



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL**  
**FACULTAD REGIONAL RAFAELA**  
**Departamento Ingeniería Civil**

ASIGNATURA  
**PROYECTO FINAL**

**DISEÑO Y CÁLCULO DE NAVE INDUSTRIAL**  
**DE PÓRTICOS DE ALMA LLENA PARA USOS GENERALES**

AUTORES:  
**BUIANI AGUSTÍN**  
**TENORIO MATÍAS**

BAJO LA DIRECCIÓN DE:  
**ING. CIVIL HÉCTOR MÓNACO**

RAFAELA (SF), JULIO DE 2023

**DISEÑO Y CÁLCULO DE NAVE INDUSTRIAL  
DE PÓRTICOS DE ALMA LLENA PARA USOS GENERALES**

PROYECTO FINAL ELABORADO POR  
**BUIANI, AGUSTÍN LUIS**  
**TENORIO, MATÍAS**

BAJO LA DIRECCIÓN DE  
ING. CIVIL **HÉCTOR MÓNACO**



## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, queremos expresar agradecimiento a nuestras familias, amigos y profesores por su incondicional apoyo a lo largo de la carrera. Su amor, aliento y enseñanzas han sido fundamentales para alcanzar este logro.

También agradecemos a la Universidad tecnológica Nacional, Facultad Regional Rafaela y compañeros de estudio por brindarnos oportunidades de crecimiento y aprendizaje.

Gracias por ser parte de nuestro camino y por su invaluable contribución. Este logro no hubiera sido posible sin ustedes.

Agustín Buiani y Matías Tenorio.





## RESUMEN

El presente trabajo final de carrera ha tenido como objetivo el proyecto y cálculo de una nave industrial metálica modulable mediante el sistema constructivo de alma llena bajo la normativa vigente.

Se buscó diseñar, verificar y optimizar el proyecto como es la economía de obra, relación peso de la estructura por unidad de superficie, factibilidad de materialización y montaje, llevando esto a cabo en conjunto con el programa Cype 3D.

En las diferentes etapas del proyecto desde el análisis, cálculos, obtención y verificación de secciones, los resultados fueron positivos ya que se cumplieron los objetivos predeterminados.

Se logró desarrollar conclusiones satisfactorias, pudiendo expresar en las mismas el análisis y aprendizaje obtenido a lo largo de la ejecución del proyecto.

**PALABRAS CLAVES:** naves industriales, pórticos de alma llena, diseño estructural, cálculo estructural, modelación 3D.



## ÍNDICE GENERAL

Resumen	
Índice	
Índice de figuras	
Índice de tablas	
Capítulo 1 .....	1
<b>Generalidades</b>	
<b>1.1 Concepto de nave industrial .....</b>	<b>3</b>
<b>1.2 Clasificación de naves industriales .....</b>	<b>3</b>
<b>1.3 Consideraciones para el diseño de una estructura .....</b>	<b>5</b>
<b>1.4 Ubicación y antecedentes .....</b>	<b>6</b>
<b>1.5 Estado del arte .....</b>	<b>9</b>
1.5.1 Ventajas de las estructuras metálicas .....	10
1.5.2 Desventajas de las estructuras metálicas .....	10
<b>1.6 Objetivos .....</b>	<b>10</b>
Capítulo 2 .....	11
<b>Descripción del proyecto</b>	
<b>2.1 Características de la estructura .....</b>	<b>13</b>
<b>2.2 Características de los elementos estructurales .....</b>	<b>13</b>
2.2.1 Correas .....	13
2.2.2 Vigas y columnas .....	14
2.2.3 Tensores .....	15
2.2.4 Anclajes .....	16
2.2.5 Fundaciones .....	16
<b>2.3 Diseño del proyecto .....</b>	<b>16</b>
2.3.1 Planos de arquitectura .....	18
<b>2.4 Protección de la estructura .....</b>	<b>21</b>
2.4.1 Protección contra incendios .....	21
2.4.2 Protección contra la corrosión .....	21
Capítulo 3 .....	23
<b>Estudio de cargas</b>	
<b>3.1 Normas .....</b>	<b>25</b>
<b>3.2 Cargas actuantes .....</b>	<b>25</b>
3.2.1 Cargas muertas .....	25
3.3.2 Cargas vivas .....	26
<b>3.3 Vientos .....</b>	<b>26</b>
3.3.1 Cálculo cargas de viento .....	28

<b>3.4</b>	<b>Análisis de carga</b> .....	<b>36</b>
<b>3.5</b>	<b>Combinación de cargas</b> .....	<b>40</b>
	3.5.1 Estado límite último .....	41
	3.5.2 Estado límite de servicio .....	41
<b>3.6</b>	<b>Uniones y vínculos</b> .....	<b>42</b>
	3.6.1 Pórticos rígidos y articulados .....	43
	3.6.2 Placas de anclaje .....	43
<b>3.7</b>	<b>Dimensionamiento de uniones</b> .....	<b>43</b>
	3.7.1 Uniones viga-columna .....	44
	3.7.1.1 Esbeltez del alma de la columna .....	44
	3.7.1.2 Resistencia al corte en el alma de la columna .....	44
	3.7.1.3 Tensión de Von Mises en rigidizadores .....	45
	3.7.1.4 Resistencia a la tracción en el ala de columna .....	45
	3.7.1.5 Resistencia al corte en el ala de la columna .....	45
	3.7.1.6 Solicitaciones combinadas y torsión en el ala de la viga .....	46
	3.7.1.7 Resistencia a tracción en el ala de la viga .....	47
	3.7.1.8 Resistencia a tracción en el alma de la viga .....	47
	3.7.1.9 Rigidez rotacional .....	47
	3.7.2 Uniones en cumbrera viga1-viga2 .....	48
	3.7.2.1 Solicitaciones combinadas y torsión en el ala de la viga1 .....	48
	3.7.2.2 Resistencia a tracción en el ala de la viga1 .....	49
	3.7.2.3 Resistencia a tracción en el alma de la viga1 .....	49
	3.7.2.4 Rigidez rotacional viga1 .....	50
	3.7.2.5 Solicitaciones combinadas y torsión en el ala de la viga2 .....	51
	3.7.2.6 Resistencia a tracción en el ala de la viga2 .....	51
	3.7.2.7 Resistencia a tracción en el alma de la viga2 .....	52
	3.7.2.8 Rigidez rotacional viga2 .....	52
	3.7.3 Uniones columna-placa de anclaje .....	53
	3.7.3.1 Placas en columnas principales .....	53
	3.7.3.2 Placas en columnas secundarias .....	54
Capítulo 4 .....		<b>55</b>
<b>Memoria de cálculo</b>		
<b>4.1</b>	<b>Normas</b> .....	<b>57</b>
<b>4.2</b>	<b>Materiales</b> .....	<b>57</b>
<b>4.3</b>	<b>Secciones adoptadas</b> .....	<b>57</b>
	4.3.1 Correas de cubierta .....	57
	4.3.2 Correas laterales .....	62
	4.3.3 Pórticos .....	65
<b>4.4</b>	<b>Verificación a través de CYPE 3D</b> .....	<b>65</b>
	4.4.1 Columnas principales .....	65
	4.4.1.1 Resistencia a tracción .....	65

4.4.1.2	Limitación de esbeltez para compresión .....	66
4.4.1.3	Resistencia a la compresión .....	67
4.4.1.4	Resistencia a la flexión en el eje X .....	68
4.4.1.5	Resistencia a la flexión en el eje Y .....	69
4.4.1.6	Resistencia al corte en eje Y (alma) .....	70
4.4.1.7	Resistencia al corte en eje X (ala) .....	71
4.4.1.8	Esfuerzos combinados y torsión .....	71
4.4.2	Columnas secundarias .....	74
4.4.2.1	Resistencia a tracción .....	74
4.4.2.2	Limitación de esbeltez para compresión .....	75
4.4.2.3	Resistencia a la compresión .....	75
4.4.2.4	Resistencia a la flexión en el eje X .....	76
4.4.2.5	Resistencia a la flexión en el eje Y .....	78
4.4.2.6	Resistencia al corte en eje Y (alma) .....	78
4.4.2.7	Resistencia al corte en eje X (ala) .....	79
4.4.2.8	Esfuerzos combinados y torsión .....	80
4.4.3	Vigas .....	82
4.4.3.1	Resistencia a tracción .....	82
4.4.3.2	Limitación de esbeltez para compresión .....	82
4.4.3.3	Resistencia a la compresión .....	83
4.4.3.4	Resistencia a la flexión en el eje X .....	83
4.4.3.5	Resistencia a la flexión en el eje Y .....	85
4.4.3.6	Resistencia al corte en eje X (ala) .....	85
4.4.3.7	Resistencia al corte en eje Y (alma) .....	86
4.4.3.8	Esfuerzos combinados y torsión .....	87
Capítulo 5	.....	89
<b>Cimentaciones</b>		
<b>5.1</b>	<b>Lugar de emplazamiento</b> .....	<b>91</b>
<b>5.2</b>	<b>Características del suelo</b> .....	<b>91</b>
<b>5.3</b>	<b>Estudio de suelo</b> .....	<b>92</b>
<b>5.4</b>	<b>Tipos de fundaciones</b> .....	<b>96</b>
<b>5.5</b>	<b>Diseño de las fundaciones</b> .....	<b>97</b>
<b>5.6</b>	<b>Cálculo de las bases</b> .....	<b>99</b>
5.6.1	Cargas actuantes .....	99
5.6.2	Método de Sulzberger en columnas medias .....	102
5.6.2.1	Momento de la base .....	102
5.6.2.2	Momento de encastramiento .....	104
5.6.2.3	Verificación del método .....	105
5.6.2.4	Verificación de la presión admisible del suelo .....	105
5.6.3	Método de Sulzberger en columnas de frontis .....	106

5.6.3.1 Momento de la base .....	109
5.6.3.2 Momento de encastramiento .....	110
5.6.3.3 Verificación del método .....	110
5.6.3.4 Verificación de la presión admisible del suelo .....	111
Capítulo 6 .....	113
<b>Impacto ambiental</b>	
<b>6.1 Definición .....</b>	<b>115</b>
<b>6.2 Categorización ambiental .....</b>	<b>115</b>
6.2.1 Categorización del proyecto .....	116
6.2.1.1 Fórmula para categorización del proyecto.....	116
Capítulo 7 .....	117
<b>Cómputo y presupuesto</b>	
<b>7.1 Cómputo y presupuesto de materiales .....</b>	<b>119</b>
Capítulo 8 .....	121
<b>Conclusiones</b>	
<b>8.1 Conclusiones .....</b>	<b>123</b>
Referencias bibliográficas	
Anexo A	
Anexo B	
Anexo C	
Anexo D	
Anexo D`	

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Estructura metálica. Obra Depósito CaCex - Parque Industrial Rafaela. ....	3
Figura 1.2: Estructura premoldeada de HºAº. Obra Coop. Gmo Lehman – Rafaela. ....	4
Figura 1.3: Estructura mixta. Obra Depósito Cormorán SA – Rafaela. ....	4
Figura 1.4: Ubicación Parque Ind. Rafaela (Google Maps, 2022). ....	6
Figura 1.5: Ubicación lote en Parque Ind. Rafaela (Google Maps, 2022). ....	7
Figura 1.6: Ubicación lote en manzana. ....	7
Figura 1.7: Ochava existente en manzana. ....	8
Figura 1.8: Lugar de emplazamiento. ....	8
Figura 2.1: Geometría de los perfiles C (IRAM IAS U 500-206:2014). ....	14
Figura 2.2: Geometría perfiles W. ....	15
Figura 2.3: Vista pórtico medio. ....	18
Figura 2.4: Vista pórtico frontis. ....	19
Figura 2.5: Planta estructura. ....	20
Figura 3.1: Acción del viento sobre la zona Rafaela, Santa Fe (Cype3D) ....	26
Figura 3.2: Distribución de cargas en pórtico ....	27
Figura 3.3: Velocidad básica del viento (CIRSOC 102-2005). ....	28
Figura 3.4: Factor de direccionalidad del viento (CIRSOC 102-2005). ....	29
Figura 3.5: Naturaleza de la ocupación (CIRSOC 102-2005). ....	30
Figura 3.6: Presiones dinámicas (CIRSOC 102-2005). ....	31
Figura 3.7: Coeficiente de presión interna (Fuente: CIRSOC 102-2005). ....	33
Figura 3.8: Coeficiente de presión externa (Fuente: CIRSOC 102-2005). ....	33
Figura 3.9: Área de influencia de la cubierta sobre el pórtico. ....	38
Figura 3.10: Esquema para el cálculo de la sobrecarga de montaje y mantenimiento (CIRSOC 101-2005). ....	40
Figura 3.11: Tipos de uniones (CIRSOC 101-2005). ....	42
Figura 3.12: Detalle anclaje columna-base. ....	54
Figura 4.1: Inclinación correa PCG 160 de cubierta. ....	59
Figura 4.2: Detalle fijación PCG a viga IPW. ....	61
Figura 4.3: Detalle fijación correa lat. a columna IPW. ....	62
Figura 4.4: Columna N13 seleccionada en Cype3D. ....	73
Figura 4.5: Columna N34 seleccionada en Cype3D. ....	81



Figura 5.1: Ubicación lote de estudio. ....	91
Figura 5.2: Ubicación Pampa Norte y Sur (Krohling D e Iriondo M, 2003). ....	92
Figura 5.3: Ubicación de sondeos en el predio. ....	93
Figura 5.4: Encuadre de los suelos finos en función de los SPT. ....	93
Figura 5.5: Resultado ensayo de borros (Geotecnia y Cimientos). ....	94
Figura 5.6: Resultado ensayo de borros (Geotecnia y Cimientos). ....	95
Figura 5.7: Tipos de zapatas (Bernal, 2005). ....	97
Figura 5.8: Pilotes prefabricados y pilotes in-situ (Bernal, 2005). ....	97
Figura 5.9: Plateas (Bernal, 2005). ....	97
Figura 5.10: Empotramiento columna – base. ....	98
Figura 5.11: Articulación columna – base. ....	98
Figura 5.12: Vista 3D representativa de la Nave Industrial (Cype3). ....	100
Figura 5.13: Reacciones del nudo N13 sobre el terreno (Cype3D). ....	101
Figura 5.14: Vista 3D representativa de la fundación. ....	102
Figura 5.15: Características del suelo según su naturaleza (Maciejewsky, 1964). ....	104
Figura 5.16: Valor de S (Maciejewsky, 1964). ....	105
Figura 5.17: Vista 3D representativa de la fundación. ....	106
Figura 5.18: Vista 3D representativa de la nave industrial (Cype3D). ....	107
Figura 5.19: Reacciones del nudo N6 sobre el terreno (Cype3D). ....	108
Figura 5.20: Valor de S (Maciejewsky, 1964). ....	111
Figura 6.1: Clasificación de actividades ....	116

## INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Información sobre la nave industrial. ....	32
Tabla 3.2: Presión externa de viento perpendicular a la cumbrera. ....	34
Tabla 3.3: Presión externa de viento paralelo a la cumbrera. ....	35
Tabla 3.4: Cargas de viento perpendicular a la cumbrera. ....	35
Tabla 3.5: Cargas de viento paralelo a la cumbrera. ....	36
Tabla 4.1: Momentos generados sobre las correas. ....	58
Tabla 4.2: Valores de momento máximo en el eje X. ....	59
Tabla 4.3: Valores de momento máximo en el eje Y. ....	60
Tabla 4.4: Momentos generados sobre las correas laterales. ....	63
Tabla 4.5: Valores de momento máximo en el eje X – Correas laterales. ....	63
Tabla 4.6: Valores de momento máximo en el eje Y – Correas laterales. ....	64
Tabla 5.1: Características del suelo según Método de Borros. ....	96



## *CAPÍTULO 1*

# **GENERALIDADES**



## 1.1 CONCEPTO DE NAVE INDUSTRIAL

Una nave industrial es una construcción que consta de grandes luces libres sin apoyos intermedios para facilitar la trabajabilidad y distribución de espacios útiles, y con ello, es posible aprovechar al máximo la superficie disponible. Son estructuras de un solo nivel las cuales en su mayoría tienen cerramientos en todos los laterales, pero también podemos encontrar lados sin cerrar dependiendo de la finalidad (Arnal, 2014).

Generalmente, son usados para almacenamiento de materiales o manufacturas industriales que puede generar una empresa, como así también para la guarda de equipos y maquinarias. Este tipo de estructuras son utilizadas también por empresas de servicio de logística, lo que implica la guarda de insumos y el tránsito de camiones para su posterior distribución (Arnal, 2014).

Estas superestructuras, se encuentran normalmente en espacios que son utilizados por la industria, denominados parques industriales (Arnal, 2014).

## 1.2 CLASIFICACIÓN DE NAVES INDUSTRIALES

Según los materiales utilizados para la construcción de su estructura, las naves industriales se pueden clasificar en 3 grupos:

- Estructuras metálicas (figura 1.1), de construcción rápida, espacios amplios y bien iluminados.



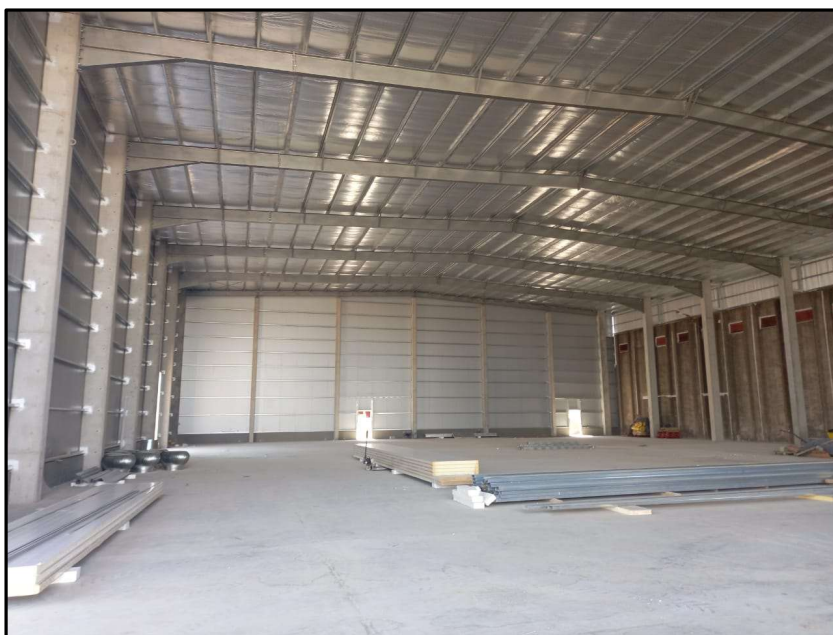
*Figura 1.1: Estructura metálica. Obra Depósito CaCex - Parque Industrial Rafaela.*

- Estructuras de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> (figura 1.2), son construcciones rígidas a diferencia con las metálicas, de tiempo y costo más alto. Se pueden generar espacios de menor superficie y con menos luminosidad.



**Figura 1.2:** Estructura premoldeada de H<sup>º</sup>A<sup>º</sup>. Obra Coop. Gmo Lehman – Rafaela.

- Estructuras mixtas (figura 1.3), uso de ambos materiales antes mencionados. Es la combinación del metal y el hormigón lo que promueve a un espacio más flexible.



**Figura 1.3:** Estructura mixta. Obra Depósito Cormorán SA – Rafaela.

### 1.3 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL

El acero como material estructural presenta varias ventajas: gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación, facilidad a cambios de uso como ampliaciones o modificaciones en general. Es un material versátil y tiene propiedades importantes como elasticidad, durabilidad y ductilidad (Peña, 2016).

Las estructuras de acero tienen una gran relación resistencia/peso lo que hace que las naves dispongan de grandes luces y puedan desarrollarse en zonas donde el suelo tiene poca capacidad resistente.

A la hora del diseño, lo primero que tenemos en cuenta es en la economía. Necesitamos una estructura que sea funcionalmente apta para el fin requerido, liviana y que los tiempos de montaje sean mínimos. Sin embargo, que la elección de una pieza de acero sea lo más liviana posible y resista las cargas, no nos garantiza que la obra sea económica, existen muchas otras cuestiones que deben considerarse (Mc. Comard, 2012).

Se debe conocer es la ubicación del proyecto, qué tipo de suelo hay en el lugar, evaluando las condiciones y realizando un estudio de suelo correspondiente. También se deben considerar los vientos predominantes de la zona, vías de acceso, normativas de construcción y antecedentes.

Se puede decir que, en un proyecto, la mano de obra y el montaje de la estructura representa el 60% del costo total, mientras que los materiales solo el 25%. Por lo que debe hacerse énfasis en cómo y de qué manera se va a materializar la estructura (Mc. Comard, 2012).

Debe haber una comunicación fluida entre proyectistas, fabricantes, montadores y las personas que intervengan en el diseño ya que cada uno aportará sus habilidades y/o experiencia para tomar decisiones (Mc. Comard, 2012).

Se debe tener en cuenta medidas comerciales de perfiles, para tener la menor cantidad de desperdicios posibles, tipos de uniones y anclajes, alturas y pendientes mínimas. Dependiendo del tipo de suelo que tengamos, la elección de las condiciones de vínculo con la base es importante. Terrenos con poca resistencia portante o tensión admisible baja implica bases articuladas y terreno resistente admite bases empotradas, lo que ofrece mayor economía a la estructura (Peña, 2016).

En muchos casos, la mano de obra no depende de las dimensiones de los elementos y es el mismo costo sea un perfil pesado o liviano. En ese caso, debe diseñarse la estructura para que tener la menor cantidad de piezas posibles. Siempre especulando en secciones razonables y fácil de montar (Mc. Comard, 2012).

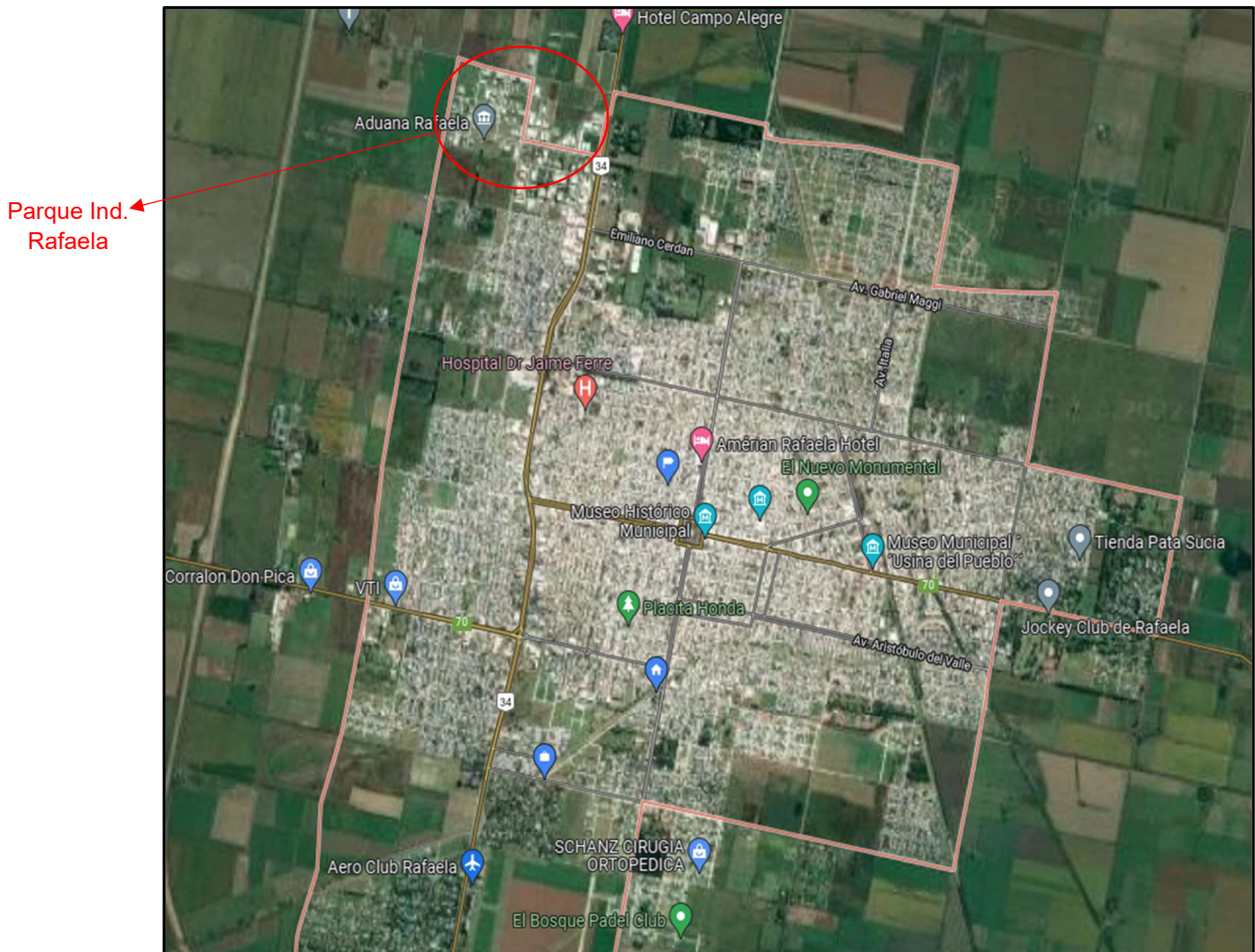
La nave debe tener una rigidez adecuada en cada uno de los tres planos. En el plano transversal por los pórticos, mientras que, en el plano longitudinal, se deben prever módulos o núcleos de rigidez evitando el trabajo a flexión de las columnas y en el plano de los faldones debe existir vigas planas que contrarresten la acción del viento en fachadas (Peña, 2016).



## 1.4 UBICACIÓN Y ANTECEDENTES

La Ciudad de Rafaela se encuentra al centro oeste de la Provincia de Santa Fe y se destaca por su actividad industrial. En los últimos años, según el Ministerio de Producción, Ciencia y Tecnología, se vio una fuerte demanda en el sector industrial de la Provincia, siendo considerada como líder de creación de empleo industrial a nivel Nacional entre los años 2019 y 2021.

Al noroeste de la Ciudad, puede observarse uno de los parques industriales más reconocidos por la Provincia, Parque Industrial Oficial de Desarrollo de Rafaela, Ing. Victor S. Monti, lugar dónde se proyectará la estructura (figura 1.4).



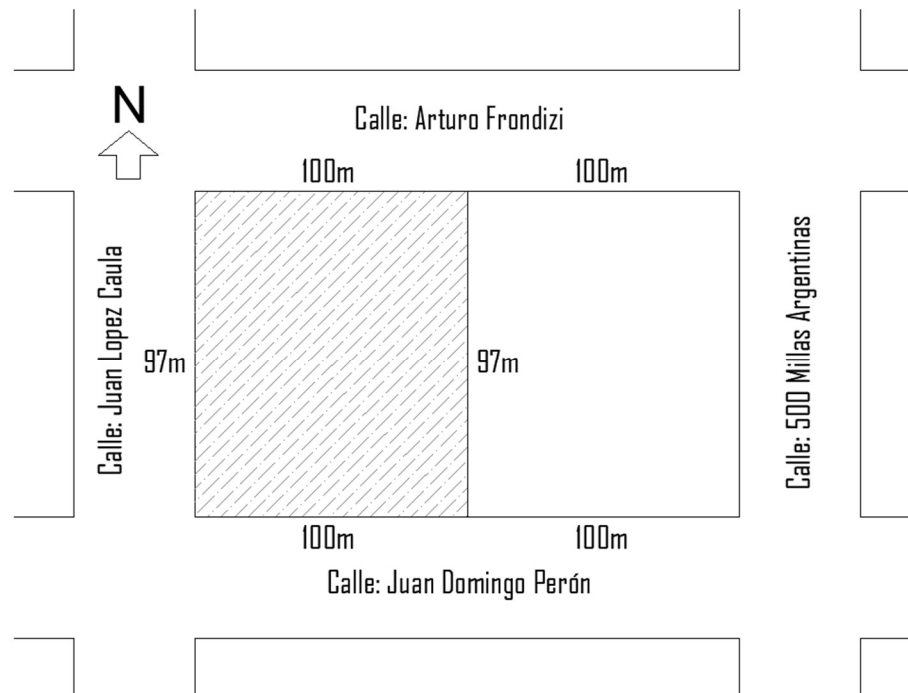
**Figura 1.4:** Ubicación Parque Ind. Rafaela (Fuente: Google Maps, 2022).

Dentro del parque industrial antes mencionado, se encuentra el lugar de emplazamiento dónde se proyecta la nave industrial (figura 1.5) y en la figura 1.6 se observa el lote en cuestión.

Podemos ver fotos reales tomadas del lugar en las figuras 1.7 y 1.8.



**Figura 1.5:** Ubicación lote en Parque Ind. Rafaela (Fuente: Google Maps, 2022).



**Figura 1.6:** Ubicación Lote en manzana.





**Figura 1.7:** Ochava existente en manzana.



**Figura 1.8:** Lugar de emplazamiento.

Los tiempos de obra, la economía, son valores fundamentales a la hora de invertir en infraestructura para las industrias. En Rafaela se observa un gran incremento en construcciones metálicas por ser una solución que se adapta perfectamente a las necesidades de cada proyecto y admite un aprovechamiento óptimo del material. Además, optimiza tiempos de fabricación y montaje, le da durabilidad a la nave y tiene un bajo costo de mantenimiento.

En base a visitas y recorridas al parque industrial de Rafaela se puede decir que el acero es el material elegido para este tipo de estructuras, ya que habilita la construcción de grandes superficies libres sin columnas internas, estructuras moduladas y expandibles para cualquier fin.

## **1.5 ESTADO DEL ARTE**

Se necesitaron muchos siglos de experiencia para los constructores para darse cuenta las formas con las cuales una viga se comporta mejor que otras frente a las cargas a resistir.

En los comienzos el hombre utilizaba la piedra como elemento estructural, pero no se sabía que una viga trabaja a flexión y que, si el canto era pequeño en relación con la luz, la viga se partiría por abajo. Si se impedía el movimiento horizontal en los extremos del borde inferior, la posibilidad de rotura era menor al igual que si aumentaba el canto en el centro donde los momentos son máximos. Esto se debe a la falta de resistencia a tracción de la piedra y que trabaja muy mal a flexión (Torroja, 2010).

Distinto es el caso de las vigas de madera, donde tiene un buen comportamiento frente a la tracción y la compresión. Sin embargo, no es así para el esfuerzo de corte. Lo que se hacía era generar vigas de madera compuestas y así aumentar las características mecánicas de la misma (Torroja, 2010).

Si hablamos del acero, puede decirse que es el material ideal para elementos sometidos a flexión, por lo que ofrece mayores posibilidades en la construcción de naves industriales.

Hoy en día se puede encontrar en el mercado desde perfiles conformados de chapa doblada, perfiles de alma llena de medidas comerciales o perfiles armados de chapa laminada dándole espesores y forma que el proyecto requiera. Se logran secciones rígidas y resistentes muy livianos (Torroja, 2010).

Rafaela se ubica en la zona centro oeste de la provincia de Santa Fe, lugar donde dispone y puede verse una gran variedad de naves industriales de estructura metálica en diferentes puntos de la ciudad y cada una de ellas con una finalidad de uso distinta pero determinada, ya que fueron diseñadas y calculadas para tal fin.

Existen 2 tipologías o sistemas constructivos bien marcados que se destacan en las construcciones de la ciudad. Por un lado, naves industriales, galpones o tinglados más antiguos eran realizados con vigas y columnas reticuladas. Estas estructuras, dieron lugar al inicio de la era industrial. En construcciones más modernas, se puede notar un cambio en el sistema constructivo y se implementa el uso de vigas y columnas de alma llena de sección variable o uniforme.

Si bien las vigas reticuladas tienen la ventaja de tener un bajo peso en relación a las luces que cubren, tienen un gran costo en armado, preparación, pintura y terminaciones. En cuanto a las vigas de alma llena, se logra sencillez y practicidad.

### **1.5.1 Ventajas de las estructuras metálicas (Hoyos, 2010)**

#### **Arquitectónicas**

- Luces mayores entre apoyos
- Libertad para el diseño y futuras mejoras o modificaciones.
- Ligereza, esbeltez y versatilidad de las estructuras.
- Gran resistencia y rigidez mecánica que permiten menores secciones de los elementos que se emplean y estructuras más livianas, por lo tanto, menor carga a las fundaciones.
- Se pueden obtener construcciones moduladas horizontal y verticalmente.

#### **Constructivas**

- Posibilidad de construir en terrenos con poca capacidad portante.
- Facilidad y rapidez en el montaje gracias a la prefabricación.
- Posibilidad de reutilización (desmontar el elemento estructural de una construcción para montarlo en otra).

#### **Ambientales**

- Construcción en seco.
- Bajo nivel de ruido y polvo.
- Bajo nivel de escombros y desechos.

#### **Económicas**

- Su rapidez en la fabricación y en el montaje, hacen que la obra se ejecute en menor tiempo que otros sistemas, por lo que disminuyen los gastos generales.
- Su poco peso, provoca una disminución en el costo de traslados, manipulación, y su repercusión ante las cimentaciones.
- Gran flexibilidad.

### **1.5.2 Desventajas de las estructuras metálicas (Hoyos, 2010)**

- Necesidad de perfección en los cortes de los elementos que constituyen la estructura. Para esto es necesario una mayor elaboración en la etapa de fabricación industrial.
- El fuego y la corrosión. Para esto hay que tratar al material.
- Los elementos soldados son difíciles de controlar y necesitan una revisión constante mediante métodos END.
- Flexión lateral y pandeo, ya que son piezas esbeltas sometidas a compresión.
- Costo de mantenimiento.

## **1.6 OBJETIVOS**

El siguiente proyecto tiene como finalidad u objetivo principal el de diseñar, calcular y optimizar una nave industrial modulable mediante el sistema constructivo de perfiles de alma llena que brinde al sector industrial una solución rápida y económica a sus necesidades.

Para lograrlo, se plantea una serie de objetivos específicos:

- Diseñar una nave industrial de manera que se adapte a diferentes usos.
- Estudiar el comportamiento de todas las partes de la estructura y realizar el cálculo correspondiente de acuerdo a la normativa vigente.
- Optimizar la estructura en cuanto a elección de secciones de perfiles y llegar a la solución más adecuada.
- Analizar reacciones del terreno ante las cargas actuantes.

## *CAPÍTULO 2*

# **DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**



## **2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA**

Las estructuras en acero tienen la ventaja de ser una construcción versátil, es decir, se puede adaptar a cambios de uso, ampliaciones o modificaciones en general (Peña, 2016).

La nave industrial en cuestión, tiene 24 m de ancho y 30 m de largo y, al ser modulable, esta medida se puede ajustar a la necesidad de cada proyecto y una altura máxima de cumbrera de 8,5m. La cubierta es a dos aguas de chapa aluminizada sobre correas de perfiles C conformados en frío, los cuales apoyan en los pórticos. Tanto columnas como vigas, se materializan de perfiles de alma llena tipo W. En los laterales y cubierta hay arriostramientos, llamados cruces de San Andrés, que son realizados de barras redondas para garantizar rigidez y resistir esfuerzos horizontales de viento. Lateralmente, la nave se cierra por muros de mampostería de ladrillo block hasta 2m de altura y por correas metálicas y chapa hasta la cubierta. Dispone de portones de ingreso en cada frontis de la estructura para el ingreso y circulación dentro de la nave. Respecto a la fundación, son bases superficiales de hormigón armado calculadas mediante el método de Sulzberger.

La nave incluye 6 pórticos cubriendo una superficie de 360 m<sup>2</sup>.

En cuanto al diseño, se busca que la estructura satisfaga los requisitos del proyecto como resistencia y deformaciones mínimas optimizando en costo y tiempos de ejecución lo máximo posible.

El proyecto debe cumplir con las siguientes consideraciones:

- Modulable.
- Buen comportamiento en condiciones de servicio.
- Ser resistente durante su ejecución y uso a las cargas actuantes.
- Adaptarse a distintos usos o fines.
- De fácil montaje y fabricación.
- Económico.
- Durable.

Se plantea para el dimensionamiento un modelo tridimensional con los elementos estructurales principales de la obra. El análisis, se llevará a cabo mediante el programa CYPE 3D – Licencia para estudiantes.

## **2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

### **2.2.1 Correas**

Son los elementos donde van apoyadas las chapas de cubierta y laterales, deben soportar el peso de dichas chapas, el peso propio y acciones del viento. Las encontramos apoyadas en los pórticos, de vano en vano. Su unión es con unos clips soldados a la viga del pórtico mediante tornillos autoperforantes 14x2” (Machado, 2018).

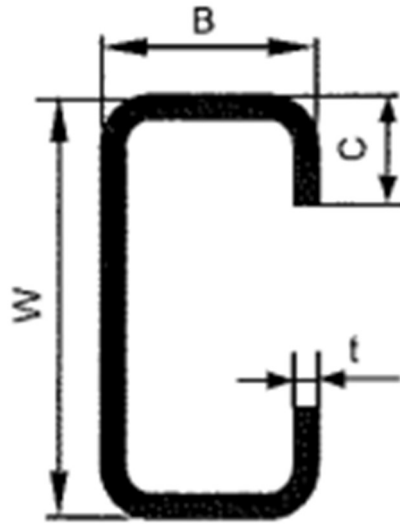
Se proponen correas de perfiles conformados en frío tipo “C”. Estos perfiles cumplen con la norma IRAM-IAS U 500-0205-3 “Perfiles abiertos de chapa de acero cincada, conformados en frío, para uso en estructuras portantes de edificios - Parte 3: Perfil C - Dimensiones y características geométricas” (Normas IRAM-IAS U 500-0205-3, 2021).



La norma establece las dimensiones y las características geométricas del perfil C de chapa de acero cincada, conformado en frío, para uso en estructura portante de edificios (figura 2.1).

Los usos recomendados del perfil C, considerados en la norma, son:

- Hasta el perfil de designación PGC 140 x 2,00 inclusive, para paneles, cabriadas y correas.
- Los perfiles de designación PGC 160 x 1,25 y mayores, para vigas de entresijos, dinteles y correas (Normas IRAM-IAS U 500-0205-3, 2021).



**Figura 2.1** Geometría de los perfiles C (Fuente: IRAM IAS U 500-206:2014).

Dónde:

B, base entre bordes externos del perfil

W, altura entre bordes externos del perfil

C, medida del labio rigidizador entre bordes externos

t, espesor de la chapa

Las verificaciones pertinentes para esta tipología de perfiles se realizan de acuerdo al Reglamento CIRSOC 303-2009: Reglamento argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío.

El acero comercializado como ZAR-250 ( $F_y=250\text{MPa}$ ) según IRAM 500-214 corresponde a perfiles conformados a partir de bobinas galvanizadas. Para todos los aceros vale  $E=200000\text{MPa}$ ,  $G=77200\text{MPa}$  y  $\mu=0,30$  (Del Rio & Busnelli, 2014).

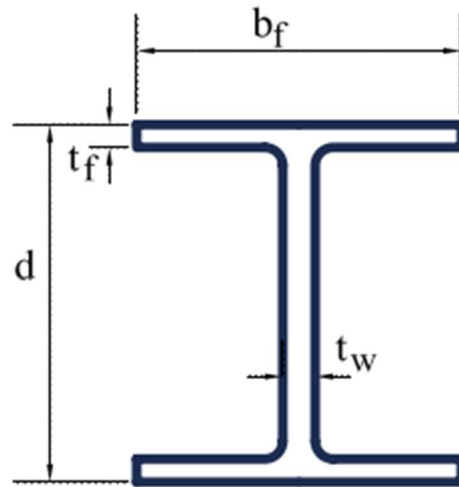
### 2.2.2 Vigas y columnas

Las columnas son elementos verticales que están sometidos principalmente a compresión y en algunos casos a flexión. Transmiten las cargas al terreno a través de los cimientos (Machado, 2018).

Las vigas trabajan principalmente a flexión y corte, en algunos casos puede haber torsión, por lo que se busca que tengan mayor altura que ancho y así aumentar la inercia y el módulo resistente para mejorar el rendimiento. Reciben las cargas verticales de la cubierta y la transmiten a las columnas (Machado, 2018).

Se utiliza para la fabricación de los pórticos, perfiles IPW de alma llena (figura 2.2).

Son perfiles de acero estructural A572 y se produce bajo la norma ASTM A 572 Gr. 50. Es un acero de alta resistencia y baja aleación con la adición de microaleantes (Niobio o Vanadio), se logra un mejor comportamiento mecánico y a su vez, podemos disminuir las secciones en diseño.



**Figura 2.2** Geometría perfiles W.

Dónde:

$b_f$ , ancho del perfil

$d$ , altura entre bordes externos del perfil

$t_f$ , espesor de alas del perfil

$t_w$ , espesor de alma del perfil

En cuanto a sus dimensiones, rige bajo la norma IRAM-IAS U 500-0215-6 “Perfiles doble T de acero, de alas anchas, caras paralelas, laminados en caliente - Parte 6: Serie W” y sus propiedades mecánicas bajo la norma IRAM-IAS U 500-0503 “Acero al carbono para uso estructural”. Esta norma establece los requisitos de los productos de acero al carbono laminados en caliente tales como perfiles, barras macizas y planchuelas, destinados a estructuras metálicas (abulonadas, remachadas o soldadas) (Normas IRAM-IAS U 500-0503, 2019).

### 2.2.3 Tensores

Son elementos que trabajan a solo tracción y rigidizan la estructura absorbiendo esfuerzos horizontales, por ejemplo, del viento. Al tener una estructura con columnas esbeltas, otra función de los tensores es alivianar la flexión en las mismas.

Generalmente encontramos tensores en forma de cruz de San Andrés.

Para su fabricación, se utilizan hierros redondos laminados de acero al carbono SAE 1010 con sus extremos roscados para tensarlos previamente.

#### **2.2.4 Pernos de anclajes y placa base**

Cumplen la función de relacionar las columnas metálicas con las fundaciones de H°A°. Transmiten las cargas tanto verticales como horizontales a las bases y sirven para posicionar correctamente las columnas durante al montaje. Son los encargados de mantener las columnas verticales mientras se instalan los arriostramientos.

Para los pernos, pueden usarse varillas roscadas redondas o hierros redondos laminados SAE 1020 o 1045. Pueden ser barras rectas o en forma de gancho. Para el proyecto, se usan varillas roscadas redondas de diámetro según la memoria de cálculo (Arnal, 2014).

#### **2.2.5 Fundaciones**

De acuerdo a datos conocidos del suelo, se adopta un tipo de fundación superficial hormigonados in-situ.

Se dispone de datos característicos del suelo necesarios para realizar el cálculo. El mismo se realiza por el Método de Sulzberger en el capítulo correspondiente.

### **2.3 DISEÑO DEL PROYECTO**

Para la elección de un sistema estructural, es necesario considerar algunos factores que influyen directamente al criterio general.

- Costo
- Peso
- Tiempo de construcción
- Mano de obra
- Disponibilidad de mercado
- Recursos disponibles

Como se nombró en el capítulo anterior, se desconoce el uso de la nave industrial. Por lo que el diseño es de una estructura que pueda amoldarse a diferentes finalidades.

Se opta por el acero como elemento estructural ya que satisface a los criterios antes mencionados respecto a otros sistemas como Hormigón Armado o sistemas mixtos.

La estructura dispone de pórticos dónde sus columnas están separadas a 23,80 m con una longitud máxima de 6,00 m, de esta forma, se puede optimizar los perfiles W. Las barras de perfiles tipo W tienen una longitud comercial de 12m, (figura 2.3).

Respecto a la disposición de pórticos, están separados cada 6,00 m entre ejes de columnas, ya que las correas de PCG tiene una medida comercial de 12m y se optimizan los cortes, (figura 2.4).

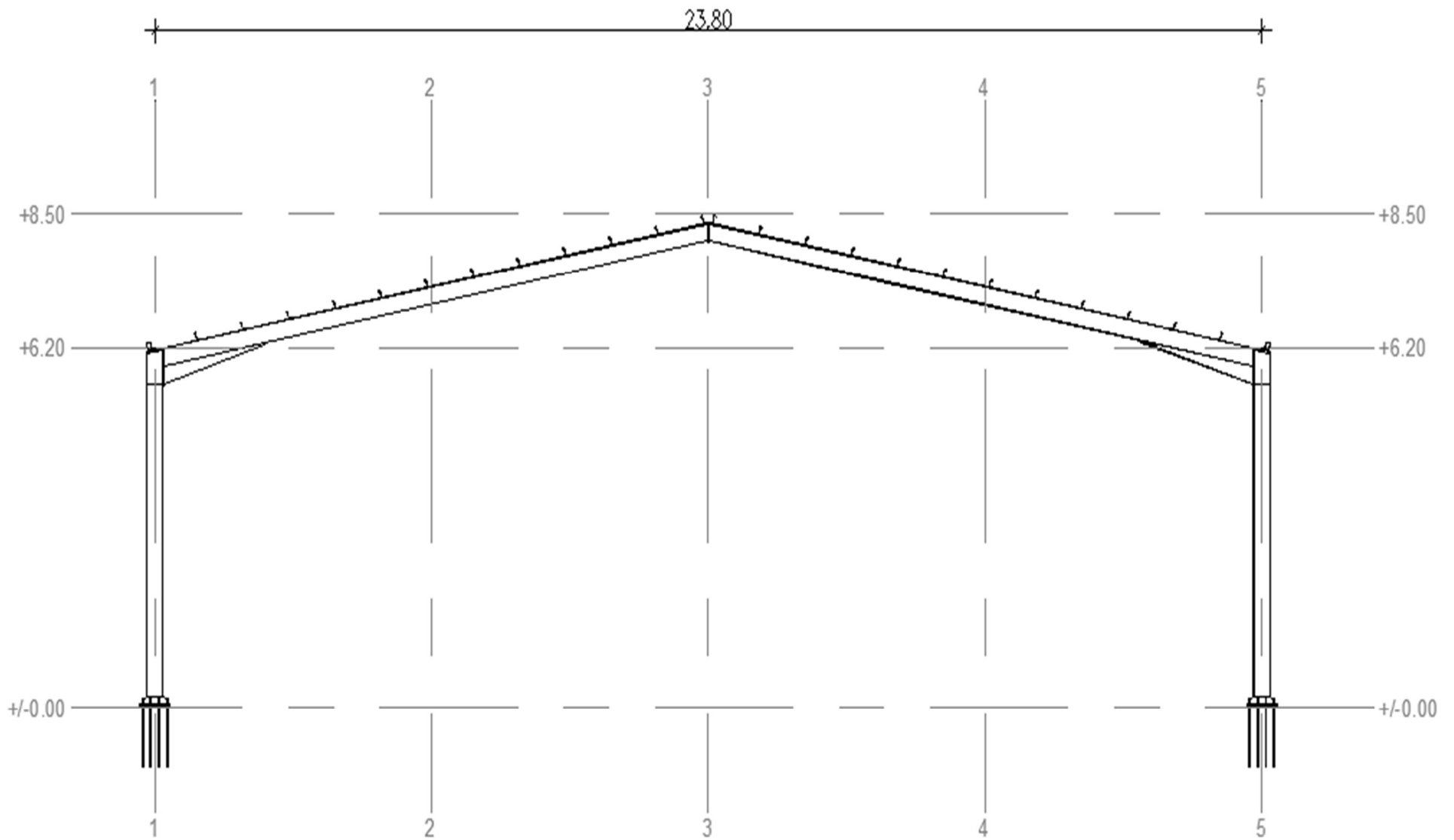
La altura de la nave se obtiene por las pendientes mínimas de la cubierta.

A mayor pendiente, se tiene mayor carga sobre las columnas y menor carga sobre las vigas. De lo contrario, cuando la pendiente es menor, las vigas son las que deben resistir más carga y se obtienen columnas más esbeltas. Se debe encontrar un equilibrio en el dimensionamiento.

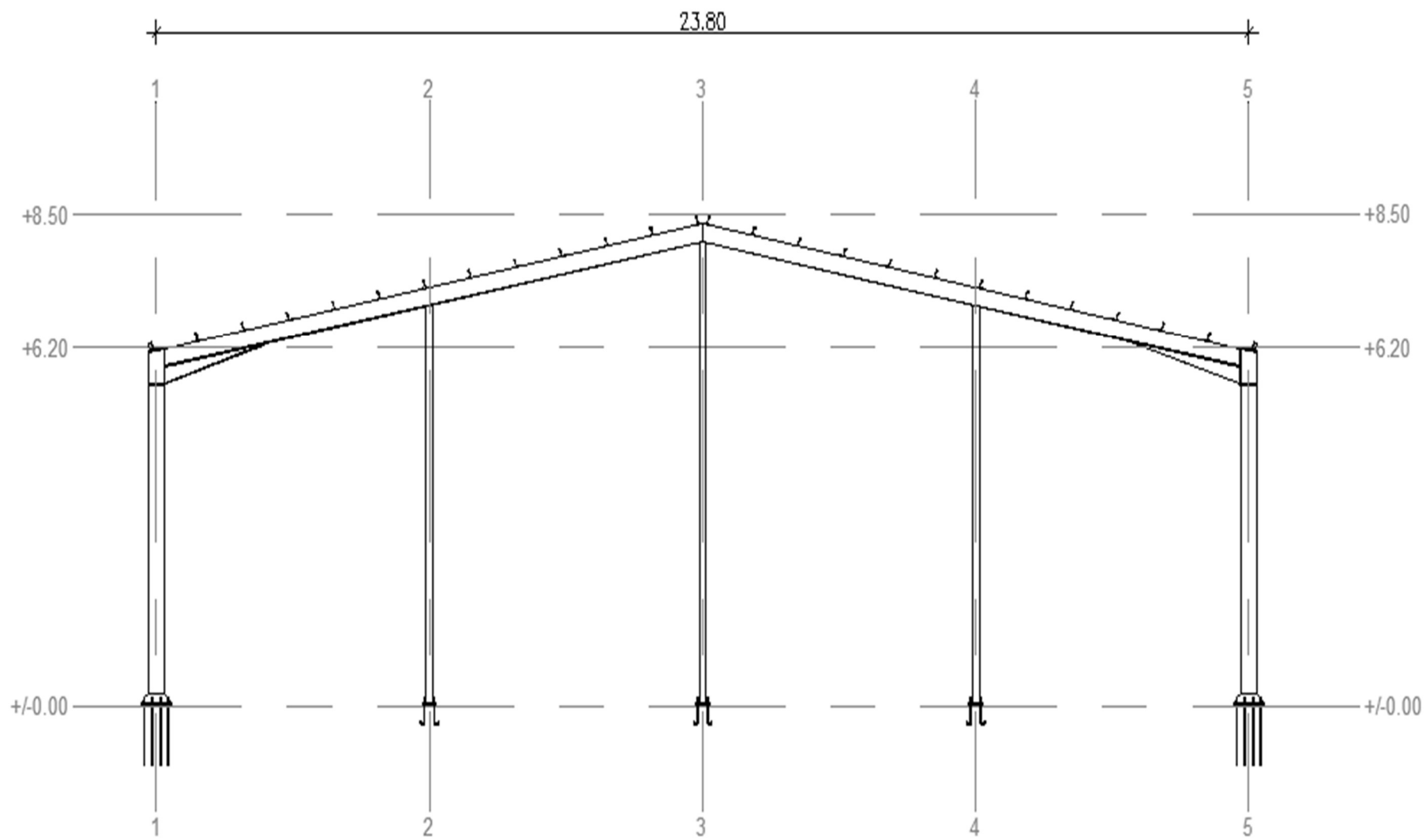
Otra cuestión a tener en cuenta es que, a mayor inclinación, la acción del viento sobre la cubierta también será mayor.

En este caso, la estructura tiene una altura mínima de 6 m y una máxima de 8,50 m en la cumbrera, (figura 2.5).

En el Anexo A se puede ver planos de arquitectura dispuestos sobre el diseño estructural elegido para el proyecto.



**Figura 2.3** Vista pórtico medio.



**Figura 2.4** Vista pórtico frontis.



## **2.4 PROTECCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

### **2.4.1 Protección contra incendios**

Según la Ley de Higiene y Seguridad en el trabajo – Decreto 351/79

Capítulo 18 – Art. 160

La protección contra incendios comprende el conjunto de condiciones de construcción, instalación y equipamiento que se deben observar tanto para los ambientes como para los edificios, aun para trabajos fuera de éstos y en la medida en que las tareas lo requieran.

Los objetivos a cumplimentar son:

- Dificultar la iniciación de incendios.
- Evitar la propagación del fuego y los efectos de gases tóxicos.
- Asegurar la evacuación de las personas.
- Facilitar el acceso y las tareas de extinción del personal de bomberos.
- Proveer las instalaciones de detención y extinción.

Cuando se utilice un edificio para usos diversos, se aplica a cada parte y uso las protecciones que correspondan y cuando un edificio o parte del mismo cambie su uso.

Por lo tanto, para el diseño y construcción de la estructura se debe tener en cuenta todos los artículos correspondientes a este decreto.

### **2.4.2 Protección contra la corrosión**

Los componentes estructurales son protegidos contra la corrosión o proyectados para resistir corrosión, cuando la misma pueda afectar la resistencia o alguna condición de servicio de la estructura o de una parte de ella.

La protección contra la corrosión se puede obtener por la aplicación de capas de protección, uso de aceros aleados resistentes a la corrosión u otros medios eficaces. La conservación de la protección contra la corrosión durante la vida útil de la estructura puede hacer necesaria la definición de un mantenimiento planificado de la misma. Los aceros resistentes a la corrosión también deben ser protegidos cuando no quede garantizada la formación de la película protectora o cuando la pérdida de espesor prevista durante la vida útil no sea tolerable. Alternativamente se puede proveer un sobre espesor de corrosión que sea adecuado para la agresividad del ambiente y la vida útil de la estructura (Reglamento CIRSOC 101, 2005).

La corrosión localizada, que puede ocurrir cuando existe retención de agua, condensación excesiva o por otros factores, debe ser minimizada mediante un adecuado proyecto y detallado, previéndose un drenaje eficiente cuando sea necesario (Reglamento CIRSOC 301, 2005).

Ante lo expuesto anteriormente se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- Prever desagües para el agua de condensación y evitar la acumulación de agua de lluvia.
- Especial atención en la protección de los elementos que no serán accesibles en durante la vida útil estructural.
- Las secciones cerradas deben ser estancos al aire.
- Protección anti corrosión mediante capas.





## *CAPÍTULO 3*

# **ESTUDIO DE CARGAS**



### 3.1 NORMAS

Para el estudio de cargas se deben tener en cuenta las siguientes normas:

- CIRSOC 101 - Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios.
- CIRSOC 102 - Acción del viento sobre las construcciones.

### 3.2 CARGAS ACTUANTES

Para el cálculo de esfuerzos en cualquier estructura hay que identificar las cargas que van a actuar sobre la misma. Por lo que se debe determinar su valor y dirección para poder proyectarlas correctamente a todos los elementos estructurales.

Se consideran 3 cargas sobre la estructura (figura 3.1):

- D, cargas muertas
- L, cargas vivas
- W, cargas de viento

#### 3.2.1 Cargas muertas o cargas permanentes

Se denominan cargas muertas a las de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar, como ser el peso propio de columnas y vigas, peso de correas y cerramientos de cubierta y laterales, accesorios.

Según el reglamento CIRSOC 108, define como el peso de la construcción permanente existente en el lugar en el momento particular de la secuencia de construcción que se está considerando.

Para el predimensionado, se estima el peso de las distintas partes que intervienen en la estructura, ya que se desconocen dimensiones y pesos exactos hasta no hacerse el análisis estructural y se definen secciones (Mc. Comard, 2012).

Definición de cargas de acuerdo al reglamento CIRSOC 101 (Rivas, 2014).

- **Cargas:** Fuerzas que resultan del peso de todos los materiales de construcción, del peso y actividad de sus ocupantes y del peso del equipamiento. También de efectos ambientales y climáticos tales como nieve, viento, etc.
- **Cargas nominales:** La magnitud de las cargas especificadas en el presente Reglamento, incluidos los Anexos.
- **Coacciones:** Esfuerzos internos originados por deformación diferida, retracción de fraguado, variación de temperatura, cedimiento de vínculos, etc. Sólo se producen en estructuras hiperestáticas.
- **Cargas permanentes:** Cargas en las cuales las variaciones a lo largo del tiempo son raras o de pequeña magnitud y tienen un tiempo de aplicación prolongado. En general, consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluyendo, pero no limitado a paredes, pisos, techos, cielorrasos, escaleras, elementos divisorios, terminaciones,

revestimientos y otros ítems arquitectónicos y estructurales incorporados de manera similar, y equipamiento de servicios con peso determinado.

### 3.2.2 Cargas vivas o sobrecarga

Las cargas vivas pueden cambiar de lugar y magnitud, son causadas cuando una estructura se ocupa, se usa y/o se mantiene.

Para el cálculo de la estructura, se debe tener en cuenta la sobrecarga actuante sobre la cubierta, ya sea a la hora del montaje de la estructura o el mantenimiento posterior y las acciones del viento.

Se entiende por sobrecarga a todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de uso (Mc. Comard, 2012).

### 3.3 VIENTOS

La presión del viento sobre la estructura se define de acuerdo a lo establecido en la norma CIRSOC 102-2005.

Depende de la forma y dimensión de la nave industrial y de la intensidad del propio viento que varía según la zona geográfica de la obra (Mc. Comard, 2012).

El software de cálculo Cype3D, permite conocer los valores del viento en la zona geográfica de Rafaela, Santa Fe (figura 3.2).

Normativa para el cálculo de la sobrecarga de viento

Argentina  Brasil  Colombia  Cuba  México  Paraguay  Perú  Venezuela  UE  Alemania  Bélgica  Bulgaria  España  Francia  Italia  Portugal  Argelia  Marruecos  Canadá  USA  India

CIRSOC 102-1984  CIRSOC 102-2005

Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones

**Categoría de uso**

I  II  III  IV

Todos los edificios y otras estructuras excepto las enumeradas en las categorías de uso I, III y IV..

