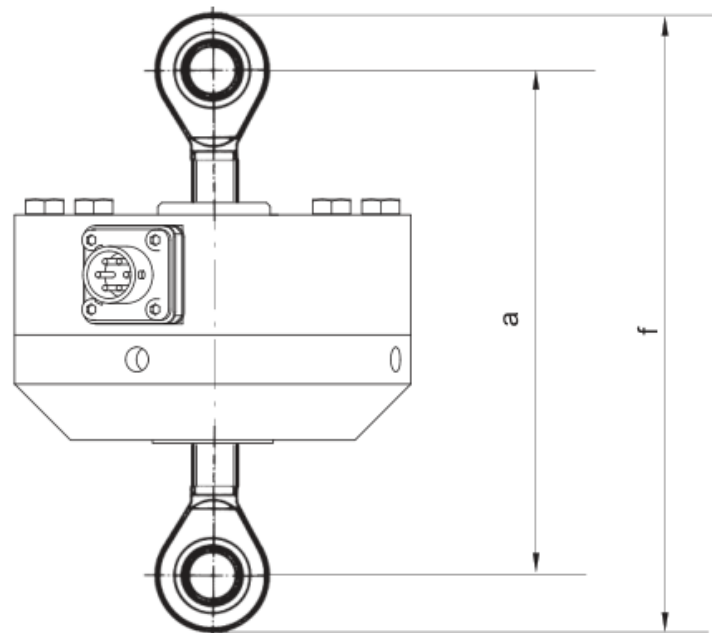


Figura 38 Esquema del transductor de fuerzas con ambos anclajes de ojo

Para este diseño se tuvo en cuenta que el diámetro del ojo es de **60 mm** y necesita de una luz de **3 mm** según especifica el manual, por lo tanto, se necesitará una perforación de **63 mm** pasante en el anclaje; también es necesario que la distancia horizontal entre ojo y anclaje sea lo más chica posible de esta manera el esfuerzo producido por el actuador se transmitirá directamente como un esfuerzo axial minimizando la flexión. Con estas consideraciones diseñamos un anclaje de **acero SAE 1020** capaz de resistir los esfuerzos producidos por la carga de compresión y que los pueda redistribuir a la viga sin generar una condición de concentración de esfuerzo que no se haya contemplado anteriormente.

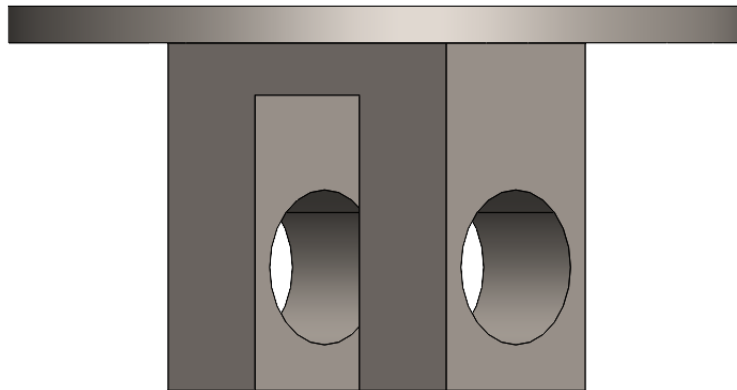


Figura 39 Pieza de anclaje modelada, SolidWorks

Para la condición de carga mayorada, donde se distribuyó la fuerza en dos componentes de **400 kN** cada una y se aplicó a una sección de la parte superior de la perforación de **45 °**, vemos que el anclaje tiene la resistencia suficiente y la tensión queda por debajo del límite elástico del material.

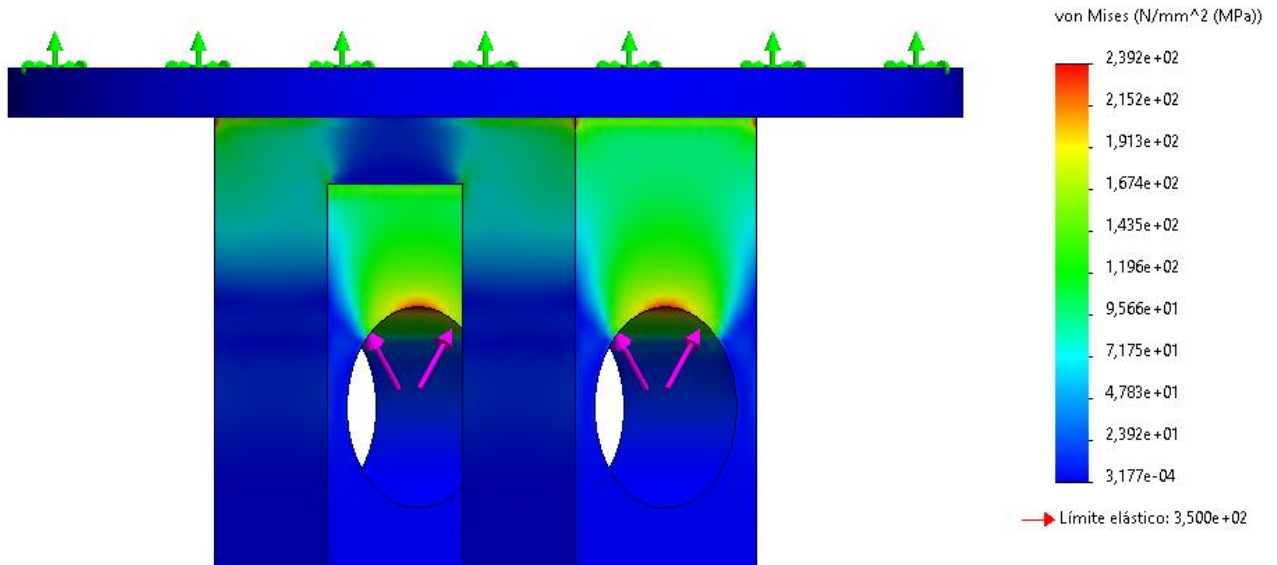


Figura 40 Estudio de tensiones pieza de anclaje

Se diseñó el pasador para la conexión del anclaje como un tubo estructural de acero aleado SAE 4140. Siendo que el radio exterior queda limitado por las condiciones de tolerancia, (agujero H7, eje f7), que se encuentran en el manual técnico del transductor, se dimensionó el espesor del tubo.

El pasador está sometido a dos planos de corte actuantes bajo la carga mayorada de **800 kN**, se estima entonces que el esfuerzo transversal para cada plano de corte es de **400 kN**.

Se estimó entonces el radio mínimo interior de nuestra sección tubular de la siguiente manera:

$$A_{min} = \frac{VuE}{0,6 * FyE}$$

$$A_{min} = \pi * (R^2 - r^2)$$

Tabla 42 Parámetros de cálculo eje

VuE	400 kN
FyE	750 MPa
R	30 mm
$Amin$	889 mm ²
r	24,83 mm

Es necesario entonces un radio interno $< r$; para garantizar una resistencia adecuada ante comportamientos que se contemplen en este análisis estático del pasador se determinó el radio mínimo $r = 22 \text{ mm}$ o un diámetro interior $Di = 44 \text{ mm}$.

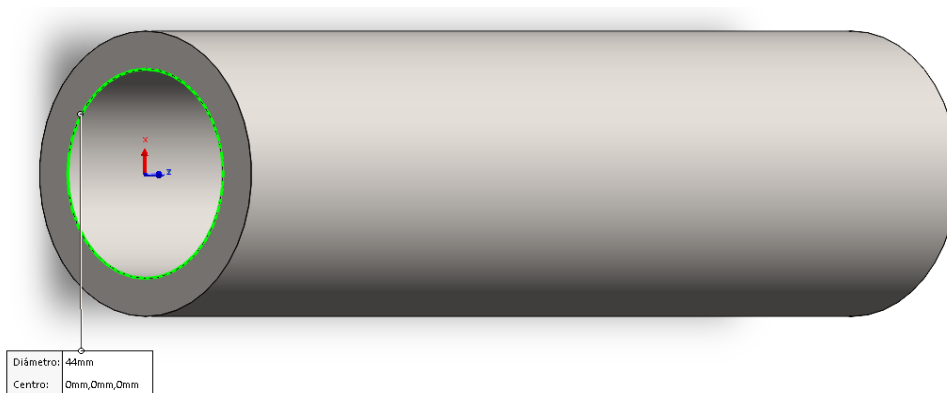


Figura 41 Modelo CAD del eje

Debido a la condición de dureza que el manual técnico recomienda (HCR 50) se propuso realizar un tratamiento térmico de templado y revenido para el eje.

Temple: Elevación de la temperatura hasta una temperatura de $850 \text{ } ^\circ\text{C} \pm 5 \text{ } ^\circ\text{C}$. Se requiere un tiempo de mantenimiento a temperatura para garantizar la transformación microestructural completa y homogénea en todo el espesor de la pared, se recomienda un tiempo de 45 minutos.

Enfriamiento: Extracción rápida del horno y agitación en baño de aceite.

