

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIA E INGENIERÍA**



**DISEÑO SISMORRESISTENTE EN ACERO DE PÓRTICOS  
ORDINARIOS CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF)  
CON LOSAS COLABORANTES EN ENTREPISO DESTINADO A UN  
POLICLÍNICO CATEGORÍA A1 DE CUATRO NIVELES EN ZONA  
SÍSMICA Z2**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Alexander Samuel Tamay Campos

**ASESOR:**

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, Agosto, 2024

## Informe de Similitud

Yo, Paulo Israel Mejía Trejo, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

DISEÑO SISMORRESISTENTE EN ACERO DE PÓRTICOS ORDINARIOS CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF) CON LOSAS COLABORANTES EN ENTREPISO DESTINADO A UN POLICLÍNICO CATEGORÍA A1 DE CUATRO NIVELES EN ZONA SÍSMICA Z2,

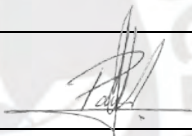
del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

ALEXANDER SAMUEL TAMAY CAMPOS,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 8%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 26/08/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 28 de agosto de 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Mejía Trejo Paulo Israel	
DNI:46416316	Firma 
ORCID: <a href="https://orcid.org/0000-0001-9829-7735">https://orcid.org/0000-0001-9829-7735</a>	

## RESUMEN

El objetivo principal de la presente tesis es realizar el diseño sismorresistente integral de un edificio en zona Z2 con el uso de pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) con losas colaborantes en entrepiso destinado a un policlínico tipo A1 capaz de soportar todas las solicitaciones de las normas nacionales e internacionales, el área del terreno es de 304 m<sup>2</sup>. Respecto a la estructura, se empleará en su totalidad perfiles W para el marco estructural y perfil tubular para arriostres. Además, constará con entrepisos de losas colaborantes de 11 cm de espesor, donde la tabiquería móvil permitirá dividir ambientes. El policlínico se encuentra en la ciudad de Chota (zona sísmica Z2), posicionada sobre un suelo grava rocosa (S1). La importancia de esta tesis recae en presentar un diseño de un centro de salud con un modelo sismorresistente, reglamentada por la NTE E.030, constituido por elementos estructurales de acero, reglamentada por la NTE E.090 y AISC 360-16. El diseño se realiza con columnas simplemente apoyadas, con la finalidad que todas las fuerzas sísmicas fueran disipadas por los arriostres y que las columnas no fallen, de ahí su diseño por capacidad. Finalmente, se analizarán los resultados y así obtener las conclusiones más acertadas del diseño, y recomendaciones para investigaciones futuras que puedan complementar la tesis

## **DEDICATORIA**

Esta tesis va dedicada a mi familia, que es mi motivación día a día.

A mi madre Rosalía, que me apoyo incondicionalmente en todo.

A mi padre Hipolito, que fue mi ejemplo de perseverancia y superación.

A mi hermana Evelyn, que siempre me guio y fue mi ejemplo a seguir.

Y a mi ángel en el cielo, mi abuelita Rosalía, que donde ella este sé que me ve feliz de haber cumplido el sueño por el cual salí de Chota.

## ÍNDICE

1. GENERALIDADES .....	1
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. ARQUITECTURA.....	3
1.3. OBJETIVOS .....	5
1.3.1. OBJETIVO GENERAL .....	5
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	5
1.4. METODOLOGÍA .....	5
1.5. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO.....	6
1.5.1. Normativa .....	6
1.5.2. Cargas de diseño .....	6
1.5.3. Diseño de acero .....	7
2. MARCO DE REFERENCIA .....	8
2.1. DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	8
2.2. ESTRUCTURAS DE ACERO.....	9
2.3. NORMAS INTERNACIONALES.....	10
2.4. PROPIEDADES DEL ACERO A36.....	11
2.5. ELEMENTOS EN TRACCIÓN .....	12
2.6. ELEMENTOS EN COMPRESIÓN .....	12
2.7. FLEXIÓN .....	13
3. ESTRUCTURACIÓN.....	15
4. PREDIMENSIONAMIENTO.....	18
4.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA COLABORANTE.....	18
4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGUETAS .....	20
4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	21
4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	23
4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ARRIOSTRES SÍSMICOS .....	25
5. MODELAMIENTO EN ETABS .....	26
6. ANÁLISIS SISMICO .....	28
6.1. MODOS RESULTANTES .....	31
6.2. ANÁLISIS ESTÁTICO .....	34
6.3. ANÁLISIS DINÁMICO .....	35
6.4. JUNTA SÍSMICA.....	36
7. DISEÑO.....	38
7.1. DISEÑO DE LOSA COLABORANTE.....	38
7.1.1. Control de deflexiones .....	38

7.1.2.	Esfuerzos de tensión por flexión en la losa compuesta.....	40
7.1.3.	Cálculos de esfuerzos de admisibles en la losa colaborante .....	41
7.1.4.	Cálculo de momentos positivos por carga muerta y viva en apoyo simple .....	44
7.1.5.	Resistencia a flexión.....	45
7.1.6.	Diseño por cortante .....	46
7.1.7.	Esfuerzos admisibles a compresión en el concreto .....	47
7.1.8.	Deflexión del sistema compuesto .....	47
7.2.	DISEÑO DE VIGUETAS .....	50
7.2.1.	Diseño por flexión.....	50
7.2.2.	Diseño por Corte .....	54
7.2.3.	Diseño de conectores por cortante.....	55
7.2.4.	Verificación de deflexiones.....	56
7.3.	DISEÑO DE VIGAS .....	57
7.3.1.	Viga Perimetral Y-Y .....	57
7.3.2.	Viga Interna Y.....	62
7.4.	DISEÑO DE ARRIOSTRES SÍSMICOS .....	68
7.5.	DISEÑO DE COLUMNAS .....	73
7.5.1.	Columna Interna.....	73
7.5.2.	Columna Perimetrales .....	77
7.6.	DISEÑO DE CONEXIONES .....	82
7.6.1.	Conexión Vigueta – Viga Principal Y .....	82
7.6.2.	Conexión Viga - Columna.....	86
7.6.3.	Conexión Viga – Columna – Arriostre.....	91
7.7.	DISEÑO DE PLACA BASE.....	98
7.8.	DISEÑO DE PEDESTAL DE CONCRETO .....	101
7.9.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN .....	106
8.	CONCLUSIONES .....	112
9.	RECOMENDACIONES .....	113
10.	BIBLIOGRAFÍA .....	114
11.	ANEXOS .....	115

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Propiedad del acero A36.....	11
<b>Tabla 2</b> Fórmulas para el cálculo de momento nominal para secciones W .....	14
<b>Tabla 3</b> Cálculo de carga muerta (D).....	20
<b>Tabla 4</b> Cálculo de carga viva (L).....	20
<b>Tabla 5</b> Cálculo de Momento máximo.....	20
<b>Tabla 6</b> Metrado y cálculo de $Z_x$ de Viga interna Y.....	22
<b>Tabla 7</b> Predimensionamiento de Vigas perimetrales en eje X .....	22
<b>Tabla 8</b> Predimensionamiento de Vigas perimetrales en eje Y .....	23
<b>Tabla 9</b> Metrado de cargas y obtención de carga última de columna .....	23
<b>Tabla 10</b> Cargas asignadas al modelo Etabs .....	26
<b>Tabla 11</b> Requerimientos para el espectro de aceleración según la Norma E.030 .....	28
<b>Tabla 12</b> Análisis de irregularidad estructural .....	28
<b>Tabla 13</b> Derivas obtenidas en eje X y Y con los perfiles de predimensionamiento.....	30
<b>Tabla 14</b> Periodos de cada modo en la estructura.....	31
<b>Tabla 15</b> Verificación de rigidez.....	32
<b>Tabla 16</b> Verificación de irregularidad de masa y centro de masa de cada entre piso .....	32
<b>Tabla 17</b> Pesos de los elementos de la estructura .....	33
<b>Tabla 18</b> Verificación de torsión.....	33
<b>Tabla 19</b> Periodos obtenidos por análisis traslacional puro.....	34
<b>Tabla 20</b> Verificación del valor de cortante basal.....	34
<b>Tabla 21</b> Parámetros sísmicos para el cálculo de Vest .....	35
<b>Tabla 22</b> Cálculo del $V_{diseño}$ .....	36
<b>Tabla 23</b> Junta sísmica .....	37
<b>Tabla 24</b> Características técnicas ad-600, gaje 20 .....	38
<b>Tabla 25</b> Características técnicas ad-600, gaje 20 .....	39
<b>Tabla 26</b> Acero en losa compuesta en un metro cuadrado.....	48
<b>Tabla 27</b> Propiedades del perfil W12X19 – Acero A36 .....	50
<b>Tabla 28</b> Metrado y análisis estructural antes del endurecimiento del concreto .....	51
<b>Tabla 29</b> Clasificación de flexión del perfil según su esbeltez .....	51
<b>Tabla 30</b> Metrado y análisis estructural después del endurecimiento del concreto .....	52
<b>Tabla 31</b> Clasificación de corte del perfil según su esbeltez .....	54
<b>Tabla 32</b> Propiedades del perfil W12X26 – Acero A36 .....	58
<b>Tabla 33</b> Clasificación de flexión del perfil según su esbeltez .....	59
<b>Tabla 34</b> Clasificación de corte del perfil según su esbeltez .....	61
<b>Tabla 35</b> Propiedades del perfil W16X36 – Acero A36 .....	63
<b>Tabla 36</b> Clasificación de flexión del perfil según su esbeltez .....	64
<b>Tabla 37</b> Clasificación de corte del perfil según su esbeltez .....	66
<b>Tabla 38</b> Cuadro resumen de las vigas obtenidas .....	67
<b>Tabla 39</b> Propiedades del perfil HSS5X0.375 .....	69
<b>Tabla 40</b> Clasificación del perfil según sus dimensiones .....	69
<b>Tabla 41</b> Cálculo de esbeltez del perfil.....	69
<b>Tabla 42</b> Clasificación del perfil según su esbeltez .....	73
<b>Tabla 43</b> Propiedades del perfil W16X36.....	74
<b>Tabla 44</b> Cálculo de esbeltez del perfil.....	76
<b>Tabla 45</b> Cálculo de esbeltez del perfil.....	78

<b>Tabla 46</b> Cálculo de esbeltez del perfil.....	82
<b>Tabla 47</b> Propiedades de los perfiles de vigas y columnas.....	86
<b>Tabla 48</b> Cálculo de resistencias del ángulo instalado en el alma de la viga W16X36.....	89
<b>Tabla 49</b> Cálculo de resistencias del ángulo instalado en el ala de la columna W18X40.....	89
<b>Tabla 50</b> Perfiles involucrados en la conexión.....	91
<b>Tabla 51</b> Fuerza axial, fuerzas cortantes y momentos sobre el pedestal 4-A.....	101
<b>Tabla 52</b> Cargas últimas en el pedestal.....	102
<b>Tabla 53</b> Fuerza axial y momento último en el pedestal.....	102

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Vista en planta de primer nivel.....	4
<b>Figura 2</b> Momento Nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente.....	13
<b>Figura 3</b> Estructuración del edificio – vista planta y vistas de elevación.....	17
<b>Figura 4</b> Características de Perfil TIPO AD-600.....	19
<b>Figura 6</b> Vista en elevación y 3D de la edificación.....	39
<b>Figura 7</b> Vista en elevación y 3D de la edificación.....	40
<b>Figura 8</b> Diagrama adaptado de sección fisurada ( $t=11\text{cm}$ ).....	42
<b>Figura 9</b> Diagrama adaptado de sección no fisurada ( $t=11\text{cm}$ ).....	43
<b>Figura 10</b> Cuantía balanceada.....	45
<b>Figura 11</b> Vista del área contribuyente cortante de losa de espesor de 11cm.....	46
<b>Figura 12</b> Esfuerzos admisibles en el concreto a compresión.....	47
<b>Figura 13</b> Resistencia del conector en toneladas.....	55
<b>Figura 14</b> Ubicación de la viga a diseñar.....	57
<b>Figura 15</b> Momento último de la viga obtenido de la envolvente.....	58
<b>Figura 16</b> Ubicación de la viga a diseñar.....	62
<b>Figura 17</b> Momento último de la viga obtenido de la envolvente.....	63
<b>Figura 18</b> Carga última sometida el arriostre.....	68
<b>Figura 19</b> Cálculo de resistencia de rotación.....	75
<b>Figura 20</b> Cálculo factor K.....	75
<b>Figura 21</b> Cálculo de fuerzas de demanda en la columna para los dos casos.....	80
<b>Figura 22</b> Imagen referencial de longitudes de recortes y espaciado.....	82
<b>Figura 23</b> Conexión soldada doble ángulo.....	83
<b>Figura 24</b> Conexión vigueta - viga.....	85
<b>Figura 25</b> Conexión viga - columna.....	90
<b>Figura 26</b> Dimensiones y fuerzas en la conexión.....	93
<b>Figura 27</b> Diagrama de fuerzas de la cartela.....	93
<b>Figura 28</b> Diagrama de fuerzas en la columna.....	93
<b>Figura 29</b> Diagrama de fuerzas en viga.....	94
<b>Figura 30</b> Conexión viga-columna-arriostre.....	97
<b>Figura 31</b> Imagen referencial de espaciados de la placa base.....	98
<b>Figura 32</b> Carga crítica sobre la cimentación.....	103
<b>Figura 34</b> Reacciones debido a sismo X / Reacciones de modo fundamental X.....	107



## 1. GENERALIDADES

### 1.1. INTRODUCCIÓN

Desde la antigüedad, la sociedad ha construido múltiples tipos de edificaciones, desde las que tomaron como base al adobe hasta los grandes rascacielos que conocemos ahora. Además, en la actualidad se puede observar a simple vista que la mayor cantidad de edificaciones realizadas fueron basadas en concreto armado.

En nuestro país, el material comúnmente empleado es el concreto armado, el cual sigue la normativa E.060. Según Otazzi, “el concreto es la opción que resulta normalmente más económica. Esto se debe a que en los costos se evalúa también la mano de obra, la cual resulta muy barata en el medio para este material” (2015, p.15). Por ello, la mayor cantidad de personas involucradas al sector construcción optan por la opción más económica, inclusive emplean otros procesos constructivos siempre con la misma finalidad.

No obstante, en los últimos años, se ha popularizado la idea de estructuras basadas en acero. Principalmente debido al aumento considerable en la rapidez de construcción que este material provee, pues sus montajes son de gran facilidad constructiva y sus grandes luces permiten cubrir amplias áreas.

Actualmente en el Perú, se están incorporando proyectos en base a acero estructural, tales como puentes Bailey, que son puentes de fácil armado. Esto también se refleja en las naves industriales ya que se puede realizar un fácil armado debido a que solo las constituyen columnas de acero, tijerales, viguetas y planchas de acero. Así, no solo se reduce el tiempo, sino la mano de obra. De igual manera, en algunas construcciones basadas en acero, se emplean aún menos elementos, pero sí pueden variar en forma y tamaño. También, existen antecedentes de incorporación en centros comerciales como Real Plaza Salaverry, torre de control del nuevo aeropuerto de Lima. Así mismo, es empleado en obras portuarias, como el muelle de Talara. (Prada, 2022, pp.12).

Torres afirma:

“La facilidad con la que se puede montar y desmontar una estructura de acero supera muy fácilmente a la velocidad con la que se trabajan muchos otros materiales, ahorrando de este modo grandes costos en mano de obra, alquiler de equipos y permisos a las distintas municipalidades donde se dispone a realizar la estructura. Esto es una ventaja realmente importante si el tiempo viene a ser un factor determinante” (2019, pp.14).

En base a que el tiempo es un factor de suma importancia, en esta presente tesis se diseñará estructuralmente en acero un policlínico de cuatro niveles en la ciudad de Chota - Cajamarca. Además, cabe mencionar que será un diseño sismorresistente, por tanto, el uso de arriostres es necesario.

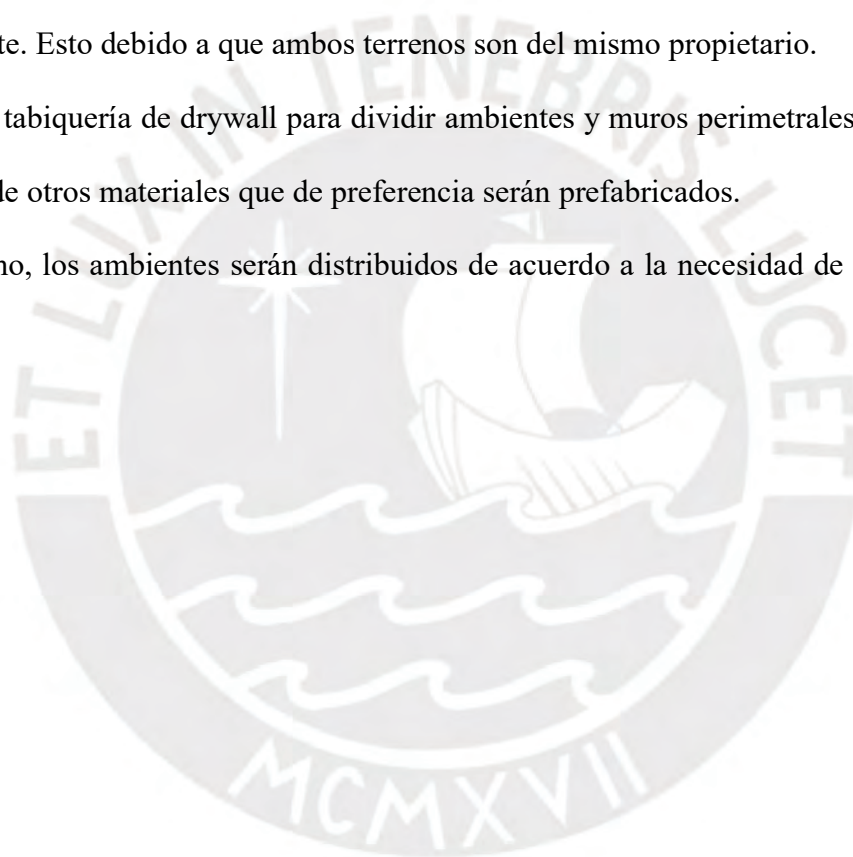
Para la siguiente tesis, se emplearán las siguientes normativas: Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) del Perú: NTE E.020 Cargas, NTE E.090 Estructuras Metálicas y NTE E.060 Concreto Armado y E.030 Diseño Sismorresistente. Respecto al material base de esta investigación, se puede afirmar que es una aleación de hierro y carbono, que según la norma E.090 es acero estructural, ASTM A36 (AASHTO M270 Grado 36).

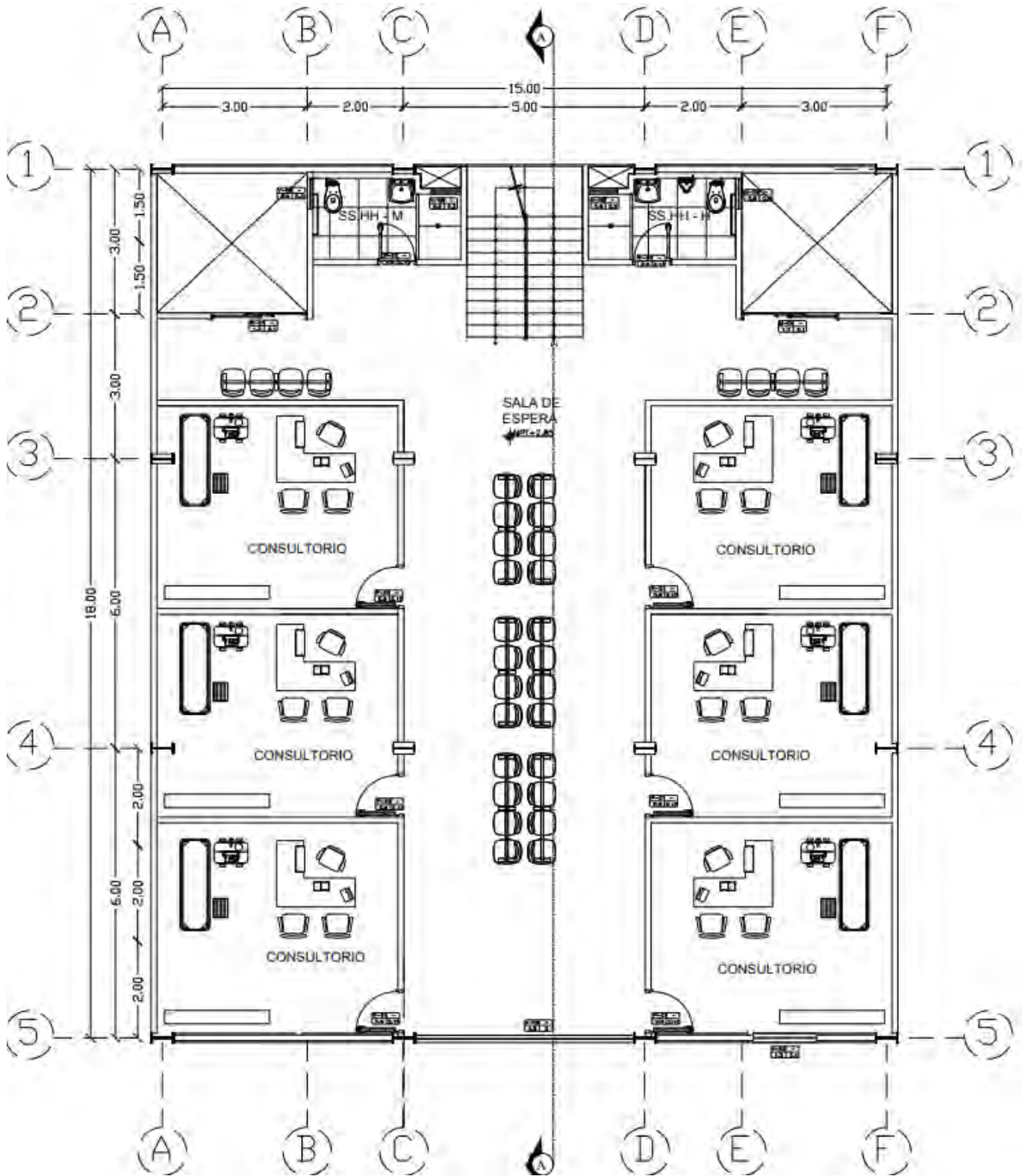
## 1.2. ARQUITECTURA

Se trata de un policlínico de cuatro pisos, que cubren un área de terreno de 304 m<sup>2</sup>. Cada piso cuenta con 2 baños (uno por cada género) e ingreso a las escaleras principales. Además, cada piso tiene acceso a dos pozos de luz de 9 m<sup>2</sup> cada uno. En uno de ellos se instalará un elevador para personas discapacitadas y en el otro un pequeño jardín en el primer nivel, cuyo perímetro consta de un sardinel de 30 cm de altura y espesor de 15 cm. La cisterna y el cuarto de bomba se encuentran instalados en el semisótano de la vivienda colindante. Esto debido a que ambos terrenos son del mismo propietario.

Se usará tabiquería de drywall para dividir ambientes y muros perimetrales. Además, del empleo de otros materiales que de preferencia serán prefabricados.

Por último, los ambientes serán distribuidos de acuerdo a la necesidad de un policlínico tipo A1.





*Figura 1* Vista en planta de primer nivel

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

Realizar el diseño sismorresistente integral de un edificio en zona Z2 con el uso de pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) con losas colaborantes en entresuelo destinado a un policlínico tipo A1 capaz de soportar todas las sollicitaciones de las normas E.030, E.090, ACI 360-16.

#### **1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Predimensionar la estructura acorde a la arquitectura del proyecto y la Norma de Diseño Metálico E.090 y ACI 360-16.
- Modelar la estructura en ETABS según la Norma de diseño Sismorresistente E.030 y Diseño de estructuras metálicas E.090 y ACI 360-16.
- Diseñar el modelo en acero estructural según el método LRFD, la norma E.090 y ACI 360-16.
- Analizar el comportamiento plástico y las derivas de las estructuras diseñadas
- Realizar el modelo de cimentaciones usando SAFE.

### **1.4. METODOLOGÍA**

La metodología de esta tesis será aplicativa, debido a que se recogen, analizan y calculan variables numéricas en los distintos procedimientos que conforman las etapas de diseño.

Se propone diseñar el edificio con el método LRFD. A partir de ello, se procede con las siguientes actividades:

- Estructuración y predimensionamiento.
- Modelamiento de los elementos

- Diseño de los elementos.
- Diseño de conexiones de los elementos.
- Diseño de cimentación.

## 1.5.CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Para el desarrollo de esta investigación se tendrá en cuenta lo siguiente:

### 1.5.1.Normativa

El diseño y posterior análisis de la estructura de acero se realiza en base a los lineamientos que se establecen en las normas técnicas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones. En ese sentido, para esta tesis se usan las siguientes normas:

- Norma E.020 - Cargas (2006)
- Norma E.030 - Diseño Sismorresistente (2019)
- Norma E.060 – Concreto Armado (2009)
- Norma E.090 - Estructuras Metálicas (2004)

En cuanto a las normas internacionales se tienen:

- AISC 360-16 (2016)
- AISC 341 (2016)

### 1.5.2. Cargas de diseño

La Norma E.020 presenta diferentes tipos de carga. No obstante, para esta investigación solo serán empleadas las siguientes:

- **Carga Muerta (D):** Es el peso debido al peso propio de los elementos estáticos en la estructura, tales como tabique, piso terminado, aligerado.

- **Carga Viva (L):** Es el peso debido a elementos movibles en la estructura, tales como el peso de las personas, peso de equipos e inmobiliaria, u otro peso no convencional presente en la edificación.
- **Carga de Sismo (S):** Es aquella fuerza lateral debido a la aceleración sísmica.

Por otro lado, las combinaciones de carga que presenta la norma E.090 como la norma E.020 para estructuras metálicas, y las seleccionadas para las condiciones y ubicación donde se encuentra el edificio son:

- (1)  $1.4 D$
- (2)  $1.2 D + 1.6 L + 0.5 L_r$
- (3)  $1.2 D + 1.6 L_r + 0.5 L$
- (4)  $1.2 D + 0.5 L_r + 0.5 L$
- (5)  $1.2 D \pm 1.0 S + 0.5 L + 0.2 L_r$
- (6)  $0.9 D \pm 1.0 S$

### 1.5.3. Diseño de acero

- Las normas base serán las normas E.090 (2004) y la AISC 360-16 (2016); y el acero estructural sobre el cual serán diseñados los elementos es ASTM A36, bajo el método LRFD. Que es un método basado en factores de carga y resistencia.
- Las normas base para el análisis sísmico serán las normas E.030 (2019) y la AISC 341 (2016).

## 2. MARCO DE REFERENCIA

### 2.1. DISEÑO SISMORRESISTENTE

El diseño sismorresistente es parte de las nuevas medidas que se está tomando en el mundo ingenieril como medio que garantiza la seguridad tanto de la estructura como de las personas, frente a las vibraciones sísmicas. Según la norma NTP E.030, el diseño sismorresistente tiene como finalidad:

- **Protección de vidas humanas:** un adecuado diseño ayuda a minimizar la posibilidad de lesiones o pérdidas de vidas durante un terremoto.
- **Asegurar la continuidad de servicios básicos:** un adecuado diseño ayuda a mantener operativo los servicios básicos, como la electricidad, el agua, el suministro de alimentos y las comunicaciones, durante y después de un terremoto.
- **Minimizar los daños a la propiedad:** un adecuado diseño ayuda a reducir la vulnerabilidad de las estructuras y reducir la destrucción de las edificaciones.

Además, el diseño sismorresistente dado por la NTP E.030 se basa en 4 etapas que involucran tanto el diseño de la estructura como el perfil del suelo. Estas son:

#### **ETAPA 1: PELIGRO SÍSMICO**

Enfocados a obtener los parámetros Z y S en base a las características que presenta el terreno y su ubicación.

#### **ETAPA 2: CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO**

Enfocados a obtener los parámetros C, U y R, en base a las características que presenta la edificación.

#### **ETAPA 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Enfocados a obtener los parámetros P y realizar análisis sísmico de la estructura asumiendo un modelo matemático.



## ETAPA 4: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos del análisis, se verifica que cumpla los requisitos de regularidad y rigidez.

### 2.2. ESTRUCTURAS DE ACERO

La norma peruana NTP E.030 y el RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones) aceptan los diferentes sistemas para estructuras de acero resistentes a sismo:

- **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF):** Proveen una alta capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de vigas y la limitación de fluencia en columnas
- **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF):** Proveen limitada deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
- **Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF):** Proveen una mínima deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
- **Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF):** Proveen una considerable deformación inelástica a través de resistencia post pandeo en arriostres en compresión y fluencia de arriostres en tracción.
- **Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF):** Proveen una limitada deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
- **Pórticos Excéntricamente Concéntricamente Arriostrados (EBF):** Proveen una considerable deformación inelástica por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

De igual manera, los tipos de construcción, también presenta 4 diferentes tipos de bases de diseño, los cuales son:

- **Resistencia Requerida:** La resistencia de los elementos estructurales y sus conexiones deben ser determinadas por un análisis estructural basado en las combinaciones de carga detalladas en 1.5.2. Además, de especificar un límite de 450 MPa para el esfuerzo de fluencia del acero.
- **Estados Límites:** El diseño estructural debe asegurar las combinaciones de cargas externas no excedan el estado límite (servicio y resistencia).
- **Condiciones de Resistencia:** La resistencia de cada elemento dentro del sistema estructural debe ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas ya reducida por factores establecidos.
- **Condiciones de Servicio:** Todo el sistema estructural en su totalidad debe ser verificado bajo condiciones de servicio.

### 2.3. NORMAS INTERNACIONALES

Algunas de las normas más comúnmente utilizadas para el diseño de acero es la especificada por el American Institute of Steel Construction (AISC 360-16). Esta norma emplea un tratamiento integrado de los métodos LRDF y ASD. Siendo el primero, un método en el cual la resistencia de diseño de cada elemento estructural es mayor o igual a la resistencia requerida de acuerdo a sus combinaciones de carga de LRDF (combinaciones detalladas en 1.5.2) (AISC 360-16, pp. 76). La ecuación que describe este método es:

$$R_u \leq \phi * R_n$$

Donde,

$R_u$  = Resistencia última factorizada (LRFD)

$R_n$  = Resistencia nominal

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia

Respecto al método ASD, este tipo de diseño se basa en satisfacer la condición de que cada elemento estructural sea mayor o igual a la resistencia requerida, de acuerdo a sus

combinaciones de carga ASD. (AISC 360-16, pp. 77). La ecuación que describe este método es:

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

Donde,

$R_a$  = Resistencia requerida (ASD)

$R_n$  = Resistencia nominal

$\Omega$  = Factor de seguridad

Además, el AISC cuenta con otros capítulos de diseño, los cuales son:

- Diseño por flexión y pandeo
- Diseño de conexiones (simples y de momento)
- Diseño a fatiga
- Anclaje al hormigón

## 2.4. PROPIEDADES DEL ACERO A36

El acero estructural A36 se produce bajo la especificación ASTM A36. Parte de sus propiedades son:

**Tabla 1**

*Propiedad del acero A36*

<b>Composición Química (%)</b>	C	0.29 Máx.	<b>Usos</b>	Material estructural más usado en el mundo		
	Mn	0.8-1.2		<b>Ventajas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ductilidad y Homogeneidad</li> <li>• Soldabilidad</li> <li>• Alto resistencia / precio</li> <li>• Fácil corte por llama, sin endurecimiento</li> </ul>	
	Si	0.15-0.40				
	P	0.04 Max				
	S	0.05 Max				
<b>Propiedades Mecánicas, min</b>		<b>Resistencia a la tracción</b>	<b>Limite Elástico, min</b>	<b>Alargamiento %, min</b>		
	Kg/mm <sup>2</sup>	41 - 56	23 – 25	200mm	20	
	Mpa	400 - 550	250	50 mm	23	
	Ksi	58 - 80	36			

*Nota:* Adaptado de Cía. General de aceros, 2020

## 2.5. ELEMENTOS EN TRACCIÓN

De acuerdo al método LRFD, existen dos casos para un diseño en tracción:

- a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$$

- b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e$$

Donde,

$P_n$  = Resistencia nominal a la tracción

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia de acero

$F_u$  = Esfuerzo de tensión del acero

$A_g$  = Área bruta de la sección transversal

$A_e$  = Área neta efectiva, donde:

$A_e = A_n U$ ,  $U$  = depende de la geometría de la sección

$\phi_t = 0.90$  (para esfuerzo de fluencia)

0.75 (para fracturar por tensión)

**Nota:** La razón de esbeltez no debe exceder de 300.

## 2.6. ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

De acuerdo al método LRFD, la resistencia a compresión debe ser determinada basado

en el estado límite de pandeo por flexión:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Donde,

$P_n$  = Resistencia nominal a compresión

$F_{cr}$  = Esfuerzo crítico de pandeo

$A_g$  = Área bruta de la sección transversal

$\phi_c = 0.85$  (para esfuerzo de compresión)

Además, la tensión de pandeo se determina dependiendo del valor de esbeltez, el cual

no debe exceder a 200:

- a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (o  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$ )

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

b) Cuando  $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (o  $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ )

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde,

$$F_e = \text{Tensión de pandeo elástico} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

## 2.7. FLEXIÓN

Para el diseño por flexión, el AISC dispone que resistencia por flexión es dado por el estado límite de fluencia, es decir, un valor de:

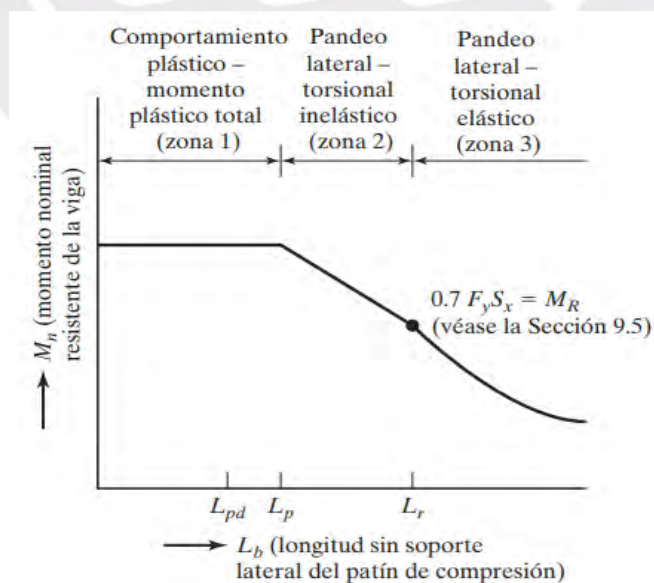
$$\phi_b M_n$$

Donde,

$\phi_b = 0.9$  (coeficiente de reducción de resistencia)

$M_n$  = resistencia de flexión nominal

No obstante, la resistencia de flexión depende de su comportamiento en pandeo y a su vez en sus condiciones de soporte Lateral.