**Datos del emplazamiento**

Velocidad básica del viento (m/s) 50.00

**Categoría del terreno**

Única  Según dirección

A  B  C  D

Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición B prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 500 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

**Clasificación según huecos**

Única  Según dirección

Edificio abierto  Edificio parcialmente cerrado  Edificio cerrado

Aplicar las condiciones para edificios de baja altura si es posible

**Orografía del terreno**

Llano

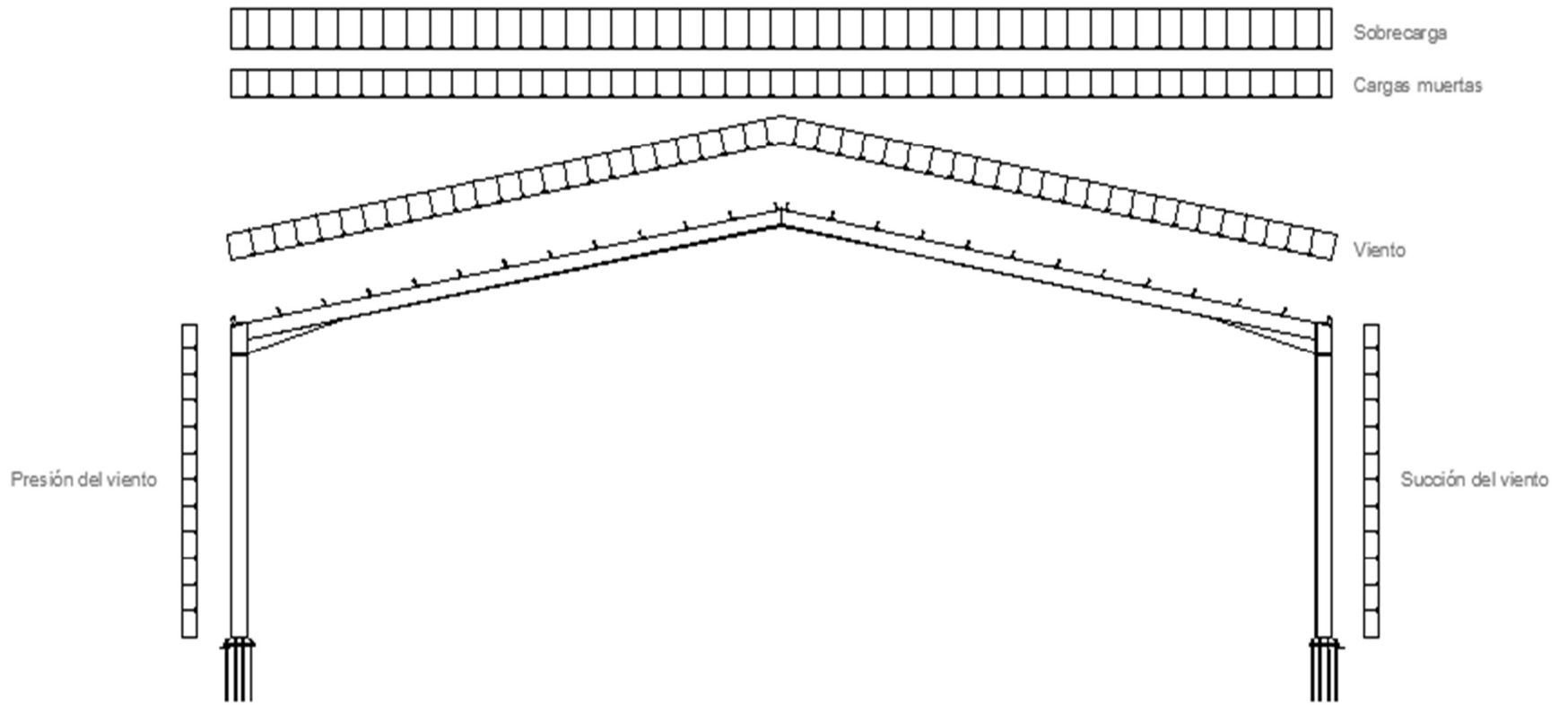
Escarpaduras

Colina 2D (alineación)

Colina 3D (aislada)

Figura 3.1 Acción del viento sobre la zona Rafaela, Santa Fe (Fuente: Cype3D).

- Categoría de uso: II
- Velocidad básica de viento: 50m/s (Rafaela – Santa Fe).
- Categoría del terreno: B (áreas urbanas y suburbanas).
- Clasificación: edificio cerrado.
- Orografía del terreno: Llano.

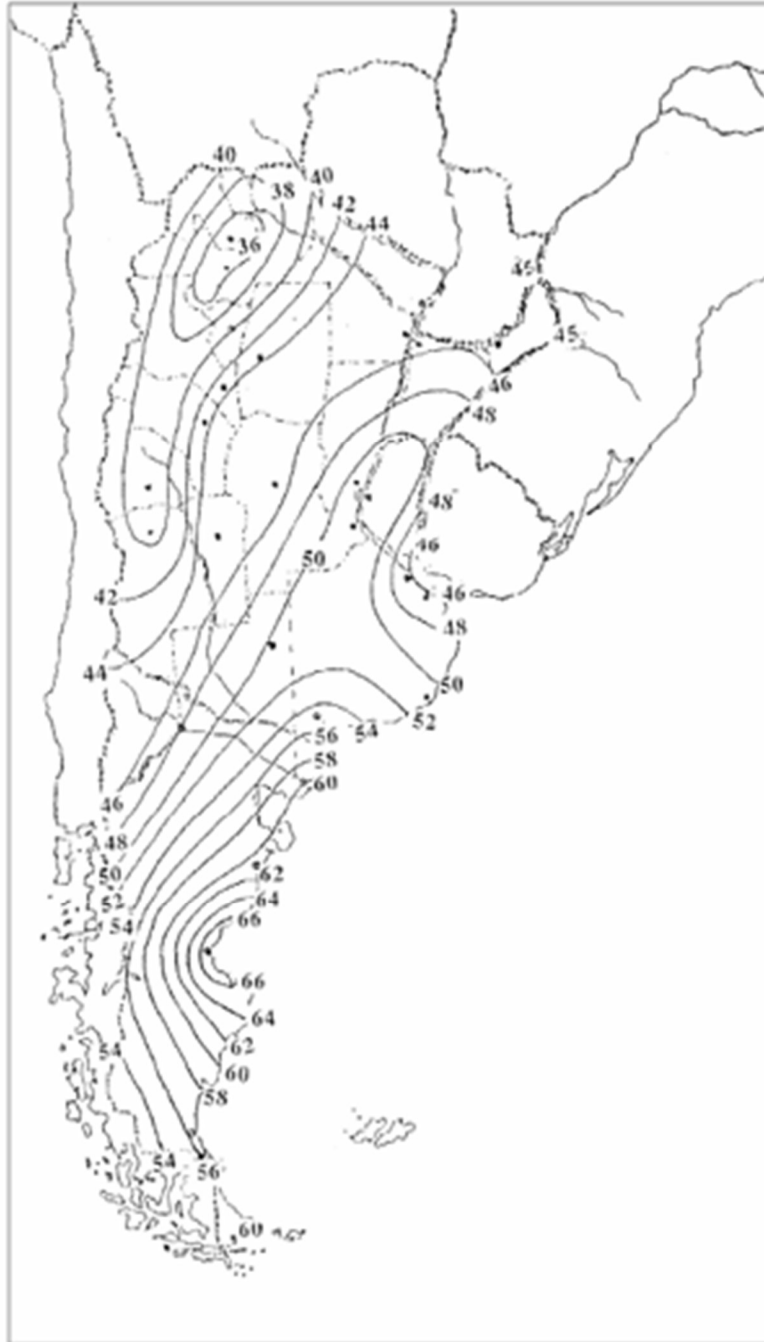


**Figura 3.2** Distribución de cargas en pórtico medio.

### 3.3.1 Cálculo de las cargas de viento (CIRSOC 102-2005)

#### 1- Velocidad básica del viento

Se obtiene la velocidad básica del viento según el reglamento (figura 3.3).  
VELOCIDAD BASICA: 48 M/S



**Figura 3.3** Velocidad básica del viento (Fuente: CIRSOC 102-2005).

## 2- Factor de direccionalidad (Kd)

Se puede observar en la figura 3.4 el valor del factor:

$K_d = 0.85$

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad $K_d$ *
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0,85
Toda otra sección transversal	0,95

*Figura 3.4 Factor de direccionalidad del viento (Fuente: CIRSOC 102-2005).*

## 3- Factor de importancia

Los edificios y estructuras se clasifican basados en la naturaleza de su ocupación de acuerdo a la figura 3.5.



Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalaciones Agrícolas.</li> <li>▪ Ciertas instalaciones temporarias.</li> <li>▪ Instalaciones menores para almacenamiento.</li> </ul>	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras para guarderías, escuelas primarias y secundarias con capacidad mayor que 150 personas.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 personas para universidades o instalaciones para educación de adultos.</li> <li>▪ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.</li> <li>▪ Instalaciones para cárceles y detenciones.</li> <li>▪ Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV.</li> </ul> Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalaciones petroquímicas.</li> <li>▪ Instalaciones para almacenamiento de combustibles.</li> <li>▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos.</li> <li>▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos.</li> </ul> Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivos para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.	III
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.</li> <li>▪ Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia.</li> <li>▪ Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias.</li> <li>▪ Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias.</li> <li>▪ Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia.</li> <li>▪ Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego).</li> <li>▪ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia.</li> <li>▪ Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional.</li> </ul>	IV

**Figura 3.5** Naturaleza de la ocupación (Fuente: CIRSOC 102-2005).

Para nuestro proyecto la categoría seleccionada es la II.

#### 4- Categoría de exposición

Se debe determinar una categoría de exposición para cada dirección de viento considerada que refleje adecuadamente las características del terreno.

Se adopta EXPOSICION C, la cual establece que son terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, alturas generalmente menores a 10 m.

### 5- Coeficiente de exposición para la presión dinámica

$$K_z = 0.91$$

Se obtiene de la figura 3.6 ya que tomamos el tipo de exposición C

Altura sobre el nivel del terreno, z (m)	Exposición (Nota 1)					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23
15	0,68	0,51	0,81	0,81	1,09	1,27
17,50	0,68	0,55	0,84	0,84	1,13	1,30
20	0,68	0,57	0,88	0,88	1,16	1,33
22,50	0,68	0,60	0,91	0,91	1,19	1,36
25	0,68	0,63	0,93	0,93	1,21	1,38
30	0,68	0,68	0,98	0,98	1,26	1,43
35	0,72	0,72	1,03	1,03	1,30	1,47
40	0,76	0,76	1,07	1,07	1,34	1,50
45	0,80	0,80	1,10	1,10	1,37	1,53
50	0,83	0,83	1,14	1,14	1,40	1,56
55	0,86	0,86	1,17	1,17	1,43	1,59
60	0,89	0,89	1,20	1,20	1,46	1,61
75	0,98	0,98	1,28	1,28	1,53	1,68
90	1,05	1,05	1,35	1,35	1,59	1,73
105	1,12	1,12	1,41	1,41	1,64	1,78
120	1,18	1,18	1,46	1,46	1,69	1,82
135	1,23	1,23	1,51	1,51	1,73	1,86
150	1,29	1,29	1,56	1,56	1,77	1,89

**Figura 3.6** Presiones dinámicas (Fuente: CIRSOC 102-2005).

### 6- Efectos topográficos

Factor topográfico:

$$K_{zt} = 1 \text{ (ya que nos encontramos en un terreno llano)}$$

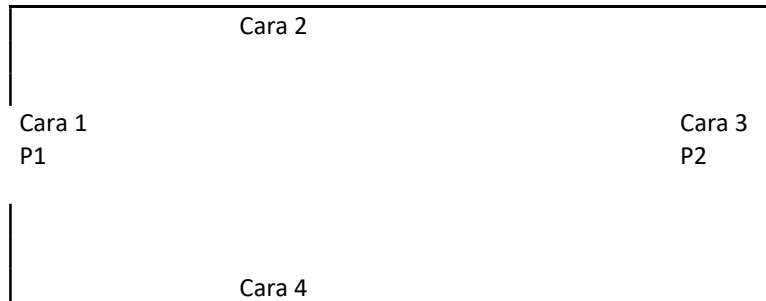
### 7- Factor Efecto Ráfaga

Según la norma el valor que se adopta para estructuras rígidas es el siguiente:

$$G = 0.85$$

## 8- Clasificación de Cerramientos

A partir del área total de la cara y de su respectiva abertura, se determina si la cara es abierta o cerrada. En la tabla 3.1, a partir de ciertos parámetros que los dispone la norma, se obtiene que todos los lados son cerrados.



**Tabla 3.1: Información sobre la nave industrial.**

Cara	Área muros Aberturas		Ao/Ag	ABIERTO	PARCIALMENTE CERRADO				CERRADO
	Ag (m <sup>2</sup> )	Ao (m <sup>2</sup> )			Ao/ΣAoi ≥ 1.1	0.01*Ag	Aoi/Agi		
1	148,80	24,00	0,16	FALSO	1,00	1,488	0,05	FALSO	SI
2	186,00	-	-	FALSO	-	1,86	0,10	FALSO	SI
3	148,80	24,00	0,16	FALSO	1,00	1,488	0,05	FALSO	SI
4	186,00	-	-	FALSO	-	1,86	0,10	FALSO	SI

## 9- Presión dinámica

Es evaluada a una altura Z, se obtiene a partir de la siguiente formula con los factores obtenidos anteriormente.

$$Q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad (1)$$

## 10- Cálculo de la presión dinámica

$$q_z = 0,613 \times k_z \times k_{zt} \times k_d \times v^2 \times I \quad (2)$$

$$Q_z = 1.055,13 \text{ N/m}^2 \quad (3)$$

## 11- Coeficiente de presión interna (GC<sub>pi</sub>)

El valor se extrae de la tabla 7 del reglamento, éste se determina a partir de lo establecido en el punto 8 con respecto a la clasificación de los cerramientos.

Se obtuvo que todos los laterales son cerrados, por lo tanto, a través de las figuras 3.7 y 3.8 conocemos los distintos coeficientes de presión.

Clasificación de cerramiento	$GC_{pi}$
Edificios abiertos	0,00
Edificios parcialmente cerrados	+ 0,55 - 0,55
Edificios cerrados	+ 0,18 - 0,18

Figura 3.7 Coeficiente de presión interna (Fuente: CIRSOC 102-2005)

Sistema principal resistente a la fuerza del viento		$h \leq 20$ m	
Figura 4	Coefficientes de presión externa, $GC_{pe}$	Paredes y cubiertas a dos aguas	
Edificios cerrados total o parcialmente			

**CASO A**

**CASO B**

Angulo de la Cubierta $\theta$ en grados	Superficie del edificio							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0 – 5	0,40	-0,69	-0,37	-0,29	0,61	-1,07	-0,53	-0,43
20	0,53	-0,69	-0,48	-0,43	0,80	-1,07	-0,69	-0,64
30 – 45	0,56	0,21	-0,43	-0,37	0,69	0,27	-0,53	-0,48
90	0,56	0,56	-0,37	-0,37	0,69	0,69	-0,48	-0,48

Angulo de la cubierta $\theta$ en grados	Superficie del edificio											
	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E	5E	6E
0 – 90	-0,45	-0,69	-0,37	-0,45	0,40	-0,29	-0,48	-1,07	-0,53	-0,48	0,61	-0,43

Figura 3.8 Coeficiente de presión externa (Fuente: CIRSOC 102-2005).



$$GC_{pi} = + 0.18$$

$$GC_{pi} = - 0.18$$

Los valores son positivos y negativos porque están actuando hacia y desde las superficies internas.

## 12- Coeficiente de presión externa (GC<sub>pf</sub>)

A partir de la figura 4 del reglamento CIRSOC 201 – 2005 se obtienen los valores de los coeficientes.

Para determinar cada uno se tienen en cuenta las distintas consideraciones de los puntos 1, 2, 3 y 4 que se encuentran a continuación de la figura.

### Notas

Los casos A y B se establecen como dos condiciones de carga separadas para generar acciones de viento, incluyendo torsión, que debe resistir el sistema principal resistente a la fuerza del viento.

Para obtener las acciones críticas del viento, el edificio se debe rotar en incrementos de 90° de manera tal que cada esquina a su turno sea esquina de barlovento, en tanto que los esquemas de carga en las figuras permanecen fijos. Para el cálculo de los sistemas estructurales que proporcionan resistencia lateral en la dirección paralela a la línea de cumbrera, el caso A debe basarse en  $\theta = 0^\circ$ .

Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.

Para el caso A de carga se aplican las siguientes restricciones:

a. El coeficiente de presión de la cubierta  $GC_{pf}$ , cuando es negativo en la zona 2, se aplica en dicha zona para una distancia desde el borde de la cubierta igual a 0,5 veces la dimensión horizontal del edificio, medida perpendicularmente a la línea del alero, o  $2,5h$ , la que sea menor. Para el resto de la zona 2 que se extiende hasta la línea de cumbrera se usa el coeficiente de presión  $GC_{pf}$  para zona 3.

b. Excepto para pórticos resistentes a flexión, el corte horizontal total no debe ser menor que el determinado al desprestigiar las fuerzas del viento sobre las superficies de la cubierta.

En las siguientes tablas 3.2 y 3.3, se determina el valor del coeficiente de presión externa según el sector y el caso que corresponda. Se calculan para vientos en dirección perpendicular y paralela.

**Tabla 3.2: Presión externa de viento perpendicular a la cumbrera**

Caso	$\theta$	Sector					
		1	2	3	4	5	6
A	5,00	0,40	-0,69	-0,37	-0,29		
A	20,00	0,53	-0,69	-0,48	-0,43		
A	9,46	0,48	-0,69	-0,44	-0,38		
B	0-90	-0,45	-0,69	-0,37	-0,45	0,40	-0,29
		1E	2E	3E	4E	5E	6E

**Tabla 3.2: Presión externa de viento perpendicular a la cumbrera (cont.)**

Caso	$\theta$	Sector					
		1	2	3	4	5	6
A	5,00	0,61	-1,07	-0,53	-0,43		
A	20,00	0,80	-1,07	-0,69	-0,64		
A	9,46	0,73	-1,07	-0,63	-0,56		
B	0-90	-0,48	-1,07	-0,53	-0,48	0,61	-0,43

**Tabla 3.3: Presión externa de viento paralelo a la cumbrera**

Caso	$\theta$	Sector					
		1	2	3	4	5	6
A	0	0,40	-0,69	-0,37	-0,29		
B	0-90	-0,45	-0,69	-0,37	-0,45	0,40	-0,29
		1E	2E	3E	4E	5E	6E
A	0	0,61	-1,07	-0,53	-0,43		
B	0-90	-0,48	-1,07	-0,53	-0,48	0,61	-0,43

Nota: los resultados obtenidos son los resaltados en color gris.

### 13- Determinación de cargas sobre cubierta y muros

Mediante la siguiente expresión se pueden obtener las presiones de diseño del sector en estudio.

$$P = Q_H [(GC_{PF}) - (GC_{PI})] \quad (4)$$

Dónde:

$Q_H$ : presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta H.

$(GC_{PF})$ : Coeficiente de presión externa.

$(GC_{PI})$ : Coeficiente de presión interna.

Las cargas obtenidas a partir de la formula anterior se visualizan en verde en las siguientes tablas 3.4 y 3.5 respectivamente.

Según el artículo 1.4.1 del reglamento la carga mínima es +/- 500 N/m<sup>2</sup>.

**Tabla 3.4: Cargas de viento perpendicular a la cumbrera**

DETERMINACION DE CARGAS (N/m <sup>2</sup> )							
Caso	Gcpi	Sector					
		1	2	3	4	5	6
A1	-0,18	0,66	-0,51	-0,26	-0,20		
		698,50	-538,11	-500,00	-500,00		
A2	0,18	0,30	-0,87	-0,62	-0,56		
		500,00	-917,96	-653,54	-589,10		
B1	-0,18	-0,27	-0,51	-0,19	-0,27	0,58	-0,11
		-500,00	-538,11	-500,00	-500,00	611,97	-500,00

**Tabla 3.4: Cargas de viento perpendicular a la cumbrera (cont.)**

DETERMINACION DE CARGAS (N/m <sup>2</sup> )							
Caso	Gcpi	Sector					
		1	2	3	4	5	6
B2	0,18	-0,63	-0,87	-0,55	-0,63	0,22	-0,47
		<b>-664,73</b>	<b>-917,96</b>	<b>-580,32</b>	<b>-664,73</b>	<b>500,00</b>	<b>-500,00</b>
		1E	2E	3E	4E	5E	6E
A1	-0,18	0,91	-0,89	-0,45	-0,38		
		<b>960,02</b>	<b>-939,06</b>	<b>-500,00</b>	<b>-500,00</b>		
A2	0,18	0,55	-1,25	-0,81	-0,74		
		<b>580,17</b>	<b>-1.318,91</b>	<b>-855,64</b>	<b>-783,41</b>		
B1	-0,18	-0,30	-0,89	-0,35	-0,30	0,79	-0,25
		<b>-500,00</b>	<b>-939,06</b>	<b>-500,00</b>	<b>-500,00</b>	<b>833,55</b>	<b>-500,00</b>
B2	0,18	-0,66	-1,25	-0,71	-0,66	0,43	-0,61
		<b>-696,38</b>	<b>-1.318,91</b>	<b>-749,14</b>	<b>-696,38</b>	<b>500,00</b>	<b>-643,63</b>

**Tabla 3.5: Cargas de viento paralelo a la cumbrera**

DETERMINACION DE CARGAS (N/m <sup>2</sup> )							
Caso	GCpi	Sector					
		1	2	3	4	5	6
A3	-0,18	0,58	-0,51	-0,19	-0,11		
		<b>611,97</b>	<b>-538,11</b>	<b>-500,00</b>	<b>-500,00</b>		
A4	0,18	0,22	-0,87	-0,55	-0,47		
		<b>500,00</b>	<b>-917,96</b>	<b>-580,32</b>	<b>-500,00</b>		
B3	-0,18	-0,27	-0,51	-0,19	-0,27	0,58	-0,11
		<b>-500,00</b>	<b>-538,11</b>	<b>-500,00</b>	<b>-500,00</b>	<b>611,97</b>	<b>-500,00</b>
B4	0,18	-0,63	-0,87	-0,55	-0,63	0,22	-0,47
		<b>-664,73</b>	<b>-917,96</b>	<b>-580,32</b>	<b>-664,73</b>	<b>500,00</b>	<b>-500,00</b>
		1E	2E	3E	4E	5E	6E
A3	-0,18	0,79	-0,89	-0,35	-0,25		
		<b>833,55</b>	<b>-939,06</b>	<b>-500,00</b>	<b>-500,00</b>		
A4	0,18	0,43	-1,25	-0,71	-0,61		
		<b>500,00</b>	<b>-1.318,91</b>	<b>-749,14</b>	<b>-643,63</b>		
B3	-0,18	-0,30	-0,89	-0,35	-0,30	0,79	-0,25
		<b>-500,00</b>	<b>-939,06</b>	<b>-500,00</b>	<b>-500,00</b>	<b>833,55</b>	<b>-500,00</b>
B4	0,18	-0,66	-1,25	-0,71	-0,66	0,43	-0,61
		<b>-696,38</b>	<b>-1.318,91</b>	<b>-749,14</b>	<b>-696,38</b>	<b>500,00</b>	<b>-643,63</b>

Según el artículo 1.4.1 del reglamento la carga mínima es 500 N/m<sup>2</sup>.

### 3.4 ANÁLISIS DE CARGA

Como se mencionó anteriormente, para el análisis de carga permanente se utiliza el reglamento CIRSOC 101-2005, en el cual se encuentran las siguientes consideraciones (Reglamento CIRSOC 101, 2005).

- Cuando se determinan las cargas permanentes con propósito de diseño, se usan los pesos reales de los materiales y elementos constructivos. En ausencia de información fehaciente, se usan los valores que se indican en el presente Reglamento.
- Las cargas permanentes se obtienen multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios que se indican en la tabla 3.1 para los materiales y conjuntos funcionales de construcción y en la tabla 3.2 para otros materiales de construcción y almacenables diversos.
- Cuando estas cargas tienen el carácter de estabilizante, se determina exhaustivamente su valor en cada caso particular, para no asignarles un valor en exceso.
- Cuando se determinen las cargas permanentes con propósito de diseño, se debe incluir el peso del equipamiento fijo de servicios, tal como instalación sanitaria, instalación eléctrica, sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado.
- En edificios de oficinas u otros edificios, donde se levantan o redistribuyen elementos divisorios interiores, se debe prever el peso de dichos elementos, ya sea que éstos se muestren o no en los planos, a menos que la sobrecarga especificada exceda los 4 KN/m<sup>2</sup>.

Para el proyecto, se realiza un análisis estimativo del peso propio de los materiales para el predimensionado. En el caso de la cubierta, se consideran correas de perfil tipo "C" N°160 y chapa acanalada cincalum N°25. Para las vigas y columnas, se realiza el predimensionado con perfiles de alma llena tipo W que se comercializan en Argentina. Se utiliza un criterio conservador en base a naves industriales existentes y se propuso un IPW 310x28,3 para vigas, IPW 310x44 para columnas principales y IPW 250x38,8 para columnas secundarias.

Dichos datos fueron cargados en el software CYPE 3D para modelar el pórtico a dimensionar.

A continuación, se desarrolla el cálculo de la carga permanente (carga muerta) de la nave industrial.

### **Peso propio de Cubierta**

- Peso PCG 160x60x2mm: 4.80 kg/m
- Peso de chapa acanalada CINCALUM N°25: 4.98 kg/m<sup>2</sup>
- Clip y autoperforantes: 3 kg/m<sup>2</sup>

Las correas se apoyan cada 1m, entonces, se estima un peso de 13 kg/m<sup>2</sup> para los pórticos de acuerdo al área de influencia (figura 3.9).



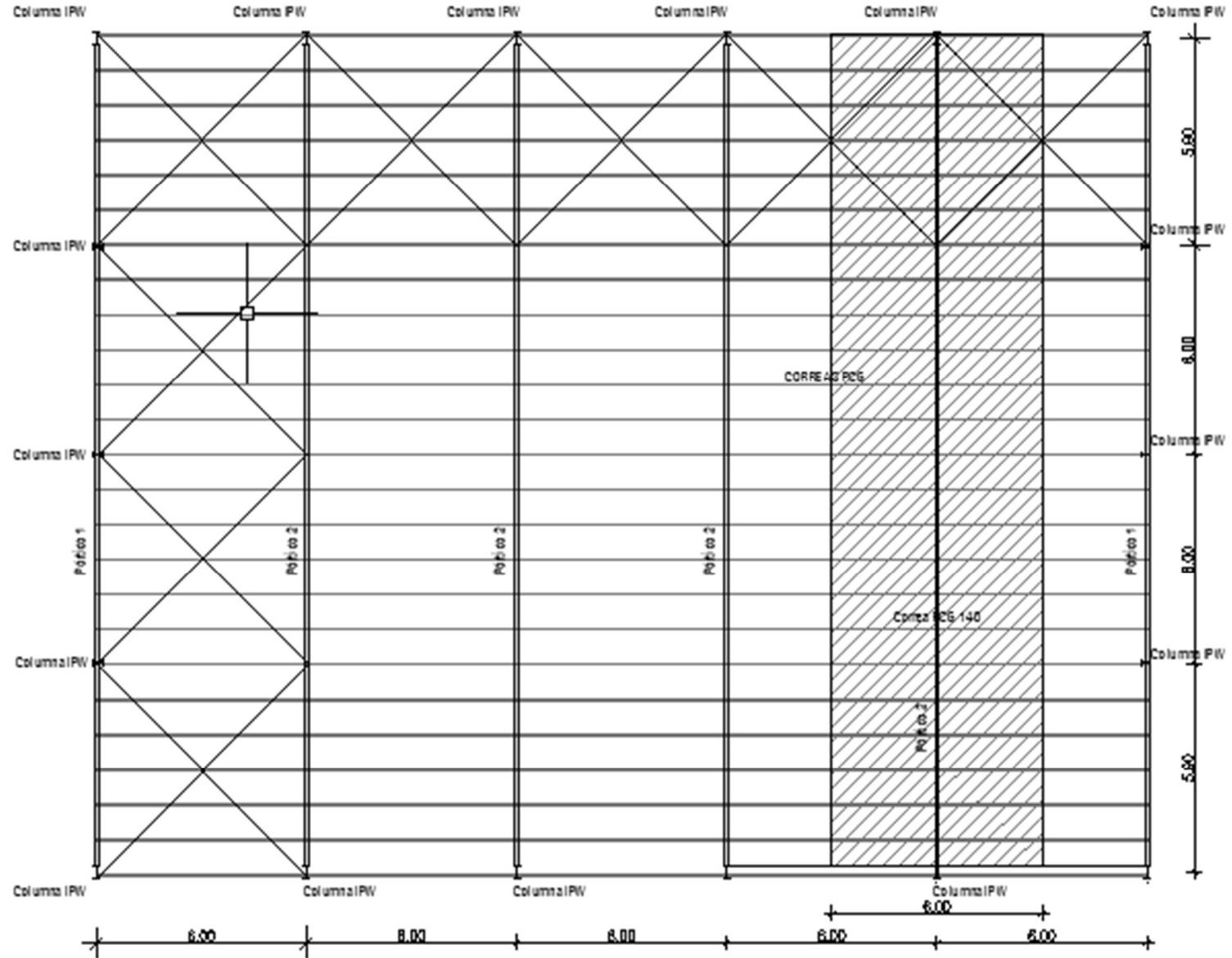


Figura 3.9 Área de influencia de la cubierta sobre el pórtico.

Por lo tanto, el peso propio de la cubierta sobre el pórtico de acuerdo al área de influencia será el siguiente:

$$13 \text{ kg/m}^2 \times 6\text{m} = 78 \text{ kg/m} = \mathbf{0,78 \text{ KN/m}} \quad (5)$$

### **Peso propio del Pórtico**

- Peso viga IPW 310x28.3: 28.3 kg/m
- Peso columna IPW 360x44: 44 kg/m

Al igual que con la carga permanente, para el análisis de la sobrecarga se realiza según el reglamento CIRSOC 101-2005 donde se encuentran las siguientes consideraciones (Reglamento CIRSOC 303, 2005).

- Las sobrecargas usadas en el diseño de edificios y otras estructuras son las máximas esperadas para el destino deseado en la vida útil de la construcción, pero en ningún caso deben ser menores que las cargas mínimas uniformemente distribuidas requeridas en la tabla 4.1.
- Para el caso de cubiertas de edificios destinados a depósitos, almacenamientos comerciales y de manufactura, y entresijos de garajes comerciales, cualquier nudo del cordón inferior de cubiertas expuestas de cubierta, o cualquier nudo perteneciente al sistema estructural de cubierta sobre el que apoyan cubiertas, debe ser capaz de soportar junto con su carga permanente, una carga concentrada suspendida no menor que 9 KN. Para todos los otros destinos, cualquier elemento estructural de una cubierta de edificio debe ser capaz de soportar una carga concentrada de 1 KN ubicada en la posición más desfavorable.
- Las cargas concentradas para estructuras de cubierta indicadas en los párrafos anteriores no actúan simultáneamente con las sobrecargas especificadas en el artículo 4.9.

La sección 4.9 nos dice lo siguiente:

- Las cubiertas comunes planas, horizontales o con pendiente y curvas se diseñan para las sobrecargas especificadas en la expresión (4.2.) u otras combinaciones de cargas de control fijadas en los reglamentos específicos de cada material, aquella que produzca las mayores solicitaciones. En estructuras tales como invernaderos, donde se usa andamiaje especial como superficie de trabajo para obreros y materiales durante las operaciones de reparación y mantenimiento, no se puede usar una carga de cubierta menor que la especificada en la expresión (4.2) a menos que la apruebe la autoridad bajo cuya jurisdicción se realiza la obra.

Para el cálculo de la sobrecarga, se considera una sobrecarga concentrada de 100kg ubicada en la posición más desfavorable del pórtico, en este caso en el centro de la viga.

Sin embargo, para el cálculo es conveniente utilizar una carga uniformemente distribuida. De esta forma se expone a la estructura a una situación más desfavorable y se simplifica el dimensionamiento.

El resultado, según la norma, lo obtenemos de la figura 3.10.

$$L_r = 0,96 R_1 R_2 \quad \text{siendo} \quad 0,58 \leq L_r \leq 0,96 \quad (4.2)$$

donde:

$L_r$  sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal en  $\text{kN/m}^2$

Los factores de reducción  $R_1$  y  $R_2$  se determinarán como sigue:

$R_1 = 1$	para $A_t \leq 19 \text{ m}^2$
$R_1 = 1,2 - 0,01076 A_t$	para $19 \text{ m}^2 < A_t < 56 \text{ m}^2$
$R_1 = 0,6$	para $A_t \geq 56 \text{ m}^2$

donde:

$A_t$  área tributaria (ver comentarios artículo 4.8.1) en metros cuadrados soportada por cualquier elemento estructural y

$R_2 = 1$	para $F \leq 4$
$R_2 = 1,2 - 0,05 F$	para $4 < F < 12$
$R_2 = 0,6$	para $F \geq 12$

donde, para una cubierta con pendiente,  $F = 0,12 \times \text{pendiente}$ , con la pendiente expresada en porcentaje y, para un arco o cúpula,  $F = \text{la relación altura-luz del tramo} \times 32$ .

Figura 3.10 Esquema para el cálculo de la sobrecarga de montaje y mantenimiento (Fuente: CIRSOC 101-2005).

### 3.5 COMBINACIÓN DE CARGAS

Es importante conocer o identificar los estados de carga a los que está sometida una estructura. El cálculo se debe realizar con las cargas o sobrecargas más desfavorables que actúan en cualquier parte de la estructura. Se verifica que, frente a estos estados, la construcción siga cumpliendo con los criterios y normas de diseño, así como también el estado límite último (ELU) y de servicio (ELS).

Para determinar estos valores, es importante afectar las cargas a factores de amplificación que pretenden mostrar la probabilidad de que la carga estimada sea superada en la realidad.

Debido a que no todas las cargas actúan en simultáneo, se determina la carga máxima de diseño de acuerdo a las siguientes combinaciones (PRINCIPIOS GENERALES Y MÉTODO DE LOS ESTADOS, 2015).

*Carga Permanente Durante su Construcción*

$$U = 1.4 D \quad (6)$$

*Carga Permanente (D) + Sobrecarga (L)*

$$U = 1.2 D + 1.6 L \quad (7)$$

*Carga Permanente (D) + Acción Del Viento (W)*

$$U = 0.90 D + 1.6 W \quad (8)$$

*Carga Permanente (D) + Sobrecarga (L) + Acción Del Viento (W)*

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.8 W \quad (9)$$

Siendo:

D= Carga muerta o permanente

L= Carga viva o sobrecarga

W= Carga de viento

U= Carga total

### **3.5.1 Estado límite último (ELU)**

Se considera como Estado Límite Último cuando en una estructura se producen fallos por los cuales la estructura o una parte de ella colapsa o se rompe.

Dependiendo del tipo de estructura, se disponen los siguientes estados.

- ELU de equilibrio, por pérdida de estabilidad estática o equilibrio de una parte o de toda la estructura considerada como cuerpo rígido.
- ELU de rotura, por deformación plástica excesiva donde la resistencia de los materiales estructurales es determinante.
- ELU de fatiga, está relacionada por los daños que puede recibir una estructura como consecuencia de solicitaciones variables excesivas.

Es por ello que se utilizan coeficientes de seguridad para mayorar las cargas. De esta forma, a la hora del cálculo, no se utilizan las cargas que realmente actuarán, si no que se aplican unas acciones mayores.

- Para el cálculo de flexión, el coeficiente de seguridad es de 0.9.
- Para la verificación por corte, utilizamos como coeficiente de seguridad 0.7

### **3.5.2 Estado límite de servicio (ELS)**

Se denomina Estado Límite de Servicio a aquellos que, si se sobrepasan, la estructura deja de cumplir el objetivo para la que fue proyectada por razones de funcionalidad, de durabilidad o morfológicas, pero sin que la estructura llegue al colapso.

- ELS de fisuración, afecta a la durabilidad o estética del puente.
- ELS de deformación, afecta a la funcionabilidad de la estructura y a elementos no estructurales.

Verificar los ELS, significa asegurar una prestación adecuada a la estructura para los niveles de carga de servicio, de acuerdo al uso especificado (PRINCIPIOS GENERALES Y MÉTODO DE LOS ESTADOS, 2015).

### 3.6 UNIONES Y VÍNCULOS

Las uniones tienen como función principal la transmisión de cargas de un elemento estructural a otro. Son puntos críticos de una estructura por lo que es recomendable reducir su cantidad al mínimo posible.

Existen uniones que sirven para enlazar dos piezas y generar un elemento compuesto, denominados empalmes, o bien, uniones que fijan cada elemento en su posición dentro de la estructura.

Cada unión se debe analizar y diseñar de forma particular, se determinan las solicitaciones actuantes, concentración de esfuerzos y tensiones sobre ellas y se estudia la forma más eficiente para su ejecución, de forma que verifique correctamente la transmisión de esfuerzos y deformaciones ya que la mayoría de los accidentes son por uniones mal ejecutadas o mal proyectadas (Picazo, 2007).

Todas las uniones deben tener un comportamiento lo suficientemente dúctil y desarrollar su capacidad portante en el rango plástico, sin que se produzca un fallo por deformación excesiva.

Se caracterizan las uniones por su rigidez:

- Uniones articuladas, donde no desarrollan momentos significativos que pueda afectar a los elementos de la estructura. Solo deben ser capaces de transmitir las fuerzas y soportar los giros de cálculo, (figura 3.11a y b).
- Uniones rígidas, su deformación no influye directamente a la distribución de esfuerzos en la estructura. Deben transmitir esfuerzos y momentos de cálculo (figura 3.11c y d).

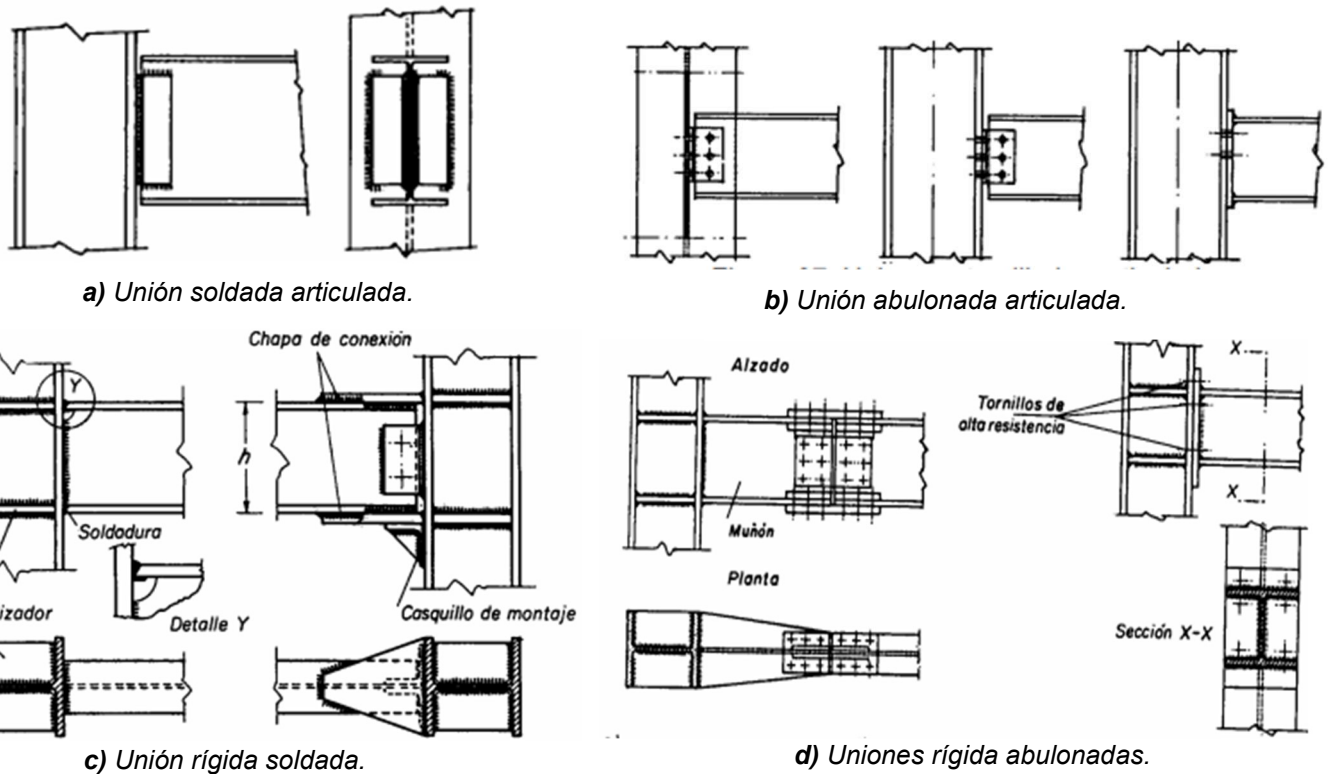


Figura 3.11 Tipos de uniones (Fuente: CIRSOC 101-2005).

### **3.6.1 Pórticos Rígidos y Articulados**

Dependiendo del tipo de vínculo de las columnas y sus bases, la estructura se divide en pórticos rígidos o pórticos articulados.

Empotrar las columnas a las bases, cuando los pórticos son rígidos o biempotrados, reduce los momentos máximos en la estructura metálica y se consigue una mayor rigidez del pórtico frente a esfuerzos horizontales. Pero a su vez, aumenta el volumen de H° en las cimentaciones.

Por otro lado, los pórticos articulados no presentan momentos flectores en la base por lo que requiere un menor volumen de hormigón. Sin embargo, genera momentos máximos en los nudos y los desplazamientos horizontales son mayores, de esta manera se necesita un mayor dimensionamiento de perfiles metálicos (Machado, 2018).

Para el costo total de la estructura (acero y hormigón) es más económico un pórtico empotrado en la base que un articulado, esta diferencia se incrementa al aumentar la luz entre columnas (Machado, 2018).

El proyecto se encuentra en un terreno con poca resistencia por lo que es más conveniente realizar columnas articuladas a las bases. La estructura es más costosa pero la fundación exige menor gasto y es más flexible.

### **3.6.2 Placas de Anclaje**

Son elementos estructurales cuya función es la de unir la estructura metálica a la fundación, en nuestro caso, cimientos de H°A°. Tiene como objetivo transmitir los esfuerzos al hormigón sin superar las tensiones admisibles (Machado, 2018).

Como el hormigón es de menor resistencia que el acero, se aumenta la superficie de apoyo de las columnas a la base de manera que la transmisión de esfuerzos de un material a otro sea lo más uniforme posible.

Los elementos que constituyen las placas de anclaje son:

- Placa base, tal como su nombre lo dice, es una placa de acero que se encarga de distribuir las cargas a la base.

- Cartelas de rigidez, se utilizan cuando las cargas actuantes son elevadas. Absorben esfuerzos de corte y momentos en la base.

- Pernos de anclaje, generalmente son varillas roscadas redondas que están embebidos en el hormigón, y que al fraguar y endurecer éste, trabaja por adherencia.

### **3.7 DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES**

Para el dimensionamiento de las distintas uniones dentro de la estructura, se realizan de acuerdo a las normas ANSI/AISC 360-10

### 3.7.1 Uniones viga-columna

#### 3.7.1.1 Esbeltez del alma de la columna

Seguendo la norma ANSI/AISC 360-10, G2 debe cumplirse lo siguiente:

$$\frac{h}{T_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (10)$$

Siendo:

h: altura del alma

$T_w$ : espesor del alma

E: módulo de elasticidad del acero

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada

$$\rightarrow \frac{33,14 \text{ cm}}{0,69 \text{ cm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{20.000.000 \text{ KN/cm}^2}{360.000 \text{ KN/cm}^2}} \quad (11)$$

$$\rightarrow 48,02 \leq 52,80 \quad \text{VERIFICA} \quad (12)$$

#### 3.7.1.2 Resistencia al corte en el alma de la columna

Seguendo la norma ANSI/AISC 360-10, J10.6 debe cumplirse lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (13)$$

Dónde:

$R_u$ : esfuerzo cortante requerido

$\phi R_n$ : resistencia de corte disponible

Si  $P_r \leq 0,4P_c$  entonces  $R_n = 0,60 F_y d_c T_w$

Si  $P_r > 0,4P_c$  entonces  $R_n = 0,60 F_y d_c T_w \left(1,4 - \frac{P_r}{P_c}\right)$

Dónde:

$P_r$ : resistencia axial requerida

$P_c$ : resistencia axial disponible

$d_c$ : altura total del alma de la columna

$T_w$ : espesor del alma de la columna

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

Mediante resultados obtenidos por Cype3D, se obtiene que:

$$P_r = 219,17 \text{ KN}$$

$P_c = 866,83 \text{ KN}$  (sobre el eje z)

→  $219,17 \text{ KN} \leq 346,73 \text{ KN}$

$$\rightarrow R_n = 0,60 * 36.000 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} * 24,08 \text{ cm}^2 \quad (14)$$

→  $R_n = 520,13 \text{ KN}$  entonces  $\phi R_u = 468,11 \text{ KN}$

$$\rightarrow 219,17 \text{ KN} \leq 468,11 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (15)$$

### 3.7.1.3 Tensión de Von Mises en rigidizadores

Esta teoría se basa en el criterio de que un material dúctil comienza a ceder cuando la tensión de Von Mises es igual o superior a la tensión admisible del material.

Debe cumplirse lo siguiente:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq \phi F_y \quad (15)$$

Siendo:

$\sigma$ : tensión normal, según valores arrojados por Cype3D  $\sigma = -31.906 \text{ KN}$

$\tau$ : tensión tangencial, según valores arrojados por Cype3D  $\tau = 0$

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada (36.000 KN)

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow \sqrt{31.906^2 + 3 \cdot 0^2} \leq 0,90 * 36.000 \text{ KN} \quad (16)$$

$$\rightarrow 31.906 \text{ KN} \leq 32.400 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (17)$$

### 3.7.1.4 Resistencia a la tracción en el ala de la columna

De acuerdo al criterio de Von Mises debe verificarse que:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq \phi F_y \quad (18)$$

Siendo:

$\sigma$ : tensión normal, según valores arrojados por Cype3D  $\sigma = 11.257 \text{ KN}$

$\tau$ : tensión tangencial, según valores arrojados por Cype3D  $\tau = 1.496 \text{ KN}$

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada (36.000 KN)

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow \sqrt{11.257^2 + 3 \cdot 1.496^2} \leq 0,90 * 36.000 \text{ KN} \quad (19)$$

$$\rightarrow 11.551,37 \text{ KN} \leq 32.400 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (20)$$

### 3.7.1.5 Resistencia al corte en el ala de la columna

De acuerdo al criterio de Von Mises debe verificarse que:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq \phi F_y \quad (21)$$



Siendo:

$\sigma$ : tensión normal, según valores arrojados por Cype3D  $\sigma = 22.114 \text{ KN}$

$\tau$ : tensión tangencial, según valores arrojados por Cype3D  $\tau = 0$

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada (36.000 KN)

$\emptyset$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow \sqrt{22.114^2 + 3 \cdot 0^2} \leq 0,90 \cdot 36.000 \text{ KN} \quad (22)$$

$$\rightarrow 22.114 \text{ KN} \leq 32.400 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (23)$$

### 3.7.1.6 Solicitaciones combinadas y torsión en el alma de la viga

De acuerdo al criterio de Von Mises y ANSI/AISC 360-10, H debe verificarse que:

$$\sqrt{f_{ra}^2 + 3 [f_{rva}^2 (f_{rv} + f_v)^2]} \leq \emptyset F_y \quad (24)$$

$$f_{ra} = P_r / A_c = 21.943 \text{ KN}$$

$$f_{rva} = f_{ra} \cdot \tan \alpha = 4.610 \text{ KN}$$

$$f_{rv} = Q_{rv} / A_v = 0$$

$$f_v = \frac{M_t \cdot T}{J} = 0$$

Dónde:

$P_r$ : resistencia de cálculo de la sección a compresión = 210,26 KN

$Q_{rv}$ : esfuerzo cortante requerido = 0

$M_T$ : resistencia torsional de diseño = 0

$t$ : espesor = 0,94 cm

$J$ : constante torsional = 12,22 cm<sup>4</sup>

$\alpha$ : ángulo respecto al plano horizontal = 11,86°

$A_c$ : área sometida a compresión = 9,58 cm<sup>2</sup>

$A_v$ : área sometida a cortante = 9,58 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\emptyset$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow \sqrt{21.943^2 \text{ KN} + 3 [4.610^2 \text{ KN} (0 + 0)^2]} \leq 0,90 \cdot 36.000 \text{ KN} \quad (25)$$

$$\rightarrow 23.350,62 \text{ KN} \leq 32.400 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (26)$$

### 3.7.1.7 Resistencia a tracción en el ala de la viga

Seguando la norma ANSI/AISC 360-10, J4.1 debe cumplirse lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (27)$$

Siendo:

$R_u$ : resistencia a tracción requerida = 25,96 KN

$\phi R_n$ : resistencia a tracción de diseño

$$R_n = F_y * A_g \quad (28)$$

$A_g$ : área total de la sección transversal = 4,53 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow 25,96 \text{ KN} \leq 146,9 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (29)$$

### 3.7.1.8 Resistencia a tracción en el alma de la viga

Seguando la norma ANSI/AISC 360-10, J4.1 debe cumplirse lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (30)$$

Siendo:

$R_u$ : resistencia a tracción requerida = 89,81 KN

$\phi R_n$ : resistencia a tracción de diseño

$$R_n = F_y * A_g \quad (31)$$

$A_g$ : área total de la sección transversal = 5,46 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow 89,81 \text{ KN} \leq 176,86 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (32)$$

### 3.7.1.9 Rigidez rotacional

Se verifica la relación entre la resistencia del ala del casquillo en T en modo 1 y modo 3 según criterio de Cype3D, por lo que debe cumplirse:

$$\beta \leq 1,8 \quad (33)$$

$$\beta \leq \frac{F_{T,Rd1}}{F_{T,Rd3}} = 0.74 \quad \text{VERIFICA} \quad (34)$$

Dónde:

$F_{T,Rd1}$  = resistencia del ala del casquillo en T en modo 1 = 194,72 KN

$F_{T,Rd3}$  = resistencia del ala del casquillo en T en modo 3 = 264,54 KN

Para verificar el momento resistente en uniones, debe cumplirse lo siguiente:

$$\frac{M_{J,Ed}}{M_{J,Rd}} \leq 1 \quad (35)$$

Dónde:

$M_{J,Ed}$ : valor de cálculo del momento flector

$M_{J,Rd}$ : valor de cálculo del momento resistente a flexión

$$M_{J,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (36)$$

$F_{tr,Rd}$ : resistencia de cálculo a tracción eficaz de la fila de tornillos r

$h_r$ : distancia desde la fila de tornillos r al centro de compresión

r: número de fila de tornillos

$$\rightarrow 0,99 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (37)$$

También se verifica la capacidad de rotación de la chapa, por lo que debe cumplirse lo siguiente:

$$t \leq 0,36 d \sqrt{F_{ub}/F_y} \quad (38)$$

Dónde:

t: espesor del elemento de unión = 0,98 cm

d: diámetro nominal del perno = 1,91 cm

$F_{ub}$ : tensión última a tracción del tornillo = 82.500 KN

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$$\rightarrow 0,98 \text{ cm} \leq 0,36 * 1,91 \text{ cm} \sqrt{82.500 \text{ KN}/36.000 \text{ KN}} \quad (39)$$

$$\rightarrow 0,98 \text{ cm} \leq 1,04 \text{ cm} \quad \text{VERIFICA} \quad (40)$$

### 3.7.2 Uniones en cumbrera viga1-viga2

#### 3.7.2.1 Solicitaciones combinadas y torsión en el ala de la viga1

De acuerdo al criterio de Von Mises y ANSI/AISC 360-10, H debe verificarse que:

$$\sqrt{f_{ra}^2 + 3(f_{rv} + f_v)^2} \leq \phi F_y \quad (41)$$

$$f_{ra} = P_r/A_c = 21.628 \text{ KN}$$

$$f_{rv} = Q_{rv}/A_v = 0$$

$$f_v = \frac{M_t * T}{J} = 0$$

Dónde:

$P_r$ : resistencia de cálculo de la sección a compresión = 200,40 KN

$Q_{rv}$ : esfuerzo cortante requerido = 0

$M_T$ : resistencia torsional de diseño = 0

t: espesor = 0,91 cm

J: constante torsional = 7,22 cm<sup>4</sup>

$A_c$ : área sometida a compresión = 9,27 cm<sup>2</sup>

$A_v$ : área sometida a cortante = 9,27 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow \sqrt{21.628^2 \text{ KN}} \leq 0,90 * 36.000 \text{ KN} \quad (42)$$

$$\rightarrow 21.628 \text{ KN} \leq 32.400 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (43)$$

### 3.7.2.2 Resistencia a tracción en el ala de la viga1

Seguendo la norma ANSI/AISC 360-10, J4.1 debe cumplirse lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (44)$$

Siendo:

$R_u$ : resistencia a tracción requerida = 34,90 KN

$\phi R_n$ : resistencia a tracción de diseño

$$R_n = F_y * A_g \quad (45)$$

$A_g$ : área total de la sección transversal = 4,53 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow 34,90 \text{ KN} \leq 146,9 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (46)$$

### 3.7.2.3 Resistencia a tracción en el alma de la viga1

Seguendo la norma ANSI/AISC 360-10, J4.1 debe cumplirse lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (47)$$

Siendo:

$R_u$ : resistencia a tracción requerida = 67,53 KN

$\phi R_n$ : resistencia a tracción de diseño

$$R_n = F_y * A_g \quad (48)$$

$A_g$ : área total de la sección transversal = 4,61 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\emptyset$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow 67,53 \text{ KN} \leq 149,46 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (49)$$

### 3.7.2.4 Rigidez rotacional de la viga1

Se debe verificar la relación entre la resistencia del ala del casquillo en T en modo 1 y modo 3 según criterio de Cype3D, por lo que debe cumplirse:

$$\beta \leq 1,8 \quad (50)$$

$$\beta \leq \frac{F_{T,Rd1}}{F_{T,Rd3}} = 1,56 \quad \text{VERIFICA} \quad (51)$$

Dónde:

$F_{T,Rd1}$  = resistencia del ala del casquillo en T en modo 1 = 293,65 KN

$F_{T,Rd3}$  = resistencia del ala del casquillo en T en modo 3 = 187,74 KN

Para verificar el momento resistente en uniones, debe cumplirse lo siguiente:

$$\frac{M_{J,Ed}}{M_{J,Rd}} \leq 1 \quad (52)$$

Dónde:

$M_{J,Ed}$ : valor de cálculo del momento flector

$M_{J,Rd}$ : valor de cálculo del momento resistente a flexión

$$M_{J,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (53)$$

$F_{tr,Rd}$ : resistencia de cálculo a tracción eficaz de la fila de tornillos r

$h_r$ : distancia desde la fila de tornillos r al centro de compresión

r: número de fila de tornillos

$$\rightarrow 0,83 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (54)$$

También se verifica la capacidad de rotación de la chapa, por lo que debe cumplirse lo siguiente:

$$\frac{\emptyset_{Ed}}{\emptyset_{Cd}} \leq \frac{2}{3} \quad (55)$$

Dónde:

$\emptyset_{Ed}$ : rotación correspondiente al momento solicitante = 0,88 mRad

$\emptyset_{Cd}$ : capacidad de rotación de la unión = 6,18 mRad

$F_{ub}$ : tensión última a tracción del tornillo = 82.500 KN

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$$\emptyset_{Cd} = \frac{10,6 - 4 * \beta}{1,3 * h} = \quad (56)$$

$\beta$ : relación entre la resistencia de la fila en modo 1 y modo 3 = 1,56

$h$ : distancia de la fila al centro de compresiones = 27 cm

$$\rightarrow 0,14 \leq \frac{2}{3} \quad \text{VERIFICA} \quad (57)$$

### 3.7.2.5 Solicitaciones combinadas y torsión en el ala de la viga2

De acuerdo al criterio de Von Mises y ANSI/AISC 360-10, H debe verificarse que:

$$\sqrt{f_{ra}^2 + 3(f_{rv} + f_v)^2} \leq \phi F_y \quad (58)$$

$$f_{ra} = P_r / A_c = 21.628 \text{ KN}$$

$$f_{rv} = Q_{rv} / A_v = 0$$

$$f_v = \frac{M_t * T}{J} = 0$$

Dónde:

$P_r$ : resistencia de cálculo de la sección a compresión = 200,40 KN

$Q_{rv}$ : esfuerzo cortante requerido = 0

$M_T$ : resistencia torsional de diseño = 0

$t$ : espesor = 0,91 cm

$J$ : constante torsional = 7,22 cm<sup>4</sup>

$A_c$ : área sometida a compresión = 9,27 cm<sup>2</sup>

$A_v$ : área sometida a cortante = 9,27 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow \sqrt{21.628^2} \text{ KN} \leq 0,90 * 36.000 \text{ KN} \quad (59)$$

$$\rightarrow 21.628 \text{ KN} \leq 32.400 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (60)$$

### 3.7.2.6 Resistencia a tracción en el ala de la viga2

Seguindo la norma ANSI/AISC 360-10, J4.1 debe cumplirse lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (61)$$

Siendo:

$R_u$ : resistencia a tracción requerida = 34,90 KN

$\phi R_n$ : resistencia a tracción de diseño

$$R_n = F_y * A_g \quad (62)$$

$A_g$ : área total de la sección transversal = 4,53 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow 34,90 \text{ KN} \leq 146,9 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (63)$$

### 3.7.2.7 Resistencia a tracción en el alma de la viga2

Siguiendo la norma ANSI/AISC 360-10, J4.1 debe cumplirse lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (64)$$

Siendo:

$R_u$ : resistencia a tracción requerida = 67,53 KN

$\phi R_n$ : resistencia a tracción de diseño

$$R_n = F_y * A_g \quad (65)$$

$A_g$ : área total de la sección transversal = 4,61 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : tensión mínima de fluencia especificada = 36.000 KN

$\phi$ : factor de resistencia (0,90)

$$\rightarrow 67,53 \text{ KN} \leq 149,46 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA} \quad (66)$$

### 3.7.2.8 Rigidez rotacional de la viga2

Se debe verificar la relación entre la resistencia del ala del casquillo en T en modo 1 y modo 3 según criterio de Cype3D, por lo que debe cumplirse:

$$\beta \leq 1,8 \quad (50)$$

$$\beta \leq \frac{F_{T,Rd1}}{F_{T,Rd3}} = 1,56 \quad \text{VERIFICA} \quad (51)$$

Dónde:

$F_{T,Rd1}$  = resistencia del ala del casquillo en T en modo 1 = 293,65 KN

$F_{T,Rd3}$  = resistencia del ala del casquillo en T en modo 3 = 187,74 KN

Para verificar el momento resistente en uniones, debe cumplirse lo siguiente:

$$\frac{M_{J,Ed}}{M_{J,Rd}} \leq 1 \quad (52)$$

Dónde:

$M_{J,Ed}$ : valor de cálculo del momento flector

$M_{J,Rd}$ : valor de cálculo del momento resistente a flexión

$$M_{J,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (53)$$

$F_{tr,Rd}$ : resistencia de cálculo a tracción eficaz de la fila de tornillos r

$h_r$ : distancia desde la fila de tornillos r al centro de compresión

r: número de fila de tornillos

$$\rightarrow 0,83 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (54)$$

También se verifica la capacidad de rotación de la chapa, por lo que debe cumplirse lo siguiente:

$$\frac{\emptyset_{Ed}}{\emptyset_{Cd}} \leq \frac{2}{3} \quad (55)$$

Dónde:

$\emptyset_{Ed}$ : rotación correspondiente al momento solicitante = 0,88 mRad

$\emptyset_{Cd}$ : capacidad de rotación de la unión = 6,18 mRad

$$\emptyset_{Cd} = \frac{10,6-4*\beta}{1,3*h} = \quad (56)$$

$\beta$ : relación entre la resistencia de la fila en modo 1 y modo 3 = 1,56

$h$ : distancia de la fila al centro de compresiones = 27 cm

$$\rightarrow 0,14 \leq \frac{2}{3} \quad \text{VERIFICA} \quad (57)$$

### 3.7.3 Uniones columna-placa de anclaje

Para las verificaciones de las placas de anclaje se obtienen los cálculos y expresiones arrojadas por el software de cálculo Cype3D de acuerdo a sus comprobaciones de resistencia.