Revenido: Luego de que la pieza alcance una temperatura cercana al ambiente, alrededor de 60 ° C, se debe ingresar al horno de revenido. La temperatura de revenido se fija de manera tal que garantice una dureza lo más cercana a la recomendada por el manual técnico, por lo tanto, se recomienda un revenido de baja temperatura de 250 °C a 300 °C.

4.6.2 Soporte lateral

El diseño de los soportes laterales es un extra para garantizar la estabilidad lateral del pórtico; esto se pensó para resistir posibles efectos de vuelcos y excentricidades que se puedan generar durante la operación y se componen de una escuadra formada por los perfiles **IPE 200**, los cuales están presentes en el laboratorio, y de la placa base de las columnas.

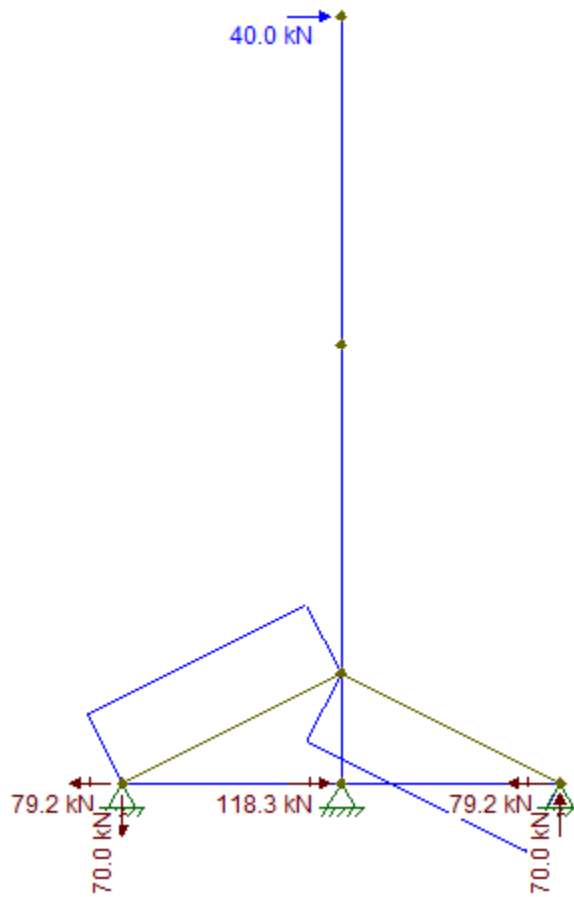


Figura 42 Reacciones pertinentes a posible vuelco de la estructura

Se idealizó una carga de **40 kN** actuante sobre la parte superior del pórtico la cual causaría excentricidad; con los valores de las reacciones utilizamos el software provisto por Hilti.

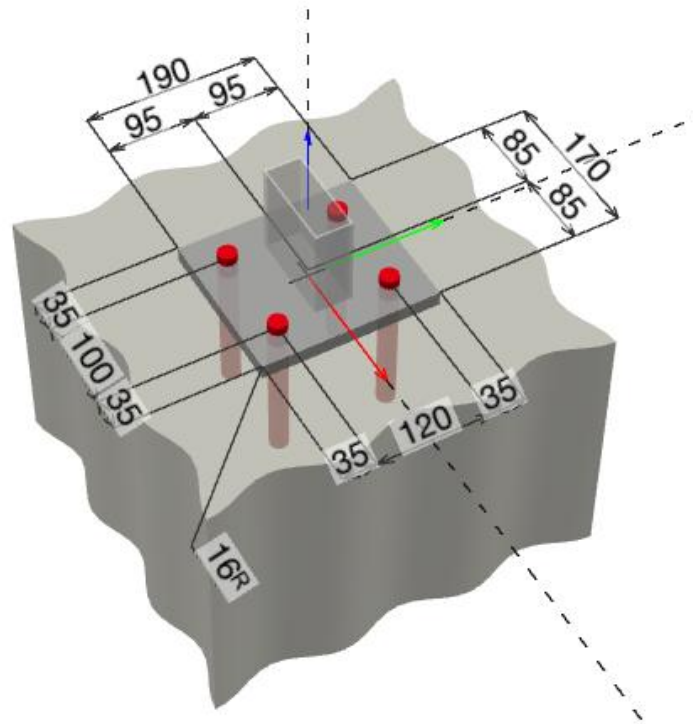


Figura 43 Placa base para soportes laterales obtenida mediante Profis Engineering de Hilti

Se obtuvo entonces una placa base del mismo espesor que la placa de las columnas con **4 perforaciones M20** con una profundidad de anclaje **hef = 150 mm**.

Tabla 43 Resumen de resultados placa base soporte laterales

Largo	N	170 mm
Ancho	B	190 mm
Espesor de placa	tbp	15,875 mm
Diámetro varilla roscada	dr	M20
Profundidad de anclaje	hef	150 mm
Grado varilla roscada	G	5.8

La configuración final de los soportes laterales queda definida como se muestra en la siguiente imagen

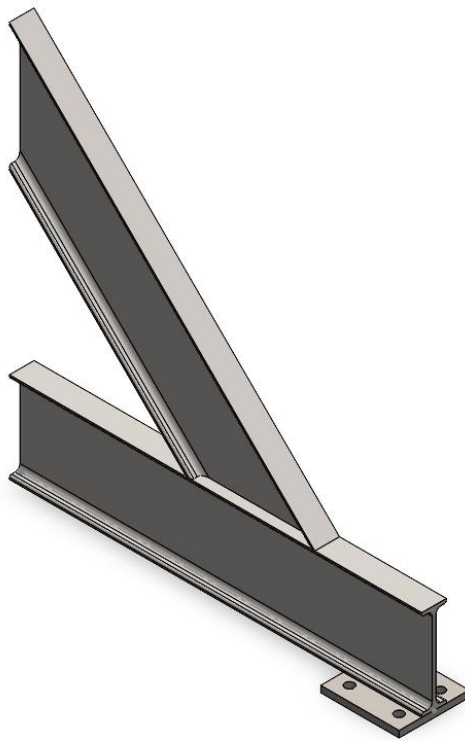


Figura 44 Modelo de soporte lateral, SolidWorks

5 Simulación FEA

Para la etapa final del proyecto, se empleó el módulo de simulación de SolidWorks (SolidWorks Simulation). Si bien este entorno CAD se utilizó transversalmente para el modelado geométrico de los componentes, en esta instancia se aplicó el Método de Elementos Finitos (FEA) para evaluar el comportamiento estructural del conjunto bajo carga. Aunque el cálculo analítico demostró que la estructura satisface las verificaciones reglamentarias frente a las cargas mayoradas, la simulación numérica resulta un procedimiento fundamental. Esta herramienta permite validar el modelo matemático tridimensional, identificar concentraciones de tensiones locales en las uniones y visualizar el campo de deformaciones reales de la estructura en servicio.

Para poder realizar los estudios en cuestión se tuvo que simplificar la sección de la columna, debido a las restricciones que la simulación de conectores impone, es decir, se necesita dos circunferencias concéntricas, se eliminó la pendiente característica del perfil

IPN, se aproximó lo más posible el valor final de rigidez de dicha sección al de tabla, de manera que los cálculos de tensión y desplazamiento no se vean afectados en gran medida. No queda excluido en este análisis la posibilidad de modificar el ensamblaje final.

5.1 Modelo y Detalles

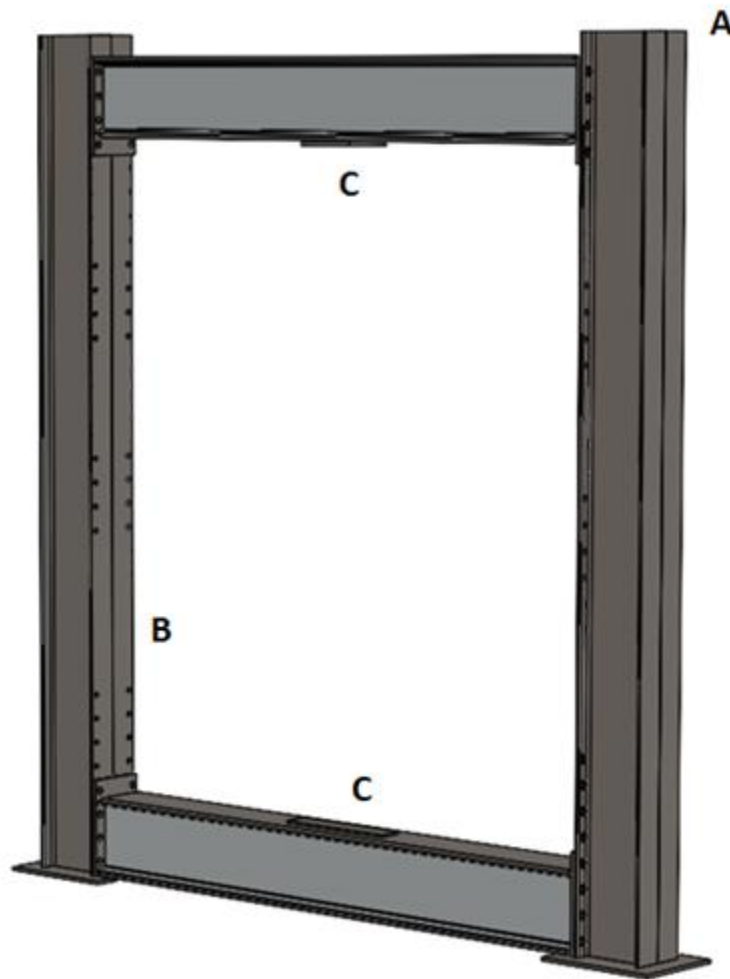


Figura 45 Conjunto completo para simulación FEA, con detalles

Lista de Detalles:

A: Se observa la diferencia entre el perfil que se utilizó para la simulación y el perfil real de la columna, esta modificación fue necesaria debido a las limitaciones que surgieron durante la simulación.

