

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN AULARIO DE 7
PISOS DE CONCRETO ARMADO Y ACERO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Joseph Michel Condori Huaraka

Kevin Ricardo Giron Congora

ASESOR:

Cesar Antonio Huapaya Huapaya

Lima, Setiembre, 2024

Informe de Similitud

Yo, César Antonio Huapaya Huapaya, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada:

Análisis y diseño sismorresistente de un aulario de 7 pisos de concreto armado y acero,

de los autores:

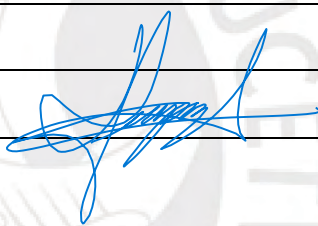
Condori Huaraka, Joseph Michel,

Giron Congora, Kevin Ricardo,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 02/12/2024.
- 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: San Miguel, 3 de diciembre de 2024

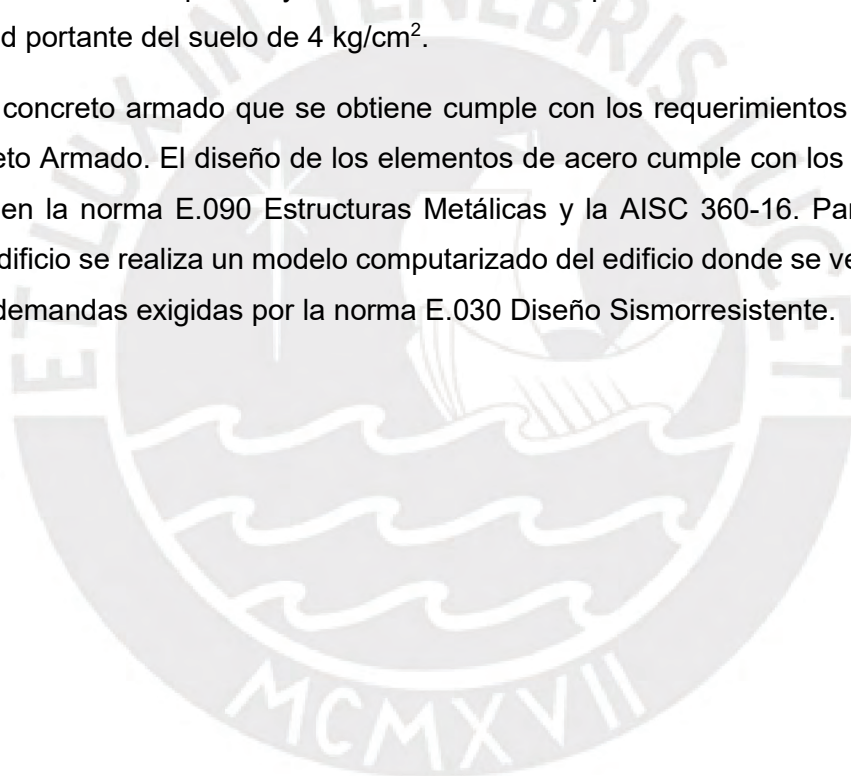
Apellidos y nombres del asesor: <u>Huapaya Huapaya, César Antonio</u>	
DNI: 08762625	Firma 
ORCID: 0000-0001-6430-8301	

Resumen

La presente tesis abarca el análisis y diseño estructural en concreto armado y acero de un aulario de 7 pisos ubicado en la ciudad de Lima. El área típica de cada piso es 990 m^2 . En algunos niveles existen al menos un volado formado por una armadura metálica, este espacio sirve como terraza y conlleva a que el área de cada nivel sea diferente. Asimismo, en altura el edificio tendrá 5 metros en el primer nivel y el resto de pisos de 3.65 haciendo un total de 26.9 metros.

El edificio está conformado en concreto armado por elementos estructurales que son muros de corte, vigas peraltadas, columnas y losas aligeradas. En cuanto a la estructura metálica para los volados está conformado por perfiles tipo W, perfiles tubulares, losas colaborantes y las conexiones a base de pernos y soldadura. Asimismo, para la cimentación se considera una capacidad portante del suelo de 4 kg/cm^2 .

El diseño en concreto armado que se obtiene cumple con los requerimientos de la norma E.060 Concreto Armado. El diseño de los elementos de acero cumple con los lineamientos establecidos en la norma E.090 Estructuras Metálicas y la AISC 360-16. Para el análisis sísmico del edificio se realiza un modelo computarizado del edificio donde se verifica que se cumplan las demandas exigidas por la norma E.030 Diseño Sismorresistente.



AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme concedido el regalo de la familia. Por haberme permitido recorrer este memorable camino permitiéndome enfrentar los desafíos con resiliencia.

A mi familia por ser mi fuente de motivación y por brindarme apoyo incondicional. Gracias por siempre creer en mí.

A mis docentes, amigos de la U y del trabajo por su apoyo constante durante mi carrera.

JOSEPH MICHEL CONDORI HUARAKA

A Dios, a mi familia y en especial a mi madre y a mi tía Gladis por su apoyo incondicional. A mi abuelo Ricardo Giron, que desde el cielo siempre me acompaña.

A todas las personas que conocí durante mi paso por la PUCP, quienes siempre me alentaron a seguir adelante.

A todos mis profesores de la universidad que se esforzaron por compartir sus conocimientos.

KEVIN GIRON

Contenido

Resumen.....	i
AGRADECIMIENTOS	ii
CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO	1
1.1. Introducción	1
1.2. Características generales.....	1
1.3. Características estructurales	3
1.4. Normativas aplicadas	4
CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	5
2.1. Criterios de estructuración.....	5
2.2. Estructuración	6
2.2.1. Estructuración de elementos verticales.....	7
2.2.2. Estructuración de elementos horizontales.....	7
2.3. Predimensionamiento de elementos estructurales.....	8
CAPÍTULO 3. ANALISIS POR GRAVEDAD	11
3.1. Aspectos generales.....	11
3.2. Modelamiento del edificio	11
3.2.1. Materiales constituyentes.....	12
3.2.2. Componentes estructurales.....	12
3.2.3. Uniones entre los componentes	13
3.2.4. Idealización del apoyo en el terreno	14
3.2.5. Cargas sobre los elementos.....	14
3.3. Metrado de losas aligeradas	15
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SISMICO	17
4.1. Parámetros sísmicos.....	17
4.2. Peso sísmico	18
4.3. Análisis traslacional	19
4.4. Análisis 3D	19
4.5. Verificación de Irregularidades	20
4.5.1. Irregularidades en Planta (Ip).....	20
4.5.2. Irregularidad en altura (Ia)	23
4.6. Análisis estático.....	27
4.6.1. Cálculo de cortante estática.....	28
4.7. Análisis dinámico.....	28
4.7.1. Asignación de masas sísmicas	29
4.7.2. Espectro de diseño	30

4.7.3. Casos de carga para el análisis espectral	31
4.8. Desplazamientos laterales y verificación de Derivas	31
4.9. Factor de Amplificación.....	33
4.10. Juntas de separación sísmica	34
4.11. Análisis sísmico vertical.....	36
4.11.1. Análisis estático.....	36
4.11.2. Análisis dinámico.....	36
4.12. Verificación del sistema estructural.....	38
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO	39
5.1. Diseño de losas.....	39
5.1.1. Diseño de losas aligeradas	39
5.1.2. Diseño De Vigas Chatas	45
5.1.3. Diseño de losa colaborante.....	46
5.2. Diseño De Vigas.....	55
5.2.1. Diseño de viga VT-101 B3 (40 x 95).....	56
5.3. Diseño De Columnas	68
5.3.1. Diseño de la columna C-5.....	69
5.4. Diseño de Placas.....	76
5.4.1. Diseño de placa PL-2	77
5.5. Diseño de cimentación.....	86
5.5.1. Generalidades	86
5.5.2. Diseño de zapata aislada	86
5.5.3. Diseño de zapatas combinadas y zapatas conectadas.....	91
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE ESTRUCTURA METALICA.....	97
6.1. Generalidades	97
6.2. Diseño de vigas principales	98
6.2.1. Diseño a flexión	99
6.2.2. Diseño a corte	101
6.2.3. Verificación de deflexiones	101
6.2.4. Diseño por compresión	102
6.2.5. Diseño a tracción.....	103
6.2.6. Esfuerzos combinados.....	103
6.3. Diseño de Columna Metálica	104
6.3.1. Diseño por compresión	104
6.3.2. Diseño por flexión	105
6.3.3. Diseño a tracción.....	106

6.3.4. Esfuerzos combinados.....	106
6.4. Diseño de diagonal metálica	107
6.4.1. Diseño por compresión	107
6.4.2. Diseño por tracción	108
6.4.3. Diseño por flexión	108
6.4.4. Esfuerzos combinados.....	109
6.5. Diseño de conexiones	109
6.5.1. Diseño por corte.....	111
6.5.2. Resistencia al aplastamiento en viga (W12x26), (W12x30) y plancha.....	111
6.5.3. Resistencia al desgarro de la plancha	111
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES	115
7.1. Diseño de escalera de concreto armado.....	115
7.1.1. Modelo y metrado para análisis estructural	115
7.1.2. Diseño a Flexión	116
7.1.3. Diseño por Corte	117
7.2. Diseño de escalera metálica.....	119
CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	123
8.1. Estructuración y Predimensionamiento.....	123
8.2. Análisis estructural	123
8.3. Diseño Concreto armado	124
8.4. Diseño en Acero	125
8.5. Comentarios	126
BIBLIOGRAFIA.....	127
ANEXOS	127

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1. Introducción

La ingeniería sismorresistente tiene como principal objetivo diseñar edificaciones que tengan un adecuado comportamiento durante los sismos; asimismo, un correcto diseño estructural debe garantizar un adecuado comportamiento de los componentes estructurales del proyecto y reducir la posibilidad de que se presenten fallas durante su vida útil. En el diseño estructural importante tener como referencia las normas técnicas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones y algunas normas internacionales de gran prestigio.

El análisis estructural del edificio es un paso fundamental en el diseño y se inicia con una estructuración y predimensionamiento adecuados. Según Blanco (1994), dicho procedimiento debe ser lo más simple y limpio posible, de tal manera que la idealización del proyecto sea lo más parecido a la estructura real. Con la estructuración y predimensionamiento establecidos se realiza un modelo computacional del edificio que permite idealizar las propiedades y características del edificio.

En esta tesis se diseñará un edificio de aulas de concreto armado y acero. Las consideraciones de carga actuantes se realizan siguiendo los lineamientos establecidos en la norma E.020 Cargas (2006). Para el análisis sísmico se tiene como referencia la norma E.030 (2019) Diseño Sismorresistente. El diseño en concreto armado se realizará siguiendo la filosofía del diseño por resistencia (LRFD) y cumpliéndose los criterios de la norma E.060 (2009) Concreto Armado, además se tendrá como referencia la norma internacional de diseño ACI 318-19. Por otro lado, el diseño de los elementos de la estructura metálica también se realiza siguiendo el diseño por resistencia siguiendo los criterios de la norma E.090 (2006) Estructuras Metálicas y se tendrá como referencia la norma AISC 360-16 y fichas técnicas de fabricantes.

Adicionalmente a las normas mencionadas se utilizarán libros de referencia como Apuntes del Curso de Concreto Armado I del ingeniero G. Ottazzi, Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado del ingeniero A. Blanco y los apuntes del curso de Concreto Armado II del ingeniero J. Higashi.

1.2. Características generales

La presente tesis aborda el proyecto de edificación de un Aulario ubicado en la ciudad de Lima. Un impresionante e innovador edificio de aulas compuesto por siete niveles, el primer nivel con una altura de 5 metros, alberga una serie de espacios funcionales diseñados para atender las necesidades de la comunidad de los estudiantes universitarios, en este nivel se encuentra una cafetería, un auditorio, un restaurante y servicios sanitarios, brindando la

comodidad y facilidades para los usuarios.

En el resto de niveles se mantiene una disposición similar de aulas y terrazas. En cada uno de estos pisos hay aulas de clase, aulas de videoconferencias, un cuarto de depósito, servicios sanitarios y terrazas para uso común. La altura de los pisos restantes es de 3.65 metros, lo que, sumado al primer nivel, resulta en una altura total del edificio de 26.9 metros.