Existen valores mínimos los cuales deben ser respetados por el diseño de las placas de anclaje en cuanto a separaciones, espesores, longitudes y resistencia del material.

#### 3.7.3.1 Placas en columnas principales

Datos de la placa:

Dimensiones de la chapa: ancho x = 45 cm, ancho y = 65cm, espesor = 1"

Pernos: 10 x Ø 1 1/4", largo = 100 cm c/gancho 180°

Disposición de la columna: centrada en ambos ejes

Rigidizadores: 2 de altura 10 cm paralelos al eje Y, espesor = 1/2"

Separación mínima entre pernos: 47mm (1,5 Ø) adoptamos

Separación mínima entre pernos y borde: 63mm (2 Ø) adoptamos

Longitud mínima del perno: 55cm (dato obtenido de Cype3D) adoptamos 100 cm



Anclaje del perno en el hormigón:

Tracción máxima: 139,85 KN, tracción calculada = 67,36 KN

Esfuerzo de corte máximo: 97,9 KN, esfuerzo calculado = 4,27 KN

Tracción + esfuerzo de corte máximo: 139,85 KN, calculado = 73,46 KN

### 3.7.3.2 Placas en columnas secundarias

Datos de la placa:

Dimensiones de la chapa: ancho x = 40 cm, ancho y = 50 cm, espesor = 3/4"

Pernos: 8 x Ø 7/8", largo = 100 cm c/gancho 180°

Disposición de la columna: centrada en ambos ejes

Rigidizadores: 2 de altura 10 cm paralelos al eje Y, espesor = 1/2"

Separación mínima entre pernos: 33 mm (1,5 Ø) adoptamos 151 mm

Separación mínima entre pernos y borde: 44 mm (2 Ø) adoptamos 50mm

Longitud mínima del perno: 36cm (dato obtenido de Cype3D) adoptamos 100cm

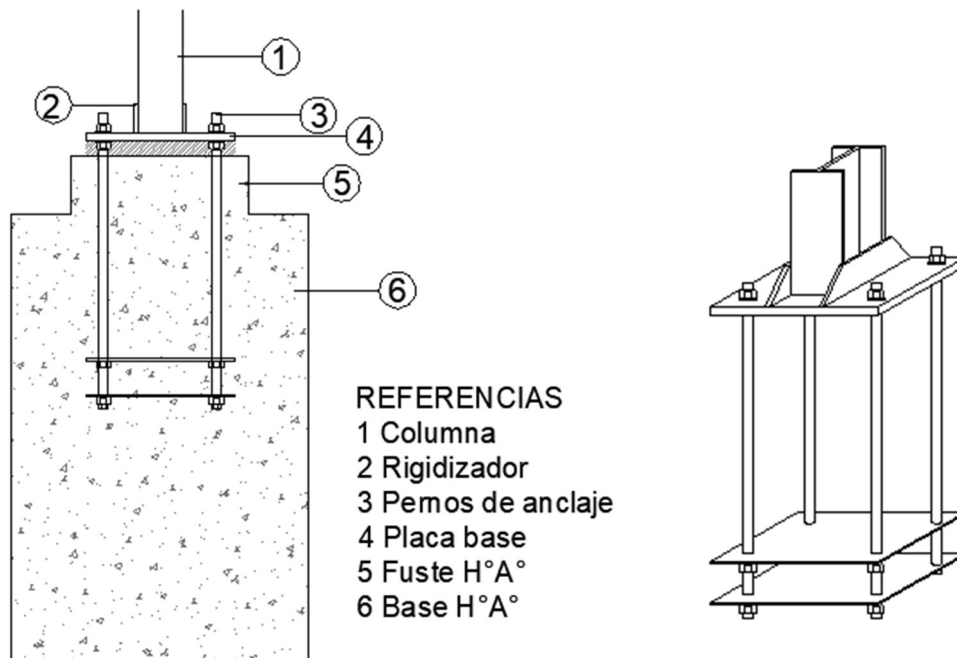
Anclaje del perno en el hormigón:

Tracción máxima: 97,88 KN, tracción calculada = 76,94 KN

Esfuerzo de corte máximo: 68,51 KN, esfuerzo calculado = 4,52 KN

Tracción + esfuerzo de corte máximo: 97,88 KN, calculado = 83,4 KN

Los detalles de las uniones expresadas en los puntos 3.7.1 3.7.2 y 3.7.3 se podrán ver en la figura 3.12 y el anexo B.



**Figura 3.12** Detalle anclaje columna-base.

## *CAPÍTULO 4*

# **MEMORIA DE CÁLCULO**



## 4.1 NORMAS

El cálculo de la estructura se realiza bajo las siguientes normas.

- CIRSOC 201 - Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado para edificios.
- CIRSOC 301 - Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios.
- CIRSOC 302 - Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio.
- CIRSOC 302-1 - Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero.
- CIRSOC 303 - Estructuras livianas de acero.
- CIRSOC 303-1 - Estructuras livianas de acero.
- AISI S100-2007 (LRFD) - Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members
- ANSI/AISC 360-10 (LRFD) - Specification for Structural Steel Buildings

## 4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

- Perfiles W: F-36
- Hierro redondo: F-24
- Chapas y placas: F-24 / A-36
- Perfiles tipo "C" conformados en frío: A-36
- Bulones estructurales de alta resistencia: A-325X
- Bulones no estructurales (en elementos secundarios): A-307
- Hormigón H-30
- Acero: ADN-420

## 4.3 SECCIONES ADOPTADAS

A partir del análisis de carga realizado en el capítulo 3.4, se verifican las secciones adoptadas.

### 4.3.1 Correas de Cubierta

En base al predimensionado, se consideran correas tipo "C" de 160x60x2mm.

Características

- Área: 6.14 cm<sup>2</sup>
- I<sub>max</sub>: 6.27 cm
- I<sub>min</sub>: 2.24 cm
- W<sub>x</sub>: 30,12 cm<sup>3</sup>
- W<sub>y</sub>: 7,71 cm<sup>3</sup>

- $J_x$ : 240,95 cm<sup>4</sup>
- Acero: A36
- $\tau_{adm}$ : 2,40 tn/cm<sup>2</sup>
- Coef. De seguridad ( $\gamma$ ): 1.5

➔ Cargas distribuidas sobre el pórtico medio.

Se considera un peso propio de la cubierta de 0,13 KN/m<sup>2</sup> (peso propio de las correas más el de las chapas) y un ancho de influencia de 1m por lo que el peso propio quedará de 0,13 KN/m

Sobrecarga de 0,3 KN/m<sup>2</sup> y multiplicando por el ancho de influencia queda 0,3 KN/m

De acuerdo al cálculo de viento realizado en el capítulo 3 y al ancho de influencia, se adopta una presión efectiva de -0,7 KN/m

➔ Cálculo de los momentos máximos generados por estas cargas (tabla 4.1).

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \times l^2}{8} \text{ (cargas uniformes)} \quad (58)$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{P \times l}{2} \text{ (cargas puntuales)} \quad (59)$$

**Tabla 4.1: Momentos generados sobre las correas.**

	Cargas		Mmáx
Peso propio	q: 0,1 KN / cm <sup>2</sup>	Mpp	45 KN cm
Sobre carga	q: 0,3 KN / cm <sup>2</sup>	Msc	135 KN cm
Viento máximo	q: -0,7 KN / cm <sup>2</sup>	Mv	-360 KN cm
Carga puntual de mantenimiento	P: 0,1 KN	Mcp	150 KN cm

➔ Estados de carga

El único tipo de carga que se presenta en todo momento sobre la estructura es la carga gravitacional, el peso muerto considerado. A esta carga, se le suman las demás cargas anteriormente expuestas, pero pueden estar actuando o no. Por lo tanto, se consideran estados de cargas que varían según las combinaciones a la que pueda está sometida la estructura.

Estado 1: peso propio de la estructura

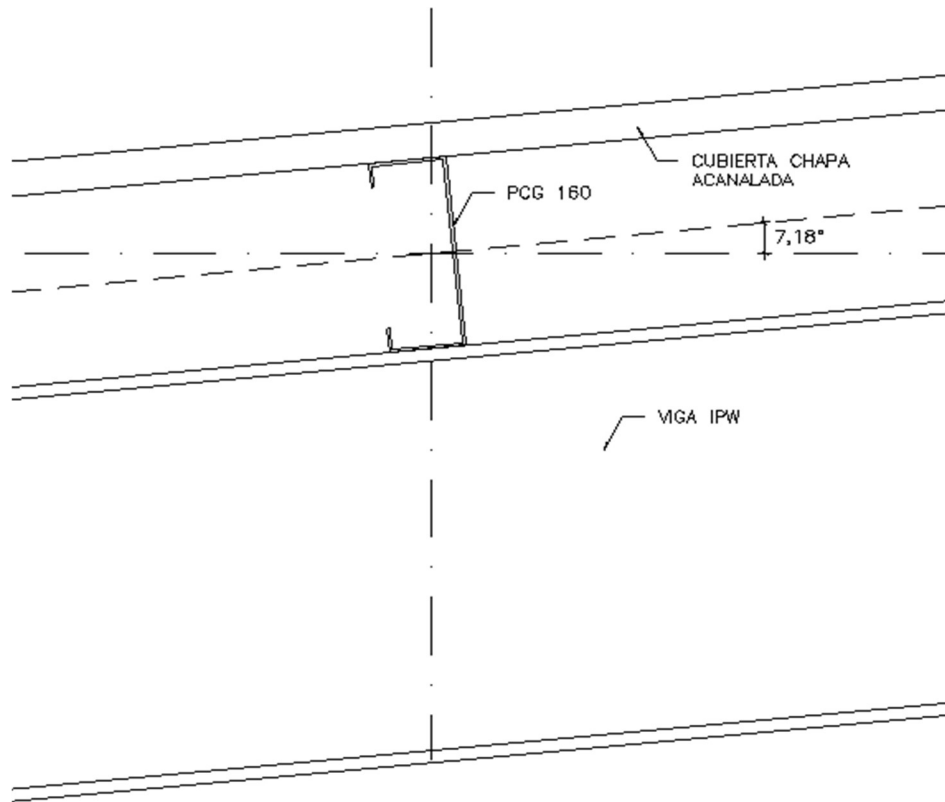
Estado 2: peso propio + sobrecarga

Estado 3: peso propio + presión del viento + sobrecarga

Estado 4: peso propio + carga puntual de mantenimiento + presión del viento + sobrecarga

Estos estados de carga se analizan con el fin de que la estructura pueda soportar con seguridad a todas las combinaciones que se presenten en su vida útil. Esto quiere decir, que solamente se utiliza el estado de carga que produce mayores efectos, la situación más desfavorable.

Las correas de cubierta no están a 90° respecto al suelo por lo que esta inclinación se debe considerar en el cálculo (figura 4.1).



**Figura 4.1** Inclinación correa PCG 160 de cubierta.

Por lo tanto:

Se calcula el ángulo de acuerdo a la pendiente de la cubierta (tablas 4.2 y 4.3).

$$\text{sen ANG} = 1,50\text{m} / 11,90\text{m} \rightarrow \text{ANG} = 7,18^\circ$$

$$\text{- sen ANG: } 0,125$$

$$\text{- cos Ang: } 0,992$$

**Tabla 4.2:** Valores de momentos máximos en el eje X.

Momentos en el eje X			
	(KN cm)		(KN cm)
Mppx	47,6	E1	47,6
Mscx	133,9	E2	178,6
Mvx	-360	E3	-315,4
McpX	148,8	E4	193,5

**Tabla 4.3:** Valores de momentos máximos en el eje Y.

Momentos en el eje Y			
	(KN cm)		(KN cm)
Mppx	5,6	E1	5,6
Mscx	16,9	E2	22,5
Mvx		E3	5,6
Mcp <sub>x</sub>	18,8	E4	24,4

Se obtiene el resultado de los momentos en los estados analizados, se dimensionan las correas con el más desfavorable, E4.

➔ Verificación por esbeltez

Las correas se atornillan a unos clips fijadores soldados a las vigas del pórtico (figura 4.2) por lo que se consideran articuladas en sus extremos.

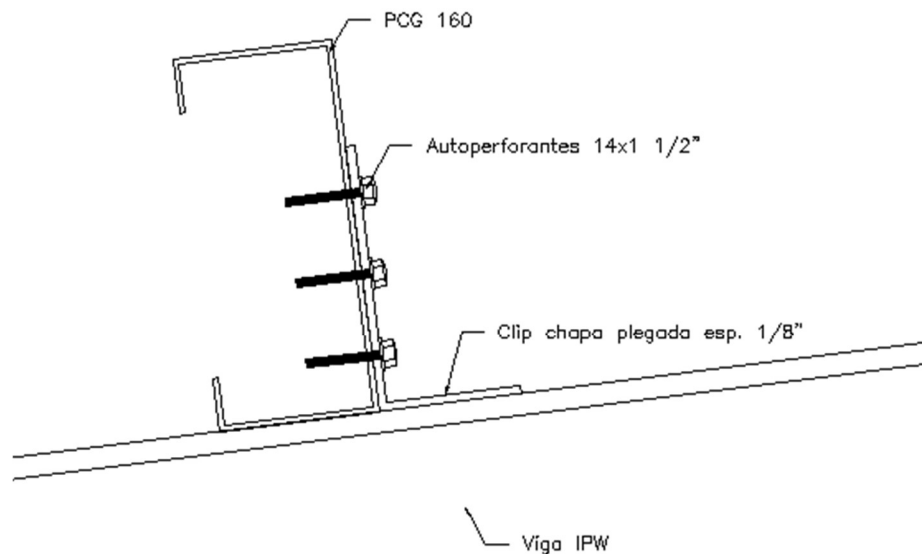
$$K = 1$$

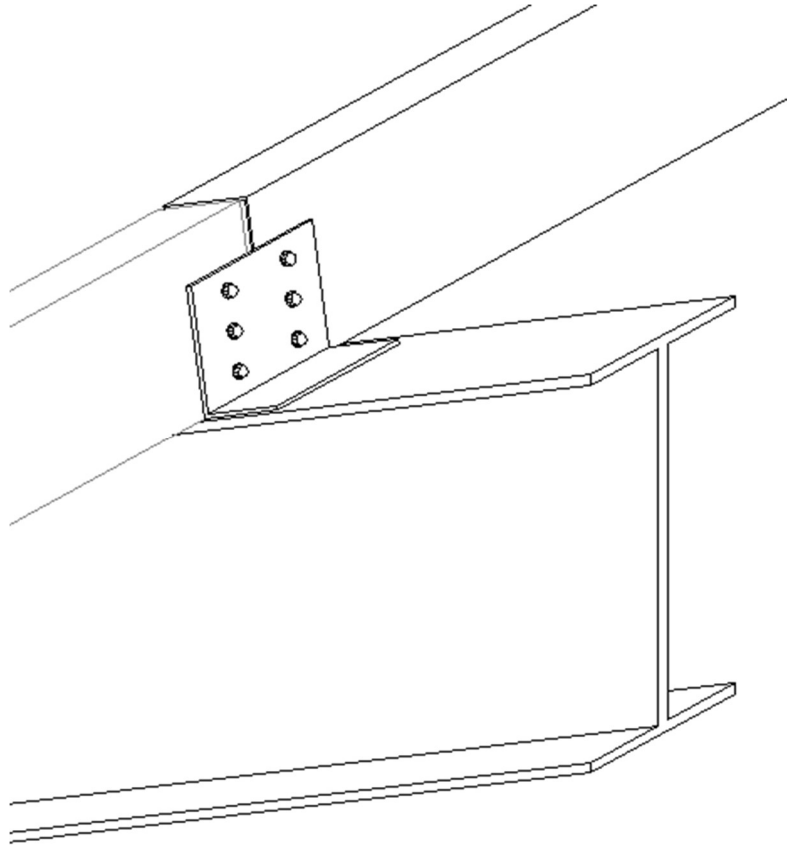
$$\text{Long de la barra} = 6\text{m}$$

$$\text{Long de pandeo} = L \times K$$

Si  $L_{\text{pandeo}} / i_{\text{max}} < 250$  verifica por esbeltez

➔  $600\text{cm} / 6,27 \text{ cm} = 96 < 250$  **VERIFICA**





**Figura 4.2.** Detalle fijación PCG a viga IPW.

→ Verificación por tensión

Se calcula la tensión a la que está sometido el elemento sumando el cociente entre el momento flector máximo sobre al módulo resistente de la correa en cada uno de los ejes x e y.

$$M_x \text{ en estado E3} = 315,4 \text{ KN/cm}$$

$$M_y \text{ en estado E4} = 24,4 \text{ KN/cm}$$

$$\rightarrow \tau = (M_x/W_x) + (M_y/W_y) \quad (60)$$

$$\rightarrow \tau = \frac{315,4 \text{ KN/cm}}{30,12 \text{ cm}^3} + \frac{24,4 \text{ KN/cm}}{7,71 \text{ cm}^3} = 13,6 \text{ KN/cm}^2 \quad (61)$$

Debe verificar que la tensión calculada sea menor a la tensión del acero multiplicada por su coeficiente.

$$\rightarrow \tau_{adm} = \frac{24 \text{ KN/cm}^2}{1,50} = 16 \text{ KN/cm}^2 > 13,6 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

→ Verificación por flecha

Se obtiene el valor de  $\Delta$  a través de la siguiente fórmula

Siendo:



$$\Delta = \left( \frac{5}{384} \right) * \left[ \frac{(q * L^4)}{(E * J)} \right] \quad (62)$$

E: 20.000.000 KN/cm<sup>2</sup>

→  $\Delta = 1,33$  cm

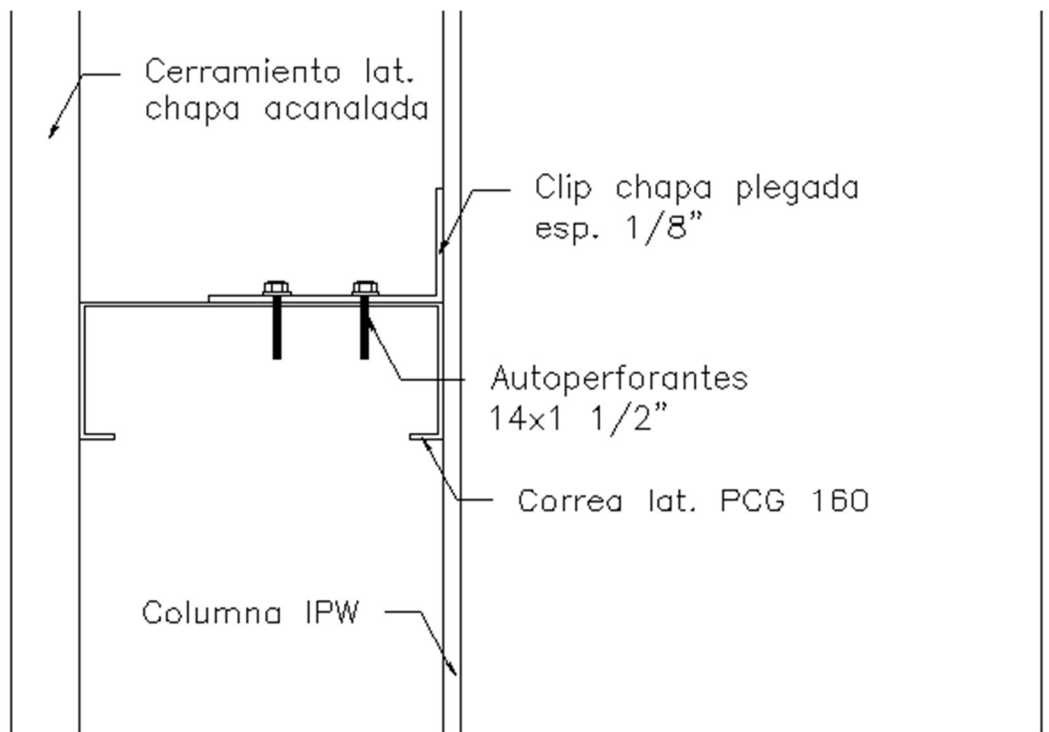
De acuerdo a la norma, se verifica que el valor de  $\Delta$  sea menor que L/200

→  $600 \text{ cm} / 200 = 3 \text{ cm} > \Delta$                       **VERIFICA**

#### 4.3.2 Correas de Cerramiento Lateral

Para las correas laterales, se disponen de perfiles tipo "C" 180x70x2mm y se colocan tillas en la mitad de la luz para reducir el momento generado por el viento (figura 4.3).

Las tillas se ubican entre correas en forma vertical y su función es acortar la luz de cálculo por lo que el momento a resistir por el perfil será menor. De esta manera se unifica la dimensión de las correas laterales y de cubierta.



**Figura 4.3.** Detalle fijación correa lat. a columna IPW.

#### Características

- Área: 6,14 cm<sup>2</sup>
- l<sub>max</sub>: 6,27 cm
- l<sub>min</sub>: 2,24 cm

- $W_x$ : 30,12 cm<sup>3</sup>
- $W_y$ : 7,71 cm<sup>3</sup>
- $J_x$ : 240,95 cm<sup>4</sup>
- Acero: A36
- $T_{adm}$ : 2,40 tn/cm<sup>2</sup>
- Coef. De seguridad ( $\gamma$ ): 1.5

➔ Cargas distribuidas sobre correa

Se considera un peso propio de 0,13 KN/m<sup>2</sup> (peso propio de las correas más el de las chapas de cerramiento lateral) y un ancho de influencia de 1m por lo que el peso propio quedará de 0,13 Tn/m

De acuerdo al cálculo de viento realizado y al ancho de influencia, se adopta una presión efectiva de 0,70 KN/m

➔ Cálculo de los momentos máximos generados por estas cargas (tabla 4.4).

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \times l^2}{8} \text{ (cargas uniformes)} \quad (63)$$

**Tabla 4.4:** Momentos generados sobre las correas laterales.

	Cargas		Mmáx
Peso propio	q: 0,1 KN / cm <sup>2</sup>	Mpp	45 KN cm
Viento máximo	q: -0,7 KN / cm <sup>2</sup>	Mv	-360 KN cm

➔ Estados de carga

Estado 1: peso propio de la estructura

Estado 2: peso propio + sobrecarga

Estado 3: peso propio + presión del viento

Estado 4: peso propio + carga puntual de mantenimiento

Para el cálculo del momento, aplica la siguiente ecuación (tablas 4.5 y 4.6). En la dirección “y”, se consideran tillas entre correas.

**Tabla 4.5:** Valores de momentos máximos en el eje X – Correas laterales.

Momentos en el eje X			
	(KN cm)		(KN cm)
Mvx	360 KN cm	E3	360 KN cm

$$M_{\text{máx } y} = M_{pp} \times \left(\frac{1}{1+1}\right)^2 \quad (64)$$

➔ Verificación por esbeltez

Las correas se atornillan a clips fijadores soldados a las columnas del pórtico (Figura 4.3) por lo que se consideran articuladas en sus extremos.

$$K = 1$$

Long de la barra = 6m

Long de pandeo = L x K

**Tabla 4.6:** Valores de momentos máximos en el eje Y – Correas laterales.

Momentos en el eje Y			
	(KN cm)		(KN cm)
Mvx	11,2 KN cm	E3	11,2 KN cm

Si  $L_{\text{pandeo}} / i_{\text{máx}} < 250$  verifica por esbeltez

➔  $600\text{cm} / 6,27 \text{ cm} = 96 < 250$  **VERIFICA**

➔ Verificación por tensión

Se calcula la tensión a la que está sometido el elemento sumando el cociente entre el momento flector máximo sobre al módulo resistente de la correa en cada uno de los ejes x e y.

$$M_x \text{ en estado E4} = 315,4 \text{ KN/cm}$$

$$M_y \text{ en estado E4} = 24,4 \text{ KN/cm}$$

$$\tau = (M_x/W_x) + (M_y/W_y) \quad (65)$$

➔  $\tau = \frac{360 \text{ KN/cm}}{30,12 \text{ cm}^3} + \frac{11,2 \text{ KN/cm}}{7,71 \text{ cm}} = 13,4 \text{ KN/cm}^2$

Se verifica que la tensión calculada sea menor a la tensión del acero multiplicada por su coeficiente.

➔  $\tau_{\text{adm}} = \frac{24 \text{ Tn/cm}^2}{1.50} = 16 \text{ KN/cm}^2 > 13,4 \text{ KN/cm}^2$  **VERIFICA**

➔ Verificación por flecha

Se obtiene el valor de  $\Delta$  a través de la siguiente fórmula

Siendo:

$$\Delta = \left(\frac{5}{384}\right) * \left[\frac{(q*L^4)}{(E*I)}\right] \quad (66)$$

E: 20.000.000 KN/cm<sup>2</sup>

→  $\Delta = 0,33 \text{ cm}$

De acuerdo a la norma, se debe verificar que el valor de  $\Delta$  sea menor que  $L/200$

→  $600 \text{ cm} / 200 = 3 \text{ cm} > \Delta$                       **VERIFICA**

### 4.3.3 Pórticos

Una vez definidos todas las acciones a las que está sometida la estructura (peso propio, cargas muertas, sobre cargas, vientos) como también las combinaciones de dichas acciones, se procede a calcular los esfuerzos y deformaciones de los pórticos mediante CYPE 3D.

Dentro del programa se obtienen los siguientes resultados:

- Esfuerzos y deformaciones en los nudos.
- Esfuerzos y deformaciones en las barras.
- Dimensionado de vigas, columnas, placas de anclaje y fundaciones.

Se introducen al modelador todos los elementos de la estructura, se definen geometrías, materiales, cargas y combinaciones y se obtienen los esfuerzos y deformaciones más desfavorables en cada elemento estructural.

## 4.4 VERIFICACIÓN A TRAVÉS DE CYPE 3D

### 4.4.1 Columnas principales – ANEXO B

Se considera la columna 3 (figura 4.4) IPW 360x44, correspondiente al pórtico medio y se obtienen las verificaciones a través de Cype 3D. En la figura 4.4 se puede ver la columna asignada:

#### 4.4.1.1 Resistencia A Tracción

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo D tenemos:

La resistencia de diseño de barras traccionadas, es el menor valor obtenido de la consideración de los estados límites de (a) fluencia en la sección bruta; (b) rotura en la sección neta.

a) Para fluencia en la sección bruta:

$$\phi t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_g (10^{-1})$$

b) Para rotura en la sección neta:

$$\phi t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e (10^{-1})$$

Siendo:

**$P_n$**  la resistencia nominal a la tracción axial, en kN.

**$F_y$**  la tensión de fluencia especificada, en MPa.

**$F_u$**  la tensión de rotura a tracción especificada, en MPa.

$A_g$  el área bruta de la barra, en  $cm^2$ .

$A_e$  el área neta efectiva de la barra, en  $cm^2$ .

Según el programa Cype 3D donde se desarrolla el proyecto se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1 \quad (67)$$

El punto más desfavorable respecto a la sollicitación axial de tracción sobre la columna 9 se encuentra a una distancia de 5.58 m del nudo, para la combinación 0.9 PP + 0.9 CM + V1 y lo denomina:

$$\rightarrow P_r = 36,66 \text{ KN}$$

$P_r$  = resistencia a tracción requerida para la combinación mencionada.

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta.

En este punto se comprueba que el programa evalúa entre las dos opciones y opta por el menor valor como indica el reglamento CIRSOC 301. Por lo tanto, se trabaja con la opción a.

Fluencia en la sección bruta:

$$\Phi_t = 0.90$$

$$P_n = 2055,6 \text{ KN}$$

$$\rightarrow P_c = 0.90 \times 2055,60 \text{ KN} = 1850,04 \text{ KN} \quad (68)$$

$P_c$  = resistencia de diseño a tracción

Entonces:

$$\rightarrow \eta_t = 36,66 \text{ KN} / 2055,60 \text{ KN} \quad (69)$$

$$\rightarrow \eta_t = 0.02 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (70)$$

#### 4.4.1.2 Limitación de esbeltez para compresión

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo B.7

En barras comprimidas la esbeltez será menor o igual a 200

$$\lambda = \frac{K L}{r} \quad (71)$$

Dónde:

L = Longitud de la barra

K = Factor de longitud efectiva

$R_y$  = Radio de giro respecto al eje Y

$$\rightarrow R_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{816 \text{ cm}^4}{57,1 \text{ cm}^2} = 3,78 \text{ cm} \quad (72)$$

Dónde:

I = momento de inercia respecto al eje Y

A = área total de la sección transversal de la barra

$$\rightarrow \lambda = \frac{0.76 * 556 \text{ cm}}{3.78 \text{ cm}} = 110 \leq 200 \quad \text{VERIFICA} \quad (73)$$

#### 4.4.1.3 Resistencia a compresión

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo E:

La resistencia de diseño para pandeo flexional de barras axialmente comprimidas se determina mediante la siguiente expresión:

$$\rightarrow \Phi_c \times P_n$$

$$\rightarrow P_n = F_{cr} \times A_g - \text{Resistencia nominal}$$

La tensión crítica  $F_{cr}$  se calcula a partir del valor que se determine para  $\lambda_c$ , este factor corresponde a la esbeltez de la columna, donde:

a)  $\lambda_c \leq 1.5$ :

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (74)$$

b)  $\lambda_c > 1.5$ :

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (75)$$

Siendo:

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa.

$A_g$ : área bruta de la barra, en  $\text{cm}^2$ .

$\lambda_c$ : factor de esbeltez adimensional.

$$\rightarrow \lambda_c = \frac{1 K L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 0.76 \cdot 556 \text{ cm}}{\pi \cdot 3.78 \text{ cm}} \sqrt{\frac{360 \text{ Mpa}}{200.000 \text{ Mpa}}} \quad (76)$$

$$\rightarrow \lambda_c = 1.55 > 1.5 \quad (77)$$

$E$ : módulo de elasticidad longitudinal, en MPa.

$K$ : factor de longitud efectiva.

$R$ : radio de giro de la sección transversal bruta relativo al eje de pandeo, en cm.

$L$ : longitud real de la barra, no arriostrada, correspondiente a la respectiva dirección de pandeo, en cm.

A partir de Cype 3D se obtienen los siguientes resultados:

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1 \quad (78)$$

El esfuerzo axial de compresión para el cálculo de  $P_r$  se produce en el nudo N13 para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot SC$ .

$$\rightarrow P_r = 71.63 \text{ KN}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite, donde:

$$\rightarrow P_c = \Phi_c \times P_n = \Phi_c F_{cr} A_g \quad (79)$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$F_{cr} = 140.24 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 57.10 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow P_c = 720.71 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \eta_t = \frac{71.63 \text{ KN}}{720.71 \text{ KN}} = 0.099 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (80)$$

#### 4.4.1.4 Resistencia a flexión en el eje X

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo F la resistencia nominal a la flexión es el menor valor obtenido para los siguientes estados límites:

- a) Plastificación
- b) Pandeo lateral – torsional
- c) Pandeo local de ala
- d) Pandeo local del alma

Para vigas compactas arriostradas lateralmente con  $L_b \leq L_p$  solamente es aplicable el estado límite de plastificación.

$L_b$  = la distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral del ala comprimida, o entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal, en cm.

$L_p$  = es la longitud lateralmente no arriostrada límite.

Se opta por la siguiente expresión ya que es aplicable a secciones “doble Te” y las cargas son aplicadas en el alma o en el ala inferior. (CIRSOC 301 – 2005)

$$\rightarrow L_p = 1.76 R_y \sqrt{\frac{E}{F_y f}} \quad (81)$$

Dónde:

$R_y$  = radio de giro

$E$  = módulo de elasticidad

$F_y$  = tensión de fluencia

$L_p$  = 156.8 cm – valor obtenido de Cype 3D

$L_b$  = 100 cm

100 cm < 156.8 cm

Por lo tanto, se verifica el estado límite de plastificación ya que  $L_b < L_p$

a) Plastificación

La resistencia de diseño a flexión para el estado límite de plastificación es:

$$\rightarrow \Phi_b \times M_n = \phi_b \times F_y \times Z$$

Dónde:

$\Phi_b$  = factor de resistencia a flexión

Z = módulo plástico de la sección.

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1 \quad (82)$$

El momento flector de cálculo solicitante  $M_r$  se produce en el nudo N13 para la combinación de carga 1.2·PP+1.2·CM+1.6·SC.

$$\rightarrow M_r = 237.07 \text{ KN.m} - \text{valor obtenido de Cype 3D}$$

$$\rightarrow M_c = \Phi_b \times M_n = \Phi_b \times F_y \times Z_x$$

$$\rightarrow M_c = 251.10 \text{ KN.m} - \text{valor obtenido de Cype 3D}$$

$$\rightarrow \eta_m = \frac{237.07 \text{ KN.m}}{251.10 \text{ KN.m}} = 0.944 \quad \text{VERIFICA} \quad (83)$$

#### 4.4.1.5 Resistencia a flexión en el eje Y

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1 \quad (84)$$

El momento flector de cálculo solicitante  $M_r$  se produce en el nudo N13 para la combinación de carga 0.9 PP + 0.9 CM + V1.

$$\rightarrow M_r = 0,73 \text{ KN.m} - \text{valor obtenido de Cype 3D}$$

$$\rightarrow M_c = \Phi_b \times M_n = \Phi_b \times F_y \times Z_y \leq 1.6 \times F_y \times S_y \quad (85)$$

Dónde:

$Z_y$  = modulo resistente plástico respecto al eje Y

$S_y = \frac{I_y}{X}$  - Modulo resistente elástico respecto al eje Y

Siendo:

$I_y$  = momento de inercia respecto eje Y.

X = distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro.



→  $M_n = 52.92 \text{ KN.m} \leq 54.97 \text{ KN.m}$

→  $M_c = 47.63 \text{ KN.m}$  – Valor obtenido de Cype 3D

$$\rightarrow \eta_m = \frac{0.73 \text{ KN.m}}{47.63 \text{ KN.m}} = 0.015 \quad \text{VERIFICA} \quad (86)$$

#### 4.4.1.6 Resistencia a corte eje Y (ALMA)

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo F la resistencia de diseño al corte de almas no rigidizadas, cuando:

$$\frac{h}{tw} \leq 260 \quad (87)$$

Entonces:

$$V_c = \phi_v \times V_n \quad (88)$$

$V_n$  es la resistencia nominal al corte definido según las siguientes expresiones:

Para:

$$\text{a) } \frac{h}{tw} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \rightarrow V_n = 0.6 F_{yw} A \quad (89)$$

$$\text{b) } 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{t} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \rightarrow V_n = \frac{0.6 F_{yw} A_w (2.45 \sqrt{\frac{E}{F_w}})}{\frac{h}{tw}} \quad (90)$$

$$\text{c) } 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{tw} \leq 260 \rightarrow V_n = \frac{4.52 E A_w}{(\frac{h}{tw})^2} \quad (91)$$

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_V = \frac{V_r}{V_c} \leq 1 \quad (92)$$

El esfuerzo de corte solicitante de cálculo  $V_r$ , se produce para la combinación de hipótesis 1.2 PP + 1.2 CM + 1.6 SC

→  $V_r = 69.28 \text{ KN}$  – Resistencia a corte requerida

La resistencia de diseño a corte está dada por la siguiente expresión:

$$\rightarrow V_c = \phi_v \times V_n \quad (93)$$

Para el cálculo de  $V_n$  el programa de cálculo Cype 3D utiliza la opción “a” descrita anteriormente ya que cumple con dicha condición y se determina por el reglamento CIRSOC 301 – 2005.

Dónde:

$$\rightarrow 4.82 \leq 52.8 \rightarrow V_n = 0.6 F_{yw} A_w$$

$$\rightarrow V_n = 0.6 \cdot 360 \text{ Mpa} \cdot 33.45 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow V_n = 520.10 \text{ KN} \rightarrow V_c = 520.10 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \eta_v = \frac{69.28 \text{ KN}}{520.10 \text{ KN}} = 0.133 \quad \text{VERIFICA} \quad (94)$$

Comprobación de rigidizadores transversales

$$\rightarrow \frac{h}{tw} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \rightarrow 4.82 \leq 57.74 \quad \text{VERIFICA} \quad (95)$$

Siendo:

h: Distancia libre entre alas

tw: Espesor del alma

→ No son necesarios rigidizadores transversales.

#### 4.4.1.7 Resistencia a corte eje X (ALA)

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1 \quad (96)$$

El esfuerzo de corte solicitante de cálculo  $V_r$ , se produce para la combinación de hipótesis 0.9 PP + 0.9 CM + V1.

→  $V_r = 0.12 \text{ KN}$  – Resistencia a corte requerida

La resistencia de diseño a corte está dada por la siguiente expresión:

$$\rightarrow V_c = \phi_v \times V_n \quad (97)$$

Para el cálculo de  $V_n$  el programa de cálculo Cype 3D utiliza la opción “a” descrita anteriormente ya que cumple con dicha condición y se determina por el reglamento CIRSOC 301 – 2005.

Dónde:

$$\rightarrow V_n = 0.6 F_{yw} A_w$$

$$\rightarrow V_n = 0.6 \cdot 360 \text{ Mpa} \cdot 33.45 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow V_n = 722.47 \text{ KN} \rightarrow V_c = 650.22 \text{ Kn}$$

$$\rightarrow \eta_v = \frac{0.12 \text{ KN}}{650.22 \text{ KN}} = 0.001 \quad \text{VERIFICA} \quad (98)$$

#### 4.4.1.8 Esfuerzos combinados y torsión

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo H.1.2. la interacción de compresión y flexión en barras de sección simétrica es limitada por las siguientes expresiones:

a) Para:

$$\frac{P_u}{\phi_P} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_P} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (99)$$

b) Para:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \rightarrow \eta = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (100)$$

Siendo:

$P_u$ : resistencia requerida a compresión en la barra.

$P_n$ : resistencia nominal a compresión determinada.

$M_u$ : resistencia requerida a flexión de la barra.

$M_n$ : resistencia nominal a flexión determinada.

$x$  el subíndice relativo al eje de flexión correspondiente al eje principal de mayor inercia. (eje fuerte).

$y$  el subíndice relativo al eje de flexión correspondiente al eje principal de menor inercia. (eje débil).

$\phi = \phi_c$ : factor de resistencia para compresión = 0,85.

$\phi_b$ : factor de resistencia para flexión = 0,90.

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Los esfuerzos solicitantes de cálculo más desfavorables se producen para la combinación 1.2 PP + 1.2 CM + 1.6 SC.

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

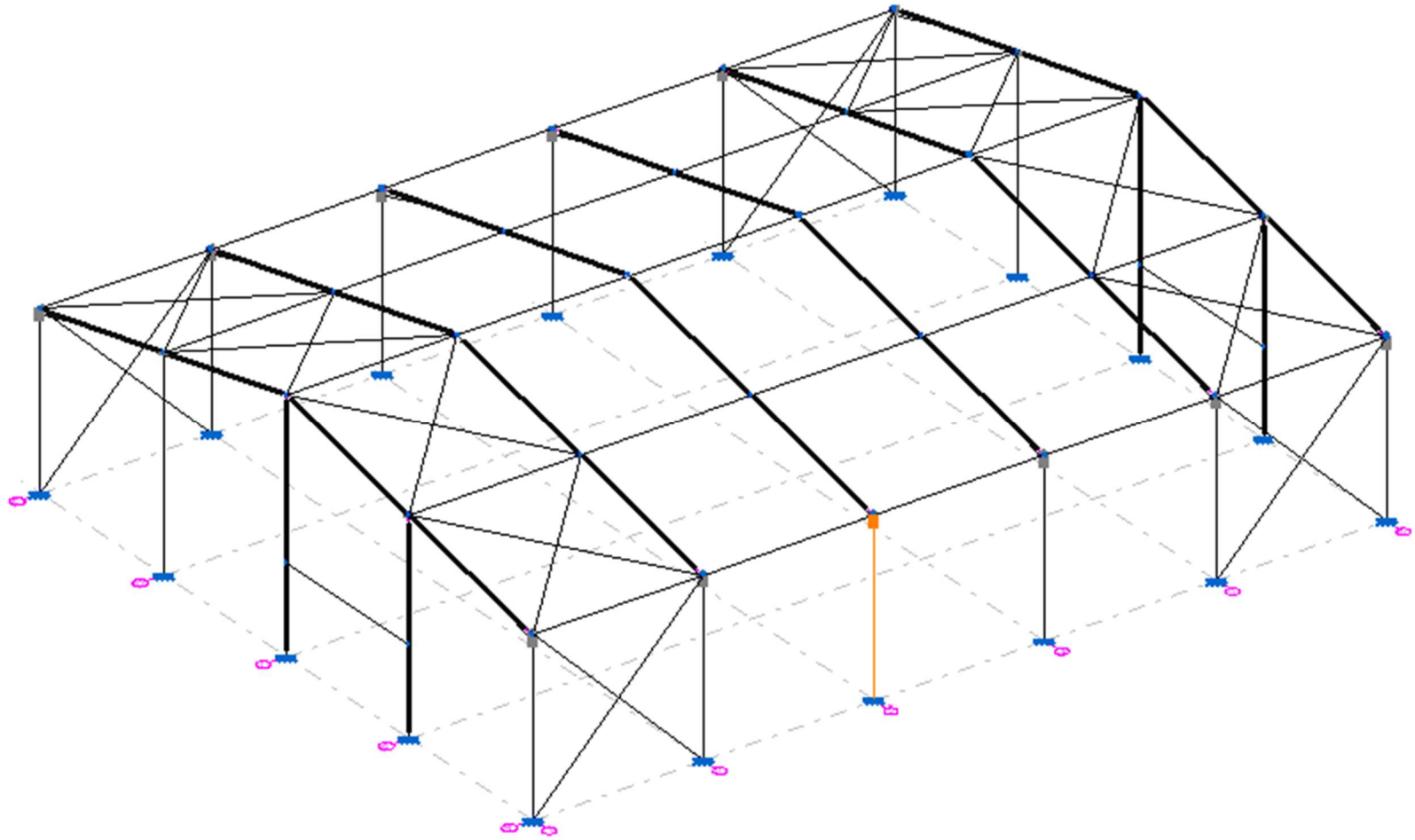
→ Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión.

La verificación en el programa de cálculo se desarrolla con la expresión “b” antes expuesta según el reglamento, donde:

$$\rightarrow \frac{71.67 \text{ KN}}{720.71 \text{ KN}} < 0.2 \rightarrow 0.0995 < 0.2 \quad (101)$$

$$\rightarrow \eta = \frac{71.67 \text{ KN}}{720.71 \text{ KN}} + \left[ \frac{237.07 \text{ KN.m}}{251.10 \text{ KN.m}} + \frac{0.08 \text{ KN.m}}{47.63 \text{ KN.m}} \right] \leq 1.0 \quad (102)$$

$$\rightarrow \eta = 0.0996 \leq 1.0 \text{ VERIFICA} \quad (103)$$



**Figura 4.4.** Columna 3 seleccionada en Cype3D.

#### 4.4.2 COLUMNAS SECUNDARIAS

Se determina la columna 11 (figura 4.5) IPW 250x38,8 correspondiente al pórtico de frontis y se obtienen las verificaciones a través de Cype 3D. En la figura 4.5 se puede ver la columna asignada:

##### 4.4.2.1 Resistencia A Tracción

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo D tenemos:

La resistencia de diseño de barras traccionadas, es el menor valor obtenido de la consideración de los estados límites de (a) fluencia en la sección bruta; (b) rotura en la sección neta.

a) Para fluencia en la sección bruta:

$$\phi t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_g (10^{-1})$$

c) Para rotura en la sección neta:

$$\phi t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e (10^{-1})$$

Siendo:

**$P_n$**  la resistencia nominal a la tracción axial, en KN.

**$F_y$**  la tensión de fluencia especificada, en MPa.

**$F_u$**  la tensión de rotura a tracción especificada, en MPa.

**$A_g$**  el área bruta de la barra, en  $\text{cm}^2$ .

**$A_e$**  el área neta efectiva de la barra, en  $\text{cm}^2$ .

Según el programa Cype 3D donde se desarrolla el proyecto se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1 \quad (104)$$

El punto más desfavorable respecto a la sollicitación axial de tracción sobre la columna 9 se encuentra a una distancia de 7,089 m del nudo, para la combinación 0.9 PP + 0.9 CM + V1 y lo denomina:

$$\rightarrow P_r = 1,516 \text{ Tn}$$

$P_r$  = resistencia a tracción requerida para la combinación mencionada.

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta.

En este punto se comprueba que el programa evalúa entre las dos opciones y opta por el menor valor como indica el reglamento CIRSOC 301. Por lo tanto, se trabaja con la opción a.

→ fluencia en la sección bruta

$$\Phi_t = 0.90$$

$$P_n = 167,706 \text{ Tn}$$

$$\rightarrow P_c = 0.90 \times 167,706 \text{ Tn} = 150,936 \text{ Tn} \quad (105)$$

Entonces:

$$\rightarrow \eta_t = 1,516 \text{ Tn} / 150,936 \text{ Tn} \quad (106)$$

$$\rightarrow \eta_t = 0.01 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (107)$$

#### 4.4.2.2 Limitación de esbeltez para compresión

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo B.7

En barras comprimidas la esbeltez es menor o igual a 200

$$\lambda = \frac{K L}{r} \quad (108)$$

L = Longitud de la barra

K = Factor de longitud efectiva

R<sub>y</sub> = Radio de giro respecto al eje Y

$$\rightarrow R_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{816 \text{ cm}^4}{57.10 \text{ cm}^2} = 3.78 \text{ cm} \quad (109)$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{0.76 \cdot 556 \text{ cm}}{3.78} = 111 \leq 200 \quad \text{VERIFICA} \quad (110)$$

#### 4.4.2.3 Resistencia a compresión

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo E:

La resistencia de diseño para pandeo flexional de barras axialmente comprimidas se determina mediante la siguiente expresión:

$$\rightarrow \Phi_c \times P_n$$

$$\rightarrow P_n = F_{cr} \times A_g - \text{Resistencia nominal}$$

La tensión crítica F<sub>cr</sub> se calcula a partir del valor que se determine para λ<sub>c</sub>, este factor corresponde a la esbeltez de la columna, donde:

a) λ<sub>c</sub> ≤ 1.5:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (111)$$

b) λ<sub>c</sub> > 1.5:

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (112)$$

Siendo:

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa.

$A_g$ : área bruta de la barra, en  $\text{cm}^2$ .

$\lambda_c$ : factor de esbeltez adimensional.

$$\rightarrow \lambda_c = \frac{1 K L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 * 0.72 * 709,1 \text{ cm}}{\pi * 4,08 \text{ cm}} \sqrt{\frac{360 \text{ Mpa}}{200000 \text{ Mpa}}} \quad (113)$$

$$\rightarrow \lambda_c = 1.69 > 1.5 \quad (114)$$

$E$ : módulo de elasticidad longitudinal, en MPa.

$K$ : factor de longitud efectiva.

$R$ : radio de giro de la sección transversal bruta relativo al eje de pandeo, en cm.

$L$ : longitud real de la barra, no arriostrada, correspondiente a la respectiva dirección de pandeo, en cm.

A partir de Cype 3D se obtienen los siguientes resultados:

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1 \quad (115)$$

El esfuerzo axial de compresión para el cálculo de  $P_r$  se produce en el nudo N34 para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot SC$ .

$$\rightarrow P_r = 21,38 \text{ KN}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite, donde:

$$\rightarrow P_c = \Phi_c \times P_n = \Phi_c F_{cr} A_g \quad (116)$$

Siendo:

$$\Phi_c = 0.90$$

$$F_{cr} = 114,24 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 45,7 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow P_c = 469,88 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \eta_t = \frac{21,38 \text{ KN}}{469,88 \text{ KN}} = 0.046 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (117)$$

#### 4.4.2.4 Resistencia a flexión en el eje X

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo F la resistencia nominal a la flexión es el menor valor obtenido para los siguientes estados límites:

a) Plastificación

- b) Pandeo lateral – torsional
- c) Pandeo local de ala
- d) Pandeo local del alma

Para vigas compactas arriostradas lateralmente con  $L_b \leq L_p$  solamente es aplicable el estado límite de plastificación.

$L_b$  = la distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral del ala comprimida, o entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal, en cm.

$L_p$  = es la longitud lateralmente no arriostrada límite.

Se opta por la siguiente expresión ya que es aplicable a secciones “doble Te” y las cargas son aplicadas en el alma o en el ala inferior. (CIRSOC 301 – 2005)

$$\rightarrow L_p = 1.76 R_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (118)$$

Dónde:

$R_y$  = radio de giro

$E$  = módulo de elasticidad

$F_y$  = tensión de fluencia

$L_p$  = 169,39 cm – valor obtenido de Cype 3D

$L_b$  = 100 cm

100 cm < 156.8 cm

Por lo tanto, se verifica el estado límite de plastificación ya que  $L_b < L_p$

- a) Plastificación

La resistencia de diseño a flexión para el estado límite de plastificación es:

$$\rightarrow \Phi_b \times M_n = \phi_b \times F_y \times Z \quad (119)$$

Dónde:

$\Phi_b$  = factor de resistencia a flexión

$Z$  = modulo plástico de la sección.

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1 \quad (120)$$

El momento flector de cálculo solicitante  $M_r$  se produce en el nudo N13 para la combinación de carga  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot SC$ .

$\rightarrow M_r = 36,51 \text{ KN.m}$  – valor obtenido de Cype 3D

$\rightarrow M_c = \Phi_b \times M_n = \Phi_b \times F_y \times Z_x$



→ Mc 125,17 KN.m – valor obtenido de Cype 3D

$$\rightarrow \eta_m = \frac{36,51 \text{ KN.m}}{125,17 \text{ KN.m}} = 0,29 \quad \text{VERIFICA} \quad (121)$$

#### 4.4.2.5 Resistencia a flexión en el eje Y

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1 \quad (122)$$

El momento flector de cálculo solicitante Mr se produce en el nudo N34 para la combinación de carga 0.9 PP + 0.9 CM + V1.

→ Mr = 1,11 KN.m – valor obtenido de Cype 3D

→ Mc = Φb x Mn = Φb x Fy x Zy ≤ 1.6 x Fy x Sy

Dónde:

Zy = módulo resistente plástico respecto al eje Y

Sy =  $\frac{I_y}{X}$  - Modulo resistente elástico respecto al eje Y

Siendo:

Iy = momento de inercia respecto eje Y.

X = distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro.

$$\rightarrow Mn = 51,38 \text{ KN.m} \leq 54,97 \text{ KN.m} \quad (123)$$

→ Mc = 46,24 KN.m – Valor obtenido de Cype 3D

$$\rightarrow \eta_m = \frac{1,11 \text{ KN.m}}{46,24 \text{ KN.m}} = 0,024 \quad \text{VERIFICA} \quad (124)$$

#### 4.4.2.6 Resistencia a corte eje Y (ALMA)

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo F la resistencia de diseño al corte de almas no rigidizadas, cuando:

$$\frac{h}{tw} \leq 260 \quad (125)$$

Entonces:

$$V_c = \phi_v \times V_n \quad (126)$$

Vn es la resistencia nominal al corte definido según las siguientes expresiones:

Para:

$$a) \frac{h}{tw} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \rightarrow V_n = 0.6 F_{yw} A \quad (127)$$

$$b) 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{t} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \rightarrow V_n = \frac{0.6 F_{yw} A_w (2.45 \sqrt{\frac{E}{F_w}})}{\frac{h}{tw}} \quad (128)$$

$$c) \quad 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{tw} \leq 260 \rightarrow Vn = \frac{4.52 E Aw}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2} \quad (129)$$

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_V = \frac{V_r}{V_c} \leq 1 \quad (130)$$

El esfuerzo de corte solicitante de cálculo  $V_r$ , se produce para la combinación de hipótesis 1.2 PP + 1.2 CM + 1.6 SC

→  $V_r = 20,56 \text{ KN}$  – Resistencia a corte requerida

La resistencia de diseño a corte está dada por la siguiente expresión:

$$\rightarrow V_c = \phi_v \times V_n \quad (131)$$

Para el cálculo de  $V_n$  el programa de cálculo Cype 3D utiliza la opción “a” descrita anteriormente ya que cumple con dicha condición y viene determinada por el reglamento CIRSOC 301 – 2005.

Dónde:

→  $4.82 \leq 52.8 \rightarrow V_n = 0.6 F_{yw} A_w$

→  $V_n = 0.6 * 360 \text{ Mpa} * 33.45 \text{ cm}^2$

→  $V_n = 275,28 \text{ KN} \rightarrow V_c = 275,28 \text{ KN}$

$$\rightarrow \eta_V = \frac{20,56 \text{ KN}}{275,28 \text{ KN}} = 0,076 \quad \text{VERIFICA} \quad (132)$$

#### 4.4.2.7 Resistencia a corte eje X (ALA)

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_V = \frac{V_r}{V_c} \leq 1 \quad (133)$$

El esfuerzo de corte solicitante de cálculo  $V_r$ , se produce para la combinación de hipótesis 0.9 PP + 0.9 CM + V1.

→  $V_r = 0.15 \text{ KN}$  – Resistencia a corte requerida

La resistencia de diseño a corte está dada por la siguiente expresión:

$$\rightarrow V_c = \phi_v \times V_n \quad (134)$$

Para el cálculo de  $V_n$  el programa de cálculo Cype 3D utiliza la opción “a” descrita anteriormente ya que cumple con dicha condición y viene determinada por el reglamento CIRSOC 301 – 2005.

Dónde:

→  $V_n = 0.6 F_{yw} A_w$

→  $V_n = 0.6 * 360 \text{ Mpa} * 33.45 \text{ cm}^2$

→  $V_n = 741,14 \text{ KN} \rightarrow V_c = 667,02 \text{ KN}$

$$\rightarrow \eta_v = \frac{0.15 \text{ KN}}{667,02 \text{ KN}} = 0.002 \quad \text{VERIFICA} \quad (135)$$

#### 4.4.2.8 Esfuerzos combinados y torsión

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo H.1.2. la interacción de compresión y flexión en barras de sección simétrica está limitada por las siguientes expresiones:

a) Para:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (136)$$

b) Para:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \rightarrow \eta = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (136)$$

Siendo:

$P_u$ : resistencia requerida a compresión en la barra.

$P_n$ : resistencia nominal a compresión determinada.

$M_u$ : resistencia requerida a flexión de la barra.

$M_n$ : resistencia nominal a flexión determinada.

$x$  el subíndice relativo al eje de flexión correspondiente al eje principal de mayor inercia. (eje fuerte).

$y$  el subíndice relativo al eje de flexión correspondiente al eje principal de menor inercia. (eje débil).

$\phi = \phi_c$ : factor de resistencia para compresión = 0,85.

$\phi_b$ : factor de resistencia para flexión = 0,90.

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Los esfuerzos solicitantes de cálculo más desfavorables se producen para la combinación 1.2 PP + 1.2 CM + 1.6 SC.