**Figura 2** Momento Nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente  
 Nota: Tomado de McCorman (2012, pp.277)

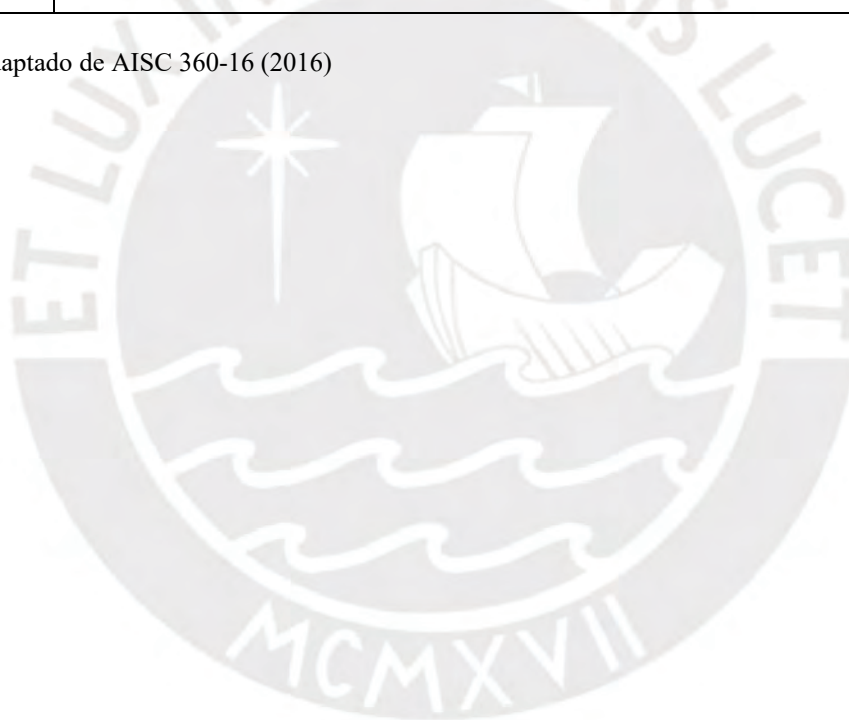
En esta investigación se optará por secciones W de simetría doble con alas y almas compactas, siendo las siguientes ecuaciones las que representan el cálculo del valor Nominal de resistencia:

**Tabla 2**

*Fórmulas para el cálculo de momento nominal para secciones W*

ZONA 1	$M_n = M_p = F_y Z_x \leq 1.5M_y$
ZONA 2	$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$
ZONA 3	$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + I_y C_w \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2} \leq M_p$

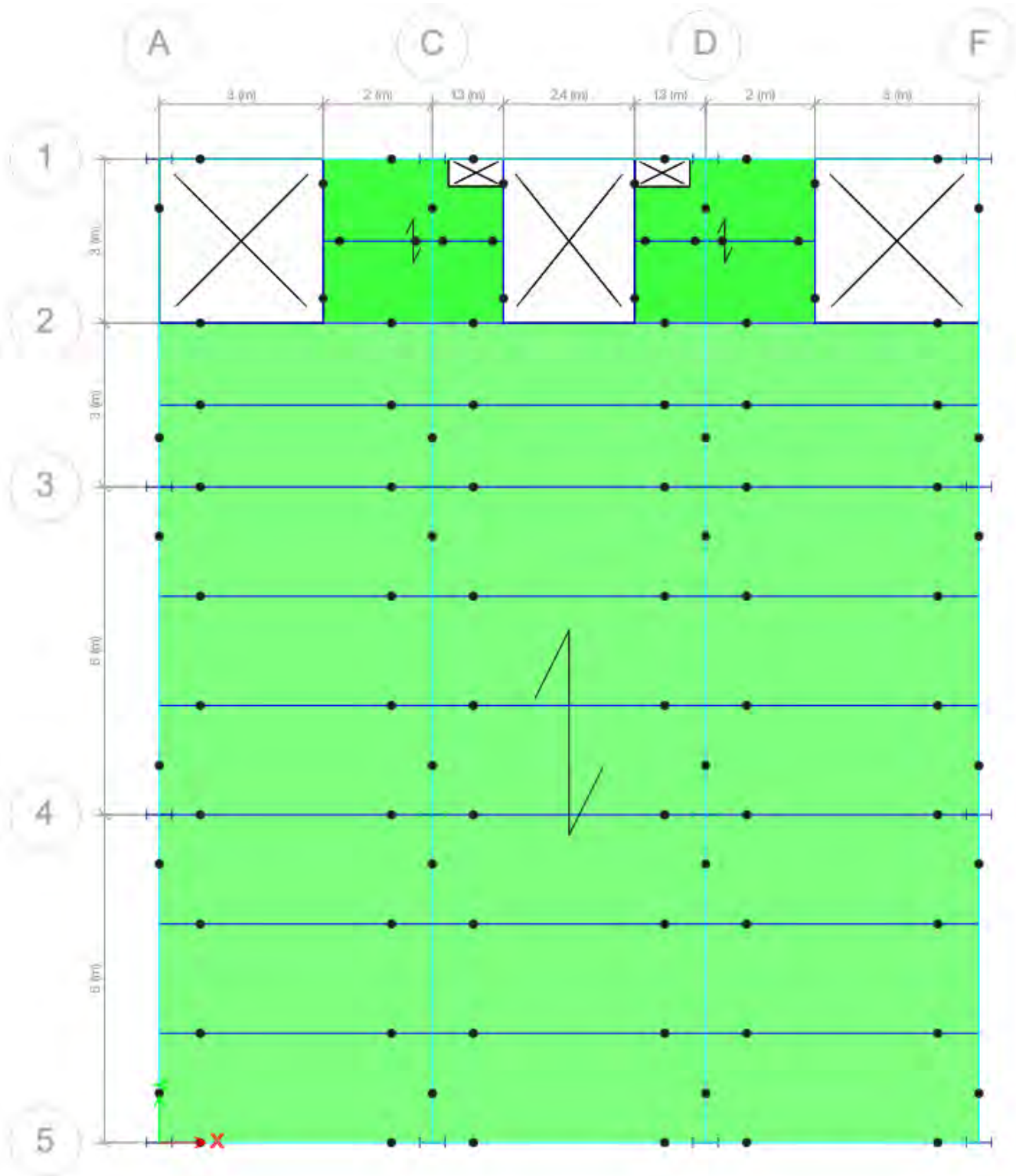
Nota: Adaptado de AISC 360-16 (2016)



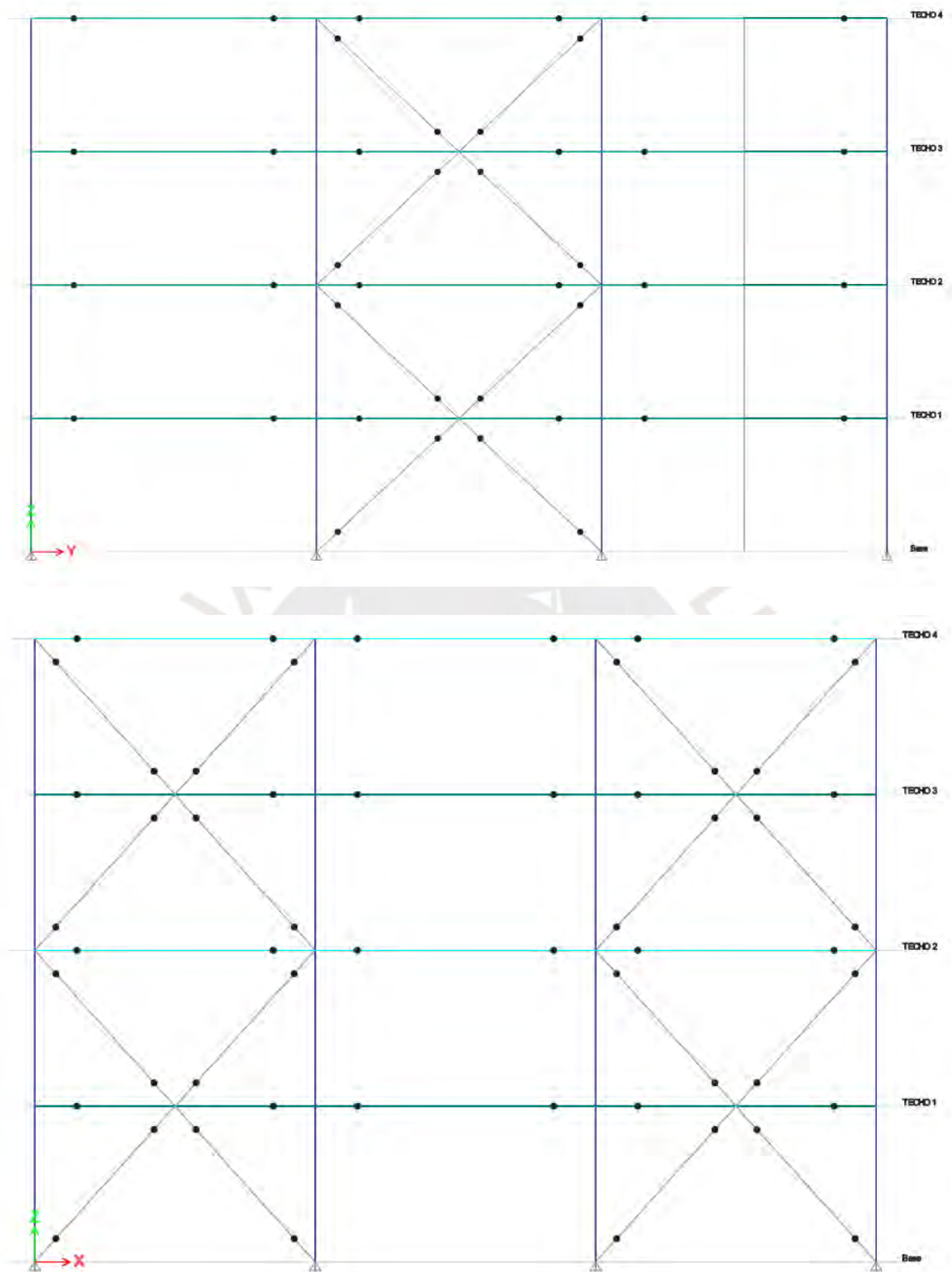
### 3. ESTRUCTURACIÓN

Para la estructuración del policlínico, se toma en consideración lo siguiente:

- Se priorizó la simetría y simplicidad en la estructura, al ubicar las columnas, vigas y viguetas a distancias equivalentes entre ellas. Asimismo, se buscó la continuidad entre estos elementos para impedir la irregularidad torsional.
- Las losas constarán de una placa colaborante, de una capa de acero de temperatura y una capa de concreto de  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ . Considerando toda la losa como un cuerpo rígido que se direccionará en la luz más corta de las vigas.
- Debido al comportamiento unidireccional de las losas colaborantes, se requiere la presencia de viguetas (todos tipo W), las cuales serán unidas a la losa mediante conectores de corte de tipo Nelson Stud, usando llave de impacto y que posteriormente serán unidas a las vigas principales.
- Las vigas serán tipo W, las cuales presentan doble eje de simetría. Además, en el modelamiento todas las conexiones serán articuladas, es decir, no transferirán momentos entre ellas.
- Las columnas serán de tipo W, todas colocadas de forma homogénea y equidistante en la totalidad del terreno.
- La rigidez lateral será provista por arriostres concéntricos, los cuales serán de tipo cajón. Además, estarán ubicados en las dos direcciones.
- La cimentación será platea con concreto armado de  $f'c = 280\text{kg/cm}^2$ .
- Las escaleras serán también de diseño metálico. No obstante, no se considerará en el análisis sísmico.







**Figura 3** Estructuración del edificio – vista planta y vistas de elevación

#### 4. PREDIMENSIONAMIENTO

Se realiza el pre dimensionamiento de los elementos estructurales en base a un diseño por fuerzas de gravedad, con la finalidad de seleccionar un perfil que se verificará para el diseño final.

##### 4.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA COLABORANTE

La losa colaborante es una losa compuesta, la cual está constituida por una placa colaborante, una malla de temperatura y una capa de concreto. Lo anteriormente mencionado, presenta las siguientes características:

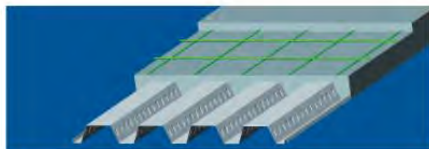
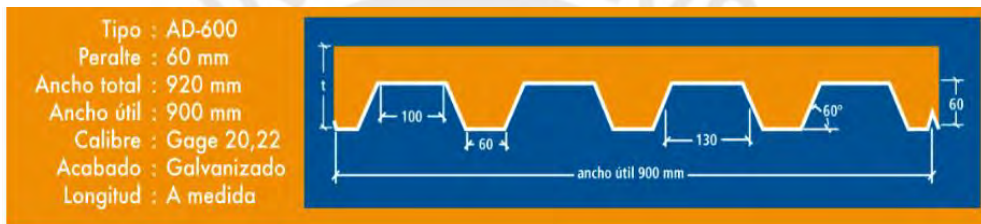
- Concreto: El concreto a utilizar presenta un  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ , además, de cumplir con las especificaciones de agregados de la norma ASTM C33.
- Malla de temperatura: Según Acero-Deck (2020) la malla de temperatura evita las fisuras por el cambio de temperatura y contracción por fragua de concreto.
- Placa colaborante: Según la empresa ACEROS PROCESADOS S.A (2023) detallan 3 tipos de placas colaborantes para el mercado nacional. Para esta investigación se opta por una placa colaborante tipo AD-600, con un gage de 20 y un espesor de losa de 11 cm. Debido a que presentan dimensiones medias entre las existentes.

SOBRE CARGA ADMISIBLE (kg/m<sup>2</sup>)      CON CONCRETO (f'c =210 kg/cm<sup>2</sup>)

Calibre Gage	L metros	Espesor de Losa (cm)					
		t = 11	t = 12	t = 13	t = 14	t = 15	t = 16
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	635	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
	4.00	-	157	234	329	401	453
	4.25	-	-	156	231	314	358
	4.50	-	-	-	154	228	278
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	2000
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
	4.00	-	190	274	379	505	594
	4.25	-	-	189	273	374	482
	4.50	-	-	-	189	270	367

**Nota:** Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro. Luces mayores a 4.00 metros apuntalar a los tercios.

**Simbología:** t: Espesor de la losa desde la base del valle inferior de la placa colaborante Acero-Deck hasta la parte superior del concreto. L: Luz Libre, separación entre apoyos (metros).



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ACERO

Calibre gage	Peso/Área kg/m <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup> /m	Ssup cm <sup>3</sup> /m	Sinf cm <sup>3</sup> /m
22	9.12	59.04	22.73	17.36
20	10.88	71.66	27.58	21.06

PROPIEDADES DEL CONCRETO (f'c =210 kg/cm<sup>2</sup>)

Altura de losa (cm)	Volumen concreto m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	Carga muerta Kg/m <sup>2</sup>
11.00	0.075	180.80
12.00	0.085	204.80
13.00	0.095	228.80
14.00	0.105	252.80
15.00	0.115	276.80
16.00	0.125	300.80

**Figura 4** Características de Perfil TIPO AD-600  
 Nota: Tomado de ACEROS PROCESADOS S.A – Acero-Deck - 2023

## 4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGUETAS

Se procede a realizar el metrado de cargas de gravedad, que influenciarán directamente sobre la vigueta, y así poder determinar el perfil más adecuado.

Para ello se escogerá la vigueta ubicada entre los ejes A y B. Cabe mencionar que el peso propio de la vigueta se considera aproximado, con un valor de 50 kg/m.

**Tabla 3**

*Cálculo de carga muerta (D)*

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Ancho tributario m	Carga total kgf/m
Peso placa de acero	10.88	2.00	21.76
Peso concreto placa (e=0.11m)	180.80	2.00	361.60
Piso terminado	100.00	2.00	200.00
Peso vigueta*			50.00
<b>CARGA MUERTA (D)</b>			<b>613.36</b>

**Tabla 4**

*Cálculo de carga viva (L)*

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Ancho tributario m	Carga total kgf/m
Sobre carga (hospitales)	400.00	2.00	800.00
<b>CARGA VIVA (L)</b>			<b>800.00</b>

Debido a que las cargas son solo de gravedad, las únicas combinaciones validas son 1.4D y 1.2D+1.6L. Además, se considera que se encuentran simplemente apoyadas, por ello:

$$M_u = \frac{W_u l^2}{8}$$

**Tabla 5**

*Cálculo de Momento máximo*

1.4D kgf/m	1.2D +1.6L kgf/m	W <sub>u</sub> kgf/m	L <sub>vigüeta</sub> m	M <sub>u</sub> max kgfm
851.70	2010.03	2010.03	5.00	6281.35

La selección del perfil más adecuado será en base a la sección plástica respecto al eje x de la sección. Por tanto, el procedimiento a seguir según el AISC 360-16 y anteriormente detallado es:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$Z_{x req} \geq \frac{M_u}{0.9 * F_y}$$

$$Z_{x req} = \frac{6281.35 * 100}{0.9 * 2530}$$

$$Z_{x req} = 275.86 \text{ cm}^3 = 16.83 \text{ in}^3$$

En base a lo obtenido, se puede seleccionar el perfil W8x18 con un  $Z_x$  de 17.03 in<sup>3</sup>.

#### 4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

A diferencia de las viguetas, que solo se direccionan en el eje X. La edificación presenta vigas principales internas tanto en X como en Y, así como vigas perimetrales en X y Y.

- **Viga interna en el eje X**

Este tipo de vigas presentan la misma área tributaria que las viguetas. Por lo que sus solicitaciones serán las mismas. Por tanto, se opta por un perfil W8X18.

- **Viga interna en el eje Y**

Este tipo de vigas solo reciben fuerzas puntuales, las cuales se tratan de la carga última que soporta la mitad de una vigueta por ambos lados. Por ello, el metrado será el siguiente:

**Tabla 6***Metrado y cálculo de Zx de Viga interna Y*

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Ancho tributario m	Carga total kgf/m
Peso placa de acero	10.88	5.00	54.40
Peso concreto placa (e=0.11m)	180.80	5.00	904.00
Piso terminado	100.00	5.00	500.00
Peso vigueta*			25.00
<b>CARGA MUERTA (D)</b>			<b>1483.40</b>

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Ancho tributario m	Carga total kgf/m
Sobre carga (hospitales)	400.00	5.00	2000.00
<b>CARGA VIVA (L)</b>			<b>2000.00</b>

1.4D kgf/m	1.2D +1.6L kgf/m	Wu kgf/m	Lviga m	Mmax kgfm	Zx req in <sup>3</sup>
2076.76	4980.08	4980.08	6.00	22410.36	60.06

En base a estos resultados se puede seleccionar el perfil W12x45, con un Zx de 64.69 in<sup>3</sup>.

- **Viga perimetral en el eje X**

Zapata Baglietto (1999) sugiere realizar el predimensionamiento de una viga de pórticos, en base a su luz, siendo:

$$h = \frac{\text{Luz Libre}}{20}$$

**Tabla 7***Predimensionamiento de Vigas perimetrales en eje X*

Luz Viga m	h=L/20 m	h=L/20 in	h elegido in	Welegido
5.00	0.25	9.84	10.20	W12X26

- **Viga perimetral en el eje Y**

Se utiliza el mismo criterio que se utilizó en el predimensionamiento de las vigas perimetrales en eje X.

**Tabla 8**

*Predimensionamiento de Vigas perimetrales en eje Y*

Luz Viga m	$h=L/20$ m	$h=L/20$ in	h elegido in	Welegido
6.00	0.30	11.81	11.90	W12x40

#### 4.4.PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Acorde a la estructura, el edificio cuenta con 4 niveles. Además, se presentan dos tipos de columnas: columna perimetral y columna interior. No obstante, se considera para el predimensionamiento como el mismo tipo.

Cabe mencionar que para este predimensionamiento se asume que las vigas no trasladan momentos a las columnas. Además, se tomará como referencia la columna interior del primer nivel, la cual cuenta con un área tributaria de 30m<sup>2</sup>.

**Tabla 9**

*Metrado de cargas y obtención de carga última de columna*

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Pisos #	Area tributaria m <sup>2</sup>	Carga total kgf
Peso placa de acero	10.88	4.00	30	1305.60
Peso concreto placa (e=0.11m)	180.80	4.00	30	21696.00
Piso terminado	100.00	4.00	30	12000.00
Peso vigas	150.00	4.00		600.00
Peso Columna	50.00	4.00		200.00
<b>CARGA MUERTA (D)</b>				<b>35801.60</b>

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Pisos #	Area tributaria m <sup>2</sup>	Carga total kgf
Sobre carga (hospitales)	400.00	4.00	30.00	48000.00
<b>CARGA VIVA (L)</b>				<b>48000.00</b>

1.4D kgf	1.2D +1.6L kgf	Pu kgf
50122.24	119761.92	119761.92

Zapata Baglietto sugiere “Para miembros cuyo diseño se basa en esfuerzos de compresión, la relación de esbeltez es preferible no exceda 200” (1999, pp.152).

Entonces se establece una esbeltez igual a:

$$esbeltez = \frac{KL}{r} = 110$$

Empleando las fórmulas detalladas en 2.6, se tiene:

a) Cuando  $110 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.41$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{(110)^2} = 1655.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1334.66 \text{ kg/cm}^2$$

Se procede con el cálculo de la sección bruta y elección de perfil.

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}}$$

$$A_g = \frac{119761.92}{0.85 * 1334.66}$$

$$A_g = 105.57 \text{ cm}^2 = 16.36 \text{ in}^2$$

Se opta por un perfil W18X60, con un  $A_g=16.48 \text{ in}^2$



#### 4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ARRIOSTRES SÍSMICOS

Se optó por un sistema pórticos de arriostres concéntricos, los cuales son sometidos a tracción y compresión durante la acción sísmica. Por ello, el predimensionamiento será de acuerdo a la evaluación de los resultados en ambas situaciones y considerando que el arriostre se encuentra en el primer nivel.

De las ecuaciones detalladas en 2.5 y 2.6 y de la primera corrida al programa con lo calculado hasta el momento, considerando un arriostre muy pequeño, se obtiene:

$$\text{Area mínima para diseño por tensión: } A_{g \min} = \frac{P_u}{\Phi_t F_y}$$

$$A_{g \min} = \frac{20.31 \text{ ton}}{0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2} = 8.92 \text{ cm}^2 = 1.38 \text{ in}^2$$

$$\text{Area mínima para diseño por compresión: } A_{g \min} = \frac{P_u}{\Phi_c F_{cr}}$$

$$F_{cr} = 1334.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; A_{g \min} = \frac{20.31 \text{ ton}}{0.85 * 1334.66 \text{ kg/cm}^2} = 17.90 \text{ cm}^2 = 2.77 \text{ in}^2$$

El radio de giro, también influye en la elección del perfil, por ello:

$$r_{\min} = \frac{KL}{4.71} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 * 3.75 \text{ m}}{4.71} \sqrt{\frac{2530 \text{ kg/cm}^2}{2 * 10^6}} = 2.83 \text{ cm} = 0.44 \text{ in}$$

Con los resultados obtenidos, se selecciona el área calcula por compresión y considerando valores próximos al radio mínimo. Con esto se selecciona el perfil HSS 3.5X0.313 para los arriostres en ambos ejes y en toda la elevación del edificio.

## 5. MODELAMIENTO EN ETABS

Para el modelo de la edificación se utiliza el software ETABS, en el cual se diseña elemento por elemento, lo cual permite asignar las propiedades estructurales y las solicitaciones de carga. Además, se considera los siguientes criterios:

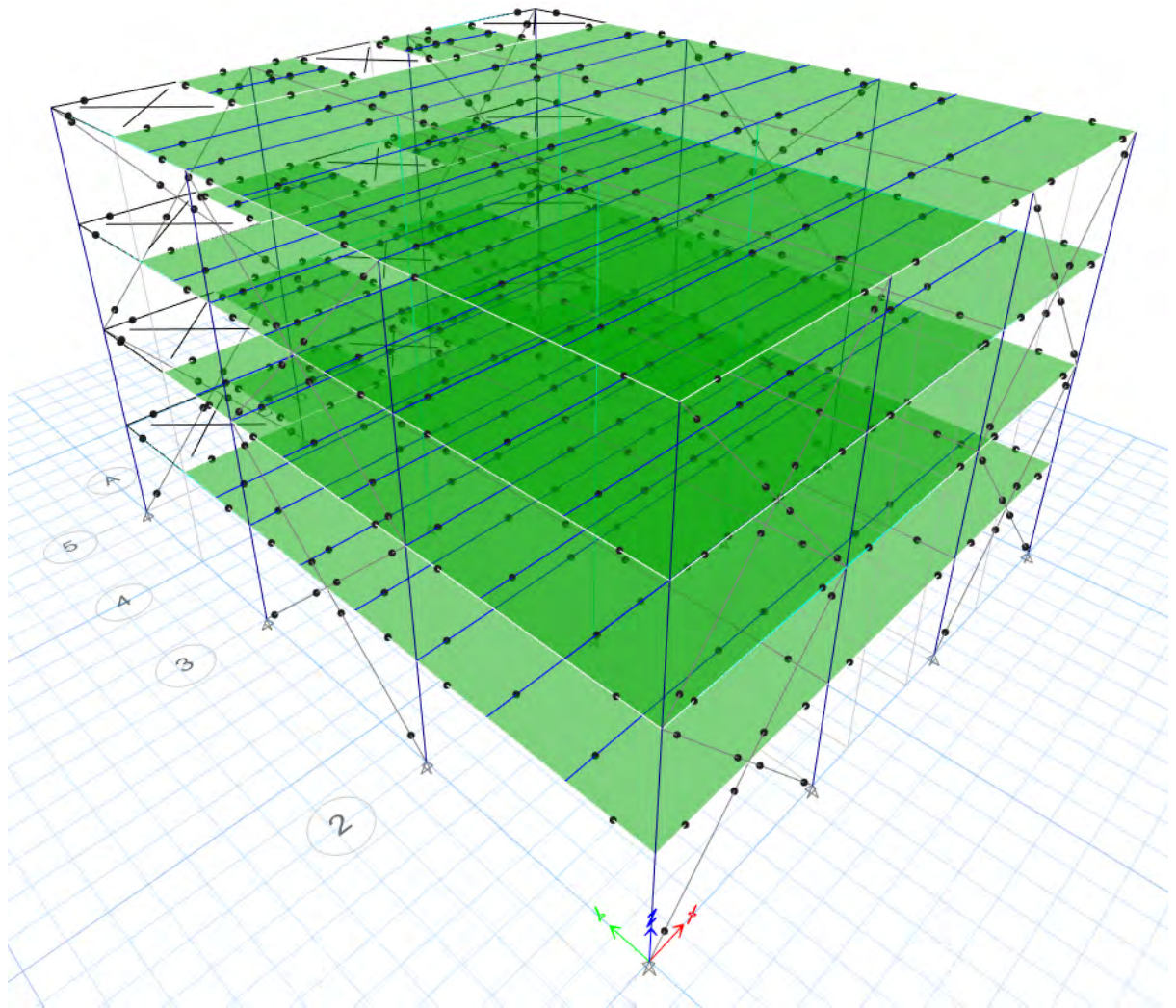
- Las losas colaborantes fueron modeladas empleando la herramienta sección Deck, donde se incorporó las dimensiones de la losa Deck AD-600 con  $t=11\text{cm}$ , detalladas en el manual técnico de Aceros Procesados S.A.
- La rigidez lateral esta brindada por un sistema de arriostres, por ello, se idealiza el apoyo como articulados.
- Se asignó un diafragma a cada uno de los cuatro niveles. En cada uno se asigna el peso de categoría A, de acuerdo a la norma E.030, el cual es:  $P = 100\%D + 50\% L$
- El metrado de cargas asignados a las losas son:

**Tabla 10**

*Cargas asignadas al modelo Etabs*

<b>PISO TIPICO</b>			
<b>Tipos</b>	<b>Carga kgf/m<sup>2</sup></b>	<b>Tipos</b>	<b>Carga kgf/m<sup>2</sup></b>
Muros divisores (Drywall)	100.00	Sobre carga (hospitales)	400.00
Ductos y otros servicios	20.00	<b>CARGA VIVA (WI)</b>	<b>400.00</b>
Piso terminado	100.00		
<b>CARGA PERMANENTE (SD)</b>	<b>220.00</b>		

Algunas vistas del modelo son:



**Figura 5** Vista 3D de la edificación



## 6. ANÁLISIS SISMICO

Se usa el software ETABS para conocer el comportamiento que tiene la estructura frente a un sismo. Para ello, acorde a la Norma E.030 (2019) es necesario definir los parámetros esenciales para conocer el espectro de aceleración a la cual será sometida la estructura.

Cabe mencionar que, por el tipo de edificación y la zona, la norma no exige un tratamiento de aislamiento, por lo que, nos limitaremos a un solo un diseño sismorresistente.

**Tabla 11**

*Requerimientos para el espectro de aceleración según la Norma E.030*

NOMBRE	REF	JUSTIFICACIÓN	VALOR
Zonificación sísmica	Z	La ubicación de la edificación está en Chota – Cajamarca – Perú, por ende, se ubica en zona 2.	0.25
Perfil de suelo	S	El perfil de presente en la ciudad de Chota es arcilla gravosa, siendo un suelo intermedio, es decir, S2	1.2
Clasificación de la edificación	U	Un policlínico es considerado como un establecimiento de salud tipo A1.	1.5
Coefficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas	R0	La estructura de acero está constituida de pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	4

Es necesario verificar las posibles irregularidades presentes en la edificación:

**Tabla 12**

*Análisis de irregularidad estructural*

IRREGULARIDAD EN ALTURA		
<b>Piso blando</b>	Existe este tipo de irregularidad cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% del inmediato superior en cualquiera de las direcciones de análisis.	
	Todos los pisos presentan la misma altura (H=2.8m), por lo que, se comportan de manera similar. De igual manera, se verificará más adelante.	No aplica
<b>De masa</b>	Existe este tipo de irregularidad cuando el peso de un piso es 1.5 mayor al piso adyacente.	
	Todos los pisos presentan la misma masa, debido a que son pisos típicos, y el uso es el mismo.	No aplica

<b>Geométrica vertical</b>	Existe este tipo de irregularidad cuando la dimensión en planta es 1.3 veces mayor a su piso adyacente. Siendo requisito que sean resistentes a cargas laterales.	
	Todos los elementos son continuos en todos los niveles.	No aplica
<b>Discontinuidad en los sistemas resistentes</b>	Existe este tipo de irregularidad cuando existe un desplazamiento de un 25% de un elemento estructural.	
	Todos los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.	No aplica
<b>IRREGULARIDAD EN PLANTA</b>		
<b>Torsional</b>	Existe este tipo de irregularidad cuando la deriva máxima de entre piso es mayor a 1.3 veces la deriva promedio de las derivas de los entrepisos colindantes, en cualquiera de las direcciones de análisis.	
	Se asume que no existe este tipo de irregularidad, lo cual será verificado más adelante.	No aplica
<b>Esquina entrante</b>	Existe este tipo de irregularidad cuando el edificio presenta esquinas entrantes, cuyas dimensiones son mayores al 20% de la dimensión en planta en ambas direcciones de análisis.	
	La estructura presenta una forma rectangular, sin presencia de una esquina entrante.	No aplica
<b>Discontinuidad de diafragma</b>	Existe este tipo de irregularidad cuando existen variaciones importantes de rigidez, es decir, cambio abrupto del área bruta del diafragma en un valor mayor a 50%.	
	Las secciones en un mismo eje de análisis poseen la misma dimensión.	No aplica
<b>Sistemas no paralelos</b>	Existe este tipo de irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.	
	Todos los planos de la estructura son paralelos o perpendiculares a los ejes típicos.	No aplica

Por tanto, la estructura no presenta ninguna irregularidad y el valor de R es igual 4.

En base a estos parámetros, se puede obtener el espectro de diseño, el cual es cargado al software de manera manual. Además, se puede obtener los factores de sismo y desplazamiento (considerando estructura regular), los cuales son:

$$Factor_{sismoxx} = Factor_{sismoxy} = \frac{ZUSg}{R}$$

$$Factor_{sismoxx} = Factor_{sismoxy} = \frac{0.25 * 1.5 * 1.2 * 9.81}{4} = 1.104$$

$$Deriva_{xx-yy} = 0.75 * R_{0xx-0yy} * Factor_{sismoxx-yy} = 3.31$$

Ambos factores son cargados al software, se puede hallar las derivas y así verificar la distorsión:

**Tabla 13**

*Derivas obtenidas en eje X y Y con los perfiles de predimensionamiento*

SISMO	NIVEL	ALTURA	DERIVA	MENOR A	DERIVA	MENOR
		m	x	0.01	y	0.01
X-	TECHO 4	2.8	0.0025	SI	0.00033	SI
	TECHO 3	2.8	0.0036	SI	0.00074	SI
	TECHO 2	2.8	0.0045	SI	0.00063	SI
	TECHO 1	2.8	0.0043	SI	0.00060	SI
X+	TECHO 4	2.8	0.0023	SI	0.00013	SI
	TECHO 3	2.8	0.0033	SI	0.00028	SI
	TECHO 2	2.8	0.0041	SI	0.00024	SI
	TECHO 1	2.8	0.0040	SI	0.00023	SI
Y-	TECHO 4	2.8	0.00017	SI	0.0039	SI
	TECHO 3	2.8	0.00027	SI	0.0056	SI
	TECHO 2	2.8	0.00034	SI	0.0074	SI
	TECHO 1	2.8	0.00032	SI	0.0073	SI
Y+	TECHO 4	2.8	0.00017	SI	0.0039	SI
	TECHO 3	2.8	0.00027	SI	0.0057	SI
	TECHO 2	2.8	0.00034	SI	0.0074	SI
	TECHO 1	2.8	0.00032	SI	0.0077	SI

Se evidencia que se cumple lo indicado por la Norma E.030 (2019), donde menciona que la distorsión por piso permitido es de 0.010 para una estructura basada en acero. Además, para la parte de diseño se sugiere reducir el refuerzo de arriostre en Y, debido a que esa dirección de análisis presenta derivas bastantes menores al límite.

Con esto, se concluye que cumple los límites por distorsión para el tipo de estructura de acero, por tanto, el valor de R es 4.

## 6.1. MODOS RESULTANTES

Durante el análisis sísmico en ETABS se estableció un total de 12 modos de vibración, 3 por piso, que representan a los grados de libertad. Con lo cual se obtuvo:

**Tabla 14**

*Periodos de cada modo en la estructura*

	MODE	Period	UX	UY	RZ
Modal	1	0.53	0.00	0.85	0.00
Modal	2	0.41	0.83	0.00	0.00
Modal	3	0.26	0.00	0.00	0.83
Modal	4	0.18	0.00	0.13	0.00
Modal	5	0.13	0.13	0.00	0.00
Modal	6	0.11	0.00	0.02	0.00
Modal	7	0.09	0.00	0.00	0.13
Modal	8	0.09	0.00	0.00	0.00
Modal	9	0.08	0.02	0.00	0.00
Modal	10	0.05	0.00	0.00	0.00
Modal	11	0.05	0.00	0.00	0.02
Modal	12	0.04	0.00	0.00	0.00

Se puede observar que el modo uno y el modo dos presentan más de un 75% de presencia en sus respectivos ejes. Por lo que, ambos son los modos fundamentales. Además, el modo 2 provee el movimiento traslacional en el eje X con un periodo de 0.41s y el movimiento traslacional del eje Y, queda definido por el modo 1 con un periodo de 0.53s.

Por otro lado, se puede obtener la rigidez, masa y el centro de masas de cada entrepiso, con lo que se puede verificar algunas irregularidades.

**Tabla 15***Verificación de rigidez*

Eje X				
Story	Output Case	Rigidez	0.7 Max	0.8 Max
TECHO 4	DERXXMY+	19147.828		
TECHO 3	DERXXMY+	27370.595	1.43	
TECHO 2	DERXXMY+	31218.864	1.14	1.34
TECHO 1	DERXXMY+	41482.771	1.33	1.60
TECHO 4	DERXXMY-	19065.688		
TECHO 3	DERXXMY-	27262.371	1.43	
TECHO 2	DERXXMY-	31090.739	1.14	1.34
TECHO 1	DERXXMY-	41319.051	1.33	1.60

Eje Y				
Story	Output Case	Rigidez	0.7 Max	0.8 Max
TECHO 4	DERYYMX+	12245.799		
TECHO 3	DERYYMX+	16363.455	1.34	
TECHO 2	DERYYMX+	17725.73	1.08	1.24
TECHO 1	DERYYMX+	23501.756	1.33	1.52
TECHO 4	DERYYMX-	12245.798		
TECHO 3	DERYYMX-	16363.455	1.34	
TECHO 2	DERYYMX-	17725.729	1.08	1.02
TECHO 1	DERYYMX-	23501.756	1.33	1.52

Se evidencia que para ambas direcciones se cumple el mínimo especificado por la norma E.030 para poder afirmar que no existe irregularidad por rigidez.

**Tabla 16***Verificación de irregularidad de masa y centro de masa de cada entre piso*

Techo	Diafragma	Masa tonf-s <sup>2</sup> /m	Relación de irregularidad	Area m <sup>2</sup>	Peso tonf/m <sup>2</sup>	XCM m	YCM m
TECHO 1	D1	16.41	1	304	0.53	7.5	8.22
TECHO 2	D2	16.41	1	304	0.53	7.5	8.22
TECHO 3	D3	16.41	1.014	304	0.53	7.5	8.22
TECHO 4	D4	16.18		304	0.52	7.5	8.21
		65.41			2.11		



Se evidencia que no existe irregularidad por masa ya que ningún valor sobrepasa el 1.5. Sin considerar el piso 4 que es azotea. Para lo cual no es aplicado el criterio anterior. También, se pudo obtener el peso total y su centro de masa de cada entrepiso.

**Tabla 17**

*Pesos de los elementos de la estructura*

PISO TIPICO			TOTAL ESTRUCTURA		
Tipos	Peso ton	Peso tonf/m2	Tipos	Peso ton	Peso tonf/m2
Muros divisores (Drywall)	27.00	0.10	Muros divisores (Drywall)	108.00	0.40
Ductos y otros servicios	5.40	0.02	Ductos y otros servicios	21.60	0.08
Piso terminado	27.00	0.10	Piso terminado	108.00	0.40
Estructura metalica	47.58	0.18	Estructura metalica	190.33	0.70
	<b>106.98</b>	<b>0.40</b>		<b>427.93</b>	<b>1.58</b>

En esta tabla se plasma el aporte de los pesos de los elementos. Así también se evidencia que el peso de la estructura metálica es menor al peso convencional de una estructura de concreto armado.

**Tabla 18**

*Verificación de torsión*

Techo	Output Case	Dirección	Ratio
TECHO 4	DERXXMY+	X	1.021
TECHO 4	DERXXMY-	X	1.201
TECHO 3	DERXXMY+	X	1.022
TECHO 3	DERXXMY-	X	1.206
TECHO 2	DERXXMY+	X	1.022
TECHO 2	DERXXMY-	X	1.211
TECHO 1	DERXXMY+	X	1.022
TECHO 1	DERXXMY-	X	1.207
Techo	Output Case	Dirección	Ratio
TECHO 4	DERYYMX+	Y	1.041
TECHO 4	DERYYMX-	Y	1.041
TECHO 3	DERYYMX+	Y	1.045
TECHO 3	DERYYMX-	Y	1.046
TECHO 2	DERYYMX+	Y	1.038
TECHO 2	DERYYMX-	Y	1.038
TECHO 1	DERYYMX+	Y	1.037
TECHO 1	DERYYMX-	Y	1.037

Se evidencia que tanto en el sentido X como en Y presentan ratios de torsión muy cercanos a 1, es decir, menor a 1.3 que es el límite de lo admisible. Con lo que se puede afirmar que no presenta irregularidad por este modo.

## 6.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para realizar este análisis es necesario calcular el peso total de la estructura, para ello, se emplea la masa anteriormente obtenida y se obtiene el peso:

$$\text{Peso} = 641.67 \text{ ton}$$

Se procede a realizar un análisis traslacional puro, en ambas direcciones. Con lo que se obtiene:

**Tabla 19**

*Periodos obtenidos por análisis traslacional puro*

Dirección X			Dirección Y		
Case	Mode	Period	Case	Mode	Period
Modal	1	0.41	Modal	1	0.53
Modal X+	1	0.41	Modal X+	1	0.53
Modal X-	1	0.41	Modal X-	1	0.53
Modal Y+	1	0.41	Modal Y+	1	0.53
Modal Y-	1	0.41	Modal Y-	1	0.53

Además, con los valores de periodo anteriormente obtenidos, se puede establecer el valor de 2.5 a C, debido a que ambos periodos son menores a  $T_p = 0.6$ . Así mismo, con el uso del valor de C calculado, se puede verificar lo indicado por la norma E.030, respecto a la restricción de la cortante basal.

**Tabla 20**

*Verificación del valor de cortante basal*

Dirección	Período	Cmin	Ci	C/R	C/R > 0.11
X	0.41	0.44	2.50	0.63	SI
Y	0.53	0.44	2.50	0.63	SI

Finalmente, se concluye el valor de los siguientes parámetros para el cálculo de la cortante estática.

**Tabla 21**

*Parámetros sísmicos para el cálculo de  $V_{est}$*

<b>c</b>	2.5
<b>z</b>	0.25
<b>Factor "S"</b>	1.2
<b>Tp (S)</b>	0.6
<b>Tl (S)</b>	2
<b>Factor "U"</b>	1.5
<b>Rx y Ry</b>	4
<b>Psis</b>	641.67
<b>REGULAR</b>	

En base a estos parámetros, se obtiene:

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} P$$

$$V_{estXX} = V_{estYY} = 180.47 \text{ ton}$$

### 6.3. ANÁLISIS DINAMICO

Para realizar este análisis es necesario obtener el  $V_{dinámico}$  de la estructura, por lo que se emplea ETABS, tabla Base reaction. Con lo cual se obtiene:

$$V_{dinamica_{x+}} = 154.10 \text{ ton}$$

$$V_{dinamica_{x-}} = 150.61 \text{ ton}$$

$$V_{dinamica_{y+}} = 155.41 \text{ ton}$$

$$V_{dinamica_{y-}} = 155.41 \text{ ton}$$

Asimismo, la norma E.030 provee pautas para una fuerza cortante mínima en la base y un factor de escalamiento para todo el modelo para proceder con el diseño posteriormente.

- Respecto a la fuerza cortante mínima para un análisis dinámico, se menciona que la cortante obtenida por el análisis estático no debe ser menor al 80% para estructuras regulares.
- En caso, no se requiera un factor de amplificación, la cortante empleada para el diseño será la obtenida por el software.

**Tabla 22***Cálculo del  $V_{diseño}$* 

EXCENTR.	SENTIDO	C	Vestático	Vdinámico	Vmin	Vdiseño
SISXXMY+	X	2.50	180.47	154.10	144.38	154.10
SISXXMY-	X	2.50	180.47	150.61	144.38	150.61
SISYYMX+	Y	2.50	180.47	155.41	144.38	155.41
SISYYMX-	Y	2.50	180.47	155.41	144.38	155.41

Debido a que la cortante dinámica no requiere un factor de escalamiento y sobrepasa la cortante mínima, optamos por escoger como  $V$  de diseño a lo obtenido por el software ETABS.

#### 6.4. JUNTA SÍSMICA

Acorde a la norma E.030, toda estructura debería contar con una distancia mínima entre las edificaciones, para evitar el contacto entre ellas durante un movimiento sísmico. Por ello, plantea valores límites:

1.  $2/3$  de la suma de desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
2.  $S = 0.006h > 3\text{cm}$
3.  $2/3$  del desplazamiento máximo de la estructura
4.  $S/2$  (la edificación colindante cuenta con junta) o  $S$  (la edificación colindante no cuenta con junta)

Se procede a desarrollar los límites anteriores:

**Tabla 23***Junta sísmica*

		Descripción	$\Delta$	Comentarios
1	$2/3 (\Delta_1 + \Delta_2)$	Ambos edificios en dirección X, son edificios de tamaños similares a la edificación en análisis. Además, son porticos de concreto.	$2/3 (7\text{cm} + 7\text{cm}) = 10\text{cm}$	Se considera 7cm como desplazamiento máximo en cada edificio colindante
2	$S = 0.006h > 3\text{cm}$	El edificio cuenta con una altura de $h=11.2\text{m}$	$S = 6.72 \text{ cm} > 3\text{cm}$	Ok
3	$2/3(\Delta_{\text{edificio}})$	Del Etabs, se obtiene: X-X (1.7cm) Y-Y (2.7cm)	$2/3 (2.7) = 1.8 \text{ cm}$	
4	S o S/2	Ninguna vivienda colindante cuenta con Junta	$S = 6.72 \text{ cm}$	

En conclusión, se opta por seleccionar el mayor de los 4 ítem anteriormente calculados, siendo este una junta sísmica de 10cm, los cuales estarán presentes en los 3 lados colindantes a la edificación.