El acceso a los pisos superiores del edificio se realiza mediante dos núcleos ubicados en los extremos de cada piso, los cuales abarcan un área de 77.41 m² cada uno. Estos núcleos funcionan como elementos clave en la estructura, albergando escaleras y cuatro ascensores cada uno, facilitando así la movilidad dentro del edificio. Asimismo, existen escaleras en la parte frontal del edificio que se sostienen sobre los perfiles metálicos. Un aspecto destacado del diseño arquitectónico de este aulario son los volados, que se presentan en forma de terrazas, agregando un atractivo estético y proporcionando espacios adicionales para el disfrute de los estudiantes y profesores.

La Figura 1.1 muestra la planta de arquitectura de un piso típico. Las plantas superiores tienen la misma distribución de aulas y baños; sin embargo, cada piso tiene una disposición de volados distinto. Asimismo, en la figura 1.2 se muestra la fachada del edificio en la que se puede observar las ubicaciones de los volados que se extienden hasta la parte exterior del edificio.

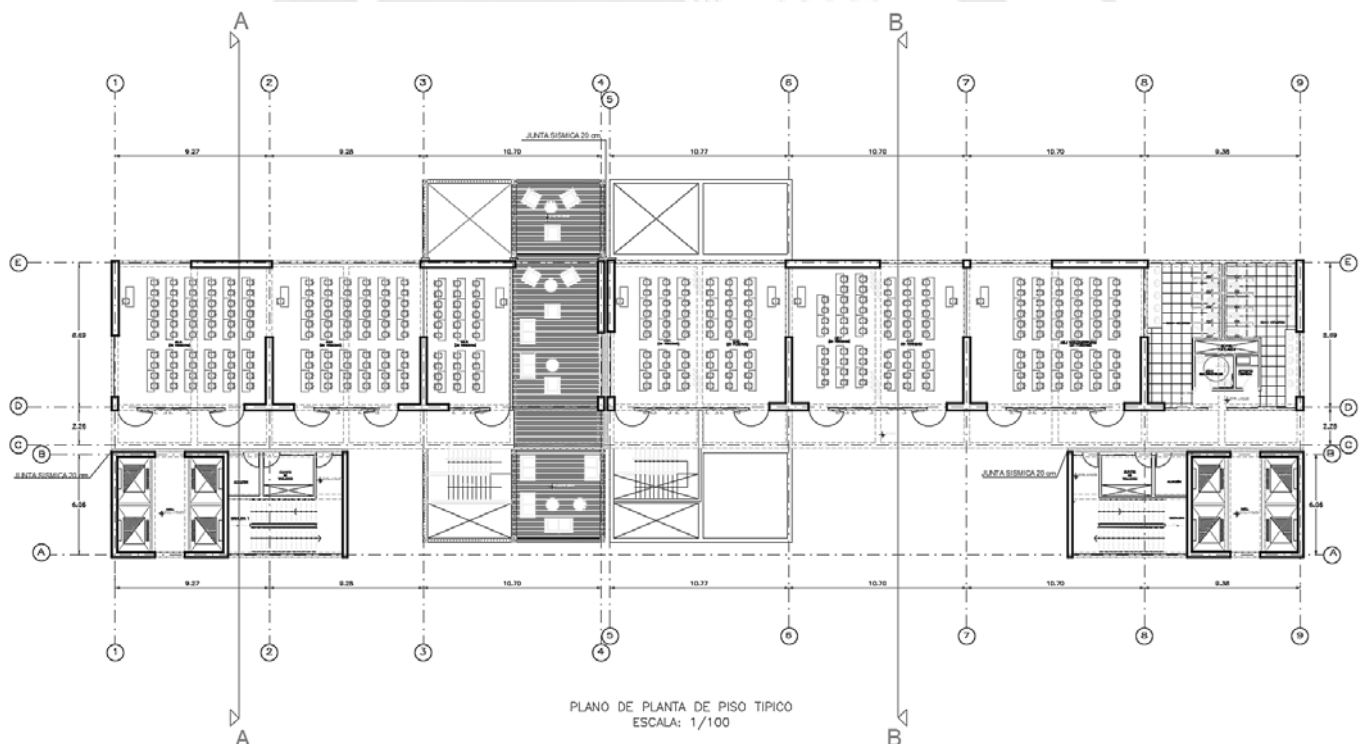


Figura 1.1. Planta de arquitectura del tercer piso. *Nota: Elaboración propia.*

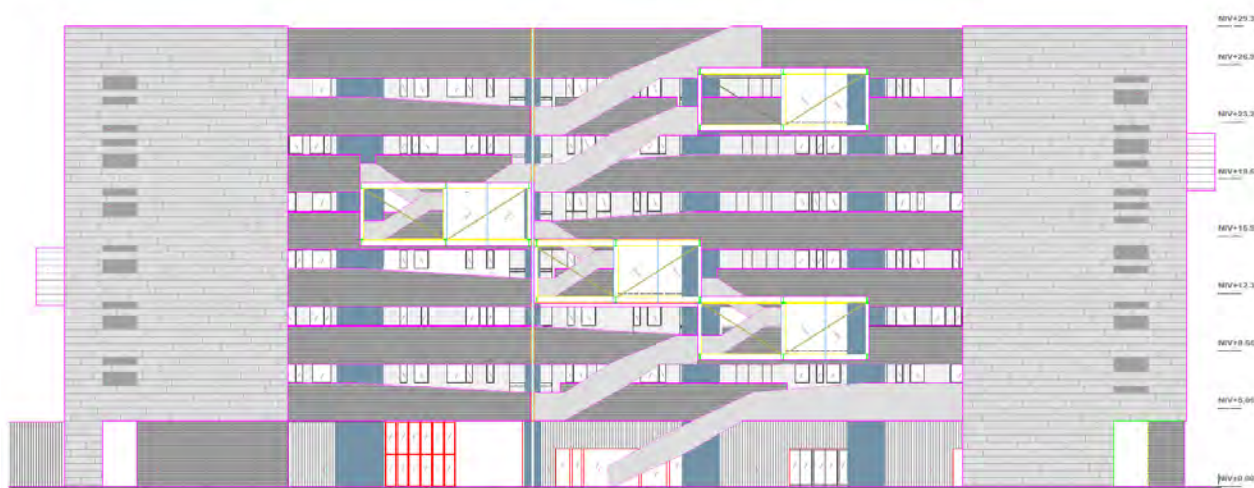


Figura 1.2. Fachada del edificio.

1.3. Características estructurales

El proyecto utiliza una variedad de materiales en su estructura, principalmente concreto armado y elementos de acero. Para las vigas, losas y elementos estructurales verticales, se ha establecido usar un concreto de resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Por otro lado, el acero de refuerzo utilizado en el proyecto es de grado 60 según la norma ASTM 615. Este tipo de acero tiene una resistencia a la fluencia mínima de 4200 kg/cm^2 , lo que indica su capacidad para soportar esfuerzos y deformaciones sin sufrir fallas importantes. El uso de acero de alta resistencia es crucial para garantizar la integridad estructural y la seguridad del proyecto.

En cuanto a los elementos metálicos que componen las terrazas, se emplearán perfiles compactos fabricados con un acero estructural ASTM A36. Estos perfiles cumplen con las especificaciones necesarias en cuanto a resistencia y capacidad de carga. Su selección se realiza de acuerdo con los requisitos estructurales y las cargas aplicadas en cada área del proyecto. Asimismo, para las conexiones de los perfiles metálicos se utilizan pernos del tipo A325 de alta resistencia.

El sistema estructural se compone de vigas peraltadas y columnas junto con muros de corte o placas. Estos elementos se combinan para proporcionar resistencia y estabilidad al edificio. Además, se utilizan losas aligeradas las cuales cumplen una doble función, por un lado, sirven como soporte para el contenido del edificio, distribuyendo las cargas de manera uniforme. Por otro lado, funcionan como diafragmas rígidos, mejorando la rigidez y la resistencia global del sistema estructural.

Los volados se componen de perfiles metálicos que forman una armadura. Asimismo, se implementarán losas colaborantes en los pisos de estos volados. Estas losas son capaces de trabajar en conjunto con las vigas y columnas para distribuir las cargas y proporcionar una mayor capacidad de carga.

1.4. Normativas aplicadas

El análisis y diseño del proyecto 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 normativas:

- ✓ Norma E.020 Cargas (2006)
- ✓ Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018)
- ✓ Norma E.060 Concreto Armado (2009)
- ✓ Norma E.090 Estructuras Metálicas (2006)



CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios de estructuración

Según Blanco (1994), cuanto más compleja es una estructura, la estimación de su comportamiento sísmico será más complicado. Por lo tanto, se recomienda mantener la construcción simple y limpia para que el modelo idealizado sea lo más similar posible a la estructura real. Los criterios principales que se tienen que tener en cuenta para realizar una estructuración adecuada son los siguiente:

a. Simplicidad y simetría

La experiencia muestra que estructuras simples funcionan mejor en los terremotos. La primera razón para que esto sea así es que en estructuras simples la predicción del comportamiento sísmico es más cercano a la realidad.

La segunda razón es que las estructuras con simetría en ambas direcciones evitan efectos torsionales que son muy destructivos.

b. Resistencia y ductilidad

En todas las direcciones, la estructura debe poseer una resistencia sísmica y ductilidad adecuadas para garantizar una estabilidad adecuada y un adecuado transporte de cargas. Por esta razón, se consideraron placas y columnas en ambas direcciones para que aporten resistencia y rigidez al edificio.

c. Hiperestaticidad y monolitismo

Con el objetivo de lograr una mejor capacidad para producir rótulas plásticas, la estructura debe ser hiperestática. Por otro lado, para lograr que los esfuerzos internos se distribuyan adecuadamente en los componentes estructurales, se intenta que la estructura sea monolítica.

d. Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructuración que se propone debe tener continuidad en los elementos horizontales y verticales para evitar concentraciones de esfuerzos e irregularidades en altura.

e. Rigidez lateral

Se deben proponer elementos que aporten al edificio rigidez lateral en sus sentidos principales para que pueda soportar fuerzas horizontales sin deformaciones significativas.

f. Diafragma rígido

Se tiene que considerar la existencia de losas de tal manera que admitan considerar a la estructura como una unidad. Las losas funcionan como elementos de amarre del resto de elementos estructurales y son los elementos encargados de la transferencia de cargas.

g. Elementos no estructurales

En una estructura existen también elementos como tabiques y parapetos que poseen una rigidez y resistencia considerable y que colaboran en la disipación de energía sísmica aliviando a los elementos estructurales. Sin embargo, también pueden ser dañinos para la estructura si se colocan de manera asimétrica o provocando efectos de columna corta, es por ello que se debe de definir adecuadamente la interacción de estos elementos con la estructura principal.

2.2. Estructuración

Debido a la geometría alargada del edificio y considerando que se realiza el análisis del edificio con base fija se opta por dividir el edificio en 4 bloques tal como se muestra en la figura 2.1. Esta decisión se realiza para resolver los problemas de torsión que pueden existir si se considera el edificio como uno solo, ya que la excentricidad en una dirección es mucho más grande. Por otro lado, en la planta inicial no se cumple el criterio de diafragma rígido, ya que la relación entre lados es más que 4.

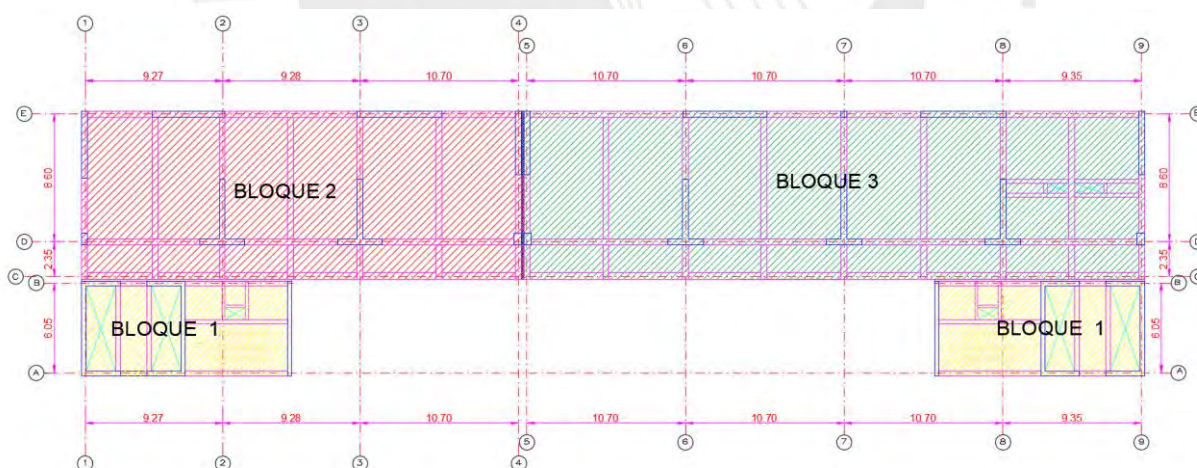


Figura 2.1. Distribución de bloques que componen el edificio.