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

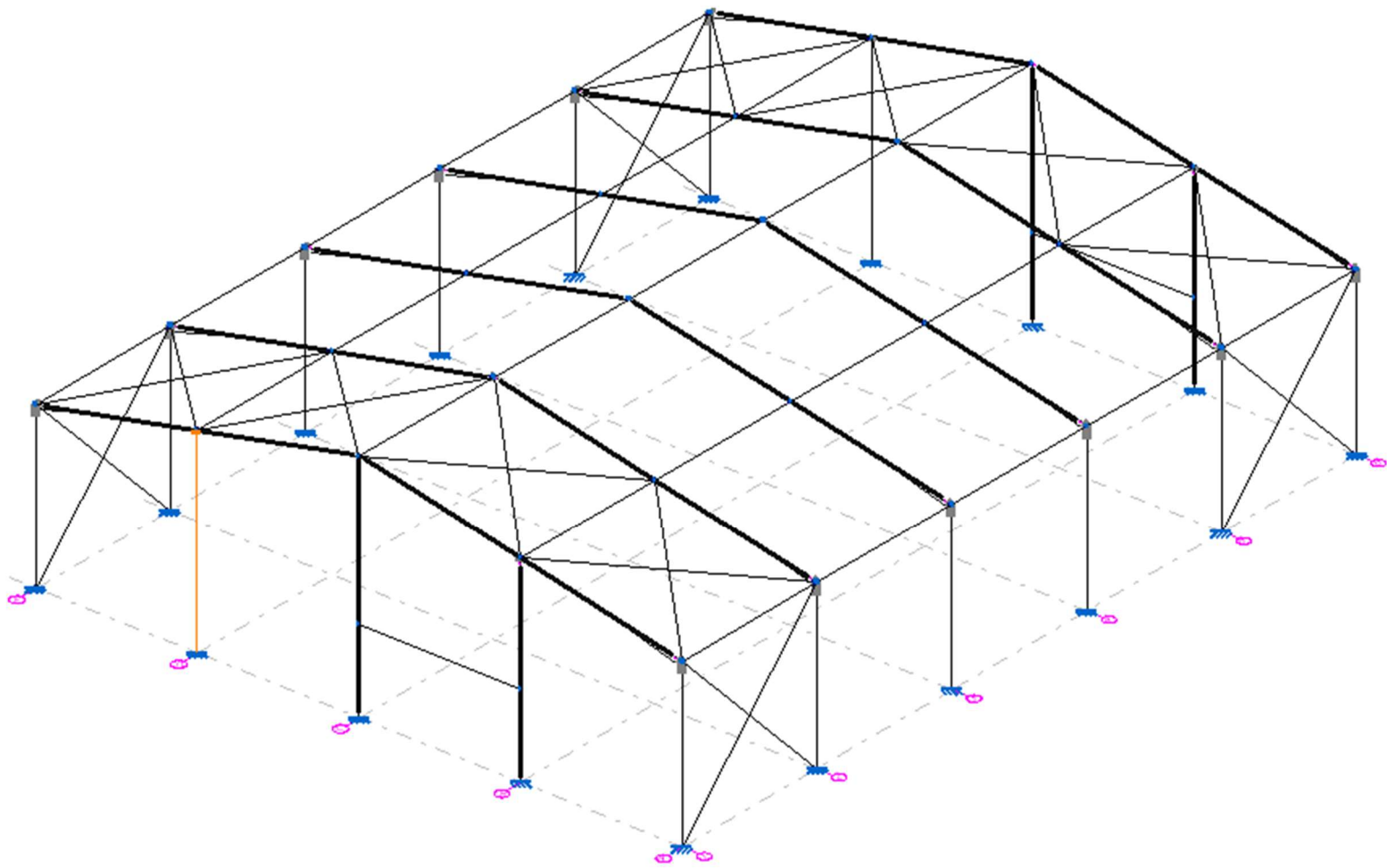
→ Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión.

La verificación en el programa de cálculo se desarrolla con la expresión “b” antes expuesta según el reglamento, donde tenemos:

$$\rightarrow \frac{12,62 \text{ KN}}{1509,36 \text{ KN}} < 0.2 \rightarrow 0.008 < 0.2 \quad (138)$$

$$\rightarrow \eta = \frac{12,62 \text{ KN}}{1509,36 \text{ KN}} + \left[ \frac{36,51 \text{ KN.m}}{125,17 \text{ KN.m}} + \frac{1,10 \text{ KN.m}}{46,24 \text{ KN.m}} \right] \leq 1.0 \quad (139)$$

$$\rightarrow \eta = 0.32 \leq 1.0 \quad \text{VERIFICA} \quad (140)$$



*Figura 4.5. Columna 11 seleccionada en Cype3D.*

### 4.4.3 Vigas

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005 las ecuaciones que permiten el dimensionamiento y/o verificación de las vigas son las expuestas en la sección 4.4.1 referido a columnas. Por lo tanto, a continuación, se desarrolla lo obtenido en el programa de cálculo Cype 3D. Se debe verificar la viga del pórtico medio IPW 310x28,3.

#### 4.4.3.1 Resistencia A Tracción

Según el programa Cype 3D donde se desarrolla el proyecto se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_C} \leq 1 \quad (141)$$

El punto más desfavorable respecto a la sollicitación axial de tracción sobre la viga se encuentra a una distancia de 2.58 m del nudo, para la combinación 0.9 PP + 0.9 CM + V1 y lo denomina:

$$\rightarrow P_r = 43.56 \text{ KN}$$

$P_r$  = resistencia a tracción requerida para la combinación mencionada.

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta.

En este punto se comprueba que el programa evalúa entre las dos opciones y opta por el menor valor como indica el reglamento CIRSOC 301. Por lo tanto, se trabaja con la opción a.

Fluencia en la sección bruta

$$\rightarrow P_n = F_y A$$

$$\rightarrow P_n = 1292.40 \text{ KN}$$

$$\rightarrow P_c = 0.90 \times 1292.40 \text{ KN} = 1163.16 \text{ KN}$$

$$\Phi_t = 0.90$$

Entonces:

$$\rightarrow \eta_t = \frac{43.56 \text{ KN}}{1163.16 \text{ KN}} = 0.037 \quad (142)$$

$$\rightarrow \eta_t = 0.037 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (143)$$

#### 4.4.3.2 Limitación de esbeltez para compresión

Según el reglamento CIRSOC 301 – 2005, capítulo B.7

En barras comprimidas la esbeltez será menor o igual a 200

$$\lambda = \frac{K L}{r} \quad (144)$$

L = Longitud de la barra

K = Factor de longitud efectiva

R<sub>y</sub> = Radio de giro respecto al eje Y

$$\rightarrow R_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{236.13 \text{ cm}^4}{62.35 \text{ cm}^2} = 1.95 \text{ cm} \quad (145)$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{0.25 \cdot 1198 \text{ cm}}{1.95} = 1 \leq 200 \quad \text{VERIFICA} \quad (146)$$

#### 4.4.3.3 Resistencia a compresión

A partir de Cype 3D se obtienen los siguientes resultados:

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1 \quad (147)$$

El esfuerzo axial de compresión para el cálculo de Pr se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·SC.

$$\rightarrow P_r = 80.39 \text{ KN}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite, donde:

$$\rightarrow P_c = \Phi_c \times P_n = \Phi_c F_{cr} A_g \quad (148)$$

$$\Phi_c = 0.90$$

$$F_{cr} = 81.92 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 35.90 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow P_c = 264.69 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \eta_t = \frac{80.39 \text{ KN}}{264.69 \text{ KN}} = 0.304 \leq 1 \quad \text{VERIFICA} \quad (149)$$

#### 4.4.3.4 Resistencia a flexión en el eje X

El cálculo de la resistencia a flexión en la viga está basado en las mismas hipótesis y ecuaciones ya desarrolladas anteriormente en el punto 4.4.1.4 en la sección de columnas. A continuación, se menciona el valor obtenido de la resistencia a flexión a través del estado límite más desfavorable y además la verificación.

A través de Cype 3D obtenemos lo siguiente:

La peor condición se produce en el pandeo lateral (signo negativo):

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r \rightarrow M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (150)$$

$L_b$  = distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida.

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad (151)$$

Dónde:

$Z_x$  = Módulo resistente plástico respecto al eje x.

$$S_x = \frac{I_x}{Y}$$

Dónde:

$I_x$  = Momento de inercia.

$Y$  = Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (152)$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \quad (153)$$

Dónde:

$E$ : Modulo de elasticidad del acero.

$J$ : Momento de inercia.

$h_o$ : Distancia entre los baricentros de las alas.

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}} \quad (154)$$

Dónde:

$C_w$ : Constante de alabeo de la sección.

→  $M_n = 265.7 \text{ KN.m}$

Se debe satisfacer:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_C} \leq 1 \quad (155)$$

El momento flector de cálculo solicitante más desfavorable ( $M_r$ ) se produce para la combinación de carga  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot SC$ .

→  $M_r = 157.09 \text{ KN.m}$  – valor obtenido de Cype 3D

→  $M_c = \Phi_b \times M_n = \Phi_b \times F_y \times Z_x$  – Resistencia obtenida a la flexión.

→  $M_c = 239.18 \text{ KN.m}$  – valor obtenido de Cype 3D

$$\rightarrow \eta_m = \frac{157.09 \text{ KN.m}}{239.18 \text{ KN.m}} = 0.657 \quad \text{VERIFICA} \quad (156)$$

#### 4.4.3.5 Resistencia a flexión en el eje Y

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_C} \leq 1 \quad (157)$$

El momento flector de cálculo solicitante más desfavorable ( $M_r$ ) se produce para la combinación de carga 1.2 PP + 1.2 CM + V1.

→  $M_r = 0.05 \text{ KN.m}$  – valor obtenido de Cype 3D

El menor momento de resistencia a flexión se da en el caso de fluencia y se obtiene de la siguiente manera:

$$\rightarrow M_c = \Phi_b \times M_n = \Phi_b \times F_y \times Z_y \leq 1.6 \times F_y \times S_y \quad (158)$$

Dónde:

$Z_y$  = modulo resistente plástico respecto al eje Y

$S_y = \frac{I_y}{X}$  - Modulo resistente elástico respecto al eje Y

Siendo:

$I_y$  = momento de inercia respecto eje Y.

$X$  = distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro.

→  $M_n = 17.57 \text{ KN.m} \leq 17.72 \text{ KN.m}$

→  $M_c = 15.81 \text{ KN.m}$  – Valor obtenido de Cype 3D

$$\rightarrow \eta_m = \frac{0.05 \text{ KN.m}}{15.81 \text{ KN.m}} = 0.003 \quad \text{VERIFICA} \quad (159)$$

#### 4.4.3.6 Resistencia a corte eje X (ALA)

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_V = \frac{V_r}{V_C} \leq 1 \quad (160)$$

El esfuerzo de corte solicitante de cálculo más desfavorable ( $V_r$ ), se produce para la combinación de hipótesis 1.2 PP + 1.2 CM + V1.

→  $V_r = 0.01 \text{ KN}$  – Resistencia a corte requerida

La resistencia de diseño a corte está dada por la siguiente expresión:

$$\rightarrow V_c = \phi_v \times V_n \quad (161)$$

Para el cálculo de  $V_n$  el programa de cálculo Cype 3D utiliza la opción “a” descrita anteriormente ya que cumple con dicha condición y viene determinada por el reglamento CIRSOC 301 – 2005.



Dónde:

$$\rightarrow V_n = 0.6 F_{yw} A_w$$

$$\rightarrow V_n = 0.6 \cdot 360 \text{ Mpa} \cdot 18.14 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow V_n = 391.73 \text{ KN} \rightarrow V_c = 352.56 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \eta_v = \frac{0.01 \text{ KN}}{352.56 \text{ KN}} = 0.001 \quad \text{VERIFICA} \quad (162)$$

#### 4.4.3.7 Resistencia a corte eje Y (ALMA)

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1 \quad (163)$$

El esfuerzo de corte solicitante de cálculo más desfavorable ( $V_r$ ), se produce para la combinación de hipótesis 1.2 PP + 1.2 CM + 1.6 SC

$$\rightarrow V_r = 37.92 \text{ KN} - \text{Resistencia a corte requerida}$$

La resistencia de diseño a corte está dada por la siguiente expresión:

$$\rightarrow V_c = \phi_v \times V_n \quad (164)$$

Para el cálculo de  $V_n$  el programa de cálculo Cype 3D utiliza la opción "a" descrita en el punto en la sección de columnas ya que cumple con dicha condición y viene determinada por el reglamento CIRSOC 301 – 2005.

Dónde:

$$\rightarrow 48.8 \leq 52.8 \rightarrow V_n = 0.6 F_{yw} A_w$$

$$\rightarrow V_n = 0.6 \cdot 360 \text{ Mpa} \cdot 18.51 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow V_n = 399.75 \text{ KN} \rightarrow V_c = 399.75 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \eta_v = \frac{37.92 \text{ KN}}{399.75 \text{ KN}} = 0.095 \quad \text{VERIFICA} \quad (165)$$

- Comprobación de rigidizadores transversales

$$\rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \rightarrow 48.8 \leq 57.98 \quad \text{VERIFICA} \quad (166)$$

Siendo:

h: Distancia libre entre alas

$t_w$ : Espesor del alma

$\rightarrow$  No son necesarios rigidizadores transversales.

#### 4.4.3.8 Esfuerzos combinados y torsión

A través de Cype 3D se obtienen las siguientes verificaciones:

Los esfuerzos solicitantes de cálculo más desfavorables se producen para la combinación 1.2 PP + 1.2 CM + 1.6 SC.

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

→ Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión.

La verificación en el programa de cálculo se desarrolla con la expresión “b” antes expuesta en el punto 4.4.1.8 de la sección columnas según el reglamento, donde:

$$\rightarrow \frac{84.12 \text{ KN}}{398.11 \text{ KN}} > 0.2 \rightarrow 0.21 > 0.2 \quad (167)$$

$$\rightarrow \eta = \frac{84.12 \text{ KN}}{398.11 \text{ KN}} + \frac{8}{9} \left[ \frac{157.09 \text{ KN.m}}{398.11 \text{ KN.m}} + \frac{0.00 \text{ KN.m}}{22.50 \text{ KN.m}} \right] \leq 1.0 \quad (168)$$

$$\rightarrow \eta = 0.873 \leq 1.0 \text{ VERIFICA} \quad (169)$$



*CAPÍTULO 5*

**FUNDACIONES**

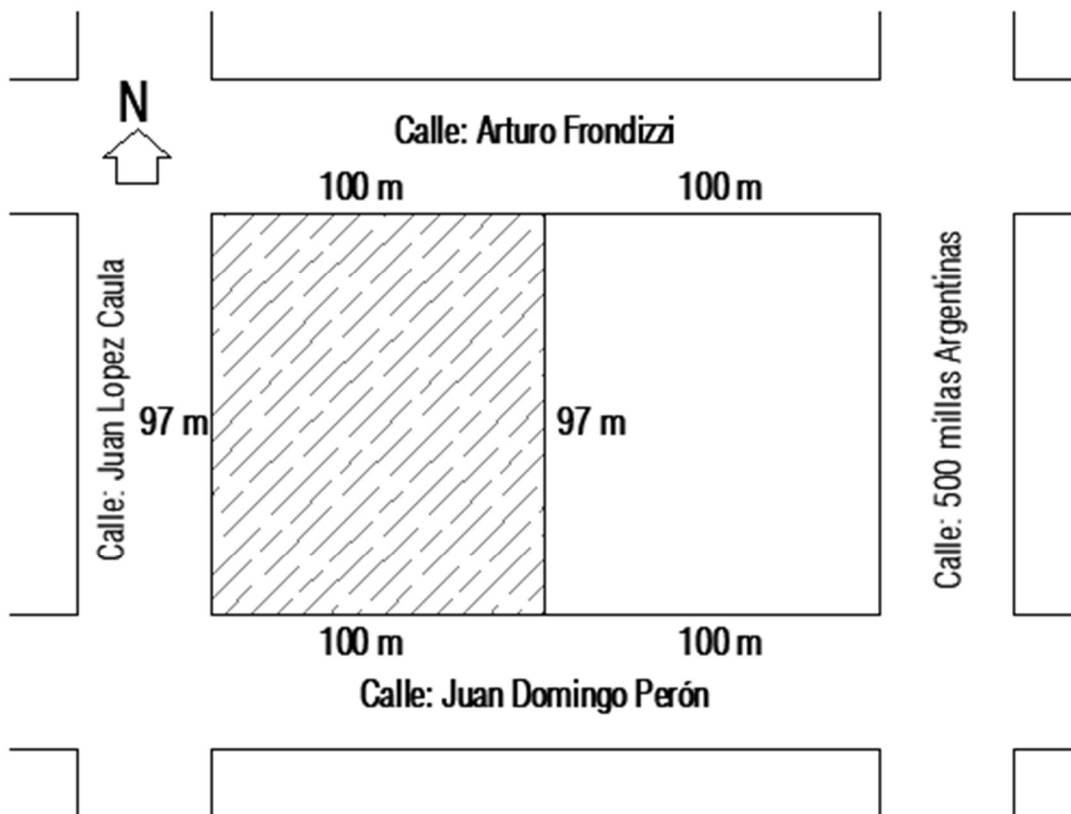


## 5.1 LUGAR DE EMPLAZAMIENTO

Los cimientos de una construcción funcionan como un elemento de transición que transmiten las cargas de la estructura al suelo. Se define como la parte de una estructura que debe cumplir la parte estática de soportar las cargas y distribuirlas de la manera más adecuada y en la profundidad necesaria, para que el suelo pueda soportarla sin fatigas excesivas durante toda la vida de la obra (Bernal, 2005).

El presente capítulo tiene como objetivo conocer las características físico-mecánicas del subsuelo y su capacidad resistente para el diseño de las fundaciones de hormigón armado de la nave industrial. De esta forma, se determina que sistema de fundación es el más acorde a las características del suelo.

El lugar de emplazamiento se encuentra en la zona oeste de la Provincia de Santa Fe y al noroeste de la planta urbana de la Ciudad de Rafaela (figura 5.1).



*Figura 5.1. Ubicación lote de estudio.*

## 5.2 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

El subsuelo pertenece a la formación Pampeana Norte (cuaternario), más precisamente al Bloque Elevado de San Guillermo (figura 5.2). Un área alta de la llanura limitada por fracturas y fallas reactivas por neotectónicas. Se halla en mayor parte en la Provincia de Santa Fe. El bloque cubre una superficie de 17.800 km<sup>2</sup> (Krohling D e Iriondo M, 2003).

Está integrada por limos y arcillas de colores castaños, de consistencia muy blanda y compacta, transportados por el viento. El grado de compactación depende de la humedad del suelo y la cementación de los granos con carbonato de calcio (Krohling D e Iriondo M, 2003).

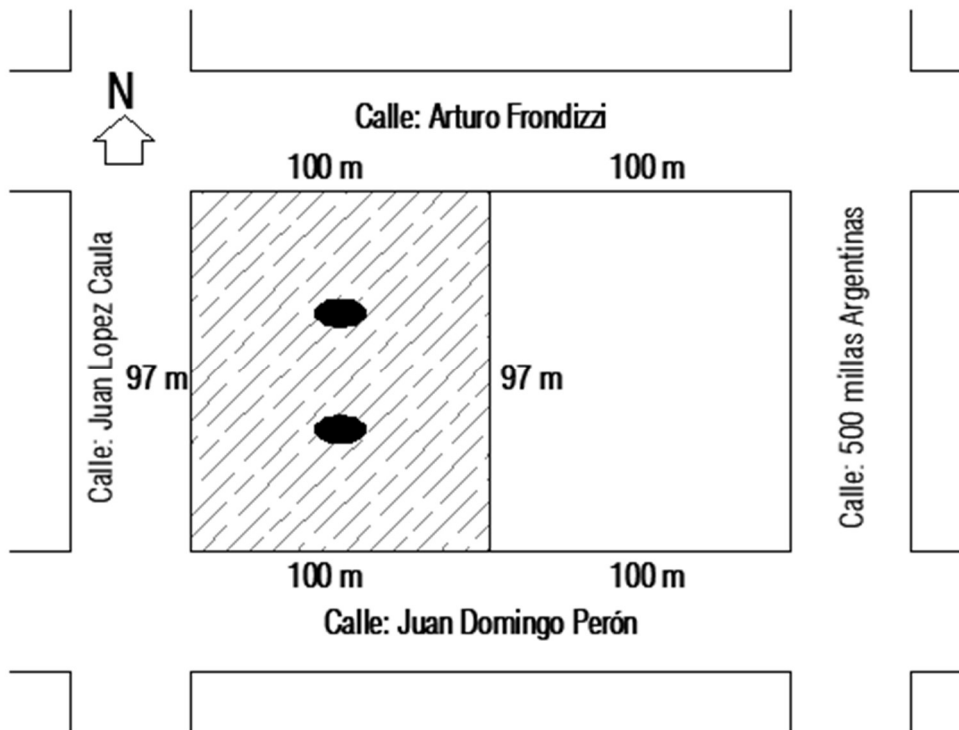


**Figura 5.2.** Ubicación Pampa Norte y Sur (Krohling D e Iriondo M, 2003).

### 5.3 ESTUDIO DE SUELO

Los siguientes parámetros geomecánicos se obtienen por medio de la Empresa Constructora Geotecnia y Cimientos del Ing. Marco Boidi y brindada por la empresa “Menara Construcciones” a fin de poder avanzar con el trabajo en cuestión. Dónde se puede analizar un estudio de suelo en el lote lindero por lo que se considera información válida para llevar a cabo el trabajo y posterior cálculo de fundaciones.

En dicho estudio, se pueden realizar 2 sondeos a través del ensayo de penetración de borros (figura 5.3). Es un ensayo de penetración que consiste en hincar en el suelo una punta prismática de 1.5kg de masa, 16cm<sup>2</sup> de área transversal y una punta cónica de 60°. Se deja caer una masa de 65kg desde una altura de 0.50m y se cuenta el número de golpes necesarios para penetrar el terreno 0.20m, estos golpes se denominan Número de Penetración de Borros.



**Figura 5.3.** Ubicación de sondeos en el predio.

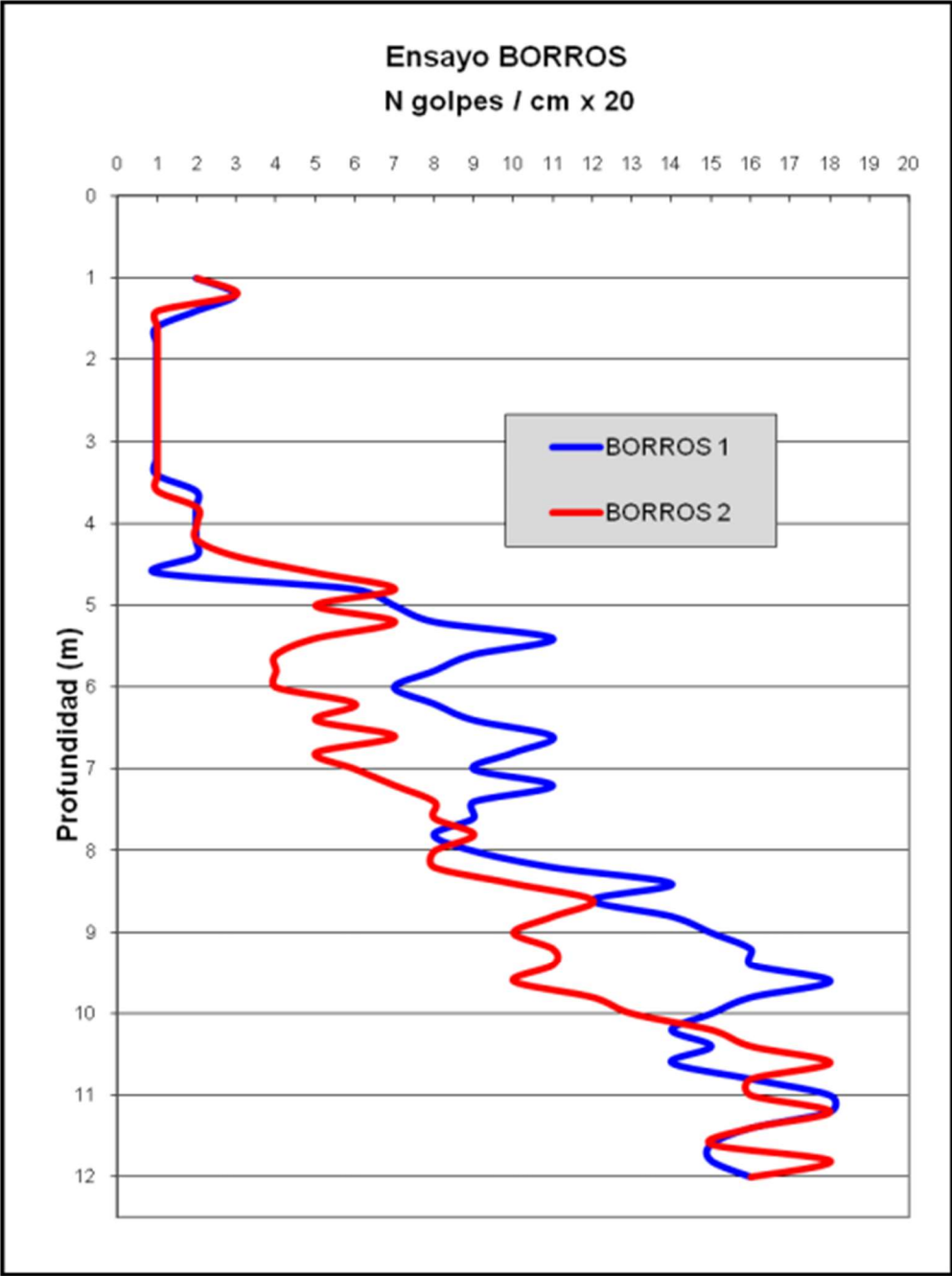
La pesa se deja caer mediante caía libre sin ninguna roldana que genere rozamiento y disminuya su energía al momento de impactar. Mediante la siguiente figura 5.4, obtenemos valores de la compresión del suelo.

Arcillas	Valores del SPT	Compresión Simple (kg/cm <sup>2</sup> )
Muy Blanda	< 2	< 0,25
Blanda	2 y 4	0,25 a 0,50
Median. Compacta	4 a 8	0,50 a 1,00
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00
Muy Compacta	15 a 30	2,00 a 4,00
Dura	> 30	> 4,00

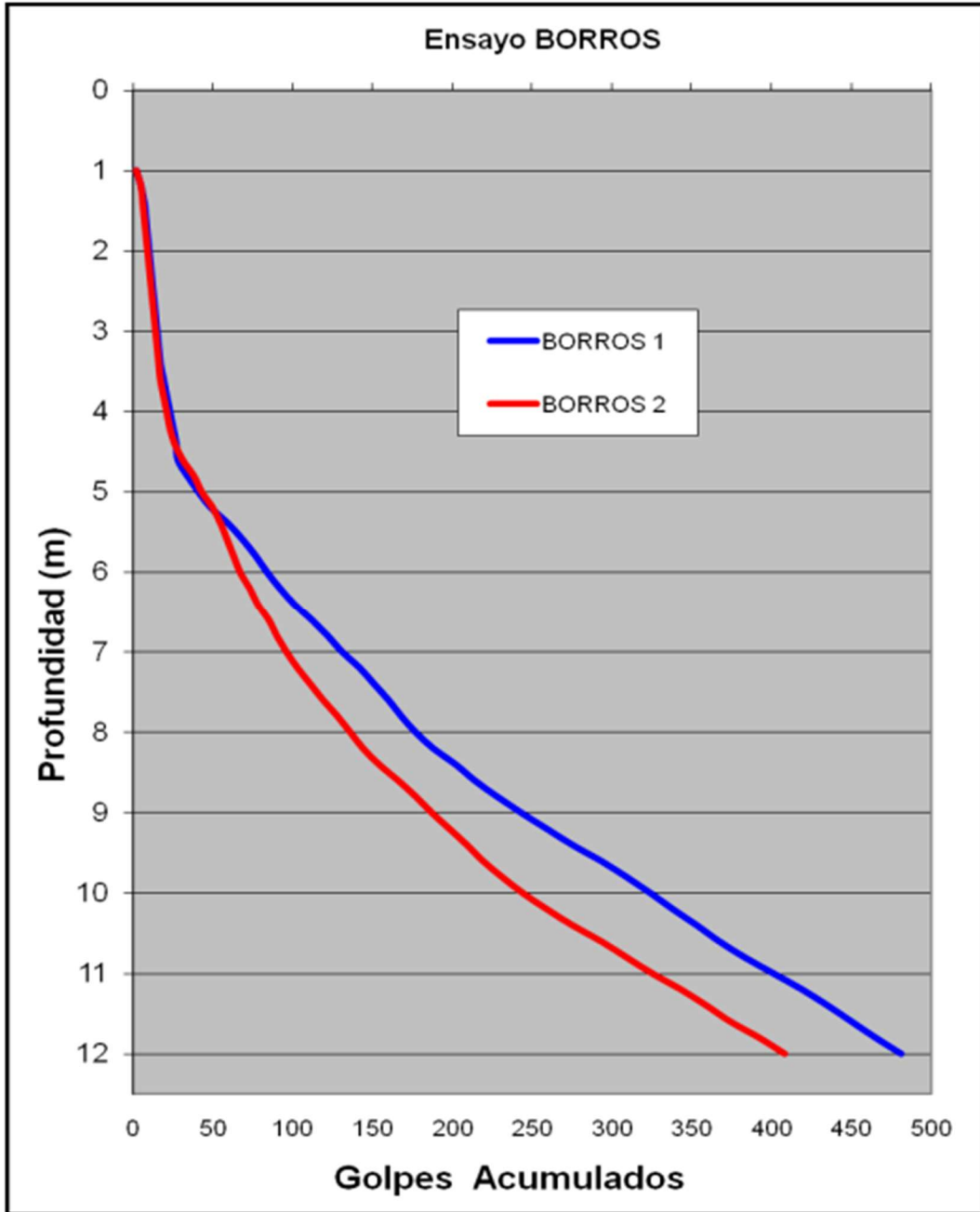
**Figura 5.4.** Encuadre de los suelos finos en función de los SPT.

Luego de realizar el ensayo, se pueden conocer los resultados obtenidos a través de las siguientes figuras 5.5 y 5.6.





*Figura 5.5. Resultado ensayo de borros (Geotecnia y Cimientos).*



*Figura 5.6. Resultado ensayo de borros (Geotecnia y Cimientos).*

El nivel freático es el lugar donde la presión del agua es igual a la presión atmosférica y juega un papel importante a la hora de analizar la capacidad resistente del suelo. Se debe tener un control adecuado sobre este nivel y el agua superficial antes de realizar la excavación.

En el lugar del proyecto, se detecta el nivel freático a -4.00m de profundidad según estudios realizados por Geotecnia y Cimientos.

Se pueden distinguir 3 estratos diferentes desde el punto de vista de la capacidad resistente del suelo. Los valores de profundidad se refieren al terreno natural actual, antes de la construcción y debido movimiento de suelo (tabla 5.1).

**Tabla 5.1: Características del suelo según estudio.**

Nro. estrato	Profundidad		Nro. de borros golpes/20cm	1	2	3	4	5	6
	(m)	(m)		Cu (t/m <sup>2</sup> )	Eu (t/m <sup>2</sup> )	E ef (t/m <sup>2</sup> )	Coef. De Poisson	Kv 30 (t/m <sup>3</sup> )	Kh 30 (t/m <sup>3</sup> )
1	0,80	5,00	1	0,7	50	48	0,43	239	159
2	5,00	8,00	7	4,7	350	277	0,19	1386	924
3	8,00	12,00	14	9,3	700	537	0,15	2683	1789

Siendo:

- 1: Cohesión no drenada. Correlación SPT – Terzaghi
- 2: Correlación local SPT – Eu
- 3: E módulo elástico no drenado. E ef módulo elástico efectivo
- 4: Coef. De Poisson efectivo. De acuerdo a Poulos y Davis
- 5: Coef. De balasto vertical. Placa 30x30
- 6: Coef. De balasto Horizontal. Placa 30x30

Se adopta como densidad natural 1.65 t/m<sup>3</sup>

Se desarrollan los datos obtenidos de acuerdo al ensayo de Borros.

Estrato 1: Suelo limo-arcilloso. Valores promedio de 1 golpe y 3 máximo. Estrato blando y compresible.

Estrato 2: Suelo limo-arcilloso. Valores de 4 a 11 golpes (7 promedio golpes). Estrato medianamente compacto, adecuado para recibir fricción de pilotes.

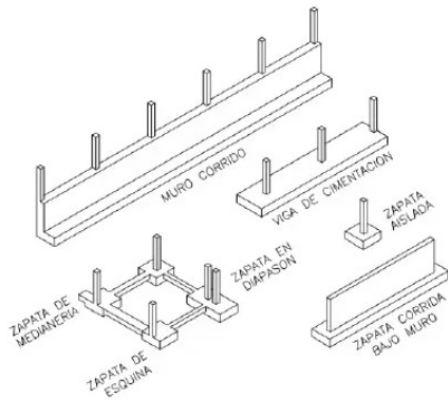
Estrato 3: Suelo limo-arcilloso. Valores de 10 a 18 golpes (promedio 14 golpes). Suelo muy compacto y adecuado para recibir fricción de pilotes.

#### **5.4 TIPO DE CIMENTACIONES**

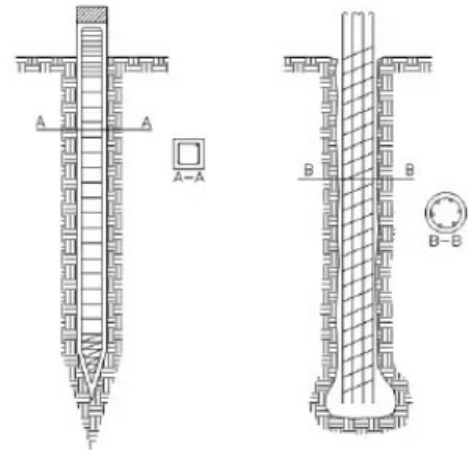
Existen variables a tener en cuenta a la hora de elegir qué tipo de fundación es la más adecuada para el proyecto; tipo de suelo, magnitud de las cargas, profundidad de la fundación, arquitectura de la obra y los valores económicos (Bernal, 2005).

A su vez, se pueden encontrar 3 grupos definidos de fundaciones:

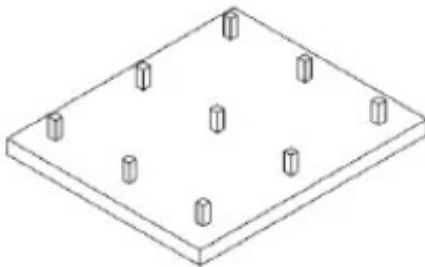
- Superficiales. Se construyen a poca profundidad (hasta 0.80m aproximadamente). Generalmente se utilizan para construcciones livianas. Pueden ser zapatas corridas o bases aisladas (figura 5.7).
- Profundas. Se utilizan en edificios de gran altura donde existen grandes cargas y es necesario llegar a estratos más profundos donde el suelo es más resistente. Dependiendo del terreno, los pilotes pueden llegar a tener más de 10m de longitud (figura 5.8).
- Plateas. Actúan como una placa con cargas invertidas provenientes de la presión de reacción generada por el suelo. Se realizan en suelos uniformes y estables (figura 5.9) (Bernal, 2005).



**Figura 5.7.** Tipos de zapatas. (Bernal, 2005).



**Figura 5.8.** Pilotes fabricados y pilotes in-situ. (Bernal, 2005).



**Figura 5.9.** Plateas. (Bernal, 2005).

## 5.5 DISEÑO DE LAS FUNDACIONES

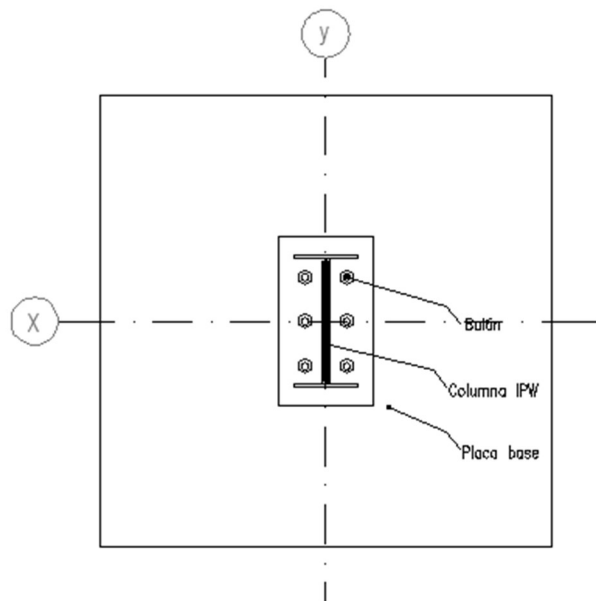
Los cimientos se deben diseñar para resistir los efectos de las cargas axiales, cortes y momentos aplicados y mayorados.

El área de las zapatas o la distribución y número de pilotes se determina en base a la capacidad resistente del suelo como así también, por las cargas que llegan hasta la fundación (cargas permanentes, sobrecargas, cargas de viento).

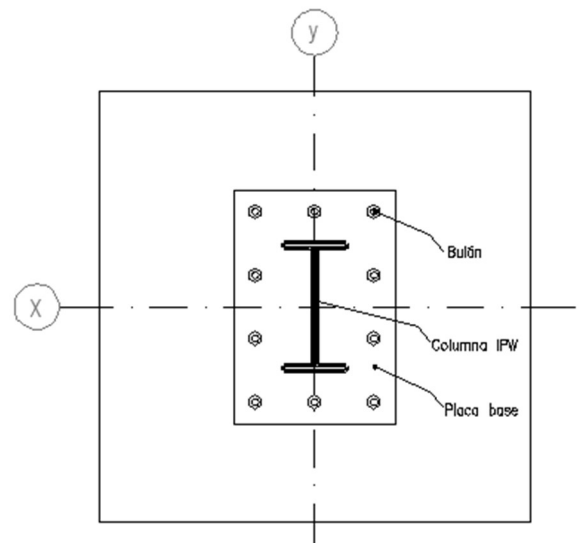
Se debe contemplar el comportamiento tanto del suelo como de la estructura asegurando que en la situación de cargas de servicio no se produzca en agotamiento de los elementos estructurales y del terreno y cumpliendo que las deformaciones se mantengan dentro de los márgenes permitidos por las normas.

Un punto a tener en cuenta es el tipo de vínculo que existe entre la columna y la base a través de la unión con la placa base. Si se tiene una columna empotrada (figura 5.10), ésta transmite esfuerzos de momento a la fundación por lo que se debe diseñar la fundación para que resista dichos esfuerzos. Se obtiene una base de mayor volumen y a su vez se transmite mayores tensiones al terreno. Por otra parte, en cuanto a columnas articuladas (figura 5.11), la base solo deberá resistir un esfuerzo axial (carga puntual de la columna). Tiene la ventaja de diseñar una base de menor volumen, sin embargo, las columnas metálicas serán de mayor sección ya que deberán resistir momentos generados por las cargas que reciba la estructura (Machado, 2018)

Para el proyecto, se utilizan pórticos empotrados a una fundación superficial ya que se considera que la estructura es liviana y los esfuerzos transmitidos al terreno no son excesivos. Se materializa a partir de un bloque de hormigón armado que es muy utilizado para este tipo de estructuras por su facilidad de ejecución. Es posible dimensionar este tipo de fundaciones mediante el Método de Sulzberger cuando el terreno presenta una adecuada resistencia lateral y de fondo a ciertas profundidades.



**Figura 5.10.** Disposición de bulones y soldadura en Empotramiento columna – base.



**Figura 5.11.** Disposición de bulones y soldadura en Articulación columna – base.

## 5.6 CÁLCULO DE LAS BASES

Como se aclaró en el apartado anterior, el cálculo se realiza a través del Método de Sulzberger. Este método se basa en un principio verificado experimentalmente, que para las inclinaciones limitadas tales que  $\text{tg } \alpha < 0,01$ , el terreno se comporta de manera elástica. En consecuencia, se obtienen reacciones de las paredes verticales de excavación y normales a la fuerza actuante sobre la estructura (Maciejewsky, 1964).

Según el método, la profundidad de entrada del bloque de hormigón dentro del terreno depende de la resistencia específica del terreno contra la presión externa. Dicha resistencia es igual a la presión admisible del suelo y se obtiene multiplicando la profundidad de entrada por el índice de compresibilidad del suelo (Maciejewsky, 1964).

$$\delta = \lambda \times C_b \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (170)$$

La resistencia que se opone a la inclinación de la fundación se origina por dos efectos principales:

- El encastramiento de la fundación en el terreno, como también la fricción generada entre el hormigón y el suelo a lo largo de las paredes verticales, normales a la fuerza actuante ( $M_s$ )
- Reacción del fondo de la excavación provocada por las cargas verticales ( $M_b$ ) (Maciejewsky, 1964).

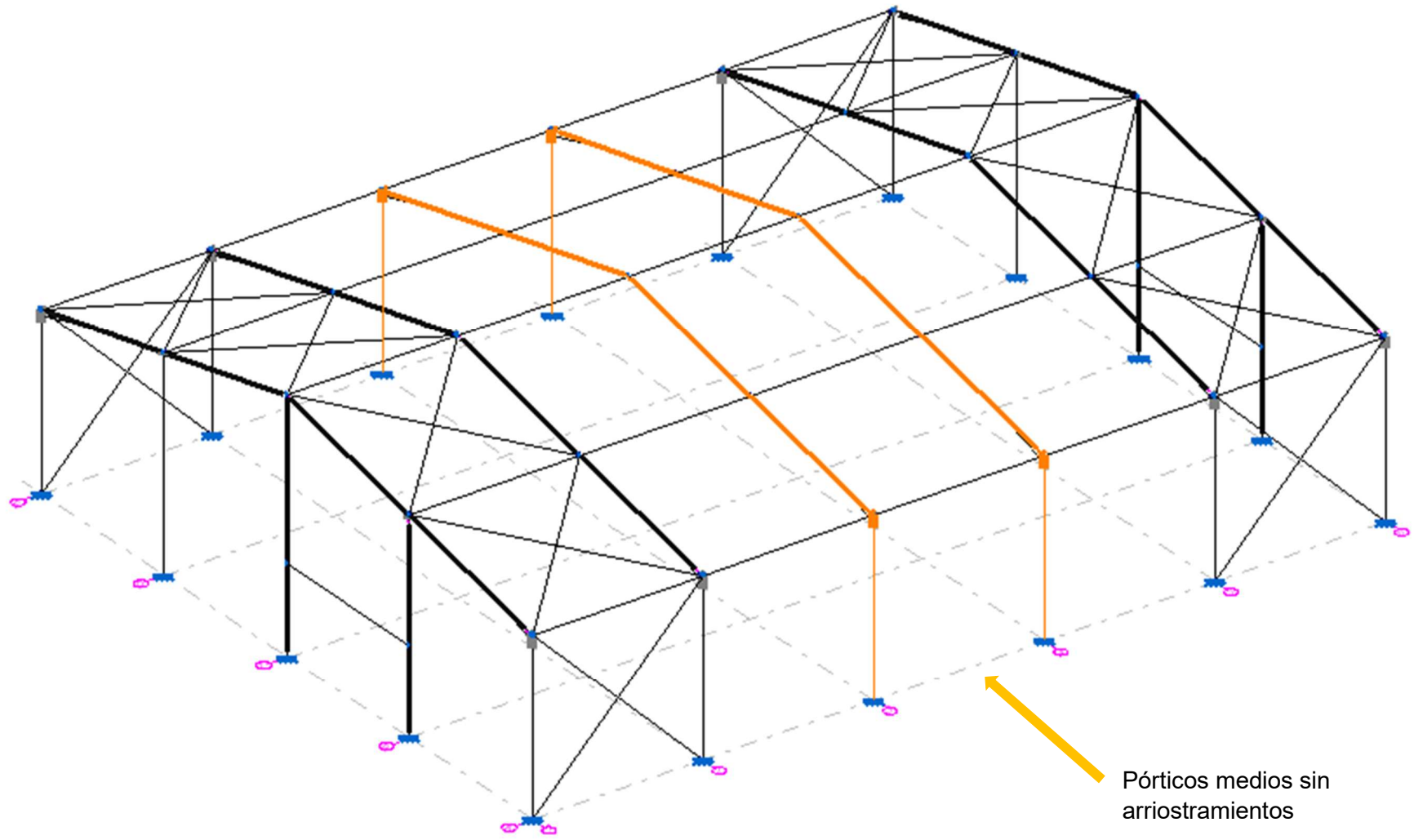
$$M_s \geq M_s + M_b \quad (171)$$

Siendo  $M_s$  el momento que deberá resistir el terreno.

El método es de carácter general y se puede aplicar a fundaciones de cualquier forma, las fórmulas expresadas anteriormente corresponden al bloque de hormigón, es decir, de paralelepípedo rectangular (Maciejewsky, 1964).

### 5.6.1 Cargas Actuantes

Se calcula la base más desfavorable, o sea la base de la columna que transmita mayores cargas. De acuerdo a los datos arrojados por Cype 3D, dichas columnas son las de los pórticos medios (figura 5.12), por lo que se obtienen los siguientes valores (figura 5.13).



**Figura 5.12.** Vista 3D representativa de la Nave Industrial (Cype3D).

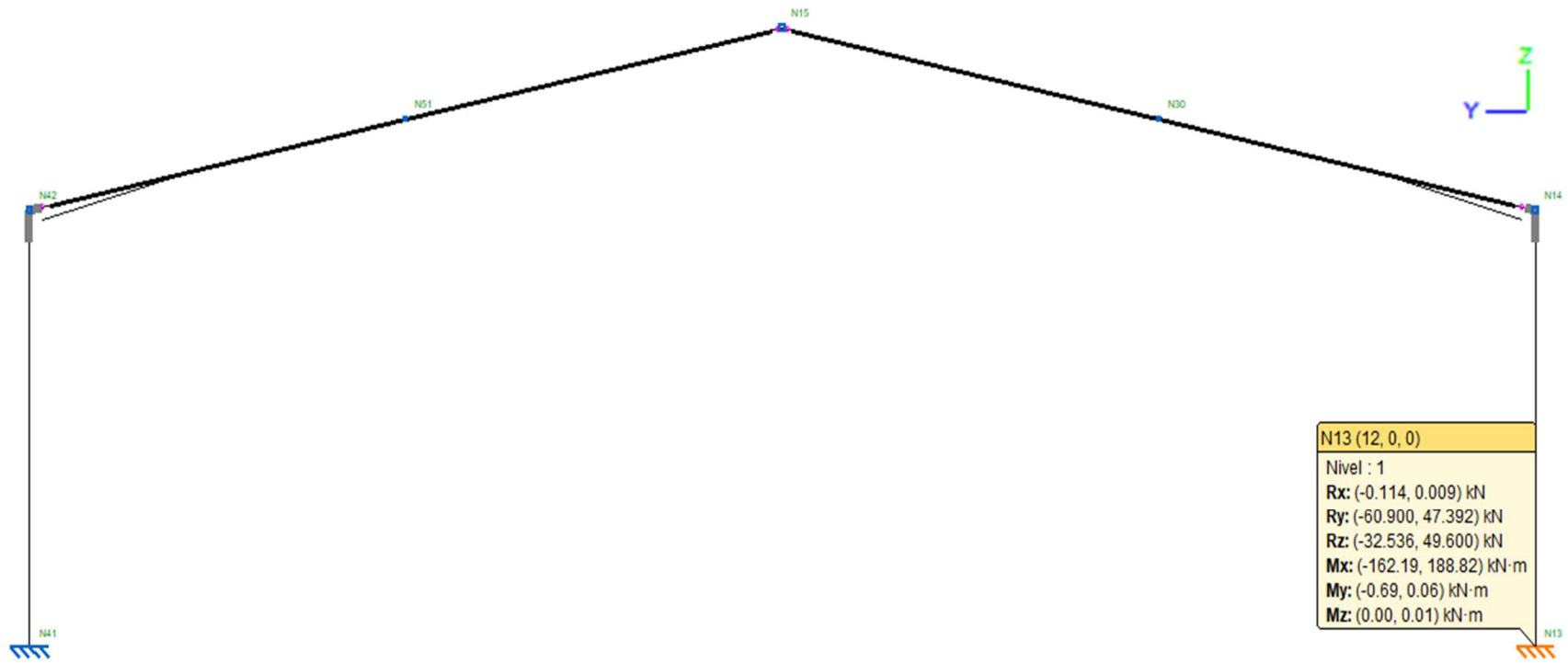
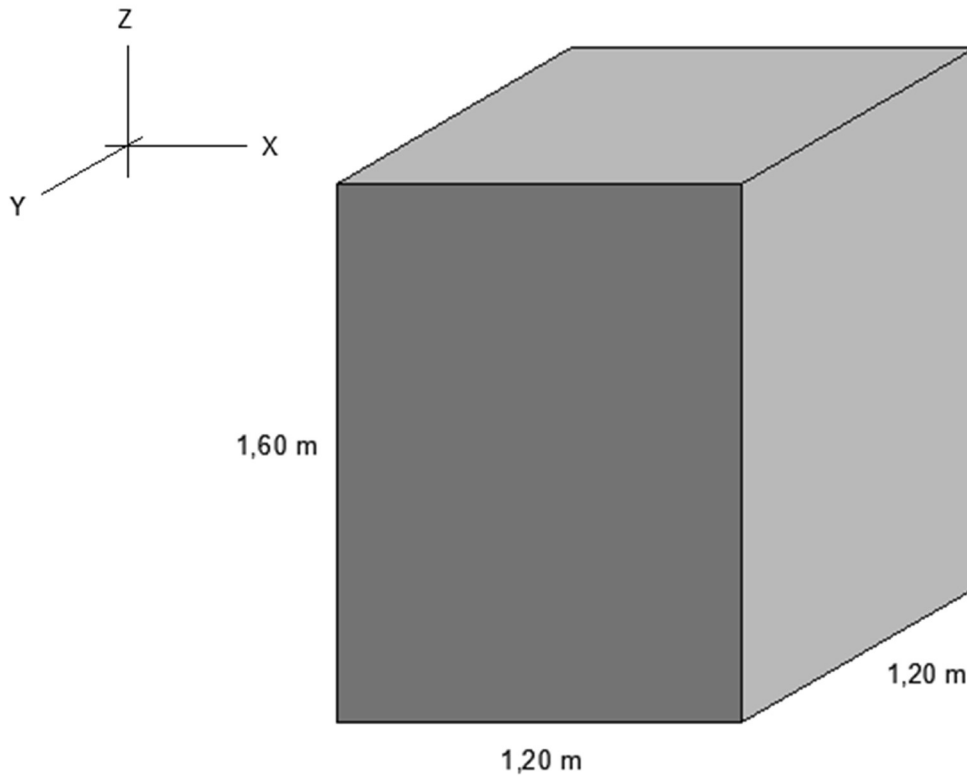


Figura 5.13. Reacciones en el nudo N13 sobre el terreno (Cype3D).



### 5.6.2 Método de Sulzberger en columnas medias

Se propone una base cuadrada de lado ( $a = b$ ) 1.20m y profundidad ( $t$ ) 1.60m (figura 5.14) y se verifican estas dimensiones a través del método de Sulzberger.



**Figura 5.14.** Vista 3D representativa de la fundación.

Con las dimensiones de la base, se determina el volumen y el peso de la misma considerando el peso específico del hormigón  $2.500 \text{ kg/m}^3$ .

$$V_b = a \times b \times t = 1,2\text{m} \times 1,2\text{m} \times 1,8\text{m} = 2,59 \text{ m}^3 \quad (172)$$

$$P_{pb} = V_b \times \gamma_h = 2,59 \text{ m}^3 \times 2.500 \text{ kg/m}^3 = 6.475 \text{ kg} = 64,75 \text{ KN} \quad (173)$$

Por lo tanto, el peso de la estructura queda determinado por el peso propio de la base y la reacción  $R_z$ .

$$G = P_{pb} + R_z = 64,75 \text{ KN} + 49,6 \text{ KN} = 114,35 \text{ KN} \quad (174)$$

#### 5.5.2.1 Momento de la base $M_b$

Cálculo del valor de  $\text{tg } \alpha$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2 \cdot G}{b \cdot C_b \cdot a \cdot a} \quad (175)$$

Dónde:

G: Carga de la estructura sobre el terreno, 114,35KN

b: lado de la base, 1,20m

a: lado de la base, 1,20m

Cb: índice de compresibilidad del suelo vertical.

$$C_b = 1,2 * C_t \quad (176)$$

Ct: índice de compresibilidad del suelo de fondo.

$$C_t = \frac{C^*t}{l} \quad (177)$$

$$C_t = \frac{25.000 \text{ KN/m}^3 * 1,80\text{m}}{2\text{m}} = 22.500 \text{ KN/m}^3 \quad (178)$$

$$\rightarrow C_b = 1,2 * 22.500 \text{ KN/m}^3 = 27.000 \text{ KN/m}^2 \quad (179)$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{2 * 114,35 \text{ KN}}{1,20\text{m} * 27.000 \text{ KN/m}^3 * 1,20\text{m} * 1,20\text{m}} \quad (180)$$

$$\rightarrow \text{tg } \alpha = 0,005 < 0,01 \quad (181)$$

Si el valor de  $\text{tg } \alpha < 0,01$  se debe utilizar la siguiente fórmula para el cálculo del momento de la base (Maciejewsky, 1964).

$$M_b = G * \left( \frac{a}{2} - 0,47 * \sqrt{\frac{G}{b * C_b * \text{tg } \alpha}} \right) \quad (182)$$

$$\rightarrow M_b = 114,35 \text{ KN} * \left( \frac{1,20\text{m}}{2} - 0,47 * \sqrt{\frac{114,35 \text{ KN}}{1,20\text{m} * 27.000 \text{ KN/m}^3 * 0,01}} \right) \quad (183)$$

$$\rightarrow M_b = 49,64 \text{ KNm} \quad (184)$$

\*para el cálculo se adopta  $\text{tg } \alpha = 0,01$

Se considera estrato de 0,80 a 5m y de acuerdo al estudio de suelo realizado es un estrato blando y compresible por lo que de la siguiente figura 5.15, se obtienen los valores respecto a la categoría Arcilla Blanda.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Categoría	Naturaleza del terreno	Peso específico	Presión admisible	Índice (1) de compresibilidad	Angulo (2) de la tierra gravante		Angulo de la fricción interna	Coeficiente de la fricción entre terreno y hormigón		
		$\gamma$ kg/m <sup>3</sup>	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	C kg/cm <sup>3</sup>	$\beta^*$			$\mu$	liso	esca- broso
					vege- table	mo- vido				
A	Laguna, aguazal, terreno pantanoso	650	hasta 0,5	0,5 ... 1,0	5°	3°	—	0,05	0,1	
B	Terrenos muy blandos	1700	hasta 0,8	1 ... 2	5°	3°	20°	0,2	0,2	
	Arena fina húmeda						30°	0,3	0,5	
	Arcilla blanda						25°	0,3	0,4	
C	Arcilla mediodura seca	1700	hasta 1,8	5 ... 8	8°	6°	25°	0,4	0,5	
	Arcilla fina seca			6 ... 9			30°	0,6	0,7	
D	Arcilla rígida	1700	hasta 3,0	10	12°	10°	25°	0,4	0,5	
	Arena gruesa y pedregullo			11 ... 13			35°	0,4	0,5	
E	Arcilla gruesa dura	1700	hasta 4,0	13 ... 16	15°	12°	37°	0,4	0,5	
F	Rígido pedregullo y cantorodado		hasta 5,0		20°	20°	40°	0,4	0,5	

Para la roca  $\gamma = 2400$  kg/m<sup>3</sup> y la presión admisible para roca debilitada por efectos geológicos se acepta igual a 10 kg/cm<sup>2</sup>; para rocas sanas - hasta 23 kg/cm<sup>2</sup>.

(1) El índice de compresibilidad se refiere a la profundidad de 2 m; para el fondo de excavación "C<sub>0</sub>" se puede aumentar hasta 1,2 C para las paredes.

(2) Para las categorías "B" hasta "F" y terrenos con buena cohesión se puede aumentar  $\beta$  por 5°.

Figura 5.15. Características del suelo según su naturaleza (Maciejewsky, 1964).

### 5.5.2.2 Momento de encastramiento $M_s$

Se obtiene nuevamente el valor de  $\text{tg } \alpha$  0

$$\text{tg } \alpha = \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot C_t \cdot t \cdot t} \quad (185)$$

Dónde:

G: Carga de la estructura sobre el terreno, 114,35 KN

b: lado de la base, 1,20m

t: profundidad de la base, 1,80m

$\mu$ : Coeficiente de fricción entre el terreno y el hormigón, 0,40

C<sub>t</sub>: índice de compresibilidad del suelo de fondo

$$\rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{6 \cdot 0,4 \cdot 114,35 \text{ KN}}{1,20\text{m} \cdot 27.000\text{KN/m}^3 \cdot 1,80\text{m} \cdot 1,80\text{m}} \quad (186)$$

$$\rightarrow \text{tg } \alpha = 0,003 < 0,01 \quad (187)$$

Si el valor de  $\text{tg } \alpha < 0,01$  se debe utilizar la siguiente fórmula para el cálculo del momento de encastramiento (Maciejewsky, 1964).

$$M_S = \frac{b \cdot t^3 \cdot Cb \cdot \text{tg } \alpha}{36} \quad (188)$$

$$\rightarrow M_S = \frac{1,20m \cdot 1,80^3 m^3 \cdot 27.000 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,01}{12} \quad (189)$$

$$\rightarrow M_S = 157,46 \text{ KNm} \quad (190)$$

\*para el cálculo se adopta  $\text{tg } \alpha = 0,01$

### 5.5.2.3 Verificación de Sulzberger

Se aplica el método a partir de los resultados obtenidos

$$M_S + M_b \geq S \cdot M_v \quad (191)$$

$M_v$  corresponde al momento de empotramiento de la base generado por la estructura.

$$M_v = M_x = 188,82 \text{ KNm} \quad (192)$$

El valor S se calcula de la siguiente forma y a través de la figura 5.16

$$\frac{M_S}{M_b} = \frac{157,46 \text{ KNm}}{49,64 \text{ KNm}} = 3,17 \quad (193)$$

$M_s/M_b$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
s	1,500	1,383	1,317	1,260	1,208	1,150	1,115	1,075	1,040	1,017	1,000

Figura 5.16. Valor de S (Maciejewsky, 1964).