## 7. DISEÑO

### 7.1. DISEÑO DE LOSA COLABORANTE

El diseño de losa colaborante será para un nivel típico, y el tipo seleccionado es AD - 600, con un posible espesor de  $t=11\text{cm}$ . Ambas selecciones serán verificadas, y en caso de requerir un cambio, se propondrá lo más óptimo.

#### 7.1.1. Control de deflexiones

En un primer momento es necesario verificar que la deformación que presenta la plancha Deck, en un estado de solo encofrado, cumpla con lo admisible. Para ello se tiene las siguientes condiciones:

$$\delta_{adm} = \frac{\text{Luz Libre entre apoyos} * 100}{180} \text{ cm ó } 1.9\text{cm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{2 * 100}{180} = 1.11 \text{ cm ó } 1.9\text{cm}$$

Se opta por el valor menor, es decir,  $\delta_{adm} = 1.11 \text{ cm}$ .

#### Tabla 24

*Características técnicas ad-600, gaje 20*

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO				
CALIBRE	PESO/AREA kg/m <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup> /m	Ssup cm <sup>3</sup> /m	Sinf cm <sup>3</sup> /m
20	10.88	71.66	27.58	21.06

Aceros Procesados (2023) plantea la fórmula para calcular la deformación calculada, para tres o más tramos:

$$\delta_{calc} = \frac{0.0069 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.}$$

Condición de tres o más tramos

Donde:

- $Wd_{sd}$  :Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).
- $L_{sd}$  : Luz libre de la losa (m)
- $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero (kgf/cm<sup>2</sup>).
- $I_{sd}$  : Inercia (cm<sup>4</sup>/m).
- $b$  : Ancho de análisis (m).

**Figura 6** Vista en elevación y 3D de la edificación  
Tomado de ACEROS PROCESADOS S.A – Acero-Deck - 2023

Se realiza un metrado para un ancho de 1m:

**Tabla 25**

Características técnicas ad-600, gaje 20

Tipos	Carga	Ancho tributario	Carga total
	kgf/m <sup>2</sup>	m	kgf/m
Peso placa de acero	10.88	1.00	10.88
Peso concreto placa (e=0.11m)	180.80	1.00	180.80
Muros divisores (Drywall)	100.00	1.00	100.00
Ductos y otros servicios	20.00	1.00	20.00
Piso terminado	100.00	1.00	100.00
<b>CARGA MUERTA (WD)</b>			<b>411.68</b>

Tipos	Carga	Ancho tributario	Carga total
	kgf/m <sup>2</sup>	m	kgf/m
Sobre carga (hospitales)	400.00	1.00	400.00
<b>CARGA VIVA (WI)</b>			<b>400.00</b>

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times 411.68 \times (1.5 \times 100)^4}{2200000 \times 71.66 \times 1} \text{ cm}$$

$$\delta_{cal} = 0.30 \text{ cm}$$

Con esto se procede a verificar:

$$\delta_{cal} \leq \delta_{adm}$$

$$0.30 \text{ cm} \leq 1.11 \text{ cm} \quad (\text{ok})$$

Con la desigualdad cumplida, afirmamos que no es necesario agregar puntales en el centro.

### 7.1.2. Esfuerzos de tensión por flexión en la losa compuesta

La plancha deck debe ser diseñada no solo para soportar cargas estáticas, sino también las producidas durante su vaciado. Por fines prácticos, Aceros Procesados S.A Deck propone una simplificación del método de coeficientes para 3 o más tramos, donde presenta los siguientes valores debido a cargas transitorias:

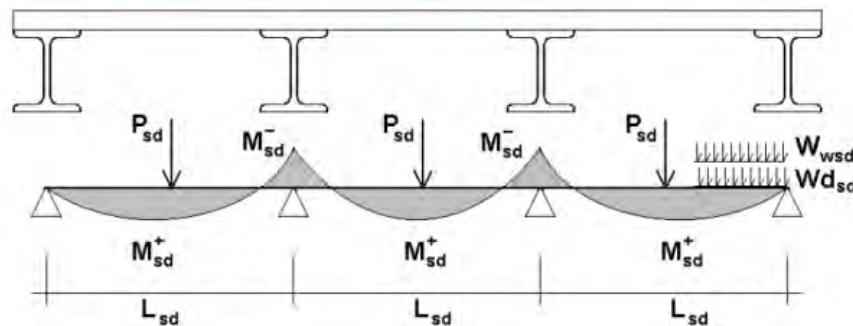
$$P_{sd} = 225 \text{ kgf}$$

$$W_{wsd} = 100 \text{ kgf/m}^2$$

■ Para tres tramos: El mayor de:

$$M_{sd}^+ = 0.20 \times P_{sd} \times L_{sd} + 0.094 \times Wd_{sd} \times L_{sd}^2 \quad \text{ó} \quad M_{sd}^+ = 0.096 \times (Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$

$$\text{y} \quad M_{sd}^- = 0.117 \times (Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$



**Figura 7** Vista en elevación y 3D de la edificación  
Tomado de ACEROS PROCESADOS S.A – Acero-Deck – 2023

$$M_{sd}^+ = 0.2 \times 225 \times 1.5 + 0.0094 \times 411.68 \times 1.5^2 = 244.79 \text{ kgfm}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096 \times (411.68 + 100) \times 1.5^2 = 196.49 \text{ kgfm}$$

$$M_{sd}^- = 0.117 \times (411.68 + 100) \times 1.5^2 = 239.47 \text{ kgfm}$$

Se procede a calcular los esfuerzos equivalentes que genera la sección compuesta:



esfuerzos positivo en la plancha colaborante:  $f^+ = \frac{M_{sd}^+}{S_{inf}} * 100$

$$f^+ = \frac{244.79}{21.06} * 100 = 1162.35 \text{ kgf/cm}^2$$

esfuerzos negativos en la plancha colaborante:  $f^- = \frac{M_{sd}^-}{S_{sup}} * 100$

$$f^- = \frac{239.47}{27.58} * 100 = 868.26 \text{ kgf/cm}^2$$

Se procede a verificar que los esfuerzos no excedan el 60% de  $F_y$ , el cual posee un valor de 3025 kgf/cm<sup>2</sup>.

$$f^+ \leq 0.6 * F_y$$

$$1162.35 \leq 1815.00 \text{ (ok)}$$

$$f^- \leq 0.6 * F_y$$

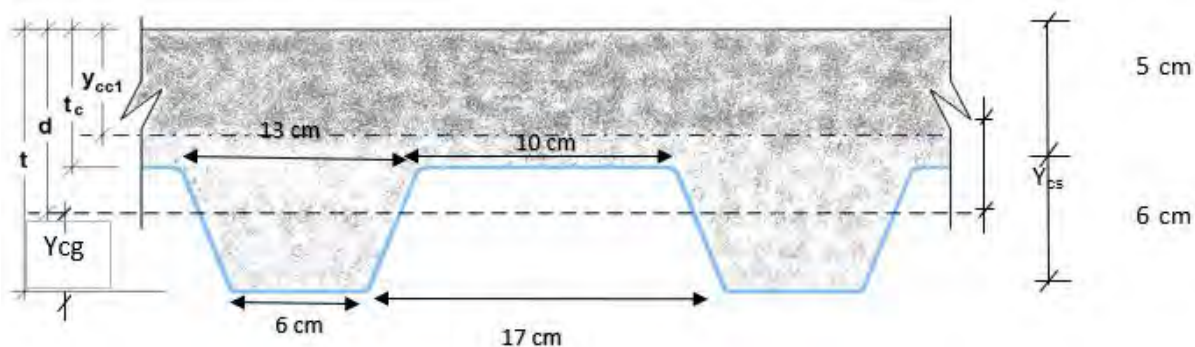
$$868.26 \leq 1815.00 \text{ (ok)}$$

### 7.1.3. Cálculos de esfuerzos de admisibles en la losa colaborante

En necesario saber que zonas de la losa colaborante se encuentran en tracción y en compresión, es decir, es necesario saber el eje neutro. Además, se presentan dos casos, siendo el primero:

### Sección transformada fisurada

Aceros Procesados (2023), presenta la siguiente imagen, y la forma como calcularlo:



$$I_c = \frac{b \times Y_{cc1}^3}{3} + n \times A_{s_{sd}} \times Y_{cs}^2 + n \times I_{sd}$$

Siendo:		Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto	
$Y_{cc1} = dx (\sqrt{2 \times \rho \times n + (\rho \times n)^2} - \rho \times n)$		<b>n</b>	<b>f'c (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{b \times d}$	$n = \frac{E_s}{E_c}$	6	420 o más
		7	320 a 420
		8	250 a 320
		9	210 a 250

**Figura 8** Diagrama adaptado de sección fisurada (t=11cm)  
Tomado de ACEROS PROCESADOS S.A – Acero-Deck – 2023

Para proceder, con el cálculo de inercia de la sección, es necesario calcular el centroide del vacío inferior. Para eso usamos la fórmula de un trapecio:

$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \left( \frac{B + 2b}{B + b} \right) = \frac{6}{3} \left( \frac{17 + 2 \times 10}{17 + 10} \right) = 2.74 \text{ cm}$$

Podemos calcular el centroide, con resta de dimensiones:

$$d = t - Y_{cg} = 11 - 2.74 = 8.26 \text{ cm}$$

Procedemos con el cálculo de los ítems necesarios para el cálculo de inercia:

$$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{bd} = 0.01217 \text{ cm}$$

$$Y_{cc1} = 8.26 (\sqrt{2 \times 0.01217 \times 9 + (0.01217 \times 9)^2} - 0.01217 \times 9) = 3.07 \text{ cm}$$

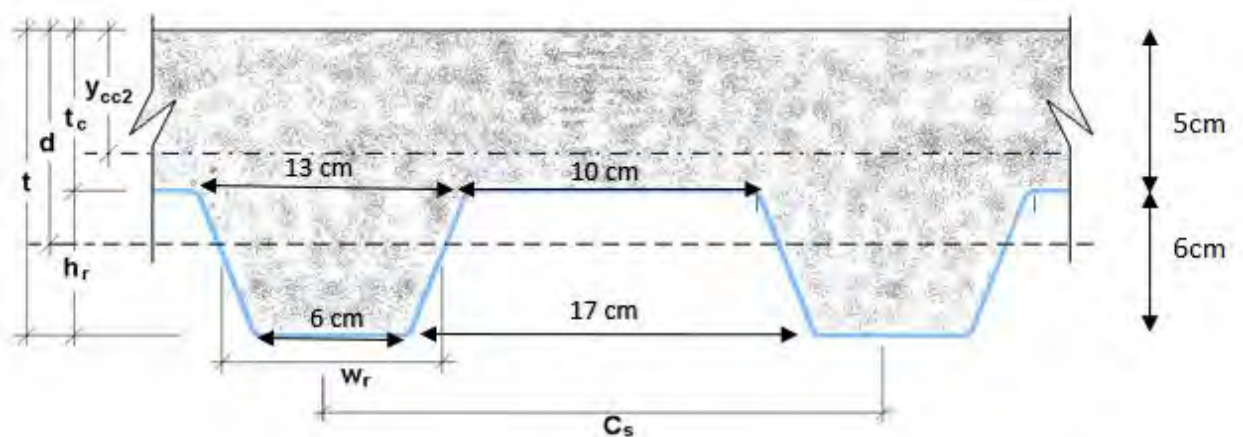
$$Y_{cs} = 8.26 - 3.07 = 5.19 \text{ cm}$$

Se procede con el cálculo de la inercia:

$$I_c = 4045.38 \text{ cm}^4$$

### Sección transformada no fisurada

Aceros Procesados (2023), presenta la siguiente imagen, y la forma como calcularlo:



$$I_u = \frac{b \times t^3}{12} + b \times t \times (y_{cc2} - 0.5 \times t)^2 + n \times I_{sd} + n \times A_s \times Y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} \times \left\{ w_r \times h_r \left[ \frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5 \times h_r)^2 \right] \right\}$$

Donde:

$$Y_{cc2} = \frac{0.5 \times b \times t^2 + n \times A_{s_{sd}} \times d - \frac{(C_s - w_r) \times b \times h_r}{C_s} \times (t - 0.5 \times h_r)}{b \times t + n \times A_{s_{sd}} - \frac{b}{C_s} \times h_r \times (C_s - w_r)} \quad Y_{cs} = d - Y_{cc2}$$

con:

- $w_r$  = Ancho medio del valle del perfil colaborante Acero Deck utilizado (cm.).
- $C_s$  = Espacio entre ejes de valles contiguos (cm.).
- $d : t - Y_{sb}$

**Figura 9** Diagrama adaptado de sección no fisurada (t=11cm)  
Tomado de ACEROS PROCESADOS S.A – Acero-Deck - 2023

Se procede con los cálculos previos, al cálculo de inercia:

$$C_s = 17 + 3 + 3 = 23 \text{ cm}$$

$$W_r = 13 \text{ cm (datos lamina deck)}$$

$$Y_{cc2} = 5.07 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = 8.26 - 5.07 = 3.19 \text{ cm}$$

Se procede con el cálculo de la inercia:

$$I_u = 9837.95 \text{ cm}^4$$

Una vez calculado ambas inercias, se procede a obtener el promedio de ellas, es decir, se obtiene el momento de inercia efectivo:

$$I_e = \frac{4045.38 + 9837.95}{2} = 6941.66 \text{ cm}^4$$

De igual manera con el centroide:

$$Y_{prom} = \frac{3.07 + 5.07}{2} = 4.07 \text{ cm}$$

Por último, se calcula el módulo de la sección inferior compuesta:

$$S_c = \frac{I_e}{t - Y_{prom}} = \frac{6941.66}{11 - 4.07} = 1001.13 \text{ cm}^3$$

#### 7.1.4. Cálculo de momentos positivos por carga muerta y viva en apoyo simple

Se considera un factor de reducción de 0.73, por apuntalamiento temporal en los tercios de la luz durante el vaciado.

$$Md_{sd} = \frac{\varphi * Wd * L_{sd}^2}{8} = \frac{0.73 * 411.68 * 2^2}{8} = 150.26 \text{ kgfm}$$

$$ML_{sd} = \frac{WL * L_{sd}^2}{8} = \frac{400 * 2^2}{8} = 200.00 \text{ kgfm}$$

Se procede con la verificación:

$$\frac{Md_{sd} + ML_{sd}}{S_c} * 100 * 9 \leq 0.6F_y$$

$$314.88 \text{ kgfm} \leq 1815 \text{ kgfm} \quad (\text{ok})$$

### 7.1.5. Resistencia a flexión

Se espera contar con una falla sub-reforzada, es decir, que la cuantía obtenida debe ser menor a la cuantía balanceada. Esto con la finalidad de impedir una falla frágil y optar por una falla dúctil.

#### Cuantía balanceada

Se calcula suponiendo que la superficie superior de la losa Deck alcanza el límite de fluencia en el instante que la superficie superior de concreto llega a su límite por compresión. Se considera un factor de reducción del concreto de 0.8, para  $f'_c$  menores a 280 kg/cm<sup>2</sup>.

Aceros Procesados S.A (2023), contempla las siguientes formulas:

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{F_y} \times \frac{0.003 \times (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{F_y}{E_s}\right) \times d}$$

**Figura 10** Cuantía balanceada

Tomado de ACEROS PROCESADOS S.A – Acero-Deck – 2023

Se procede con el cálculo de la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{3025} * \frac{0.003(11 - 6)}{\left(0.003 + \frac{3025}{2100000}\right) 8.26}$$

$$\rho = 0.02051$$

Se verifica que se obtuvo una losa sub-reforzada:

$$0.01217 \leq 0.02051 \quad (ok)$$

#### Cálculo de momento Nominal

Se emplea el bloque de compresiones para obtener la profundidad de compresión equivalente en un ancho de 1m.

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{10.05 * 3025}{0.85 * 210 * 100} = 1.703 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 225226.64 \text{ kgcm} = 2252 \text{ kgm}$$

### Cálculo de momento de diseño

$$M_d = \theta M_n = 0.9 * 2252 = 2027.04 \text{ kgm}$$

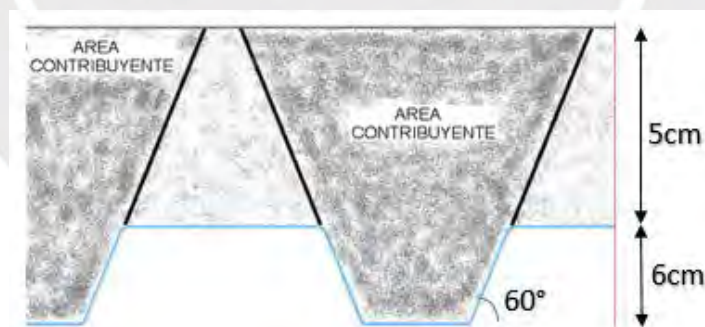
#### 7.1.6. Diseño por cortante

Se realiza una analogía de la losa colaborante con una canaleta de una sola dirección. Considerando que la mayor fuerza cortante se presenta cerca a los extremos, es decir, los apoyos simples.

$$V_u^- = \frac{\varphi * Wd * L_{sd}}{2} + \frac{WL * L_{sd}}{2}$$

$$V_u^- = \frac{0.73 * 411.68 * 2}{2} + \frac{400 * 2}{2} = 700.53 \text{ kgf}$$

Según Aceros Procesados S.A (2023), establece una forma de calcular el área contribuyente a la fuerza cortante, la cual, es netamente tomada por el concreto.



**Figura 11** Vista del área contribuyente cortante de losa de espesor de 11 cm  
Adaptado de ACEROS PROCESADOS S.A – Acero-Deck – 2023

$$A_c = 1.5 * 11 * \left[ \frac{6 + \left( 6 + 2 * \frac{11}{\tan(60)} \right)}{2} \right] = 203.79 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 203.79 = 1330.41 \text{ kgf}$$

Se procede a verificar por corte:

$$V_u^- \leq \phi V_n \rightarrow 700.53 \text{ kgf} \leq 1330.41 \text{ kgf} \quad (\text{ok})$$

### 7.1.7. Esfuerzos admisibles a compresión en el concreto

Para controlar los efectos de pandeo constante, el ACI, estipula que el S admisible sea el 45% del  $f'_c$ . Aceros Procesados S.A (2023) plantea:

$$\left( \frac{Md_{sd} \times Ml_{sd}}{S_{cc}} \right) \times 100 \leq S_{adm} = 0.45 \times f'_c$$

Donde:

$S_{cc} = \frac{I_{prom}}{Y_{prom}}$ : Módulo elástico de sección superior para la sección compuesta ( $\text{cm}^3$ ).	$n = E_s / E_c$ : Ratio de los módulos de Young del acero y el concreto.
---	--

**Figura 12** Esfuerzos admisibles en el concreto a compresión  
Tomado de ACEROS PROCESADOS S.A – Acero-Deck – 2023

Para ello, es necesario obtener los cálculos previos

$$S_{adm} = 0.45 \times 210 = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{cc} = \frac{I_{prom}}{Y_{prom}} = \frac{6941.66}{4.07} = 1707.17 \text{ cm}^3$$

Se procede con la verificación:

$$\frac{Md_{sd} + ML_{sd}}{S_{cc}} \times 100 \leq 94.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{ok})$$

$$20.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 94.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{ok})$$

### 7.1.8. Deflexión del sistema compuesto

Según Aceros Procesados S.A. (2023) un elemento tipo losa presenta una deformación inmediata o elástica y una deformación plástica o diferida. Para nuestro estudio debido a que no se usa apuntalamiento temporal, la deflexión dependerá exclusivamente de las

cargas vivas y muertas sobreimpuestas. Por tal motivo, se determina las deflexiones para ambos momentos

### Deflexiones inmediatas

Se procede con los cálculos previos:

$$E_c = 15000\sqrt{f'c} = 217371 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Wd = 411.68 \text{ kgf/m (metrado anterior)}$$

$$WL = 400.00 \text{ kgf/m (metrado anterior)}$$

$$L_{sd} = 2 \text{ m (distancia entre viguetas)}$$

Se determina la deflexión inmediata:

$$\Delta_{inm} = \frac{5}{384} * \frac{(Wd + WL) * L_{sd}^4}{E_c * I_e} * 10^6$$

$$\Delta_{inm} = 0.11 \text{ cm}$$

### Deflexiones diferidas

Se toma las siguientes consideraciones, en cuanto a los aceros de refuerzo:

- Acero de flexión negativa de 8mm @0.3m
- Acero de temperatura de 1/4" @0.2m en ambas direcciones
- $A_{temp} = 0.0018bh$ , siendo  $h = 5\text{cm}$  y  $b = 100\text{cm}$

**Tabla 26**

*Acero en losa compuesta en un metro cuadrado*

Tipo	Diámetro (cm)	Espaciamiento (cm)	# Varillas	Total Área (cm <sup>2</sup> )	Área min (Norma) (cm <sup>2</sup> )
Acero de flexión negativa	0.8	30	3	1.51	-
Acero de temperatura	0.64	0.2	5	1.61	0.9
				3.12	

En base a esto, se tiene:



$$\Delta_{dif} = \Delta_{inm} * \left[ 2 - 1.2 * \frac{A_s}{A_{s_{sd}}} \right]$$

$$\Delta_{dif} = 0.11 * \left[ 2 - 1.2 * \frac{3.12}{10.05} \right]$$

$$\Delta_{dif} = 0.18 \text{ cm}$$

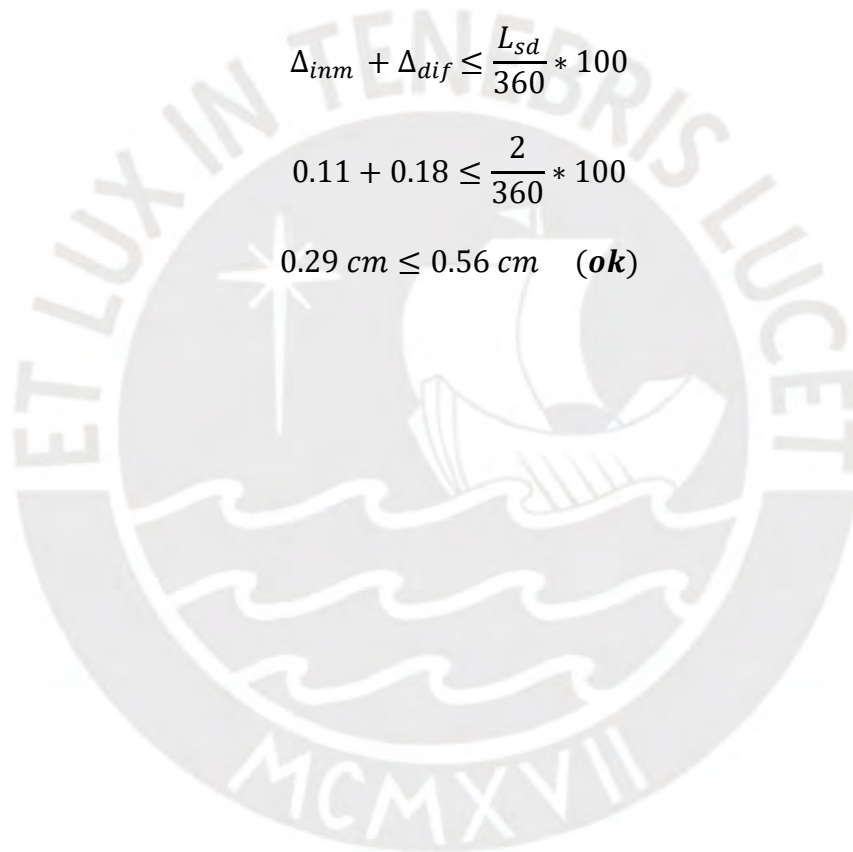
Una vez obtenida la deformación inmediata y diferida, se verifica que se cumpla lo siguiente:

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{inm} + \Delta_{dif} \leq \frac{L_{sd}}{360} * 100$$

$$0.11 + 0.18 \leq \frac{2}{360} * 100$$

$$0.29 \text{ cm} \leq 0.56 \text{ cm} \quad (\mathbf{ok})$$



## 7.2. DISEÑO DE VIGUETAS

### 7.2.1. Diseño por flexión

Acorde al método LFRD, se busca la combinación más crítica generada por cargas de gravedad, debido a que las viguetas se diseñan como elementos simplemente apoyados y la única fuerza que genera flexión son las fuerzas verticales.

En base a esto:

- Para todos los techos típicos, la combinación será: 1.2D +1.6L

Además, se diseñará con la carga y cortante última para condiciones antes y después del concreto endurecido.

Tras un proceso iterativo de optimización de viga, el tipo de vigueta seleccionada fue W12X19. De las cuales, se puede destacar las siguientes propiedades:

**Tabla 27**

*Propiedades del perfil W12X19 – Acero A36*

W12X19	Area (A)	5.57 3593.5	in <sup>2</sup> mm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub>	24.7 404761	in <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
	Peralte (d)	12.2 309.9	in mm	I <sub>x</sub>	130 54110085	in <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
	Peso (W)	28.28	kgf/m	S <sub>x</sub>	21.3 349045	in <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
	Espesor del alma (t <sub>w</sub> )	0.235 6.0	in mm	J	0.18 74922	in <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
	Ancho Ala (b <sub>f</sub> )	4.01 101.9	in mm	R <sub>y</sub>	0.822 20.9	in mm
	Espesor Ala (t <sub>f</sub> )	0.35 8.9	in mm	C <sub>w</sub>	131 35178198517	in <sup>6</sup> mm <sup>6</sup>

Por tanto, el metrado y el análisis de la vigueta se dan para las siguientes condiciones:

## Antes de Endurecido

**Tabla 28**

*Metrado y análisis estructural antes del endurecimiento del concreto*

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Ancho tributario m	Carga total kgf/m
Peso placa de acero	10.88	2.00	21.76
Peso concreto placa (e=0.11m)	180.80	2.00	361.60
Peso Propio (W12X19)			28.28
<b>CARGA MUERTA (WD)</b>			<b>411.64</b>

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Ancho tributario m	Carga total kgf/m
Construcción	100.00	2.00	200.00
<b>CARGA VIVA (WI)</b>			<b>200.00</b>

$W_u = 1.2D + 1.6L$	Lviga	$M_u = \frac{W_u * L^2}{8}$
kgf/m	m	tonm
813.97	5	2.54

Se procede a clasificar la sección de acuerdo a sus valores límites de sección, detalla es la norma AISC 360-16:

**Tabla 29**

*Clasificación de flexión del perfil según su esbeltez*

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Desigualdad	Resumen
ALA	$\frac{bf}{2tf}$ 5.73	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 10.76	$0.95 \sqrt{\frac{K_c * E}{F_y}}$ 23.92	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Es compacto
ALMA	$\frac{h}{tw}$ 51.91	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 106.50	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 161.46	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Es compacto

Dado que no existen problemas de pandeo local, solo deben evaluarse las potenciales inestabilidades globales. Además, se considera  $L_b = 0$ , debido a que se conecta la losa

colaborante en toda su extensión mediante pernos, y esto impide su desplazamiento relativo entre ellas. Por tal motivo, se encuentra en Zona 1, siendo el momento nominal igual al momento plástico. Cabe recalcar que no se empleará apuntalamiento en ninguna etapa del ensamblaje de la estructura.

$$\phi M_n > M_u$$

$$0.9 * F_y * Z_x > 2.54 \text{ tonm}$$

$$9.22 \text{ tonm} > 2.54 \text{ tonm} \quad (OK)$$

Con esto se concluye que la vigueta tipo W12X19 cumple con el diseño por flexión.

Por otro lado, queda por verificar el comportamiento de la vigueta como sección compuesta, debido a que esa es su condición una vez endurecida el concreto.

### Después de Endurecido

**Tabla 30**

*Metrado y análisis estructural después del endurecimiento del concreto*

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Ancho tributario m	Carga total kgf/m
Peso placa de acero	10.88	2.00	21.76
Peso concreto placa (e=0.11m)	180.80	2.00	361.60
Muros divisores (Drywall)	100.00	2.00	200.00
Peso Propio (W12X19)			28.28
Ductos y otros servicios	20.00	2.00	40.00
Piso terminado	100.00	2.00	200.00
<b>CARGA MUERTA (WD)</b>			<b>851.64</b>

Tipos	Carga kgf/m <sup>2</sup>	Ancho tributario m	Carga total kgf/m
Sobre carga (hospitales)	400.00	2.00	800.00
<b>CARGA VIVA (WI)</b>			<b>800.00</b>

$W_u = 1.2D + 1.6L$	Lviga	$M_u = \frac{W_u * L^2}{8}$	$V_{max} = W_u * L / 2$
kgf/m	m	Tonm	Ton
2301.97	5	7.19	5.75

En un primer momento, es necesario saber que la vigueta y la losa colaborante actúan como sección compuesta debido a que los conectores que los unen proveen la suficiente adherencia para asegurar una acción conjunta. Además, es fundamental ubicar la posición del eje neutro, pues existe tres posibles lugares: sección de losa colaborante, ala de la vigueta, alma de la vigueta.

Para cada caso mencionado anteriormente, las resultantes de compresión y tracción, las cuales se encuentran separadas por el eje neutro deben poseer la misma magnitud, pero en sentidos opuestos, siendo calculadas de la siguiente manera:

**Tracción:**  $T = A_s F_y$

$$T = 35.94 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 90916 \text{ kg}$$

**Compresión:**  $C = 0.85 f'_c * A_c$

Se requiere calcular el ancho efectivo, el cual es una longitud en la cual se considera que los esfuerzos de compresión están distribuidos proporcionalmente).

$$b = \text{Ancho efectivo} = \min \left( \text{separación entre viguetas}; \frac{\text{Luz vigueta}}{4} \right)$$

$$b = \text{Ancho efectivo} = \min \left( 2\text{m}; \frac{5}{4} = 1.25\text{m} \right) = 1.25\text{m}$$

Se obtiene:

$$C = 0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (b * t_{efec})$$

$$C = 0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (1.25 * 100\text{cm} * 5\text{cm}) = 111563 \text{ kg}$$

Se procede a comparar e identificar la posición del eje neutro:

*CASO 1:  $A_s F_y < 0.85 f'_c A_c \rightarrow$  Eje Neutro en losa de concreto*

*CASO 1:  $90916 \text{ kg} < 111563 \text{ kg} \rightarrow$  Eje Neutro en losa de concreto*

*CASO 2:  $A_s F_y < 0.85 f'_c A_c \rightarrow$  Eje Neutro en perfil de acero*

Se verifica que se cumple el caso 1, es decir, el eje neutro se ubica en la losa de concreto.

Por tanto, su momento nominal queda definido por:

$$Mn = AsFy * y'; \text{ donde } y' = \frac{d}{2} + t + \frac{a}{2}$$

$$Mn = 35.94\text{cm}^2 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 27.74\text{cm}; \text{ donde } y' = \frac{30.99}{2} + 11 + \frac{2.5}{2}$$

$$Mn = 25.2 \text{ tonm}$$

Se procede a comprobar la desigualdad con el momento último:

$$\phi Mn > Mu$$

$$0.9 * 25.2 > 7.57 \text{ tonm}$$

$$22.7 \text{ tonm} > 7.57 \text{ tonm} \quad (\text{OK})$$

Con esto se concluye que la vigueta tipo W12X19 cumple con el diseño por flexión, como sección compuesta.

### 7.2.2. Diseño por Corte

Se asume que el perfil soporta todas la cortante de la losa colaborante. No obstante, es necesario conocer en qué zona se encuentra, pues la cortante nominal depende de esto.

**Tabla 31**

*Clasificación de corte del perfil según su esbeltez*

$\lambda$	Z1	Z2	Z3	$V_n$
$\frac{h}{tw}$	1098	1373		
	$\sqrt{F_{yw}}$	$\sqrt{F_{yw}}$	260	$0.6 * F_{yw} * A_{alma}$
51.91	69.71	87.17		

Verificando que el perfil se encuentra en la Z1, se puede obtener la cortante nominal, considerando que las vigas no son híbridas.

$$V_n = 0.6 * 248.117 * (6 * 309.9) = 28.078 \text{ ton}$$

Acorde a la norma, es necesario aplicar un factor de reducción de 0.9.

$$\phi V_n > V_u$$

$$0.9 * 28.078 \text{ ton} > 6.05 \text{ ton}$$

$$25.27 \text{ ton} > 6.05 \text{ ton} \quad (OK)$$

Con esto se concluye que la vigueta tipo W12X19 cumple con el diseño por corte.

### 7.2.3. Diseño de conectores por cortante

Para que la tanto la vigueta como la losa de concreto actúen como una sección compuesta total, donde la acción de corte horizontal sea absorbida por los conectores, se debe cumplir que la resistencia nominal de los conectores no debe ser mayor a la magnitud de las zonas en tracción y compresión. Para esto Zapata (1999), sugiere los diámetros de pernos del tipo vástago con cabeza más comerciales en el país:

Tabla 10.1 Resistencia del conector en toneladas			
Conector	Resistencia del concreto $f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
	210	245	280
φ1/2" x 2"	4.3	4.7	5.3
φ5/8" x 2.5"	6.6	7.5	8.2
φ3/4" x 3"	9.5	10.2	11.9
φ7/8" x 3.5"	13.0	14.6	16.3

**Figura 13** Resistencia del conector en toneladas  
Tomado de Zapata Baglieto (1999) – Diseño estructural en acero

De esta tabla, se toma el perno Ø3/4"x3" debido a que brinda un tamaño medio entre los valles y la capa de concreto superior. En base a esto, se procede con el cálculo del espaciamiento de los pernos:

$$\# \text{ de pernos} = \min\left(\frac{T}{Q_n}; \frac{C}{Q_n}\right) = \min\left(\frac{99}{9.5}; \frac{111}{9.5}\right) = \min(12; 10) = 10 \text{ pernos}$$

$$S = \frac{\text{Luz}}{\# \text{pernos}} = \frac{5m}{10} = 50cm$$

Según el AISC, se debe verificar el espaciamiento, el cual debe estar comprendido entre:

$$6\phi < p < 8t$$

$$6 * 3/4" * 2.54 \text{ cm} < 50\text{cm} < 8 * 11\text{cm}$$

$$11.43\text{cm} < 50\text{cm} < 88\text{cm} \dots OK$$

Por facilidades constructivas acorde al acero Deck 600, el espaciamiento será cada 42 cm, es decir, cada dos valles y será un total de 10 pernos A325 de 3/4"x3" por vigueta.

#### 7.2.4. Verificación de deflexiones

Por fines conservadores, se asume que solo el perfil metálico soporta todas las deflexiones y no la sección compuesta. Para ello, se debe cumplir que:

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} * \frac{W_s * L^4}{EI} < \Delta_{norma} = \frac{L}{240}$$

$$\frac{5}{384} * \frac{1651.64 \text{ kgf/m} * (5\text{m})^4}{200000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 4.1623 * 10^{-7} \text{m}^4} < \Delta_{norma} = \frac{5\text{m}}{240}$$

$$1.53\text{cm} < 2.08 \text{ cm} \dots (OK)$$



## 7.3. DISEÑO DE VIGAS

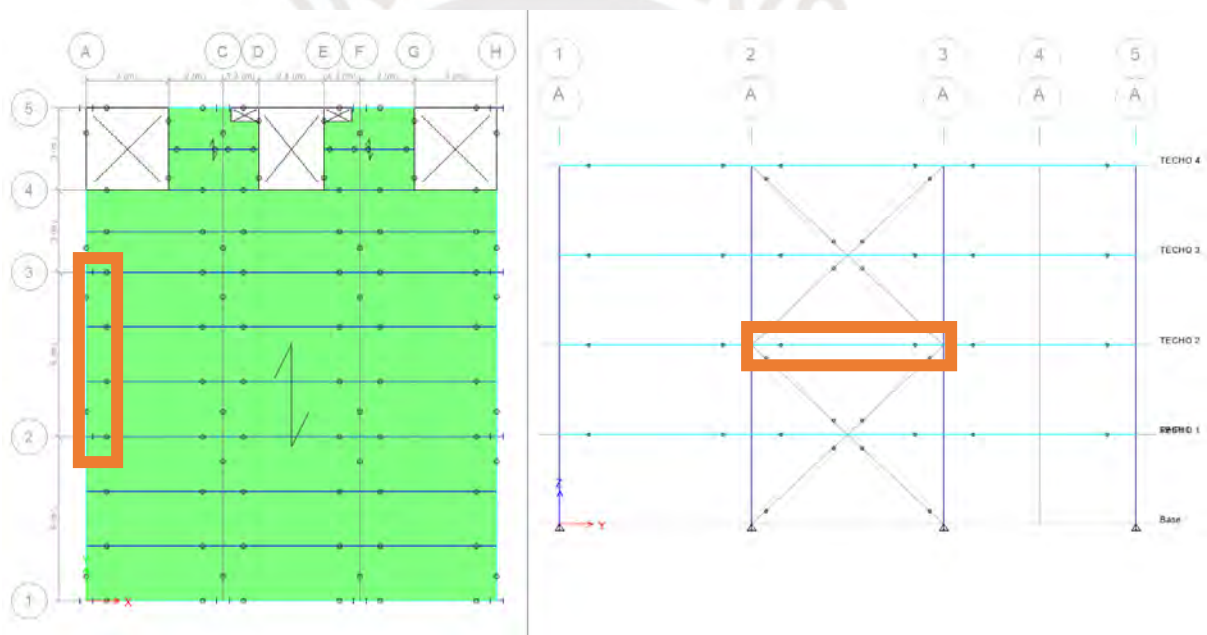
### 7.3.1. Viga Perimetral Y-Y

#### Diseño por Flexión

De forma similar al diseño de las viguetas, se desarrolla el diseño de vigas. Esto debido a que se presenta un modelo rotulado en la intersección viga-columna. Por ende, no se transmite momentos. Por tal motivo, se diseña como elementos simplemente apoyados y la única fuerza que genera flexión son las fuerzas verticales.

En base a esto, la combinación elegida para todos los niveles es:  $1.2D + 1.6L$ .

Además, la viga a diseñar es ubicada en:



**Figura 14** Ubicación de la viga a diseñar

Durante la verificación de la viga perimetral Y obtenida en el predimensionamiento (W12X40) se comprobó que excede por mucho las solicitaciones de la norma. Por ello, tras un proceso iterativo de optimización se optó por la viga W12X26, y se emplea el software ETABS para obtener los momentos últimos. Cabe mencionar que para el proceso de diseño de vigas X o Y, no se consideran como sección compuesta. Por tanto, el perfil de acero solo resiste solicitaciones de carga.