Nota: Elaboración propia.

Una vez definido los bloques del aulario se realiza la estructuración considerando los elementos estructurales descritos anteriormente. Para esta estructuración se considera principalmente los elementos de concreto armado, ya que son estos los que componen el sistema estructural resistente. Por otro lado, debido a que los bloques 2 y 3 son parecidos

se propone una estructuración similar con el fin de que ambos tengan comportamientos lo más parecidos posibles. Es importante mencionar que debido al hecho de considerar el edificio en bloques se deberá de dejar una junta sísmica entre un bloque y otro.

2.2.1. Estructuración de elementos verticales

a. Columnas

Entre los criterios a tener en cuenta se debe mencionar la uniformidad y continuidad de la estructura. Por ello se deben de considerar los puntos adecuados en el plano de arquitectura para poder ubicar estos elementos. Por otro lado, el ubicar ejes donde se puedan formar pórticos resulta un aspecto que se debe considerar durante la estructuración de la planta.

b. Muros de corte

Estos elementos proporcionan alta rigidez lateral a la edificación es por ello que se debe de considerar en la estructuración del edificio. Si se consideran muros en el edificio, se debe buscar la existencia de simetría en su disposición en planta, este es un aspecto muy importante para evitar problemas de torsión. Asimismo, se debe tener en cuenta los criterios de uniformidad y la continuidad de la estructura.

2.2.2. Estructuración de elementos horizontales

a. Vigas

Las vigas se estructuran con el objetivo de aumentar la rigidez del edificio al formar pórticos en cada dirección. Es conveniente considerar, durante la estructuración, que las vigas se ubiquen sobre los tabiques con la finalidad de no atravesar ambientes.

b. Losas

Para la determinación del sentido de las losas aligeradas convencionales se debe tomar en cuenta las luces existentes en cada paño. Asimismo, si un paño está conformado por losas macizas y aligeradas se establece la dirección a proponer según las condiciones de apoyo.

Finalmente, en ambas direcciones se consideran placas y vigas; sin embargo, en la dirección Y-Y se concentran la mayor cantidad de placas ya que hay mayor excentricidad en X y se debe de contrarrestar su efecto. En cada bloque habrá disposiciones de armaduras metálicas en volado, estos irán variando de posición en cada nivel. Las losas del edificio se estructuran como losas aligeradas que se distribuirán en los espacios de cada nivel según se requiera.

2.3. Predimensionamiento de elementos estructurales

En este apartado se estima el dimensionamiento inicial que tendrán de los elementos estructurales según los criterios basados en la práctica ingenieril, en los criterios de la norma E.060 y en el libro Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado del ingeniero A. Blanco (1994). Las dimensiones iniciales que acá se planteen se verificarán posteriormente con el análisis sísmico en un modelo computacional a fin de que los elementos escogidos tengan un adecuado comportamiento frente a cargas sísmicas y de gravedad. Con el análisis sísmico se obtendrán finalmente las dimensiones finales.

a. Predimensionamiento de losas aligeradas en una dirección

Según Blanco (1994) el peralte de la losa (h), que incluye el espesor de la losa superior y el espesor del ladrillo, puede dimensionarse considerando los siguientes criterios:

- ✓ En paños menores a 4 metros se utilizará un espesor de 17 cm
- ✓ En paños comprendidos de 4 a 5.5 m se utilizará un espesor de 20 cm
- ✓ En paños comprendidos de 5 a 6.5 m se utilizará un espesor de 25 cm
- ✓ En paños comprendidos de 6 a 6.75 m se utilizará un espesor de 30 cm

Este predimensionamiento será válido para aligerados en una dirección y que tengan sobrecargas máximas de 300 a 350 kg/m², de no ser este caso entonces se deberá usar un espesor mayor.

Se consideran losas aligeradas en todo el edificio, en ese sentido las tuberías de los baños se deberán diseñar como tuberías colgadas. Los bloques que contienen a los ascensores tienen paños menores por lo que se considera un espesor de losa de 17 cm y para los bloques restantes donde se ubican las aulas se considera un espesor de 20cm.

b. Predimensionamiento de vigas

Para su predimensionamiento se consideran los lineamientos establecidos en la Norma E.060, y las recomendaciones del ingeniero A. Blanco (1994). El predimensionamiento de estos elementos se basa en la luz por cubrir y las condiciones de continuidad en sus extremos. En ese sentido se tienen los siguientes criterios:

- ✓ $h = l_n/10$ (para el caso de vigas simplemente apoyadas)
- ✓ $h = l_n/11$ (para vigas apoyadas simplemente en un extremo y continuas en el otro extremo)
- ✓ $h = l_n / 12$ (para vigas continuas en ambos extremos)
- ✓ $h = l_n /14$ (para vigas biempotradas)

- ✓ $b = 25 \text{ cm}$ mínimo en vigas que forman pórticos
- ✓ $b = \text{entre } 0.3h \text{ y } 0.5h$

Las vigas que componen el edificio en análisis tienen alrededor de 10 metros, por lo que se usa esta distancia para el predimensionamiento. En ese sentido las vigas se predimensionan del siguiente modo.

- Altura de viga:

$$h = \frac{10}{12} = 0.8 \text{ m}$$

Se consideran todas las vigas con un peralte de 80 cm, esto podría variar según el análisis estático que se realice.

- Ancho de viga

$$b = 0.3(80) = 24 \text{ cm}$$

$$b = 0.5(80) = 40 \text{ cm}$$

La base de las vigas puede variarse entre 25 y 40 cm. Se considerará un ancho de 40 cm.

c. Predimensionamiento de columnas

Para estructuras con muros de corte en dos direcciones, como es el caso del edificio en diseño, donde la rigidez lateral y la resistencia serán determinados por los muros, las columnas pueden dimensionarse a partir de su área tributaria.

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'_c}$$

Donde:

- ✓ $P_{servicio}$: carga axial de columnas
- ✓ f'_c : resistencia del concreto (210 kg/cm²)

La carga axial de cada columna se obtiene al metrar el peso de las respectivas áreas tributarias considerando un peso de 1 ton/m².

$$P_{servicio} = A_{tributaria} * \frac{1 \text{ ton}}{\text{m}^2} * (N^{\circ} \text{ pisos})$$

d. Predimensionamiento de muros de corte

Su predimensionamiento no sigue una regla práctica o un criterio como sí las existen en los otros elementos presentados. Por lo general, el predimensionamiento se obtiene a partir de continuas iteraciones del análisis sísmico verificando los desplazamientos laterales.

Para la estructuración del proyecto Aulario, se propone ubicar estos elementos de tal manera de dotar de rigidez al edificio y evitar que se creen problemas de irregularidad torsional. En ese sentido se consideran muros de 40 cm para todo el edificio. El espesor final de los muros será definido por el análisis sísmico.

Finalmente, en base a lo descrito anteriormente, se tiene la siguiente estructuración.

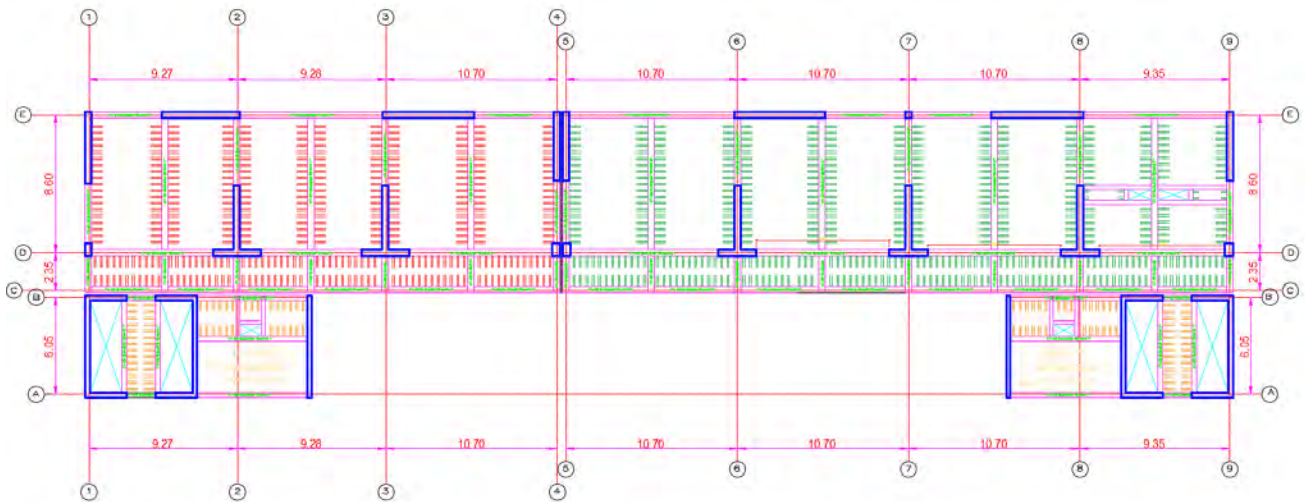


Figura 2.2. Estructuración del edificio.
Nota: Elaboración propia.

CAPÍTULO 3. ANALISIS POR GRAVEDAD

En este capítulo se detallan las distintas consideraciones que se toman en cuenta al llevar a cabo el análisis estructural de un edificio en relación a las cargas de gravedad. Estas consideraciones engloban diversos aspectos que deben ser evaluados de manera minuciosa, entre ellos se incluyen los diferentes tipos de cargas presentes en el edificio. También se aborda la manera en que se representa de forma simplificada los elementos estructurales y sus conexiones. Asimismo, se estudia como se transmiten las cargas a lo largo de la estructura, asegurando que cada componente no exceda su capacidad de resistencia. Por último, se analizan las condiciones de apoyo en las que se encuentra el edificio. Todas estas consideraciones resultan cruciales para garantizar la integridad y seguridad del edificio frente a las fuerzas gravitatorias que actúan sobre él, así como para asegurar su resistencia y estabilidad estructural.

3.1. Aspectos generales

La norma E.020 clasifica las cargas gravitatorias que actúan en un edificio en dos categorías: carga muerta y carga viva. El peso unitario de los materiales utilizados para construir el edificio y las cargas actuantes según los criterios de la norma se resumen en las tablas 3.1 y 3.2.

Tabla 3.1. Sobrecargas de diseño.

Ocupación o uso	Cargas (kg/m ²)
Aulas	250
Corredores, escaleras y terrazas	400
Techos de terrazas	100
Azotea	250

Tabla 3.2. Peso unitario de los componentes del proyecto.

Material	Peso Unitario (kg/m ³)
Concreto Armado	2400
Acero	7800
Unidades de albañilería de arcilla cocida	1800

3.2. Modelamiento del edificio

El edificio fue modelado utilizando el software ETABS, el cual genera una representación tridimensional de la estructura al considerar las propiedades físicas y geométricas de cada componente. Esto permite llevar a cabo un análisis de la estructura, donde se pueden visualizar y evaluar las interacciones y comportamientos en un entorno tridimensional. De esta forma, se garantiza una comprensión adecuada de cómo el edificio responde a las

cargas y solicitudes reales a las que estará expuesto.

3.2.1. Materiales constituyentes

El edificio consta principalmente de concreto armado y acero, cuyas propiedades se asignan en el software. Al considerar estas propiedades, se evalúan aspectos importantes como capacidad de carga, deformación y estabilidad. La correcta selección y definición de materiales en el software son fundamentales para obtener resultados confiables en el diseño y análisis de la estructura.

Propiedades mecánicas del concreto

- Resistencia : $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad : $E = 15000\sqrt{f'_c} = 217370 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria : $\epsilon_{cu} = 0.003$

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

- Esfuerzo de fluencia : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad : $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria : $\epsilon_y = 0.0021$

Propiedades mecánicas del acero estructural ASTM A36

- Esfuerzo de fluencia : $f_y = 248 \text{ MPa} = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a tracción : $f_t = 322 \text{ MPa} = 3290 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad : $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria : $\epsilon_y = 0.00175$

3.2.2. Componentes estructurales

El proyecto está compuesto por elementos que tienen características distintivas. Cada elemento está totalmente modelado teniendo en cuenta sus propiedades y comportamiento estructural específico. Por un lado, las vigas y columnas tienen secciones transversales más pequeñas en comparación con su eje longitudinal. Debido a su geometría, se emplean elementos de tipo "frame" en su modelado para simplificar su representación.