Por lo tanto, se toma como  $S = 1$

$$\rightarrow 157,46 \text{ KNm} + 49,64 \text{ KNm} \geq 1 \cdot 188,82 \text{ KNm} \quad (194)$$

$$\rightarrow 207,10 \text{ KNm} \geq 188,82 \text{ KNm} \quad \text{VERIFICA} \quad (195)$$

### 5.5.2.4 Verificación de la presión admisible del suelo

Se debe verificar que el suelo resista la presión ejercida por la fundación que se calcula de la siguiente forma:

$$\delta = \frac{G}{a \times b} \quad (196)$$

$$\rightarrow \delta = \frac{114,35 \text{ KN}}{1,20m \times 1,20} \quad (197)$$

$$\rightarrow \delta = 79,41 \text{ KN/m}^2 \quad (198)$$

La presión admisible del suelo la obtenemos de la figura 5.15

Por lo tanto:

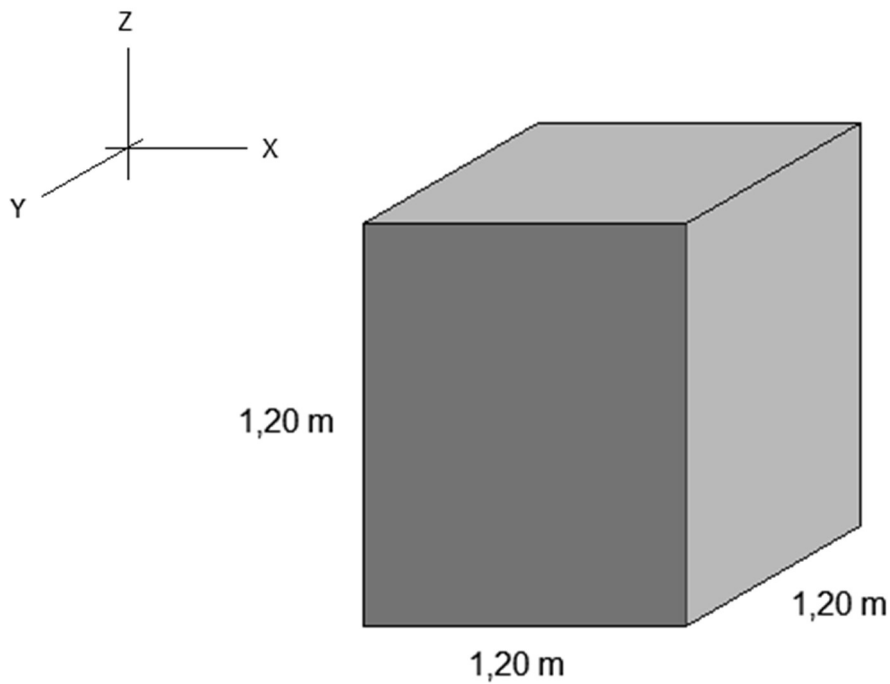
$$79,41 \text{KN/m}^2 \leq 80 \text{KN/m}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

(199)

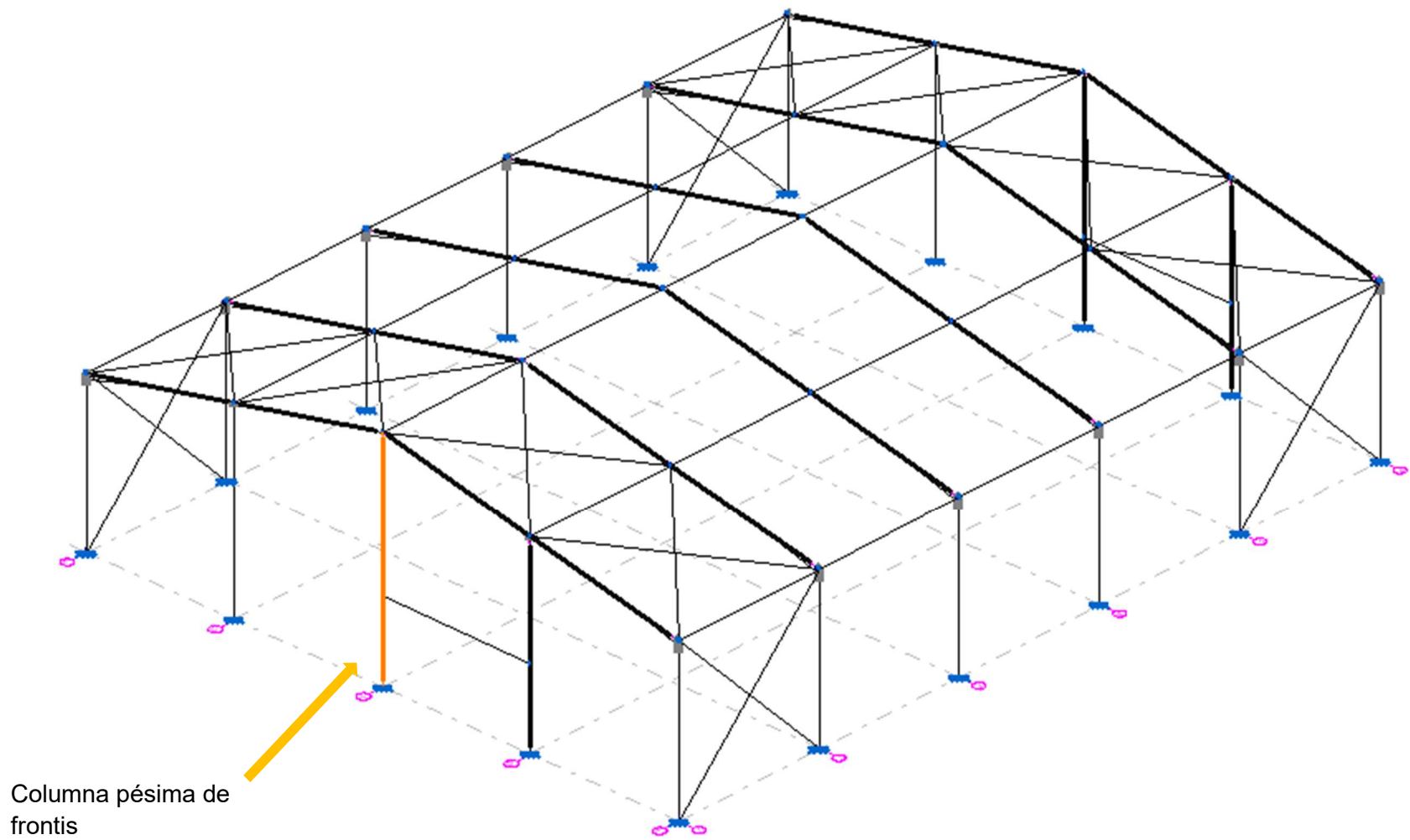
### 5.6.3 Método de Sulzberger en columnas de frontis

Para las columnas de frontis (figura 5.18) utilizamos bases más chicas respecto a las bases de las columnas medias ya que deben soportar menor carga. Se analiza la columna de peores condiciones por lo que se obtienen los valores más desfavorables (figura 5.19)

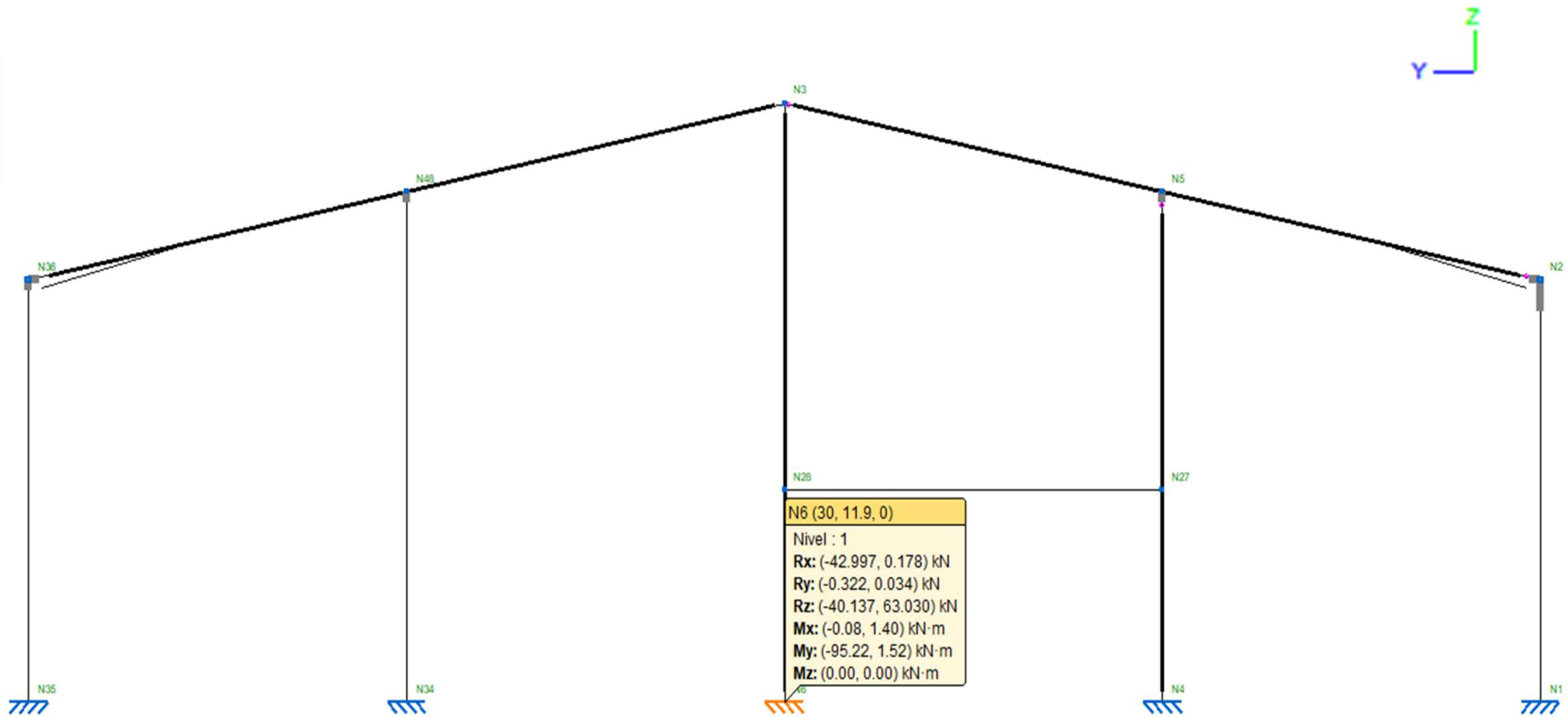
Se propone una base cuadrada al igual que las anteriores, pero de lado ( $a = b$ ) 0,80m y profundidad (t) 1m (figura 5.17) y se procede a verificar dichas dimensiones a través del Método de Sulzberger.



**Figura 5.17.** Vista 3D representativa de la fundación.



**Figura 5.18.** Vista 3D representativa de la Nave Industrial (Cype3D).



**Figura 5.19.** Reacciones en el nudo N6 sobre el terreno (Cype3D).

Se calcula el volumen y el peso de la misma considerando el peso específico del hormigón  $2.500 \text{ kg/m}^3$ .

$$V_b = a \times b \times t = 1,20\text{m} \times 1,20\text{m} \times 1,20\text{m} = 1,728 \text{ m}^3 \quad (200)$$

$$P_{pb} = V_b \times Y_h = 1,728 \text{ m}^3 \times 2.500 \text{ kg/m}^3 = 4.320 \text{ kg} = 43,20 \text{ KN} \quad (201)$$

Por lo tanto, el peso de la estructura queda determinado por el peso propio de la base y la reacción  $R_z$ .

$$G = P_{pb} + R_z = 43,20 \text{ KN} + 63 \text{ KN} = 106,20 \text{ KN} \quad (202)$$

### 5.6.3.1 Momento de la base $M_b$

Se calcula el valor de  $\text{tg } \alpha$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2 \cdot G}{b \cdot C_b \cdot a \cdot a} \quad (203)$$

Dónde:

G: Carga de la estructura sobre el terreno,  $106,20 \text{ KN}$

b: lado de la base,  $1,20\text{m}$

a: lado de la base,  $1,20\text{m}$

$C_b$ : índice de compresibilidad del suelo vertical.

$$C_b = 1,2 \cdot C_t \quad (204)$$

$C_t$ : índice de compresibilidad del suelo de fondo.

$$C_t = \frac{C \cdot t}{l} \quad (205)$$

$$C_t = \frac{25.000 \text{ KN/m}^3 \cdot 1,20\text{m}}{1\text{m}} = 30.000 \text{ KN/m}^3 \quad (206)$$

$$\rightarrow C_b = 1,2 \cdot 30.000 \text{ KN/m}^3 = 36.000 \text{ KN/m}^2 \quad (207)$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{2 \cdot 106,20 \text{ KN}}{1,20\text{m} \cdot 36.000 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,20\text{m} \cdot 1,20\text{m}} \quad (208)$$

$$\rightarrow \text{tg } \alpha = 0,0034 < 0,01 \quad (209)$$

Si el valor de  $\text{tg } \alpha < 0,01$  se debe utilizar la siguiente fórmula para el cálculo del momento de la base (Maciejewsky, 1964).

$$M_b = G \cdot \left( \frac{a}{2} - 0,47 \cdot \sqrt{\frac{G}{b \cdot C_b \cdot \text{tg } \alpha}} \right) \quad (210)$$

$$\rightarrow M_b = 106,20 \text{ KN} \cdot \left( \frac{1,20\text{m}}{2} - 0,47 \cdot \sqrt{\frac{106,20 \text{ KN}}{1,20\text{m} \cdot 36.000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0,01}} \right) \quad (211)$$

$$\rightarrow M_b = 51,45 \text{ KNm} \quad (212)$$



\*para el cálculo se adopta  $\text{tg } \alpha = 0,01$

### 5.6.3.2 Momento de encastramiento $M_s$

Debemos obtener nuevamente el valor de  $\text{tg } \alpha$

$$\text{tg } \alpha = \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot C_t \cdot t \cdot t} \quad (213)$$

Dónde:

G: Carga de la estructura sobre el terreno, 106,20 KN

b: lado de la base, 1,20m

t: profundidad de la base, 1,20m

$\mu$ : Coeficiente de fricción entre el terreno y el hormigón, 0,60

$C_t$ : índice de compresibilidad del suelo de fondo

$$\rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{6 \cdot 0,6 \cdot 106,20 \text{ KN}}{1,20\text{m} \cdot 36.000 \text{ KN/m}^3 \cdot 1,20\text{m} \cdot 1,20\text{m}} \quad (214)$$

$$\rightarrow \text{tg } \alpha = 0,0061 < 0,01 \quad (215)$$

Si el valor de  $\text{tg } \alpha < 0,01$  se debe utilizar la siguiente fórmula para el cálculo del momento de encastramiento (Maciejewsky, 1964).

$$M_s = \frac{b \cdot t^3 \cdot C_b \cdot \text{tg } \alpha}{36} \quad (216)$$

$$\rightarrow M_s = \frac{1,20\text{m} \cdot 1,20^3 \text{m}^3 \cdot 36.000 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,01}{12} \quad (217)$$

$$\rightarrow M_s = 62,21 \text{ KNm} \quad (218)$$

\*para el cálculo se adopta  $\text{tg } \alpha = 0,01$

### 5.6.3.3 Verificación de Sulzberger

Se aplica el método a partir de los resultados obtenidos

$$M_s + M_b \geq S \cdot M_v \quad (219)$$

$M_v$  corresponde al momento de empotramiento de la base generado por la estructura.

$$M_v = M_y = 95 \text{ KNm} \quad (220)$$

El valor S se calcula de la siguiente forma y a través de la figura 5.20

$$\frac{M_s}{M_b} = \frac{62,21 \text{ KNm}}{51,45 \text{ KNm}} = 1,21 \quad (221)$$

$M_a/M_b$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
s	1,500	1,383	1,317	1,260	1,208	1,150	1,115	1,075	1,040	1,017	1,000

**Figura 5.20.** Valor de S ( (Maciejewsky, 1964).

Por lo tanto, se toma como S = 1

$$\rightarrow 62,21 \text{ KNm} + 51,45 \text{ KNm} \geq 1 * 95 \text{ KNm} \quad (222)$$

$$\rightarrow 113,66 \text{ KNm} \geq 95 \text{ KNm} \quad \text{VERIFICA} \quad (223)$$

#### 5.6.3.4 Verificación de la presión admisible del suelo

Se debe verificar que el suelo resista la presión ejercida por la fundación que se calcula de la siguiente forma:

$$\delta = \frac{G}{a \times b} \quad (224)$$

$$\rightarrow \delta = \frac{106,20 \text{ KN}}{1,20\text{m} \times 1,20} \quad (225)$$

$$\rightarrow \delta = 73,75 \text{ KN/m}^2 \quad (226)$$

La presión admisible del suelo la obtenemos de la figura 5.15

Por lo tanto:

$$73,75 \text{ KN/m}^2 \leq 80 \text{ KN/m}^2 \quad \text{VERIFICA} \quad (227)$$



## *CAPÍTULO 6*

# **IMPACTO AMBIENTAL**



## **6.1 DEFINICIÓN**

Según la ley N° 11.717 de Medio Ambiente y Desarrollo Sustentable, se entiende por impacto ambiental a la incidencia positiva o negativa sobre el medio ambiente producida como resultado de una actividad.

## **6.2 CATEGORIZACIÓN AMBIENTAL**

Según el artículo 12° correspondiente al Decreto Provincial N° 0101, los emprendimientos o actividades se encuadran en tres categorías:

**CATEGORÍA 1:** de bajo o nulo impacto ambiental, cuando no presentan impactos negativos o, de hacerlo, lo hacen en forma mínima, dentro de lo tolerado o previsto por la legislación vigente. Asimismo, cuando su funcionamiento involucre riesgos o molestias mínimas a la población o al medio ambiente.

**CATEGORÍA 2:** de mediano impacto ambiental, cuando pueden causar impactos negativos moderados, afectando parcialmente al ambiente, pudiendo eliminarse o minimizarse sus efectos mediante medidas conocidas y fácilmente aplicables. Asimismo, cuando su funcionamiento constituye un riesgo potencial y, en caso de emergencias descontroladas, pueden llegar a ocasionar daños moderados para la población, el ambiente o los bienes materiales.

**CATEGORÍA 3:** de alto impacto ambiental, cuando pueden presentar impactos ambientales negativos cualitativamente o cuantitativamente significativos, contemple o no el proyecto medidas de prevención o mitigación. Asimismo, cuando su funcionamiento constituya un riesgo potencial alto y, en caso de emergencias descontroladas, pueden llegar a ocasionar daños graves a las personas, medio ambiente o a los bienes materiales.

El artículo 13° expresa que la Autoridad de aplicación utilizará para la categorización de los emprendimientos o actividades, los estándares de incidencia ambiental de actividades que se establecen en el Anexo II.

Según el artículo 14° Los emprendimientos o actividades listadas en el Anexo II con el Standard 3 se considerarán como Categoría 3, debiendo presentar los emprendimientos el Formulario de Presentación y el Estudio de Impacto Ambiental. Los emprendimientos o actividades listadas en el Anexo II con el Standard 1 se considerarán como Categoría 1 y quedarán eximidos de presentar el Formulario de Presentación y la Declaración Ambiental (Anexo V).

Los emprendimientos o actividades listadas en el Anexo II con el Standard 2 serán analizados en función de la información aportada en el Formulario de Presentación, teniendo en cuenta las características enunciadas en el art. 21 de la Ley, pudiendo ser encuadradas en cualquiera de las tres categorías.

Para categorizar las Actividades Industriales se aplicará la Fórmula de Categorización especificada en el Anexo IV

### 6.2.1 Categorización del proyecto

Mediante el anexo II del decreto en cuestión, se puede definir el proyecto en el standard 1. En la siguiente figura 6.1, se puede ver con el código 742 “Servicios de arquitectura e ingeniería”, el número de categoría es 1.

74	SERVICIOS EMPRESARIALES N.C.P.	
741	Serv. jurídicos y de contabilidad, teneduría de libros y auditoría; ases. en materia de impuestos; estudios de mercados y realización de encuestas de opinión pública; ases. empresarial y en materia de gestión	
7411	Servicios jurídicos	1
7411.0	Servicios jurídicos	1
7412	Servicios de contabilidad y teneduría de libros, auditoría y asesoría fiscal	1
7412.0	Servicios de contabilidad y teneduría de libros, auditoría y asesoría fiscal	1
7413	Estudio de mercado, realización de encuestas de opinión pública	1
7413.0	Estudio de mercado, realización de encuestas de opinión pública	1
7414	Servicios de asesoramiento, dirección y gestión empresarial	1
7414.0	Servicios de asesoramiento, dirección y gestión empresarial	1
742	Servicios de arquitectura e ingeniería y servicios técnicos n.c.p.	
7421	Servicios de arquitectura e ingeniería y servicios conexos de asesoramiento técnico	1
7421.0	Servicios de arquitectura e ingeniería y servicios conexos de asesoramiento técnico	1

**Figura 6.1** Clasificación de actividades.

Siguiendo con lo dispuesto en el artículo 14° del decreto, cuando las actividades están dentro del standard 1 quedan eximidas de adjuntar el Formulario de Presentación y la Declaración Ambiental.

*CAPÍTULO 7*

**CÓMPUTO Y PRESUPUESTO**





## **7.1 CÓMPUTO Y PRESUPUESTO**

Se realiza un cómputo y presupuesto estimativo del costo total de la obra. El mismo es realizado mediante una herramienta de Cype Ingenieros llamada Arquímedes que permite realizar todo tipo de presupuesto para un proyecto, desde mediciones, certificaciones, planificación y control de obra.

En primer lugar, se computan los materiales de toda la obra, fundaciones, estructura metálica y cerramientos. Luego los datos obtenidos son volcados al software dónde se analizan por el mismo.

Se generan rubros y sub rubros correspondientes a cada etapa de la obra y se busca información sobre los precios unitarios de cada tarea constructiva, ya sea en el índice de la cámara de la construcción, UOCRA (Unión Obrera de la Construcción de la República Argentina) para el costo de mano de obra y en empresas de Rafaela como Acerma SA y Menara Corralón SA para el costo de materiales necesarios. Se considera como índice base el precio dólar oficial de la fecha (marzo 2023), al valor de \$215.

Las planillas del cómputo de materiales y mano de obra por rubro y el análisis de precios totales se encuentran en el anexo D.



## *CAPÍTULO 8*

# **CONCLUSIONES**



## 8.1 CONCLUSIONES

Al iniciar el presente Trabajo Final de Carrera, el objetivo principal es obtener una estructura modulable con perfiles de alma llena lo más liviana posible, optimizando materiales y tiempos de obra.

La idea es optimizar una estructura metálica y, en gran parte, disminuir kilos en los elementos estructurales y materiales a utilizar (perfiles W tanto en columnas y vigas, correas PCG para cubierta y cerramientos laterales, hormigón en las bases). Si bien es una condición importante, a lo largo del trabajo se puede observar que la base de la optimización se debe a un buen diseño estructural.

Surgieron dos preguntas: ¿Cuál es el rol del ingeniero? ¿Cómo se logra un buen diseño estructural basado en la economía?

La eficiencia y optimización a la hora de diseño y cálculo de una estructura se obtiene integrando factores donde interviene el desarrollo y la ejecución del proyecto. Se puede decir que la interrelación entre las partes que llevan a cabo el proyecto es fundamental ya que se necesita comunicación permanente y ser criteriosos a la hora de tomar decisiones.

El montaje es un punto importante a tener en cuenta. La economía se alcanza cuando la fabricación se minimiza, por lo tanto, se deben anticipar a los posibles problemas, como son las tolerancias y holguras de taller y en obra ya que, previendo estos factores se podrán obtener mejores resultados prácticos y económicos. Además, conocer la disponibilidad del mercado facilita la elección de secciones y dimensiones de elementos, esto permite una logística más ágil ya que no hay que realizar pedidos especiales y exclusivos de fabricación y a su vez, se debe tener conocimiento al tipo de transporte disponible, mano de obra y maquinarias para el montaje.

Se debe hacer hincapié en la comunicación entre proyectistas, fabricantes y montadores durante el proceso de diseño cada uno aportando desde su conocimiento.

Si bien con un correcto cálculo de la estructura se puede optimizar utilizando elementos más livianos, se puede considerar que el factor de importancia se encuentra en la mano de obra, en el montaje simple y eficiente, en unificar criterios en cuanto a uniones y elección de materiales. En muchos casos, el costo de montaje depende de la cantidad de elementos que tenga la estructura, es por eso que podría ser conveniente utilizar menos piezas probablemente un poco más grandes para reducir este costo de mano de obra.

Como bien se nombró al inicio de este trabajo, después de haber investigado, consultado y verificando sobre las experiencias, mano de obra y montaje de estructura representa un 60% del costo total, mientras que los materiales solo el 25%.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

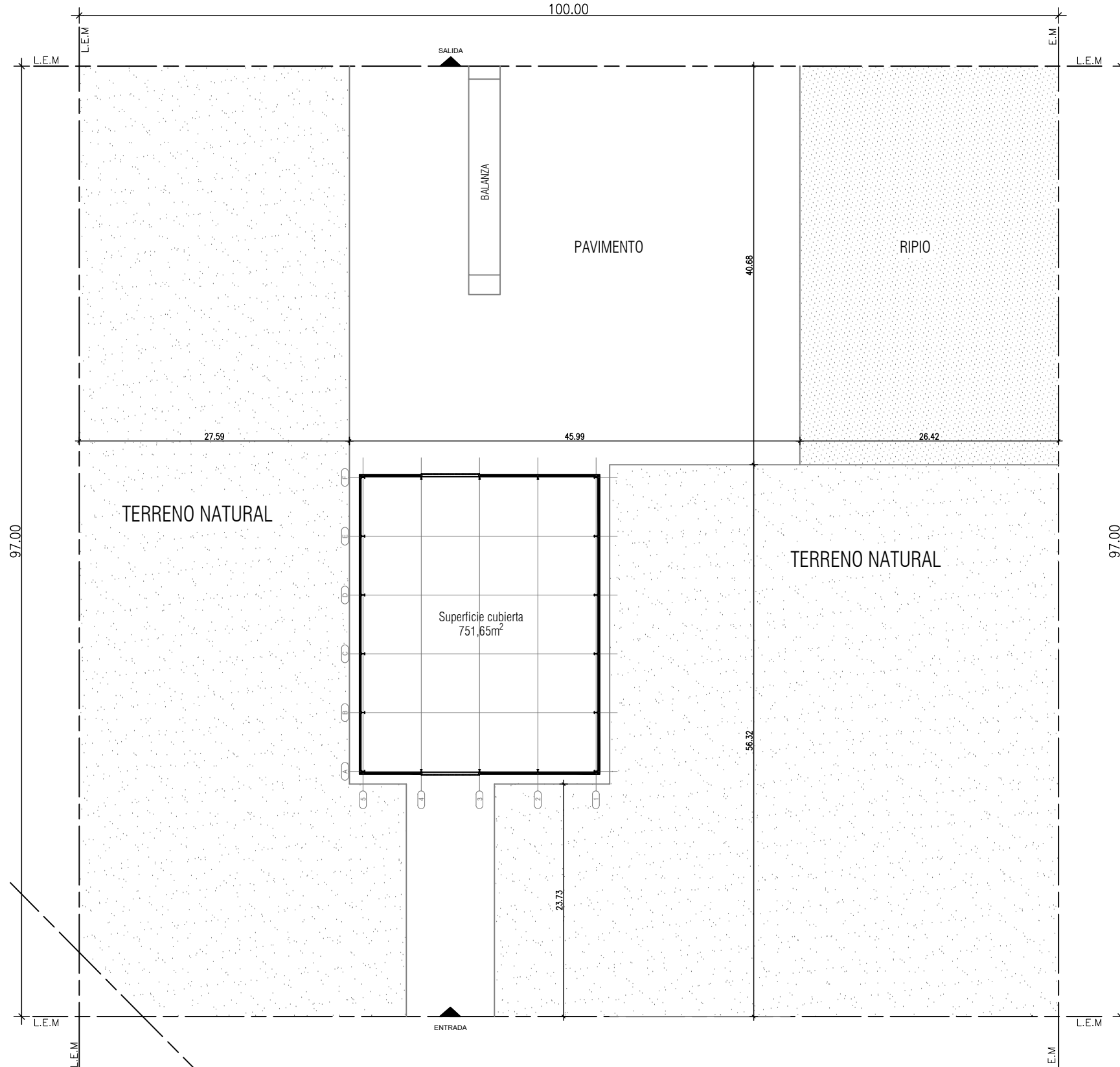
- Arnal, E. (2014). *Proyecto y construcción de galpones modulares*. (1ª ed). Pag Marketing Soluciones C.A.
- Bernal, J. (2005). *Zapatas de hormigón armado*. Nobuko.
- Cype. (2023). *Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción* (Licencia para estudiantes).
- Decreto 0101/2003, de 27 de febrero, Decreto reglamentario de la Ley N° 11.717. *Boletín oficial provincial*. Santa fe, 27 de febrero de 2003, pp. 1 – 4.
- Del Rio, M. y Busnelli, A. (2014). *Dimensionamiento directo de perfiles conformados en frío*. Universidad de Rosario.
- Hoyos, L. (2010). *Estructuras Metálicas. (Vol 1). San Pablo*.
- IRAM-IAS U 500-0205-3. (2021). *Perfiles abiertos de chapa de Acero cincada, conformados en frío para usos estructurales*. (5ª ed.). IRAM.
- IRAM-IAS U 500-0503. (2019). *Acero al Carbono para uso Estructural*. (6ª ed). IRAM.
- Iriondo, M. y Krohling, D. (2003). *El Loess de la pampa norte en el bloque de San Guillermo*, AAS Revista, 10 (2), 137 – 150.
- Maciejewsky, T. (1964). *Cálculo de Fundaciones para líneas de transmisión de Energía Eléctrica con el método Sulzberger*, Revista electrótecnica. 59 – 69.
- Mc Comard, J. y Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras en acero*. (5ª ed). Alfaomega.
- Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana. (s.f). *Principios generales y método de los estados límites*. [https://www.mitma.gob.es/recursos\\_mfom/cap3.pdf](https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/cap3.pdf)
- Pena, A. (2016). *Naves industriales con acero*. Sener – Grupo de Ingeniería.
- Picazo, A. (2007). *Medios de unión de estructuras metálicas [Archivo PDF]*. <https://oa.upm.es/3786/1/Picazo-E15.pdf>
- Reglamento CIRSOC 101. (2005). *Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras*. INTI – CIRSOC.
- Reglamento CIRSOC 301. (2005) *Reglamento Argentino de estructuras de acero para edificios*. INTI - CIRSOC.
- Reglamento CIRSOC 303. (2009) *Reglamento Argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío*. INTI – CIRSOC.
- Ruvas, C. (2014). *Proyecto y cálculo de una nave industrial metálica*. Universidad Nacional de Córdoba.
- Torroja, E. (2007). *Razón y ser de los tipos estructurales*. (3ª ed). Doce Calles.
- Trogia, G. (2003). *Estructuras metálicas*. (4ª ed). ACDEC/Universitarias.
- Urban, P. (2009). *Construcción de estructuras metálicas*. (4ª ed). Club Universitario.





## Anexo "A"





PLANTA GENERAL  
Esc. 1:500

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº001 ANEXO A Esc. 1:500

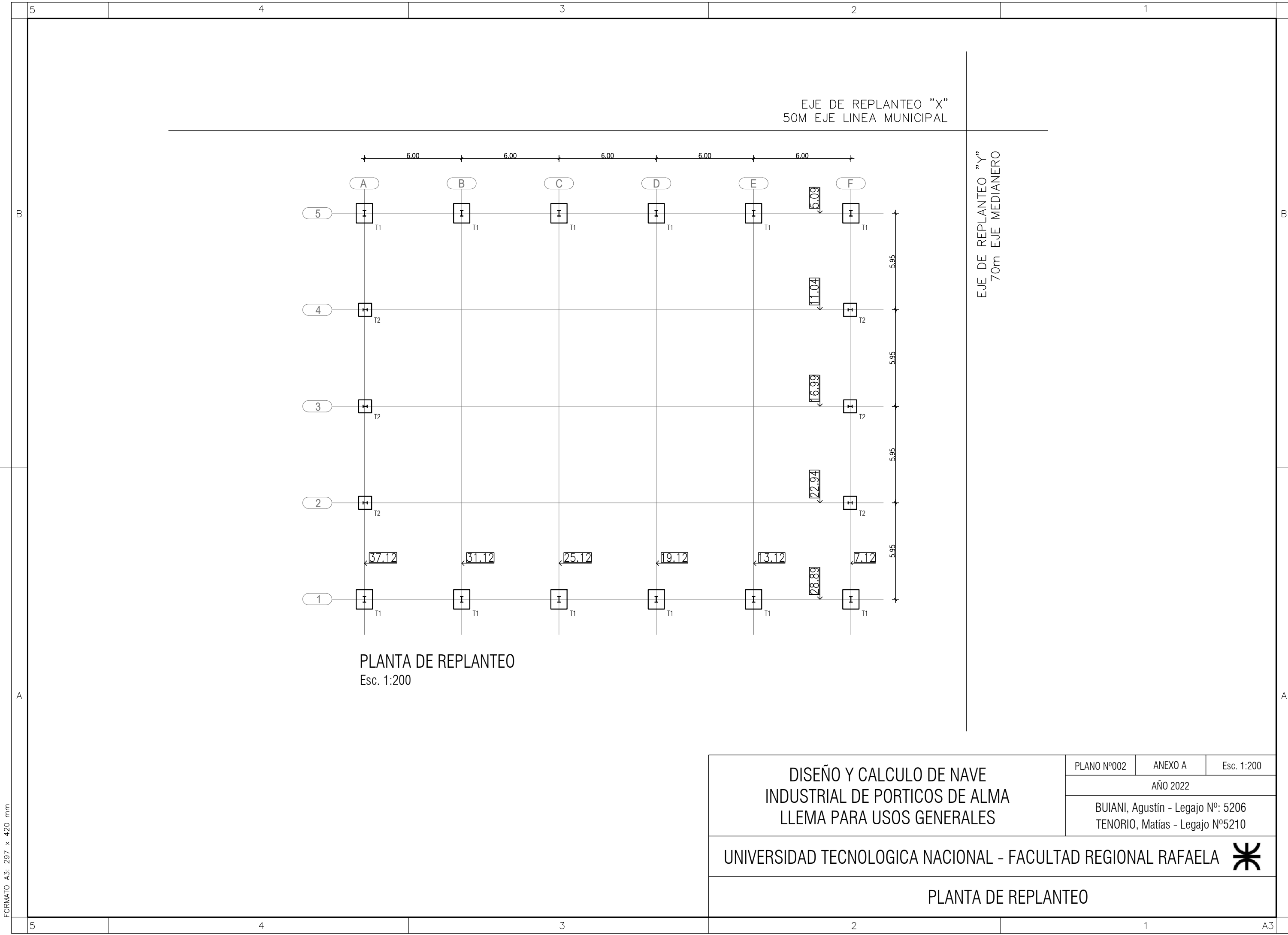
AÑO 2022

BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



PLANTA GENERAL

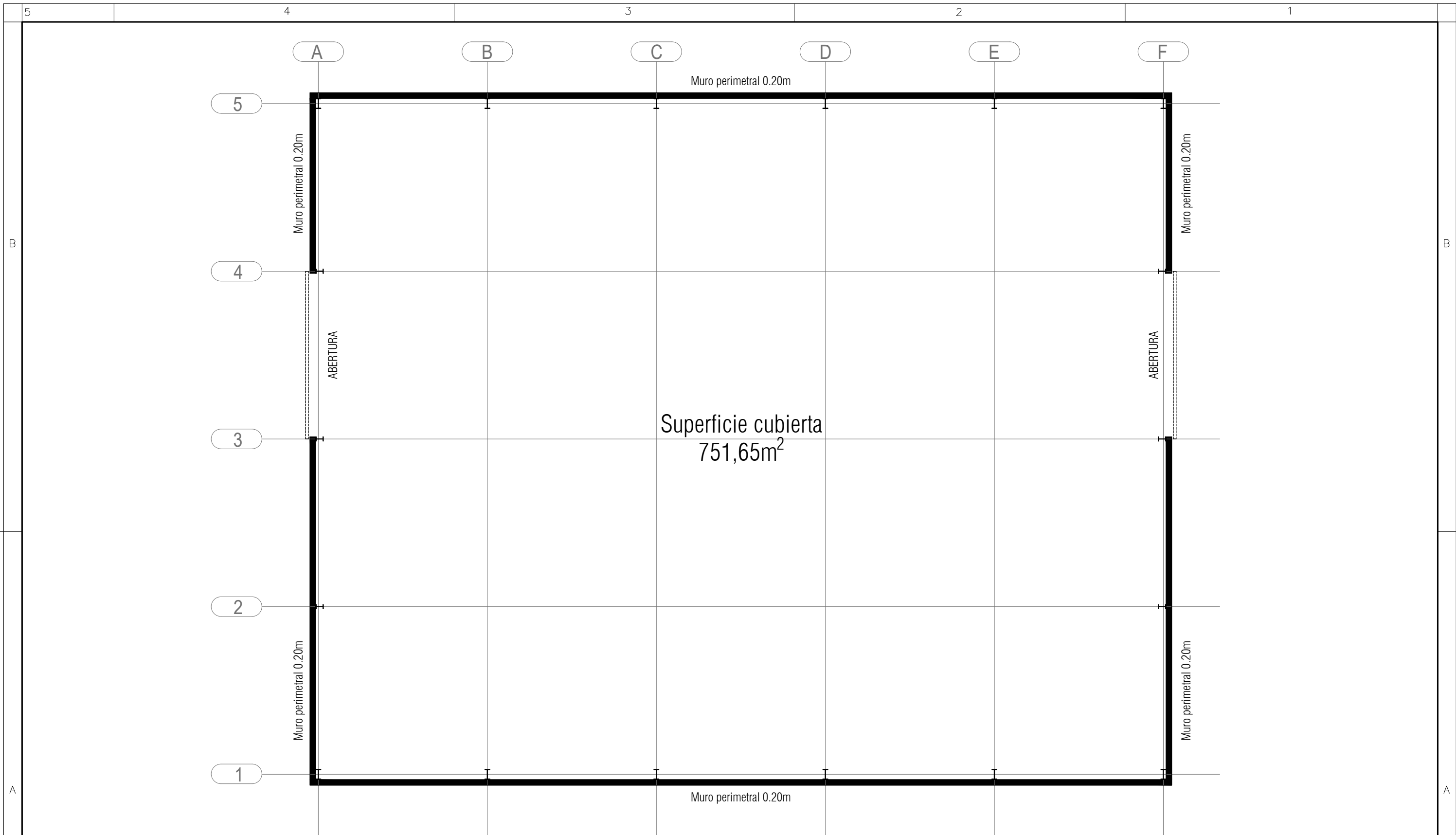


PLANTA DE REPLANTEO  
Esc. 1:200

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES	PLANO Nº002	ANEXO A	Esc. 1:200
	AÑO 2022		
	BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206 TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA			

PLANTA DE REPLANTEO

FORMATO A3: 297 x 420 mm



PLANTA DE MUROS  
Esc. 1:150

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO N°003 ANEXO A Esc. 1:150

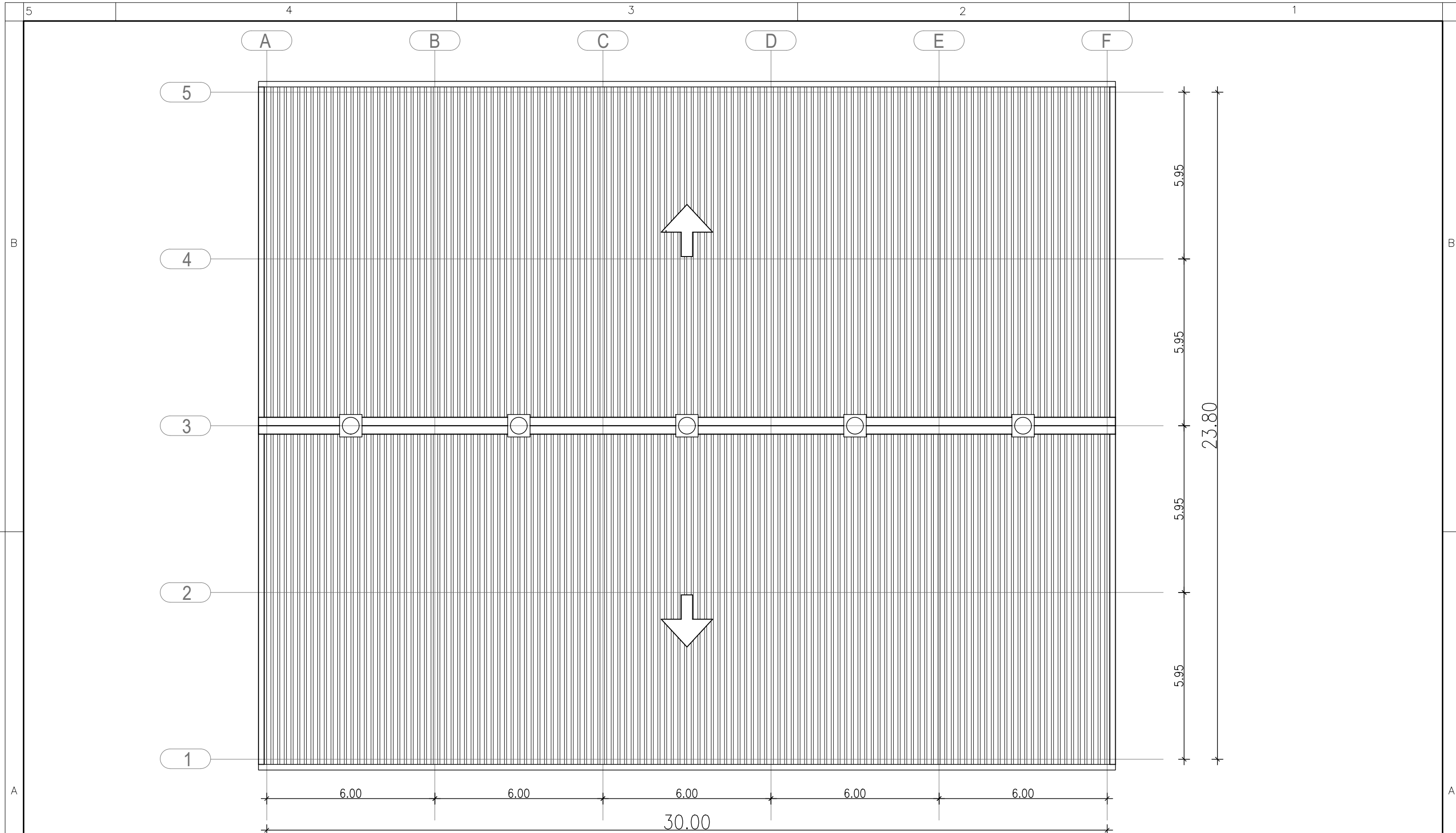
AÑO 2022

BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo N°5210

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



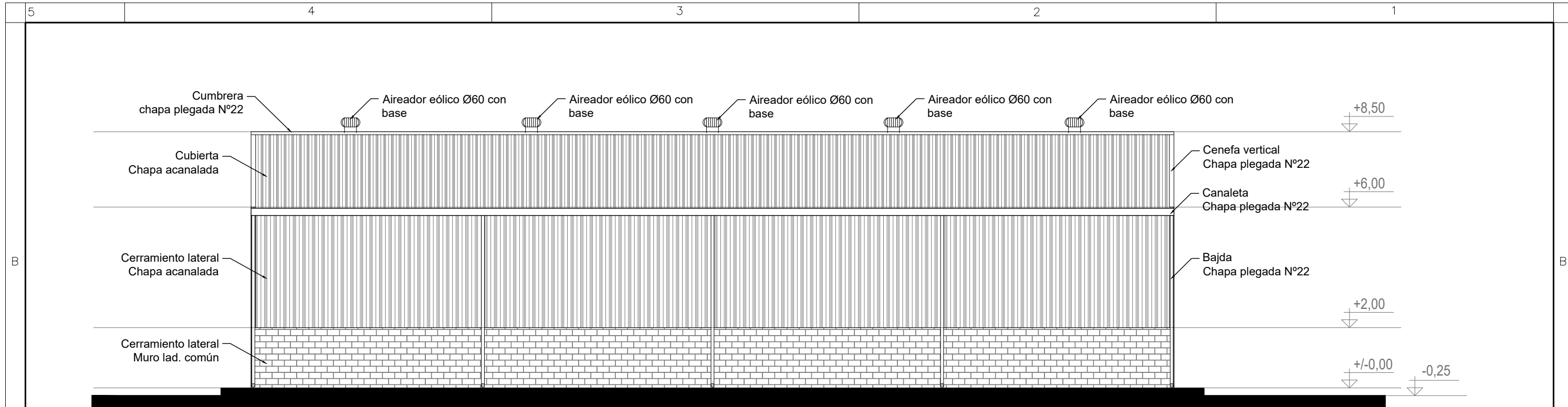
PLANTA DE MUROS



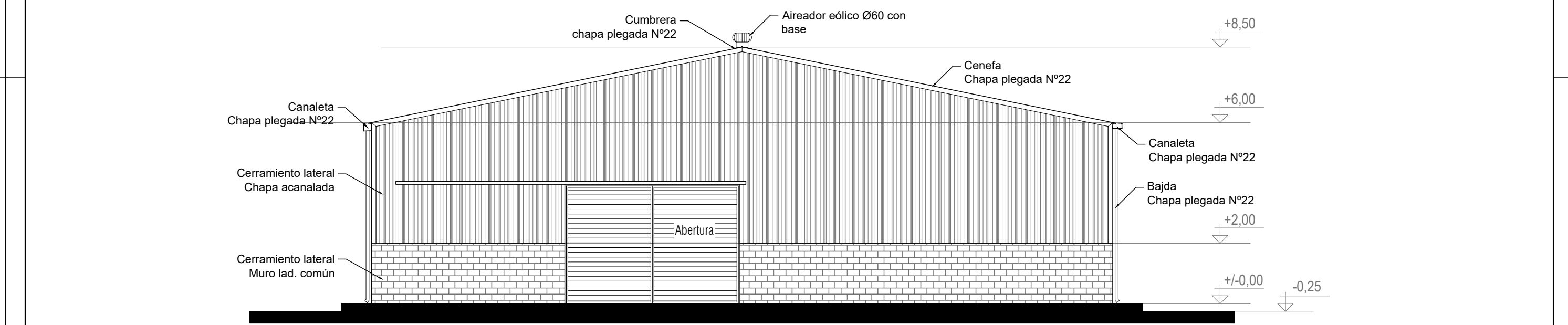
PLANTA DE TECHOS  
Esc. 1:150

<b>DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES</b>	PLANO N°004	ANEXO A	Esc. 1:150
	AÑO 2022		
	BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206 TENORIO, Matías - Legajo N°5210		
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA			
PLANTA DE TECHOS			

FORMATO A3: 297 x 420 mm



VISTA LATERAL  
Esc. 1:150



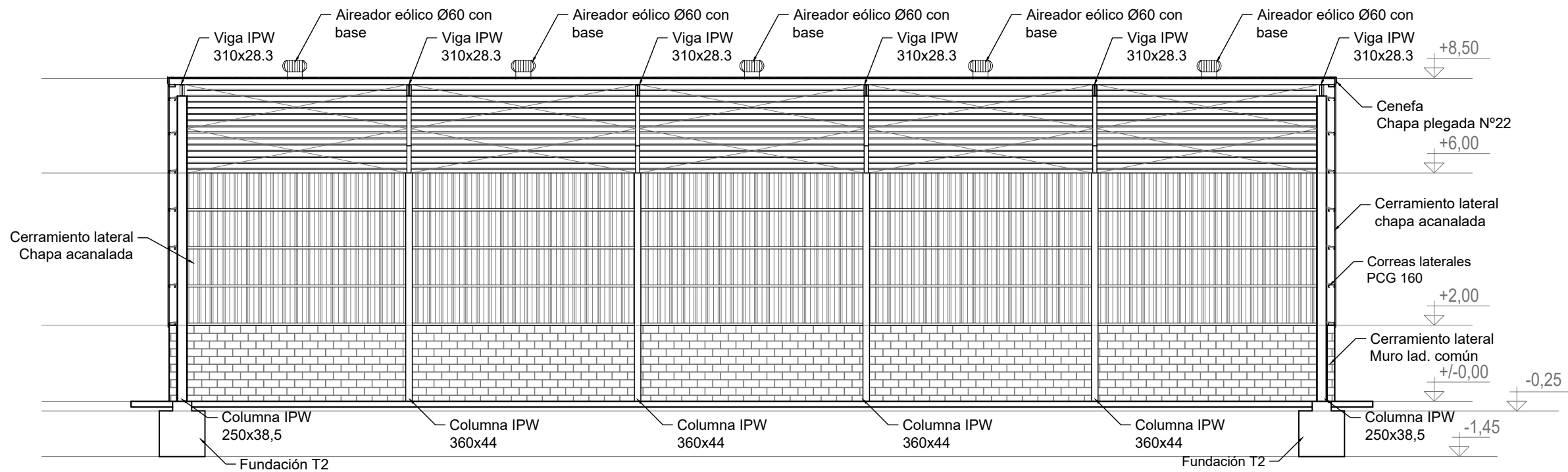
VISTA SUR  
Esc. 1:150

<p>DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES</p>	PLANO N°005	ANEXO A	Esc. 1:150
	AÑO 2022		
	BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206 TENORIO, Matías - Legajo N°5210		
<p>UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA</p>			

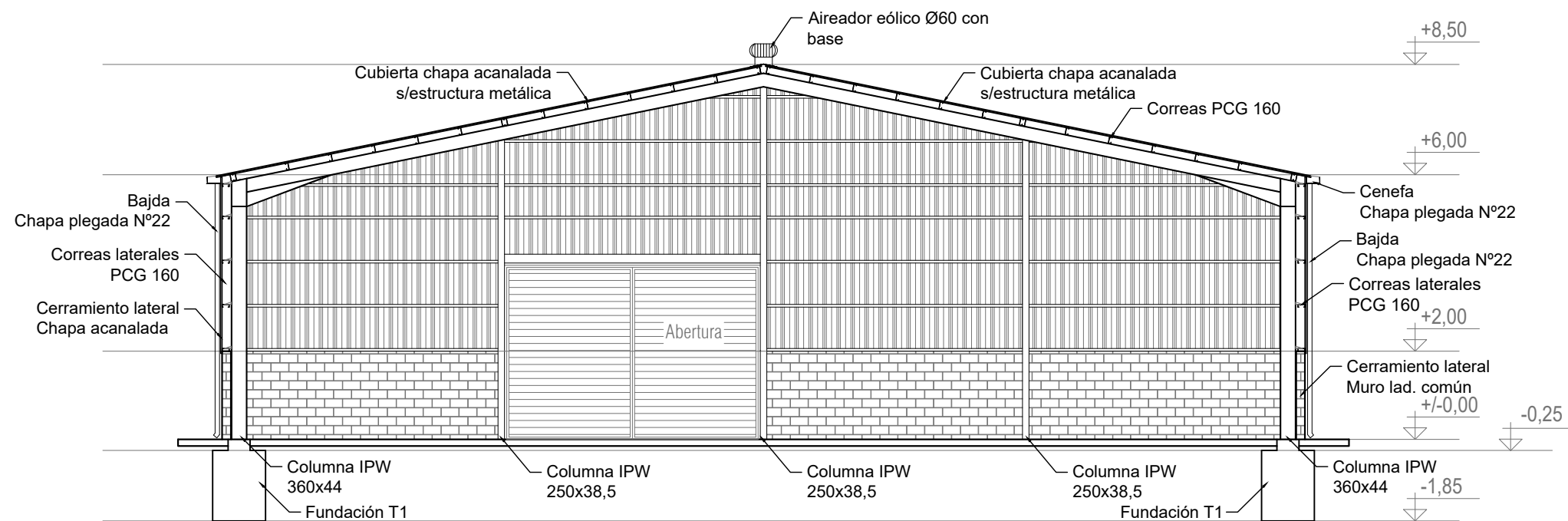
VISTAS

FORMATO A3: 297 x 420 mm





**CORTE A-A**  
Esc. 1:150



**CORTE B-B**  
Esc. 1:150

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº006	ANEXO A	Esc. 1:150
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

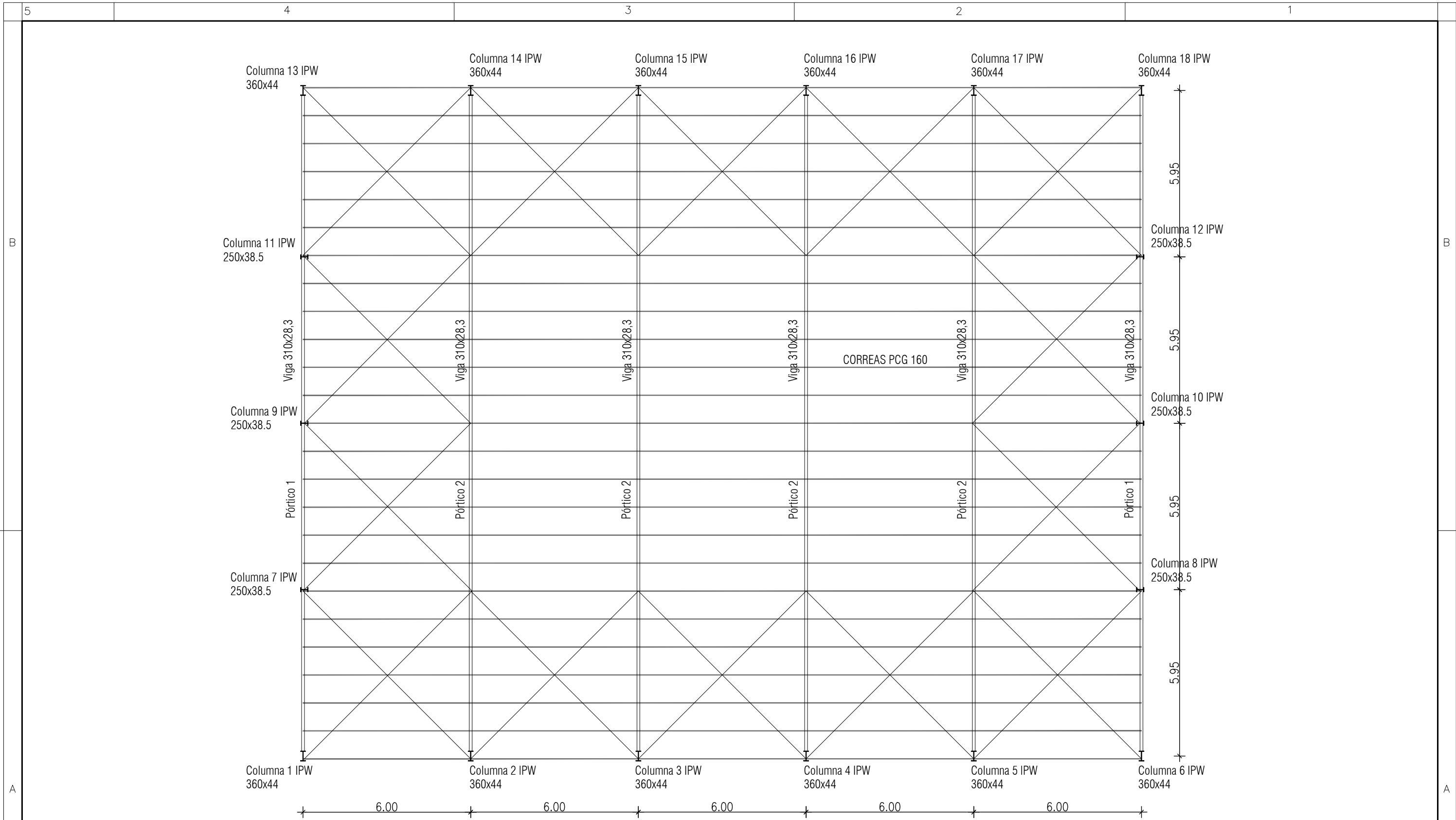
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



CORTES

## Anexo "B"





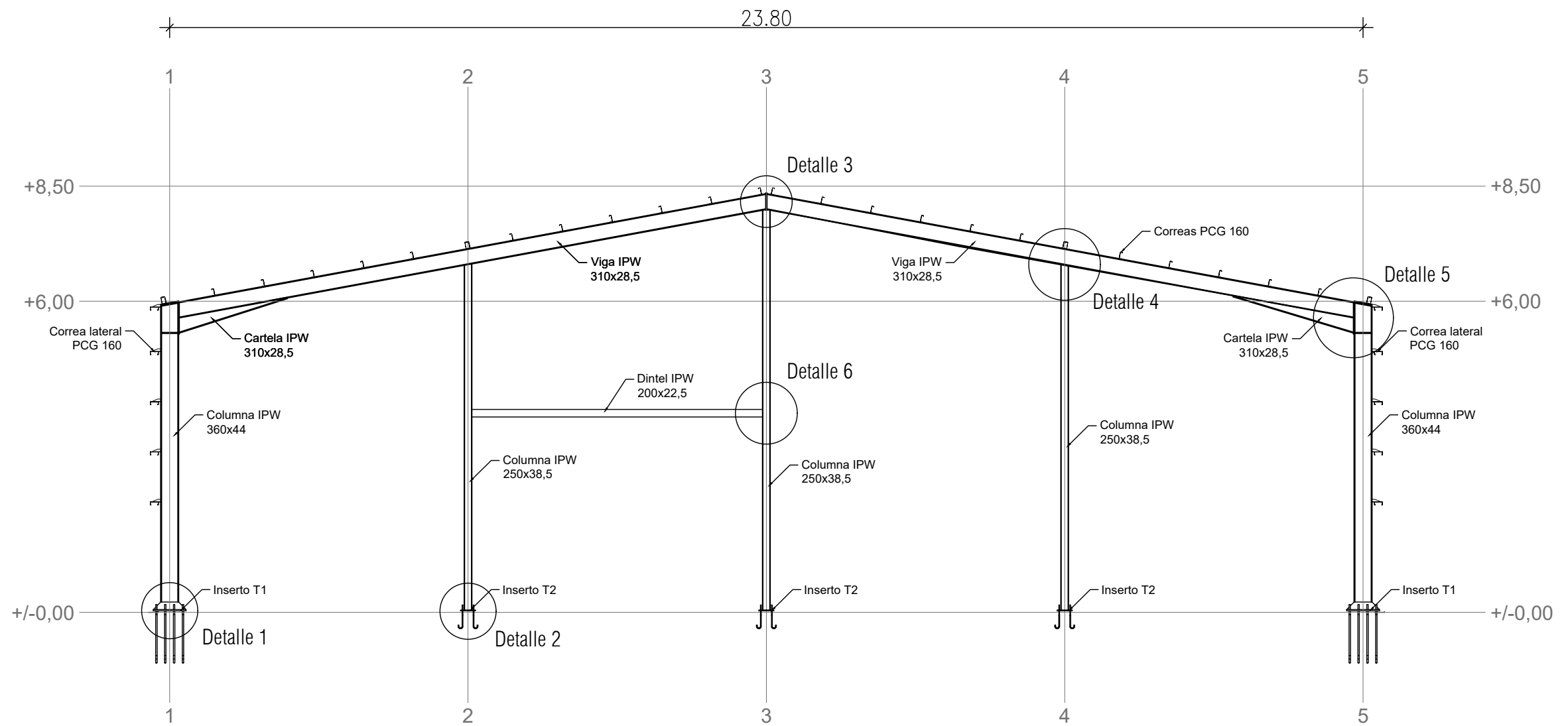
PLANTA DE ESTRUCTURA  
Esc. 1:150

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº001	ANEXO B	Esc. 1:150
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA 