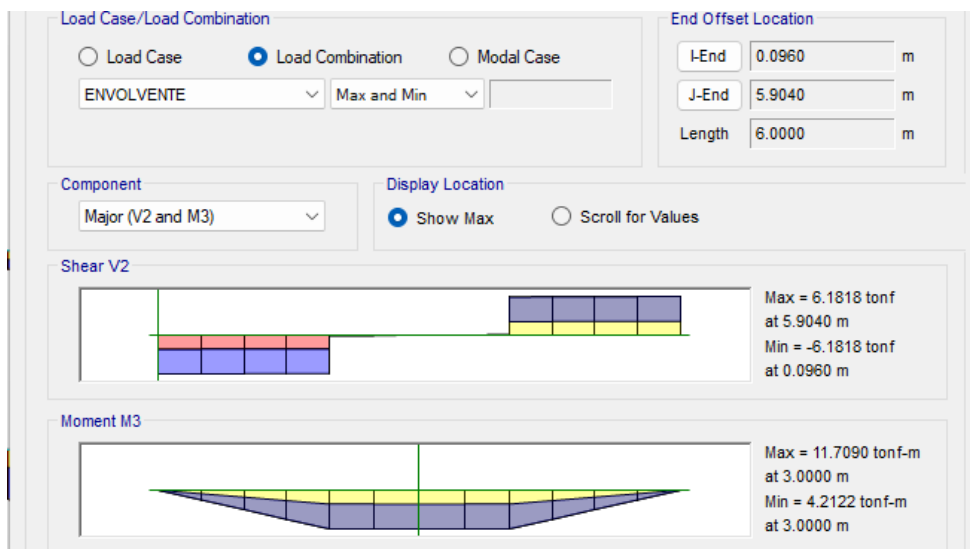


Figura 15 Momento último de la viga obtenido de la envolvente

$$M_u = 11.71 \text{ tonm}$$

Con esto, se procede a mostrar las propiedades del perfil seleccionado:

Tabla 32

Propiedades del perfil W12X26 – Acero A36

W12x26	Area (A)	7.65	in <sup>2</sup>	Zx	37.2	in <sup>3</sup>
		4935.5	mm <sup>2</sup>		609600	mm <sup>3</sup>
	Peralte (d)	12.2	in	Ix	204	in <sup>4</sup>
		309.9	mm		84911211	mm <sup>4</sup>
	Peso (W)	38.69	kgf/m	Iy	17.3	in <sup>4</sup>
					7200804	mm <sup>4</sup>
	Espesor del alma (tw)	0.23	in	Sx	33.4	in <sup>3</sup>
	5.8	mm		547328	mm <sup>3</sup>	
Ancho Ala (bf)	6.49	in	J	0.3	in <sup>4</sup>	
	164.8	mm		124869	mm <sup>4</sup>	
Espesor Ala (tf)	0.38	in	Cw	607	in <sup>6</sup>	
	9.7	mm		163001270990	mm <sup>6</sup>	
rx	5.17	in	ry	1.51	in	
	131.3	mm		38.4	mm	

Se procede a clasificar la sección de acuerdo a sus valores límites de sección, detalla es la norma AISC 360-16:

**Tabla 33**

*Clasificación de flexión del perfil según su esbeltez*

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Desigualdad	Resumen
ALA	$\frac{bf}{2tf}$ 8.54	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 10.76	$0.95 \sqrt{\frac{K_c * E}{F_y}}$ 23.92	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Es compacto
ALMA	$\frac{h}{tw}$ 53.04	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 106.50	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 161.46	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Es compacto

Debido a que la viga se encuentra arriostrada por las viguetas es necesario evaluar el pandeo lateral torsional y a través de su distancia de fluencia, identificar en que zona se encuentra. Para ello, la longitud no arriostrada para el estado de límite de fluencia es:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 38.4 * \sqrt{\frac{2 * 10^6 \text{ Mpa}}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 1.91 \text{ m}$$

Acorde a la norma, es necesario aplicar un factor de reducción de 0.9. Con ello, debe ser mayor a 1.5 el momento de flexión en el eje Y:

$$\begin{aligned} \phi M_n &= M_p < 1.5 M_y \\ 0.9 * F_y * Z_x &< 1.5 * S_x * F_y \\ 15.42 \text{ tonm} &< 20.77 \text{ tonm} \quad (OK) \end{aligned}$$

Para verificar el pandeo torsional vertical e identificar en que zona se encuentra la viga, se debe obtener:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ A}{2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{547328 \text{ mm}^3} \sqrt{\frac{2 * 10^6 \text{ Mpa} * 7.72 * 10^4 \text{ Mpa} * 124869 \text{ mm}^3 * 4935.5 \text{ mm}^2}{2}}$$

$$X_1 = 12.49 \text{ Mpa}$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 4 \frac{163001270990 \text{ mm}^6}{7200804 \text{ mm}^4} \left( \frac{547328 \text{ mm}^3}{7.72 * 10^4 \text{ Mpa} * 124869 \text{ mm}^3} \right)^2$$

$$X_2 = 0.00029 \frac{mm^4}{N^2}$$

$$F_L = F_y - F_r = 248 \text{ Mpa} - 70 \text{ Mpa} = 178 \text{ Mpa}$$

Con esto, se puede obtener la máxima longitud necesaria del perfil para fluencia, la cual es:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}}$$

$$L_r = \frac{38.4 \text{ mm} * 12.49 \text{ Mpa}}{178 \text{ Mpa}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.00029 \frac{mm^4}{N^2} * (178 \text{ Mpa})^2}}$$

$$L_r = 5.51 \text{ m}$$

Así, se puede obtener la siguiente comprobación:

$$L_p < L_b < L_r$$

$$1.91 \text{ m} < 2 \text{ m} < 5.51 \text{ m}$$

Con esto, se puede afirmar que la fluencia de la viga queda dada en la zona 2. Por tanto, su momento nominal queda descrito por:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1 * \left[ 15.42 \text{ tonm} - (15.42 \text{ tonm} - 178 \text{ Mpa} * 547328 \text{ mm}^3) \left( \frac{2 \text{ m} - 1.91 \text{ m}}{5.51 \text{ m} - 1.91 \text{ m}} \right) \right] \leq 15.42$$

$$M_n = 15.29 < 15.42 \text{ tonm} \text{ (OK)}$$

Finalmente, se emplea el momento último obtenido del software para realizar la verificación:

$$\phi M_n > M_u$$

$$13.76 \text{ tonm} > 11.71 \text{ tonm} \quad (\text{OK})$$

Con esto se concluye que la viga tipo W12X26 cumple con el diseño por flexión.

### Diseño por Corte

Del ETABS, se obtuvo:

$$V_u = 6.18 \text{ ton}$$

**Tabla 34**

*Clasificación de corte del perfil según su esbeltez*

$\lambda$	Z1	Z2	Z3	$V_n$
$\frac{h}{tw}$	$\frac{1098}{\sqrt{F_{yw}}}$	$\frac{1373}{\sqrt{F_{yw}}}$	260	$0.6 * F_{yw} * A_{alma}$
53.04	69.71	87.17		

Verificando que el perfil se encuentra en la Z1, se puede obtener la cortante nominal, considerando que las vigas no son híbridas.

$$V_n = 0.6 * 248.117 * (5.8 * 309.9) = 27.48 \text{ ton}$$

Acorde a la norma, es necesario aplicar un factor de reducción de 0.9. Con ello, debe ser mayor a la resistencia de corte que provee el perfil.

$$\phi V_n > V_u$$

$$0.9 * 27.481 \text{ ton} > 6.18 \text{ ton}$$

$$24.73 \text{ ton} > 6.18 \text{ ton} \quad (OK)$$

Con esto se concluye que la viga tipo W12x26 cumple con el diseño por corte.

### Verificación de deflexiones

Del ETABS, se obtuvo las siguientes deflexiones verticales:

$$\Delta L = 0.82 \text{ cm}$$

Se procede a realizar la desigualdad por norma

$$\Delta L < \Delta_{norma} = \frac{L = 600 \text{ cm}}{360}$$

$$1.52 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \dots (OK)$$

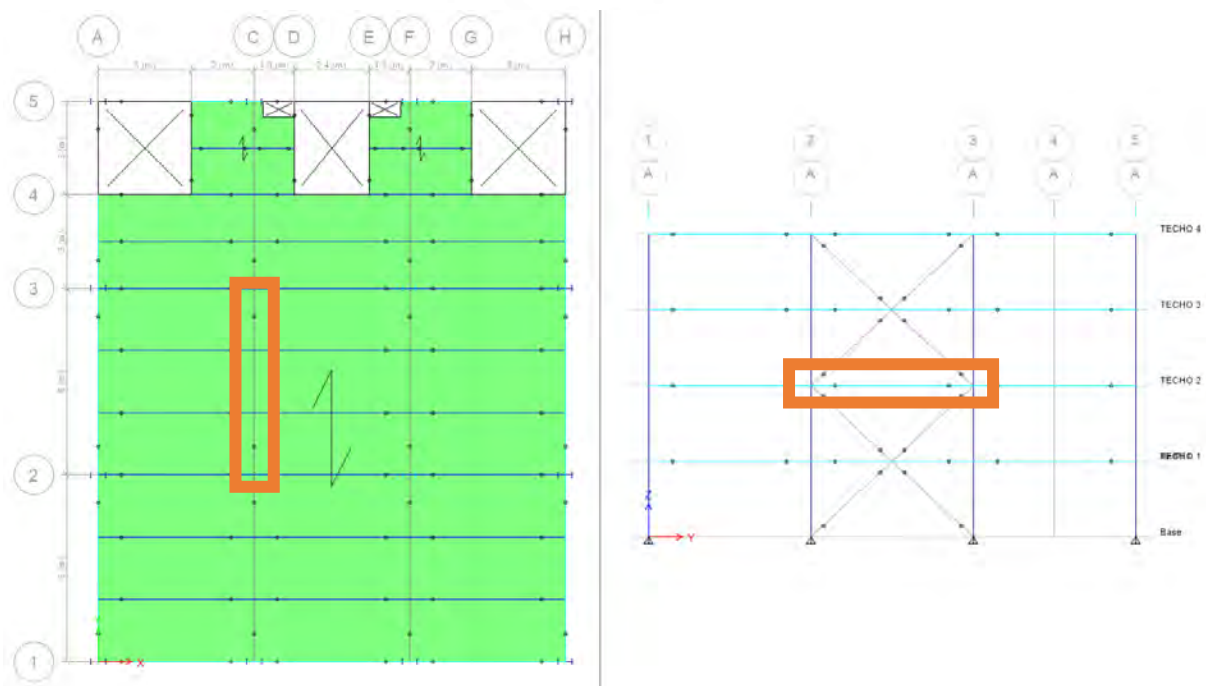
Con esto se concluye que la viga tipo W12x26 cumple las deflexiones permitidas.

### 7.3.2. Viga Interna Y

#### Diseño por Flexión

De igual manera que las vigas perimetrales, se diseñan como elementos simplemente apoyados y la única fuerza que genera flexión son las fuerzas verticales, además, de presentar pandeo lateral torsional con un arriostramiento de 2 metros provistos por las viguetas.

La viga a diseñar es ubicada en:



**Figura 16** Ubicación de la viga a diseñar

Durante la verificación de la viga interna Y obtenida en el predimensionamiento (W10X54) se comprobó que no cumple las solicitaciones de la norma. Por ello, tras un proceso iterativo de optimización se optó por la viga W16X36, y se emplea el software ETABS para obtener los momentos últimos.

Cabe mencionar que para el proceso de diseño de vigas X o Y, no se consideran como sección compuesta. Por tanto, el perfil de acero solo resiste solicitaciones de carga.



**Figura 17** Momento último de la viga obtenido de la envolvente

$$M_u = 23.24 \text{ tonm}$$

Con esto, se procede a mostrar las propiedades del perfil seleccionado:

**Tabla 35**

*Propiedades del perfil W16X36 – Acero A36*

W16X36	Area	10.6	in <sup>2</sup>	Zx	64	in <sup>3</sup>
	(A)	6838.7	mm <sup>2</sup>		1048774	mm <sup>3</sup>
	Peralte	15.9	in	Ix	448	in <sup>4</sup>
	(d)	403.9	mm		186471679	mm <sup>4</sup>
	Peso	53.57	kgf/m	Iy	24.5	in <sup>4</sup>
	(W)				10197670	mm <sup>4</sup>
	Espesor del alma	0.295	in	Sx	56.5	in <sup>3</sup>
(tw)	7.5	mm		925869	mm <sup>3</sup>	
Ancho Ala	6.99	in	J	0.545	in <sup>4</sup>	
(bf)	177.5	mm		226846	mm <sup>4</sup>	
Espesor Ala	0.43	in	Cw	1460	in <sup>6</sup>	
(tf)	10.9	mm		392062365149	mm <sup>6</sup>	
rx	6.51	in	ry	1.52	in	
	165.4	mm		38.6	mm	

Se procede a clasificar la sección de acuerdo a sus valores límites de sección, detalla es

la norma AISC 360-16:

**Tabla 36**

*Clasificación de flexión del perfil según su esbeltez*

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Desigualdad	Resumen
ALA	$\frac{bf}{2tf}$ 8.13	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 10.76	$0.95 \sqrt{\frac{Kc * E}{F_y}}$ 23.92	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Es compacto
ALMA	$\frac{h}{tw}$ 53.90	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 106.50	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 161.46	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Es compacto

Debido a que la viga se encuentra arriostrada por las viguetas es necesario evaluar el pandeo lateral torsional y a través de su distancia de fluencia, identificar en que zona se encuentra. Para ello, la longitud no arriostrada para el estado de límite de fluencia es:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 38.4 * \sqrt{\frac{2 * 10^6 \text{ Mpa}}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 1.91 \text{ m}$$

Acorde a la norma, es necesario aplicar un factor de reducción de 0.9. Con ello, debe ser mayor a 1.5 el momento de flexión en el eje Y:

$$\phi M_n = M_p < 1.5 M_y$$

$$0.9 * F_y * Z_x < 1.5 * S_x * F_y$$

$$26.53 \text{ tonm} < 35.14 \text{ tonm} \quad (\text{OK})$$

Para verificar el pandeo torsional vertical e identificar en que zona se encuentra la viga, se debe obtener:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = 11715.33 \text{ Mpa}$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 0.00043 \frac{\text{mm}^4}{\text{N}^2}$$

$$F_L = F_y - F_r = 248 \text{ Mpa} - 70 \text{ Mpa} = 178 \text{ Mpa}$$



Con esto, se puede obtener la máxima longitud necesaria del perfil para fluencia, la cual es:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} = 5.58m$$

Así, se puede obtener la siguiente comprobación:

$$L_p < L_b < L_r$$

$$1.91 m < 2m < 5.58m$$

Con esto, se puede afirmar que la fluencia de la viga queda dada en la zona 2. Por tanto, su momento nominal queda descrito por:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 26.33 \text{ tonm} < 26.53 \text{ tonm} \text{ (OK)}$$

Finalmente, se emplea el momento último obtenido del software para realizar la verificación:

$$\phi M_n > M_u$$

$$23.70 \text{ tonm} > 22.24 \text{ tonm} \text{ (OK)}$$

Con esto se concluye que la viga tipo W16X36 cumple con el diseño por flexión.

### **Diseño por Corte**

Del ETABS, se obtuvo:

$$V_u = 11.68 \text{ ton}$$

**Tabla 37**

*Clasificación de corte del perfil según su esbeltez*

$\lambda$	Z1	Z2	Z3	Vn
$\frac{h}{tw}$	1098	1373		
	$\frac{1098}{\sqrt{F_{yw}}}$	$\frac{1373}{\sqrt{F_{yw}}}$	260	$0.6 * F_{yw} * A_{alma}$
53.90	69.71	87.17		

Verificando que el perfil se encuentra en la Z1, se puede obtener la cortante nominal, considerando que las vigas no son híbridas.

$$V_n = 0.6 * 248.117 * (7.5 * 403.9) = 45.94 \text{ ton}$$

Acorde a la norma, es necesario aplicar un factor de reducción de 0.9. Con ello, debe ser mayor a la resistencia de corte que provee el perfil.

$$\phi V_n > V_u$$

$$0.9 * 45.94 \text{ ton} > 12.31 \text{ ton}$$

$$41.34 \text{ ton} > 11.68 \text{ ton} \quad (OK)$$

Con esto se concluye que la viga tipo W16X36 cumple con el diseño por corte.

### Verificación de deflexiones

Del ETABS, se obtuvo las siguientes deflexiones verticales:

$$\Delta L = 0.79 \text{ cm}$$

Se procede a realizar la desigualdad por norma

$$\Delta L < \Delta_{norma} = \frac{L = 600 \text{ cm}}{360}$$

$$1.55 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm} \dots (OK)$$

Con esto se concluye que la viga tipo W16X36 cumple las deflexiones permitidas.

Del mismo modo, se sigue este proceso para las demás vigas en el eje x. Cabe mencionar que esta distribución es típica para todos los pisos.

**Tabla 38***Cuadro resumen de las vigas obtenidas*

Eje	Tipo	Perfil seleccionado
X	Perimetral	W12X26
X	Interno	W12X19
X	Ducto	W12X19
Y	Perimetral	W12X26
Y	Ducto	W12X19
Y	Interno	W16X36



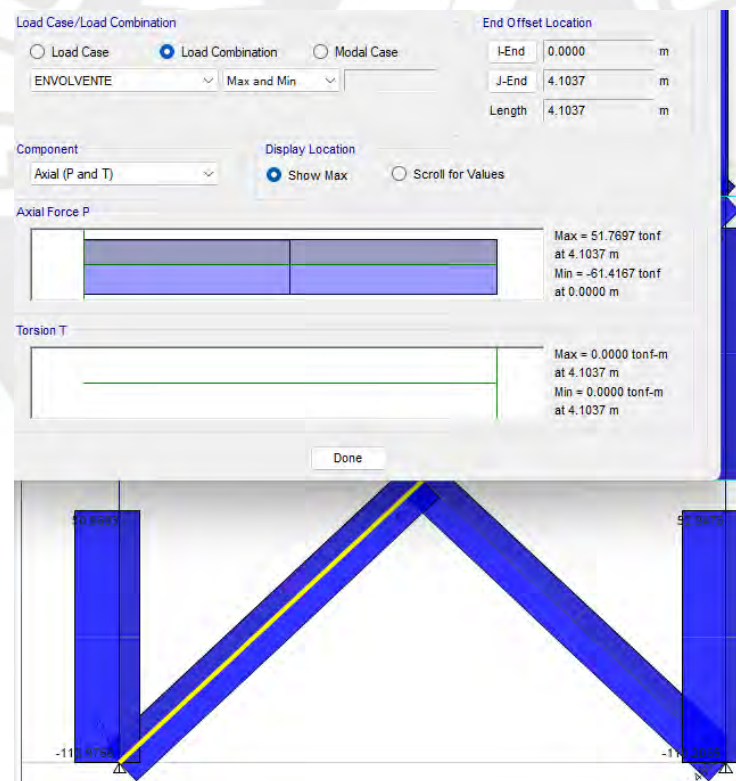
## 7.4. DISEÑO DE ARRIOSTRES SÍSMICOS

Se realizará el diseño para el arriostre ubicado en el primer piso del eje X, debido a que es el piso y dirección donde se presenta las mayores fuerzas de corte. Este perfil será típico en toda la altura del edificio. Cabe mencionar que el perfil circular será de acero ASTM A500 grado B, debido que es lo recomendable por el AISC 360-16. Cuya fluencia es:

$$F_y = 2952 \text{ kg/cm}^2$$

Durante la verificación del arriostre obtenido en el predimensionamiento (HSS3.5X0.313) se comprobó que no cumple las solicitaciones de la norma. Por ello, tras un proceso iterativo de optimización se optó el perfil HSS5X0.375, y se emplea el software ETABS para obtener la fuerza axial:

$$P_{u_{max}} = 61.42 \text{ ton}$$



**Figura 18** Carga última sometida el arriostre

**Tabla 39***Propiedades del perfil HSS5X0.375*

HSS5X0.375	Area (A)	5.1 3290.3	in2 mm2	Z <sub>x</sub> = Z <sub>y</sub>	7.56 123886	in3 mm3
	Espesor (t)	0.375 9.5	in mm	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	13.9 5785617	in4 mm4
	Peso (W)	27.60	kgf/m	S <sub>x</sub> = S <sub>y</sub>	5.55 90948	in3 mm3
	Diametro Exterior (OD)	5 127.0	in mm	R <sub>x</sub> = R <sub>y</sub>	1.65 41.9	in mm
	Diametro Interior (ID)	4.30 109.3	in mm	J	27.7 11529610	in4 mm4

Se procede a clasificar al perfil de acuerdo a su esbeltez:

**Tabla 40***Clasificación del perfil según sus dimensiones*

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Desigualdad	Resumen
ALA	$\frac{D}{t}$	$0.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	Es compacto
	13.33	1.87	21.07		

**Diseño por compresión axial**

Se considerará como factor de longitud efectiva  $K = 1$ , debido a que se encuentra arriostrado en ambas direcciones. La distancia será el 70% de la distancia entre ejes, esto debido a que la placa de conexión en ambos lados reduce la extensión de este.

**Tabla 41***Cálculo de esbeltez del perfil*

EJE	Longitud real entre Columnas L (m)	Factor de Longitud efectiva K	Radio de giro r (m)	Esbeltez KL/r	Límite máximo KL/r < 200
X-X / Y-Y	2.873	1	0.042	68.54	SI

Una vez verificado que la esbeltez cumpla el límite máximo establecido, se procede a calcular el esfuerzo crítico de pandeo del rango elástico y así ubicar en que zona se encuentra.

$$\text{Limite máximo elástico} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2952 \text{ kg/cm}^2}} = 125.62$$

$$\text{Rango elástico: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 68.54 \leq 125.62 \dots (\text{OK})$$

Debido a que se ubica en el rango elástico, se presenta el esfuerzo crítico de pandeo elástico, el cual se obtiene de la siguiente forma:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(68.54)^2} = 4411.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{2952}{4411.80} \right] * 2952 = 2231.05 \text{ kg/cm}^2$$

Por último, se calcula la resistencia de compresión axial del perfil y se verifica, considerando un factor de reducción de 0.9:

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$0.9 * F_{cr} * A_g > 42.6 \text{ ton}$$

$$66.07 \text{ ton} > 61.42 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Con esto se concluye que el perfil HSS5X0.375 cumple con el diseño compresión axial.

### **Diseño por tracción axial de la sección bruta**

Como ya se verificó la esbeltez, se procede ahora a corroborar la resistencia a tracción con las fórmulas detalladas en 2.5.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$$

$$\phi_t P_n = 0.9 * 2952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3290.3 \text{ mm}^2 = 87.42 \text{ ton}$$

Obtenida la resistencia nominal, se procede a verificar que se cumpla el diseño por resistencia:

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$87.42 \text{ ton} > 61.42 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Con esto se concluye que el perfil HSS5X0.375 cumple con el diseño por tracción.

### **Diseño por tracción axial de la sección neta**

Como ya se verificó la esbeltez, se procede ahora a corroborar la resistencia a tracción con las fórmulas detalladas en 2.5.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = \phi_t F_u (A_n U)$$

Este tipo de resistencia está directamente relacionado con la conexión empleada. Se tiene plasmado una conexión soldada en ambos extremos del arriostre a una placa nudo. Sobre la cual el arriostre se empotra una distancia de 6". Por tanto, el área neta (el cual depende del tipo de conexión) quedan dados por:

$$A_n = A_g - 2(t_{placa\ nudo} * t_{perfil})$$

$$A_n = 5.1\ in^2 - 2(1\ in * 0.375\ in) = 4.35\ in^2$$

El factor U queda dado por:

Como  $D_{ext} \leq l < 1.3D_{ext}$ , es decir,  $5\ in \leq 5\ in < 6.5\ in$ , el factor se obtiene con:

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}, \text{ donde } \bar{X} = \frac{D}{\pi}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{5}, \text{ donde } \bar{X} = \frac{5}{\pi} = 1.592$$

$$U = 0.682$$

La resistencia nominal queda dada por:

$$\phi_t P_n = 0.9 * 58 \frac{Klb}{in^2} * 4.35\ in^2 * 0.682 = 139.31\ Klb = 63.18\ ton$$

Por último, se procede a verificar que se cumpla el diseño por resistencia:

$$\phi_t P_n > P_u$$

$$63.18\ ton > 61.42\ ton \quad (OK)$$

Con esto se concluye que el perfil HSS5X0.375 cumple con el diseño por fractura por tracción. Además, por fines prácticos, se emplea el mismo tipo de arriostres en ambas direcciones.





## 7.5. DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño se realiza de los dos tipos de columnas existentes, las cuales están ubicadas en el perímetro y en la parte interna de la edificación, ambos pertenecientes a diferentes marcos. Cabe mencionar que cada tipo columna será típica para todos los pisos, tomando como base al primer nivel.

### 7.5.1. Columna Interna

Este tipo de columna es diseñado solo a compresión, debido a que tanto el apoyo como los elementos horizontales son articulados y no transfieren momentos a las columnas. Además, de que no se encuentran en contacto directo con ningún arriostre.

Por otro lado, se verificó la columna obtenida en el predimensionamiento (W18X60) y se comprobó que se encontraba sobredimensionada. Por ello, tras un proceso iterativo de optimización se optó por el perfil W18X40, y se emplea el software ETABS para obtener la fuerza axial última del primer piso:

$$P_u = 140 \text{ ton}$$

Es necesario verificar si el perfil cumple los límites de esbeltez:

**Tabla 42**

*Clasificación del perfil según su esbeltez*

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Desigualdad	Resumen
ALA	$\frac{bf}{2tf}$ 5.73	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 34.96	$0.95 \sqrt{\frac{Kc * E}{F_y}}$ 77.68	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Es compacto
ALMA	$\frac{h}{tw}$ 56.83	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 345.91	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 524.39	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Es compacto

Tabla 43

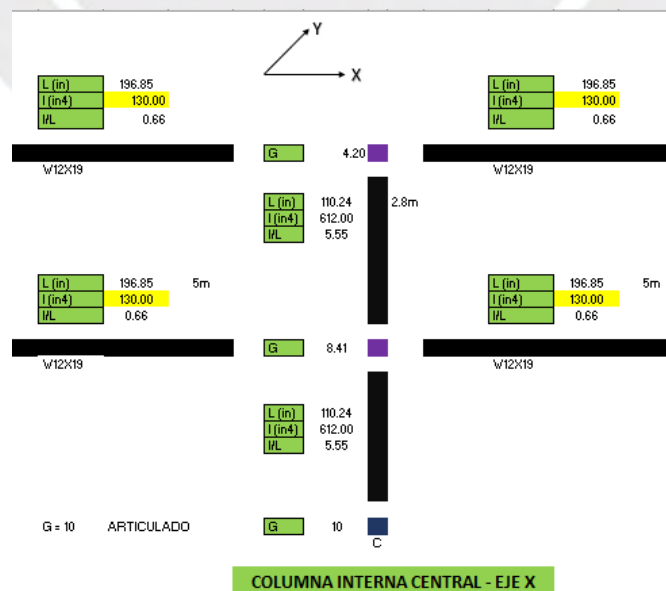
## Propiedades del perfil W16X36

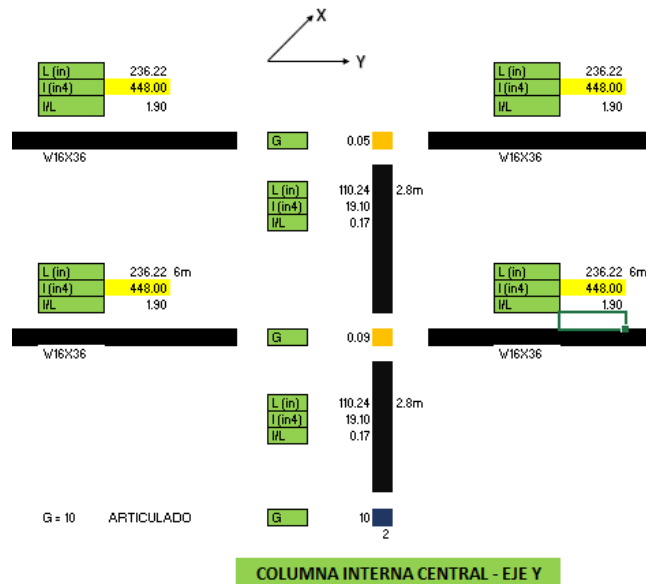
W18X40	Area (A)	11.8 7612.9	in <sup>2</sup> mm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub>	78.4 1284749	in <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub>	10 163871	in <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
	Peralte (d)	17.9 454.7	in mm	I <sub>x</sub>	612 254733632	in <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub>	19.1 7950020	in <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
	Peso (W)	53.57	kgf/m	S <sub>x</sub>	68.4 1120878	in <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	S <sub>y</sub>	6.35 104058	in <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
	Espesor del alma (tw)	0.315 8.0	in mm	R <sub>x</sub>	7.21 183.1	in mm	R <sub>y</sub>	1.27 32.3	in mm
	Ancho Ala (bf)	6.02 152.9	in mm	Espesor Ala (tf)	0.525 13.3	in mm			

Como parte del diseño de un elemento a compresión se debe calcular la longitud efectiva de la columna, la cual se encuentra arriostrados en ambas direcciones.

Para ello, se calcula la resistencia a la rotación en el nudo del primer nivel, la cual es proporcionada por las vigas y las columnas presentes y se determina de la siguiente forma:

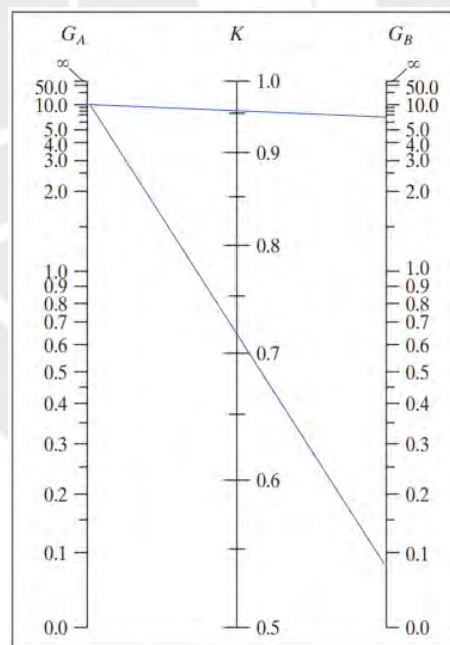
$$G = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_g I_g}{L_g}}$$





**Figura 19** Cálculo de resistencia de rotación

Se procede a emplear los nanogramas detallados en McCormac, cuya intersección nos provee el valor del factor de longitud efectiva



(a) Ladeo impedido (marco arriostrado)

Ga	10	K	0.96	XX
Gb	8.41			
Ga	10	K	0.72	YY
Gb	0.09			

**Figura 20** Cálculo factor K

**Fuente:** McCormac, J. y Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*.

**Tabla 44***Cálculo de esbeltez del perfil*

EJE	Longitud real entre Columnas L (m)	Factor de Longitud efectiva K	Radio de giro r (m)	Esbeltez KL/r	Esbeltez Gobernante	Límite máximo KL/r < 200
X-X	2.8	0.95	0.183	14.52	63.36	SI
Y-Y	2.8	0.73	0.032	63.36		SI

Una vez verificado que la esbeltez cumpla el límite máximo establecido, se procede a calcular el esfuerzo crítico del rango elástico y así ubicar en que zona se encuentra.

$$\text{Limite máximo elastico} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2030000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 133.42$$

$$\text{Rango elástico: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 63.36 \leq 133.42 \dots (\text{OK})$$

Debido a que se ubica en el rango elástico, se presenta el esfuerzo crítico de pandeo elástico, el cual se obtiene de la siguiente forma:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(63.36)^2} = 5162.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{2530}{5162.17} \right] * 2530 = 2060.87 \text{ kg/cm}^2$$

Por último, se calcula la resistencia de compresión axial del perfil y se verifica, considerando un factor de reducción de 0.9:

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$0.9 * F_{cr} * A_g > 140 \text{ ton}$$

$$141.20 \text{ ton} > 140 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Con esto se concluye que el perfil tipo W18X40 cumple con el diseño compresión axial.

### **Verificación por flexo compresión**

Debido a la ausencia de momentos en la columna, la verificación se limita a lo obtenido en por las cargas axiales.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{140}{141.2} + \frac{8}{9} (0) \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \rightarrow 0.98 \leq 1.0 \dots (OK)$$

En conclusión, el perfil W18X40 cumple todas las sollicitaciones.

### **7.5.2. Columna Perimetrales**

Todas las columnas que se encuentran en el perímetro se encuentran en contacto mínimo con un arriostre. Por lo que su diseño será por capacidad. No obstante, para realizar este diseño se parte desde un análisis al arriostre HSS5X0.375 obtenido anteriormente.

#### **Demanda por tracción en el arriostre**

Acorde al AISC 341, se le asigna un factor de sobre-resistencia igual a 1.4. Por lo que la demanda quedará definida como:

$$P_{u_{dem_{trac}}} = R * F_y * A_g = 1.4 * 2952 \frac{kg}{cm^2} * (5.1in)^2 * (2.54 cm)^2 = 136 ton$$

#### **Demanda por compresión en el arriostre**

Acorde al AISC 341, se sigue el mismo orden a un diseño simple de compresión. No obstante, se agrega el factor de sobre-resistencia en algunas partes del proceso.

**Tabla 45***Cálculo de esbeltez del perfil*

EJE	Longitud real entre Columnas	Factor de Longitud efectiva	Radio de giro	Esbeltez	Límite máximo
	L (m)	K	r (m)	KL/r	KL/r < 200
X-X / Y-Y	2.873	1	0.042	68.54	SI

Una vez verificado que la esbeltez cumpla el límite máximo establecido, se procede a calcular el esfuerzo crítico de pandeo del rango elástico y así ubicar en que zona se encuentra.

$$\text{Limite máximo elástico} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{R * F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2}} = 106.17$$

$$\text{Rango elástico: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{R * F_y}} \Rightarrow 68.54 \leq 106.17 \dots (OK)$$

Debido a que se ubica en el rango elástico, se presenta el esfuerzo crítico de pandeo elástico, el cual se obtiene de la siguiente forma:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(68.54)^2} = 4411.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{R * F_y}{F_e} \right] F_y * R = \left[ 0.658 \frac{1.4 * 2952}{4411.80} \right] * 2952 * 1.4 = 2792.04 \text{ kg/cm}^2$$

Se procede a calcular las dos demandas posibles, siendo la menor la seleccionada para continuar con el procedimiento:

$$P_{u\text{dem-comp1}} = 1.14 * F_{cr} * A_g = 1.14 * 2792.04 \text{ kg/cm}^2 * 5.1 \text{ in} = 104.72 \text{ ton}$$

$$P_{u\text{dem-comp2}} = R * F_y * A_g = 1.4 * 2952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 5.1 \text{ in} * (2.54 \text{ cm})^2 = 135.98 \text{ ton}$$

$$\therefore P_{u\text{dem-Comp}} = 104.72 \text{ ton}$$

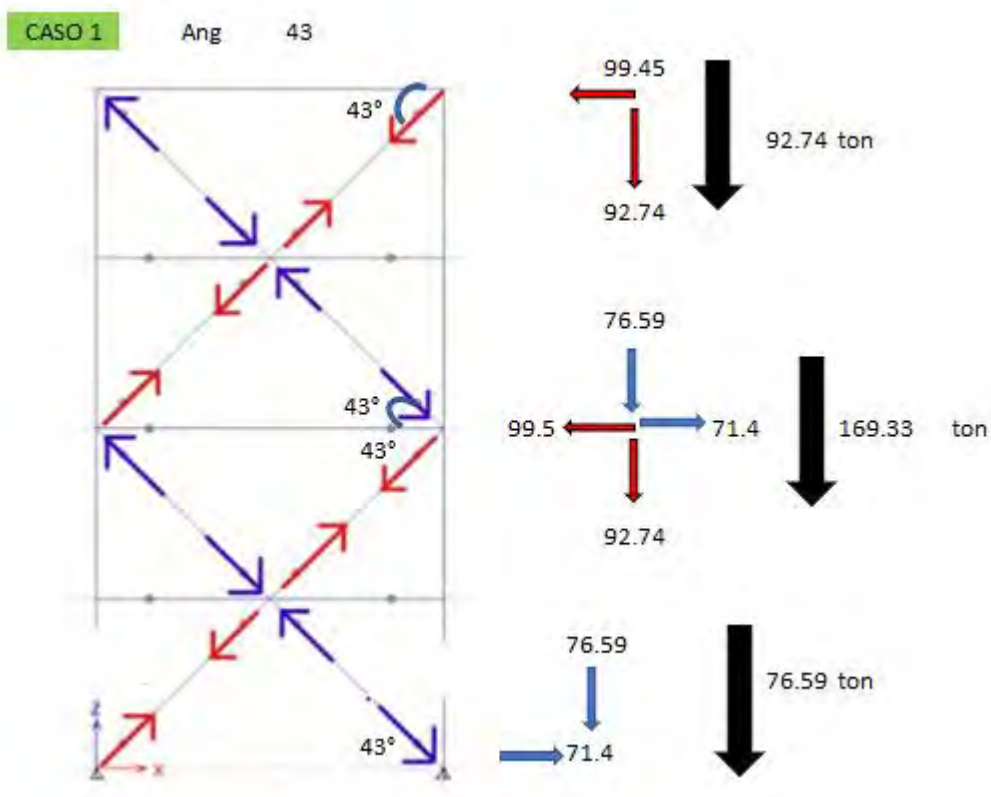
### Demanda post-pandeo en el arriostre

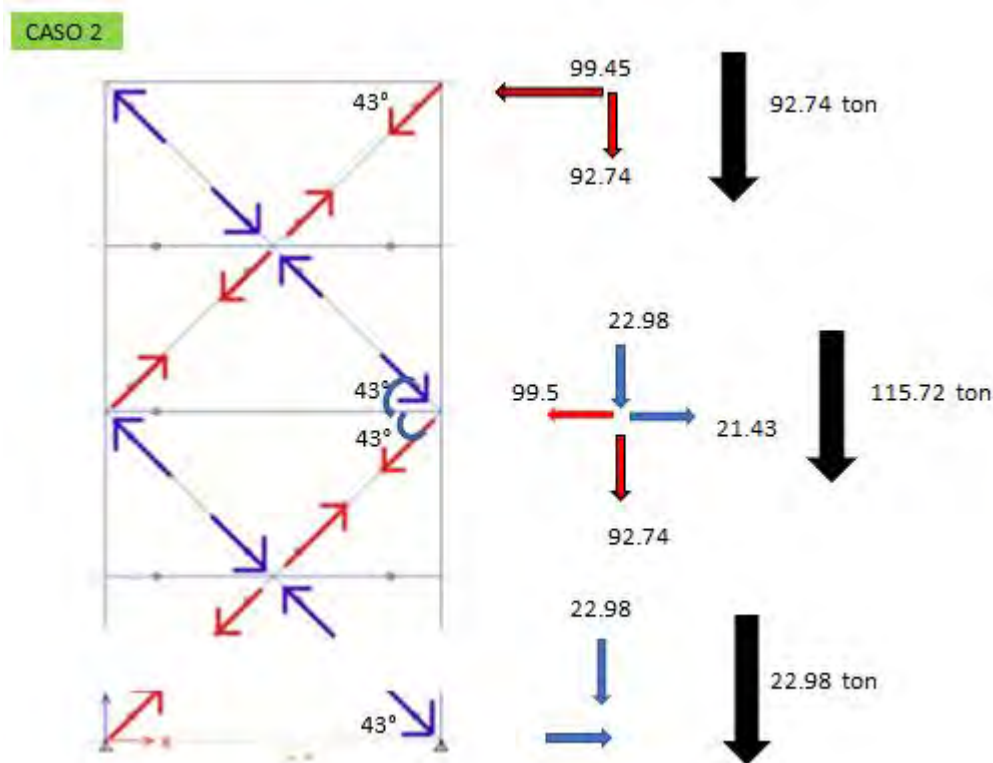
Acorde al AISC 341, la demanda por post pandeo es el 30% de la demanda por compresión:

$$Pu_{post-pandeo} = 0.3 * Pu_{dem-Comp} = 0.3 * 104.72 = 31.42 \text{ ton}$$

Para determinar la demanda que genera el sismo en las columnas se debe analizar dos casos:

- Todos los elementos desarrollan su resistencia esperada a tracción y compresión.
- Todos los elementos traccionados desarrollan su resistencia tracción y los comprimidos desarrollando resistencia post pandeo.





**Figura 21** Cálculo de fuerzas de demanda en la columna para los dos casos

Tanto en el techo del nivel 1 y 3, se unen los arriostres. Por lo que, al ser los arriostres de igual perfil, proveen una fuerza de resistencia igual, pero en diferente dirección. Por ello, en ese piso no existe resultante hacia la columna.