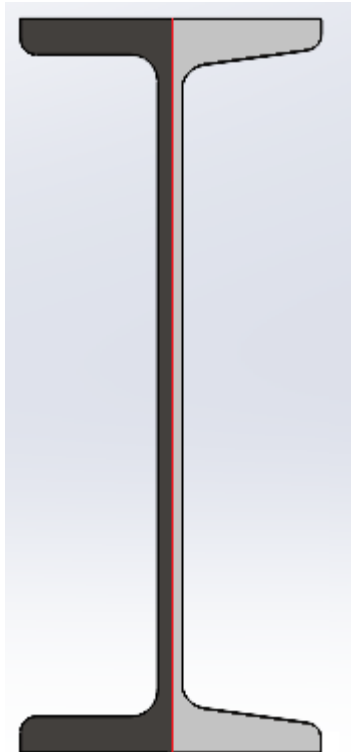


Figura 46 Diferencias entre Perfil utilizado en la simulación (izquierda) y un IPN real (derecha)

Tabla 44 Parámetros geométricos de los perfiles

	<i>A</i>	<i>I_{xx}</i>
<i>Perfil simulación</i>	72.79 cm ²	9781.29 cm ⁴
<i>Perfil real</i>	69 cm ²	9785.10 cm ⁴

Resulta entonces que tenemos una diferencia entre los momentos de inercia de **0,1%**, un valor despreciable que no afecta los resultados finales de la simulación.

B: Se redistribuyeron las perforaciones de la columna de manera tal que la viga inferior pueda apoyar en la base de la placa y reposicionarse verticalmente, para la viga superior

se dejaron **15 cm** de la punta de la columna al centro de la primera perforación para permitir la transmisión de los esfuerzos aplicados. Se decidió tener 3 posiciones posibles para la viga superior espaciadas **40 cm** entre sí.

C: Las placas de aplicación de fuerza son un compromiso entre el efecto de la carga aplicada en la realidad y lo que es posible simular; para la viga inferior se eligió distribuir la fuerza de manera más “bondadosa” debido a que en esta no se producirá la misma concentración de fuerza que en la viga superior debido al actuador.

Tabla 45 Materiales utilizados para los distintos elementos

	ASTM A36	SAE 1020 CD	SAE 1045
<i>Perfiles</i>	X		
<i>Platinas</i>	X		
<i>Placas de anclaje</i>		X	
<i>Placa base</i>		X	
<i>Arandelas</i>			X

5.1.1 Parámetros de simulación

Las interacciones entre componentes son de unión rígida entre los elementos que los componen, es decir que las columnas y las vigas actúan como componentes rígidamente unidos entre sí, pero no entre ellos; para la interacción entre estos se definió la interacción de contacto sin penetración con el coeficiente de rozamiento activado, establecido en 0,3 como el estipulado por la norma.

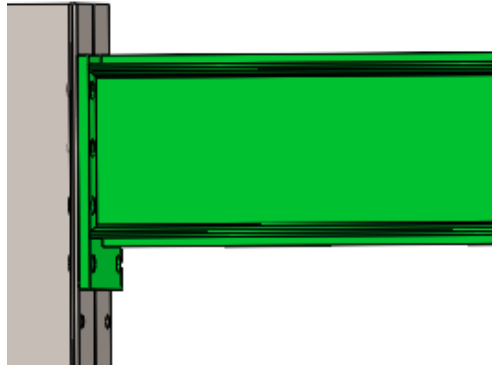


Figura 47 Visualización de interacción de cuerpo rígido (Verde)

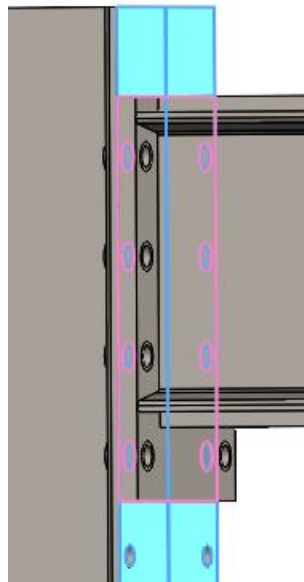


Figura 48 Visualización de interacción local entre superficies en contacto

Los bulones se simularon mediante el uso de la función conector virtual, se establecieron en este los parámetros necesarios que se desarrollaron anteriormente; para esta primera simulación se utilizaron los bulones **M20** con un pretensado de **178 kN** como norma.

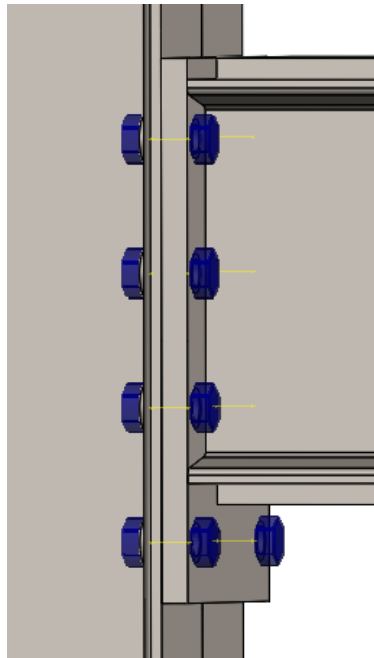


Figura 49 Visualización de conectores y conexión viga-columna

Se seleccionó como tipo de conexión del bulón el de tipo distribuido la cual tiene en cuenta el área de la tuerca y de la cabeza del bulón para la transmisión de los esfuerzos, esto sirve para desarrollar un comportamiento real bajo la arandela.

Las cargas aplicadas son de **500 kN** distribuidas en todo el elemento de cada placa de aplicación de fuerza.

DetallesTipo de malla	Malla sólida
Mallador utilizado	Malla basada en curvatura
Puntos jacobianos para malla de alta calidad	16 puntos
Tamaño máx. de elemento	56,5487 mm
Tamaño mín. de elemento	11,3097 mm
Calidad de malla	Elementos cuadráticos de alto orden
Número total de nodos	1250216
Número total de elementos	712907
Cociente máximo de aspecto	25,607
Porcentaje de elementos con cociente de aspecto < 3	92,8
Porcentaje de elementos con cociente de aspecto > 10	0,0776
Porcentaje de elementos distorsionados	0
Número de elementos distorsionados	0
Mallar de nuevo las piezas fallidas de forma independiente	Desactivar
Tiempo para completar la malla (hh:mm:ss)	00:00:34
Nombre de computadora	