Por otro lado, Las secciones transversales de los muros de corte tienen una dimensión longitudinal considerable y similar. Esto implica que su comportamiento bidimensional es relevante. Para capturar adecuadamente este comportamiento, se utilizan elementos de tipo "wall" en su modelado, los cuales representan de manera precisa la respuesta bidimensional de las placas.

La rigidez de las losas depende del sistema estructural en el que se encuentran. Sin

embargo, en el modelo del edificio, esta rigidez no se considera un factor importante. Las losas en el modelo se designan para transmitir cargas. Para esto, se emplean elementos de tipo "membrane".

3.2.3. Uniones entre los componentes

En un modelo estructural, la representación de los apoyos de las vigas en placas o columnas se basa en la capacidad para desarrollar la longitud de anclaje del acero longitudinal de las vigas.

Para lograr una representación precisa, se asume que las vigas están reforzadas con barras de acero con un diámetro de 1". Según la Norma E.060, para un concreto con una resistencia de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, se establece una longitud de anclaje en gancho estándar (Ldg) de 0.55 metros. Es importante tener en cuenta que se agrega un recubrimiento adicional de 4 centímetros para considerar la capa de concreto que envuelve el acero y lo protege. En ese sentido se ha optado por emplear rótulas mecánicas en la representación de las conexiones entre las vigas y los elementos verticales cuando el ancho del elemento vertical es inferior a 0.60 metros. En contraste, cuando su ancho es igual o superior a 0.60 metros, estas conexiones se consideran como completamente rígidas.

Con las consideraciones descritas se realiza el modelamiento de cada uno de los bloques del edificio. Es importante señalar que las rotulas mencionadas anteriormente se representan en los extremos de algunas vigas como pequeños círculos negros tal como se muestra en la siguiente imagen que corresponde al modelo del bloque 3.



Figura 3.1. Planta típica del bloque 3 modelado en ETABS.
Nota: Elaboración propia.

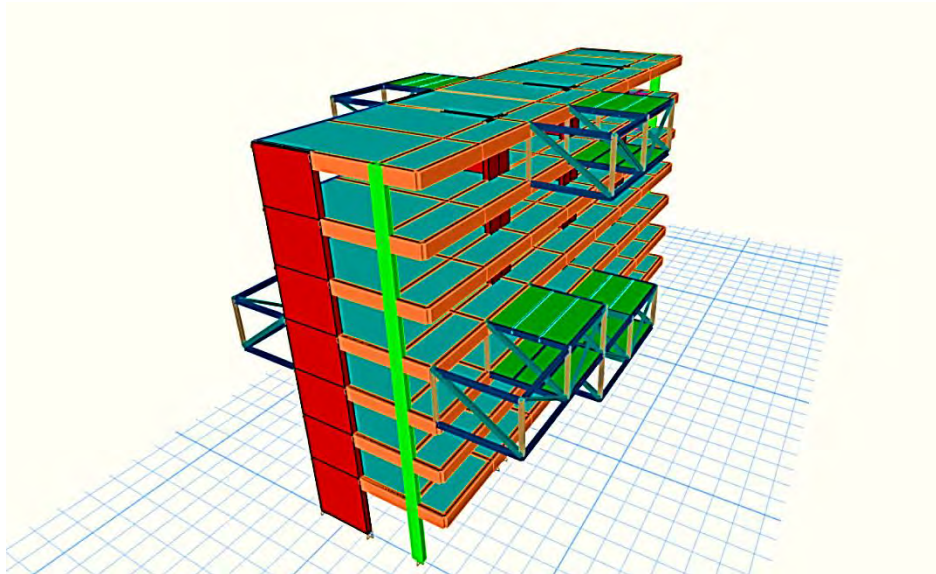


Figura 3.2. Modelo en 3D del bloque 3. Nota: Elaboración propia.

Estas decisiones en la idealización de las conexiones tienen un impacto significativo en el comportamiento estructural del edificio. La inclusión de rótulas mecánicas permite una cierta flexibilidad en las conexiones, lo que puede resultar en una redistribución más eficiente de las cargas dentro de la estructura. Por otro lado, al considerar conexiones perfectamente rígidas, se supone que no hay desplazamientos relativos entre las vigas y los elementos verticales, lo cual puede influir sobre la rigidez global y la transferencia de cargas.

3.2.4. Idealización del apoyo en el terreno

Se ha empleado la simplificación de empotramientos perfectos para representar el soporte de los elementos verticales del edificio en el terreno. Esta idea se basa en que la rigidez del suelo de cimentación es adecuada para proporcionar un apoyo estable.

Los empotramientos perfectos generan una conexión rígida entre la estructura y el terreno, sin permitir movimientos ni rotaciones en los puntos de apoyo de los elementos verticales. Esta simplificación es comúnmente utilizada en el análisis estructural debido a que simplifica los cálculos y proporciona resultados aproximados que facilitan la evaluación del comportamiento general del edificio.

3.2.5. Cargas sobre los elementos

Las cargas gravitacionales que ejercen mayor influencia sobre cada uno de los bloques son las que ya han sido mencionadas en la sección 3.1.

a. Cargas muertas

Las cargas muertas que actúan corresponden al peso propio de cada material más el peso del piso terminado y los tabiques u otros elementos no estructurales existentes en cada piso. El piso terminado, que tiene un espesor de 5 centímetros, se modela como una carga distribuida uniforme de 100 kg/m².

Para considerar las cargas provenientes de los tabiques se dibujan vigas chatas en el modelo, sobre estos elementos se colocan las cargas provenientes de un metrado manual correspondiente a cada tabique.

b. Cargas vivas

Para modelar las sobrecargas, la tabla 3.1 muestra las magnitudes de las cargas vivas distribuidas uniformemente en el área de cada paño. Si bien la norma E.020 no establece una sobrecarga para el caso de las terrazas, para este análisis se considera un valor de 400 kg/cm² que corresponde a la sobrecarga de los pasadizos del aulario.

3.3. Metrado de losas aligeradas

En este sistema, la distribución equitativa de las cargas sobre la losa se logra dividiendo la carga total entre las viguetas individuales. Cada vigueta recibe una fracción de la carga igual a su ancho tributario, que se considera igual a su espaciamiento de 0.40 m. En el caso de los tabiques colocados perpendicularmente al sentido de las viguetas, se consideran factores como el ancho tributario de la vigueta, la altura y ancho del tabique, y el peso del material del tabique para distribuir adecuadamente las cargas entre las viguetas.

Para el análisis estructural, se cuantifican las cargas en las viguetas de las losas aligeradas. La tabla 3.3, que detalla la distribución de cargas correspondiente, contiene los valores del metrado de cargas.

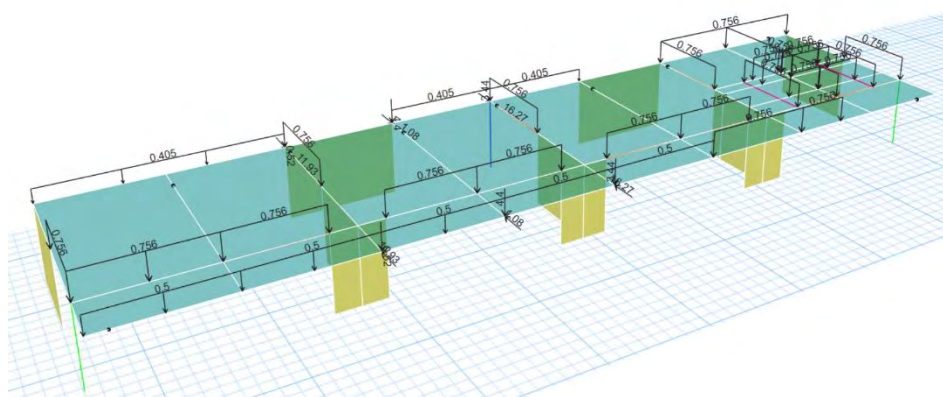


*Figura 3.3. Cargas de tabiques del piso 2 en el bloque 3.
Nota: Elaboración propia.*

Tabla 3.3. Metrado de cargas losas aligerada.

Carga distribuida	Calculo	Resultado(ton/m)
Peso propio (h = 17cm)	0.28 ton/m ² * 0.40m	0.112
Peso propio (h = 20cm)	0.3 ton/m ² * 0.40m	0.12
Piso terminado	0.10 ton/m ² * 0.40m	0.04
Sobrecarga aulas	0.25 ton/m ² * 0.40m	0.1
Sobrecarga corredores	0.4 ton/m ² * 0.40m	0.16

Las cargas gravitatorias que actúan sobre el aligerado se amplifican de acuerdo con la combinación última establecida por la Norma E.060, para elementos sujetos solo bajo cargas de gravedad la amplificación de las cargas se realiza mediante la siguiente combinación:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Los Diagramas de Fuerzas Cortantes (DFC) y Diagramas de Momentos Flectores (DMF). representan las fuerzas internas resultantes del análisis estructural.



CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SISMICO

El análisis sísmico se utiliza para evaluar la respuesta de un edificio ante un evento de sismo. El objetivo principal es determinar si la estructura propuesta es adecuada para un comportamiento sísmicamente resistente. Los análisis estático y dinámico están establecidos en la Norma E.030, estos análisis son del tipo lineales y elásticos y se aplican en las direcciones principales del edificio (eje X e Y) para evaluar la respuesta de la estructura.

Para llevar a cabo el análisis dinámico modal espectral, este capítulo aborda la construcción del espectro de diseño en base a los parámetros sísmicos según las características del edificio. Asimismo, se presentan los resultados del análisis, se realizan las verificaciones exigida por la normativa pertinente y se determinan las fuerzas de diseño que afectan los componentes estructurales del edificio.

4.1. Parámetros sísmicos

Para el análisis sísmico del edificio, según la Norma E.030 se deben considerar los siguientes parámetros:

- Z: factor de zonificación sísmica
- U: factor de uso del edificio (pretende brindar mayor resistencia lateral)
- C: coeficiente de amplificación sísmica, depende de T, T_p y T_L
- S: factor de suelo
- P: peso sísmico
- R: factor de reducción de la fuerza sísmica, resulta de la multiplicación del coeficiente de reducción básica (R_o) y los parámetros de irregularidad (I_a , I_p).

Para el caso de los factores de suelo, se debe usar los resultados de un estudio de mecánica del suelo que permite definir el tipo de cimentación, el perfil del suelo y otros factores. Para el caso práctico de esta tesis se asume un suelo de buena capacidad portante. En ese sentido a modo de resumen se tiene los siguientes parámetros sísmicos.

- | | |
|----------------------------|---|
| ✓ Zona Sísmica | : Z4 |
| ✓ Tipo de perfil del suelo | : S1 |
| ✓ Factor del suelo (S) | : 1 |
| ✓ Factor de uso (U) | : 1.5 que corresponde a la categoría A2 de edificaciones esenciales a la que pertenece el aula. |
| ✓ Periodo T_p (s) | : 0.4 |

✓ Periodo TL (s) : 2.5

Estos parámetros sísmicos permiten determinar el coeficiente de amplificación sísmica “c” necesario para encontrar valores como la fuerza cortante estática y el espectro de diseño requerido para realizar el análisis.

4.2. Peso sísmico

El peso sísmico del edificio corresponde a la suma del peso equivalente de cada nivel, para edificaciones de las categorías A y B se estima sumando el total de la carga muerta y la mitad de la carga viva. Para poder obtener este resultado se recurre al software ETABS. Los valores obtenidos para cada bloque se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 4.1. Peso sísmico del bloque 1.

Peso Sísmico				
Nivel	Área (m ²)	Masa (tonf-s ² /m)	Peso (tonf)	P/A (tonf/m ²)
T1	90	14.08	138.13	1.535
T2	90	12.97	127.23	1.414
T3	90	12.97	127.23	1.414
T4	90	12.97	127.23	1.414
T5	90	12.97	127.23	1.414
T6	90	12.97	127.23	1.414
T7	90	9.96	97.73	1.086

Tabla 4.2. Peso sísmico del bloque 2.