No obstante, en los demás pisos si se presenta, siendo el caso 1, el que presenta una mayor carga axial para la columna, con un valor de:

$$\phi P_n = 92.74 + 169.33 = 262 \text{ ton}$$

En base a este valor de resistencia, se busca un perfil que provea una resistencia similar.

A lo que se selecciona el perfil W18X60 que brinda una resistencia de  $\phi P_n = 265 \text{ ton}$ .



### Verificación por flexo compresión

Debido a la ausencia de momentos en la columna, la verificación se limita a lo obtenido en por las cargas axiales.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{262}{265} + \frac{8}{9} (0) \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \rightarrow 0.98 \leq 1.0 \dots (OK)$$

En conclusión, el perfil W18X60 cumple todas las solicitaciones.



## 7.6.DISEÑO DE CONEXIONES

### 7.6.1. Conexión Vigueta – Viga Principal Y

Este tipo de conexión será netamente a cortante, y basado en un diseño por soldadura. La soldadura será tipo electrodo E60, típico de los elementos diseñados A36.

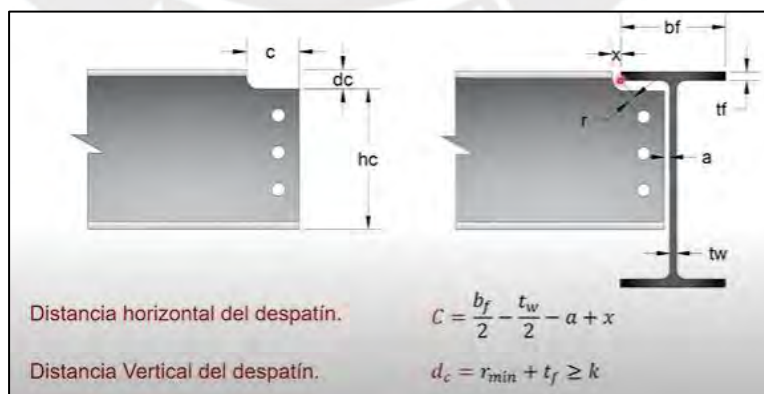
Las propiedades de los perfiles determinados anteriormente son las siguientes:

**Tabla 46**

*Cálculo de esbeltez del perfil*

Vigueta			Viga		
W12X19			W16X36		
Area (A)	5.57	in <sup>2</sup> 35.94 cm <sup>2</sup>	Area (A)	10.6	in <sup>2</sup> 6838.7 mm <sup>2</sup>
Peralte (d)	12.2	in 30.99 cm	Peralte (d)	15.9	in 403.9 mm
Espesor del alma (tw)	0.235	in 0.60 cm	Espesor del alma (tw)	0.295	in 7.5 mm
Ancho Ala (bf)	4.01	in 10.19 cm	Ancho Ala (bf)	6.99	in 177.5 mm
Espesor Ala (tf)	0.35	in 0.89 cm	Espesor Ala (tf)	0.43	in 10.9 mm
K (det)	0.875	in 2.22 cm	K (det)	1.13	in 2.86 cm
T (d-2k)	10.45	in 26.54 cm	T (d-2k)	13.62	in 398.15 cm
Fy	2530	kg/cm <sup>2</sup>	Fy	2530	kg/cm <sup>2</sup>
Fu	4076	kg/cm <sup>2</sup>	Fu	4076	kg/cm <sup>2</sup>

Para ello, previamente se realiza unos recortes en la vigueta, para facilitar su instalación:



**Figura 22** Imagen referencial de longitudes de recortes y espaciado

Tomado de Ingenierodelacero/Youtube.com

De acuerdo a lo anterior, y considerando  $a = x = \frac{1}{2}$ " (AISC 360-16), se tiene:

$$C = \frac{6.99in}{2} - \frac{0.295in}{2} - \frac{1}{2} + \frac{1}{2} = 3.35" \rightarrow C = 4"$$

$$d_c = 1.5 \geq 1.38in \rightarrow d_c = 1.5"$$

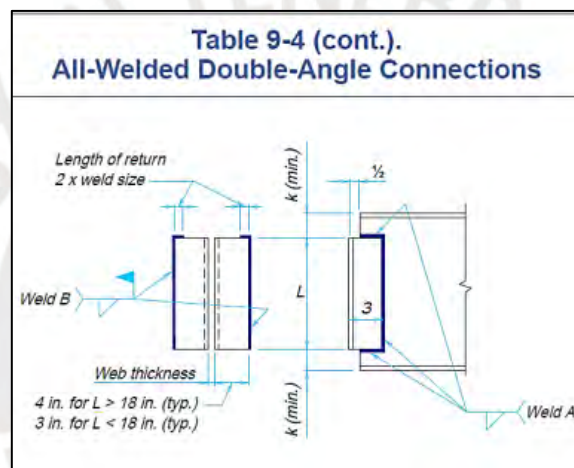
Se procede con el cálculo del rango permisible de la longitud de la soldadura en el ángulo:

$$L_{min} = \frac{T_{vigüeta}}{2} = 5.2 in$$

$$L_{m\acute{a}x} = d_{vigüeta} - d_{recorte} - K_{det\ vigüeta}$$

$$L_{m\acute{a}x} = 12.2 - 1.5 - 0.875 = 9.83in$$

### Diseño de soldadura A (alma vigüeta – ángulo)



**Figura 23** Conexión soldada doble ángulo  
Tomado de Manual LRFD AISC – 2016

Acorde a la norma AISC, se toma las siguientes consideraciones:

- Debido a que el rango de soldadura vertical es menor a 18in, corresponde un valor de longitud de ángulo de 3”.
- Se opta por una soldadura vertical de 6”, la cual se encuentra comprendida dentro del rango permisible.
- Soldadura superior e inferior es hasta el borde del alma, por lo que es una longitud de 2.5”.
- Se opta por una soldadura de 5mm, es decir, 3/16”.

Se procede con el cálculo de la resistencia de la soldadura tipo filete:

$$\phi R_n = \phi F_w A_w = \phi(0.6F_{EX})(0.707w_s l_s)$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 60KSI) \left( 0.707 * \frac{3}{16} \text{ in} * 12 \text{ in} \right) = 20.45 \text{ ton}$$

Se procede con el cálculo de la resistencia del metal base:

$$\phi R_n = \phi F_{BM} A_{BM} = \phi(F_y)(w_s l_s)$$

$$\phi R_n = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (0.5 \text{ cm} * 12 \text{ in} * 2.54 \text{ cm}) = 34.70 \text{ ton}$$

Se procede a seleccionar el menor valor y comparar con la resistencia última obtenida de ETABS:

$$\phi R_n > V_u$$

$$20.45 \text{ ton} > 5.74 \text{ ton} \quad (OK)$$

### **Diseño de soldadura B (alma viga – ángulo)**

Acorde a la figura 23, el retorno del filete en la parte superior del ángulo debe cumplir que:

$$2w < l < 4w \rightarrow 1 \text{ cm} < l < 2 \text{ cm} \rightarrow l = 1.27 \text{ cm} \approx 0.5''$$

Se procede con el cálculo de la resistencia de la soldadura tipo filete:

$$\phi R_n = \phi F_w A_w = \phi(0.6F_{EX})(0.707w_s l_s)$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 60KSI) \left( 0.707 * \frac{3}{16} \text{ in} * 6.5 \text{ in} \right) = 11 \text{ ton}$$

Se procede con el cálculo de la resistencia del metal base:

$$\phi R_n = \phi F_{BM} A_{BM} = \phi(F_y)(w_s l_s)$$

$$\phi R_n = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (0.5 \text{ cm} * 6.5 \text{ in} * 2.54 \text{ cm}) = 18.8 \text{ ton}$$

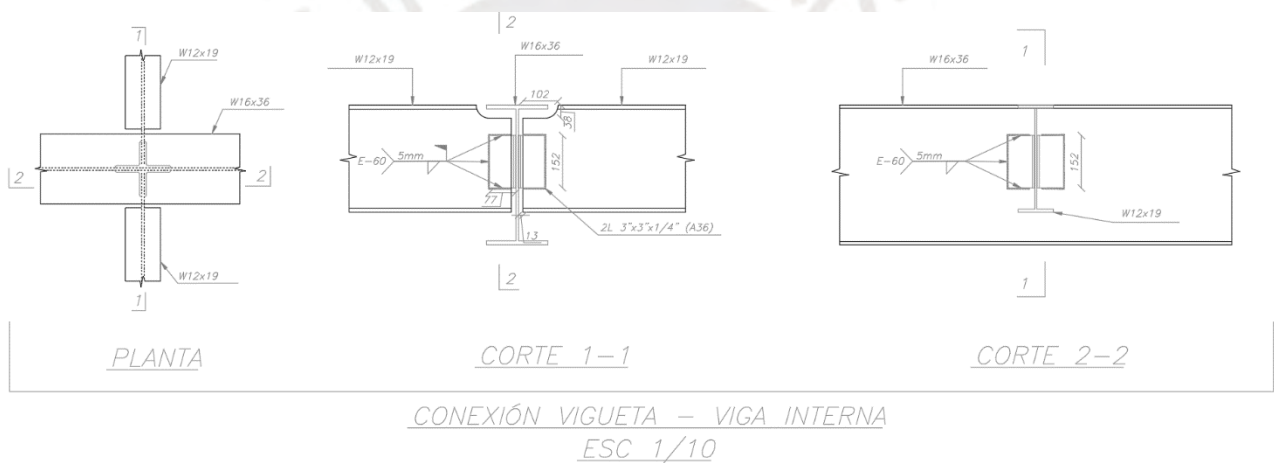
Se procede a seleccionar el menor valor y comparar con la resistencia última obtenida de ETABS:

$$\phi R_n > V_u$$

$$11 \text{ ton} > 5.74 \text{ ton} \quad (OK)$$

Al evidenciarse que se cumple todos los requerimientos, se concluye que en ambos perfiles se empleará una soldadura de 3/16" o 5mm y el espesor para el ángulo seleccionado es el más próximo superior a al espesor de la soldadura, es decir, 1/4". Por tanto, para las viguetas se seleccionará los ángulos 2L 3X3X1/4" de una longitud de 6" basado en acero A36.

Cabe mencionar que esta conexión es típica para todos los pisos. Por fines prácticos, se emplea el mismo tipo de conexión para la unión de vigueta y viga perimetral Y. Además, de la zona de pozos de luz donde se une viguetas del mismo tipo.



**Figura 24** Conexión vigueta – viga interna

### 7.6.2. Conexión Viga - Columna

Este tipo de conexión será netamente a cortante, y basado en un diseño emperrado con doble ángulo. Los ángulos serán de acero A36.

Se detallará la conexión más crítica, es decir, la conexión viga W16X36 y la Columna W18X40. Para ello, se muestra sus propiedades

**Tabla 47**

*Propiedades de los perfiles de vigas y columnas*

Viga			Columna		
W16X36			W18X40		
Area (A)	10.6 6838.7	in <sup>2</sup> mm <sup>2</sup>	Area (A)	11.8 7612.9	in <sup>2</sup> mm <sup>2</sup>
Peralte (d)	15.9 403.9	in mm	Peralte (d)	17.9 454.7	in mm
Espesor del alma (tw)	0.295 7.5	in mm	Espesor del alma (tw)	0.315 8.0	in mm
Ancho Ala (bf)	6.99 177.5	in mm	Ancho Ala (bf)	6.02 152.9	in mm
Espesor Ala (tf)	0.43 10.9	in mm	Espesor Ala (tf)	0.525 13.3	in mm
K (det)	1.13 2.86	in mm	K (det)	1.19 3.01	in mm
T (d-2k)	13.62 345.95	in mm	T (d-2k)	15.526 394.36	in mm
Fy	2530	kg/cm <sup>2</sup>	Fu	4076	kg/cm <sup>2</sup>
Fu	4076	kg/cm <sup>2</sup>	Fy	2530	kg/cm <sup>2</sup>

Acorde a la norma AISC, y como se mostró en la figura 22, se debe contar con una holgura de ½” entre ambos elementos, para permitir la rotación admisible de 0.03 rad.

Por otro lado, se procede a calcular el rango permisible del espaciamiento de pernos, los cuales serán A325 con la rosca incluida en el plano de corte y se propone un diámetro de 5/8” (15.9mm), siendo uno de los más comerciales en el país:

$$S_{min} = 3d_p + 1.59mm = 3 * 15.9mm + 1.59mm = 49.29mm \rightarrow 50mm$$

$$S_{max} = 5d_p = 5 * 15.9mm = 79.5mm \rightarrow 80mm$$

Se procede a calcular en rango de pernos permisibles:

$$n_{m\acute{a}x} < \frac{L}{50} = \frac{345.95}{50} = 6.9 \rightarrow m\acute{a}x \text{ pernos} = 6$$

$$n_{m\acute{i}n} > \frac{L}{2} = \frac{345.95}{2 * S_{min}} = 2.80 \rightarrow m\acute{i}n \text{ pernos} = 3$$

Procedemos a probar con 3 pernos de 5/8" (15.9mm) en acero A325 separados 50mm entre ejes. Además, es necesario calcular las distancias a los bordes. De acuerdo a las disposiciones del AISC, se tiene:

$$distancia \text{ al borde vertical de la placa} = l_{ev} > 1.5d_p = 24mm \rightarrow 30mm$$

$$distancia \text{ al borde horizontal de la placa} = l_{eh} < 2d_p = 31.8mm \rightarrow 30mm$$

Se calcula la resistencia nominal que se obtiene de la viga en:

### **Desgarramiento del alma de la viga**

Para poder calcular la resistencia nominal, es necesario calcular la longitud de conexión:

$$l_c = l_{eh} - \frac{d_h}{2} = 30mm - \frac{15.9mm + 15.9mm}{2} = 21.26mm$$

$$\phi Rn = \phi 1.2l_c * t_w * F_u = 0.75 * 1.2 * 21.26mm * 7.5mm * 40.76 \frac{kg}{mm^2} = 5.8 \text{ ton}$$

### **Aplastamiento del agujero**

La resistencia para un agujero será:

$$\phi Rn = \phi 2.4 * d_p * t_w * F_u = 0.75 * 2.4 * 15.9mm * 7.5mm * 40.76 \frac{kg}{mm^2} = 8.7 \text{ ton}$$

### **Cortante en el perno**

La resistencia para un perno será:

$$\phi Rn = \phi A_p * t_w * F_{nv} = 0.75 * \frac{\pi * 15.9^2}{4} * 37.93 \frac{kg}{mm^2} = 5.6 \text{ ton}$$

Obtenido las resistencias en los diferentes campos de acción, se selecciona el más crítico, es decir, el menor valor, para así comparar con la cortante obtenida por ETABS:

$$\phi Rn > V_u$$

$$\phi Rn = \#pernos * \phi Rn_{ind} = 3 * 5.6ton = 17ton > 11.72 ton$$

### **Fractura por cortante**

La fractura se da de forma recta por el eje de los pernos, en la totalidad la longitud efectiva de la viga (T). Además, se considera un diámetro efectivo, el cual es el que recorta al perfil para su acoplamiento. La resistencia queda definida por:

$$\phi Rn = \phi 0.6 * F_u [(T * t_w) - (\#Pernos * \phi_{edf} * t_w)]$$

$$\phi Rn = 0.75 * 0.6 * 40.76 \frac{kg}{mm^2} [(345.95 * 7.5) - (3 * (15.9 + 3.2) * 7.5)]$$

$$\phi Rn = 39.7 ton > V_u = 11.72 ton ... (OK)$$

Se comprueba que el perfil W16X36 cumple con todas las solicitaciones de corte al verse expuesta a 3 perforaciones para la instalación de pernos.

Por otro lado, para el análisis de diseño del ángulo (A36) pero primero es necesario calcular sus dimensiones acordes al AISC:

$$Long. vertical = L = (\#pern - 1)S + 2L_{ev} = (3 - 1)50mm + 2 * 30mm = 160mm$$

$$L = 160mm < T = 346 mm \rightarrow Ok, encaja en el espacio del alma$$

Así mismo, se calcula la longitud del ángulo, el cual se considera un espesor de  $t_p=3/8$ ".

$$B = 2 * l_{eh} + holgura entre vigas = 2 * 40mm + 13mm = 93mm$$

$$B = 93mm \rightarrow B = 101mm \approx 4"$$

Se plantea un ángulo 2L 4X4X3/8 con una extensión de 160mm. Y se sigue el mismo proceso detallado anteriormente, pero ahora con las dimensiones del ángulo.



**Tabla 48**

*Cálculo de resistencias del ángulo instalado en el alma de la viga W16X36*

	$\phi R_n$			$V_u$			
a) Desgarramiento del material	7.4	ton					
b) Aplastamiento en el agujero del ángulo	11.1	ton	17 ton	>	11.72	ton	OK
c) Cortante en la sección del perno	5.6	ton					
d) Resistencia por fractura de cortante	18.0	ton	18 ton	>	11.72	ton	OK
e) Resistencia por bloque de corte	285.9	mm <sup>2</sup>	Agt	Fu Ant			a
	194.8885	mm <sup>2</sup>	Ant	7944			kg
	1238.9	mm <sup>2</sup>	Agv	0.6 Fu Anv			b
	784	mm <sup>2</sup>	Anv	19170			kg
	Como	b>a	$\phi R_n$	20 ton	>	11.72	ton

Debido a que la longitud de ala del perfil seleccionado como columna ( $bf = 6''$ ), no permite la instalación de dos ángulos de 4" cada uno. Por lo que se opta por modificar el perfil a 2L 4X3X3/8 (Tan solo en el caso, donde se conecte la viga con el ala de la columna). Sin embargo, se sigue manteniendo las mismas dimensiones de pernos, separación entre ellos, distancias a los bordes que el ángulo instado en el alma de la viga. Pero es necesario verificar si cumple los requerimientos necesarios:

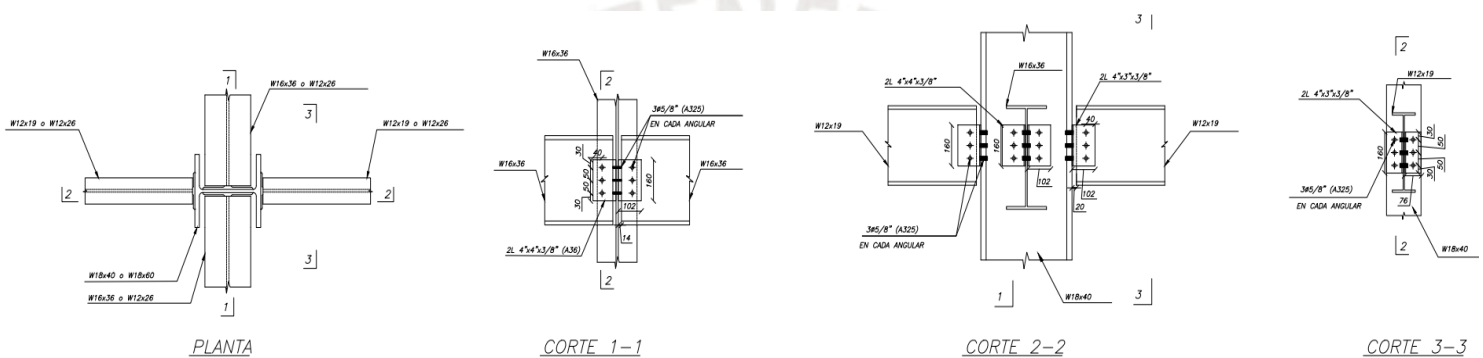
**Tabla 49**

*Cálculo de resistencias del ángulo instalado en el ala de la columna W18X40*

	$\phi R_n$			$V_u/2$				
Perfil W18X40	a) Desgarramiento del material	10.4	ton					
	b) Aplastamiento en el agujero de la columna	15.6	ton	16.9 ton	>	5.85	ton	OK
	c) Cortante en la sección del perno	5.6	ton					
	d) Resistencia por fractura de cortante	57.4	ton		>	5.85	ton	OK
L4X3X3/8	a) Desgarramiento del material	7.4	ton					
	b) Aplastamiento en el agujero del ángulo	11.1	ton	16.9 ton	>	6.16	ton	OK
	c) Cortante en la sección del perno	5.6	ton					
	d) Resistencia por fractura de cortante	18.0	ton		>	6.16	ton	OK
	e) Resistencia por bloque de corte	285.9	mm <sup>2</sup>	Agt	Fu Ant			a
		194.8885	mm <sup>2</sup>	Ant	7944			kg
		1238.9	mm <sup>2</sup>	Agv	0.6 Fu Anv			b
784		mm <sup>2</sup>	Anv	19170			kg	
Como	b>a	$\phi R_n$	20 ton	>	6.16	ton	OK	

En conclusión, se verifica la conexión compuesta por un doble ángulo 2L4X4X3/8, con  $L=160\text{mm}$  y 3 pernos de 5/8" cumple para la conexión entre viga W16X36 y columna W18X40. Sin embargo, para la conexión de la viga se da con el ala de la columna será un doble ángulo 2L4X3X3/8, con  $L=160\text{mm}$  y 3 pernos de 5/8".

No obstante, se realizó el mismo diseño para las demás conexiones viga-columna, cumpliendo todos los requerimientos. Por tanto, esta conexión se define como típica para todo viga-columna.



CONEXIÓN VIGA - COLUMNA  
ESC 1/10

**Figura 25** Conexión viga - columna

### 7.6.3. Conexión Viga – Columna – Arriostre

Se muestran los perfiles involucrados:

**Tabla 50**

*Perfiles involucrados en la conexión*

Viga Y			Columna			Arriostre		
W12X26			W18X60			HSS5X0.375		
Area (A)	7.65 49.35	in <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	Area (A)	17.6 113.55	in <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	Area (A)	5.1 32.90	in <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>
Peralte (d)	12.2 30.99	in cm	Peralte (d)	18.2 46.23	in cm	OD	5 12.70	in cm
Espesor del alma (tw)	0.23 0.58	in cm	Espesor del alma (tw)	0.415 1.05	in cm	ID	4.302 10.93	in cm
Ancho Ala (bf)	6.49 16.48	in cm	Ancho Ala (bf)	7.56 19.20	in cm	RX=RY	1.65 4.19	in cm
Espesor Ala (tf)	0.38 0.97	in cm	Espesor Ala (tf)	0.695 1.77	in cm	t nom	0.375 0.95	in cm
Fu	4076	kg/cm <sup>2</sup>	Fu	4076	kg/cm <sup>2</sup>	Fu	4076	kg/cm <sup>2</sup>
Fy	2530	kg/cm <sup>2</sup>	Fy	2530	kg/cm <sup>2</sup>	Fy	2952	kg/cm <sup>2</sup>

Debido a que se requiere que el arriostre absorba todas las fuerzas laterales, las conexiones también deben ser diseñadas por capacidad, pues se ven expuestas a la tracción y compresión límites. Las cuales son:

$$T_u = R_y * F_y * A_g = 1.1 * 2952 \frac{kg}{cm^2} * 32.90 cm^2 = 106.84 ton$$

La compresión, se basa en la resistencia nominal obtenida en el capítulo 7.4:

$$\phi R_n = 1.1 * R_y * P_n = 1.1 * 1.1 * 73.3 ton = 88.7 ton$$

#### **Diseño del arriostre hacia la cartela**

Se dispone emplear acero A36 para la cartela, la cual penetrará al arriostre, y el electrodo empleado para soldar tipo filete es el E70. Cabe mencionar que para el espesor de 3/8 del arriostre, la soldadura mínima aceptada es la de 8 mm. En base a esto, se obtuvo:

- Falla por tensión:

Se procede a evaluar los diferentes escenarios que pueden ser sobrepasados para un esfuerzo de tracción. Para ello, se calcula la resistencia nominal para un cm de largo:

- Resistencia a la soldadura

$$\phi Rn = \phi F_w A_w = \phi (0.6 F_{EX}) (0.707 w_s l_s)$$

$$\phi Rn = 0.75 (0.6 * 70 KSI) (0.707 * 0.8 \text{ cm} * 1 \text{ cm}) = 1.25 \text{ ton}$$

- Resistencia del metal base para fluencia en corte

$$\phi Rn = \phi F_{BM} A_{BM} = (0.9 F_y) (w_s l_s)$$

$$\phi Rn = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (0.8 \text{ cm} * 1 \text{ cm}) = 1.82 \text{ ton}$$

- Resistencia del metal base para ruptura en corte

$$\phi Rn = \phi 0.6 F_u t = 0.75 * 0.6 * 58 KSI * 1 \text{ in} = 1.47 \text{ ton}$$

Se evidencia que la resistencia menor la provee la soldadura, y en base a ella se puede obtener la distancia a soldar:

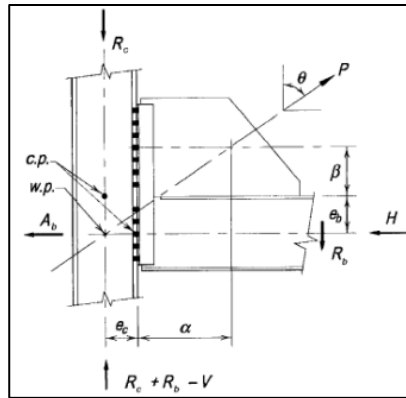
$$L = \frac{P_u}{\phi Rn} = \frac{106.84 \text{ ton}}{1.25 \text{ cm}} = 85.32 \text{ cm} \rightarrow 21.33 \text{ cm por lado} \approx 22 \text{ cm por lado}$$

La cartela de  $\frac{3}{4}$ " junto con una soldadura de 5mm cumplen la falla por tensión.

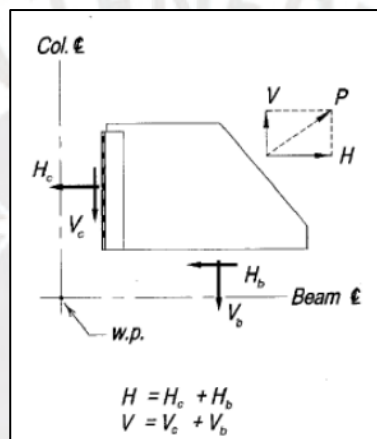
### Método de la fuerza uniforme

Se selecciona este método debido a que se emplea cuando no existen momentos en ninguno de los 3 elementos involucrados, es decir, la conexión será diseñada a corte.

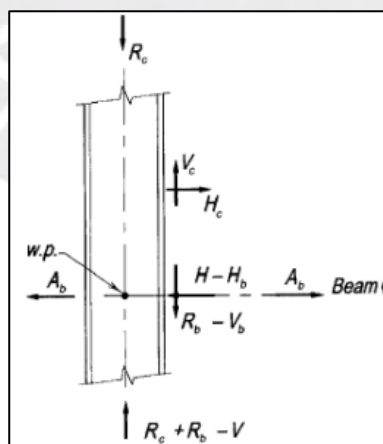
Para ello, empleamos el diagrama de fuerzas provisto por el AISC para la conexión:



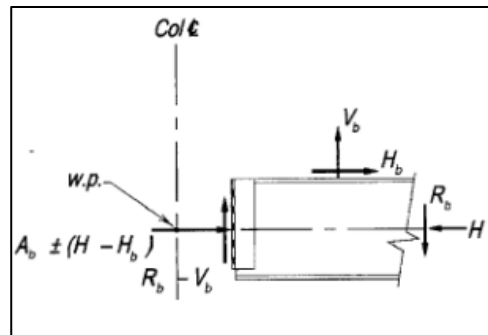
**Figura 26** Dimensiones y fuerzas en la conexión  
Tomado de Manual LRFD AISC 16th



**Figura 27** Diagrama de fuerzas de la cartela  
Tomado de Manual LRFD AISC 16th



**Figura 28** Diagrama de fuerzas en la columna  
Tomado de Manual LRFD AISC 16th



**Figura 29** Diagrama de fuerzas en viga  
Tomado de Manual LRFD AISC 16th

Dado que en la verificación anterior se limitó una distancia de 8", diagonal desde la intersección columna-viga hasta la base del arriostre, y este se encuentra incrustado 6" en la cartera. Da un valor aproximado de 14", y conociendo el ángulo del eje (47° con la vertical) y que el centroide generalmente se ubica al 80% de la distancia medida desde la viga en dirección del eje, se puede obtener valor aproximado de:

$$\beta = 0.8 * 14" \cos(\theta=47^\circ) = 7.6" \approx 20\text{cm}$$

En base a las dimensiones de los perfiles y la geometría que se evidencia en la figura 24, se puede obtener:

$$\alpha = e_b \tan \theta - e_c + \beta \tan \theta$$

$$\alpha = 15.49 * \tan(47) - 23.11\text{cm} + 20 \tan(47) = 14.9\text{cm}$$

Con esto se puede calcular r:

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 52\text{cm}$$

De la figura 25 se sabe que la fuerza P provista por el arriostre, se puede dividir en V y H, y estas a su vez en dos componentes cada, las cuales son:

$$V_c = \frac{\beta}{r} P = 41.06 \text{ ton}$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} P = 31.81 \text{ ton}$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} P = 47.45 \text{ ton}$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} P = 30.69 \text{ ton}$$

### Diseño de la cartera a la viga

Esta conexión es resistida por una soldadura, la cual emplea electrodos E70XX, y su resistencia por cada centímetro queda dada por:

$$\phi Rn = \phi F_w A_w = \phi (0.6 F_{EXX}) (0.707 w_s l_s)$$

$$\phi Rn = 0.75 (0.6 * 70 \text{ KSI}) (0.707 * 1 \text{ cm} * 1 \text{ cm}) = 1.57 \text{ ton}$$

Acorde al AISC, se hace un destaje de 2cm, con lo que se tiene:

$$L_w = 2 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 27.9 \text{ cm} \rightarrow L_w = 300 \text{ mm}$$

$$f_x = \frac{H_b}{2 * L_w} = 0.51 \text{ ton}$$

$$f_y = \frac{V_b}{2 * L_w} = 0.53 \text{ ton}$$

$$f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 0.74 \text{ ton}$$

Con esto, se puede obtener el tamaño de la soldadura, la cual es:

$$t_{\text{soldadura}} = \frac{0.74 \text{ ton}}{1.57 \text{ ton}} = 0.47 \text{ cm} \rightarrow 5 \text{ mm}$$

Finalmente, se puede calcular la cortante nominal en la sección de corte con la viga y verificar con la cortante última horizontal:

$$\phi Vn = \phi F_{yw} A_w = 0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 1.91 \text{ cm} = 86.75 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 86.75 \text{ ton} > H_b = 30.7 \text{ ton} \dots (OK)$$

### Diseño de la carter a la columna

Para esta conexión se sigue el mismo procedimiento que lo anterior, considerando que posee el mismo tipo de soldadura.

Acorde al AISC, se tiene:

$$L_w = 2\beta = 40 \text{ cm} \rightarrow L_w = 400 \text{ mm}$$

$$f_x = \frac{H_b}{2 * L_w} = 0.59 \text{ ton}$$

$$f_y = \frac{V_b}{2 * L_w} = 0.51 \text{ ton}$$

$$f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 0.78 \text{ ton}$$

Con esto, se puede obtener el tamaño de la soldadura, la cual es:

$$t_{\text{soldadura}} = \frac{0.78 \text{ ton}}{1.57 \text{ ton}} = 0.5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$$

Finalmente, se puede calcular la cortante nominal en la sección de corte con la viga y verificar con la cortante última horizontal:

$$\phi V_n = \phi F_{yw} A_w = 0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm} * 1.91 \text{ cm} = 115.7 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 115.7 \text{ ton} > V_c = 41 \text{ ton} \dots (OK)$$

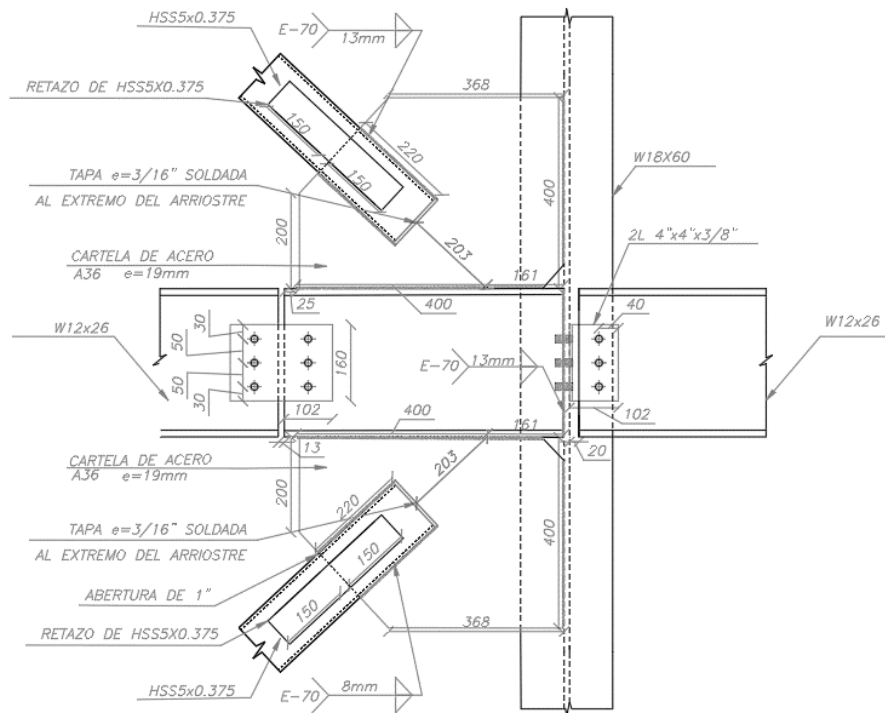
### Diseño de la viga a la columna

La cortante a la que se ve expuesta, se toma directamente de la envolvente de Etabs:

$$V_u = 12.31 \text{ ton}$$

Se opta por seleccionar la misma distribución de pernos, su tamaño y el mismo espesor del ángulo, pero esta vez en placa. Debido a que este paquete de conexión ya se encuentra verificado para esa magnitud de fuerza cortante. No obstante, se deja un espaciado de ½” para permitir la rotación de estos elementos.



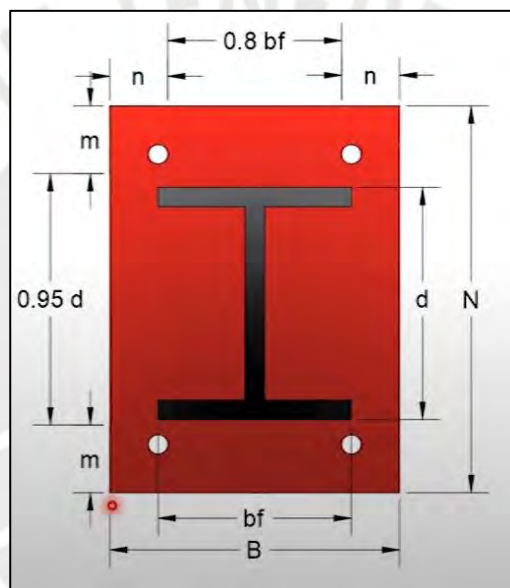


**Figura 30** Conexión viga-columna-arriostre



## 7.7. DISEÑO DE PLACA BASE

El diseño de la placa base será netamente por carga axial, esto debido, a que el modelo del edificio fue articulado y cuenta con arriostres ordinarios concéntricamente arriostrados con la finalidad que las fuerzas laterales sean absorbidas por ellos. Así mismo, las columnas que presentan mayor carga axial son las perimetrales, es decir, las que soportan las cargas axiales por capacidad de columnas. Para este diseño se realizará un solo tipo de placa base. De esa forma, se presenta las siguientes dimensiones de la placa base y los datos necesarios para el cálculo, los cuales ya fueron obtenidos anteriormente:



**Figura 31** Imagen referencial de espaciados de la placa base  
Tomado de Ingenierodelacero/Youtube.com

$$\text{Columna } 18X60: \quad b_f = 19.2\text{cm} \quad d = 46.23\text{cm} \quad t_f = 1.77\text{cm}$$

$$P_u \text{ base} = 262_{\text{columna-1}^\circ \text{Piso}} + 76.6_{\text{conexión 1 piso}} = 338.6 \text{ ton}$$

Por fines prácticos de diseño, se considerará que el área de la placa base y del concreto es la misma; y que el concreto del pedestal posea una resistencia a compresión de  $f'_c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>. Ante eso de tiene:

### Diseño por compresión

$$A_{req} = \frac{P_u}{\phi * 0.85 * f'c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} = \frac{338.6 \text{ ton}}{0.6 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * \sqrt{1}} = 2371.15 \text{ cm}^2$$

$$N = \sqrt{A_{req}} = \sqrt{2371.15 \text{ cm}^2} = 48.69 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A_{req}}{N} = \frac{2371.15}{50} = 47.42 \rightarrow 50 \text{ cm}$$

Debido a que las columnas perimetrales necesitan una zona libre para la soldadura de los arriostres perimetrales, se opta por  $N = 70 \text{ cm}$

Una vez calculado las dimensiones de la placa, se procede con el cálculo del espesor, el cual será el mayor valor de los siguientes ítems:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{70 - 0.95 * 46.23}{2} = 13.04 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{50 - 0.8 * 19.2}{2} = 17.32 \text{ cm}$$

$$\lambda'_n = \frac{\sqrt{d * b_f}}{4} = \frac{\sqrt{43.53 * 19.2}}{4} = 7.45 \text{ cm}$$

Por tanto, se identifica al valor de 17.32cm como el valor de la longitud que será útil en:

$$t_{\min} = l * \sqrt{\frac{2 * P_u}{\phi * F_y * B * N}} = 17.32 \sqrt{\frac{2 * 338.6 * 10^3 \text{ kg}}{0.9 * 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 50 \text{ cm} * 70 \text{ cm}}} = 4.28 \text{ cm} \rightarrow 2''$$

Por fines, practicas se aproximó a la más cercana medida comerciales. No obstante, queda verificar la compresión de la zona del concreto donde se apoya la placa base, resista la carga axial. Por ende, se tiene:

$$P_u \leq \phi P_p$$

$$338.6 \text{ ton} \leq \phi * 0.85 * f'c * A_1 * \sqrt{A_2/A_1}$$

$$338.6 \text{ ton} \leq 0.6 * 0.85 * 280 * 50 * 70 * \sqrt{1}$$

$$338.6 \text{ ton} \leq 500 \text{ ton} \dots (OK)$$

Con esto, se concluye que la placa base de acero 50 de 50cmx70cmx 2" cumple con todas las solicitaciones.

### Diseño de perno de Anclaje

Para el diseño de los pernos de anclaje de la placa base, se considera las cargas provistas del Software Etabs, es decir:

$$T_u = 52.9 \text{ ton}$$

Debido a que se idealizó como simplemente apoyado, las uncias fuerzas que serán sometidos los pernos son de tracción. Por fines prácticos, se plantea 6 barras que absorben de manera equitativa la fuerza máxima por capacidad:

$$T = \frac{52.9}{6} = 8.82 \text{ ton}$$

En base a ello, se plantea un diámetro de perno A36 capaz de soportar estas solicitaciones de tracción:

$$A_{perno} = \frac{T}{\phi * F_u}$$

$$D_{perno}^2 = \frac{4T}{\pi * \phi * F_u} = \frac{4 * 8.82}{\pi * 0.75 * 4080}$$

$$D_{perno} = 1.91 \text{ cm} \rightarrow 3/4"$$

Además, es necesario verificar la resistencia a extracción por deslizamiento de un perno con cabeza, para ello se tiene:

$$\phi N_{pn} = \phi * \Psi_c * N_{pn} ; \text{ donde:}$$

$$N_{pn} = 8 * A_{cabeza} * f'c$$

$$A_{cabeza} = 4.98 \text{ cm}^2; \text{ cabeza de perno de } 3/4"$$

$$\Psi_c = 1.4; \text{ para pernos donde no existe fisuras por cargas de servicio}$$

$$\phi N_{pn} = 0.75 * 1.4 * \left( 8 * 4.98 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 11.71 \text{ ton}$$

Se comprueba que:

$$\phi N_{pn} > T_u$$

$$11.71 \text{ ton} > 8.82 \text{ ton} \dots OK$$

Acorde a ACI 318, sugiere una longitud mínima de anclaje para perno A36, siendo este 24db. En base a esto se tiene que la longitud del perno será:

$$L_{anclaje} = 24d_b = 24 * 1.91 = 45.8 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm}$$

$$L_{perno} = 24d_b + grout + e_{placa} + recubrimiento + arandelas$$

$$L_{perno} = 45 \text{ cm} + 5 \text{ cm} + 5.10 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 64.1 \text{ cm} \rightarrow 65 \text{ cm}$$

Por último, se asume que se producirá una falla del concreto. Por ello, se agrega un reforzamiento en el pedestal para cubrir el radio de acción del cono de arrancamiento, el cual incluirá gancho para reducir el tamaño del pedestal.