Figura 50 Detalles del mallado

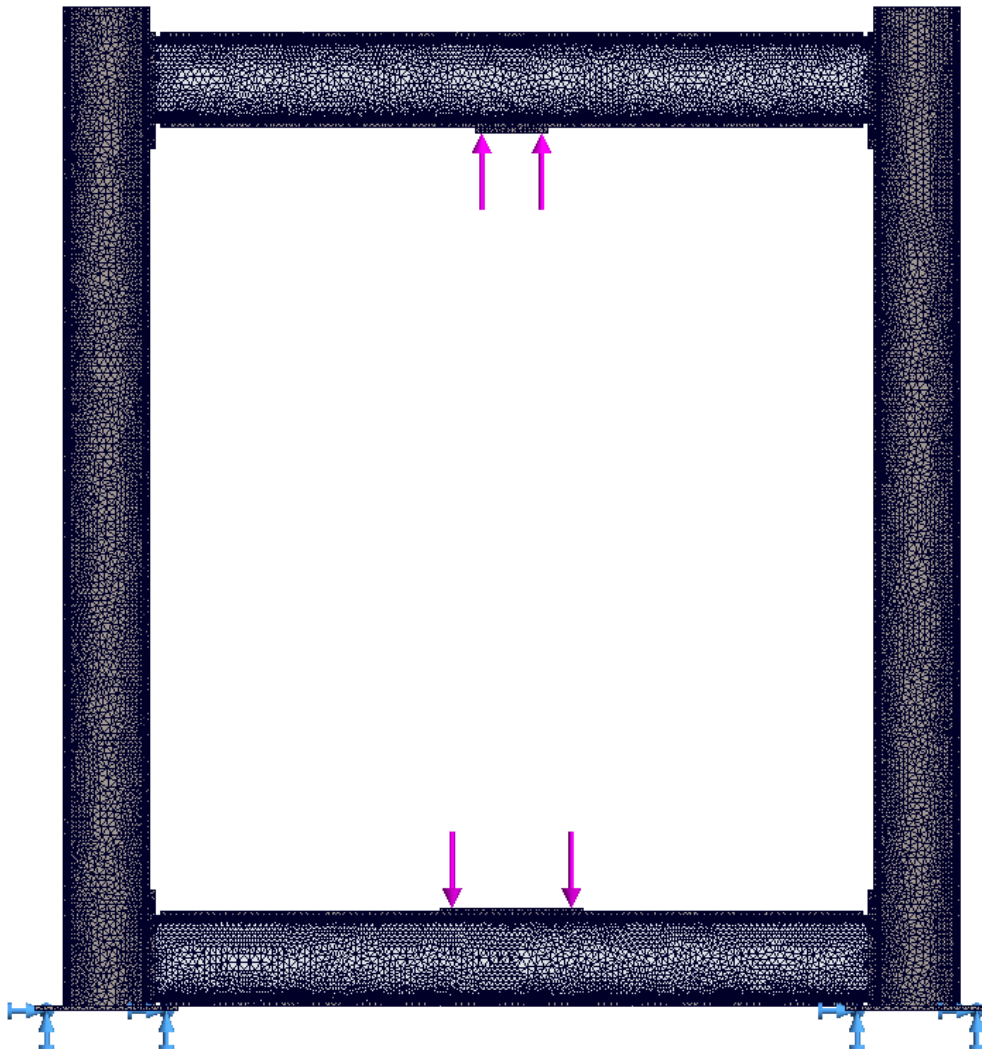


Figura 51 Visualización de mallado

5.2 Resultados de simulación

Se muestran a continuación los resultados de la simulación; como primer resultado de conjunto se observa que los valores de tensión que se desarrollan en todo el pórtico están muy por debajo del límite elástico del ASTM A36, el cual debido a su resistencia es nuestro factor limitante

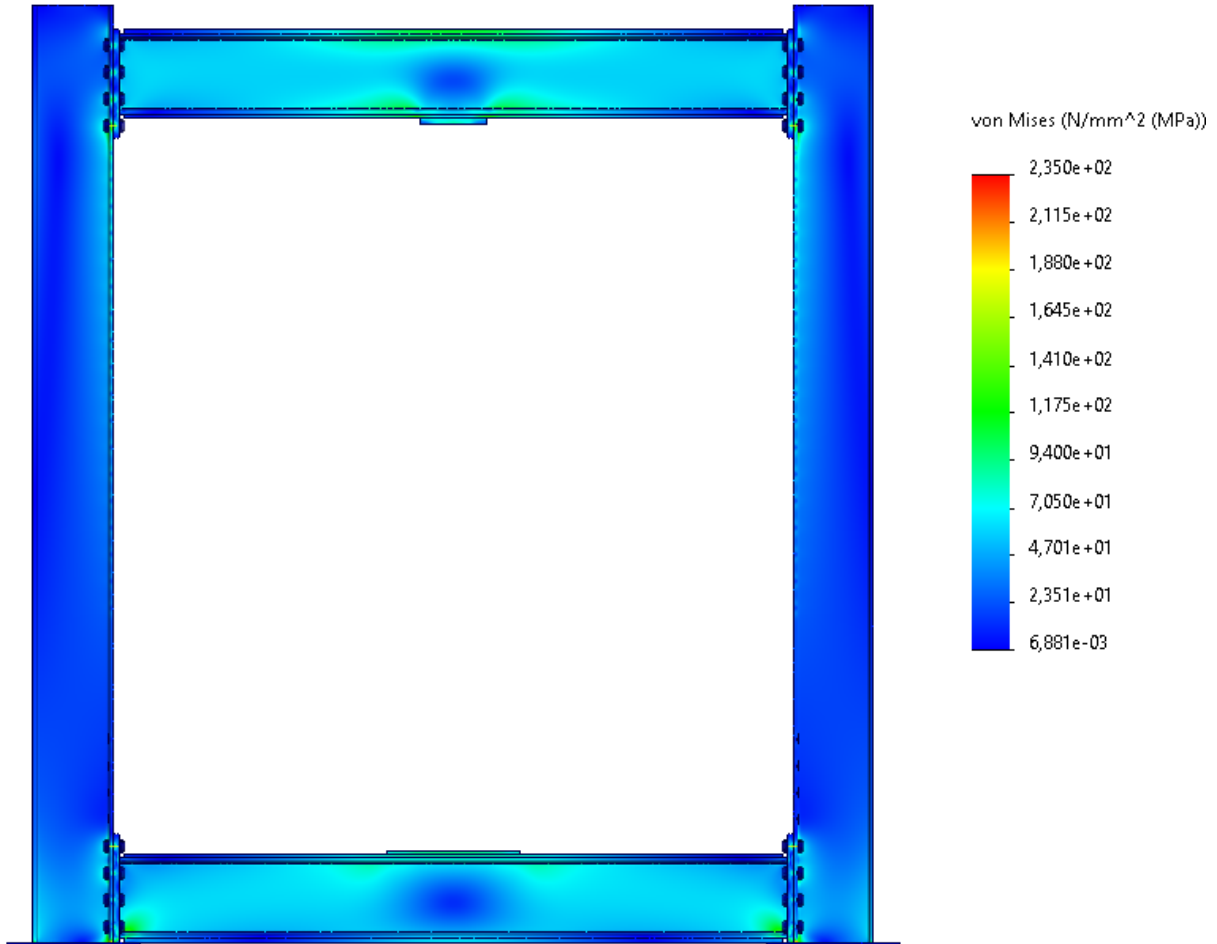


Figura 52 Resultados de tensiones equivalentes en el pórtico

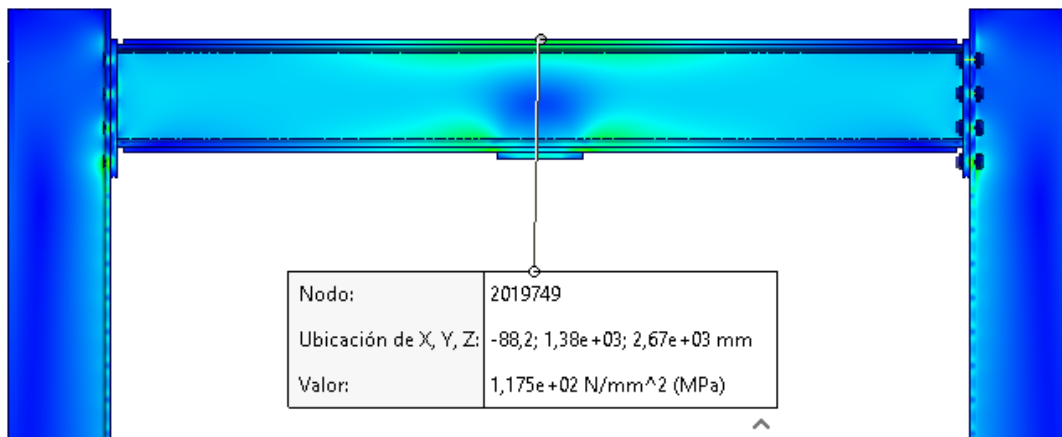


Figura 53 Resultado en el punto más solicitado de la estructura según cálculo analítico

La tensión que se desarrolla en el punto más solicitado es menor que la mitad de la tensión permisible impuesta a **250 MPa**.

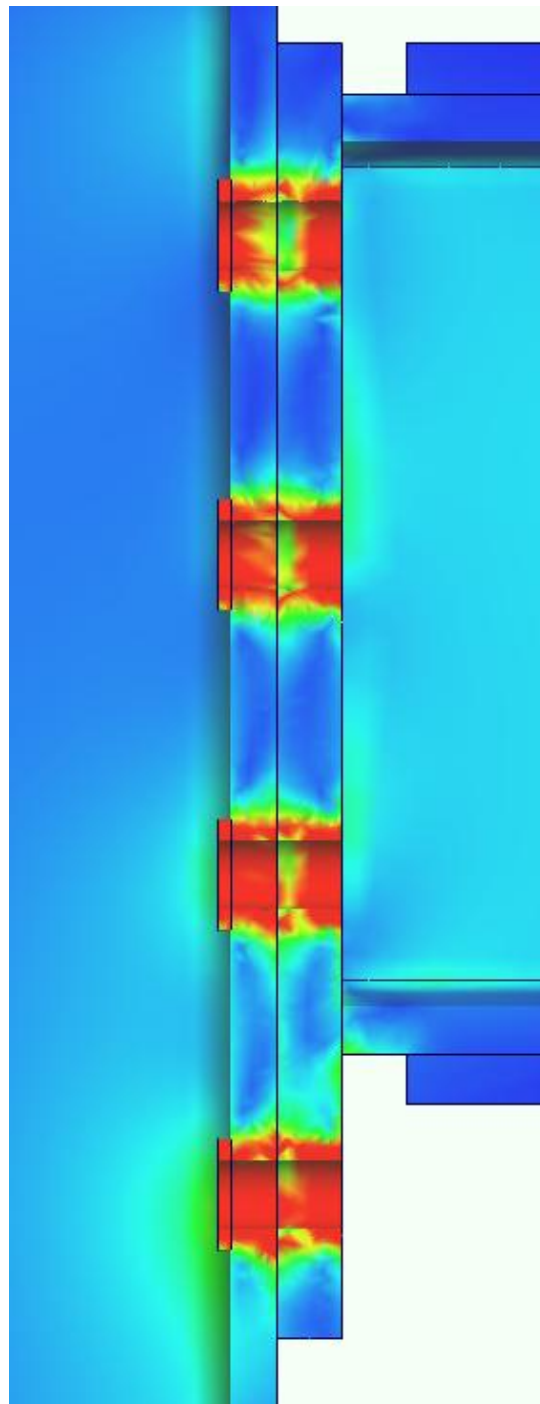


Figura 54 Visualización de tensión desarrollada en la junta debido a la precarga

En esta vista en corte se puede observar como el pretensado de los bulones genera unas tensiones superiores a la admisible, aun cuando se coloca la arandela endurecida