Peso Sísmico				
Nivel	Área (m ²)	Masa (tonf-s ² /m)	Peso (tonf)	P/A (tonf/m ²)
T1	335.6	46.84	459.51	1.369
T2	335.6	44.57	437.23	1.303
T3	335.6	44.57	437.23	1.303
T4	335.6	47.12	462.22	1.377
T5	335.6	50.40	494.44	1.473
T6	335.6	44.57	437.23	1.303
T7	335.6	37.90	371.84	1.108

Tabla 4.3. Peso sísmico del bloque 3.

Peso Sísmico				
Nivel	Área (m ²)	Masa (tonf-s ² /m)	Peso (tonf)	P/A (tonf/m ²)
T1	473	65.67	644.21	1.362
T2	473	67.09	658.13	1.391
T3	473	70.12	687.88	1.454
T4	473	66.11	648.54	1.371
T5	473	62.98	617.80	1.306
T6	473	67.09	658.13	1.391
T7	473	52.22	512.32	1.083

A modo de resumen, el bloque 1 pesa 872 ton, el bloque 2 pesa 3100 ton y el bloque 3 tiene un peso de 4427 ton. El ratio de peso entre área del edificio oscila entre 1.3 y 1.54 en los pisos típicos, esto es de esperarse ya que la altura de los pisos es mayor y lo hace más pesado a comparación de otros edificios como los multifamiliares en donde el ratio de P/A oscila entre 0.9 y 1.2 tonf/m².

Debido a que el edificio está compuesto por 4 bloques, a modo de ejemplo se realizan los posteriores análisis y verificaciones para el bloque 3 que es el más largo.

4.3. Análisis traslacional

Se usa el análisis traslacional para determinar los periodos fundamentales en cada dirección de análisis. Con estos valores se hallará los cortantes estáticos.

Tabla 4.4. Periodos fundamentales para la dirección Y del bloque 3.

DIRECCION Y-Y					
Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUY
1	0.64	0	0.7238	0	72.4%
2	0.212	0	0.0423	0	76.6%
6	0.198	0	0.0142	0	78.5%
7	0.175	0	0.0776	0	86.3%
11	0.141	0	0.0141	0	89.4%
12	0.138	0	0.0069	0	90.1%

Tabla 4.5. Periodos fundamentales para la dirección X del bloque 3.

DIRECCION X-X					
Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX
1	0.7	0.7432	0	0	74.3%
2	0.173	0.1662	0	0	90.9%
3	0.079	0.0423	0	0	95.2%

En la norma E.030 se establece que se debe de considerar los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea al menos 90% de la masa total o al menos los 3 primeros modos para el análisis. En la dirección X con los 2 primeros modos de vibración se llega a mover el 90% de la masa efectiva. En la dirección Y se llega a cumplir con este porcentaje en el modo 12. Para ambos casos el primer modo es el que predomina, teniéndose un periodo fundamental de 0.64 segundos para el eje Y y 0.7 segundos para el eje X.

4.4. Análisis 3D

Se realiza el análisis 3D para verificar la influencia del tercer modo que corresponde al grado de libertad de giro. Se puede verificar estos resultados en la tabla 4.6 en donde para cada caso de carga el periodo correspondiente a este modo es aproximadamente 0.55 segundos y el porcentaje de masa que se mueve es del orden del 65% por lo que debe de considerarse

esta influencia en las verificaciones de los desplazamientos y derivas.

Tabla 4.6. Periodos fundamentales para el análisis 3D del bloque 3.

Caso de carga	Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ
ModalMasaX-	1	0.774	0.666	0.019	0.008	0.276	0.053
	2	0.697	0.030	0.671	0.304	0.013	0.016
	3	0.552	0.039	0.025	0.012	0.018	0.654
ModalMasaX+	1	0.772	0.692	0.000	0.000	0.286	0.046
	2	0.692	0.000	0.714	0.325	0.000	0.000
	3	0.556	0.044	0.000	0.000	0.019	0.675
ModalMasaY-	1	0.776	0.682	0.004	0.002	0.282	0.053
	2	0.693	0.006	0.706	0.321	0.003	0.003
	3	0.552	0.048	0.005	0.003	0.021	0.666
ModalMasaY+	1	0.769	0.693	0.004	0.002	0.287	0.041
	2	0.693	0.006	0.705	0.320	0.003	0.004
	3	0.557	0.037	0.006	0.003	0.017	0.677

4.5. Verificación de Irregularidades

Las irregularidades causan una concentración de deformaciones y fuerzas internas, lo que resulta en un daño concentrado en la estructura y un agotamiento del comportamiento inelástico. Los colapsos parciales o totales suelen ocurrir cuando los elementos responsables de la estabilidad del edificio sufren daños significativos.

Las irregularidades de una estructura se verifican en planta y en altura, estas son importantes de determinar para el análisis estático y el posterior análisis dinámico. Este parámetro también está involucrado en el cálculo del factor de reducción sísmica y para la determinación de la fuerza cortante mínima de diseño. Asimismo, mientras más irregularidades tenga una edificación será menos probable predecir con el modelo computacional los efectos reales que puedan existir.

Los 3 bloques que componen el edificio de aulas en estudio tienen una geometría rectangular bastante parecida. Por ello, y como se mencionó anteriormente, se verificará las irregularidades del bloque de la derecha, que es el bloque más grande.

4.5.1. Irregularidades en Planta (Ip)

- **Irregularidad de esquinas entrantes**

Se deben cumplir la siguiente condición para que se produzca esta irregularidad: que las dimensiones de las esquinas entrantes en ambas direcciones sean superiores al 20% de las dimensiones correspondientes de la planta total. Debido a la forma geométrica rectangular del bloque derecho del edificio no existe esta irregularidad.

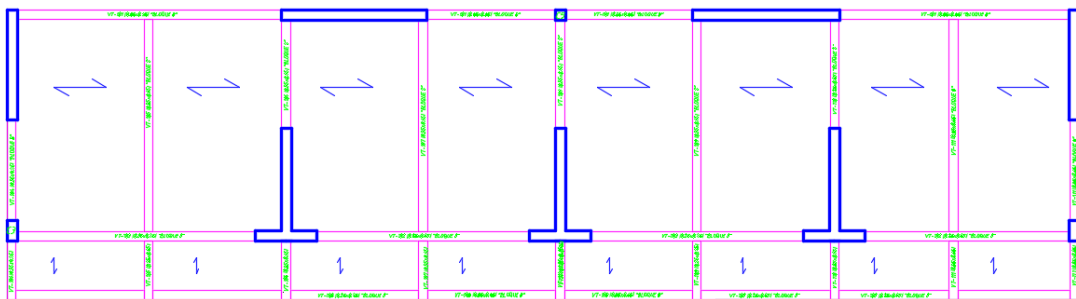


Figura 4.1. Vista de planta típica del bloque 3.

Nota: Elaboración propia.

• Irregularidad Torsional

Ocurre en una planta cuando la relación entre el desplazamiento relativo máximo ($\Delta_{\max}$) y el desplazamiento relativo promedio (Δ_{prom}) de entrepiso es mayor a 1.3 para las 2 direcciones de análisis. El software ETABS brinda una tabla con estos ratios, estos valores son muy cercanos a los valores que se calculan manualmente para plantas casi cuadradas. Para el caso del edificio de esta tesis se verifica esta ratio para cada techo del edificio usando los desplazamientos relativos del bloque de concreto armado.

Tabla 4.7. Análisis de irregularidad torsional para sismo en X del bloque 3.

DIRECCIÓN X				
Nivel	Drift max	Drift min	Drift promedio	ratio
TECHO7	0.0054	0.0043	0.0048	1.113
TECHO6	0.0059	0.0047	0.0053	1.118
TECHO5	0.0062	0.0049	0.0056	1.116
TECHO4	0.0061	0.0049	0.0055	1.116
TECHO3	0.0057	0.0045	0.0051	1.116
TECHO2	0.0048	0.0038	0.0043	1.122
TECHO1	0.0021	0.0018	0.0018	1.199

Tabla 4.8. Análisis de irregularidad torsional para sismo en Y del bloque 3.

DIRECCIÓN Y				
Nivel	Drift max	Drift min	Drift promedio	ratio
TECHO7	0.0063	0.0039	0.0051	1.243
TECHO6	0.0065	0.0040	0.0053	1.238
TECHO5	0.0066	0.0041	0.0053	1.235
TECHO4	0.0063	0.0039	0.0051	1.230
TECHO3	0.0056	0.0036	0.0046	1.216
TECHO2	0.0044	0.0029	0.0036	1.206
TECHO1	0.0020	0.0013	0.0017	1.199

Además, en la tabla 4.9 se muestra la ubicación del centro de masa y la ubicación del centro

de rigidez por cada nivel del bloque 3, se aprecia que las coordenadas del CM y CR no difieren mucho y esto es una representación de que no existe irregularidad torsional.

Tabla 4.9. CM y CR del bloque 3.

NIVEL	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
TECHO7	52.39	11.35	49.86	14.47
TECHO6	51.93	11.44	49.96	14.59
TECHO5	51.82	11.52	50.10	14.71
TECHO4	51.69	11.55	50.28	14.84
TECHO3	51.60	11.57	50.48	14.97
TECHO2	51.61	11.58	50.65	15.06
TECHO1	51.61	11.60	50.71	14.52

- **Discontinuidad de diafragma**

Esta irregularidad se puede verificar de manera geométrica entre los cortes de mayor área y los cortes de menor área para cada dirección, si en alguna dirección de análisis el área de corte menor área es menor al 25% de área de corte de mayor área. Se analiza esta irregularidad en la sección continua de concreto armado del edificio, en los cortes se tienen áreas con una relación menor a 4 por lo que no existe esta irregularidad.

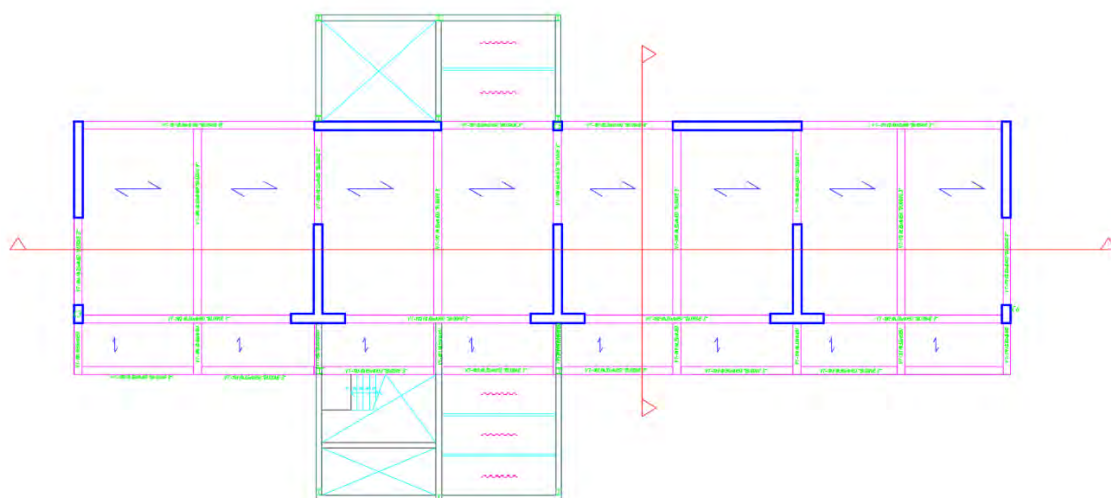


Figura 4.2. Vista en planta del bloque 3 del edificio Aulario.
Nota: Elaboración propia.

- **Sistemas no paralelos**

Esta irregularidad ocurre cuando los componentes estructurales destinados a resistir fuerzas laterales no están alineados en paralelo en ninguna de las direcciones de análisis. Según la norma E.030, esta irregularidad no ocurre cuando los ejes de los pórticos o muros forman ángulos inferiores a 30 grados. En el bloque del edificio de análisis si existen elementos paralelos que resisten fuerzas laterales en cada dirección por lo que no existe esta

irregularidad.

Finalizado la verificación de los casos de Irregularidad en planta se muestra que en el bloque del edificio de análisis no existe esta irregularidad.

Tabla 4.10. Resumen de Irregularidades en Planta.