Se concluye que se instalarán 6 pernos de 3/4" de acero A36, con una longitud total de 65cm.

## 7.8. DISEÑO DE PEDESTAL DE CONCRETO

Se considera la longitud mínima para el pedestal, es decir, 5 cm más por lado de las dimensiones de la placa base, es decir, las dimensiones del pedestal serán de 60cmx80cm. Ante ello, se hará un diseño por flexo compresión y se escogerá al pedestal de la columna perimetral 4-A, debido se encuentra en contacto con la transmisión de fuerzas cortantes del arriostre. Del ETABS se puede obtener:

**Tabla 51**

*Fuerza axial, fuerzas cortantes y momentos sobre el pedestal 4-A*

CARGA	AXIAL ton	Vx ton	Vy ton	Mx ton m	My ton m
SISMO XX	11.4222	0.436	4.0285	0	0
SISMO YY	110.1196	0.0159	40.2947	0	0
D	14.4434	0.0313	1.4425	0	0
L	23.8947	0.0614	2.3782	0	0

Considerando una distancia de 80cm de longitud de pedestal, se obtiene las cargas últimas en la base del pedestal:

**Tabla 52**

*Cargas últimas en el pedestal*

CARGA	AXIAL ton	Mx ton m	My ton m
SISMO XX	11.42	0.35	3.22
SISMO YY	110.12	0.01	32.24
D	14.44	0.03	1.15
L	23.89	0.05	1.90

### Diseño por flexo compresión

Se parte del inciso 21.4.5.1 de la Norma E.060, se exige que la “La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%”.

$$\rho_{min} = 0.01 * b * d = 0.01 * 60 * 80 = 48 \text{ cm}^2$$

Se propone barras de 1”, lo cual genera que sean 14 barras las que permiten el acero mínimo:

$$A_{propuesta} \geq A_{st \text{ mín}}$$

$$14 * 5.07 \text{ cm}^2 = 70.94 \text{ cm}^2 \geq 48 \text{ cm}^2 \dots (OK)$$

Tomando como base los datos de la tabla 51, se considera que las mayores solicitaciones se presentan en el eje Y. Por ello, se procede a realizar las combinaciones de carga en este eje, con lo que se obtiene:

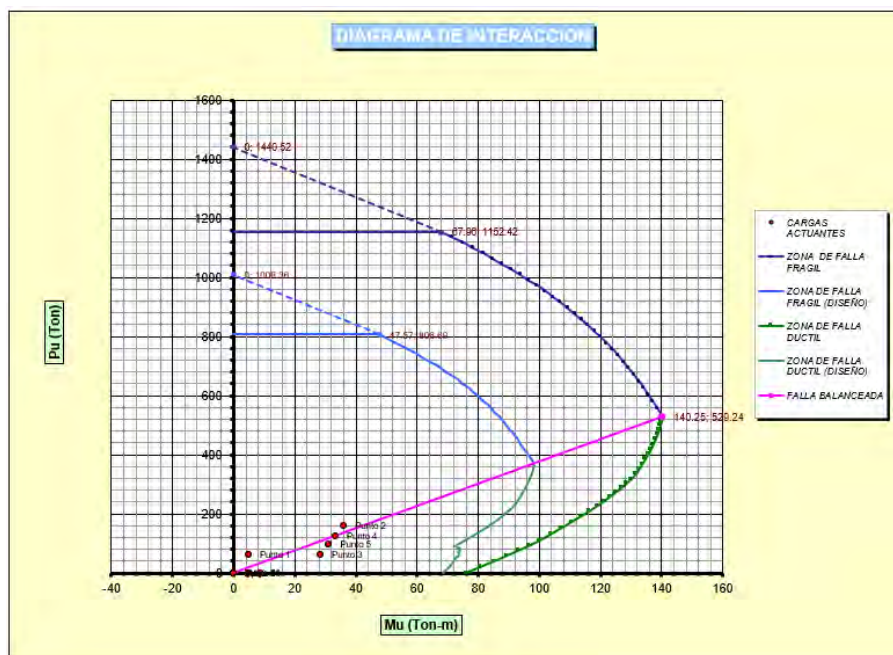
**Tabla 53**

*Fuerza axial y momento último en el pedestal*

COMBINACIONES	AXIAL ton	My ton m
1.4D + 1.7L	60.84	4.85
1.25(D+L) + SY	158.04	36.06
1.25(D+L) - SY	62.20	28.42

0.9D + SY	123.12	33.27
0.9D - SY	97.12	31.20

Estos puntos se proceden a ubicar dentro del diagrama de interacción.



**Figura 32** Carga crítica sobre la cimentación

Se puede confirmar que los puntos se encuentran dentro del diagrama. Por tanto, el diseño por flexo compresión queda verificada.

### Diseño de Corte

Debido a que el pedestal soportará las cortantes del arrioste en diseñado por capacidad, se procede a realizar el mismo tipo de diseño. Por tanto, la norma E.060 (2009) nos indica que se puede obtener el valor de la fuerza cortante de capacidad mediante el mayor valor de las siguientes expresiones:

**CASO A:**

$$V_u = \frac{Mn_{inferior} + Mn_{superior}}{H_c}$$

De la figura 29, se puede obtener el  $M_n$ , el cual es producto de las cargas realizadas en la zona inferior del pedestal. Con lo que se tiene:

$$V_u = \frac{76.05 + 0}{0.8} = 95.06 \text{ ton}$$

**CASO B:**

$$V_u = 1.25 * (V_D + V_L) + 2.5 * S$$

Empleando los valores de la tabla 50, se procede a realizar el análisis en dirección Y, debido a que es la donde se presenta los máximos:

$$V_u = 1.25 * (1.44 + 2.38) + 2.5 * 40.29 = 105.51 \text{ ton}$$

Considerando que el caso B es el seleccionado, se procede con el cálculo de la fuerza cortante máxima que puede resistir el concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{P_u}{140 * A_g}\right) * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * \left(1 + \frac{158.04 * 1000}{140 * 60 * 80}\right) * 80 * 55 = 40.96 \text{ ton}$$

Como:

$$\phi V_c < V_u$$

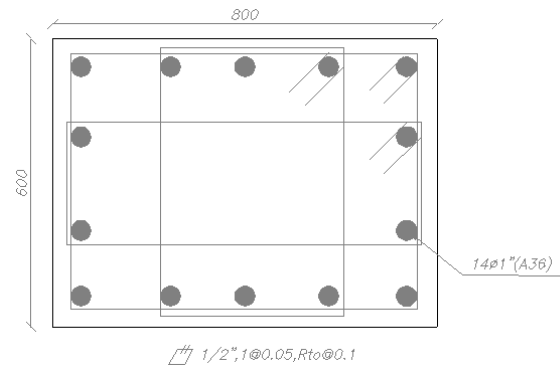
$$40.96 \text{ ton} < 105.51 \rightarrow \text{Se necesita estribos}$$

Es necesario calcular el aporte de los estribos, para luego definir su cantidad y espaciamiento, entonces:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{105.51}{0.85} - 48.2 = 75.93 \text{ ton}$$

Se procede a plantear la siguiente forma de estribos:





**Figura 33** Planteamiento de distribución de estribos

Debido a que la altura del pedestal no es muy grande, se propone una distribución de estribos cada 10cm. Obteniéndose una resistencia del acero de:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{4 * 1.27 * 4200 * 55}{10} = 117.35 \text{ ton}$$

Se comprueba que la resistencia que provee el estribaje propuesto cumple con la demanda. Con esto, se concluye que el pedestal estará constituido por 14 barras de 1" separadas equitativamente, respetando un recubrimiento convencional de 4cm por lado. Además, constará de separación de estribos de 1/2" cada 10cm en toda la extensión de 80cm del pedestal.

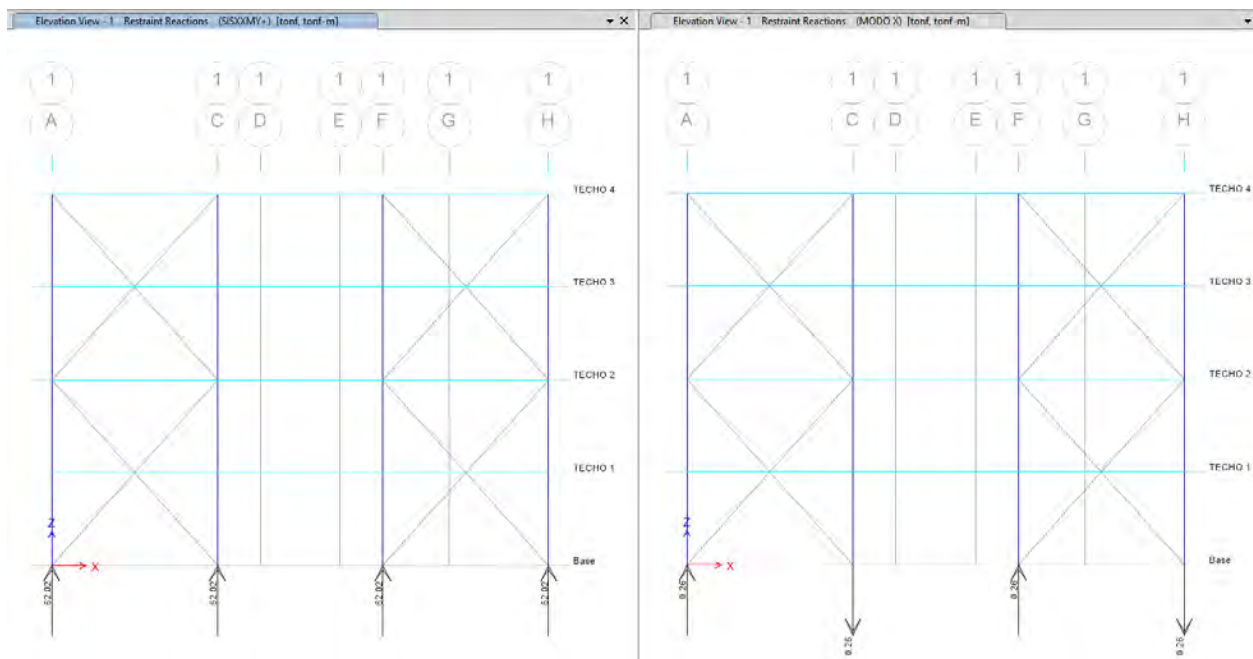
## 7.9. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para poder definir la cimentación más adecuada se analizó dos opciones, las cuales fueron:

- Zapata aislada, se planteó una por cada columna. No obstante, los resultados demostraron que las zapatas eran muy cercanas entre sí. Además, de requerir vigas de cimentación con un peralte mayor que la de la zapata. Por tanto, se descartó la opción.
- Placa de cimentación: al evidenciar que la capacidad portante del suelo es baja. Se requiere que las presiones se distribuyan en un área mayor. Así mismo, se considera un espesor uniforme para generar que la resultante de presión del suelo sobre la losa se acerque al centro.

Para este diseño se empleará el software SAFE y el procedimiento a seguir es el siguiente:

- Se exportará las carga viva y muerta del modelo ETABS, para luego importarlas en SAFE en sus apoyos respectivos.
- Las cargas de sismo generan un momento en un plano. Por tanto, la mitad de las recciones se encuentran en compresión y las otras en tracción. No obstante, ETABS solo presentan direcciones en una sola dirección. Por lo que, se crea el modo fundamental, para poder visualizar la correcta dirección de fuerzas.



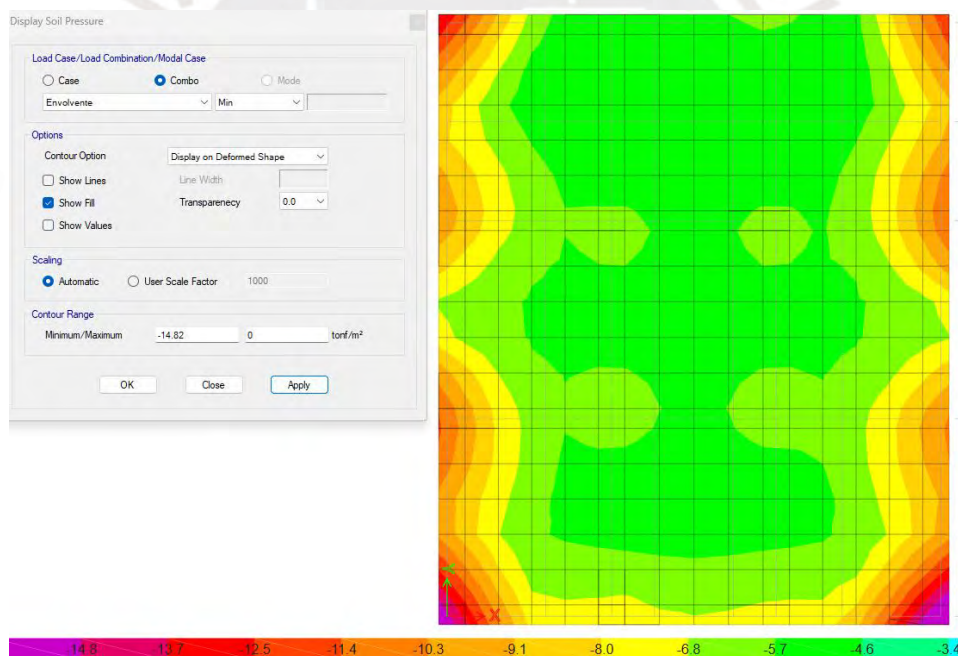
**Figura 34** Reacciones debido a sismo X / Reacciones de modo fundamental X

- Para trabajar con las reacciones correctas según la dirección del sismo. Se multiplica los valores de las reacciones en una dirección por el signo de las reacciones del modo en el mismo sentido y se procede a cargarlas a SAFE.
- En SAFE se define las propiedades de los materiales a usar (concreto  $f'c=280\text{kg/cm}^2$  y acero  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ ).
- Para el modelado del pedestal se crea una sección muy rígida, pero con un peso despreciable. Y se define un peralte para la platea de 70cm.
- Para determinar los esfuerzos en el suelo, acorde a la norma E.030, las fuerzas sísmicas reducimos al 80% y para fuerzas debido a acciones sísmicas, la presión admisible se considera un incremento del 30%.
- Los momentos generados por la cortante en la parte superior del pedestal, fueron ingresados de forma manual al SAFE.
- Se ingresó la carga uniforme del terreno de forma manual, considerando el relleno con un peso específico de:  $\gamma = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ .

- Considerando que la zona de Chota – Cajamarca presenta una arcilla gravosa, presentará una presión admisible de  $q_{adm} = 1.14 \text{ kg/cm}^2$  (Tarrillo, Herrera, 2024).
- En el Safe, se ingresa la resistencia del terreno. Para eso se usa el coeficiente de balasto o módulo de Winkler, obtenido de las tablas provistas por Morrison Ingenieros, donde para un esfuerzo admisible de  $1.15 \text{ kg/cm}^2$  se tiene el valor de  $2.47 \text{ kg/cm}^2$ .
- Se ingresa las combinaciones de carga descritas en la norma E.060. Y se genera una envolvente.

### Verificación por presión admisible

Para esta verificación se emplea el SAFE, con lo que se obtiene:



**Figura 35** Presiones del suelo

Se logra verificar que las presiones se encuentran dentro del rango de 130% de presión admisible. Por tanto, se procede con el diseño con un peralte de 70 cm.

Además, con la herramienta Strip se crea secciones donde se puede visualizar su DMF y DFC.

### Verificación por punzonamiento

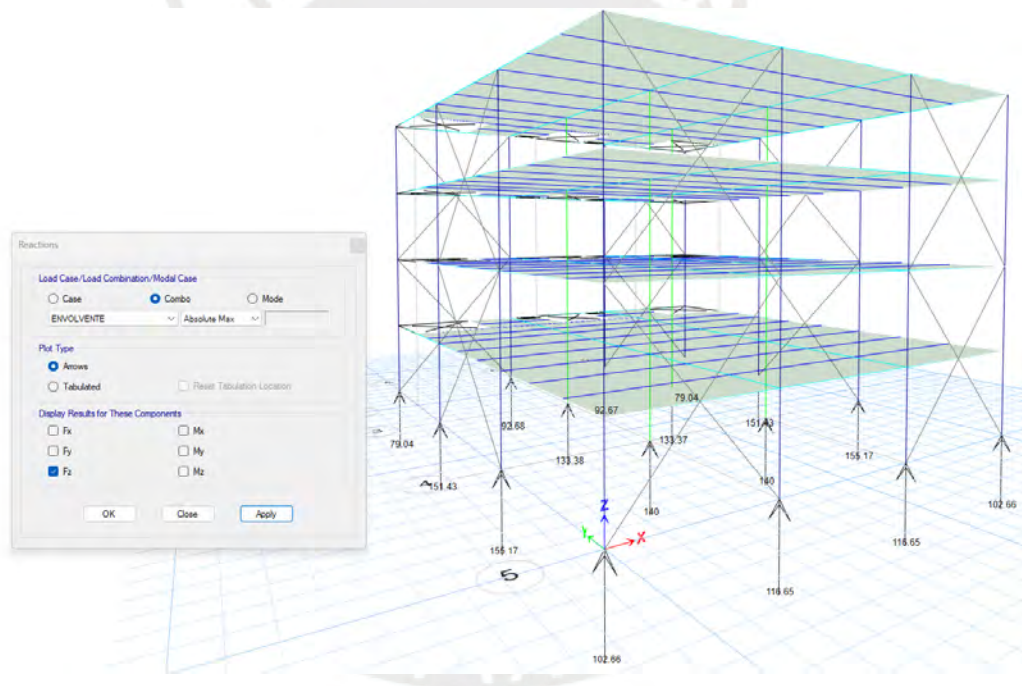
Para esta verificación, se emplea el pedestal más crítico, es decir, el ubicado en el Eje 1-

A. Para este se toma una sección a  $\frac{d_{efe}}{2}$  (30cm) de cada lado del pedestal, ante ello se puede obtener:

$$\phi V_c = 0.85(1.1 \sqrt{f'c} * b_0 * d)$$

$$\phi V_c = 0.85(1.1 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * ((80 + 30) + (60 + 30)) * 60 = 187.75 \text{ ton}$$

Ya obtenido la resistencia del concreto, se procede a obtener las reacciones últimas de los apoyos, los cuales generarán efecto de punzonamiento en la platea:



**Figura 36** Reacciones de ETABS que generan efecto de punzonamiento

$$V_{u \text{ máx}} = 102 \text{ ton}$$

Se procede a verificar:

$$V_u < \phi V_c$$

$$102 \text{ ton} < 187.75 \text{ ton} \dots (\text{ok})$$

Se verifica que el peralte asumido de 70cm, cumple con el efecto de punzonamiento.

### Verificación por cortante

Para esta verificación, se realiza el mismo procedimiento que para punzonamiento, solo que a una distancia “d# del pedestal. Con lo que se obtiene:

$$V_{u\text{m}\acute{a}\text{x}} = 54 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53 \sqrt{f'c} * b_0 * d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * ((80 + 30) + (60 + 30)) * 60 = 90.46 \text{ ton}$$

Se procede a verificar:

$$V_u < \phi V_c$$

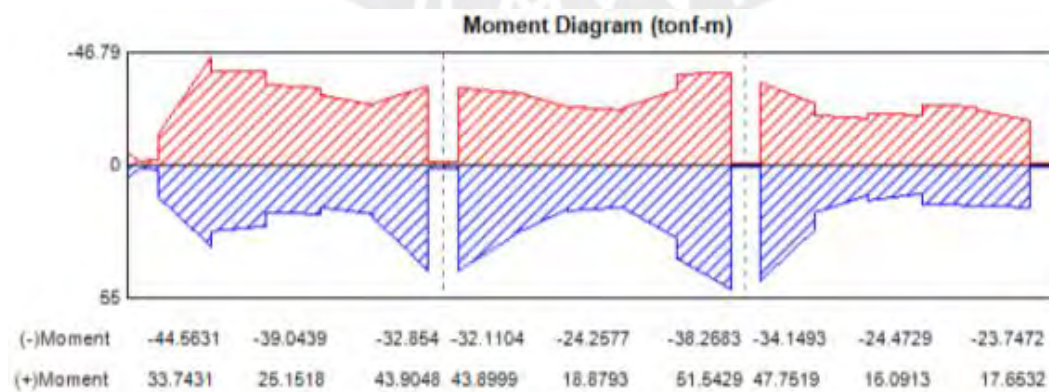
$$54 \text{ ton} < 90.46 \text{ ton} \dots (\text{ok})$$

Se verifica que el peralte asumido de 70cm, cumple con el efecto de cortante.

### Verificación por flexión

Para el diseño por flexión se trazan “franjas”, son líneas imaginarias equidistantes tanto de forma vertical como horizontal, las cuales sirven para poder analizar el comportamiento en tal corte. Se analizará la franja que comprende el eje A, ya que se considera el más crítico debido a que soporta las cargas provenientes del único arrioste de la dirección Y.

Del Strip se tiene los máximos momentos negativos y positivos:



**Figura 37** Cortante máxima en el eje Y / Cortante máxima en el eje X

Se toma el lado esquinero como ejemplo, según la Norma E.060 se tiene:

$$K_u^- = \frac{M_u^-}{bd^2} = \frac{44.56 \times 10^5 \text{ kgcm}}{200 \text{ cm} * (60 \text{ cm})^2} = 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

Empleando la tabla de Blanco (2010),  $\rho$  vs  $K_u$  para un  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , podemos obtener la cuantía necesaria para la sección. La cual es  $\rho = 0.0017$ .

Con la cuantía se procede a obtener el acero requerido, y el acero mínimo:

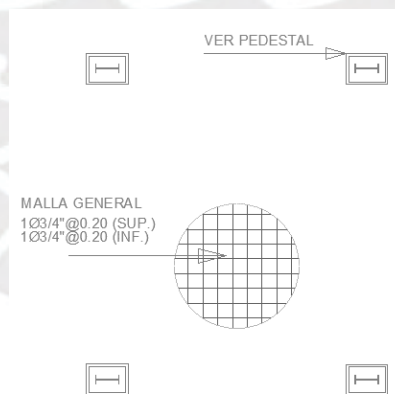
$$As_{req}^- = \rho x b x d_{efe} = 0.0017 * 100 \text{ cm} * 60 \text{ cm} = 10.2 \text{ cm}^2$$

$$As_{min}^- = \rho x b x h = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 70 \text{ cm} = 12.6 \text{ cm}^2$$

Como el acero requerido menor que el acero mínimo, se procede a color este último. El espaciamiento para una varilla de  $\frac{3}{4}$ ":

$$S = \frac{100 \text{ cm} * 2.87 \text{ cm}^2}{12.6 \text{ cm}^2} = 22.7 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Este mismo procedimiento se sigue para todas las franjas, tanto en la parte superior como inferior. Además, se agregar refuerzos adicionales donde se requiera. Con lo que se obtiene la siguiente distribución de acero.



**Figura 38** Distribución de acero en platea de cimentación

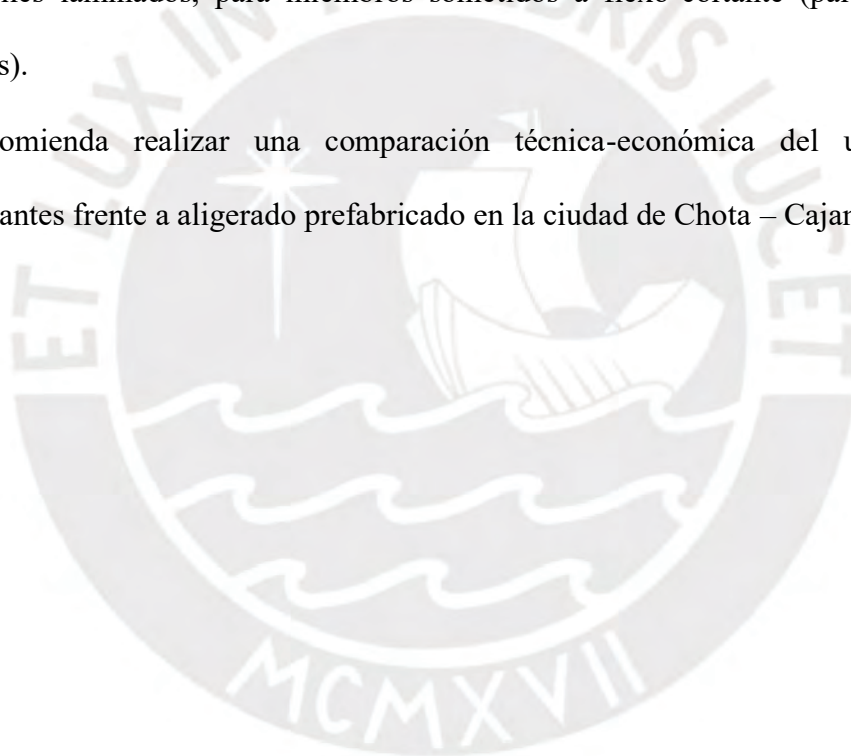
## 8. CONCLUSIONES

- Se concluye que las estructuras no se encuentran sobredimensionadas, ya que se logró un peso óptimo para la estructura metálica diseñada, siendo este valor de  $0.7 \text{ ton/m}^2$ , debajo del peso promedio sugerido.
- Se concluye que los resultados de deformación inelástico se encuentran dentro de los lineamientos establecidos en la norma E.090, E.030 para el diseño de elementos por cargas gravitacionales; y los establecido en la norma AISC 360-16 y AISC 341 para el diseño de los elementos por capacidad.
- Se concluye se obtuvieron muy buenos resultados respecto a la rigidez lateral, mediante el uso de pórticos concéntricamente arriostrados. No obstante, en la fachada quita mucho espacio, por lo que, en caso de rechazo del propietario, se tendría que optar por otro tipo de arriostramiento.
- Se concluye que el uso de pórticos concéntricamente arriostrado en forma de V y V invertida, simplifica los cálculos en diseño por capacidad, puesto que, en ciertos entre pisos, la resultante de carga axial queda anulada.
- Se concluye que el espaciamiento entre viguetas y vigas fue el adecuado, ya que eso permitió que la losa colaborante funcione en su totalidad como elemento compuesto.
- Se concluye que la platea de cimentación permite distribuir mejor los esfuerzos que genera una zapata aislada y esquinera. Por ello, para el suelo de chota es el más óptimo.
- Se concluye que, al realizar la tesis, surgieron nuevos tópicos, tales como la posibilidad de diseñar y posicionar arriostres no perimetrales, y si este tiene un efecto favorable o igual a lo desarrollado en nuestro proceso de diseño.



## 9. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar una comparación técnica-económica del método empleado y el diseño empleando tantos pórticos arriostrados concéntricamente para el eje Y y pórticos resistentes a momento para el eje X.
- Se recomienda realizar una comparación económica del uso de estructuras de acero y concreto armado, para evidenciar si la diferencia de tiempo de construcción económicamente rentable para la ciudad de Chota – Cajamarca.
- Se recomienda realizar una comparación económica del uso de perfiles esbeltos en lugar de perfiles laminados, para miembros sometidos a flexo-cortante (para las vigas o viguetas).
- Se recomienda realizar una comparación técnica-económica del uso de losas colaborantes frente a aligerado prefabricado en la ciudad de Chota – Cajamarca.

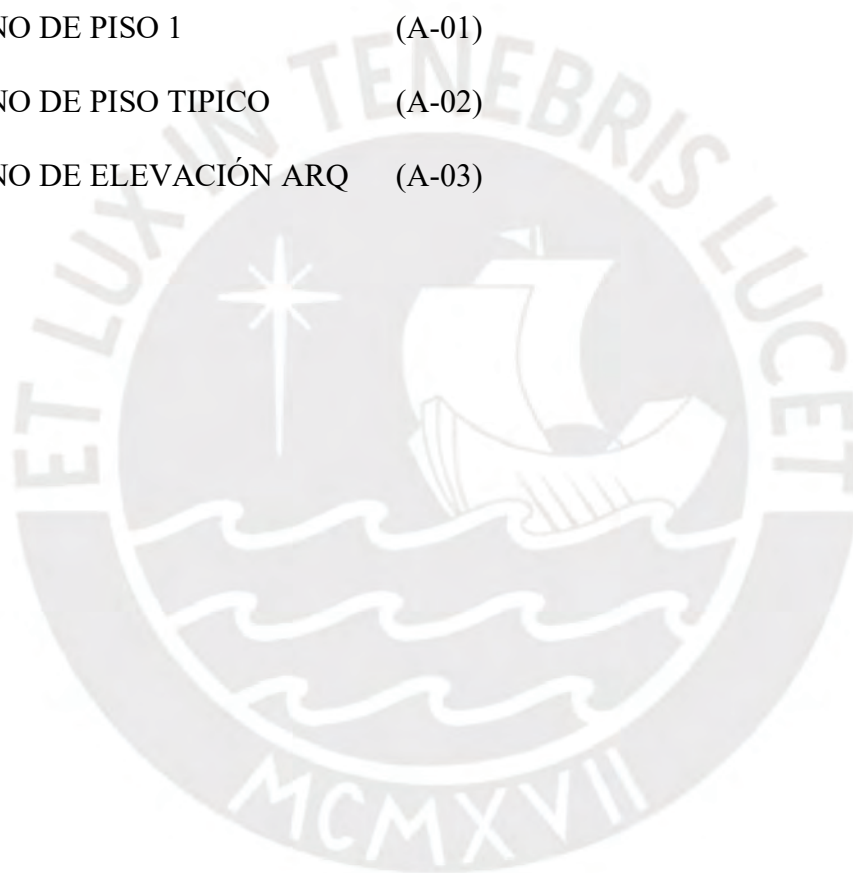


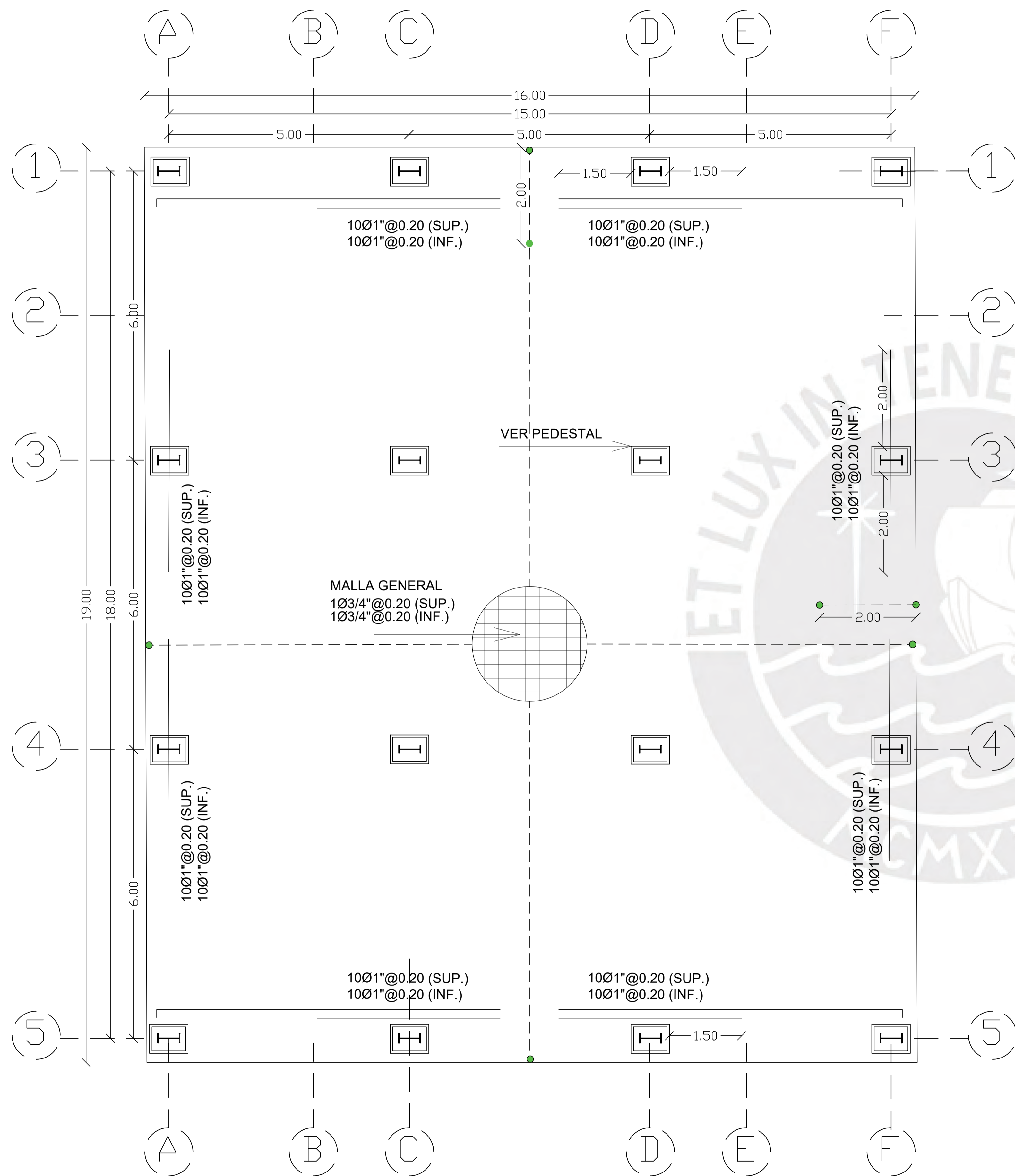
## 10. BIBLIOGRAFÍA

- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for structural steel buildings*. Illinois: AISC, 2016.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION ANSI/AISC 360-16. (2016) *Manual of Steel Construction*. Load & Resistance Factor Design. Volume 1. Structural Members, Specifications & Codes. Second Edition. 1994.
- ACEROS PROCESADOS. (2023). *Manual técnico de diseño de losa colaborante*. <https://www.acero-deck.com/diseno>
- BLANCO BLASCO, A. (2010). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Consejo Departamental de Lima, 2010.
- CÍA. GENERAL DE ACEROS S.A. (2020). *Lámina A36*. <https://www.cga.com.co/producto/lamina-a36/>
- EDIFICACIONES, R. N. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- EDIFICACIONES, R. N. (2019). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- EDIFICACIONES, R. N. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- EDIFICACIONES, R. N. (2004). *Norma E.090 Estructuras Metálicas*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- MCCORMAC, J. Y CSERNAK, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Quinta edición. Alfaomega grupo Editor. México.
- OTAZZI, G. (2016). *Apuntes de Concreto Armado 1*. Decimoquinta Edición. Lima: PUCP
- PRADA, G. (2022). *Análisis de factibilidad del uso de aceros en sistemas estructurales de edificios*. [Tesis para optar el grado de bachiller en ingeniería civil. PUCP.
- TORRES, L. (2019). *Análisis comparativo técnico-económico de un hospital de 7 pisos diseñado en concreto armado y acero estructural usando aisladores sísmicos*. [Tesis para optar el grado de bachiller en ingeniería civil. PUCP.
- TARRILLO, D & HERRERA, R. (2020). Comportamiento de los suelos en la zona periférica norte de la ciudad de Chota, distrito y provincia de Chota, Cajamarca. *Revista Nor@ndina*, 3(1), 46-55. <https://doi.org/10.37518/2663-6360x2020v3n1p46>
- ZAPATA, L. (1999). *Diseño Estructural en Acero*. Lima: Perú

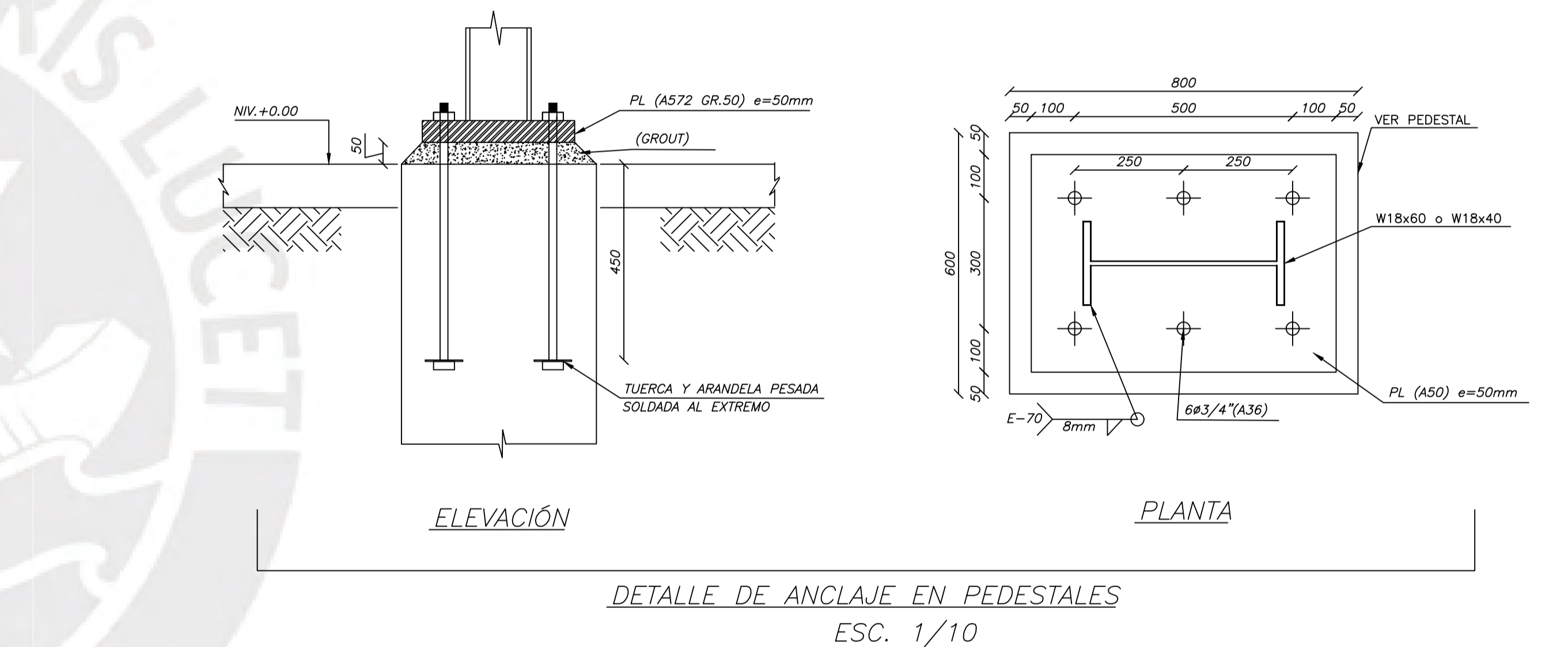
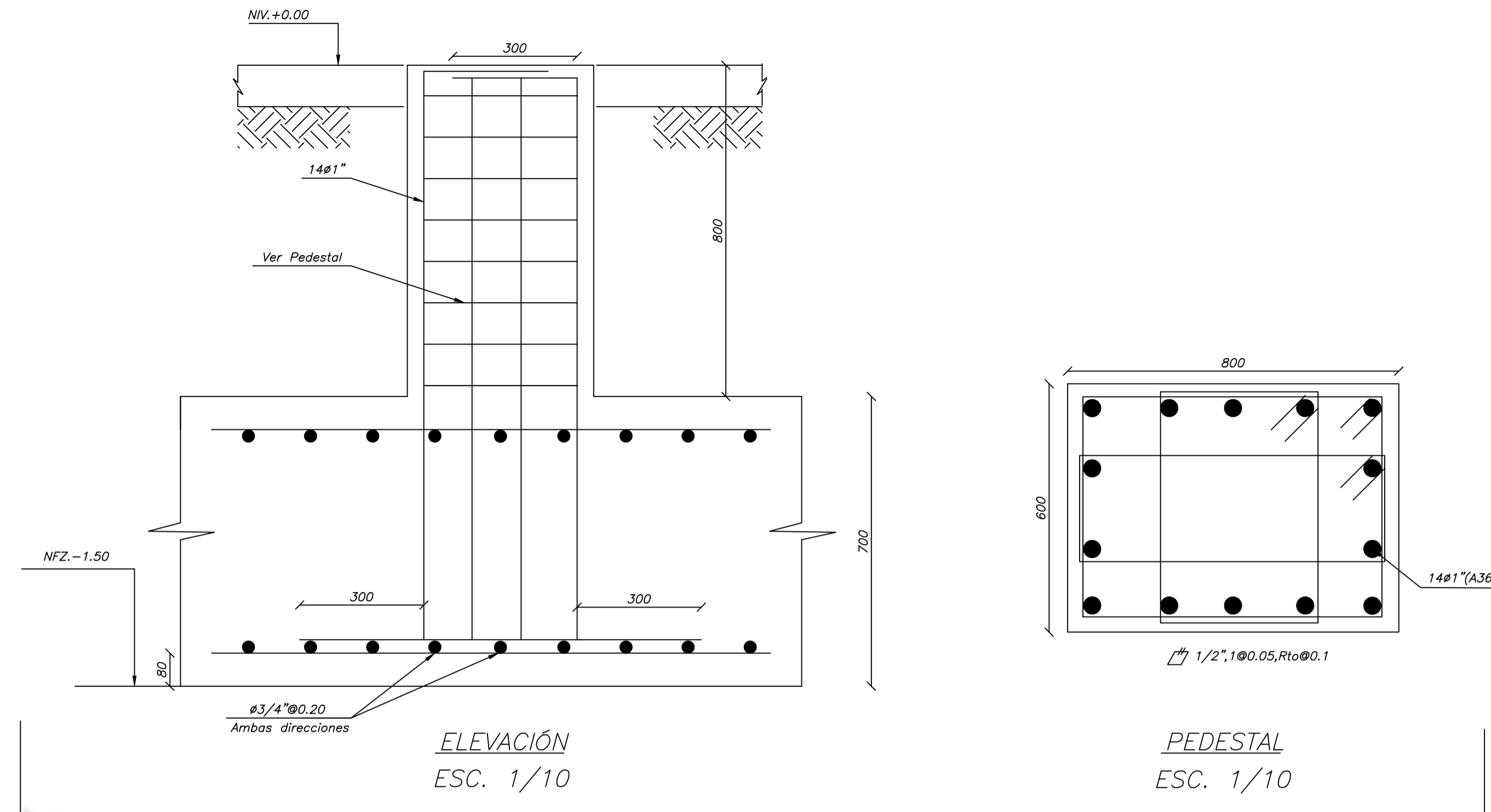
**11. ANEXOS**