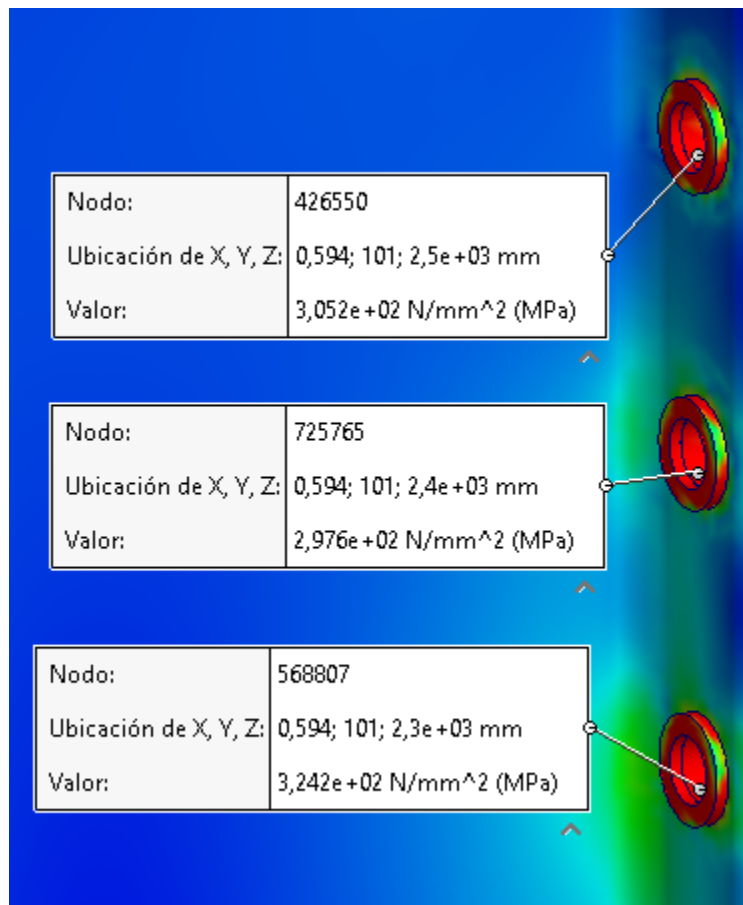


Figura 55 Tensiones desarrolladas en el ala de la columna en los puntos próximos a la arandela

Se aprecia que los valores más cercanos al borde de la arandela superan el límite elástico y se empiezan a acercar a los valores últimos de resistencia para el material; consideramos que esta situación es evitable debido a que las fuerzas calculadas respecto a las que actúan en los conectores, quedan sobredimensionadas cuando se tienen en cuenta los efectos de rozamiento entre viga-columna.

Se calculó inicialmente a los bulones para que resistan un corte de **50 kN** cada uno, lo cual, debido a la interacción entre tracción y corte, dejaba la resistencia al borde de lo permisible.

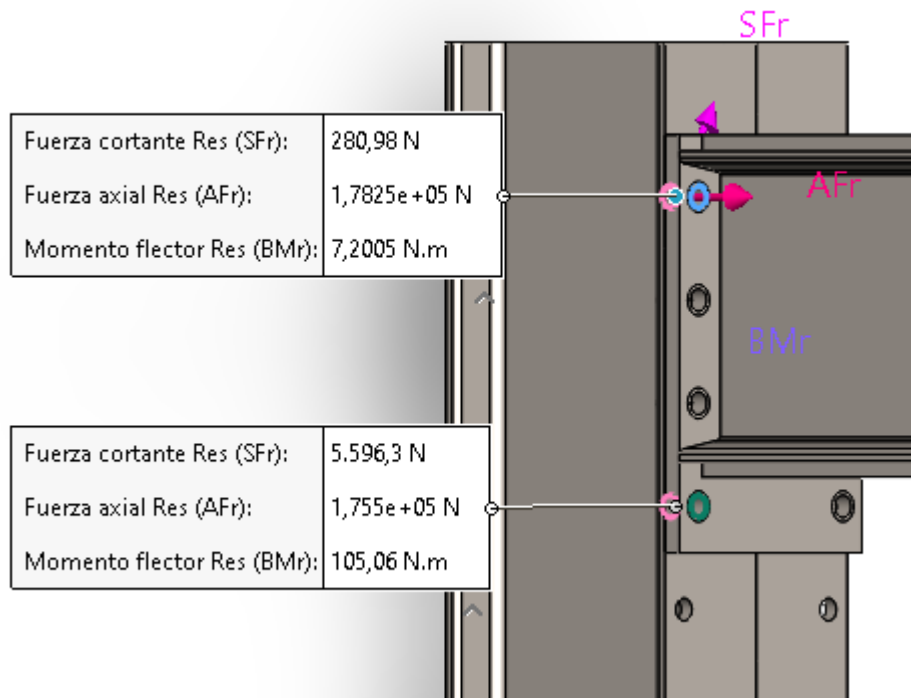


Figura 56 Fuerzas resultantes en los conectores, más solicitado y menos solicitado

Se observa que el corte máximo al cual está sujeto el conector inferior, en la zona más desfavorable de la conexión, es de **5 kN** mientras que el momento flector resultante que se genera debido a los efectos de flexión de la placa, quedan muy por debajo de la resistencia calculada para la conexión de los bulones, la cual se calculó a **200 kN**. Debido a estos factores se decidió optar por utilizar en el montaje final bulones de tamaño **M18** con una placa de anclaje de espesor **t=18 mm**. A continuación, se presentan los resultados obtenidos debido a este cambio.

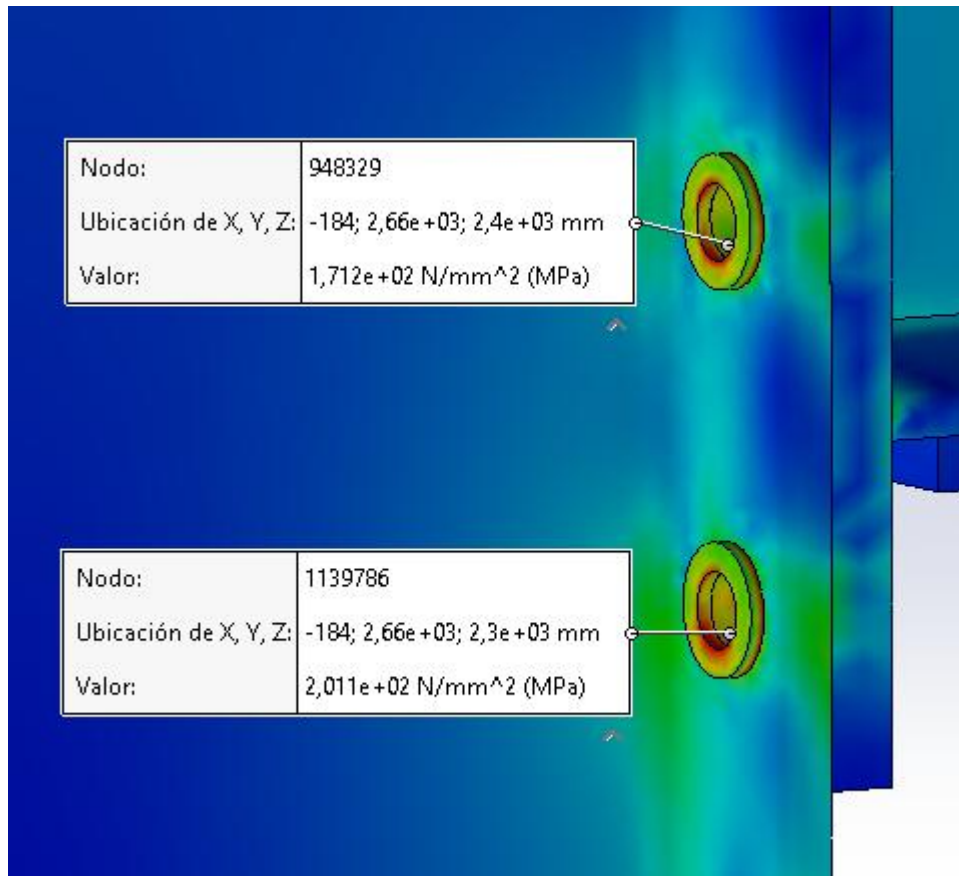


Figura 57 Tensiones desarrolladas en el ala de la columna en los puntos próximos a la arandela con la pretensión del bulón M18

Al cambiar los conectores, los cuales ahora poseen un valor de pretensado mínimo según la norma de **140 kN** respecto a los **178 kN** de un **M20**, las tensiones que se generan en el interior de la perforación quedan por debajo del límite elástico del material evitando posibles deformaciones permanentes en las alas de la columna.