PLANTA DE ESTRUCTURA



DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº002 ANEXO B Esc. 1:100

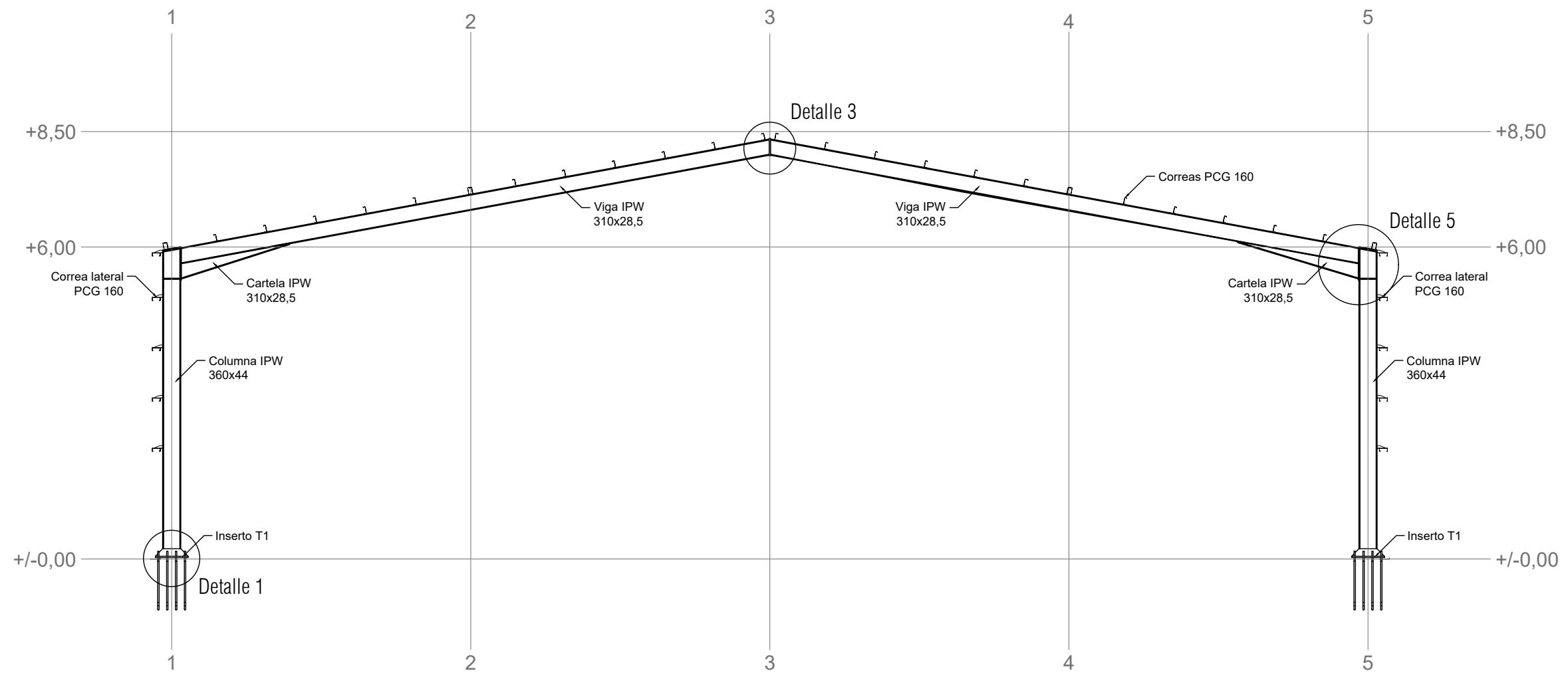
AÑO 2022

BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



VISTA PÓRTICO 1



DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO N°003 ANEXO B Esc. 1:100

AÑO 2022

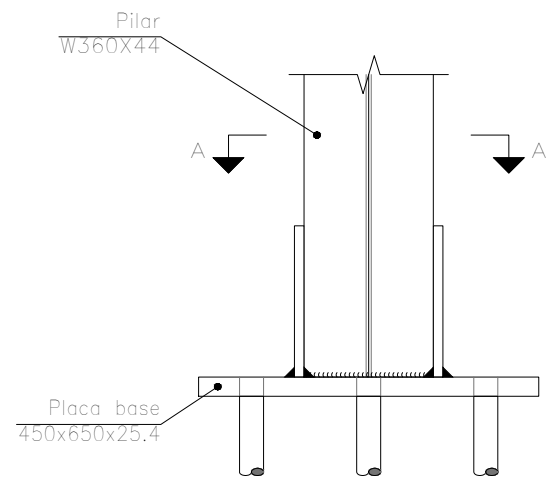
BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo N°5210

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA

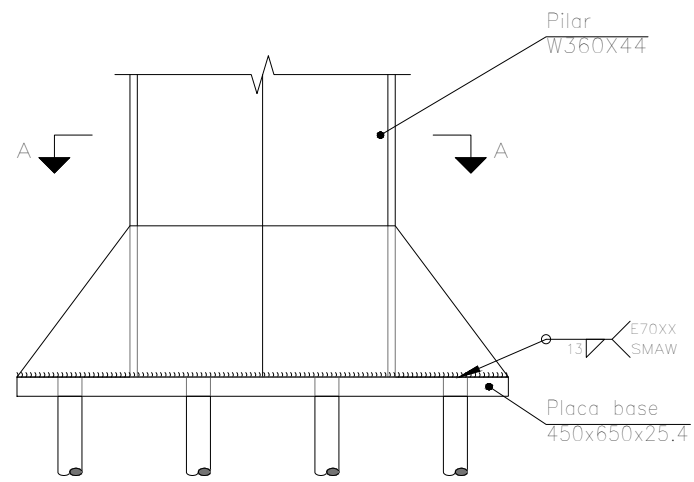


VISTA PÓRTICO 2

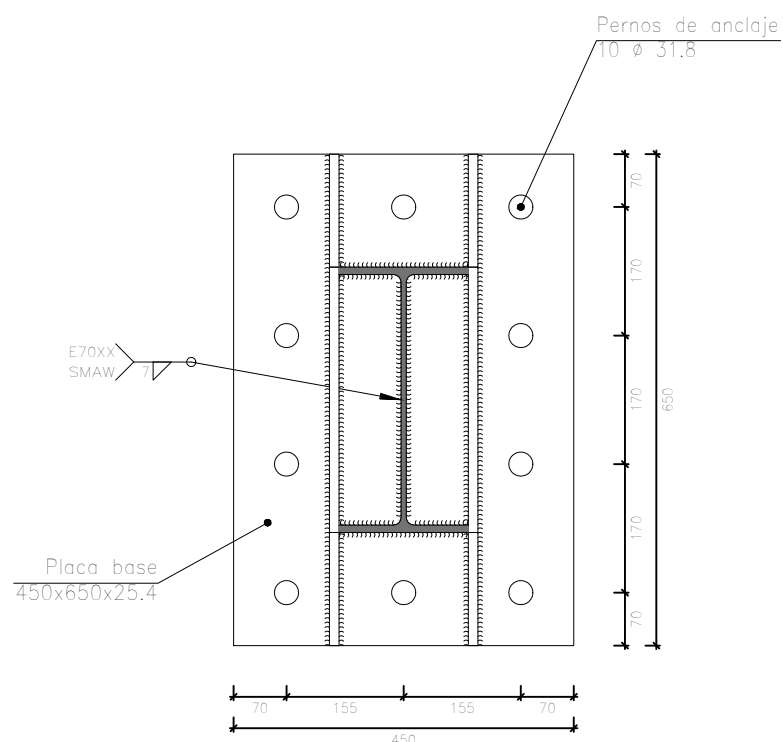
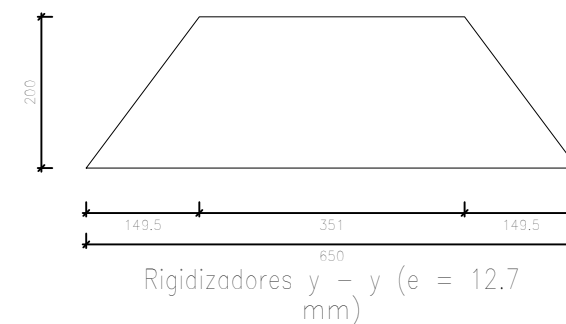
FORMATO A3: 297 x 420 mm



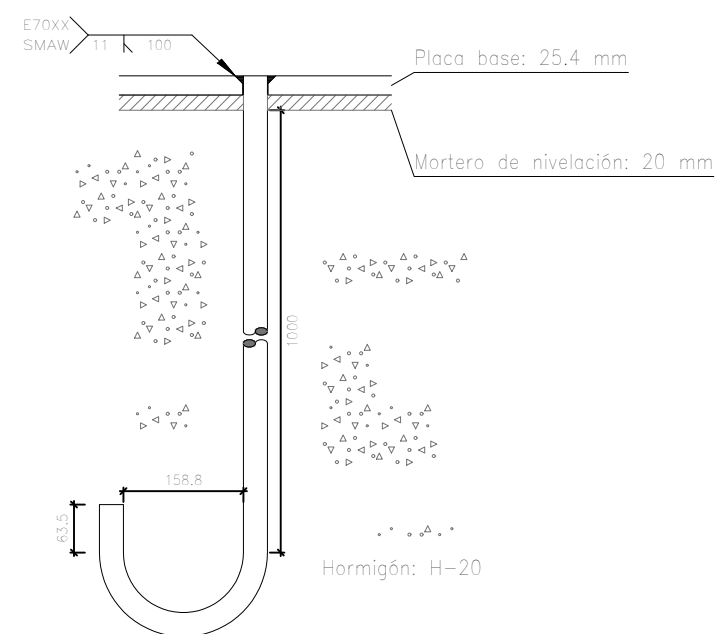
Alzado



Vista lateral



Sección A - A



Anclaje de los pernos  $\varnothing$  31.8, A-307 (liso)

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO N°004 ANEXO B Esc. 1:10

AÑO 2022

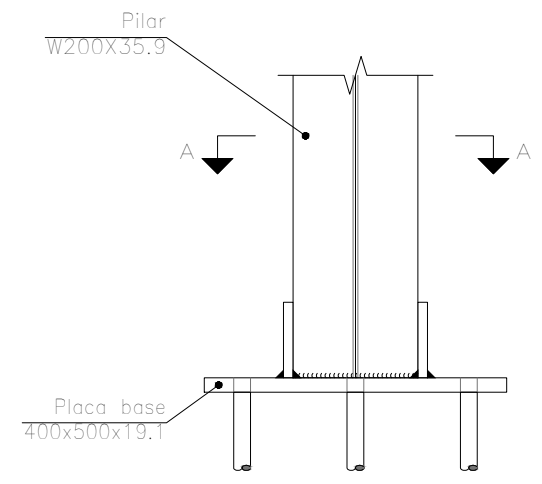
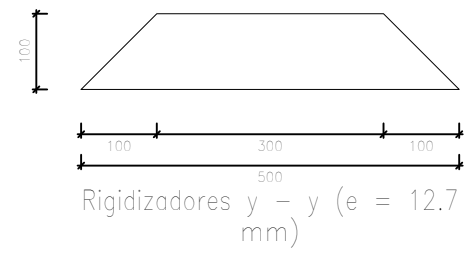
BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo N°5210

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA

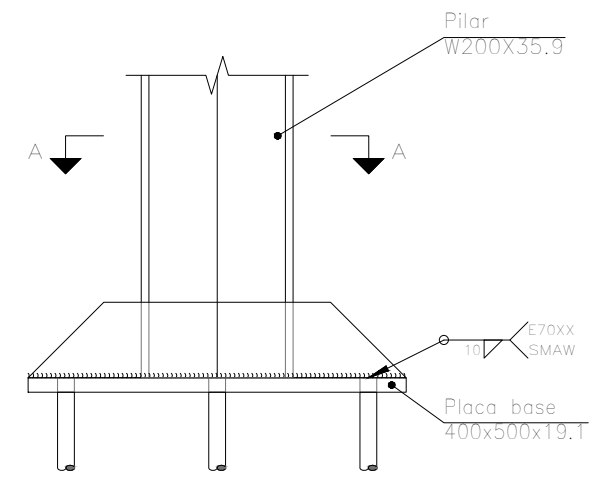


DETALLE 1 - Anclaje T1

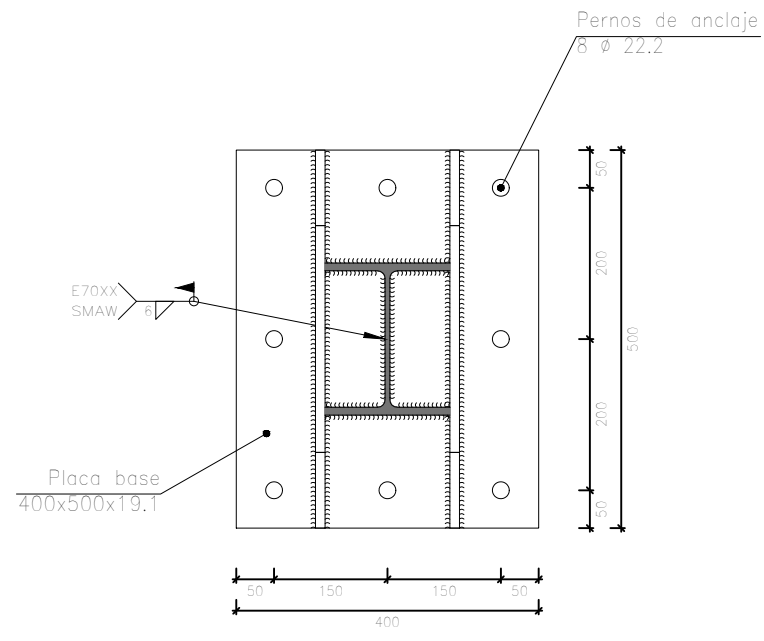
FORMATO A3: 297 x 420 mm



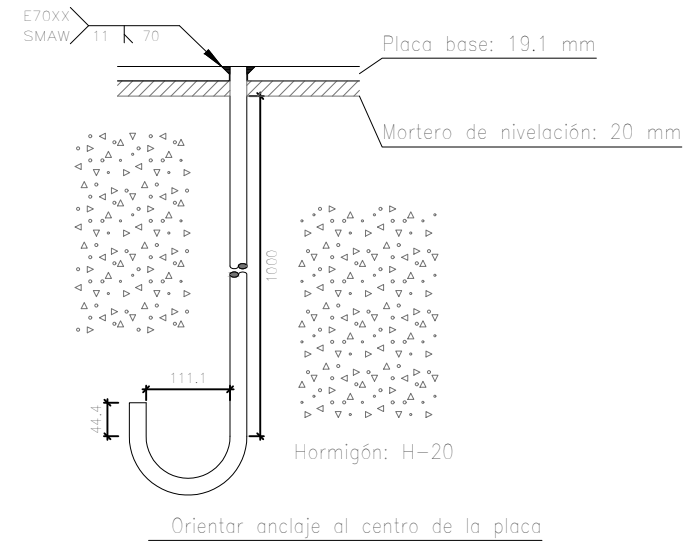
Alzado



Vista lateral



Sección A - A

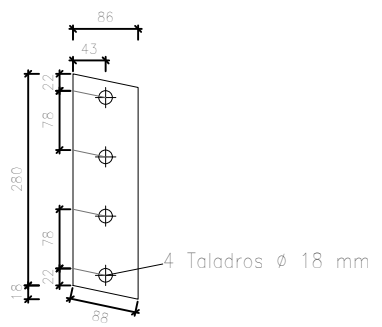


Anclaje de los pernos Ø 22.2, A-307 (liso)

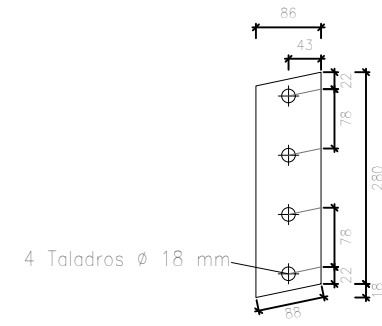
<b>DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES</b>	PLANO Nº005	ANEXO B	Esc. 1:10
	AÑO 2022		
	BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206 TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		
<b>UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA</b>			

DETALLE 2 - Anclaje T2

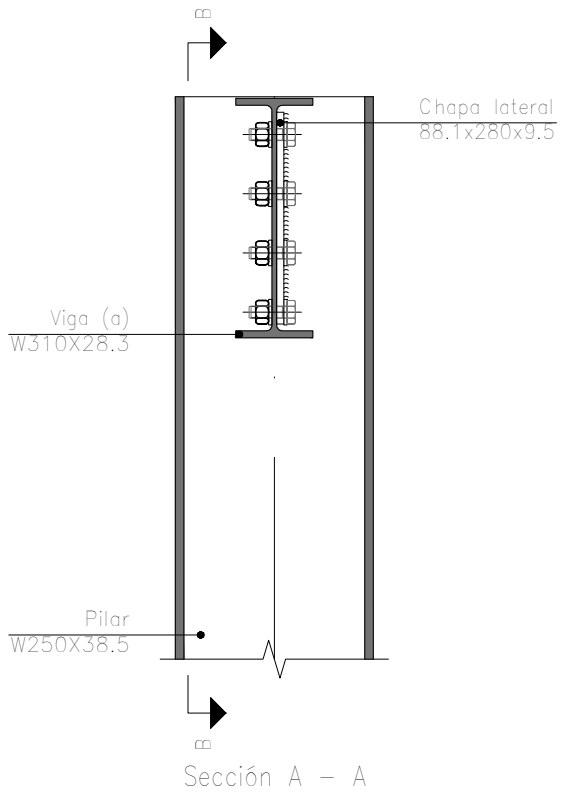




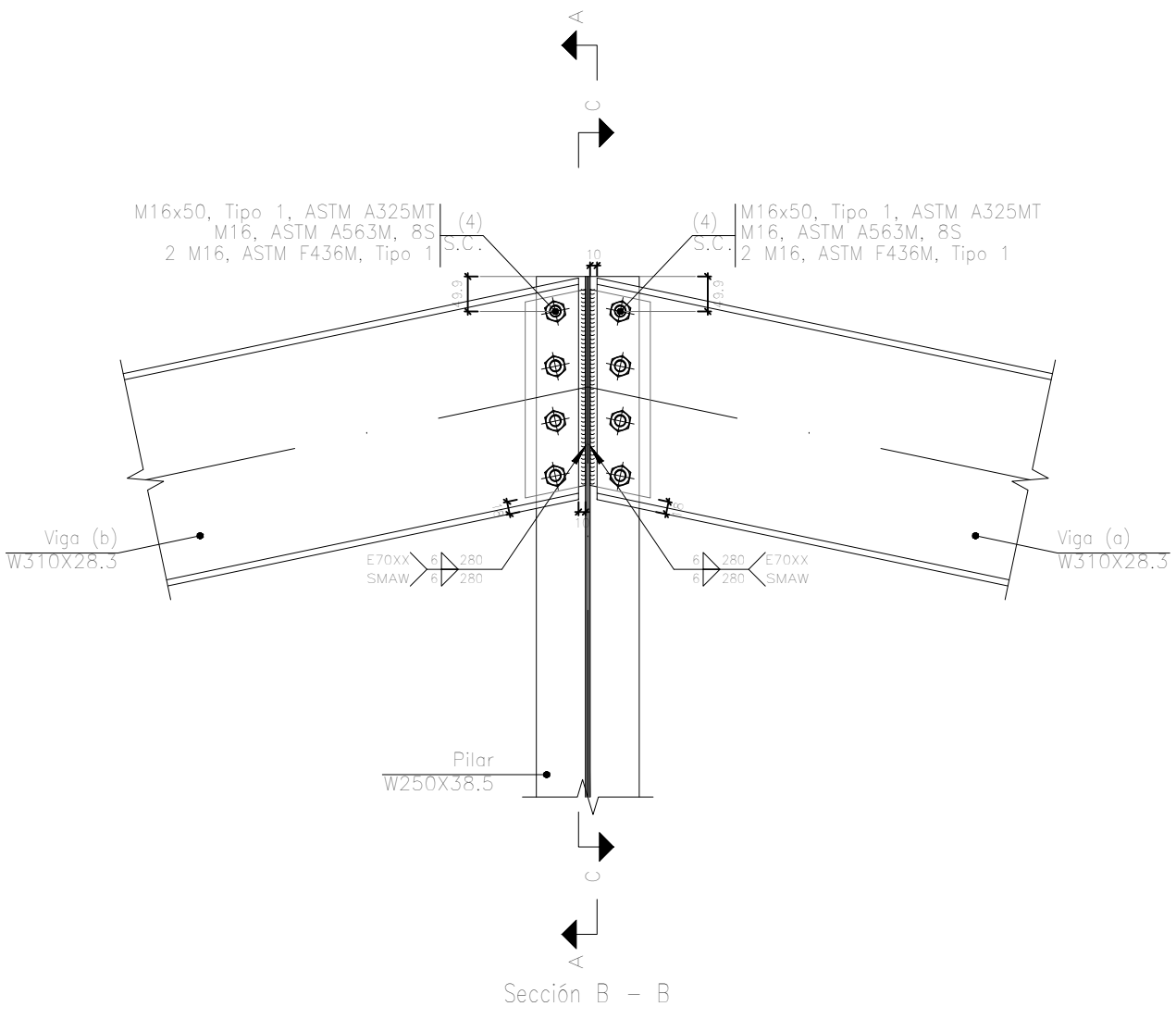
Chapa lateral de la viga (a) W310X28.3  
(e = 9.5 mm)



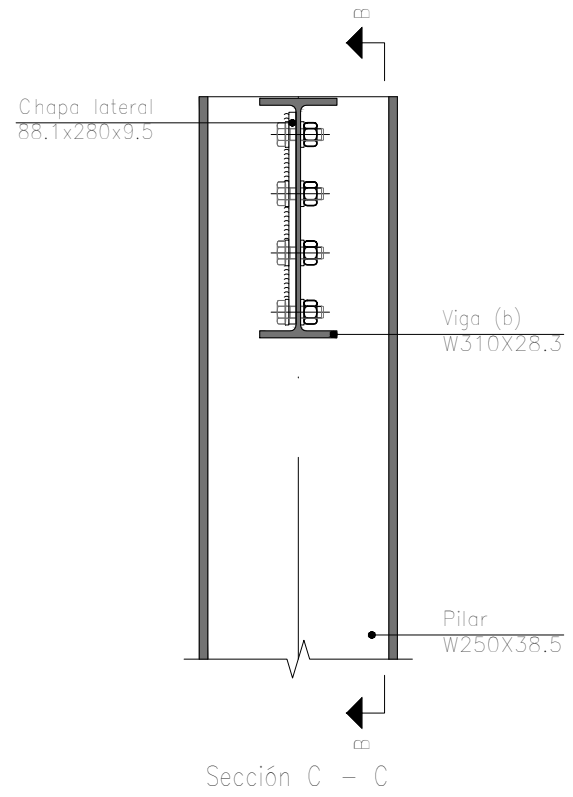
Chapa lateral de la viga (b) W310X28.3  
(e = 9.5 mm)



Sección A - A




Sección B - B



Sección C - C

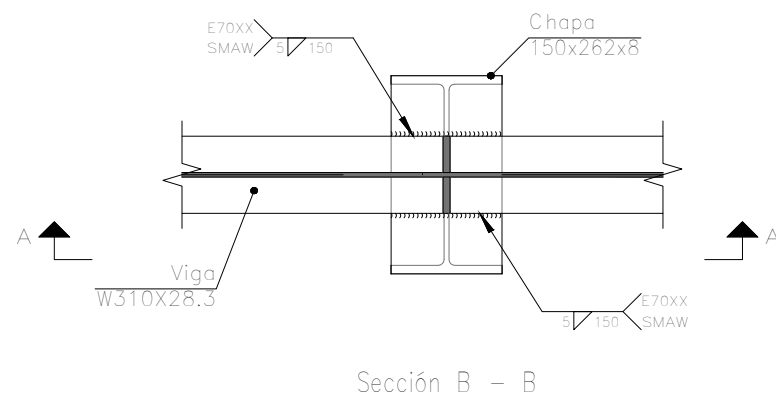
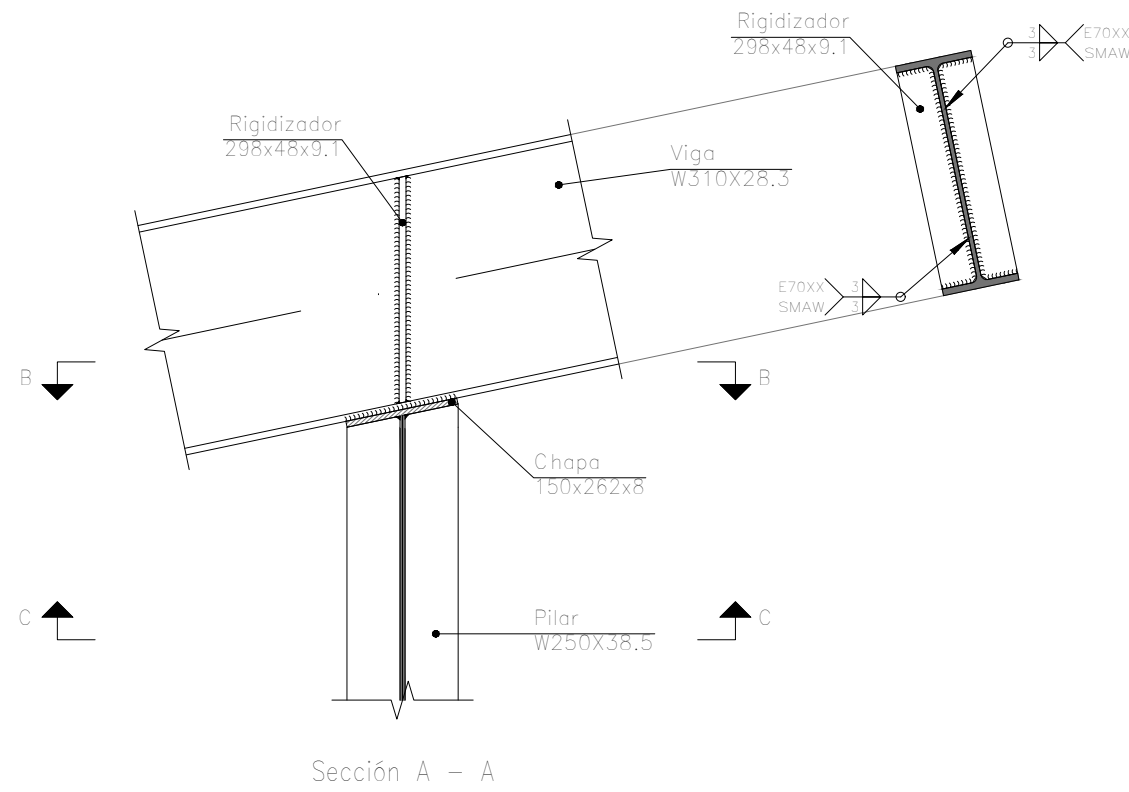
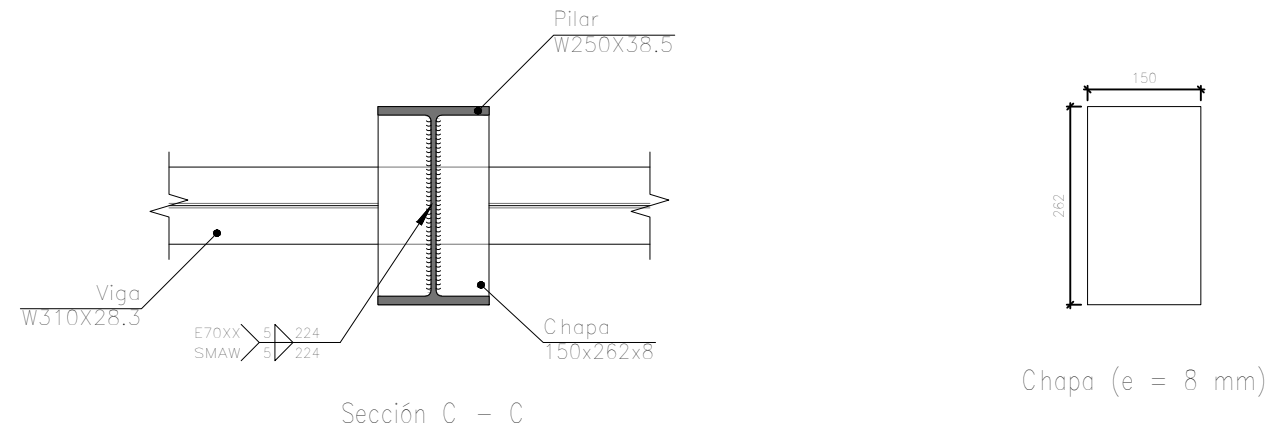
DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO N°006	ANEXO B	Esc. 1:10
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo N°5210		

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA 

DETALLE 3 - Unión cumbre

FORMATO A3: 297 x 420 mm



DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO N°007 ANEXO B Esc. 1:10

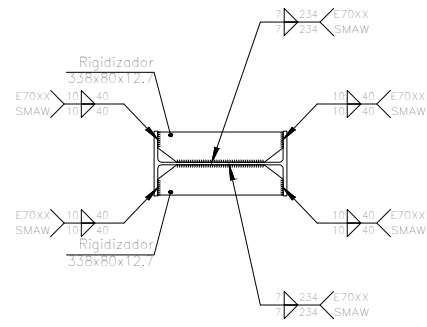
AÑO 2022

BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo N°5210

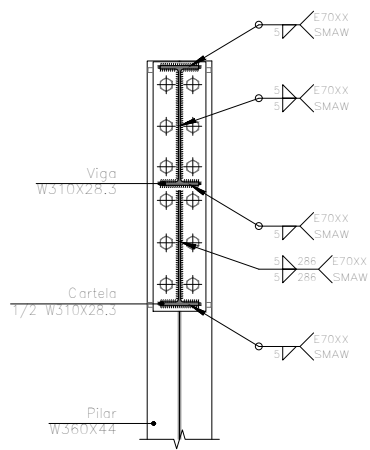
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



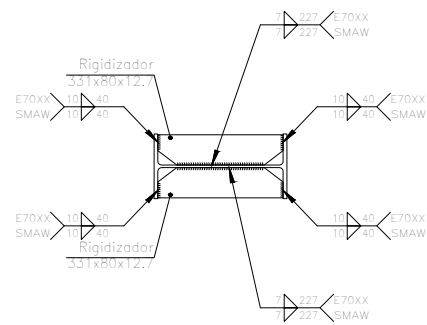
DETALLE 4 - Unión columna frontis/viga



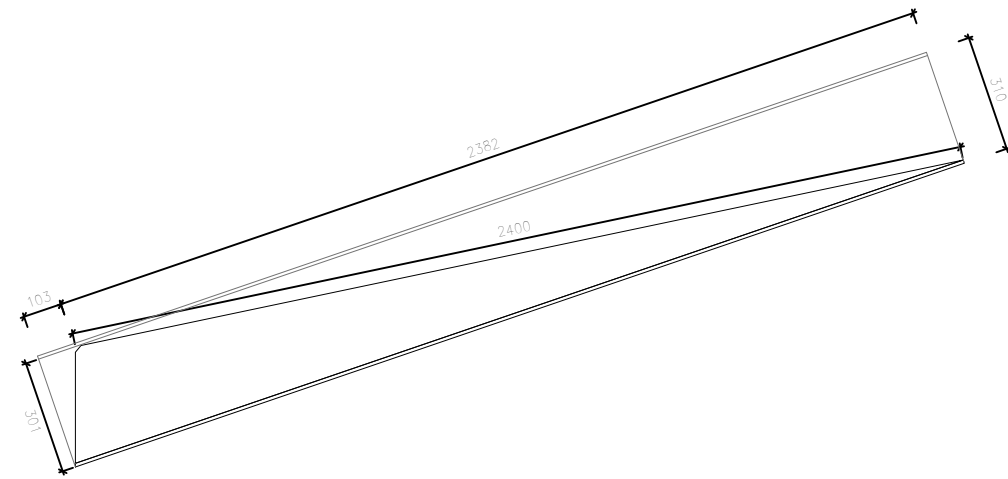
d1.Detalle de soldaduras: rigidizadores a Pilar W360X44



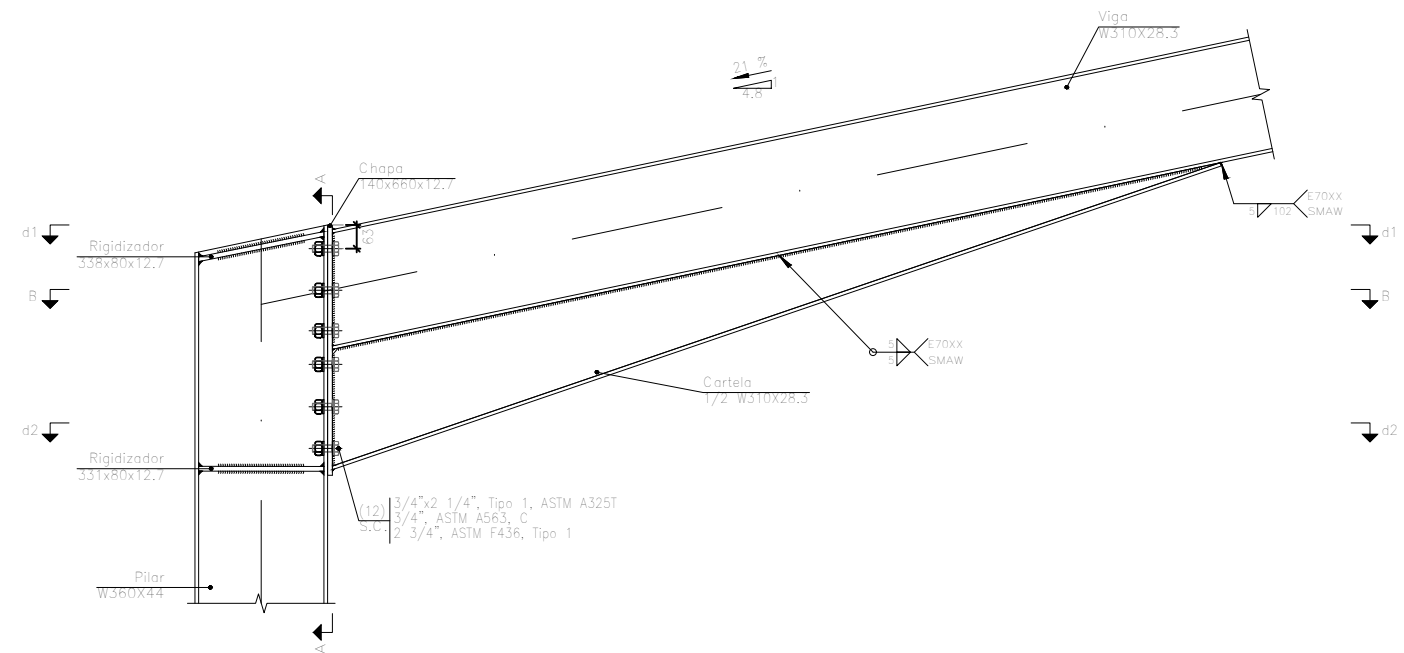
Sección A - A



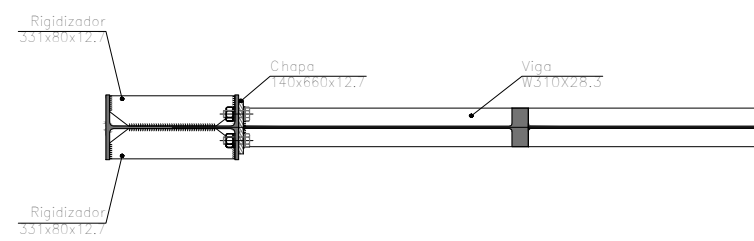
d2.Detalle de soldaduras: rigidizadores a Pilar W360X44



Detalle de la cartela (1/2 W310X28.3)



Alzado



Sección B - B

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº008 ANEXO B Esc. 1:10

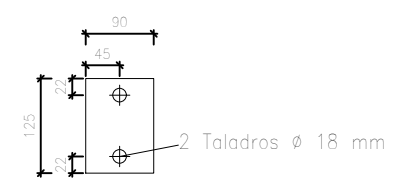
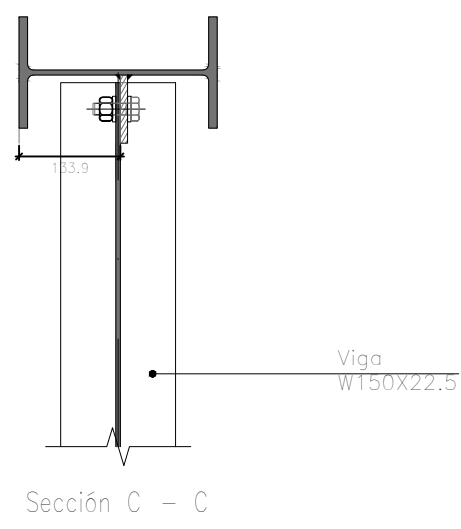
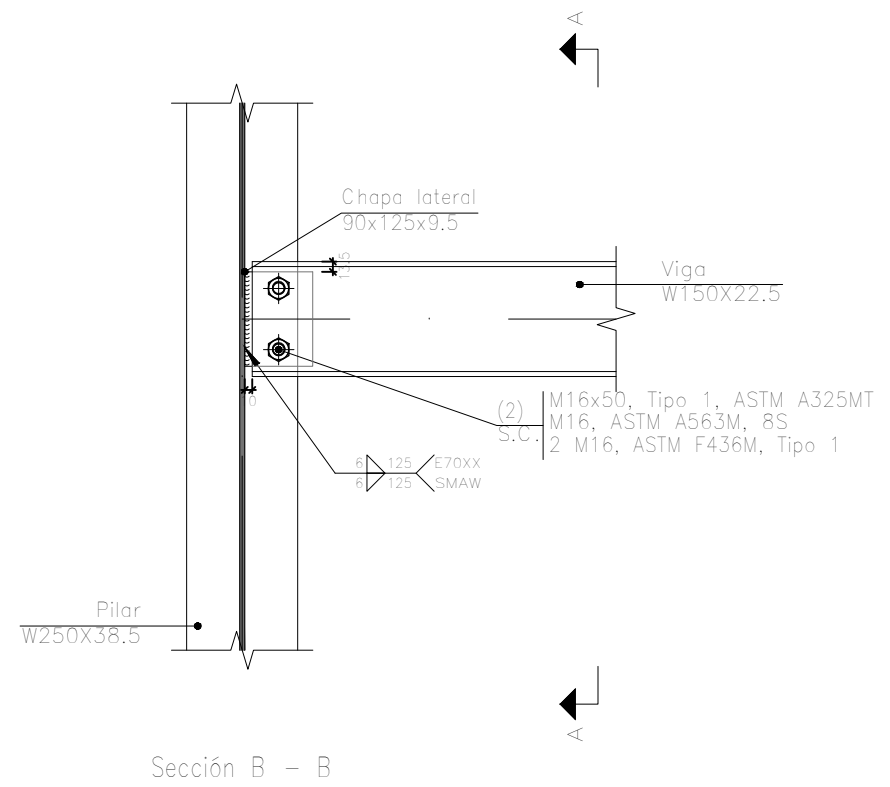
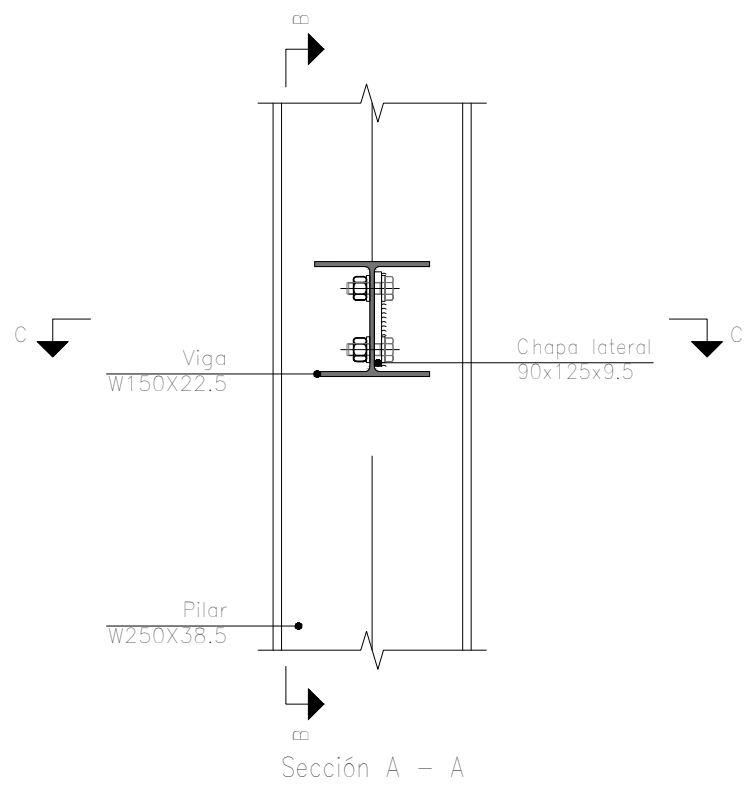
AÑO 2022

BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



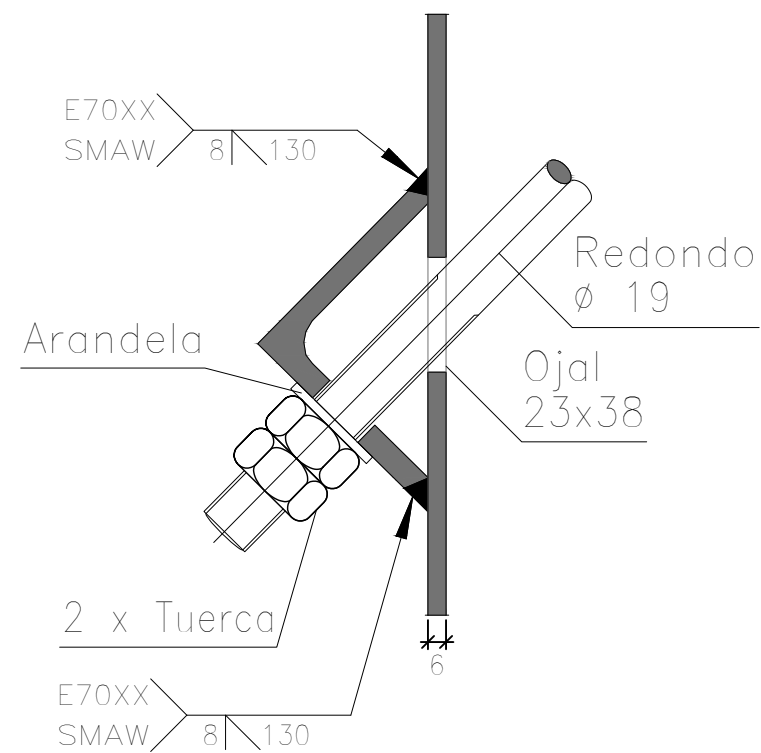
DETALLE 5 - Unión columna/viga



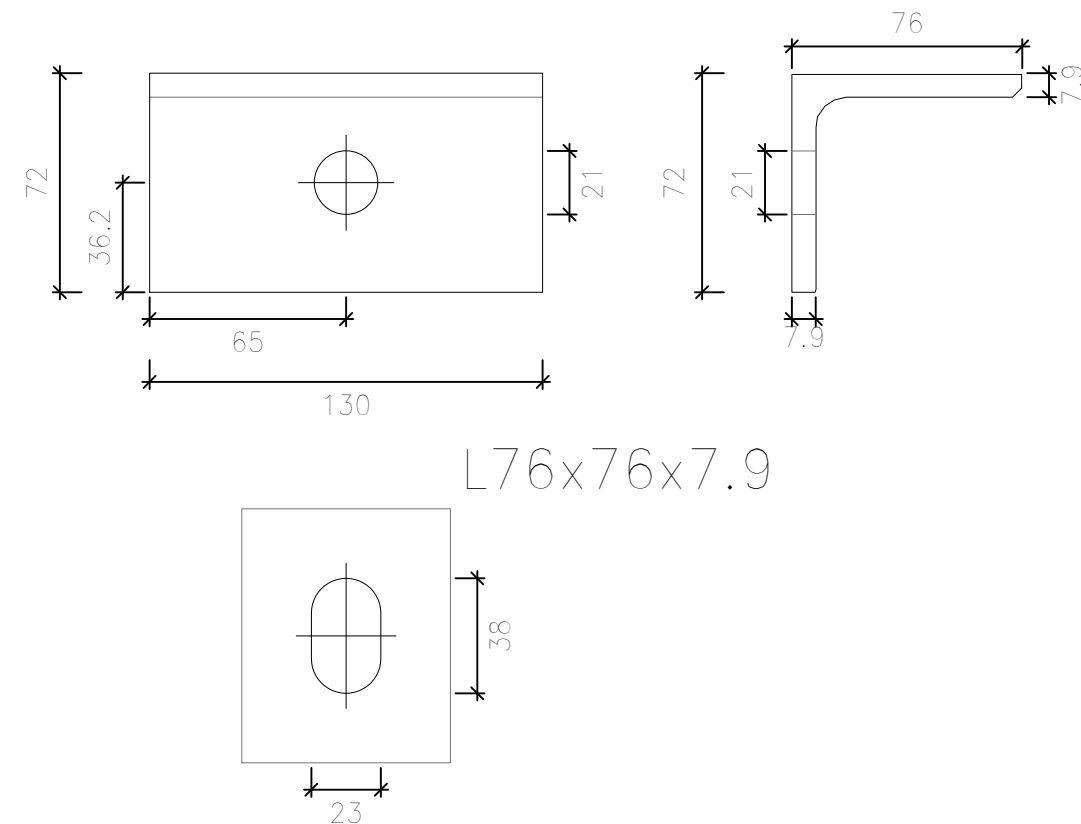
Chapa lateral de la viga W150X22.5  
(e = 9.5 mm)

<b>DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES</b>	PLANO N°009	ANEXO B	Esc. 1:5
	AÑO 2022		
	BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206 TENORIO, Matías - Legajo N°5210		
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA			
<b>DETALLE 6 - Unión dintel</b>			

FORMATO A3: 297 x 420 mm



Sección transversal



Detalle del ojal

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº010 ANEXO B Esc. 1:5

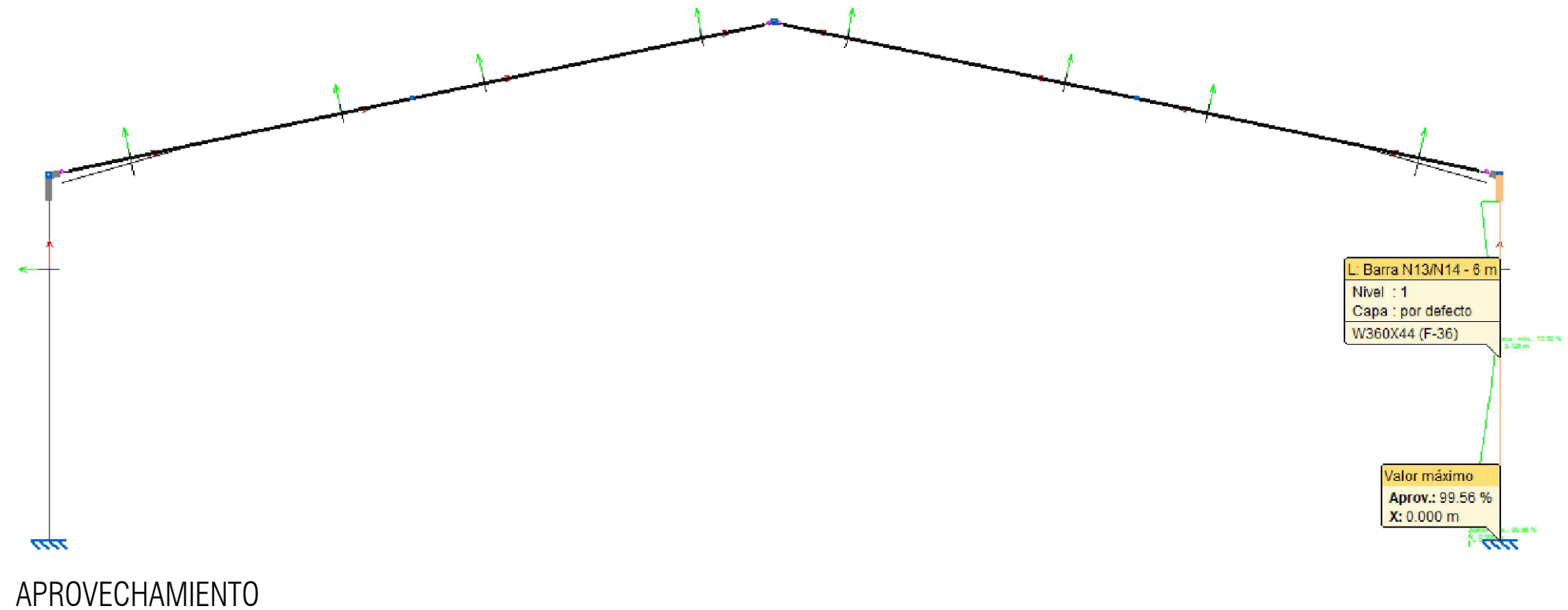
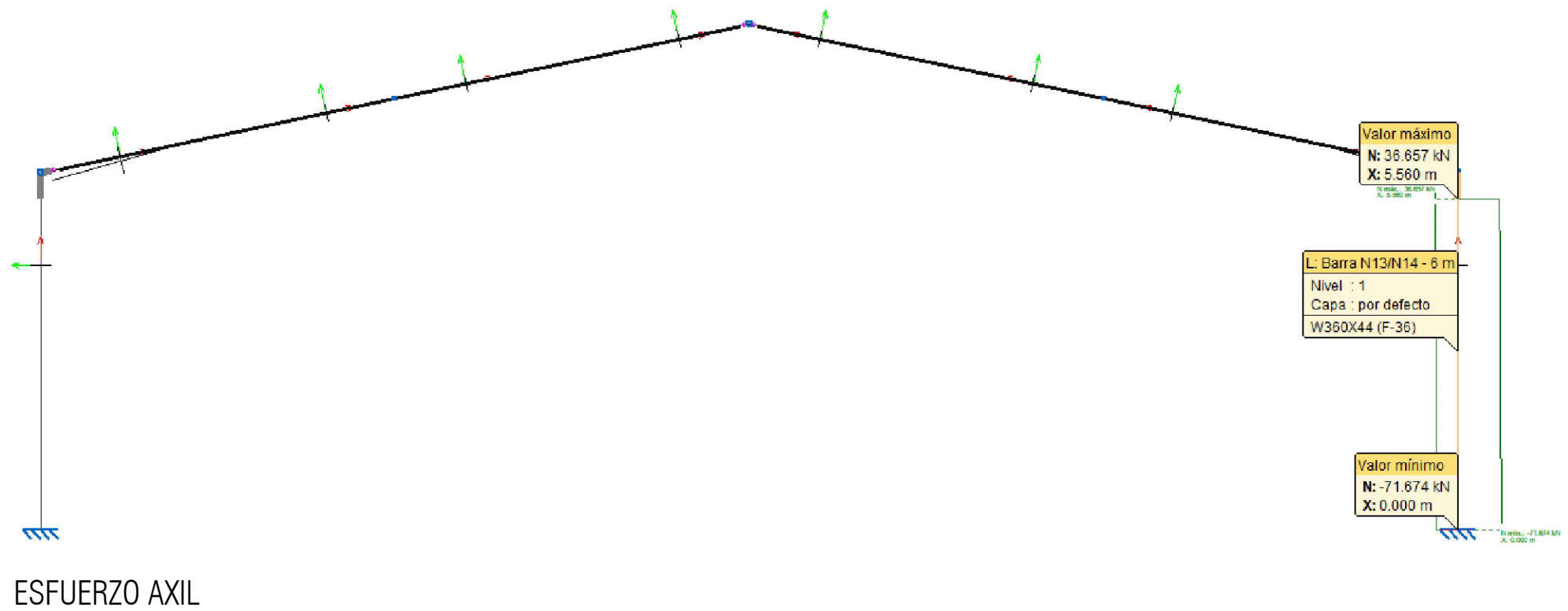
AÑO 2022

BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



DETALLE 7 - Unión tensores



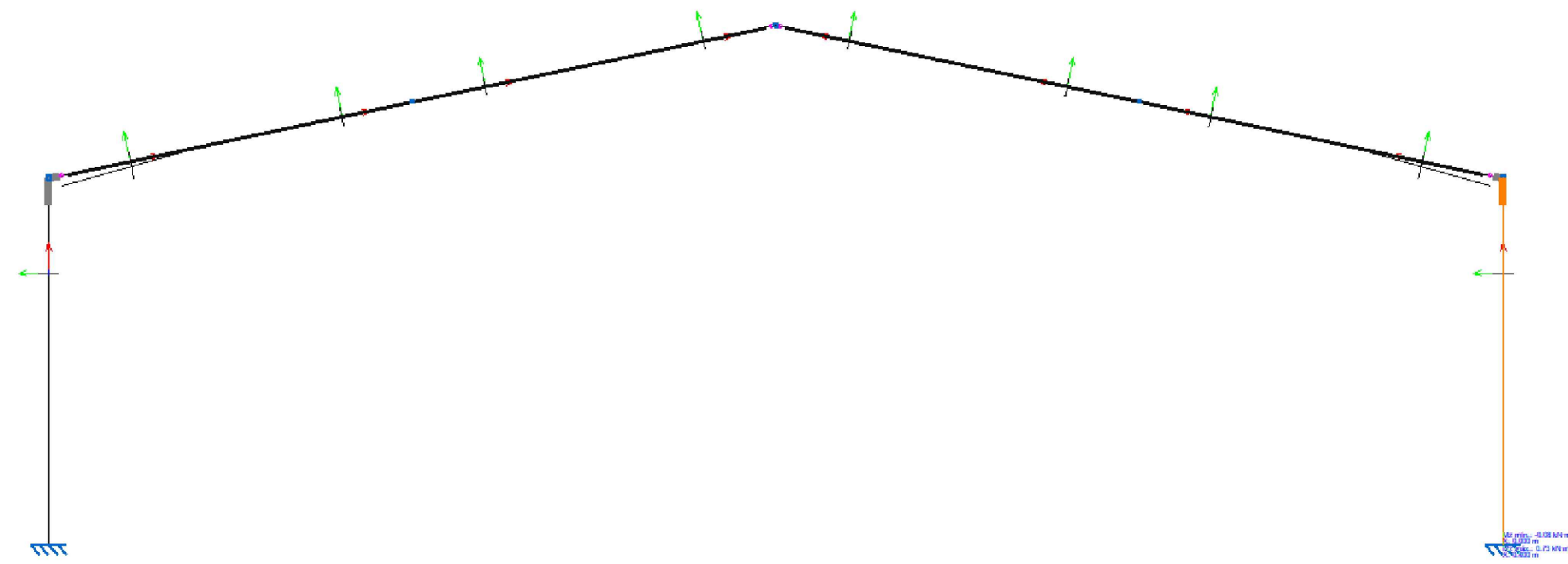
DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº011	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