Irregularidad en Planta	Condición	Ip
Irregularidad Torsional	NO	1
Irregularidad Torsional Extrema	NO	1
Esquinas Entrantes	NO	1
Discontinuidad del Diafragma	NO	1
Sistemas no Paralelos	NO	1
	Irregularidad Ip	1

4.5.2. Irregularidad en altura (Ia)

- Irregularidad de Rigidez-Piso Blando**

Es la irregularidad que se debe de controlar más y se debe de evitar, ocurre cuando la rigidez lateral ($K_{lnt} = V_{ent} / \Delta CM$) en un entrepiso, en cualquiera de las direcciones de análisis, es inferior al 70% de la K_{lat} del entrepiso inmediato superior o inferior al 80% de la K_{lat} promedio de los 3 pisos superiores adyacentes.

En edificios donde exista esta irregularidad hay un cambio brusco de rigidez lo que conlleva a una mayor concentración de esfuerzos en el entrepiso irregular y que en eventos sísmicos son estas las zonas donde las fallas ocurren bruscamente, por ello la importancia de que se evite.

Los parámetros para el cálculo de la rigidez se pueden obtener directamente del software ETABS y se debe evaluar lo establecido en la norma E.030 para determinar si existe o no Irregularidad de piso blando. Se muestra el cálculo de la rigidez lateral para los 4 casos de carga con excentricidad accidental.

Tabla 4.11. Verificación de irregularidad de piso blando para el caso de carga

SISXXModalY+

Nivel	VX (tonf)	ΔCM_x (m)	Klat X (tonf/m)	CRITERIOS DE VERIF.	
				70%	80%
T7	130.87	0.0040	32791	22954	
T6	248.15	0.0043	57455	40219	36099
T5	319.25	0.0045	71628	50140	43166
T4	376.44	0.0044	84707	59295	57011
T3	435.19	0.0042	103988	72791	69419

T2	482.31	0.0035	136749	95724	86785
T1	504.97	0.0022	224531		

Tabla 4.12. Verificación de irregularidad de piso blando para el caso de carga
SISXXModalY-

Nivel	VX (tonf)	ΔCM_x (m)	Klat X (tonf/m)	CRITERIOS DE VERIF.	
				70%	80%
T7	128.23	0.0039	32604	22823	
T6	242.86	0.0043	57063	39944	35867
T5	312.22	0.0044	71235	49864	42907
T4	368.05	0.0044	84202	58941	56666
T3	425.54	0.0041	103337	72336	69006
T2	471.74	0.0035	135949	95164	86263
T1	493.97	0.0022	223215		

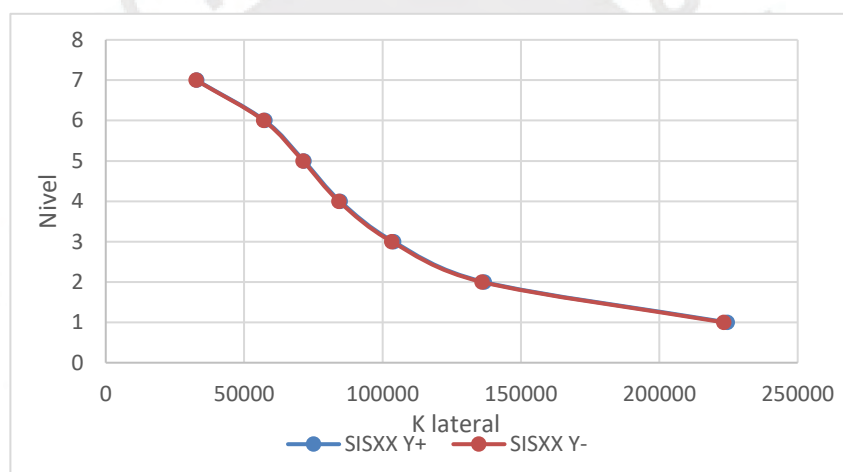


Figura 4.3. Rigidez lateral en cada entrepiso para ambos casos de sismo en la dirección X.
Nota: Elaboración propia.

Tabla 4.13. Verificación de irregularidad de piso blando para el caso de carga
SISYYModalX+.

Nivel	VY (tonf)	ΔCM_y (m)	Klat Y (tonf/m)	CRITERIOS DE VERIF.	
				70%	80%
T7	129.48	0.0044	29684	20779	
T6	263.87	0.0042	62352	43646	36814
T5	361.06	0.0043	83502	58451	46810
T4	436.00	0.0041	106005	74204	67162
T3	494.02	0.0037	134354	94048	86363
T2	531.27	0.0029	181754	127228	112563
T1	551.62	0.0018	302257		

Tabla 4.14. Verificación de irregularidad de piso blando para el caso de carga
SISYYModalX-

Nivel	VY (tonf)	ΔCMy (m)	Klat Y (tonf/m)	CRITERIOS DE VERIF.	
				70%	80%
T7P	130.25	0.0040	32677	22874	
T6P	265.61	0.0042	63848	44693	38610
T5P	363.81	0.0042	86808	60765	48889
T4P	439.89	0.0040	108667	76067	69153
T3P	498.88	0.0037	136379	95465	88494
T2P	536.34	0.0029	185905	130134	114921
T1P	556.48	0.0018	308472		

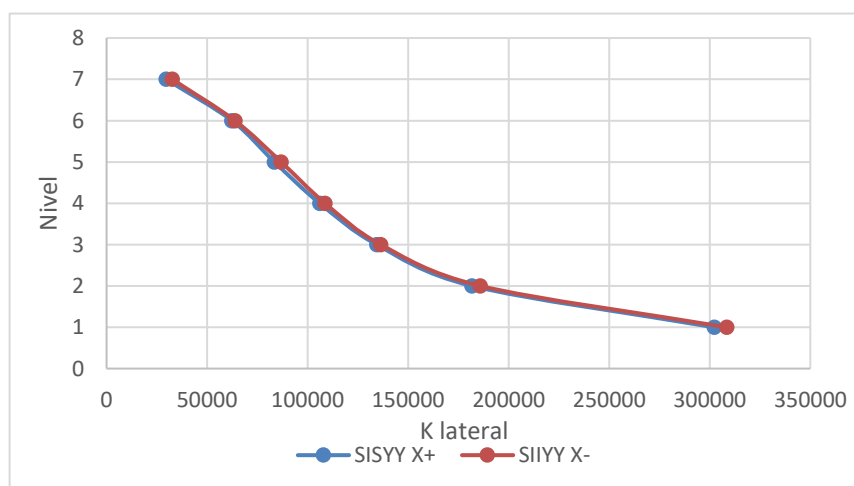


Figura 4.4. Rigidez lateral en cada entrepiso para ambos casos de sismo en la dirección Y.

Nota: Elaboración propia.

Se verifica que para los 4 casos de sismo dinámico con masa sísmica correspondiente no se tiene Irregularidad de piso blando, además las gráficas para cada caso son las ideales para una estructura sin este tipo de irregularidad en altura.

- **Irregularidad de Masa o Peso**

Esta irregularidad no se aplica a los sótanos ni a las azoteas. Se produce cuando el peso de un piso es más de 1,5 veces el peso del piso contiguo. Se muestra en la siguiente tabla que esta irregularidad no existe.

Tabla 4.15. Verificación de Irregularidad de Peso.

Nivel	Área (m ²)	Masa (tonf·s ² /m)	Peso (tonf)	CRITERIO 1.5P
T1	473	52.22	512.32	768.48
T2	473	67.09	658.13	987.19
T3	473	62.98	617.80	926.70
T4	473	66.11	648.54	972.82
T5	473	70.12	687.88	1031.82
T6	473	67.09	658.13	987.19

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

Este tipo de irregularidad tampoco es aplicable en azoteas y sótanos. Ocurre principalmente en estructuras tipo torre libres de oscilar donde la dimensión más larga libre de oscilar (base) es mayor a 1.3 veces la dimensión corta libre de oscilar (techo). En el caso del edificio de análisis se observa en la figura 4.5 que la zona libre de oscilar no es una estructura tipo torre y por ende no tiene este tipo de irregularidad.

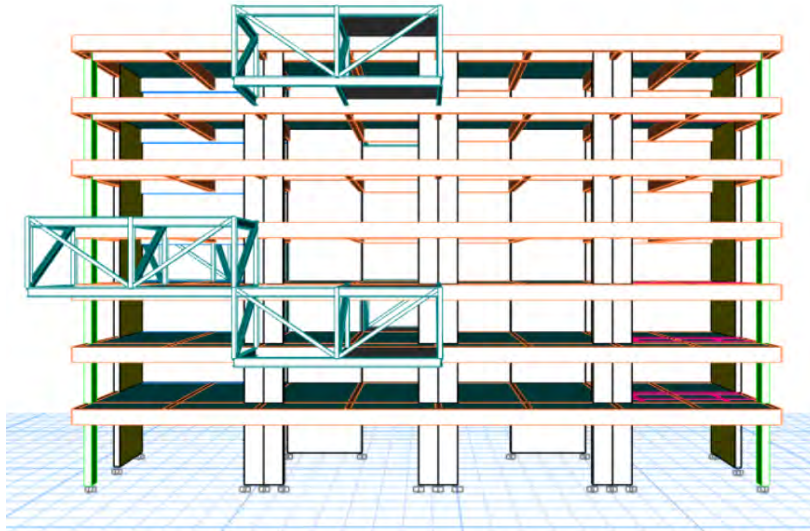


Figura 4.5. Vista 3D del modelo del bloque 3 del edificio Aulario.
Nota: Elaboración propia.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

Ocurre cuando hay un cambio de orientación en las plantas. En la figura 4.6 se muestra una vista desde la parte superior del modelo del edificio y se puede ver que todas las plantas típicas libres de oscilar no tienen un cambio de orientación por lo que este tipo de Irregularidad no existe en el edificio de análisis.

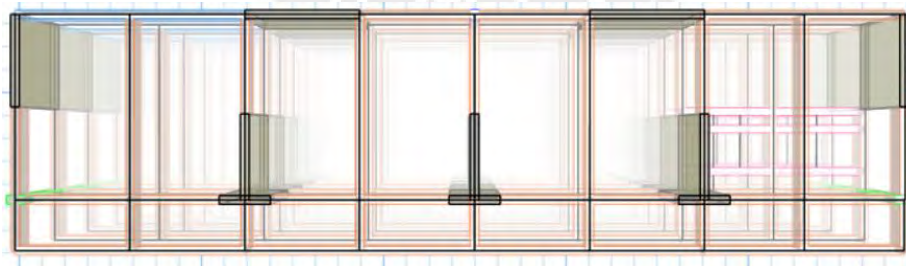


Figura 4.6. Vista superior del modelo del bloque 3 del edificio Aulario.
Nota: Elaboración propia.

- **Discontinuidad Extrema de los sistemas resistentes**

No existe.

Finalizado la verificación de los casos de Irregularidad en altura el valor del parámetro la será el menor de los valore de la, como no existe ningún tipo de irregularidad el valor final de la será 1.

Tabla 4.16. Resumen de Irregularidades en Altura.

Irregularidad en Altura	Condición	la
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	NO	1
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	NO	1
Irregularidad Extrema de Rigidez	NO	1
Irregularidad Extrema de Resistencia	NO	1
Irregularidad de Masa o Peso	NO	1
Irregularidad Geométrica Vertical	NO	1
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	NO	1
Discontinuidad Extrema de los Sist.Resist.	NO	1
	Irregularidad la	1

Siguiendo este mismo procedimiento de análisis se verifica que en los otros 2 bloques no existe algún tipo de irregularidad en planta ni en altura. Asimismo, los aularios pertenecen a la categoría A2 de edificaciones, las restricciones de la norma E.030 para esta categoría es que no se permiten irregularidades de ningún tipo. En las verificaciones realizadas se cumple con esa restricción.

4.6. Análisis estático

Este análisis sirve para determinar el valor de la fuerza cortante basal estática y la fuerza cortante de diseño ($V_{\text{diseño}}$). Este análisis se debe realizar para las 2 direcciones de análisis usando los parámetros sísmicos definidos en el resumen del estudio de suelos. El valor de la cortante en la base se calcula como $V=ZUCSP/R$, donde se tienen los siguientes factores:

- $Z = 0.45$
- $U = 1.5$
- $S=1$
- $C = \text{máx} (C_{\text{min}}, C_{\text{calculado}})$
 $C_{\text{min}} = 0.11 \cdot R$
 $C_{\text{calculado}}:$

$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$

Donde:

- ✓ T : Periodo fundamental del edificio
- ✓ T_p : Periodo de fin de plataforma de aceleraciones constantes
- ✓ T_L : Periodo de cambio de velocidades constantes a desplazamientos constantes

El periodo T de la estructura se obtiene del análisis traslacional para las direcciones de análisis. De las tablas 4.5 y 4.6 se tiene que para ambas direcciones el primer modo es el que predomina con un periodo en la dirección X de 0.70 segundos y para la dirección Y de 0.64 s.