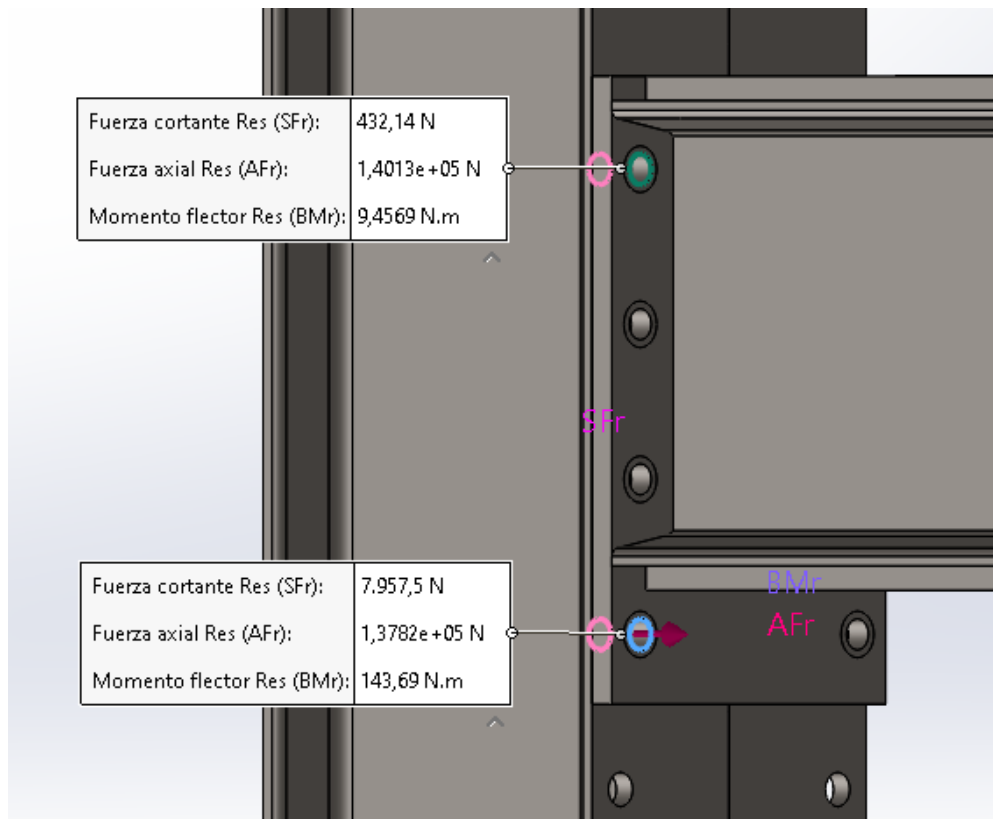


Figura 58 Fuerzas resultantes en la junta con M18

Las resultantes en los conectores **M18** varían debido a la menor fuerza de pretensado, los valores que se generan siguen estando muy por debajo de los esfuerzos con los cuales se dimensionaron. Se descartó en principio el conector **M18** debido a que la resistencia al momento que ofrecía la junta era de **177 kN*m**, siendo la encontrada por software de **192 kN*m**; se concluyó, que gracias a la simulación se pudo optimizar el tamaño de los conectores y de la placa evitando así efectos secundarios indeseados, esto demuestra la utilidad y necesidad del uso de herramientas CAD/CAE.

Se vuelve a mencionar que la calidad del bulón que se utilizará para el anclaje no ha cambiado y sigue siendo 10.9.

5.2.1 Deflexión

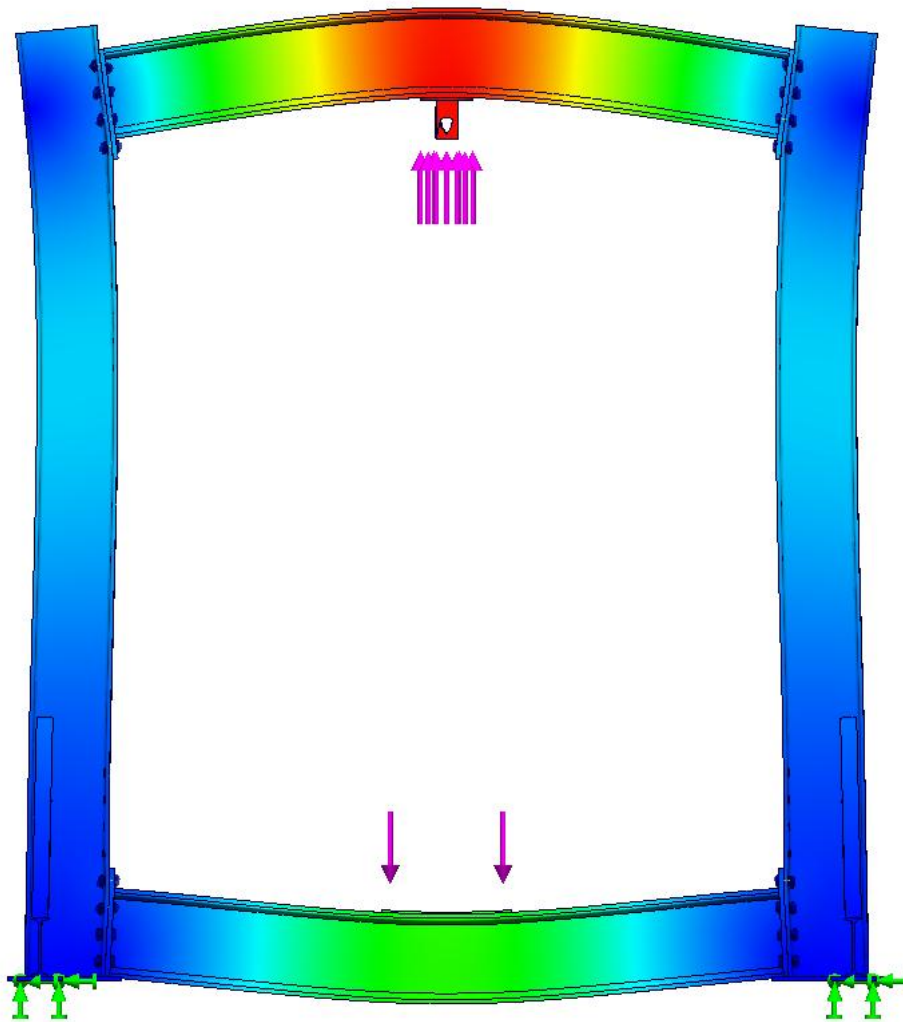


Figura 59 Resultado deflexión

Se analiza ahora el resultado de la deflexión que se produce al trabajar a la máxima capacidad de carga del actuador, es decir **500 kN**.

Los valores del resultado quedan fuera del límite de deflexión impuesto anteriormente, esto era de esperarse ya que el cálculo se efectuó con una idealización de la realidad donde se tiene la viga doblemente empotrada de manera perfecta, lo cual queda muy lejos de la realidad de nuestra estructura. Es posible lograr la condición de deflexión

impuesta, para esto se necesitaría simplemente una viga de gran rigidez, la cual por las otras restricciones impuestas en el proyecto es algo imposible.

Entonces los valores resultantes de la deflexión quedan fuera de la condición de deformación ideal impuesta al principio, presentando una deformación total vertical de **Urestotal = 4,07 mm**, mientras que las deformaciones horizontales de la columna no superan el **1 mm**.