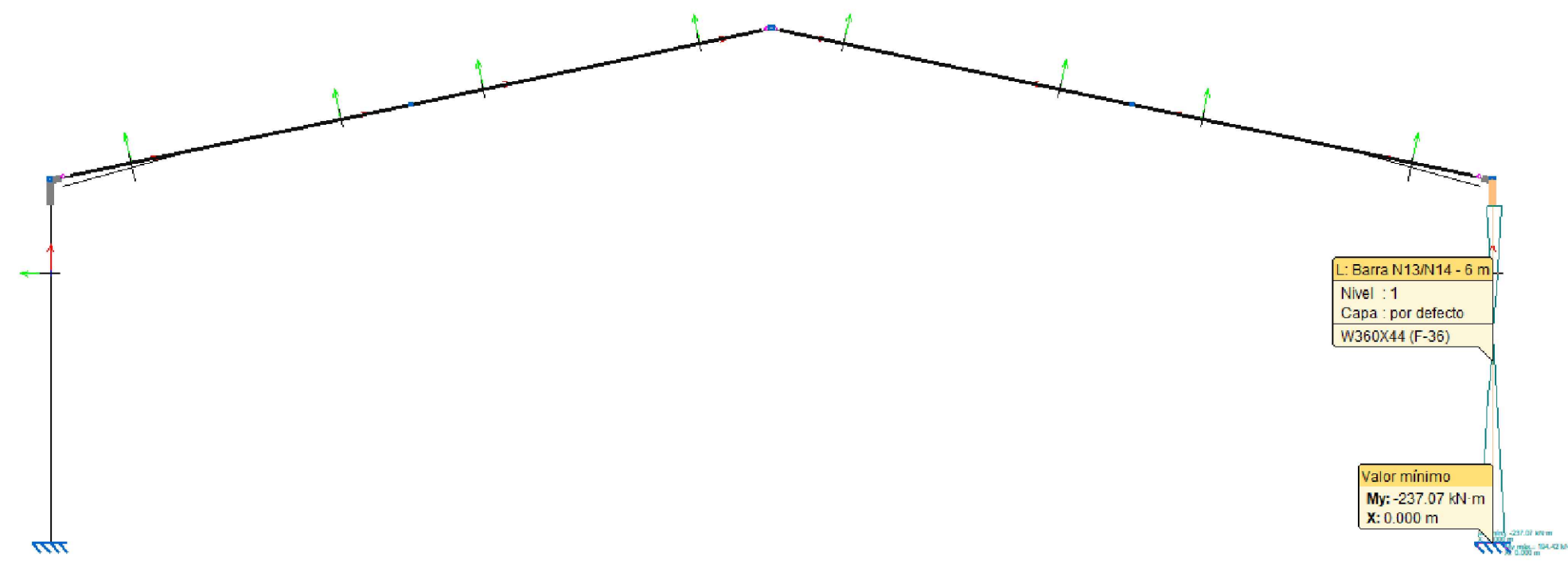
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA

ESFUERZO AXIL Y APROVECHAMIENTO COLUMNA PPAL

FORMATO A3: 297 x 420 mm



MOMENTO EN EJE X



MOMENTO EN EJE Y

L: Barra N13/N14 - 6 m  
 Nivel : 1  
 Capa : por defecto  
 W360X44 (F-36)

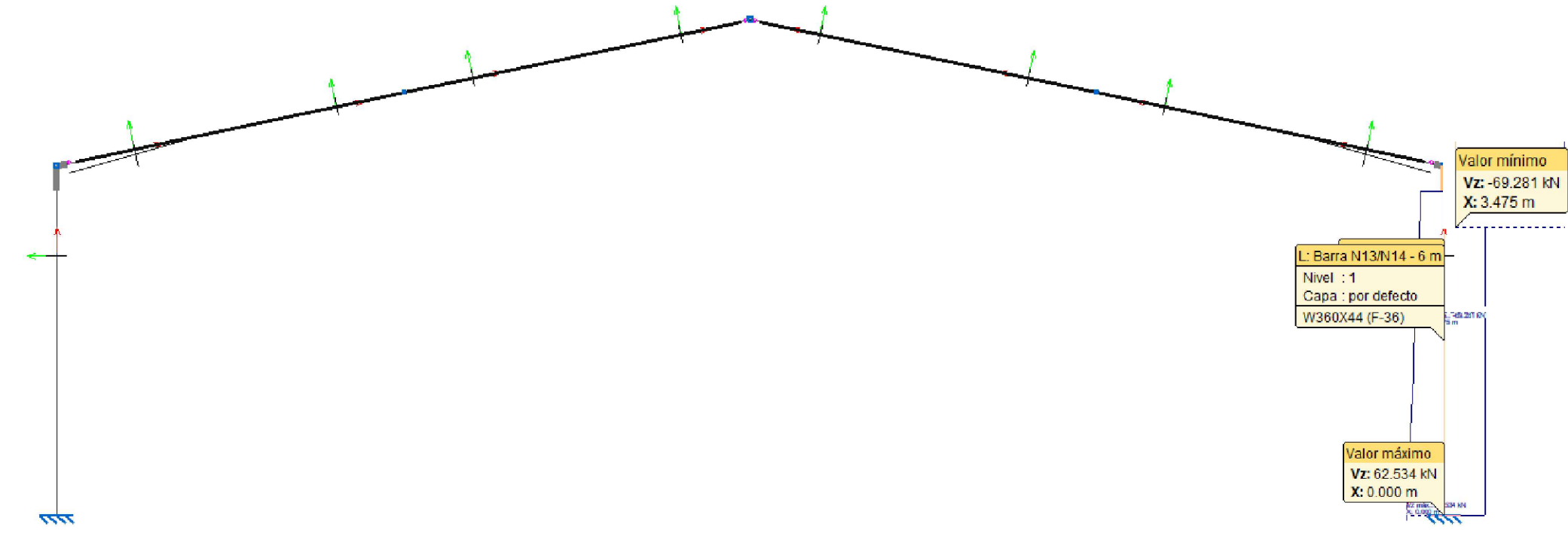
Valor mínimo  
 My: -237.07 kN·m  
 X: 0.000 m

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

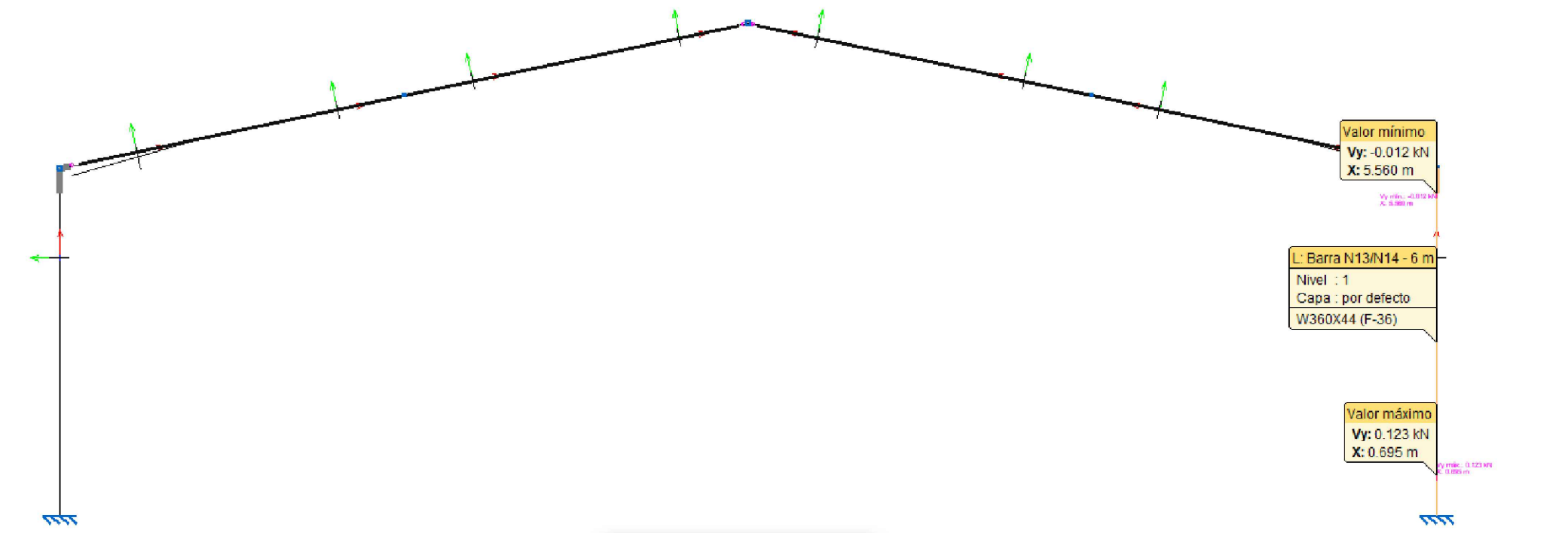
PLANO Nº012	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA

MOMENTOS COLUMNA PPAL



CORTE EN EJE X (ALA)



CORTE EN EJE Y (ALMA)

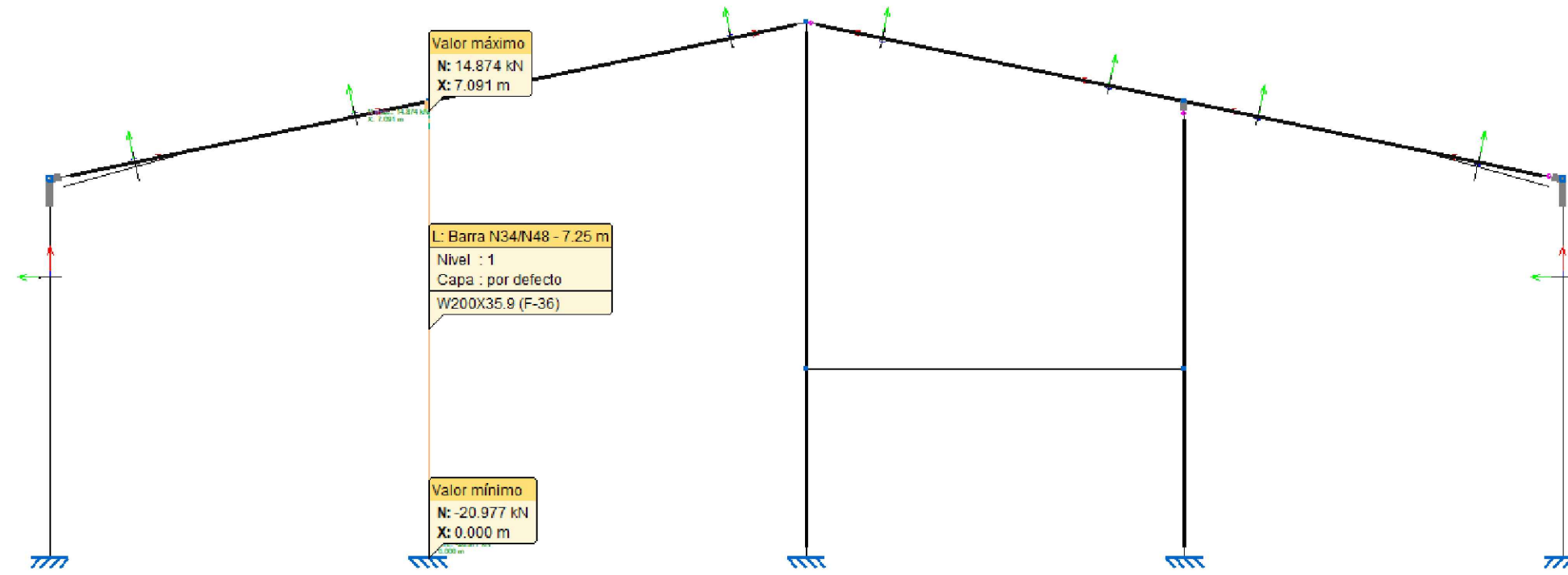
DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº013	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

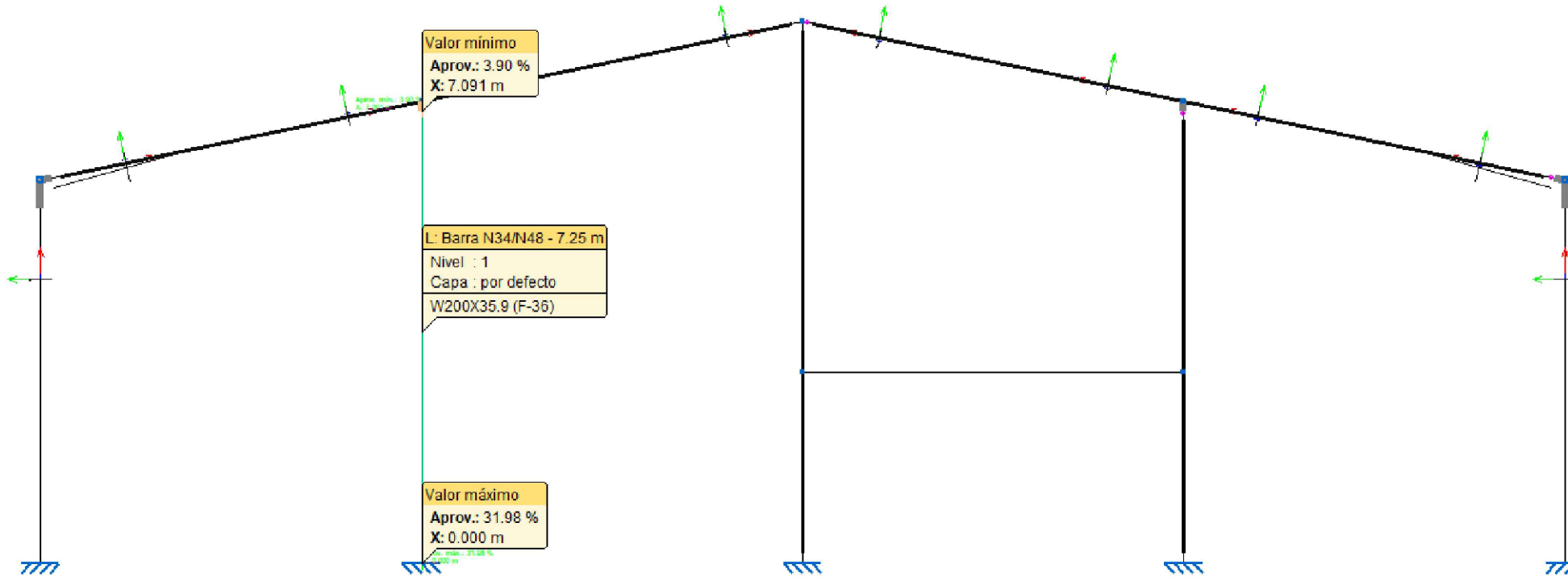
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA

ESFUERZOS DE CORTE COLUMNA PPAL





ESFUERZO AXIL



APROVECHAMIENTO

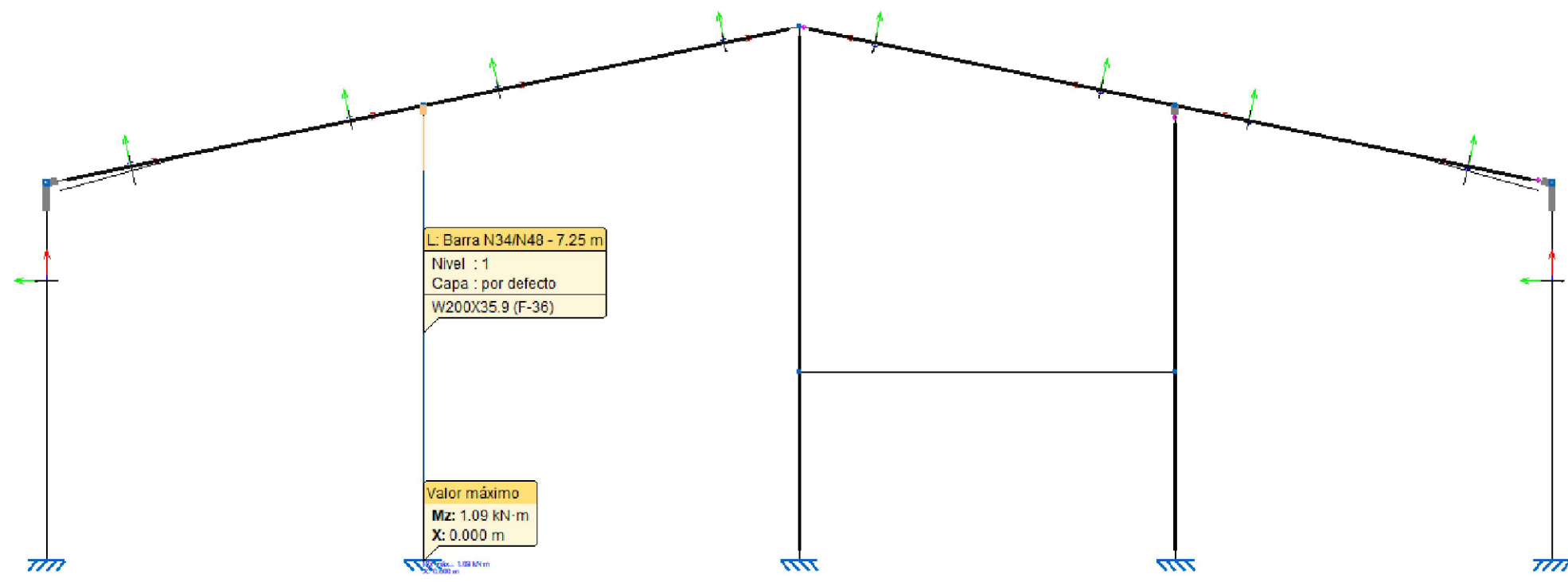
DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº014	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

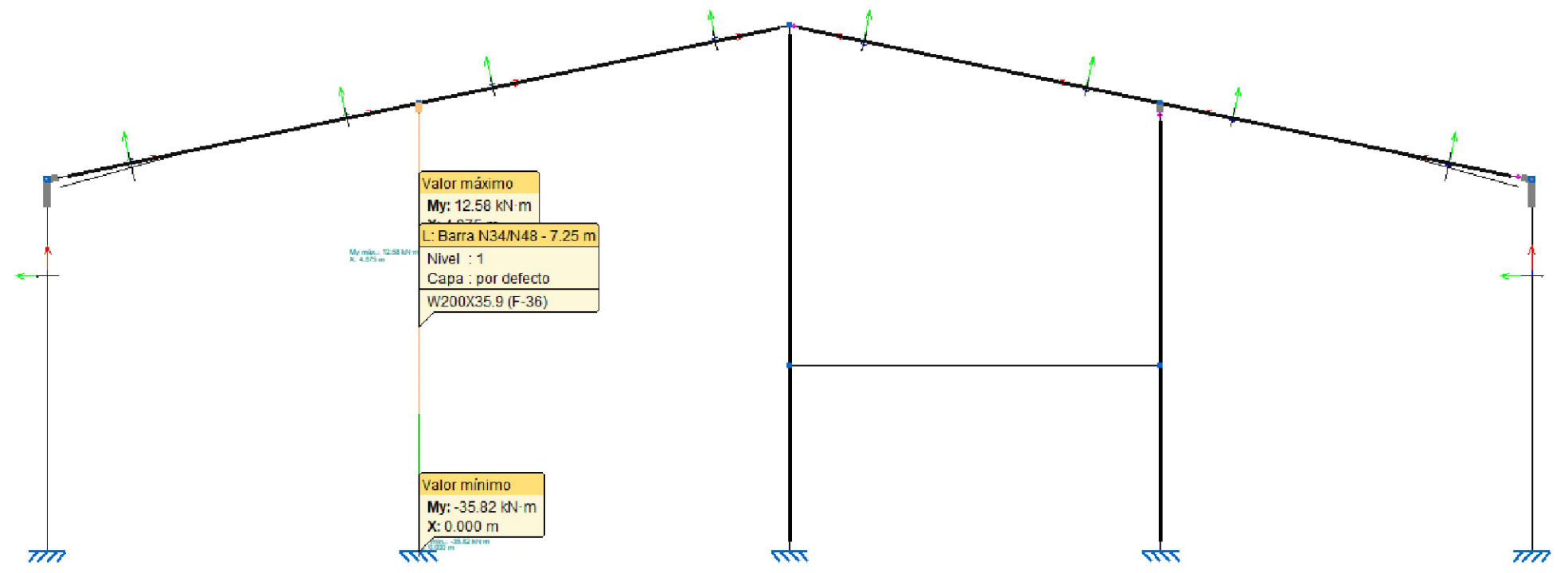
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



ESFUERZO AXIL Y APROVECHAMIENTO COLUMNA SECUNDARIA



MOMENTO EN EJE X



MOMENTO EN EJE Y

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

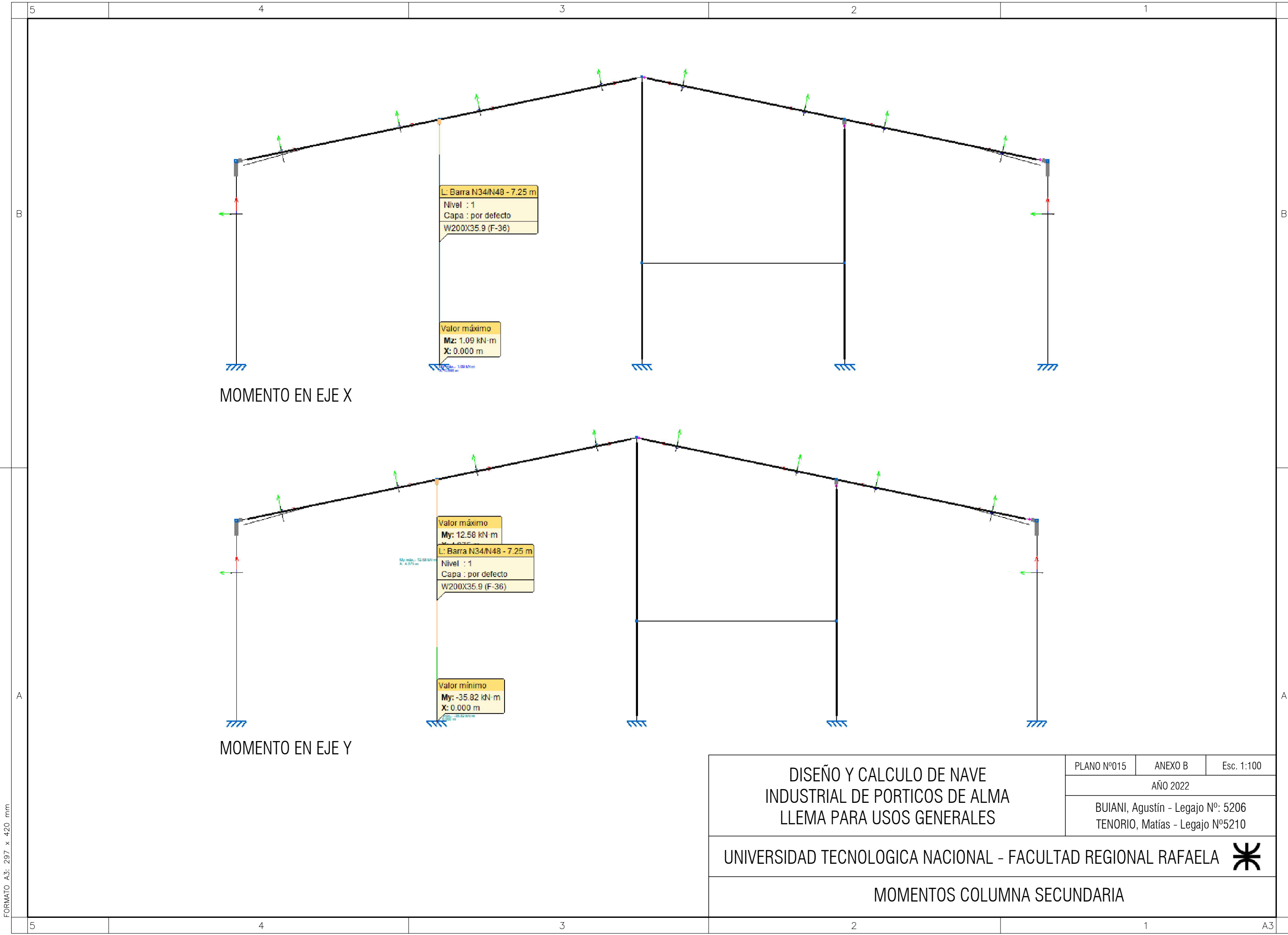
PLANO Nº015	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

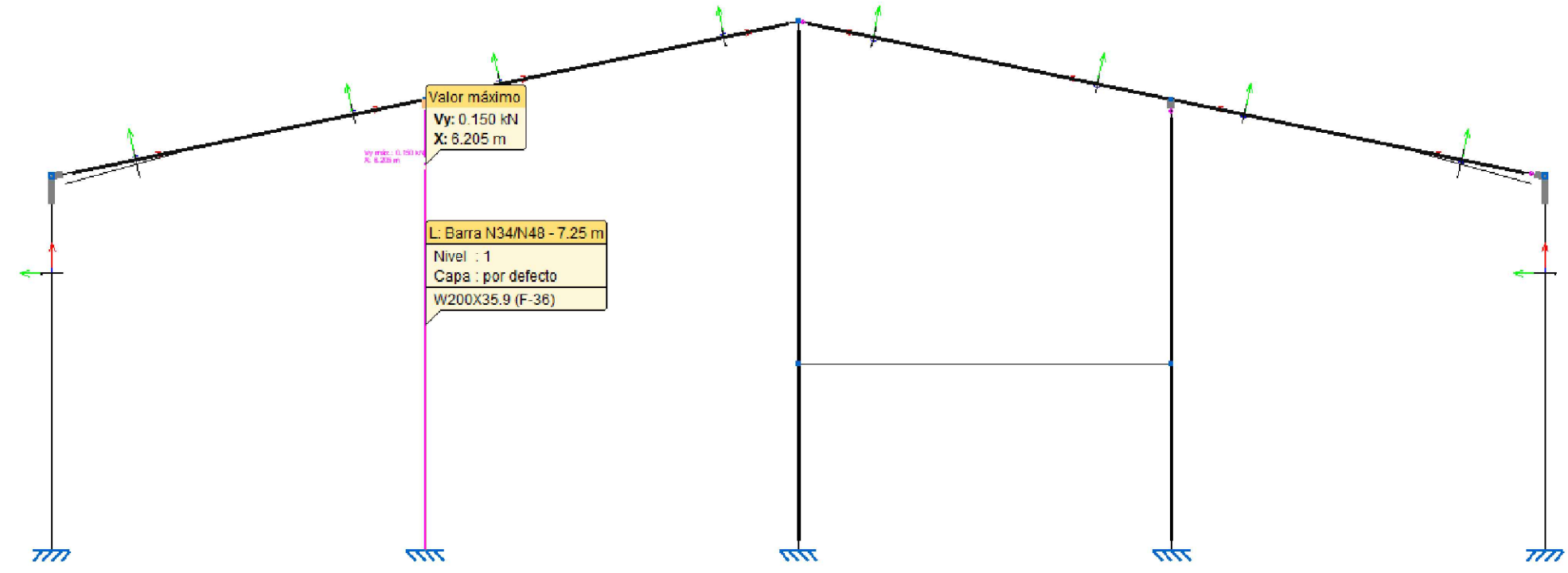
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



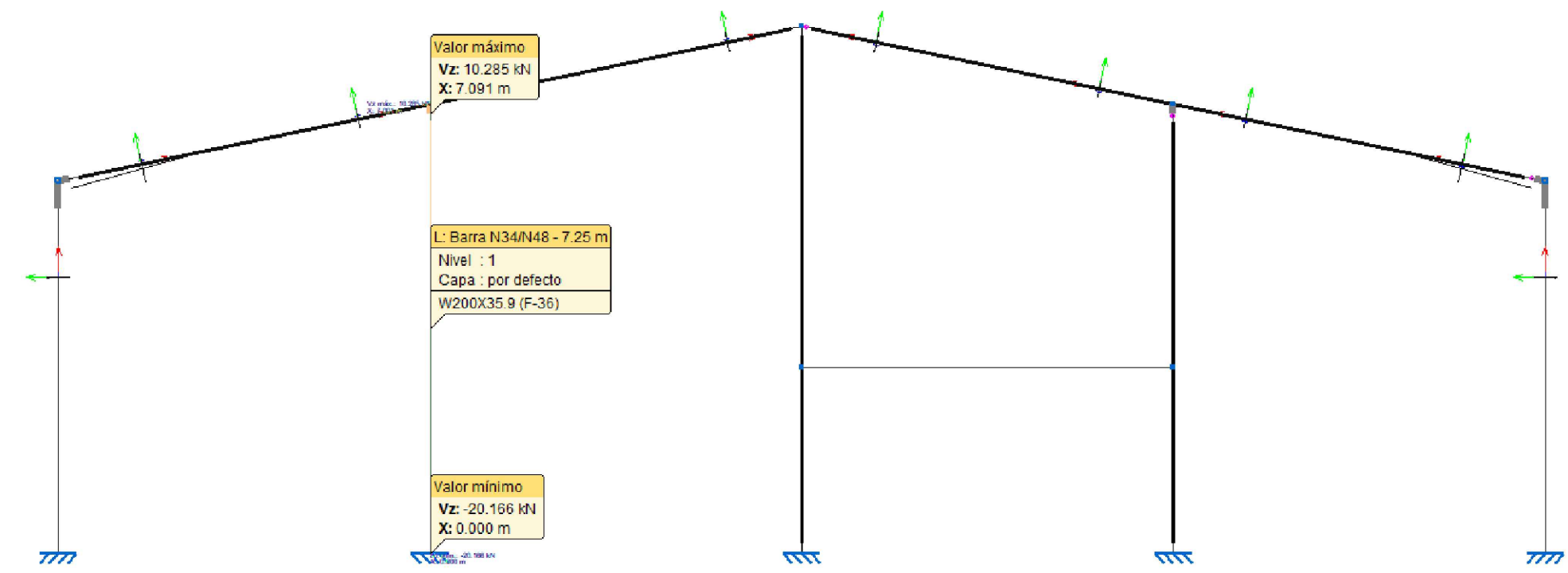
MOMENTOS COLUMNA SECUNDARIA

FORMATO A3: 297 x 420 mm





CORTE EN EJE X (ALA)



CORTE EN EJE Y (ALMA)

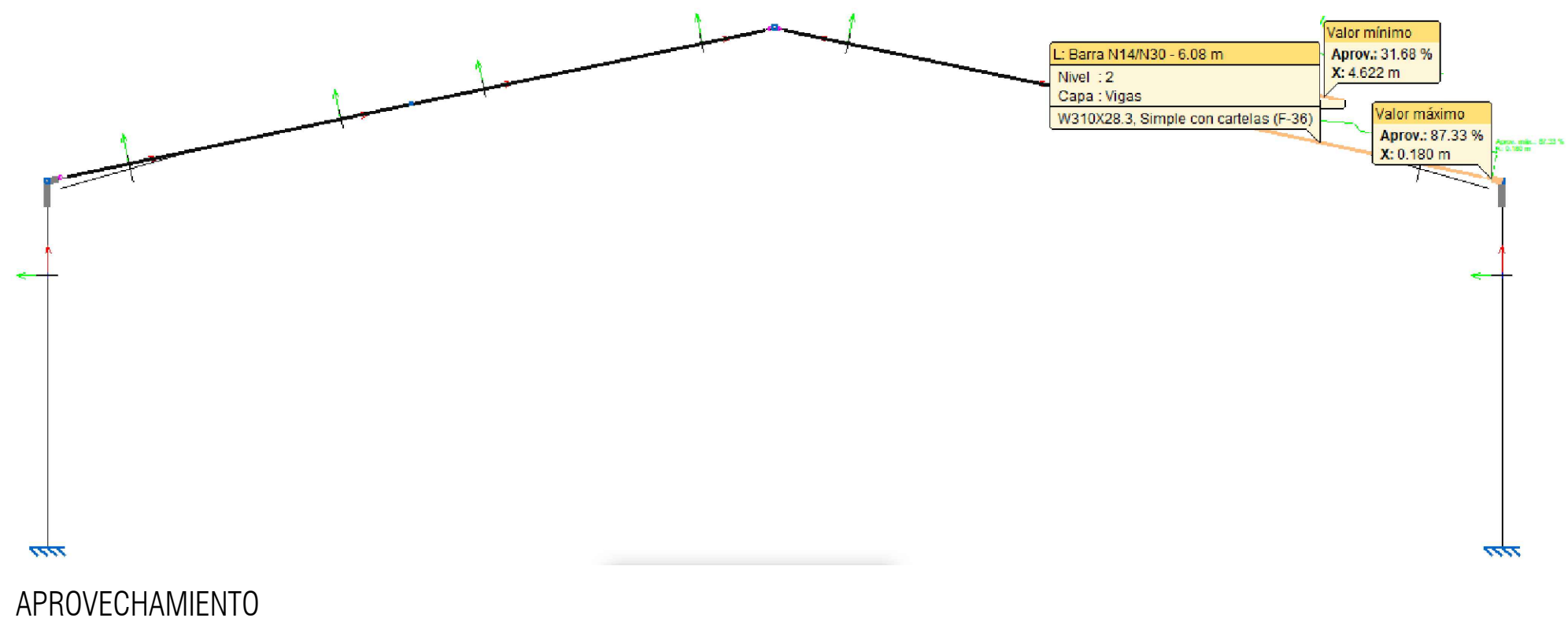
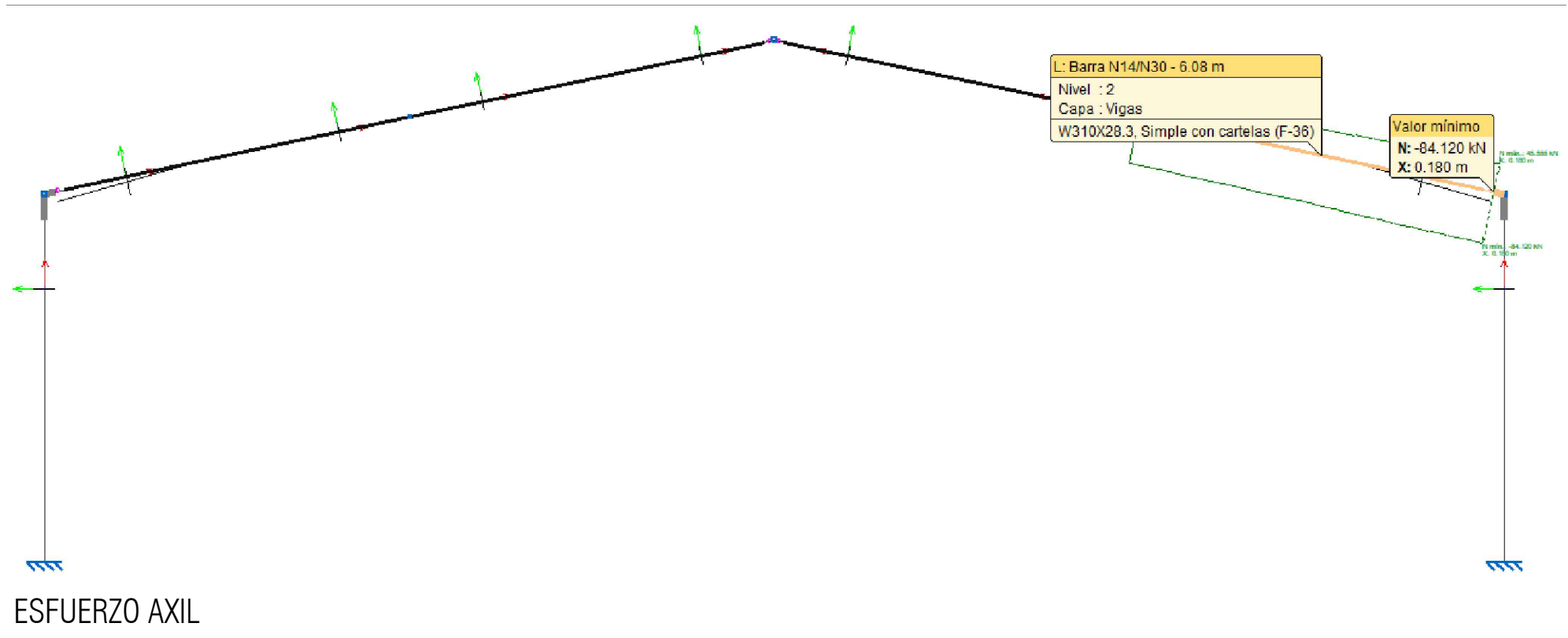
DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO N°016	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo N°5210		

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA

ESFUERZOS DE CORTE COLUMNA SECUNDARIA

FORMATO A3: 297 x 420 mm



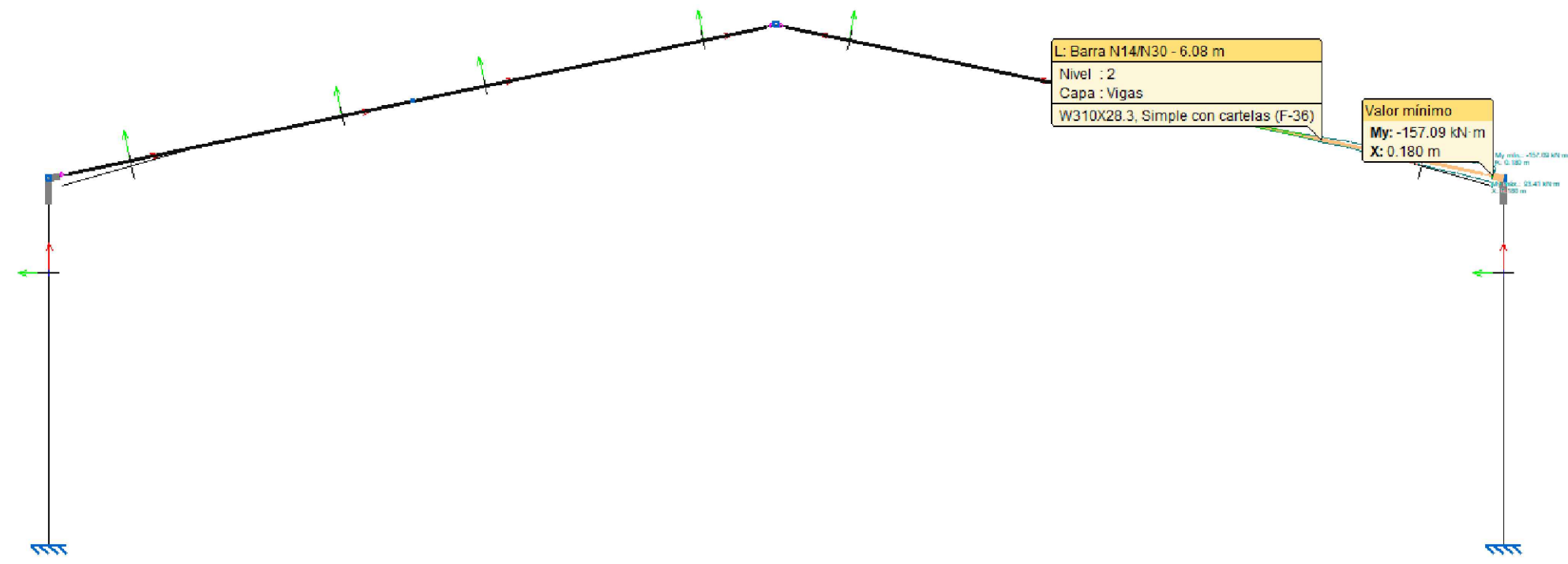
DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO N°017	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo N°5210		

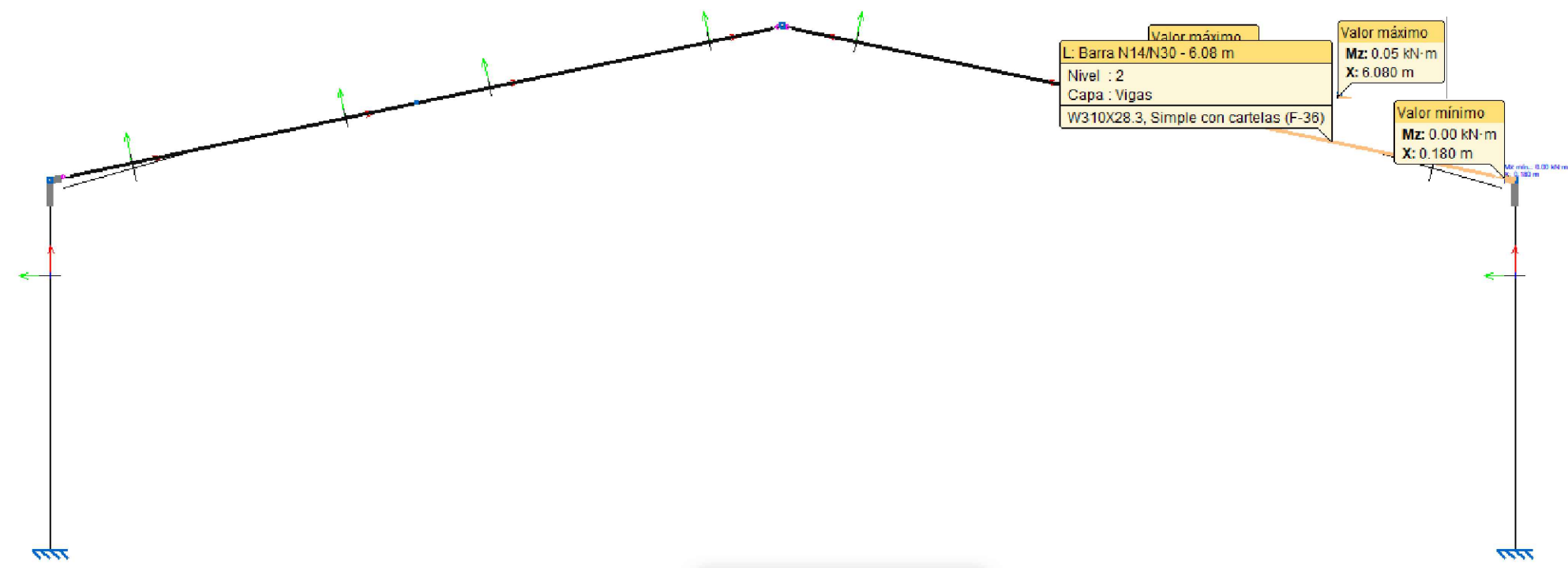
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA 

ESFUERZO AXIL Y APROVECHAMIENTO VIGA

FORMATO A3: 297 x 420 mm



MOMENTO EN EJE X



MOMENTO EN EJE Y

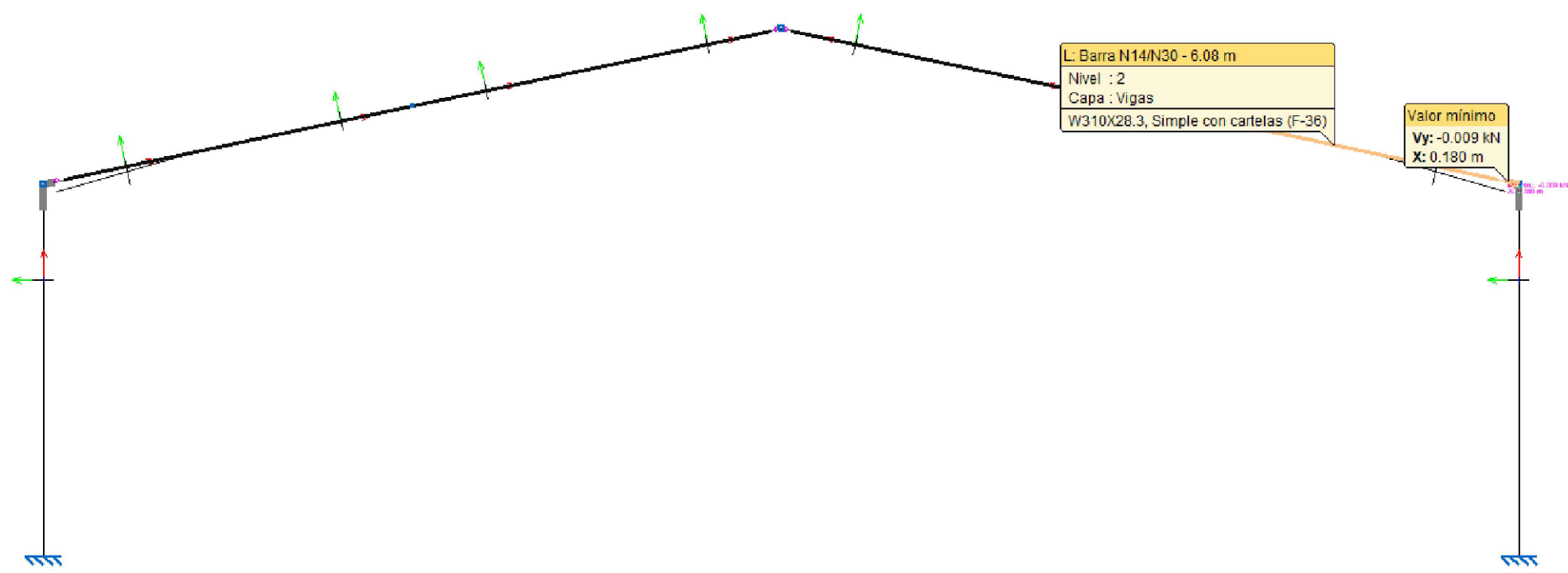
DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº018	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

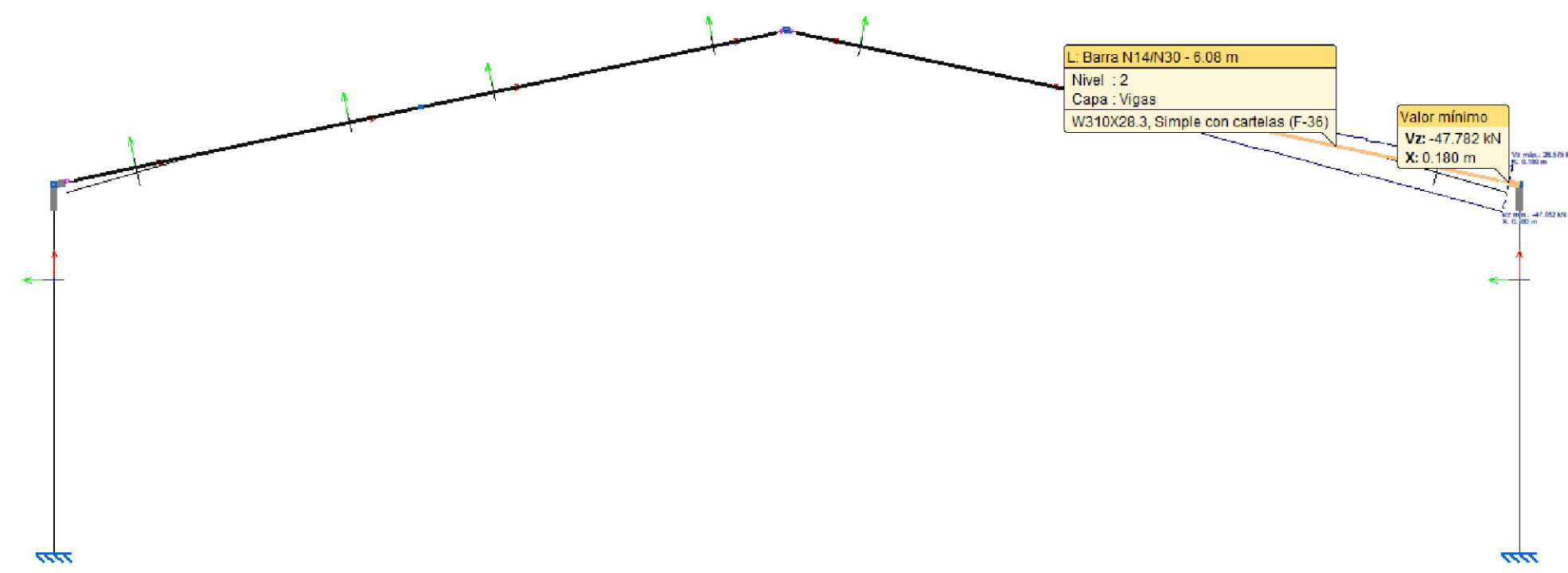
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA

MOMENTOS VIGA

FORMATO A3: 297 x 420 mm



CORTE EN EJE X (ALA)



CORTE EN EJE Y (ALMA)

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº019	ANEXO B	Esc. 1:100
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210		

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA 

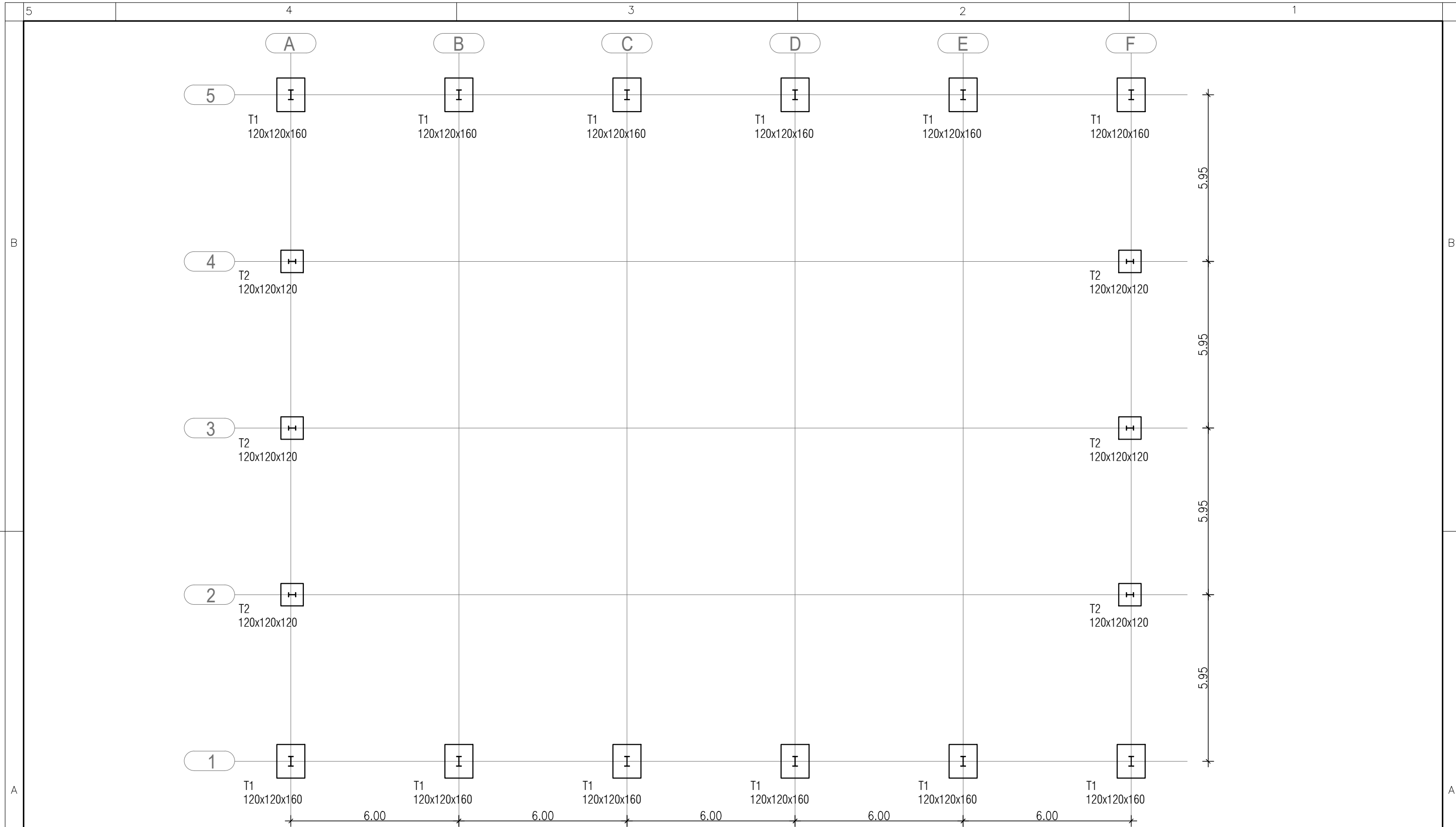
ESFUERZOS DE CORTE VIGA

FORMATO A3: 297 x 420 mm

## Anexo "C"







PLANTA DE FUNDACIONES  
Esc. 1:150

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO N°001	ANEXO C	Esc. 1:150
AÑO 2022		
BUIANI, Agustín - Legajo N°: 5206		
TENORIO, Matías - Legajo N°5210		

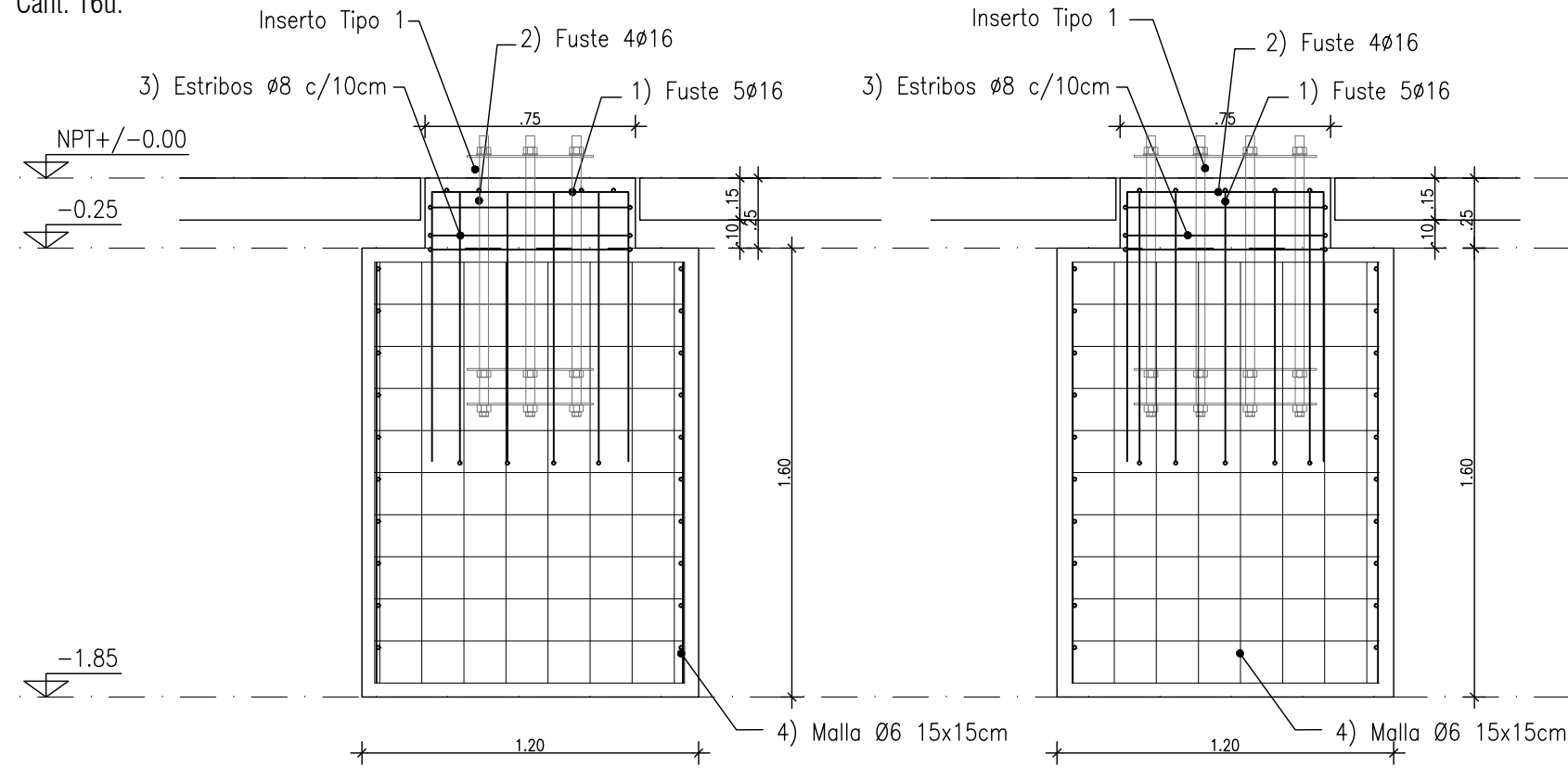
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA

PLANTA DE FUNDACIONES

FORMATO A3: 297 x 420 mm

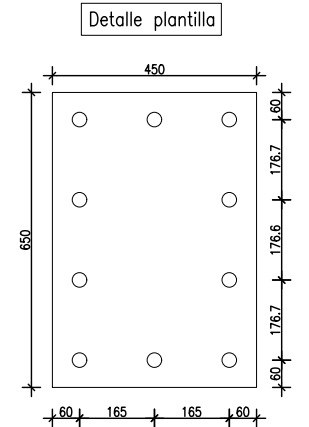
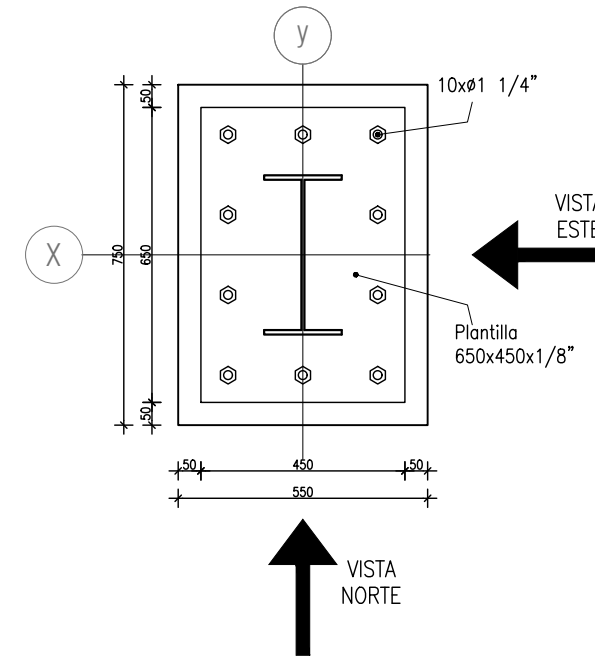
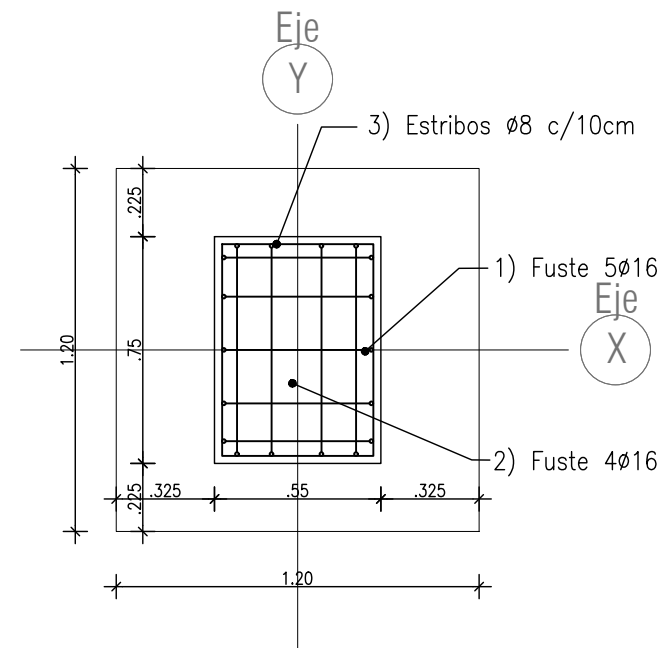
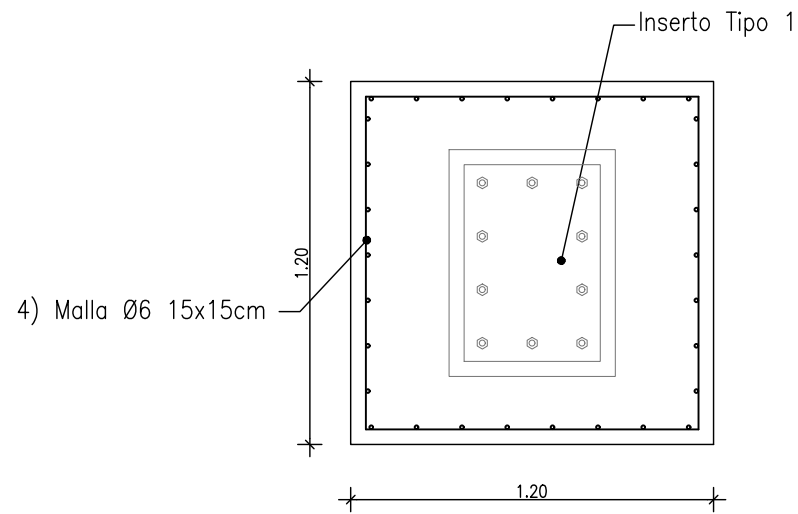
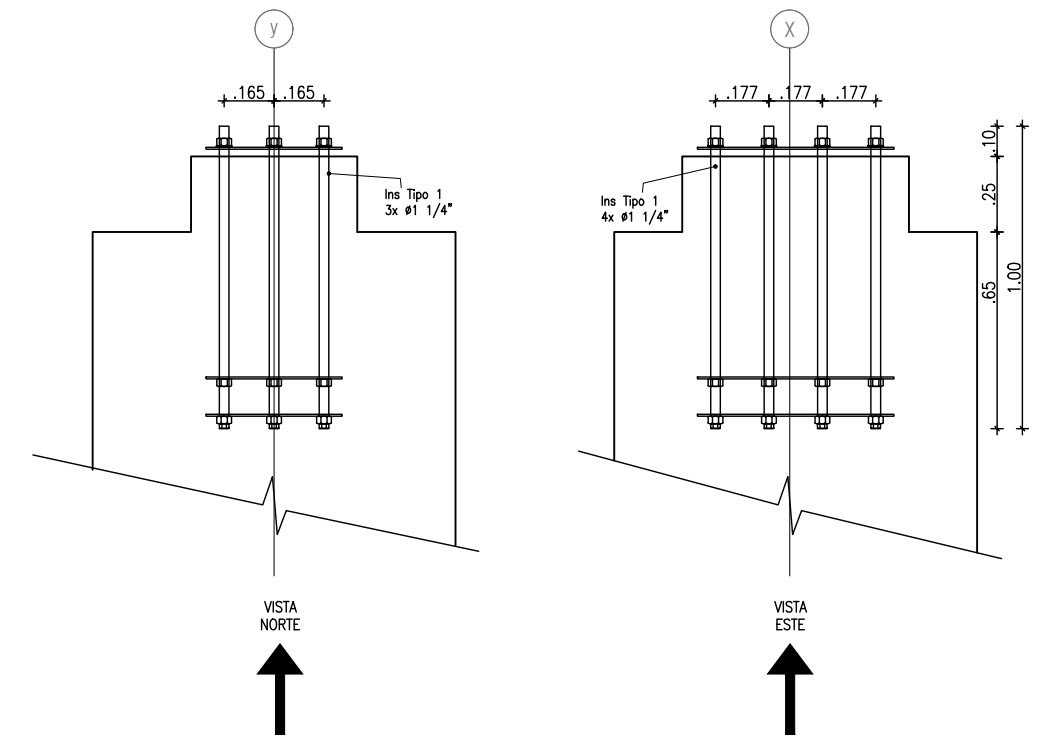
# FUNDACIONES T1

Cant. 16u.