1. PLANO DE CIMENTACIÓN (E-01)
2. PLANO DE ENCOFRADO (E-02)
3. PLANO DE ELEVACIÓN EST 1 (E-03)
4. PLANO DE ELEVACIÓN EST 2 (E-04)
5. PLANO DE CONEXIONES 1 (E-05)
6. PLANO DE CONEXIONES 2 (E-06)
7. PLANO DE PISO 1 (A-01)
8. PLANO DE PISO TÍPICO (A-02)
9. PLANO DE ELEVACIÓN ARQ (A-03)





**PLANO DE CIMENTACIONES**  
ESC. 1/50



**ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO**

<b>CEMENTO:</b>	
CEMENTO TIPO I	
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
CIMENTACIONES	$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
PEDESTALES	$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
LOSA COLABORANTE	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
<b>CONCRETO SIMPLE</b>	
SOLIDOS (CONSIDERAR 2" EN GENERAL):	$f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
<b>ACERO</b>	
BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (GRADO 60)	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
<b>RECUBRIMIENTOS</b>	
CIMENTACIONES	7.5cm
PEDESTAL	4 cm

**PARÁMETROS SISMORRESISTENTES**

DIRECCIÓN X-X: PARALELA A LOS EJES ALFABÉTICOS  
DIRECCIÓN Y-Y: PARALELA A LOS EJES NUMÉRICOS

- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:  
DIRECCIÓN X-X: PORTICOS CONCENTRICAMENTE ARRISTRADOS  
DIRECCIÓN Y-Y: PORTICOS CONCENTRICAMENTE ARRISTRADOS
- PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN:  $T_x=0.36s, T_y=0.48s$
- PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:  
FACTOR DE ZONA (ZONA 2):  $Z=0.25$   
FACTOR DE SUELO (TIPO S2):  $S=1.2, T_p=0.6s, T_L=2.0s$   
FACTOR DE CATEGORÍA (CAT. A):  $U=1.5$   
FACTORES DE REDUCCIÓN: NO PRESENTA  
IRREGULARIDADES EN PLANTA: NO PRESENTA  
IRREGULARIDADES EN ALTURA: NO PRESENTA  
FUERZA CORTANTE EN LA BASE:  $V_x=154.1 \text{ Ton}, V_y=155.4 \text{ Ton}$   
DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS:  $D_x=1.7cm, D_y=2.6cm$   
DERIVAS:  $D_x/h=0.0018, D_y/h=0.0028$   
JUNTA SISMICA: 10 cm (cada lado)

**ESPECIFICACIONES ESTRUCTURAS METÁLICAS**

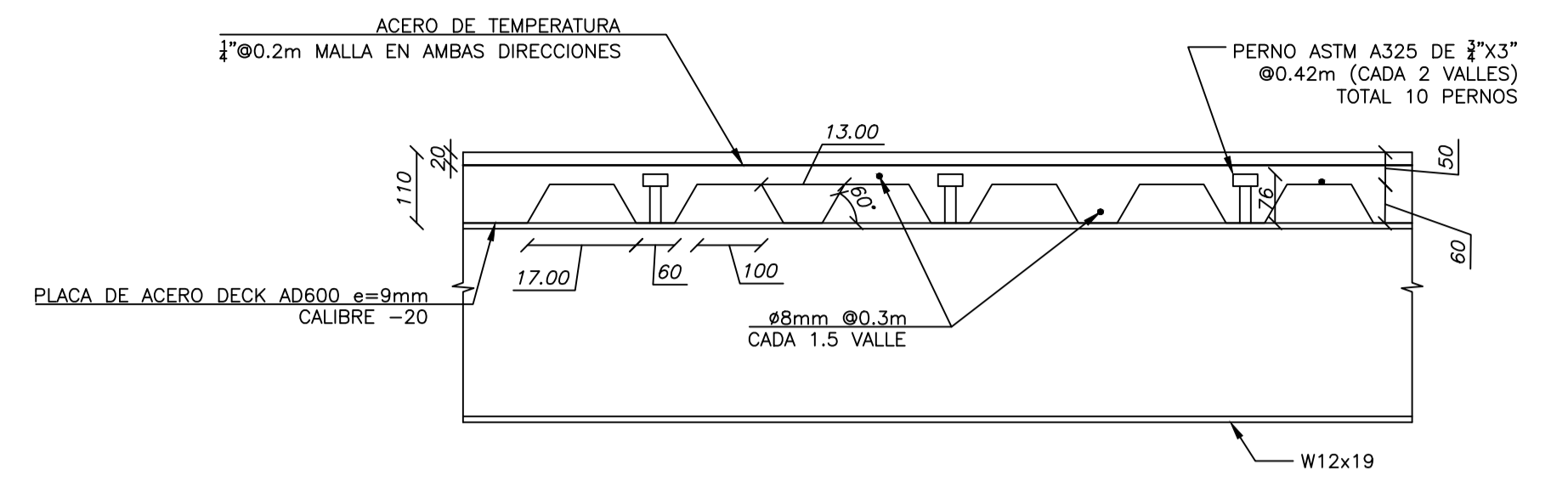
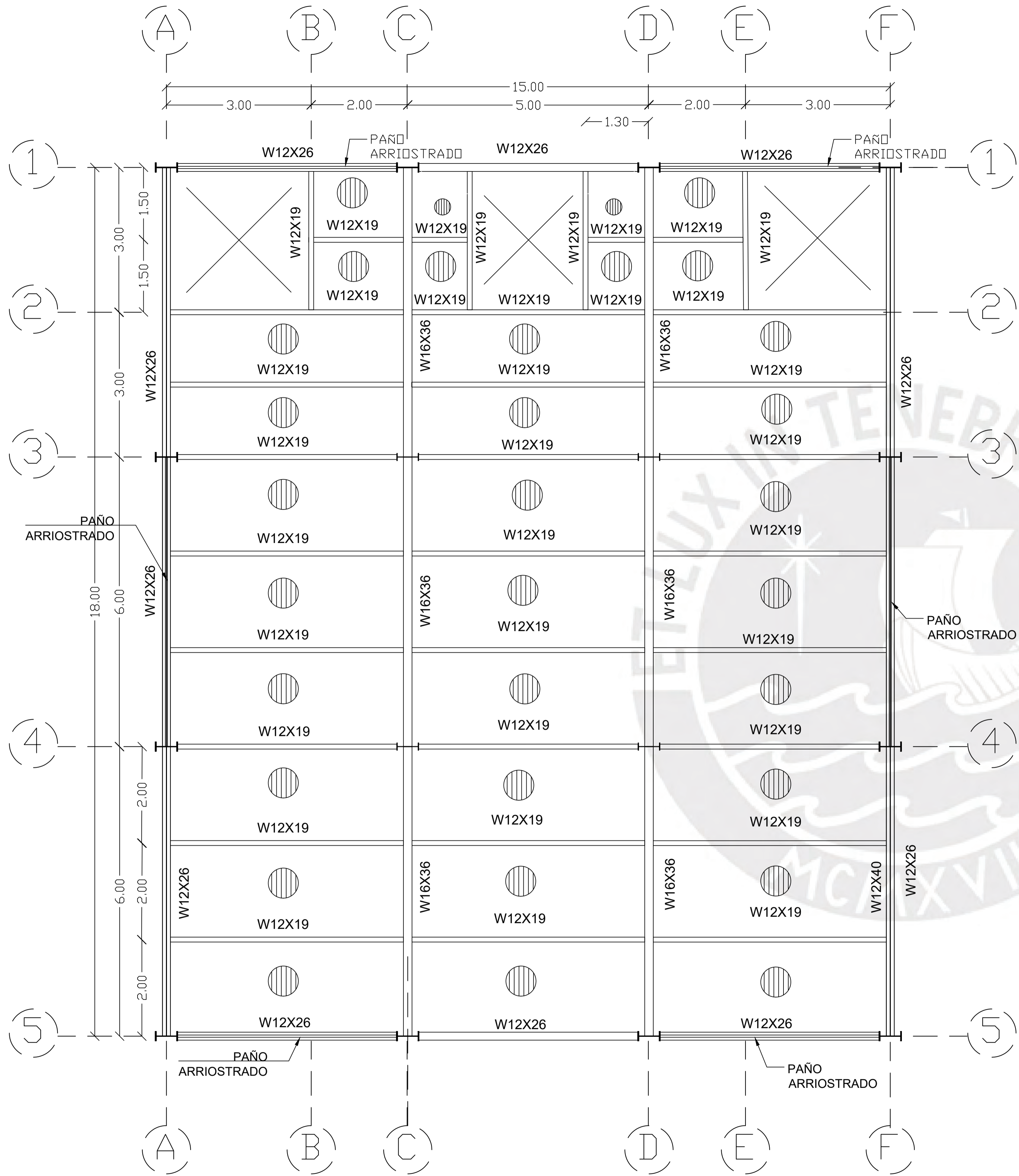
PLANCHAS, PERFILES Y VARILLAS LISAS	: ACERO ASTM A36.
PERNOS	: A325
SOLDADURA	: ELECTRODOS E60XX Y E70XX, SEGÚN ELEMENTO ESPECIFICADO
PINTURA	: CPP SATINADO, COLOR SEGÚN ESPECIFICADO EN EL PLANO

**RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN**

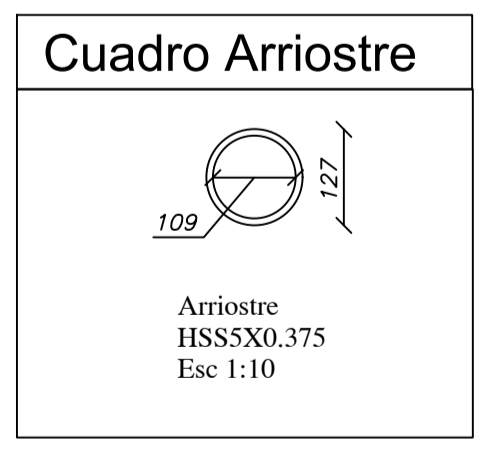
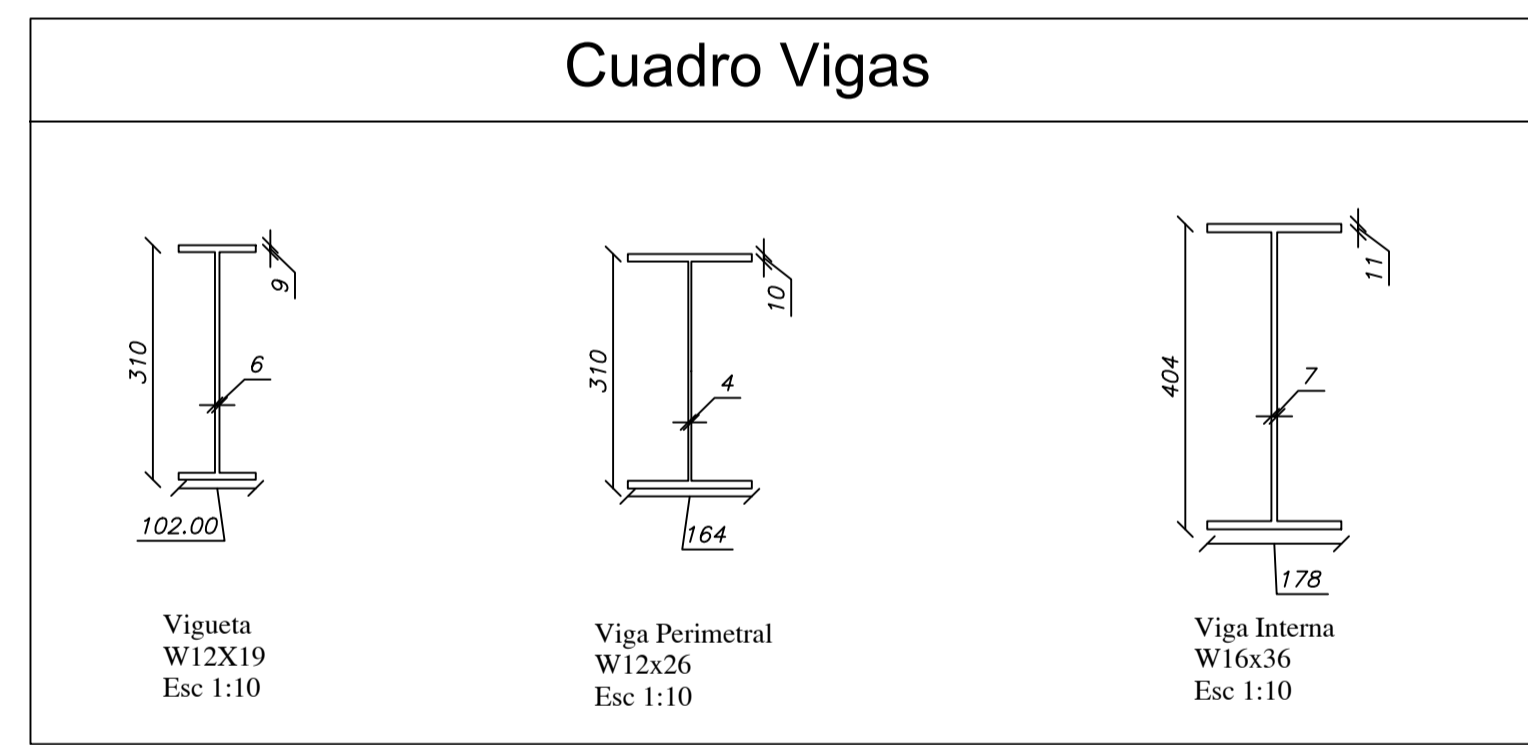
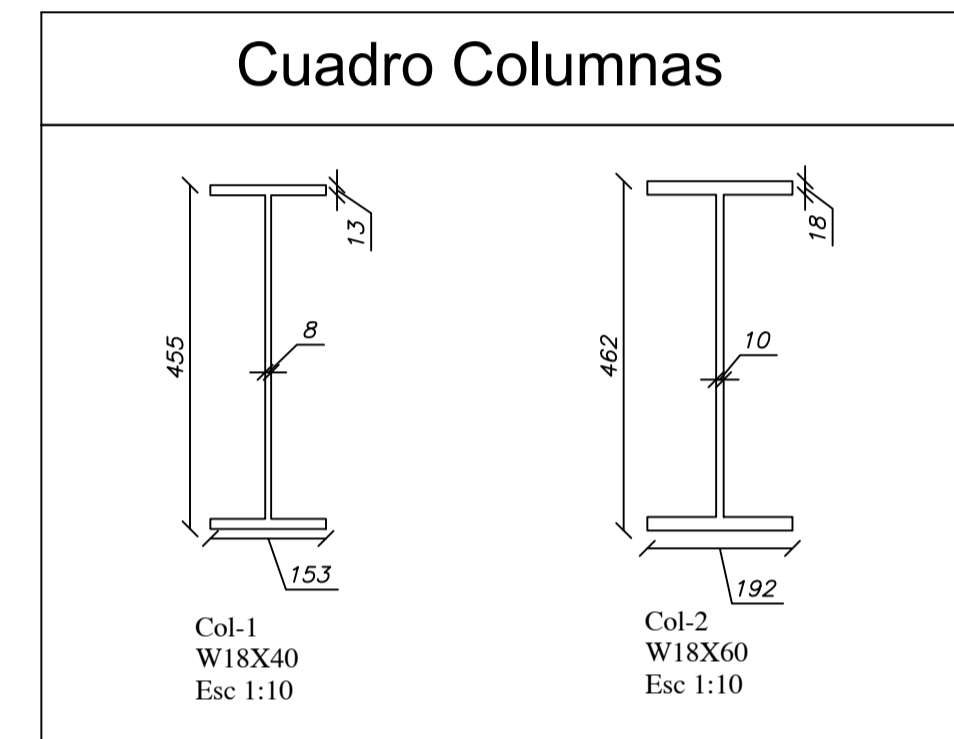
- TIPO DE CIMENTACIÓN: Platea de cimentación y pedestales aislados
- PRESIÓN ADMISIBLE = 1.14 Kg/cm<sup>2</sup>
- TIPO DE SUELO SEGÚN NORMA SISMORRESISTENTE: TIPO S2, FACTOR DE SUELO = 1.20,  $T_p = 0.6 \text{ seg.}, T_L = 2.0 \text{ seg.}$



PROYECTO:	POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2		LÁMINA:	E-01	
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS DE ACERO				
PLANO:	ESTRUCTURAS				
DISERD:	A. TAMAY	ESCALA:	INDICADA		FECHA:



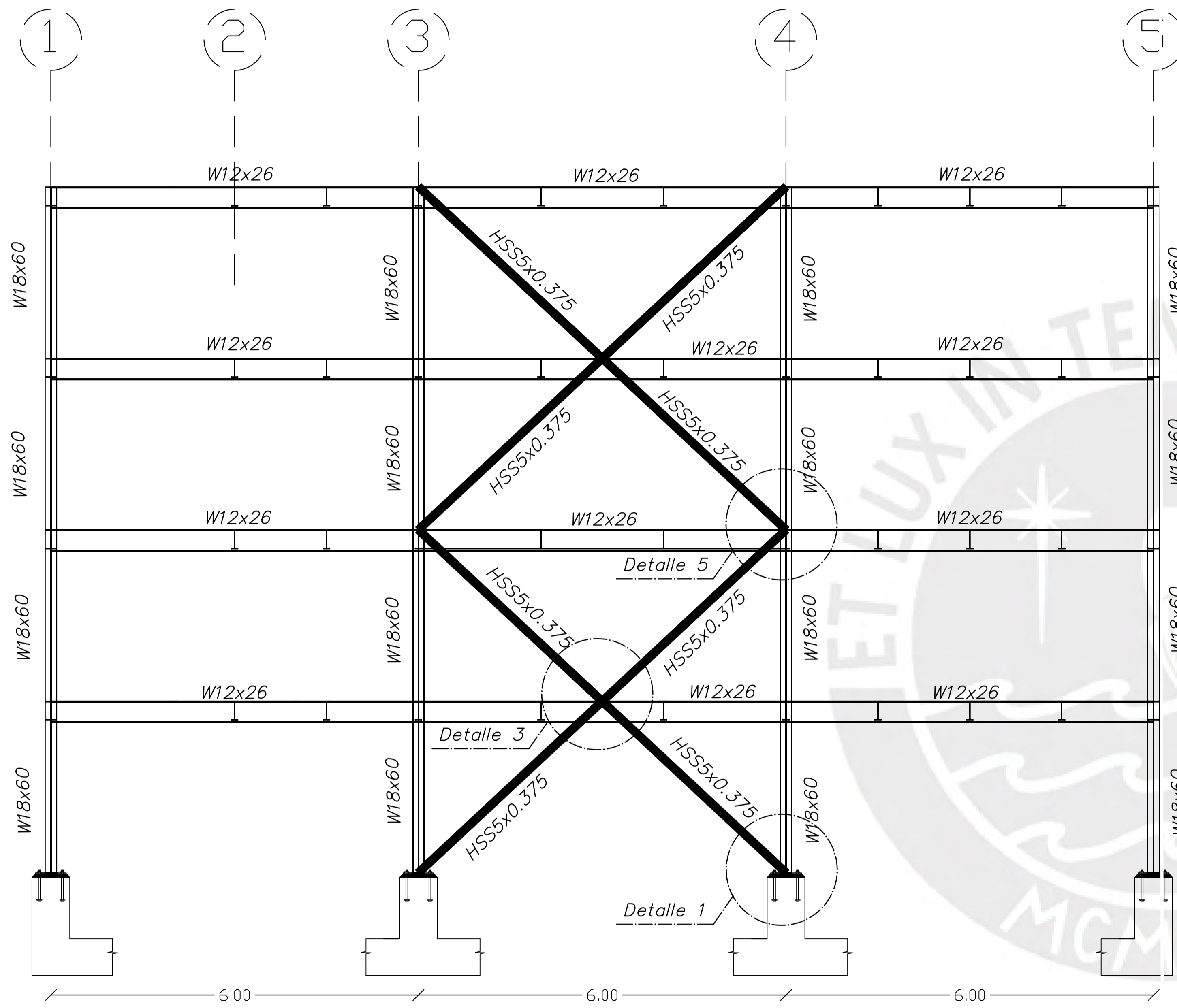
DETALLE LOSA COLABORANTE  
 H=0.11m  
 ESC 1:10



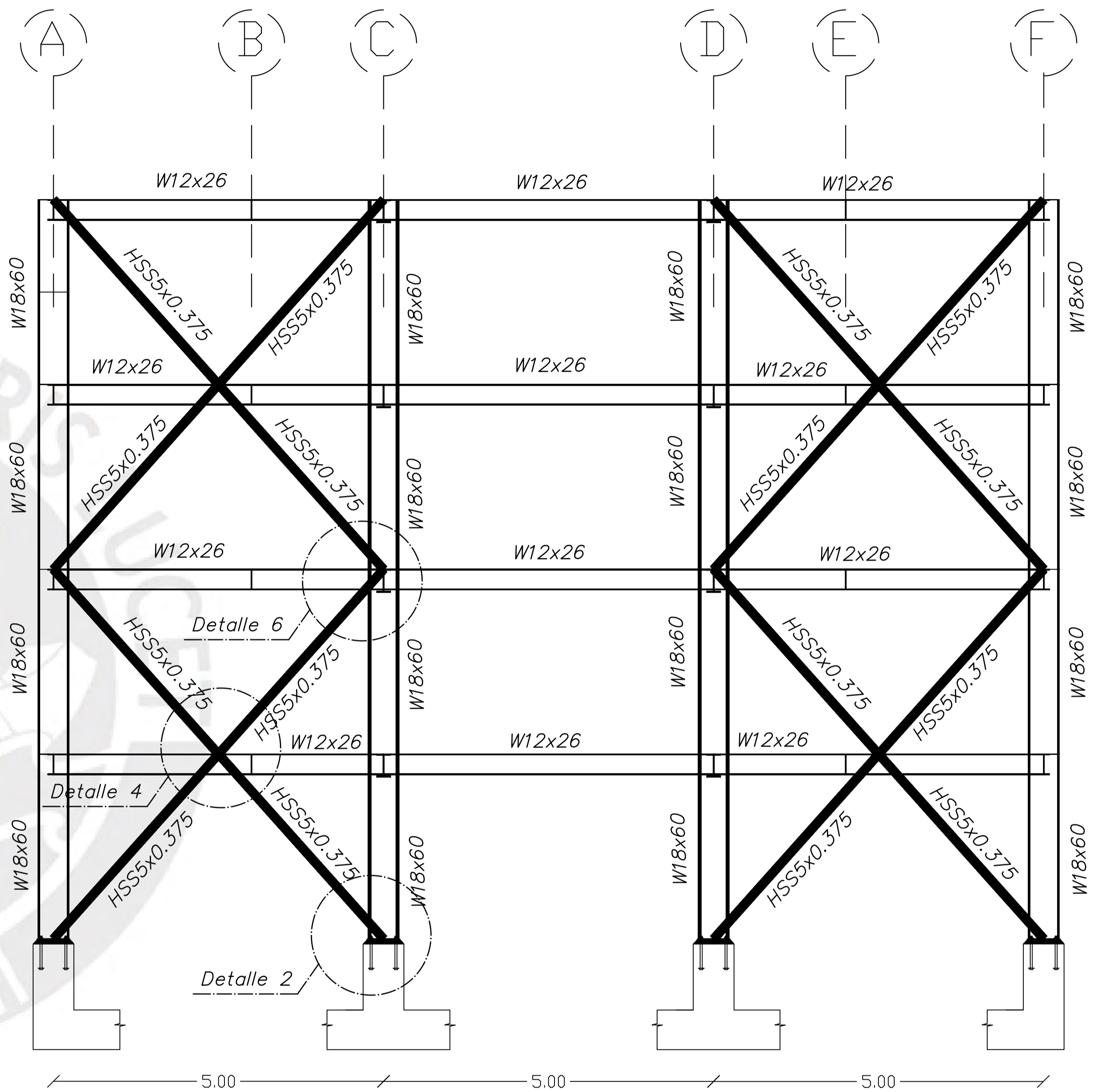
**ENCOFRADO TIPICO**  
 S/C=400kg/m<sup>2</sup>  
 ESC. 1/50



PROYECTO:	POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2		LÁMINA:
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS DE ACERO		E-02
PLANO:	ESTRUCTURAS		
DISERNO:	A. TAMAY	ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	2024



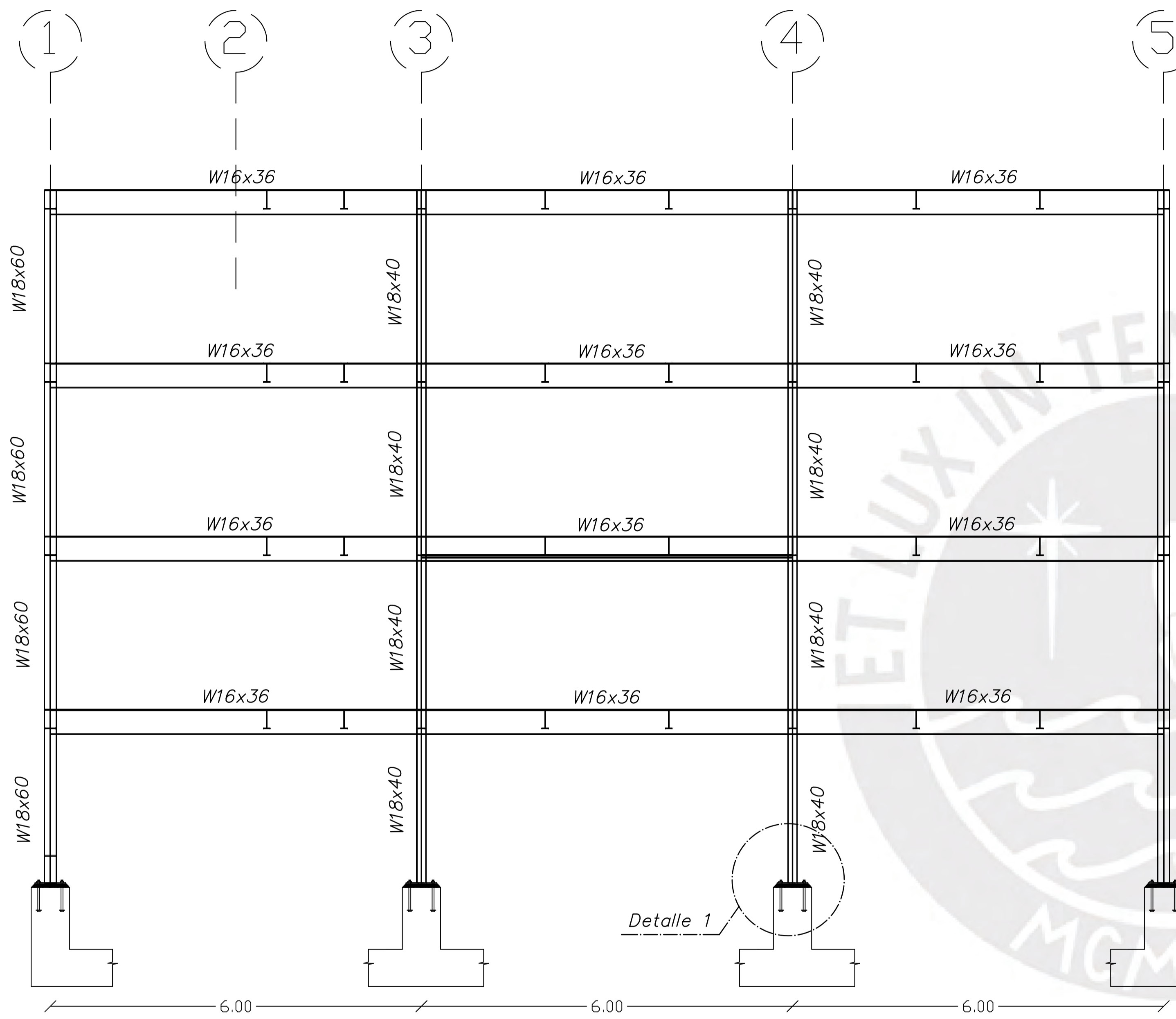
**ELEVACIÓN DE EJE A Y EJE F**  
**ESC. 1/50**



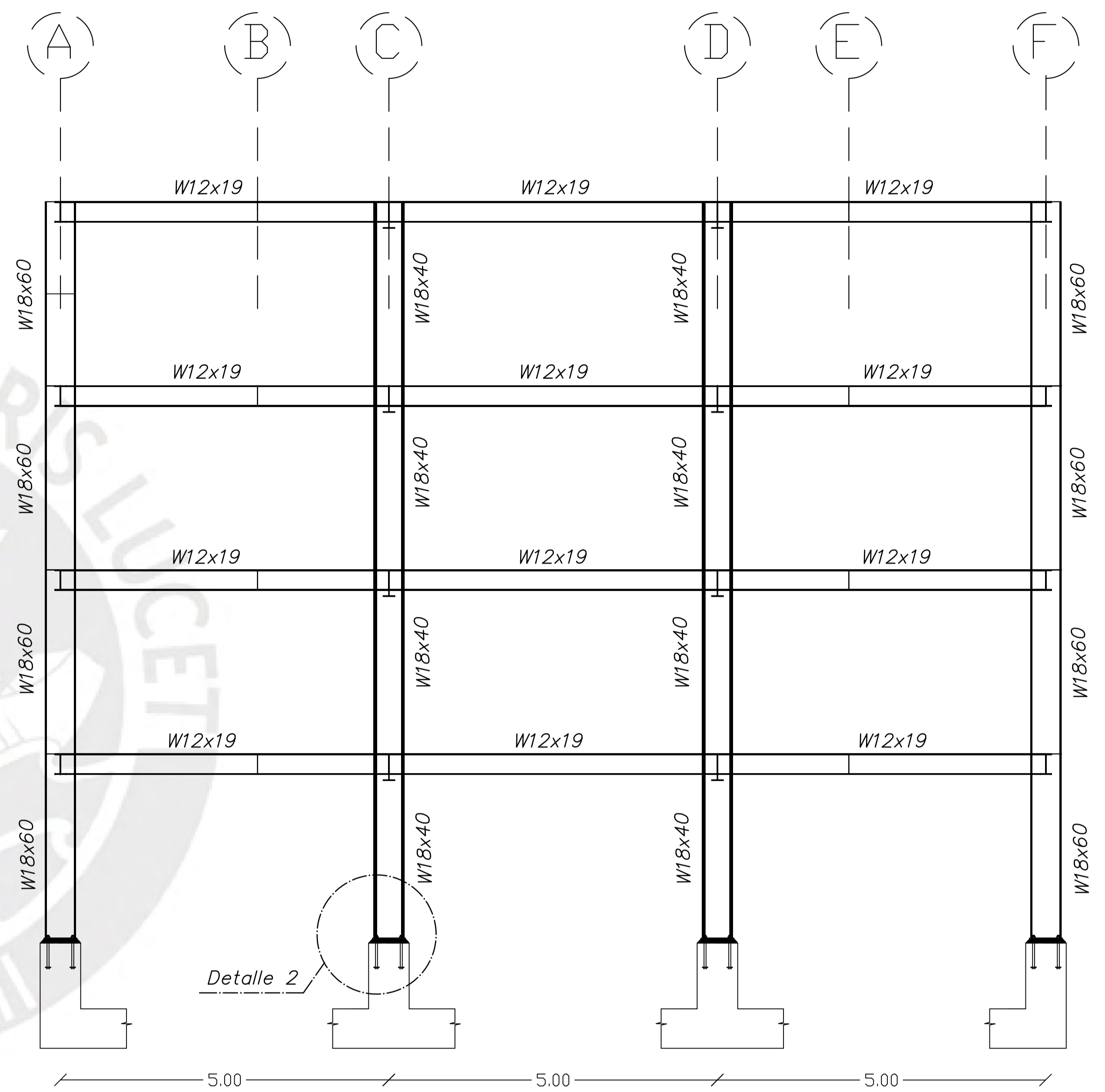
**ELEVACIÓN DE EJE 1 Y 5**  
**ESC. 1/50**



PROYECTO: POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2			LÁMINA:
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS DE ACERO			E-03
PLANO: ESTRUCTURAS			
DISEÑO: A. TAMAY	ESCALA: INDICADA	FECHA: 2024	



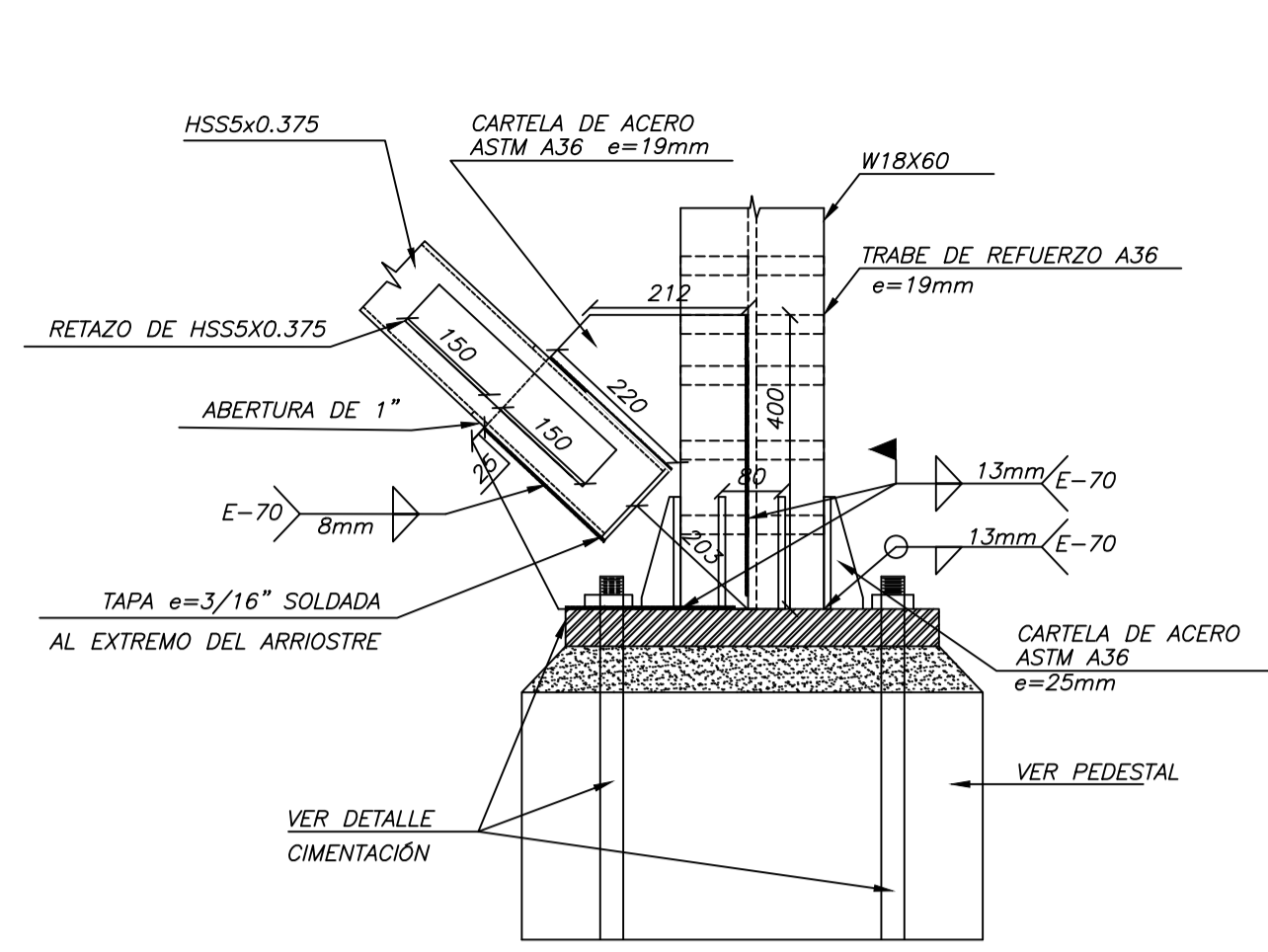
**ELEVACIÓN DE EJE C Y D**  
**ESC. 1/50**