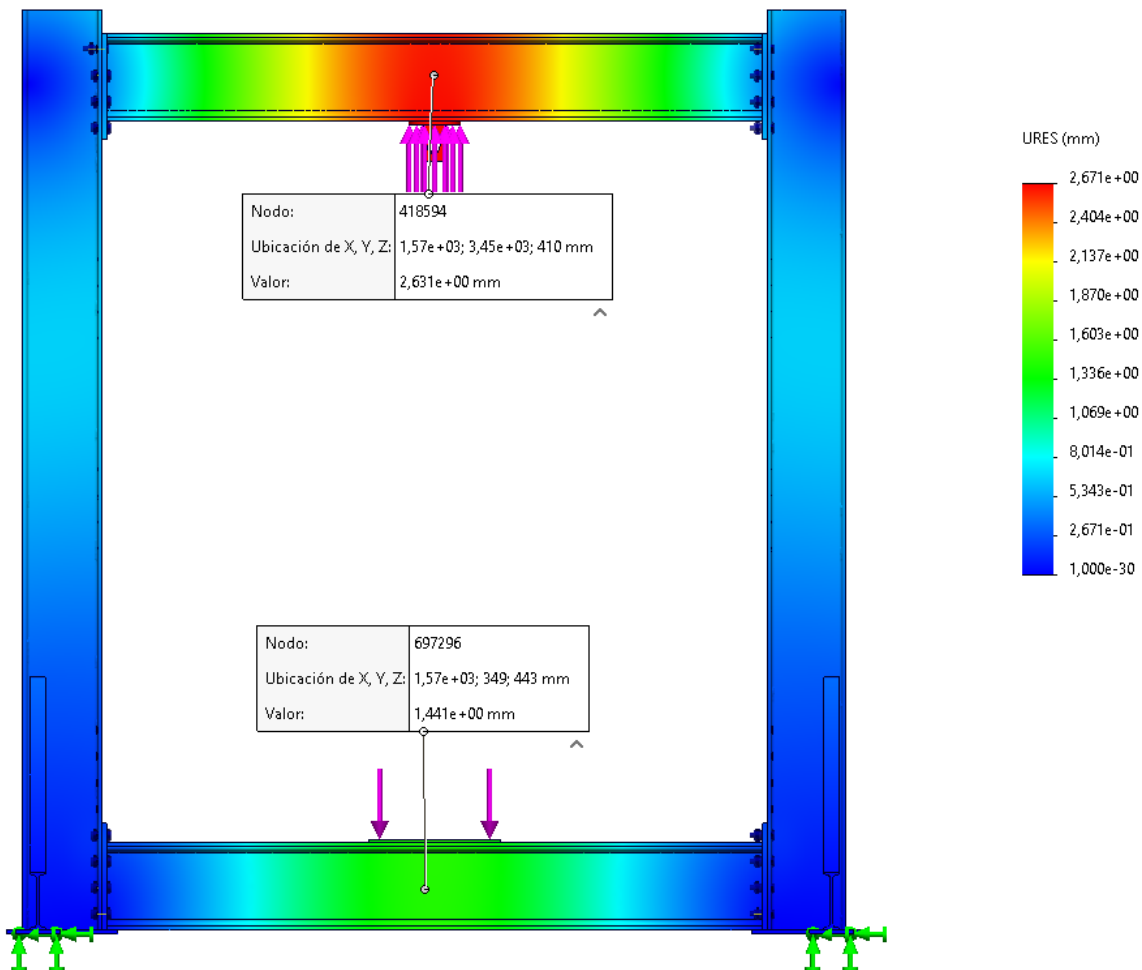
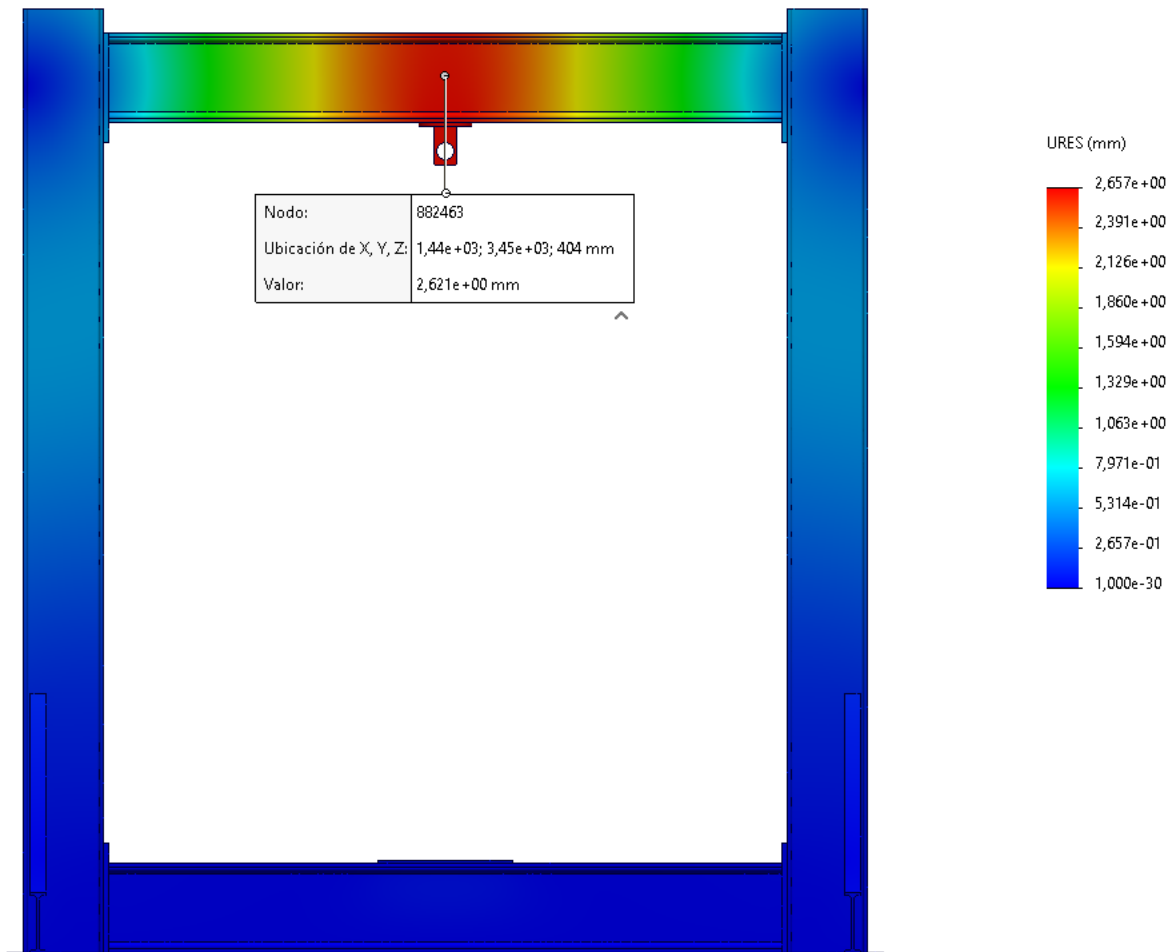


Figura 60 Detalle deformación

Se considera entonces esta deformación total dentro de un rango de valores aceptable siendo que, ante los distintos casos de ensayos se tendrán situaciones donde las probetas se ensayarán a ruptura y/o su deformación superara ampliamente la desarrollada en el pórtico debido al actuador.

Por último, se tuvo en cuenta que la viga inferior puede considerarse que, en la mayoría del tiempo de trabajo estará apoyada sobre el piso el cual es considerado indeformable de tal manera, eliminando la deformación presente en la columna inferior nuestra **Urestotal = 2,621 mm**, teniendo una diferencia del **4%** con el criterio impuesto anteriormente.



6 Selección hidráulica

Se presentan en esta sección los elementos hidráulicos que se han seleccionado de manera preliminar para la puesta en marcha del pórtico. Los elementos seleccionados cumplen con los requisitos de funcionamiento necesarios y son lo suficientemente accesibles como para no comprometer económicamente al laboratorio.

6.1 Central hidráulica

Para el funcionamiento del actuador se seleccionó una central hidráulica de 700 bar monofásica con un reservorio de 7 L. Se aclara que la manguera no tiene la longitud suficiente para utilizar la central con comodidad, será necesario sustituirla para la puesta en marcha del pórtico.



Figura 61 Render del vendedor de central hidráulica

Modelo	HHB-630A (220V)
Presion de trabajo bar	700 bar
Fuerza	0.75 kw
Caulda bajo	4.6 L/min
Caudal alto	0.6 L/ min
Capacidad de aceite	7 L
Largo (L)	305 mm
Ancho (B)	245 mm
Alto (H)	210 mm
Peso	21 Kg

Incluye manguera de largo 1,5 Mtrs

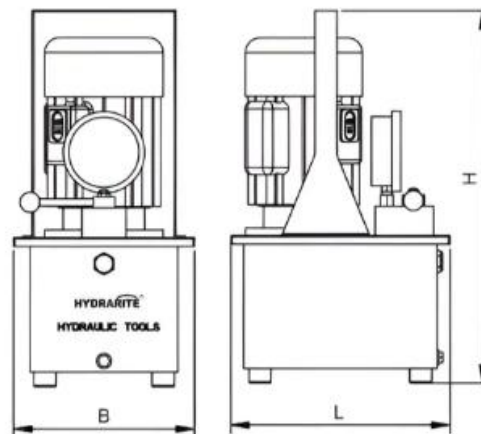


Figura 62 Parámetros técnicos central hidráulica

6.2 Actuador Hidráulico

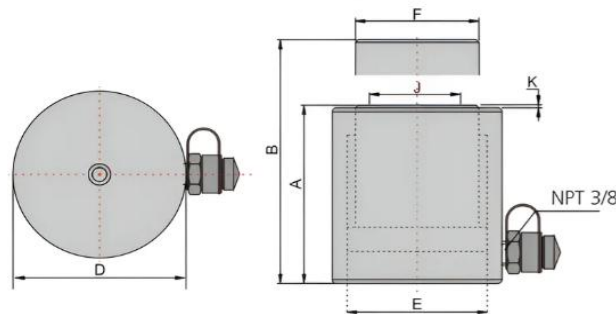
Se seleccionó como actuador hidráulico un actuador de simple acción con un vástago de **150 mm**, la capacidad de este cumple con los requerimientos de carga que se impusieron anteriormente en el proyecto, en este caso se garantiza que está probado al **125%** de su capacidad con una capacidad nominal de **500 kN**.