- $P = 4427$ tonf, correspondiente a la suma de los pesos sísmicos las plantas típicas de la superestructura que están libres de oscilar y nos interesan en el análisis.
- $R_o = 6$ para ambas direcciones. Como la estructura es regular el factor R también será 6.

4.6.1. Cálculo de cortante estática

En base a los parámetros antes establecidos y las ecuaciones descritas se calcula la cortante estática para ambas direcciones. Asimismo, se presenta la distribución de fuerza estática en altura.

Tabla 4.17. Cortante estática para X e Y del bloque 3.

Cortante estática en X		Cortante estática en Y	
P (ton)	4427	P (ton)	4427
Z	0.45	Z	0.45
U	1.5	U	1.5
R	6	R	6
S	1	S	1
T_p	0.4	T_p	0.4
TL	2.5	TL	2.5
TX	0.7	TY	0.64
$C_{\text{calculado}}$	1.429	$C_{\text{calculado}}$	1.563
C_{min}	0.66	C_{min}	0.66
V (ton)	711.48	V (ton)	778.18

El artículo 29.4 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente establece que para todas las direcciones de análisis la fuerza cortante mínima de diseño no deberá ser menor que el 80% del valor de la cortante estática para el caso de estructuras regulares. En ese sentido, el valor de la cortante sísmica que se obtengan posteriormente deberá ser escalada a la fracción de las cortantes halladas previamente.

4.7. Análisis dinámico

La realización del modelo dinámico de un edificio es un paso fundamental durante el análisis estructural. En este caso, para llevar a cabo dicho modelo, se utiliza una idealización mediante diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso, los cuales permiten definir las masas y rigideces del edificio.

El modelo tridimensional utilizado para evaluar las cargas de gravedad sirve como base para

la representación simplificada del edificio. Cada piso del edificio tiene diafragmas rígidos, que son elementos estructurales que tienen la capacidad de transmitir fuerzas y momentos.

Se utiliza un método donde se utilizan masas concentradas ubicadas en el centro de masa de cada diafragma para asignar las propiedades inerciales del edificio. Las masas se disponen en tres grados de libertad, los cuales están asociados con dos movimientos de traslación horizontal y una rotación que se encuentra perpendicular a la losa. De esta manera, se consideran los movimientos horizontales y rotacionales que puedan ocurrir durante un evento sísmico.

La masa en cada nivel se define teniendo en cuenta varios factores. En primer lugar, se considera el peso propio de todos los componentes estructurales presentes en ese nivel, como columnas, vigas, losas y armadura metálica. Además, se tienen en cuenta las cargas asignadas en el modelo, las cuales pueden incluir elementos no estructurales como mobiliario, instalaciones, acabados y tabiques. Es importante mencionar que la definición de las cargas debe seguir las normativas y regulaciones establecidas para el diseño sísmico del edificio.

En el caso específico de este edificio que pertenece a la categoría A2, la norma E.030 establece que para el peso sísmico se tomará el total de la carga muerta más la mitad de la carga viva. El propósito de esta combinación de cargas es asegurar que la estructura pueda resistir de manera segura y eficiente las fuerzas sísmicas.

4.7.1. Asignación de masas sísmicas

Se asignan 4 casos de masas sísmicas en el modelo con el fin de representar 4 casos de excentricidad accidental. Estas excentricidades se asumen como una medida para incluir las posibles variaciones en rigideces y masas en el momento del sismo, además para considerar la incertidumbre de la localización de los centros de masa en cada nivel. Se establecen 2 por cada eje considerando como excentricidad accidental 5% en el eje positivo y negativo de X e Y como se muestra en la figura 4.7.

Para cada caso de masa sísmica se tomará el 100 % de la carga muerta y el 50% de la carga viva. Dentro del análisis, para un sismo en una dirección importara la excentricidad del eje perpendicular al eje del sismo por ello la creación de masas sísmicas en X con excentricidades en Y y análogamente para los sismos en Y.

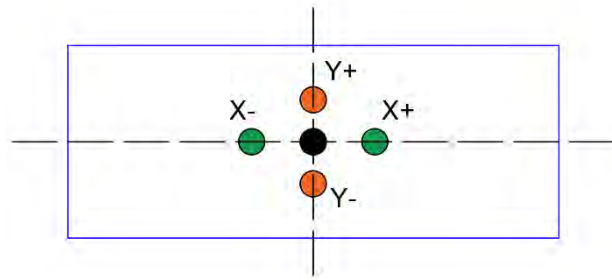


Figura 4.7. Ilustración de la ubicación de las masas sísmicas con excentricidad accidental para cada dirección de análisis.
Nota. Elaboración propia.

4.7.2. Espectro de diseño

Se utiliza este espectro para definir la función de respuesta espectral del modelo en el software ETABS. La norma E.030 establece que para cada dirección de análisis se debe utilizar un espectro inelástico de pseudoaceleración que viene definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

En ingeniería sísmica, el espectro de respuesta de aceleración (S_a), se obtiene mediante parámetros como el registro sísmico, el estudio de peligro sísmico y el análisis de respuesta de sitio. Para el caso del edificio en análisis se construye el siguiente espectro CS vs T según los parámetros sísmicos antes definidos para el análisis dinámico en la dirección XX y en la dirección YY.

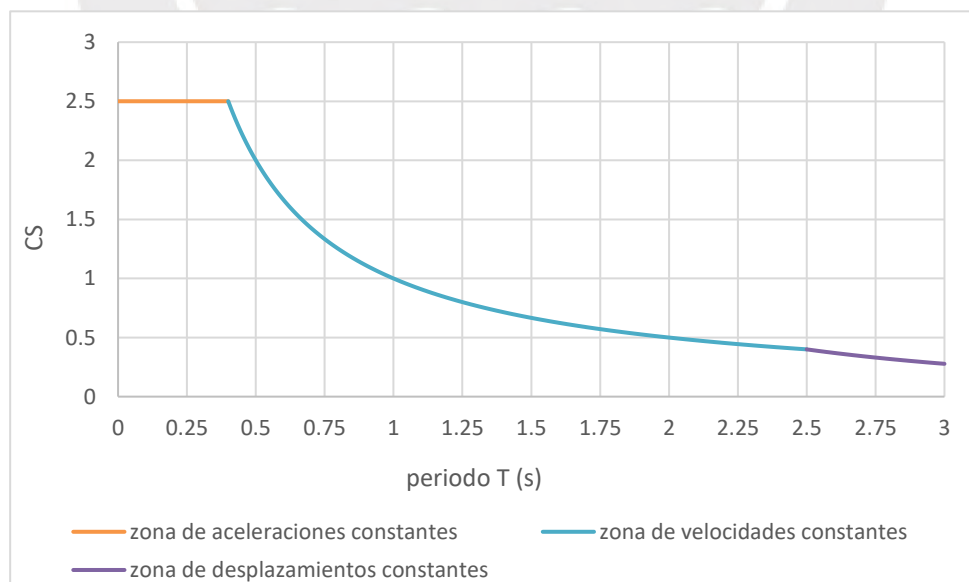


Figura 4.8. Espectro CS vs T para el diseño.
Nota: Elaboración propia

4.7.3. Casos de carga para el análisis espectral

Para realizar el análisis dinámico modal espectral se deben de definir las cargas tomando en consideración las masas sísmicas y el espectro de diseño. Para realizar este análisis se definen 4 casos de carga del tipo respuesta espectral en el software ETABS. Cada carga está asociada a un sismo en un eje más una masa sísmica positiva o negativa dependiendo de la excentricidad accidental definida; asimismo, se considera dentro de la asignación un factor de escalamiento que viene dado por ZUg/R proveniente del espectro de diseño que para este caso es 1.104.

Los casos de carga son:

- ✚ SISXX ModalY+: Sismo dinámico a lo largo del eje X considerando la masa sísmica con excentricidad positiva en Y.
- ✚ SISXX ModalY-: Sismo dinámico a lo largo del eje X considerando la masa sísmica con excentricidad negativa en Y.
- ✚ SISYY ModalX+: Sismo dinámico a lo largo del eje Y considerando la masa sísmica con excentricidad positiva en X.
- ✚ SISYY ModalX-: Sismo dinámico a lo largo del eje Y considerando la masa sísmica con excentricidad negativa en X.

4.8. Desplazamientos laterales y verificación de Derivas

Debido a que el edificio está compuesto por 4 bloques será necesario que los desplazamientos laterales sean lo más cortos posibles con el fin de evitar grandes juntas.

En las zonas con mayor rigidez dentro del edificio se tendrán menor deformación de entrepiso. Si se tiene deformaciones mayores al 0.007 se debe reestructurar o volver a revisar el modelo y tomar decisiones rápidas (E.030). Para el bloque 3 del Aulario analizado se obtiene los siguientes desplazamientos y derivas para las 2 direcciones de análisis.

Tabla 4.18. Desplazamientos laterales para las 2 direcciones de análisis.

Nivel	Caso de carga	UX elástico (m)	UX inelástico (m)	Caso de carga	UY elástico (m)	UY inelástico (m)
TECHO 7	SISXXModalY+	0.027	0.122	SISYYModalX+	0.026	0.115
	SISXXModalY-	0.027	0.120	SISYYModalX-	0.025	0.112
TECHO 6	SISXXModalY+	0.023	0.104	SISYYModalX+	0.021	0.096
	SISXXModalY-	0.023	0.103	SISYYModalX-	0.021	0.094
TECHO 5	SISXXModalY+	0.019	0.085	SISYYModalX+	0.017	0.076
	SISXXModalY-	0.019	0.084	SISYYModalX-	0.017	0.075
TECHO 4	SISXXModalY+	0.014	0.065	SISYYModalX+	0.013	0.057
	SISXXModalY-	0.014	0.064	SISYYModalX-	0.012	0.056
TECHO 3	SISXXModalY+	0.010	0.045	SISYYModalX+	0.008	0.038
	SISXXModalY-	0.010	0.044	SISYYModalX-	0.008	0.038

TECHO 2	SISXXModaY+	0.006	0.026	SISYYModalX+	0.005	0.022
	SISXXModaY-	0.006	0.026	SISYYModalX-	0.005	0.021
TECHO 1	SISXXModaY+	0.002	0.010	SISYYModalX+	0.002	0.008
	SISXXModaY-	0.002	0.010	SISYYModalX-	0.002	0.008

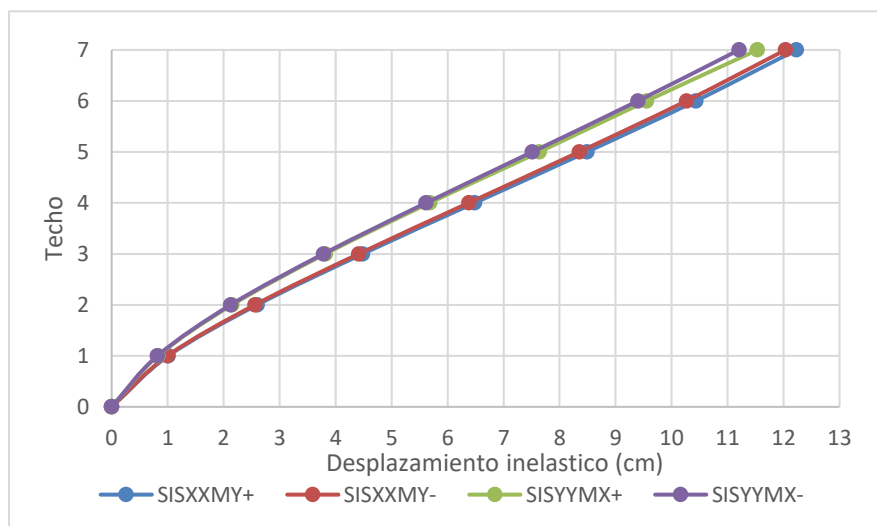


Figura 4.9. Desplazamiento lateral del bloque 3 en cada dirección de análisis.
Nota: Elaboración propia

Tabla 4.19. Derivas inelásticas para cada dirección de análisis.