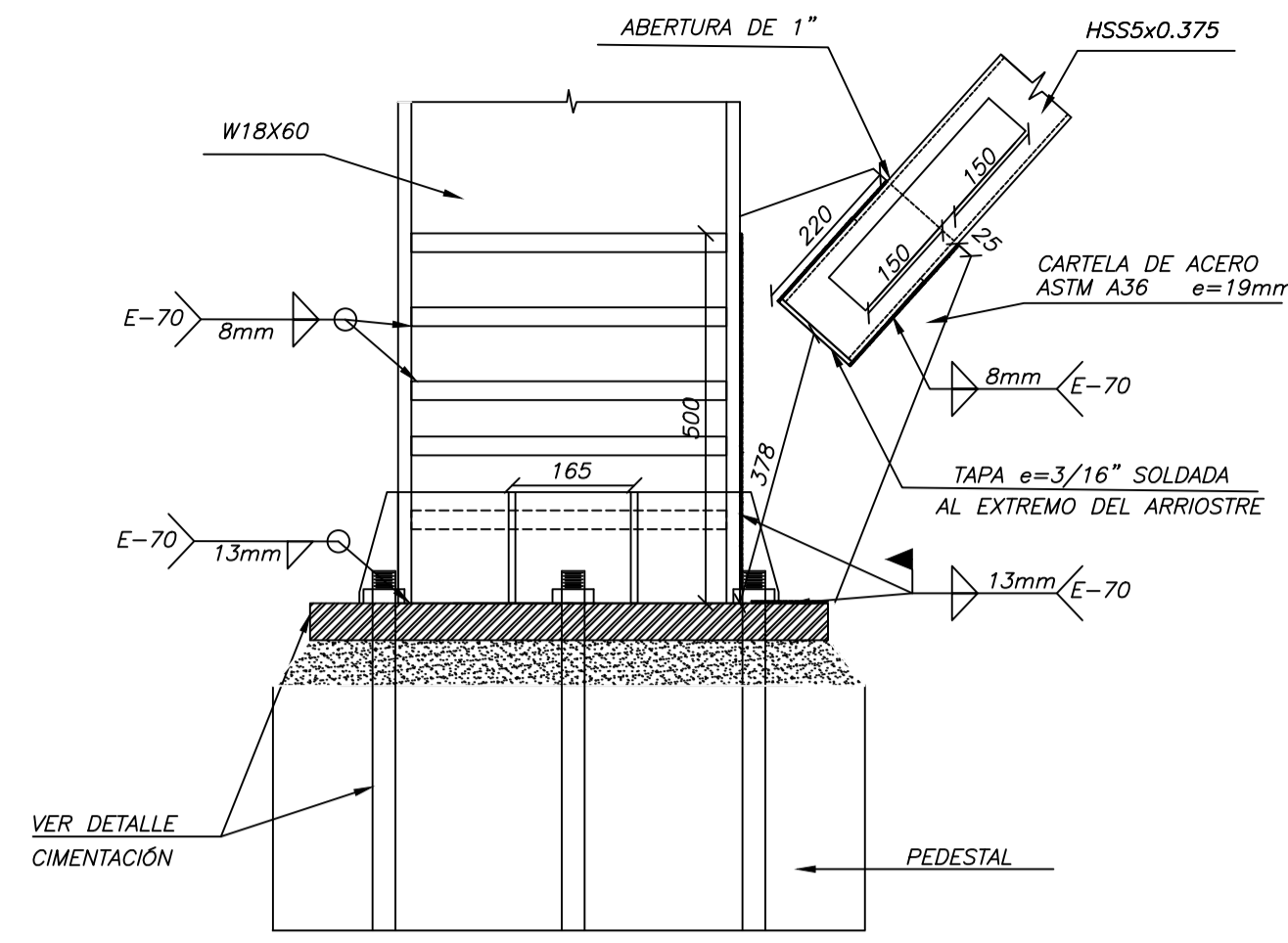
**ELEVACIÓN EJE 3 Y 4**  
**ESC. 1/50**



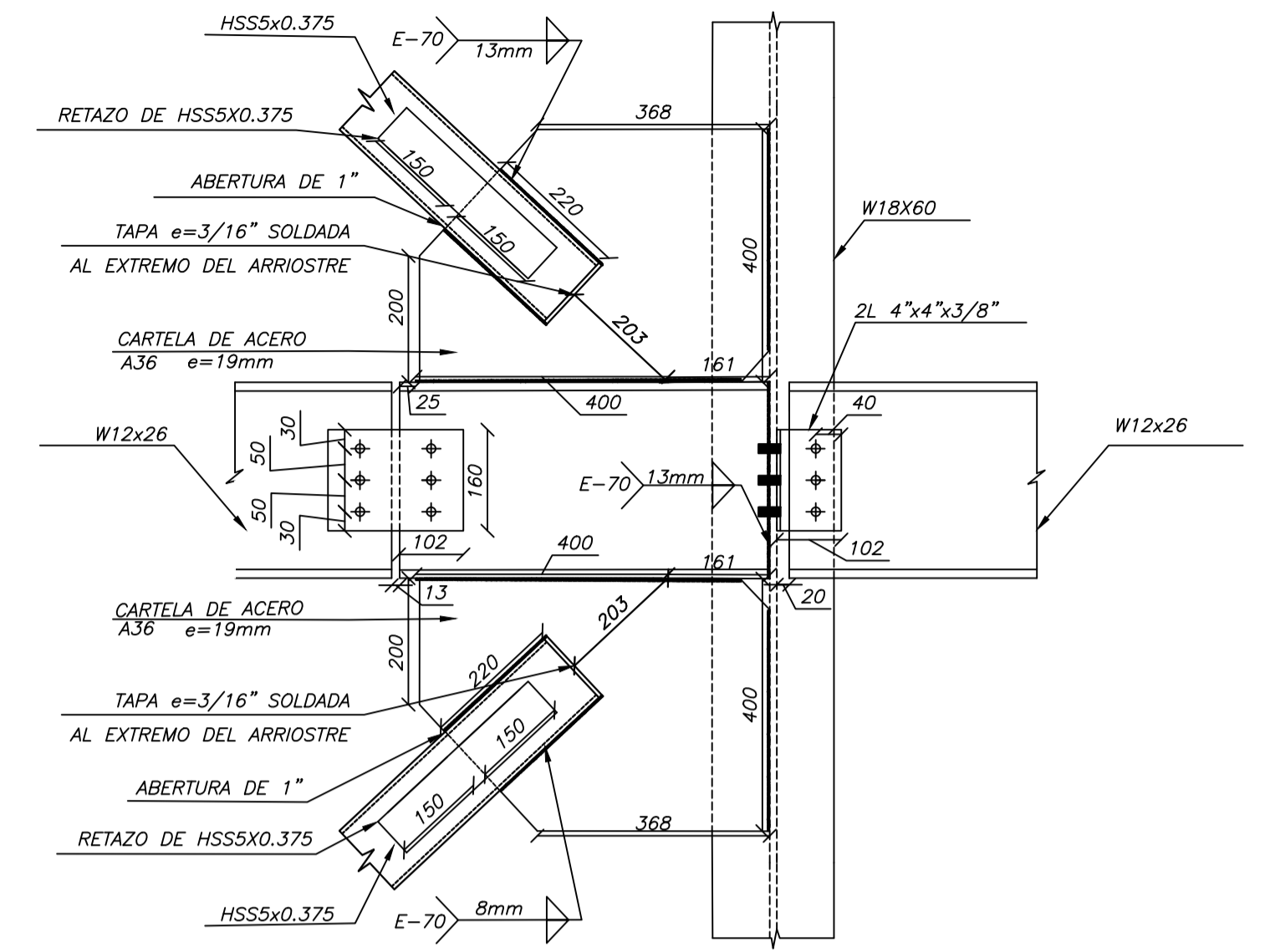
PROYECTO: POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2			LÁMINA:
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS DE ACERO			E-04
PLANO: ESTRUCTURAS			
DISEÑO: A. TAMAY	ESCALA: INDICADA	FECHA: 2024	



DETALLE 1  
DETALLE 1

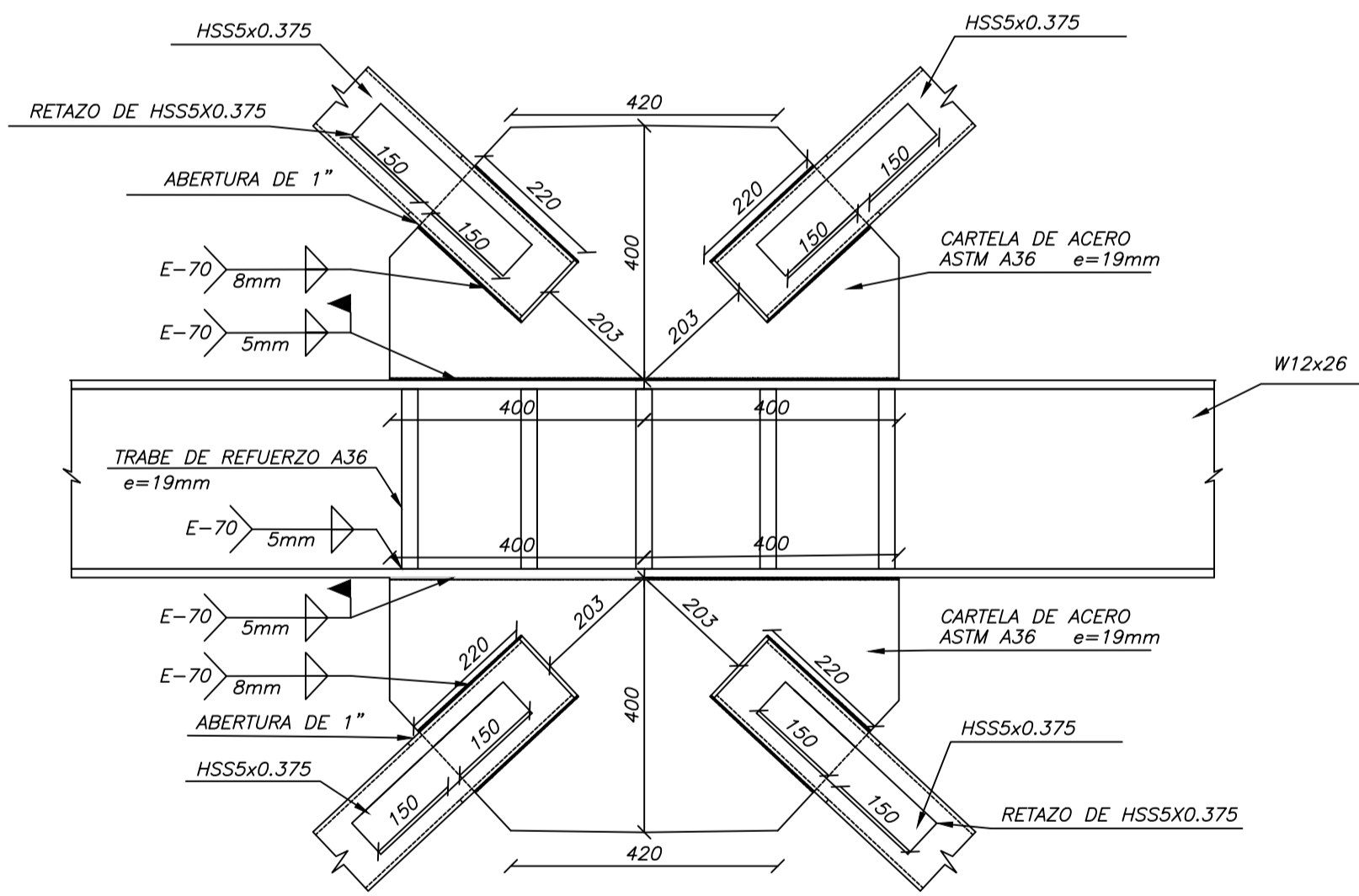


DETALLE 2

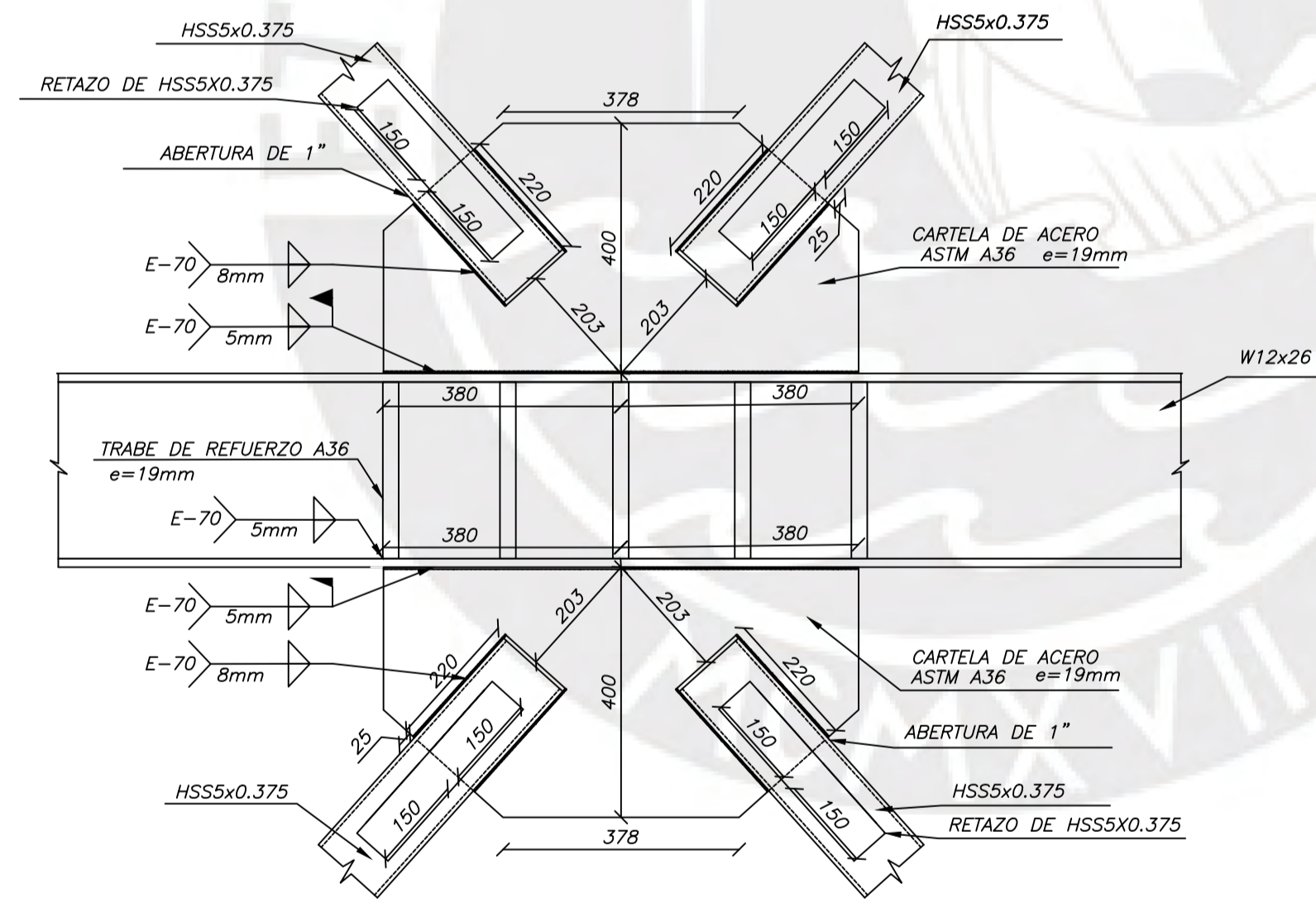


DETALLE 5

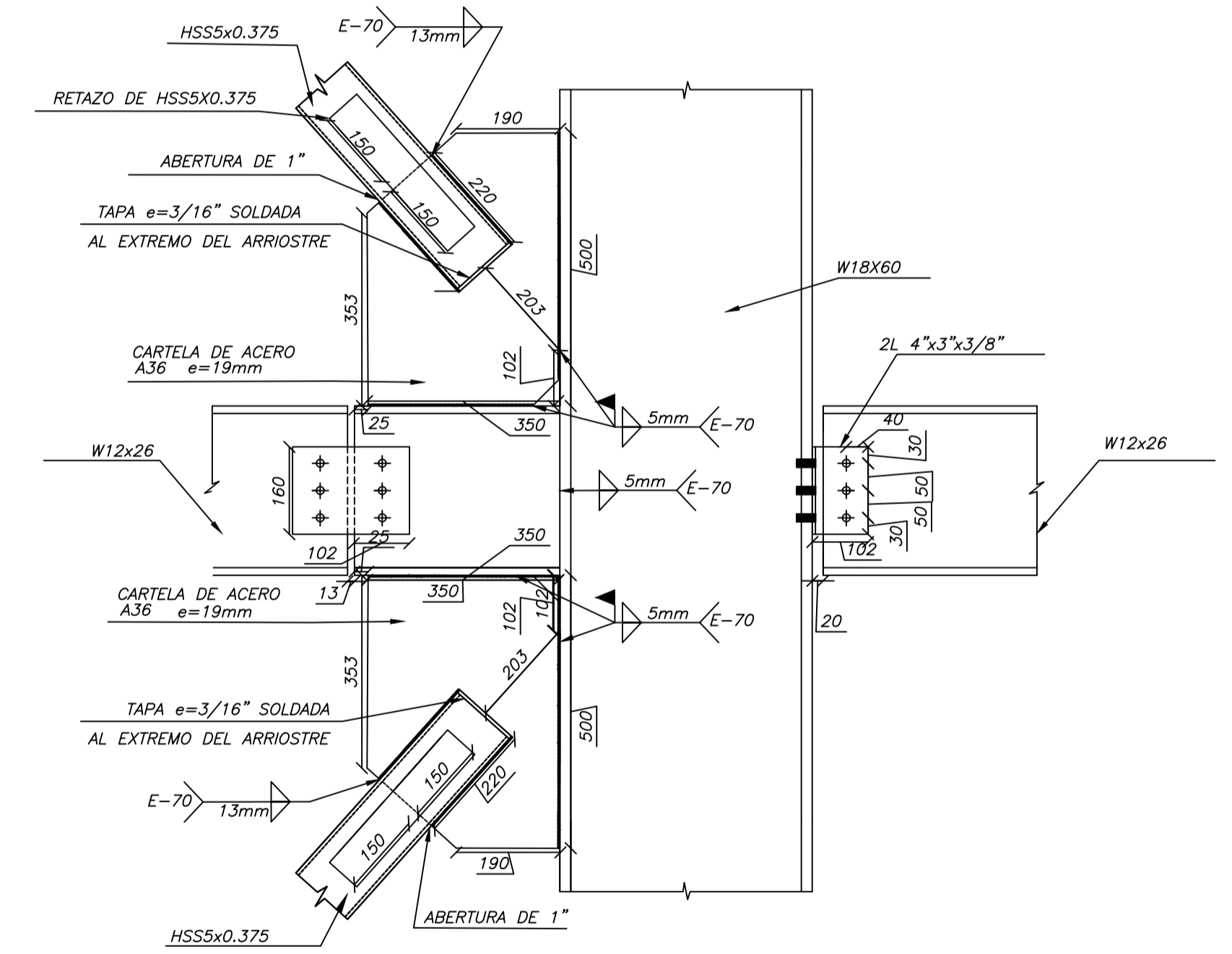
DETALLE DE ARRIOSTRES EN BASE  
ESC 1/10



DETALLE 3



DETALLE 4



DETALLE 6

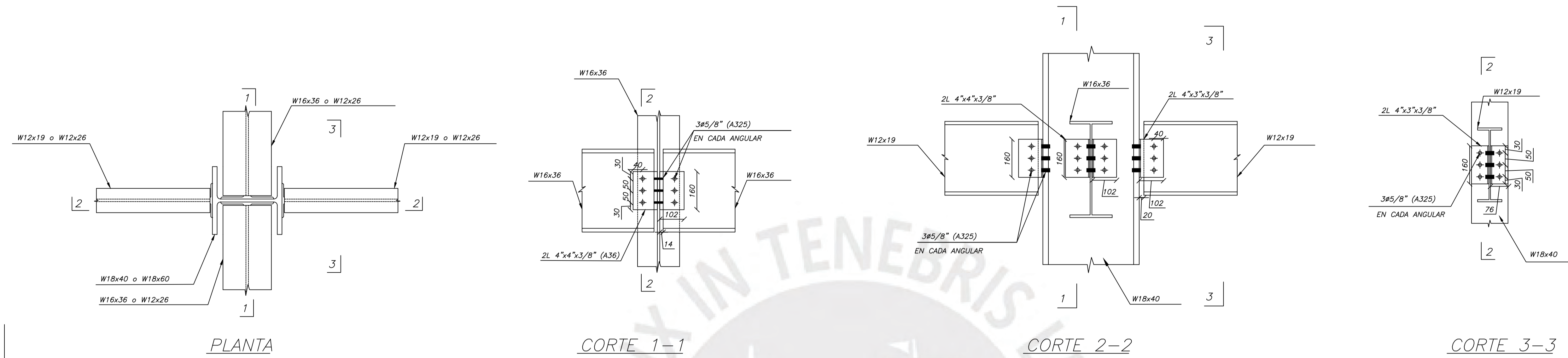
DETALLE DE ARRIOSTRES EN VIGA  
ESC 1/10

DETALLE DE ARRIOSTRES EN VIGA-COLUMNA  
ESC 1/10

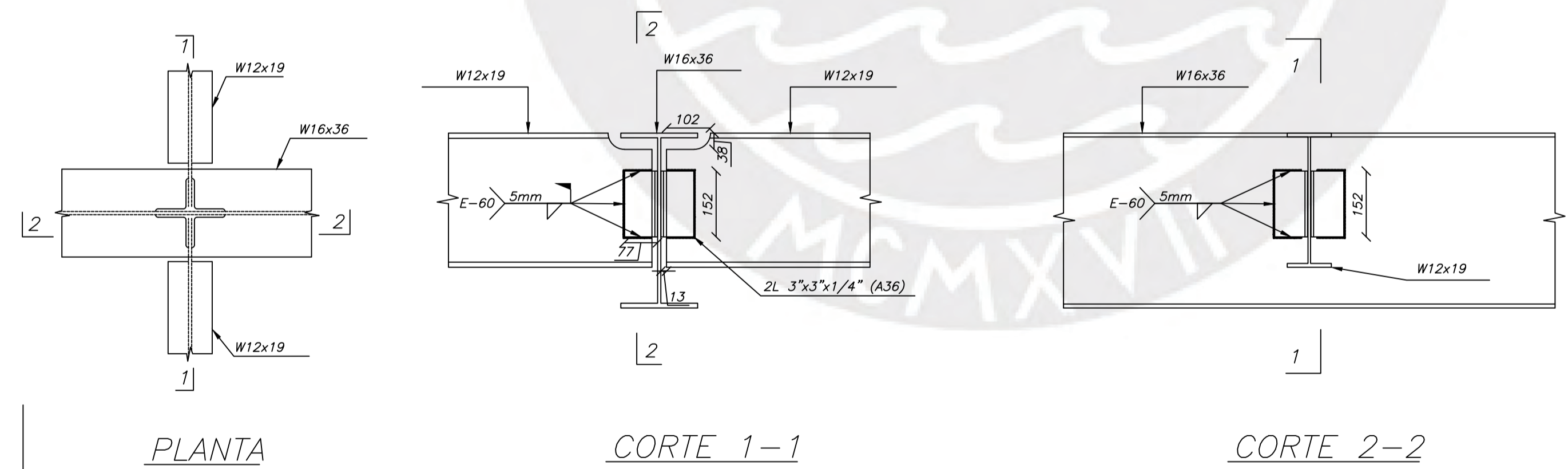


PROYECTO:	POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2		LÁMINA:
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS DE ACERO		E-05
PLANO:	ESTRUCTURAS		
DISEÑO:	A. TAMAY	ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	2024





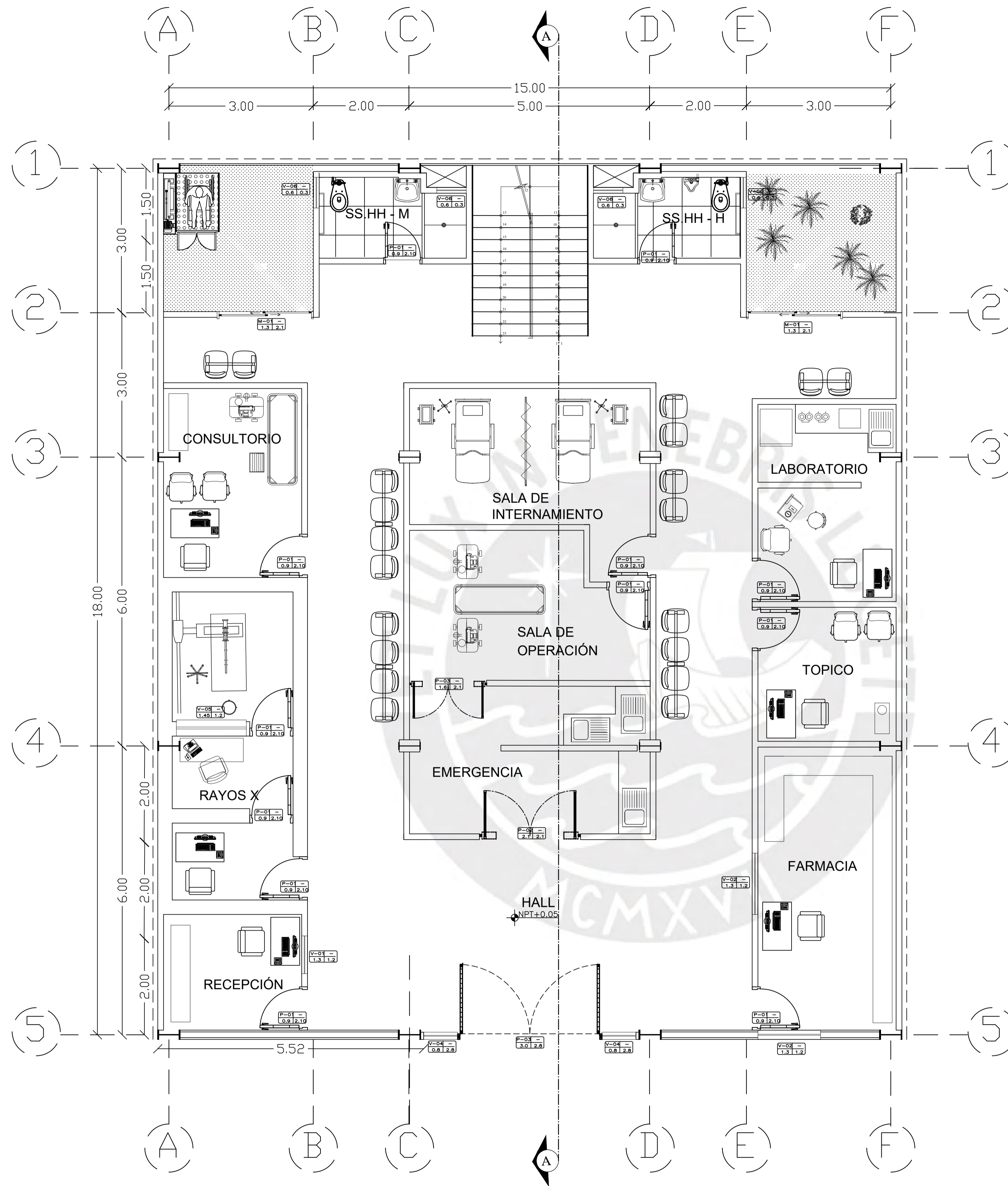
CONEXIÓN VIGA – COLUMNA  
ESC 1/10



CONEXIÓN VIGUETA – VIGA INTERNA  
ESC 1/10



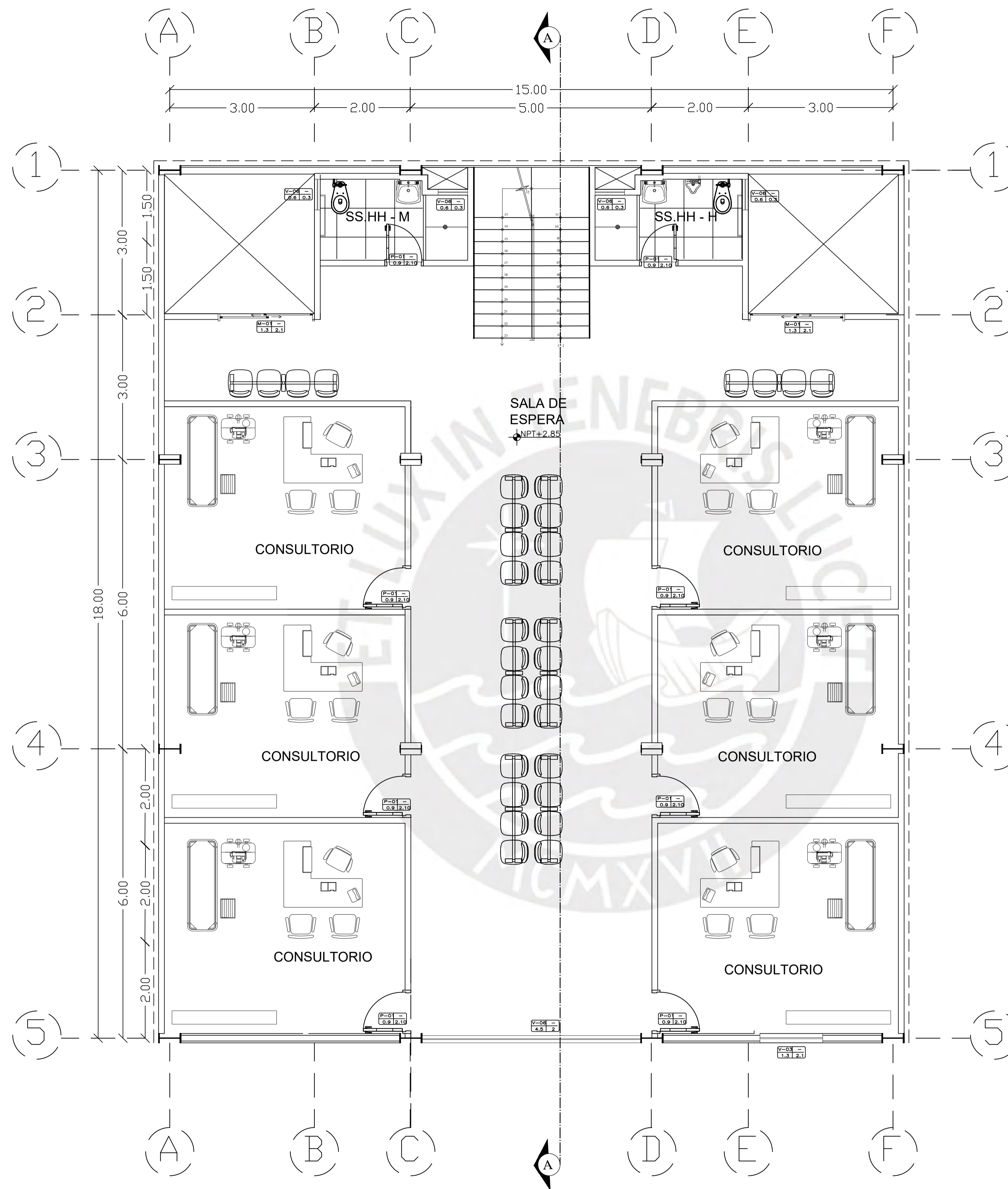
PROYECTO: POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2			LÁMINA:
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS DE ACERO			E-06
PLANO: ESTRUCTURAS			
DISEÑO: A. TAMAY	ESCALA: INDICADA	FECHA: 2024	



**PISO 1**  
**ESC. 1/50**



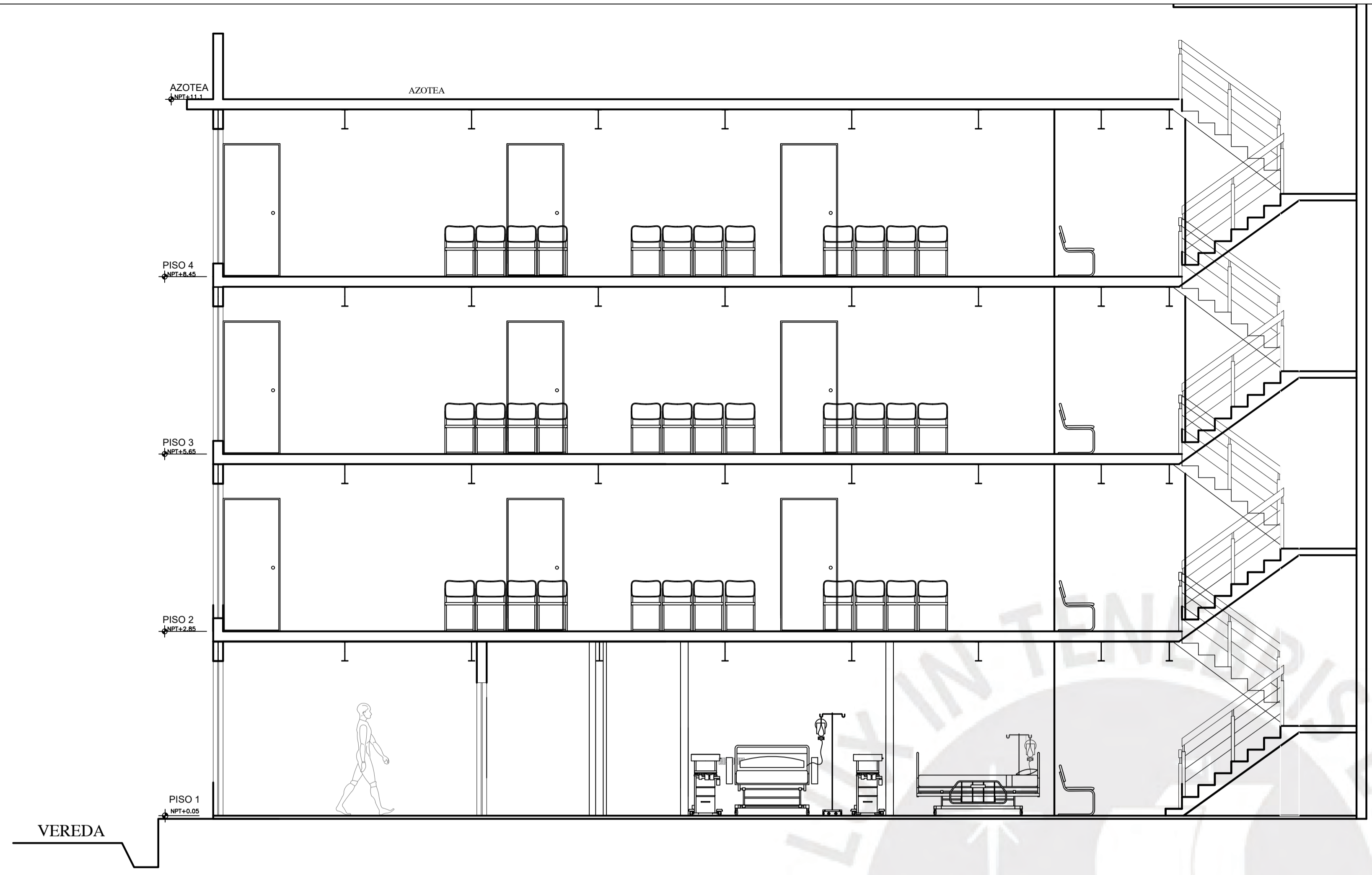
PROYECTO: POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2		LÁMINA:
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS DE ACERO		A-01
PLANO: ARQUITECTURA		
DISERNO: A. TAMAY	ESCALA: 1:50	FECHA: 2024



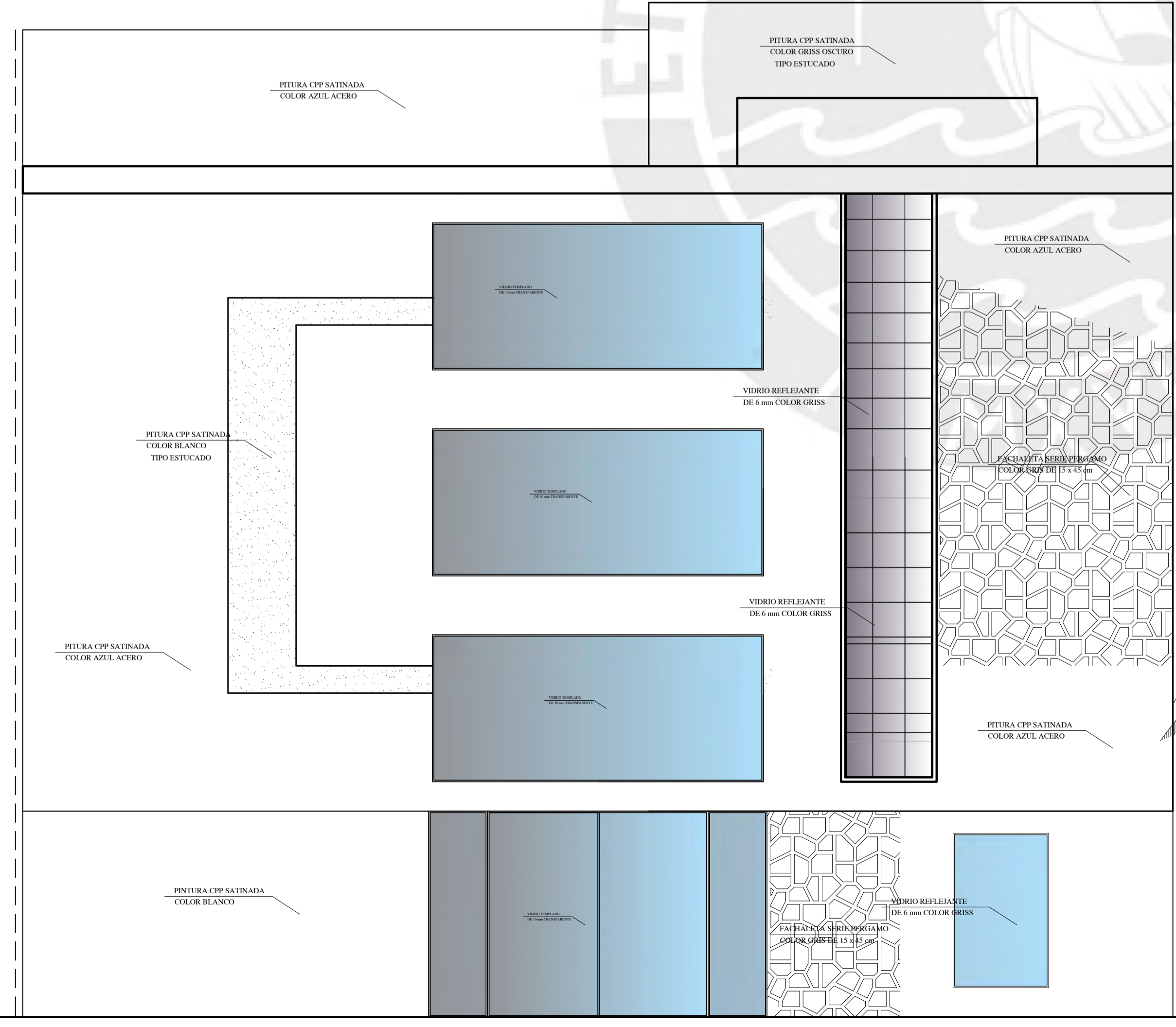
**PISO TIPICO**  
**ESC. 1/50**



PROYECTO: POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2		LÁMINA:
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS DE ACERO		A-02
PLANO: ARQUITECTURA		
DISERNO: A. TAMAY	ESCALA: 1:50	FECHA: 2024



**SECCIÓN A-A**  
**ESC. 1/50**



**ELEVACIÓN FACHADA**  
**ESC. 1/50**



VEREDA  
PISTA



PROYECTO: POLICLINICO DE 4 NIVELES EN Z2		LÁMINA:
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS DE ACERO		A-03
PLANO: ARQUITECTURA		
DISEÑO: A. TAMAY	ESCALA: 1:50	FECHA: 2024