# INSERTOS T1

Cant. 16u.



DISEÑO Y CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº002 ANEXO C Esc. 1:25

AÑO 2022

BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210

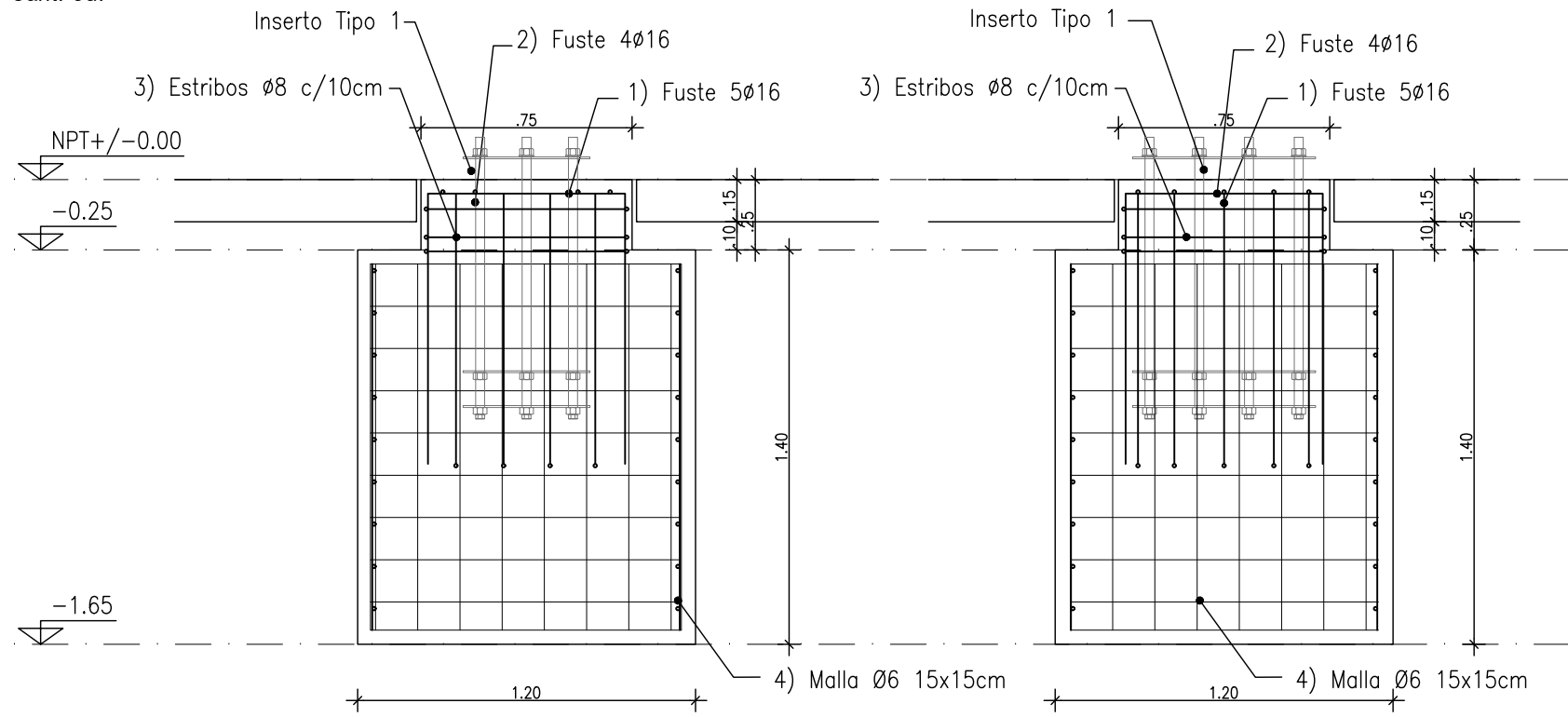
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA



DETALLE FUNDACIONES T1

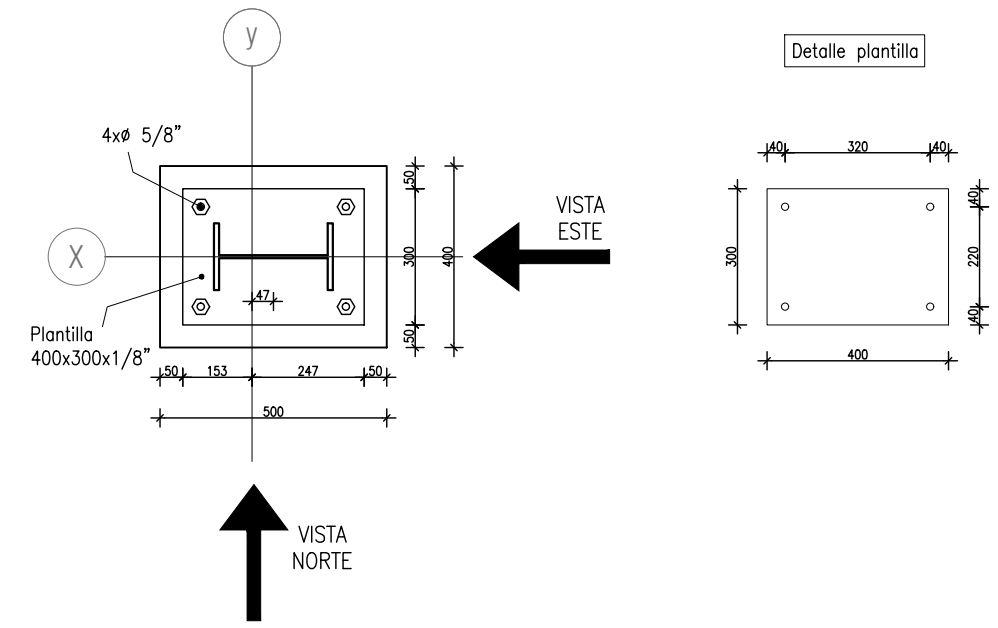
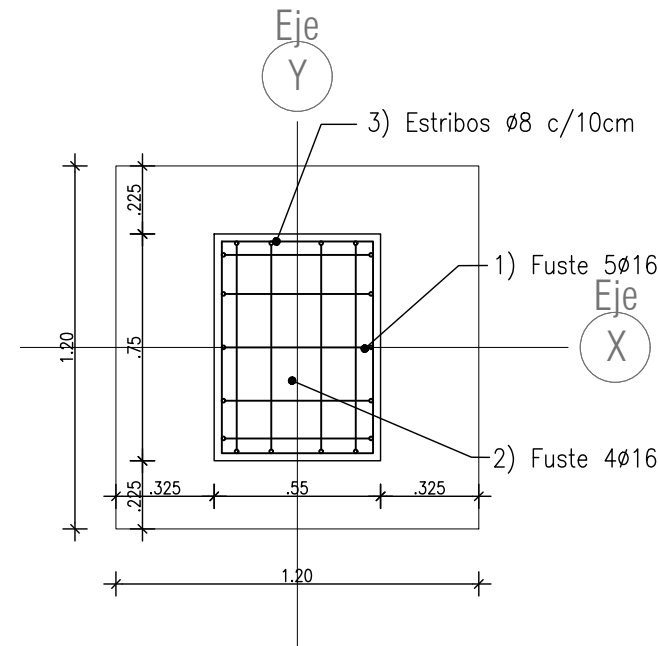
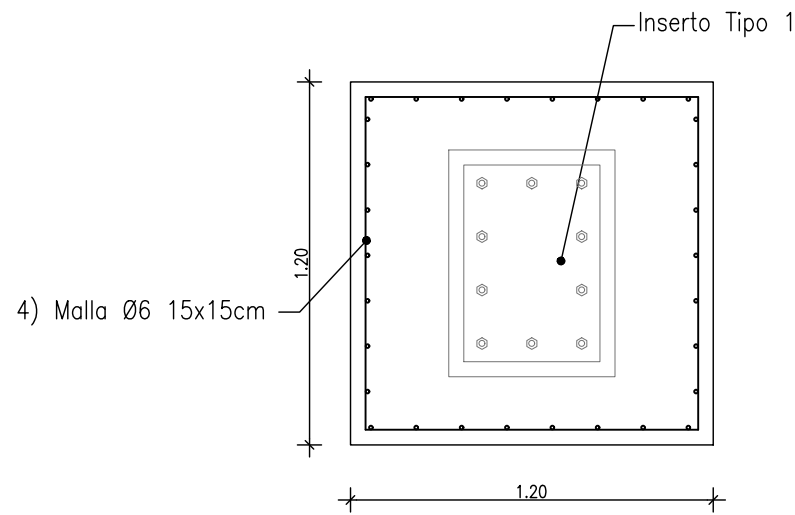
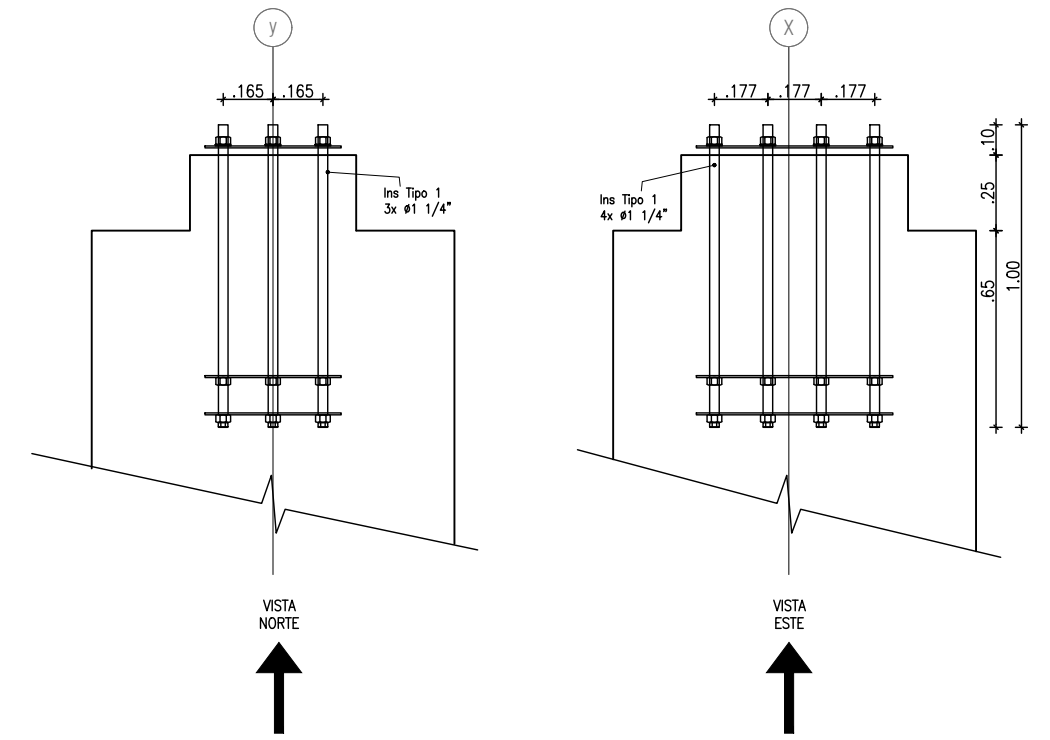
# FUNDACIONES T2

Cant. 6u.



# INSERTOS T2

Cant. 6u.



FORMATO A3: 297 x 420 mm

DISEÑO Y CALCULO DE NAVE  
INDUSTRIAL DE PORTICOS DE ALMA  
LLEMA PARA USOS GENERALES

PLANO Nº003 ANEXO C Esc. 1:25

AÑO 2022

BUIANI, Agustín - Legajo Nº: 5206  
TENORIO, Matías - Legajo Nº5210

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL RAFAELA




DETALLE FUNDACIONES T2

## Anexo "D"



**DISEÑO Y CÁLCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PÓRTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES**

**Planilla de Materiales y Mano de Obra por rubro**

Alumnos	Buiani, Agustín - Legajo N°: 5206	<b>UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL RAFAELA Departamento de Ing. Civil</b> 
Anexo	Tenorio, Matías - Legajo N°: 5210	
Año	D	
	2022	

Código	Tipo	Ud	Resumen	Cantidad	Precio (\$)	Importe (\$)
<b>T_GALCMM</b>	<b>Rubro</b>		<b>GALPON CUBIERTA DE CHAPA Y CERRAMIENTO DE MAMPOSTERIA - ESTRUCTURA METALICA</b>			
<b>01</b>	<b>Rubro</b>		<b>TAREAS PRELIMINARES</b>	<b>cuantia</b>	<b>cantidad total</b>	<b>\$ hora</b>
<b>U_PR_02</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>REPLANTEO</b>	<b>751,650</b>		
<b>MO_002</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL</b>	<b>0,030000</b>	<b>22,550</b>	<b>0,68</b>
O_Dir_002	Mano de obra	HS	OFICIAL HORA BASICA	1,375000	31,006	42,63
O_Cs_002	Sin clasificar	HS	OFICIAL CARGAS SOCIALES	0,800000	18,040	14,43
<b>Q_Maq_MAD_MC</b>	<b>Equipo</b>	<b>PIE2</b>	<b>MADERA</b>	<b>0,300000</b>	<b>225,495</b>	<b>67,65</b>
<b>T_A_CLA_2</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>CLAVOS PUNTA PARIS 2"</b>	<b>0,100000</b>	<b>75,165</b>	<b>7,52</b>
<b>MO_001</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>AYUDANTE</b>	<b>0,030000</b>	<b>22,550</b>	<b>0,68</b>
O_Dir_001	Mano de obra	HS	AYUDANTE HORA BASICA	1,375000	31,006	42,63
O_Cs_001	Sin clasificar	HS	AYUDANTE CARGAS SOCIALES	0,800000	18,040	14,43
<b>02</b>	<b>Rubro</b>		<b>MOVIMIENTO DE SUELO</b>			
<b>U_MS_R01</b>	<b>Stándar</b>	<b>M3</b>	<b>RETIRO DE SUELO</b>	<b>225,495</b>		
<b>Q_003</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>PALA FRONTAL</b>	<b>0,020000</b>	<b>4,510</b>	<b>0,09</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	4,510	4,51
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	67,649	1.014,73
<b>Q_001</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>CAMION VOLCADOR / TANQUE DE AGUA</b>	<b>0,050000</b>	<b>11,275</b>	<b>0,56</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	11,275	11,27
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	169,121	2.536,82
<b>Q_004</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>MOTONIVELADORA</b>	<b>0,010000</b>	<b>2,255</b>	<b>0,02</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	2,255	2,25
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	33,824	507,36
<b>Q_005</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>TRACTOR PATA CABRA, ROLO, ARADO, PALA ARRASTRE</b>	<b>0,010000</b>	<b>2,255</b>	<b>0,02</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	2,255	2,25
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	11,000000	24,804	272,85
<b>U_MS_C03</b>	<b>Stándar</b>	<b>M3</b>	<b>ARADO Y COMPACTACION DE SUELO BASE CON CAL 2%</b>	<b>150,330</b>		
<b>Q_003</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>PALA FRONTAL</b>	<b>0,015900</b>	<b>2,390</b>	<b>0,04</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	2,390	2,39
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	35,854	537,81
<b>Q_001</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>CAMION VOLCADOR / TANQUE DE AGUA</b>	<b>0,070200</b>	<b>10,553</b>	<b>0,74</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	10,553	10,55
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	158,297	2.374,46
<b>Q_004</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>MOTONIVELADORA</b>	<b>0,072000</b>	<b>10,824</b>	<b>0,78</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	10,824	10,82
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	162,356	2.435,35
<b>Q_005</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>TRACTOR PATA CABRA, ROLO, ARADO, PALA ARRASTRE</b>	<b>0,050000</b>	<b>7,517</b>	<b>0,38</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	7,517	7,52
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	11,000000	82,682	909,50
<b>Q_007</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>VIBROCOMPACTADOR</b>	<b>0,070000</b>	<b>10,523</b>	<b>0,74</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	10,523	10,52
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	20,000000	210,462	4.209,24
<b>T_COR_LIG_4302</b>	<b>Material</b>	<b>Tns.</b>	<b>CAL VIAL PREMIUN AGRODOL</b>	<b>0,032000</b>	<b>4,811</b>	<b>0,15</b>
		<b>M3</b>	<b>RELLENO Y COMPACTACION</b>	<b>751,650</b>		
<b>Q_001</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>CAMION VOLCADOR / TANQUE DE AGUA</b>	<b>0,070000</b>	<b>52,616</b>	<b>3,68</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	52,616	52,62
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	789,233	11.838,49
<b>Q_003</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>PALA FRONTAL</b>	<b>0,016000</b>	<b>12,026</b>	<b>0,19</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	12,026	12,03
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	180,396	2.705,94
<b>Q_004</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>MOTONIVELADORA</b>	<b>0,008000</b>	<b>6,013</b>	<b>0,05</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	6,013	6,01
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	15,000000	90,198	1.352,97
<b>Q_005</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>TRACTOR PATA CABRA, ROLO, ARADO, PALA ARRASTRE</b>	<b>0,020000</b>	<b>15,033</b>	<b>0,30</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	15,033	15,03
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	11,000000	165,363	1.818,99
<b>Q_007</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>VIBROCOMPACTADOR</b>	<b>0,050000</b>	<b>37,583</b>	<b>1,88</b>
MO_005	Auxiliar	HS	OFICIAL ESPECIAL MAQUINISTA	1,000000	37,583	37,58
Q_Comb_002	Equipo	LTS	GAS OIL	20,000000	751,650	15.033,00
<b>T_OT_TIERRA</b>	<b>Material</b>	<b>U</b>	<b>CAMIONADA TIERRA RAFAELA *** revisar fecha</b>	<b>0,225000</b>	<b>169,121</b>	<b>38,05</b>
<b>03</b>	<b>Rubro</b>		<b>EXCAVACIONES Y FUNDACIONES</b>			

<b>U_EXC_03</b>	<b>Stándar</b>	<b>M3</b>	<b>EXCAVACION MANUAL BASE</b>	<b>39,744</b>		
MO_001	Auxiliar	HS	AYUDANTE	5,800000	230,515	1.336,99
<b>U_HA_C02</b>	<b>Stándar</b>	<b>M3</b>	<b>FUSTES HºAº</b>	<b>1,620</b>		
<b>MO_004B</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL ESPECIALIZADO</b>	<b>30,000000</b>	<b>48,600</b>	<b>1.458,00</b>
O_Dir_004	Mano de obra	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO BASICO	1,375000	66,825	91,88
O_Cs_004	Sin clasificar	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO C.S.	0,800000	38,880	31,10
<b>MO_003b</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>MEDIO OFICIAL</b>	<b>30,000000</b>	<b>48,600</b>	<b>1.458,00</b>
O_Dir_003	Mano de obra	HS	MEDIO OFICIAL BASICO	1,375000	66,825	91,88
O_Cs_003	Sin clasificar	HS	MEDIO OFICIAL CARGAS SOCIALES	0,800000	38,880	31,10
<b>ENC_003</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>M3</b>	<b>ENCOFRADO MADERA</b>	<b>3,500000</b>	<b>5,670</b>	<b>19,85</b>
Q_Maq_MAD_F18	Equipo	M2	TERCIADO FENOLICO 18 MM *** revisar fecha	2,800000	15,876	44,45
Q_Maq_MAD_TPP33	Equipo	ML	TIRANTE PINO PARANA 3"X3" *** revisar fecha	1,670000	9,469	15,81
T_A_Cla_71	Material	KG	CLAVOS PUNTA PARIS 2 1/2"	0,330000	1,871	0,62
			ENC_003	3,500000	19,845	69,46
<b>T_OTR_001</b>	<b>Material</b>	<b>kg</b>	<b>Hierro nervado otros proveedores usd 1,65 kg</b>	<b>130,000000</b>	<b>210,600</b>	<b>27.378,00</b>
<b>T_COR_H30_3378</b>	<b>Material</b>	<b>Mt3.</b>	<b>HORMIGON H30 - PIEDRA 6-30</b>	<b>1,050000</b>	<b>1,701</b>	<b>1,79</b>
<b>04</b>	<b>Rubro</b>		<b>PISOS</b>			
<b>U_PAV_03</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>PAVIMENTO H_ 15 CM CON O SIN MALLA</b>	<b>751,650</b>		
<b>MO_002</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL</b>	<b>0,800000</b>	<b>601,320</b>	<b>481,06</b>
O_Dir_002	Mano de obra	HS	OFICIAL HORA BASICA	1,375000	826,815	1.136,87
O_Cs_002	Sin clasificar	HS	OFICIAL CARGAS SOCIALES	0,800000	481,056	384,84
			MO_002	0,800000	481,056	384,84
<b>MO_001</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>AYUDANTE</b>	<b>0,800000</b>	<b>601,320</b>	<b>481,06</b>
O_Dir_001	Mano de obra	HS	AYUDANTE HORA BASICA	1,375000	826,815	1.136,87
O_Cs_001	Sin clasificar	HS	AYUDANTE CARGAS SOCIALES	0,800000	481,056	384,84
			MO_001	0,800000	481,056	384,84
<b>46935</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>M2</b>	<b>ADICIONAL MALLA SIMPLE</b>	<b>2,000000</b>	<b>1.503,300</b>	<b>3.006,60</b>
MO_002	Auxiliar	HS	OFICIAL	0,010000	15,033	0,15
MO_001	Auxiliar	HS	AYUDANTE	0,010000	15,033	0,15
T_A_Ma_15x15x6_613	Material	U	MALLA SOLD. NEGRA 15X15X6 MM	0,100000	150,330	15,03
<b>T_COR_ARI_1381</b>	<b>Material</b>	<b>Tns.</b>	<b>ARENA FINA "SANTA FE"</b>	<b>0,042000</b>	<b>31,569</b>	<b>1,33</b>
<b>T_A_HL_16MM</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>HIERRO LISO 16 MM X BARRA</b>	<b>1,500000</b>	<b>1.127,475</b>	<b>1.691,21</b>
<b>T_COR_AIS_PAV_1608</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>ANTISOL NORMAL ACUOSO 20lts.</b>	<b>0,030000</b>	<b>22,550</b>	<b>0,68</b>
<b>T_COR_AIS_PAV_1698</b>	<b>Material</b>	<b>Kgs.</b>	<b>ASFALTO</b>	<b>0,500000</b>	<b>375,825</b>	<b>187,91</b>
<b>T_COR_H30_3378</b>	<b>Material</b>	<b>Mt3.</b>	<b>HORMIGON H30 - PIEDRA 6-30</b>	<b>0,155000</b>	<b>116,506</b>	<b>18,06</b>
<b>U_PIS_END04</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>ENDURECEDOR DE PISO NO METALICO SIN COLOR</b>	<b>751,650</b>		
<b>MO_001</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>AYUDANTE</b>	<b>0,350000</b>	<b>263,078</b>	<b>92,08</b>
O_Dir_001	Mano de obra	HS	AYUDANTE HORA BASICA	1,375000	361,732	497,38
O_Cs_001	Sin clasificar	HS	AYUDANTE CARGAS SOCIALES	0,800000	210,462	168,37
<b>MO_002</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL</b>	<b>0,350000</b>	<b>263,078</b>	<b>92,08</b>
O_Dir_002	Mano de obra	HS	OFICIAL HORA BASICA	1,375000	361,732	497,38
O_Cs_002	Sin clasificar	HS	OFICIAL CARGAS SOCIALES	0,800000	210,462	168,37
<b>T_COR_PIS_FER_1705</b>	<b>Material</b>	<b>Kgs.</b>	<b>FERROCEMENTO COLOR NATURAL</b>	<b>4,000000</b>	<b>3.006,600</b>	<b>12.026,40</b>
T_COR_AIS_HOR_1660	Material	U	SEALKRETE X 220 KG *** revisar fecha	0,001500	4,510	0,01
<b>05</b>	<b>Rubro</b>		<b>ESTRUCTURA METALICA</b>			
<b>U_MO_03</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>MONTAJE GALPON **** VER PARA CADA CASO PARTICULAR - ESTE VALOR ES DE REFERENCIA</b>	<b>751,650</b>		
<b>MO_006</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL HERRERO</b>	<b>2,500000</b>	<b>1.879,125</b>	<b>4.697,81</b>
O_Dir_006	Mano de obra	HS	OFICIAL HERRERO BASICO	1,375000	2.583,797	3.552,72
O_VAR_HERR	Sin clasificar	HS	GASTOS FIJOS HERREROS	1,000000	1.879,125	1.879,13
O_Cs_006	Sin clasificar	HS	OFICIAL HERRERO CARGAS SOCIALES	0,800000	1.503,300	1.202,64
<b>Q_Maq_014</b>	<b>Equipo</b>	<b>HS</b>	<b>GRUA 70 TN *** corroborar precio con Nico</b>	<b>0,050000</b>	<b>37,583</b>	<b>1,88</b>
<b>U_GAL_PROM_1</b>	<b>Stándar</b>	<b>kg</b>	<b>Promedio galpon - estructura metalica // KITS 20X42X6_7 Y 30X60X7_8</b>	<b>19.394,000</b>		
<b>T_A_IPW</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>HIERRO PERFIL W *** ojo al usar</b>	<b>0,320000</b>	<b>6.206,080</b>	<b>1.985,95</b>
<b>T_OTR_002</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>Hierro W otros proveedores usd 2,35 kg</b>	<b>0,320000</b>	<b>6.206,080</b>	<b>1.985,95</b>
<b>T_OTR_001</b>	<b>Material</b>	<b>kg</b>	<b>Hierro nervado otros proveedores usd 1,65 kg</b>	<b>0,016000</b>	<b>310,304</b>	<b>4,96</b>
<b>375086</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>KG</b>	<b>PLACAS (PRECIO BOTA CHAPA+CORTE+PERFORADO)</b>	<b>0,030000</b>	<b>581,820</b>	<b>17,45</b>
<b>T_COR_CHN1/4_309</b>	<b>Material</b>	<b>Kgs.</b>	<b>CHAPA NEGRA 1/4"</b>	<b>1,100000</b>	<b>640,002</b>	<b>704,00</b>

780898	Sin clasificar	kg	CORTE Y PERFORADO DE PLACA	1,100000	640,002	704,00
			375086	0,030000	17,455	0,52
<b>375086C</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>KG</b>	<b>PERNO DE ANCLAJE</b>	<b>0,020000</b>	<b>387,880</b>	<b>7,76</b>
T_VAR_A015	Material	usd	valor del Dólar usd	3,480000	1.349,822	4.697,38
<b>T_COR_PCG160_399</b>	<b>Material</b>	<b>Kgs.</b>	<b>PERFIL "C" 160X60X20X2 CHAPA GALV - 4.82 KG/M</b>	<b>0,360000</b>	<b>6.981,840</b>	<b>2.513,46</b>
<b>MO_006</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL HERRERO</b>	<b>0,015000</b>	<b>290,910</b>	<b>4,36</b>
O_Dir_006	Mano de obra	HS	OFICIAL HERRERO BASICO	1,375000	400,001	550,00
O_VAR_HERR	Sin clasificar	HS	GASTOS FIJOS HERREROS	1,000000	290,910	290,91
O-Cs_006	Sin clasificar	HS	OFICIAL HERRERO CARGAS SOCIALES	0,800000	232,728	186,18
			MO_006	0,015000	4,364	0,07
<b>375086D</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>GL</b>	<b>TORNILLOS</b>	<b>0,060000</b>	<b>1.163,640</b>	<b>69,82</b>
T_VAR_A015	Material	usd	valor del Dólar usd	1,721000	2.002,624	3.446,52
			375086D	0,060000	69,818	4,19
<b>375086E_1</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>GL/KG</b>	<b>PINTURA Y SOLVENTE</b>	<b>1,000000</b>	<b>19.394,000</b>	<b>19.394,00</b>
T_PIN_SIN_AEP4	Material	LATA	ANTIOXIDO EPOXI 4 LTS - de acuerdo a la marca son 2 partes + diluyente	0,001500	29,091	0,04
T_PIN_ACC5	Material	LT	AGUARRAS	0,003400	65,940	0,22
			375086E_1	1,000000	19.394,000	19.394,00
<b>06</b>	<b>Rubro</b>		<b>CUBIERTA Y CERRAMIENTO</b>			
<b>U_CUB_04</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>TECHO DE CHAPA Nº24 C/CORREAS "COMESI" /ver kg correas para cada caso</b>	<b>775,000</b>		
<b>T_COR_CHAN_2913</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>CHAPA ACANALADA 0.50 CINCALUM 1.0mts.</b>	<b>1,120000</b>	<b>868,000</b>	<b>972,16</b>
<b>T_COR_TT2_3260</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>TORNILLO AUTOPER.METAL 14X 2'</b>	<b>5,000000</b>	<b>3.875,000</b>	<b>19.375,00</b>
<b>U_CUB_10</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>CERRAMIENTO DE CHAPA S/ESTRUCTURA METALICA</b>	<b>502,800</b>		
<b>T_COR_CHAN_2913</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>CHAPA ACANALADA 0.50 CINCALUM 1.0mts.</b>	<b>1,120000</b>	<b>563,136</b>	<b>630,71</b>
<b>T_COR_TT2_3260</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>TORNILLO AUTOPER.METAL 14X 2'</b>	<b>5,000000</b>	<b>2.514,000</b>	<b>12.570,00</b>
<b>U_EM_CEN</b>	<b>Stándar</b>	<b>ML</b>	<b>CENEFA/CUPERTINA/BABETA CIERRE CHAPA GALVANIZADA N_22</b>	<b>141,000</b>		
<b>MO_006</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL HERRERO</b>	<b>0,100000</b>	<b>14,100</b>	<b>1,41</b>
O_Dir_006	Mano de obra	HS	OFICIAL HERRERO BASICO	1,375000	19,388	26,66
O_VAR_HERR	Sin clasificar	HS	GASTOS FIJOS HERREROS	1,000000	14,100	14,10
O-Cs_006	Sin clasificar	HS	OFICIAL HERRERO CARGAS SOCIALES	0,800000	11,280	9,02
<b>T_COR_CHLG24_284</b>	<b>Material</b>	<b>Kgs.</b>	<b>CHAPA GALV.LISA Nº24 1.22mts. x 2.44mts. x 0.55mm.</b>	<b>4,000000</b>	<b>564,000</b>	<b>2.256,00</b>
<b>100.PL</b>	<b>Sin clasificar</b>	<b>KG</b>	<b>PLEGADO CHAPA MANO DE OBRA</b>	<b>4,000000</b>	<b>564,000</b>	<b>2.256,00</b>
<b>U_CUB_12</b>	<b>Stándar</b>	<b>U</b>	<b>AERADOR EOLICO 0.60 M CON CONO BASE</b>	<b>5,000</b>		
<b>MO_006</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL HERRERO</b>	<b>5,000000</b>	<b>25,000</b>	<b>125,00</b>
O_Dir_006	Mano de obra	HS	OFICIAL HERRERO BASICO	1,375000	34,375	47,27
O_VAR_HERR	Sin clasificar	HS	GASTOS FIJOS HERREROS	1,000000	25,000	25,00
O-Cs_006	Sin clasificar	HS	OFICIAL HERRERO CARGAS SOCIALES	0,800000	20,000	16,00
<b>T_COR_TT2_3260</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>TORNILLO AUTOPER.METAL 14X 2'</b>	<b>6,000000</b>	<b>30,000</b>	<b>180,00</b>
<b>T_COR_EO60_366</b>	<b>Material</b>	<b>U</b>	<b>AERADOR EOLICO 0.60 M CON CONO BASE *** revisar fecha</b>	<b>1,000000</b>	<b>5,000</b>	<b>5,00</b>
<b>U_EM_CANCOL</b>	<b>Stándar</b>	<b>ML</b>	<b>CANAleta CHAPA GALVANIZADA N_22</b>	<b>62,000</b>		
<b>MO_006</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL HERRERO</b>	<b>0,750000</b>	<b>46,500</b>	<b>34,88</b>
O_Dir_006	Mano de obra	HS	OFICIAL HERRERO BASICO	1,375000	63,938	87,91
O_VAR_HERR	Sin clasificar	HS	GASTOS FIJOS HERREROS	1,000000	46,500	46,50
O-Cs_006	Sin clasificar	HS	OFICIAL HERRERO CARGAS SOCIALES	0,800000	37,200	29,76
<b>100.PL</b>	<b>Sin clasificar</b>	<b>KG</b>	<b>PLEGADO CHAPA MANO DE OBRA</b>	<b>9,000000</b>	<b>558,000</b>	<b>5.022,00</b>
<b>T_COR_CHLC24_253</b>	<b>Material</b>	<b>Kgs.</b>	<b>CHAPA LISA COLOR Nº24</b>	<b>4,500000</b>	<b>279,000</b>	<b>1.255,50</b>
<b>U_IPL_160</b>	<b>Stándar</b>	<b>ML</b>	<b>CAÑERIA PLUVIAL 160 X 2.1 MM</b>	<b>12,000</b>		
<b>MO_008</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>PLOMERO</b>	<b>0,800000</b>	<b>9,600</b>	<b>7,68</b>
O_Dir_008	Mano de obra	HS	PLOMERO	1,000000	9,600	9,60
O-Cs_002	Sin clasificar	HS	OFICIAL CARGAS SOCIALES	1,000000	9,600	9,60
<b>T_PL_PL_C160</b>	<b>Material</b>	<b>ML</b>	<b>CAÑO PVC PLUVIAL 160 MM</b>	<b>1,100000</b>	<b>13,200</b>	<b>14,52</b>
<b>07</b>	<b>Rubro</b>		<b>MAMPOSTERIA DE CERRAMIENTO</b>			
<b>U_COR_13</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>CORBLOCK 20 CM (T-20E) CERRAMIENTO GALPONES</b>	<b>220,000</b>		
<b>MO_001b</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>AYUDANTE</b>	<b>1,550000</b>	<b>341,000</b>	<b>528,55</b>
O_Dir_001	Mano de obra	HS	AYUDANTE HORA BASICA	1,375000	468,875	644,70



O_Cs_001	Sin clasificar	HS	AYUDANTE CARGAS SOCIALES	0,800000	272,800	218,24
<b>MO_002b</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL</b>	<b>1,550000</b>	<b>341,000</b>	<b>528,55</b>
O_Dir_002	Mano de obra	HS	OFICIAL HORA BASICA	1,370000	467,170	640,02
O_Cs_002	Sin clasificar	HS	OFICIAL CARGAS SOCIALES	0,800000	272,800	218,24
<b>T_A_AL_23</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>ALAMBRE NEGRO Nº 17</b>	<b>0,260000</b>	<b>57,200</b>	<b>14,87</b>
<b>T_A_HN_6MM</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>HIERRO NERVADO 06 MM</b>	<b>4,500000</b>	<b>990,000</b>	<b>4.455,00</b>
<b>B350</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>m3</b>	<b>HORMIGON 350 KG CEMENTO</b>	<b>0,088000</b>	<b>19,360</b>	<b>1,70</b>
T_COR_ARI_1381	Material	Tns.	ARENA FINA "SANTA FE"	0,450000	8,712	3,92
T_COR_ARI_2174	Material	Tns.	ARENA GRUESA *	0,450000	8,712	3,92
T_COR_LIG_1432	Material	Tns.	CEMENTO A GRANEL LOMA NEGRA COMPUESTO	0,350000	6,776	2,37
T_COR_ARI_1386	Material	Tns.	PIEDRA GRANITICA 1-2 "El Gran Ombú"	1,000000	19,360	19,36
9000MIXER	Auxiliar	M3	PLANTA H_E_ CON MIXER A RAFAELA	1,000000	19,360	19,36
AGUA	Material	LITRO	AGUA	155,000000	3.000,800	465.124,00
<b>60000</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>M3</b>	<b>IMPERMEABLE 1:3</b>	<b>0,015000</b>	<b>3,300</b>	<b>0,05</b>
T_COR_LIG_1420	Material	Uni.	CEMENTO PORTLAND LOMA NEGRA NORMAL X 50 KG	10,200000	33,660	343,33
T_COR_ARI_1381	Material	Tns.	ARENA FINA "SANTA FE"	1,690000	5,577	9,43
T_COR_LIG_1694	Material	Uni.	KLAUSITA PASTA ENV. PLAST. X 1KG	20,000000	66,000	1.320,00
<b>T_COR_LH20_2021</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>CORBLOCK MURO 20 CM RESIST. NORMAL</b>	<b>12,500000</b>	<b>2.750,000</b>	<b>34.375,00</b>
<b>U_COR_09</b>	<b>Stándar</b>	<b>ML</b>	<b>CORBLOCK 20 CM REFUERZOS HORIZONTAL (T-20E)</b>	<b>110,200</b>		
<b>MO_002</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL</b>	<b>0,240000</b>	<b>26,448</b>	<b>6,35</b>
O_Dir_002	Mano de obra	HS	OFICIAL HORA BASICA	1,375000	36,366	50,00
O_Cs_002	Sin clasificar	HS	OFICIAL CARGAS SOCIALES	0,800000	21,158	16,93
<b>60000</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>M3</b>	<b>IMPERMEABLE 1:3</b>	<b>0,002000</b>	<b>0,220</b>	<b>0,00</b>
T_COR_LIG_1420	Material	Uni.	CEMENTO PORTLAND LOMA NEGRA NORMAL X 50 KG	10,200000	2,248	22,93
T_COR_ARI_1381	Material	Tns.	ARENA FINA "SANTA FE"	1,690000	0,372	0,63
T_COR_LIG_1694	Material	Uni.	KLAUSITA PASTA ENV. PLAST. X 1KG	20,000000	4,408	88,16
<b>T_A_HN_6MM</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>HIERRO NERVADO 06 MM</b>	<b>1,200000</b>	<b>132,240</b>	<b>158,69</b>
<b>B300</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>M3</b>	<b>HORMIGON 300 KG CEMENTO</b>	<b>0,021000</b>	<b>2,314</b>	<b>0,05</b>
AGUA	Material	LITRO	AGUA	160,000000	370,272	59.243,52
T_COR_ARI_2174	Material	Tns.	ARENA GRUESA *	0,460000	1,065	0,49
9000MIXER	Auxiliar	M3	PLANTA H_E_ CON MIXER A RAFAELA	1,000000	2,314	2,31
T_COR_LIG_1432	Material	Tns.	CEMENTO A GRANEL LOMA NEGRA COMPUESTO	0,300000	0,694	0,21
T_COR_ARI_1381	Material	Tns.	ARENA FINA "SANTA FE"	0,460000	1,065	0,49
T_COR_ARI_1386	Material	Tns.	PIEDRA GRANITICA 1-2 "El Gran Ombú"	1,020000	2,360	2,41
<b>MO_001</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>AYUDANTE</b>	<b>0,240000</b>	<b>26,448</b>	<b>6,35</b>
O_Dir_001	Mano de obra	HS	AYUDANTE HORA BASICA	1,375000	36,366	50,00
O_Cs_001	Sin clasificar	HS	AYUDANTE CARGAS SOCIALES	0,800000	21,158	16,93
<b>T_COR_LHU20_1158</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>CORBLOCK U-20 (ENCADENADOS 5XML) *** USAR 1159</b>	<b>5,000000</b>	<b>551,000</b>	<b>2.755,00</b>
<b>U_COR_08</b>	<b>Stándar</b>	<b>ML</b>	<b>CORBLOCK COLUMNA T-20 E</b>	<b>132,000</b>		
<b>T_A_AL_23</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>ALAMBRE NEGRO Nº 17</b>	<b>0,260000</b>	<b>34,320</b>	<b>8,92</b>
<b>T_A_HN_6MM</b>	<b>Material</b>	<b>KG</b>	<b>HIERRO NERVADO 06 MM</b>	<b>4,420000</b>	<b>583,440</b>	<b>2.578,80</b>
<b>B300</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>M3</b>	<b>HORMIGON 300 KG CEMENTO</b>	<b>0,048000</b>	<b>6,336</b>	<b>0,30</b>
AGUA	Material	LITRO	AGUA	160,000000	1.013,760	162.201,60
T_COR_ARI_2174	Material	Tns.	ARENA GRUESA *	0,460000	2,915	1,34
9000MIXER	Auxiliar	M3	PLANTA H_E_ CON MIXER A RAFAELA	1,000000	6,336	6,34
T_COR_LIG_1432	Material	Tns.	CEMENTO A GRANEL LOMA NEGRA COMPUESTO	0,300000	1,901	0,57
T_COR_ARI_1381	Material	Tns.	ARENA FINA "SANTA FE"	0,460000	2,915	1,34
T_COR_ARI_1386	Material	Tns.	PIEDRA GRANITICA 1-2 "El Gran Ombú"	1,020000	6,463	6,59
			B300	0,048000	0,304	0,01
<b>T_COR_LH20_2021</b>	<b>Material</b>	<b>Uni.</b>	<b>CORBLOCK MURO 20 CM RESIST. NORMAL</b>	<b>5,000000</b>	<b>660,000</b>	<b>3.300,00</b>
<b>MO_001</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>AYUDANTE</b>	<b>1,020000</b>	<b>134,640</b>	<b>137,33</b>
O_Dir_001	Mano de obra	HS	AYUDANTE HORA BASICA	1,375000	185,130	254,55
O_Cs_001	Sin clasificar	HS	AYUDANTE CARGAS SOCIALES	0,800000	107,712	86,17
<b>MO_002</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL</b>	<b>1,020000</b>	<b>134,640</b>	<b>137,33</b>


O_Dir_002	Mano de obra	HS	OFICIAL HORA BASICA	1,375000	185,130	254,55
O_Cs_002	Sin clasificar	HS	OFICIAL CARGAS SOCIALES	0,800000	107,712	86,17
<b>60000</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>M3</b>	<b>IMPERMEABLE 1:3</b>	<b>0,018000</b>	<b>2,376</b>	<b>0,04</b>
T_COR_LIG_1420	Material	Uni.	CEMENTO PORTLAND LOMA NEGRA NORMAL X 50 KG	10,200000	24,235	247,20
T_COR_ARI_1381	Material	Tns.	ARENA FINA "SANTA FE"	1,690000	4,015	6,79
T_COR_LIG_1694	Material	Uni.	KLAUSITA PASTA ENV. PLAST. X 1KG	20,000000	47,520	950,40
<b>08</b>	<b>Rubro</b>		<b>PINTURA</b>			
<b>U_PIN_EX03</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>PINTURA EXTERIOR "RECUPLAST" BLOQUE H_</b>	<b>220,000</b>		
<b>1710-47046</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>m2</b>	<b>LIJAS Y PINCELES</b>	<b>1,000000</b>	<b>220,000</b>	<b>220,00</b>
T_PIN_ACC1	Material	u	Rodillo lana Galgo n°22 Profesional	0,015000	3,300	0,05
T_PIN_ACC2	Material	u	pincel n°20 Galgo Grand especial - Prestigio	0,015000	3,300	0,05
T_PIN_ACC3	Material	u	Lija doble A 150 x 100u - \$ 550	0,100000	22,000	2,20
<b>MO_004</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL ESPECIALIZADO</b>	<b>1,000000</b>	<b>220,000</b>	<b>220,00</b>
O_Dir_004	Mano de obra	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO BASICO	1,375000	302,500	415,94
O_Cs_004	Sin clasificar	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO C.S.	0,800000	176,000	140,80
T_PIN_LAT_EXT20	Material	LATA	PINTURA EXTERIOR "RECUPLAST" X 20 LTS	0,030000	6,600	0,20
<b>U_PIN_IN02</b>	<b>Stándar</b>	<b>M2</b>	<b>PINTURA INTERIOR "RECUPLAST" BLOQUE H_</b>	<b>220,000</b>		
<b>MO_004</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>HS</b>	<b>OFICIAL ESPECIALIZADO</b>	<b>1,000000</b>	<b>220,000</b>	<b>220,00</b>
O_Dir_004	Mano de obra	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO BASICO	1,375000	302,500	415,94
O_Cs_004	Sin clasificar	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO C.S.	0,800000	176,000	140,80
<b>1710-47046</b>	<b>Auxiliar</b>	<b>m2</b>	<b>LIJAS Y PINCELES</b>	<b>1,000000</b>	<b>220,000</b>	<b>220,00</b>
T_PIN_ACC1	Material	u	Rodillo lana Galgo n°22 Profesional	0,015000	3,300	0,05
T_PIN_ACC2	Material	u	pincel n°20 Galgo Grand especial - Prestigio	0,015000	3,300	0,05
T_PIN_ACC3	Material	u	Lija doble A 150 x 100u - \$ 550	0,100000	22,000	2,20
T_PIN_LAT_INT20	Material	LATA	PINTURA INTERIOR "RECUPLAST" X 20 LTS	0,030000	6,600	0,20

## Anexo “D”



**DISEÑO Y CÁLCULO DE NAVE INDUSTRIAL DE PÓRTICOS DE ALMA LLEMA PARA USOS GENERALES**

**Planilla de Análisis de Precios Totales**

Alumnos	Buiani, Agustín - Legajo N°: 5206	UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL RAFAELA Departamento de Ing. Civil	
Anexo	Tenorio, Matías - Legajo N°: 5210		
Año	2022		

Código	Ud	Resumen	Cantidad	Precio Unit.	Importe
100.PL	KG	PLEGADO CHAPA MANO DE OBRA	1.122,00	\$ 237,60	\$ 266.587,20
780898	kg	CORTE Y PERFORADO DE PLACA	640,008	\$ 385,56	\$ 246.761,48
O_Cs_001	HS	AYUDANTE CARGAS SOCIALES	1.307,66	\$ 604,79	\$ 790.860,30
O_Cs_002	HS	OFICIAL CARGAS SOCIALES	1.420,85	\$ 714,00	\$ 1.014.489,76
O_Cs_003	HS	MEDIO OFICIAL CARGAS SOCIALES	326,881	\$ 658,81	\$ 215.352,47
O_Cs_004	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO C.S.	390,879	\$ 838,79	\$ 327.865,40
O_Cs_005	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO MAQUINISTA CARGAS SOCIALES	193,556	\$ 838,79	\$ 162.352,84
O_Cs_006	HS	OFICIAL HERRERO CARGAS SOCIALES	1.804,50	\$ 838,79	\$ 1.513.599,07
O_Cs_007	HS	PLANTISTA CARGAS SOCIALES	3,641	\$ 838,79	\$ 3.054,03
O_VAR_HERR	HS	GASTOS FIJOS HERREROS	2.255,64	\$ 699,00	\$ 1.576.688,87
O_Dir_001	HS	AYUDANTE HORA BASICA	2.247,55	\$ 504,00	\$ 1.132.766,21
O_Dir_002	HS	OFICIAL HORA BASICA	2.423,90	\$ 595,00	\$ 1.442.220,50
O_Dir_003	HS	MEDIO OFICIAL BASICO	561,829	\$ 549,00	\$ 308.444,12
O_Dir_004	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO BASICO	671,828	\$ 699,00	\$ 469.607,77
O_Dir_005	HS	OFICIAL ESPECIALIZADO MAQUINISTA HORA BASICA	272,056	\$ 699,00	\$ 190.167,14
O_Dir_006	HS	OFICIAL HERRERO BASICO	3.101,51	\$ 699,00	\$ 2.167.958,29
O_Dir_007	HS	PLANTISTA HORA BASICA	4,188	\$ 699,00	\$ 2.927,41
O_Dir_008	HS	PLOMERO	9,6	\$ 1.695,60	\$ 16.277,76
Q_Comb_002	LTS	GAS OIL	3.043,73	\$ 202,48	\$ 616.295,26
Q_Maq_001	U	CAMION VOLCADOR	0,037	\$ 5.950.000,00	\$ 220.150,00
Q_Maq_003	U	PALA FRONTAL 1 M3 - USD 38000	0,004	\$ 6.460.000,00	\$ 25.840,00
Q_Maq_004	U	MOTONIVELADORA AMORTIZACION - USD 186000	0,003	\$ 31.620.000,00	\$ 94.860,00
Q_Maq_005	U	TRACTOR AMORTIZACION + PALA ARRASTRE usd 41000+3000	0,006	\$ 7.480.000,00	\$ 44.880,00
Q_Maq_007	HS	VIBROCOMPACTADOR AMORTIZACION - usd 120000	0,007	\$ 20.400.000,00	\$ 142.800,00
Q_Maq_012	U	MIXER AMORTIZACION USD 91500	0,002	\$ 15.555.000,00	\$ 31.110,00
Q_Maq_013	U	PLANTA H. ELABORADO AMORTIZACION USD 171000	2,00E-04	\$ 29.070.000,00	\$ 5.814,00
Q_Maq_014	HS	GRUA 70 TN	37,583	\$ 50.000,00	\$ 1.879.150,00
Q_Maq_MAD_F18	M2	TERCIADO FENOLICO 18 MM	15,876	\$ 2.260,00	\$ 35.879,76
Q_Maq_MAD_MC	PIE2	MADERA	225,495	\$ 120,00	\$ 27.059,40
Q_Maq_MAD_TPP33	ML	TIRANTE PINO PARANA 3"x3"	9,469	\$ 590,00	\$ 5.586,71
T_A_AL_23	KG	ALAMBRE NEGRO N° 17	131,517	\$ 777,43	\$ 102.245,26
T_A_CLA_2	KG	CLAVOS PUNTA PARIS 2"	75,157	\$ 536,37	\$ 40.311,96
T_A_Cla_71	KG	CLAVOS PUNTA PARIS 2 1/2"	1,871	\$ 578,10	\$ 1.081,63
T_A_HL_16MM	KG	HIERRO LISO 16 MM X BARRA	1.127,48	\$ 351,72	\$ 396.555,51
T_A_HN_8MM	KG	HIERRO NERVADO 08 MM	1.705,68	\$ 346,12	\$ 590.369,96
T_A_HN_16MM	KG	HIERRO NERVADO 16 MM	2.000,00	\$ 385,25	\$ 770.500,00
T_A_IPW	KG	HIERRO PERFIL W	6.206,08	\$ 1.197,64	\$ 7.432.649,65
T_A_Ma_15x15x6_613	U	MALLA SOLD. NEGRA 15X15X6 MM	150,33	\$ 17.625,62	\$ 2.649.659,45
T_COR_AIS_PAV_1608	Uni.	ANTISOL NORMAL ACUOSO 20lts.	22,549	\$ 11.765,00	\$ 265.288,99
T_COR_AIS_PAV_1698	Kgs.	ASFALTO	375,825	\$ 100,00	\$ 37.582,50
T_COR_ARI_1381	Tns.	ARENA FINA "SANTA FE"	54,225	\$ 4.022,00	\$ 218.092,95
T_COR_ARI_1386	Tns.	PIEDRA GRANITICA 1-2 "El Gran Ombú"	28,183	\$ 4.923,00	\$ 138.744,91
T_COR_ARI_2174	Tns.	ARENA GRUESA	12,691	\$ 5.368,00	\$ 68.125,29
T_COR_CHAN_2913	Uni.	CHAPA ACANALADA 0.50 CINCALUM 1.0mts.	1.431,14	\$ 2.778,31	\$ 3.976.142,24
T_COR_CHLC24_253	Kgs.	CHAPA LISA COLOR N°24	279	\$ 912,67	\$ 254.634,93
T_COR_CHLG24_284	Kgs.	CHAPA GALV.LISA N°24 1.22mts. x 2.44mts. x 0.55mm.	564	\$ 577,44	\$ 325.676,16
T_COR_CHN1/4_309	Kgs.	CHAPA NEGRA 1/4"	639,998	\$ 1.586,31	\$ 1.015.235,23
T_COR_EO60_366	U	AERADOR EOLICO 0.60 M CON CONO BASE	5	\$ 12.500,00	\$ 62.500,00
T_COR_H30_3378	Mt3.	HORMIGON H30 - PIEDRA 6-30	160,207	\$ 28.208,21	\$ 4.519.152,70
T_COR_LH20_2021	Uni.	CORBLOCK MURO 20 CM RESIST. NORMAL	3.410,01	\$ 335,45	\$ 1.143.886,18
T_COR_LHU20_1158	Uni.	CORBLOCK U-20 (ENCADENADOS 5XML)	551	\$ 446,82	\$ 246.197,82
T_COR_LIG_1420	Uni.	CEMENTO PORTLAND LOMA NEGRA NORMAL X 50 KG	60,143	\$ 1.911,80	\$ 114.981,39
T_COR_LIG_1694	Uni.	KLAUSITA PASTA ENV. PLAST. X 1KG	117,928	\$ 49,94	\$ 5.889,32
T_COR_LIG_4302	Tns.	CAL VIAL PREMIUN AGRODOL	4,811	\$ 19.786,00	\$ 95.190,45
T_COR_PCG160_399	Kgs.	PERFIL "C" 160X60X20X2 CHAPA GALV - 4.82 KG/M	6.981,72	\$ 560,78	\$ 3.915.209,50
T_COR_PIS_FER_1705	Kgs.	FERROCEMENTO COLOR NATURAL	3.006,60	\$ 189,49	\$ 569.720,63
T_COR_TT2_3260	Uni.	TORNILLO AUTOPER.METAL 14X 2'	6.419,00	\$ 53,19	\$ 341.426,61
T_OT_TIERRA	U	CAMIONADA TIERRA RAFAELA	169,121	\$ 6.000,00	\$ 1.014.726,00
T_PIN_ESP_PO20	LATA	PINTURA ESMALTE POLIURETANO BLANCO 20 LTS - incl diluyente	5,818	\$ 11.200,00	\$ 65.161,60
T_PIN_LAT_EXT20	LATA	PINTURA EXTERIOR "RECUPLAST" X 20 LTS	6,6	\$ 22.100,00	\$ 145.860,00
T_PIN_LAT_INT20	LATA	PINTURA INTERIOR "RECUPLAST" X 20 LTS	6,6	\$ 26.500,00	\$ 174.900,00
T_PIN_SIN_AEP4	LATA	ANTIOXIDO EPOXI 4 LTS - de acuerdo a la marca son 2 partes + diluyente	29,091	\$ 8.000,00	\$ 232.728,00
T_PL_PL_C160	ML	CAÑO PVC PLUVIAL 160 MM	13,2	\$ 2.891,25	\$ 38.164,50
T_VAR_A016	KG	Servicio Corte y Doblado Acindar	2.000,00	\$ 307,38	\$ 614.760,00
				<b>TOTAL</b>	<b>\$ 46.560.757,06</b>