Figura 63 Render del vendedor actuador hidráulico

Cilindro pastilla hidraulico 50 Tn 150 mm

Modelo	HHYG-50150
Capacidad	50 Tn
Carrera/Recorrido	150 mm
Altura minima (A)	247 mm
Altura maxima (B)	397 mm
Diámetro del pistón (F)	70 mm
Diámetro exterior del cilindro (D)	123 mm
Diámetro interior (E)	195 mm
Presion de trabajo	700 bar
Peso	18 Kg
Retorno	Por resorte



Incluye medio acople 3/8" NPT y tapa antipolvo. Cód. HC7002M (macho)
 Todos son probados al 125 % de su capacidad

Figura 64 Parámetros técnicos actuador hidráulico

7 Conclusión

El presente proyecto de Práctica Profesional Supervisada ha logrado desarrollar satisfactoriamente la ingeniería de detalle para la construcción de un pórtico de cargas, destinado a ampliar las capacidades operativas y de prestación de servicios del LEMEJ. A través del aprovechamiento de perfiles de acero ASTM A36 recuperados (IPN 300), se diseñó una estructura autoportante cerrada, optimizando eficientemente los recursos disponibles de la universidad.

Mediante el diseño analítico basado en el método LRFD y respaldado por normativas vigentes (CIRSOC 301, AISC 360 y Guías de Diseño AISC 1, 4 y 16), se dimensionaron

y verificaron la totalidad de los elementos estructurales y sus conexiones frente a una carga mayorada de 800 kN. Se garantizó la rigidez del nudo viga-columna mediante el diseño de placas de extremo extendidas y la implementación de uniones por aplastamiento con bulones de alta calidad 10.9 pretensados.

Asimismo, el análisis por el método de elementos finitos (FEA) validó de manera concluyente los modelos analíticos. La simulación permitió no sólo constatar que el nivel de tensiones globales se mantiene dentro del rango elástico del material, sino también refinar el dimensionamiento de las uniones críticas; logrando, por ejemplo, la optimización de los conectores de **M20** a **M18** para mitigar tensiones secundarias excesivas inducidas por la pretensión.

En síntesis, la estructura diseñada cumple de forma holgada con los requerimientos de resistencia mecánica y rigidez necesarios para ejecutar ensayos bajo las normativas ASTM estipuladas, resultando en una solución técnica viable, segura y económicamente eficiente para el laboratorio.

Se concluye este informe con una imagen del ensamble final del pórtico.

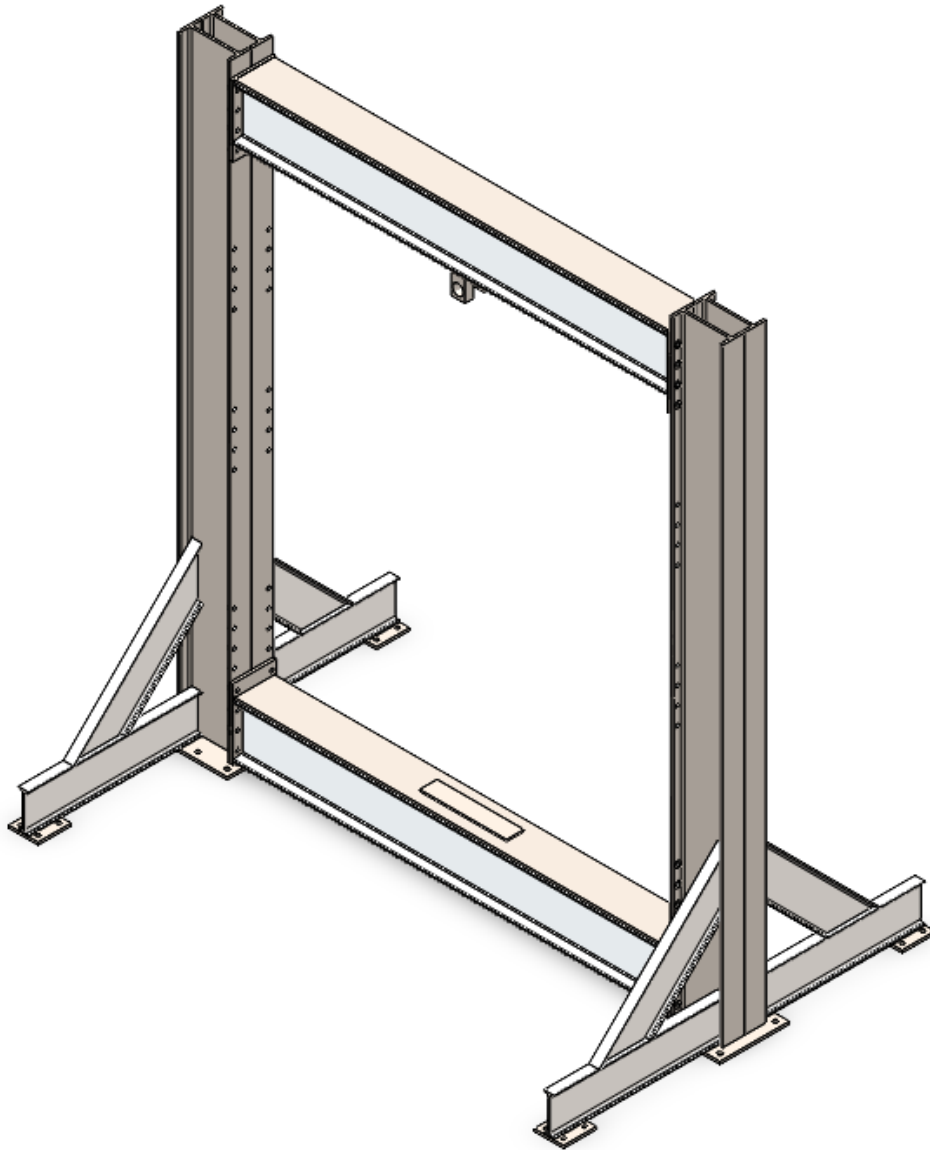


Figura 65 Render del pórtico completo

8 Bibliografía

8.1.1 Reglamentos y Especificaciones:

NTI-CIRSOC. (2005). Reglamento CIRSOC 301: Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios. Buenos Aires, Argentina: Instituto Nacional de Tecnología Industrial.

INTI-CIRSOC. (2007). Reglamentos CIRSOC 304 y 307: Estructuras de Acero Soldadas. Buenos Aires, Argentina: Instituto Nacional de Tecnología Industrial.

AISC. (2016). ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.

AWS. (2015). AWS D1.1/D1.1M: Structural Welding Code - Steel. Miami, FL: American Welding Society. [5] AWS. (2005). AWS A5.18/A5.18M: Specification for Carbon Steel Electrodes and Rods for Gas Shielded Arc Welding. Miami, FL: American Welding Society.

ASTM International. ASTM C497: Standard Test Methods for Concrete Pipe, Manhole Sections, or Tile. West Conshohocken, PA.

ASTM International. ASTM C39, C293 y D198: Especificaciones estándar para ensayos de compresión y flexión de hormigón y madera. West Conshohocken, PA.

8.1.2 Guías de Diseño:

Fisher, J. M., & Kloiber, L. A. (2006). AISC Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design (2nd ed.). American Institute of Steel Construction.

Murray, T. M., & Sumner, E. A. (2003). AISC Design Guide 4: Extended End-Plate Moment Connections (2nd ed.). American Institute of Steel Construction.

Murray, T. M., & Shoemaker, W. L. (2002). AISC Design Guide 16: Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections. American Institute of Steel Construction.

8.1.3 Libros de Texto:

McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). Diseño de estructuras de acero: Método LRFD (5ta ed.). Alfaomega.

Hibbeler, R. C. (2011). Mecánica de materiales (8va ed.). Pearson Educación.

Budynas, R. G., & Nisbett, J. K. (2012). *Diseño en ingeniería mecánica de Shigley* (9na ed.). McGraw-Hill Interamericana.

8.1.4 Trabajos Académicos y Artículos Científicos

León Ordoñez, M. R., & Lema Guamán, R. D. (2019). *Análisis y Diseño de Pórtico de Ensayo para Laboratorio de Ingeniería Civil* [Trabajo de Titulación, Universidad de Cuenca]. Archivo digital. Cuenca, Ecuador.

Salinas-Rodriguez, C. N. A., Viscarra Agreda, F., & Vallejos Valladares, A. (2023). *Pórticos de ensayo en laboratorios: uniendo la teoría y la práctica mediante el fortalecimiento de la investigación y la academia*. *Investigación & Desarrollo*, 23(1), 79-91. Universidad Privada Boliviana.

8.1.5 Catálogos y Software

Dassault Systèmes. (2023). *SolidWorks Premium y SolidWorks Simulation* [Software de computadora].

Ftool. (Versión 4.0) [Software de análisis estructural 2D]. PUC-Rio, Brasil.

Hilti Corporation. *PROFIS Engineering Suite* [Software de diseño de anclajes].

HBM. *Manual de usuario: Transductor de fuerza U10M*. Hottinger Brüel & Kjær.

9 Anexos

9.1 Planos

9.2 Resultados HILTI