Nivel	Deriva X	Deriva Y	Norma E.030
TECHO7	0.0054	0.0063	0.007
TECHO6	0.0059	0.0065	0.007
TECHO5	0.0062	0.0066	0.007
TECHO4	0.0061	0.0063	0.007
TECHO3	0.0058	0.0056	0.007
TECHO2	0.0048	0.0044	0.007
TECHO1	0.0022	0.0025	0.007

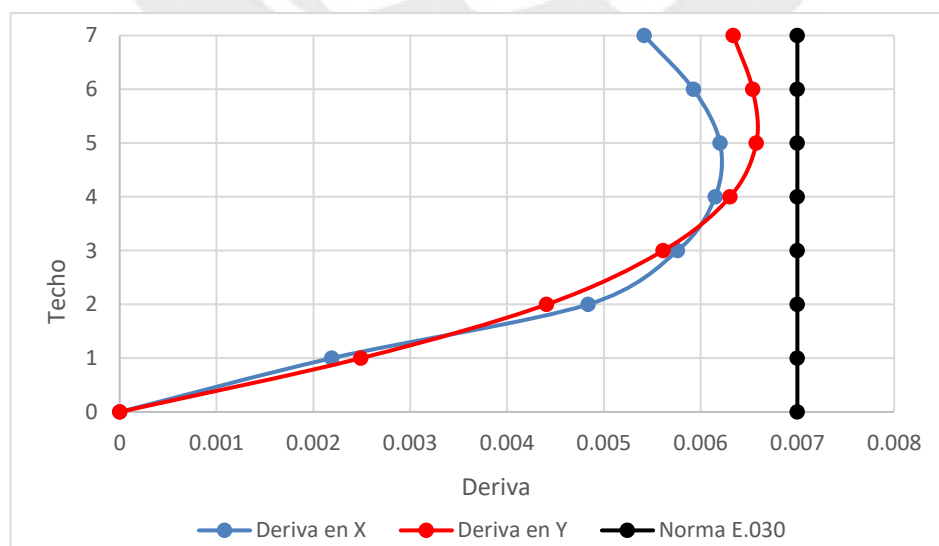


Figura 4.10. Derivas del bloque 3 en cada dirección de análisis.
Nota: Elaboración propia.

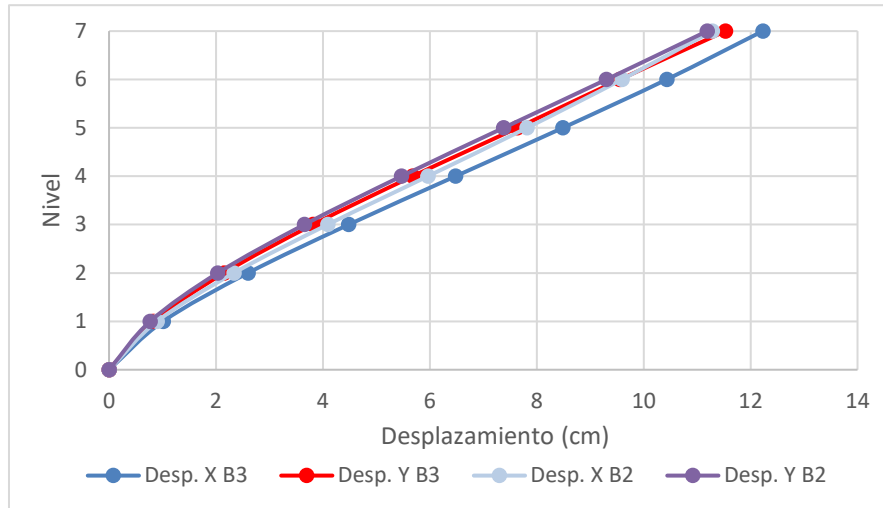


Figura 4.11. Comparación de desplazamientos inelásticos de los bloques 2 y 3 en ambas direcciones.
Nota: Elaboración propia

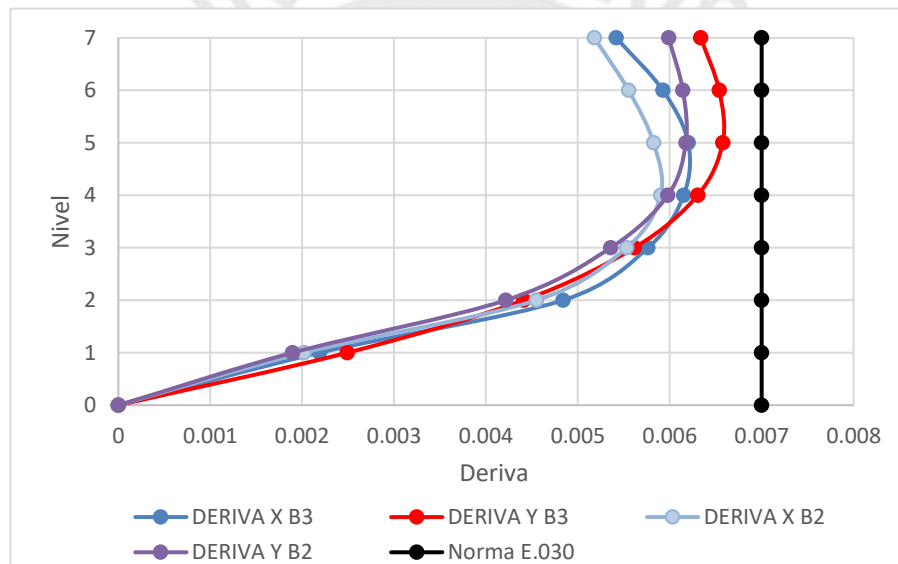


Figura 4.12. Comparación de derivas de los bloques 2 y 3 en ambas direcciones.
Nota: Elaboración propia

Debido a que el edificio este compuesto por 4 bloques se busca que el comportamiento de estos sea similar. Los bloques 2 y 3 que contienen a los volados de acero presentan una estructuración parecida y su comportamiento en cuanto a desplazamientos inelásticos y derivas es similar como se muestra en las figuras 4.11 y 4.12, esto era algo que se quería lograr, por ello que la estructuración planteada en ambos bloques es parecida.

4.9. Factor de Amplificación

Este factor se calcula para cada caso de carga de sismo dinámico y se usa para crear la envolvente por carga de sismo para diseño. El factor de amplificación (scale factor) será el valor mayor entre 1 y la división del %Vestatico entre Vdinamica, el valor de la cortante

estática se obtiene del análisis estático. El %Vestático será el 80% de la Vestática para casos de edificios regulares como es el caso del edificio de esta tesis. Para el caso del análisis del bloque 3 del edificio Aulario se tiene.

Tabla 4.20. Factor de amplificación del bloque 3.

Dirección	V. estático (tonf)	%V. estático (tonf)	V. dinámica (tonf)	%V.estático/ V.dinámica	Factor	V. Diseño (tonf)	V. Diseño (% Peso)
SISXXModalY+	711.48	569.19	504.97	1.13	1.13	569.19	12.86%
SISXXModalY-	711.48	569.19	493.97	1.15	1.15	569.19	12.86%
SISYYModalX+	778.18	622.55	551.62	1.13	1.13	622.55	14.06%
SISYYModalX-	778.18	622.55	556.48	1.12	1.12	622.55	14.06%

4.10. Juntas de separación sísmica

En el artículo 30 de la norma E.030 se establece que exista una distancia mínima (S), entre la estructura y el nivel del terreno circundante de manera que se garantice la separación adecuada entre las edificaciones colindantes. Además, en la norma se establece ciertas pautas y reglas para determinar la distancia mínima de separación. Es importante resaltar que, en el contexto de este proyecto en particular, las condiciones consideradas no toman en cuenta los límites de propiedad como factor determinante. Por lo tanto, la verificación se enfocará en los puntos de encuentro entre los bloques, debido a la configuración propuesta en la planta del proyecto. A continuación, se proporciona una vista en planta que facilita la comprensión de la disposición de los bloques y su distribución espacial con respecto a las edificaciones colindantes.

A partir de la disposición de bloques previamente presentada, se han realizado cálculos pertinentes para determinar las juntas de separación en cada uno de los puntos de interés, siguiendo los criterios establecidos en la norma E030. A modo de resumen, se proporcionan las siguientes tablas las cuales detallan los resultados de dichos cálculos.

Tabla 4.21. Separación entre Bloque 1 y Bloque 2

JUNTAS BLOQUE 1 - BLOQUE 2 (Dirección Y)		
h	2690	cm
Δ bloque 1	7.58	cm
Δ bloque 2	13.26	cm
CRITERIO 1: $0.006 \cdot h$	16.14	cm
CRITERIO 2: $(2/3) \cdot (\Delta b1 + \Delta b2)$	13.9	cm
S calculo	16.14	cm

Tabla 4.22. Separación entre Bloque 2 y Bloque 3

JUNTAS BLOQUE 2 - BLOQUE 3 (Dirección X)		
h	2690	cm
Δ bloque 2	14.58	cm
Δ bloque 3	12.83	cm
CRITERIO 1: $0.006 \cdot h$	16.14	cm
CRITERIO 2: $(2/3) \cdot (\Delta b_1 + \Delta b_2)$	18.3	cm
S calculo	18.5	cm

Tabla 4.23. Separación entre Bloque 1 y Bloque 3

JUNTAS BLOQUE 3 - BLOQUE 1 (Dirección Y)		
h	2690	cm
Δ bloque 1	7.58	cm
Δ bloque 3	14.38	cm
CRITERIO 1: $0.006 \cdot h$	16.14	cm
CRITERIO 2: $(2/3) \cdot (\Delta b_1 + \Delta b_2)$	14.6	cm
S calculo	16.14	cm

Basándose en los desplazamientos máximos analizados para cada bloque, tanto en la dirección X como en la dirección Y, se ha tomado la decisión de incorporar juntas de separación de 20 cm en todas las áreas analizadas. Es importante destacar que, aunque el criterio 1 resulta ser el más conservador en términos de seguridad, es posible justificar, utilizando el criterio 2, que el edificio puede contar con juntas menor dimensión.

Por otro lado, debido a la ausencia de límites de propiedad, se han analizado exclusivamente las zonas de encuentro entre los bloques. Esto conlleva a tener especial atención en las áreas donde los bloques se encuentran, ya que representan puntos críticos en términos de dilatación y contracción de la estructura. La ubicación de las juntas sísmicas son las que se muestran en la siguiente figura.

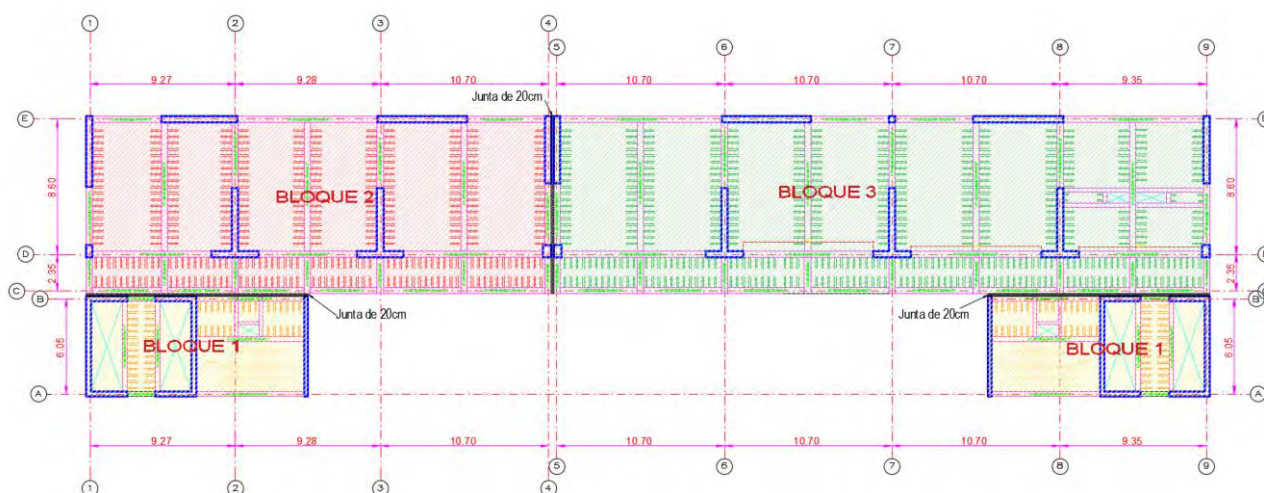


Figura 4.13. Ubicación de juntas sísmicas.

4.11. Análisis sísmico vertical

El análisis sísmico vertical busca abordar las posibles tensiones, deformaciones y respuestas estructurales que puedan surgir debido a cargas sísmicas. Específicamente se analizan los desafíos derivados de situaciones especiales, como grandes luces y voladizos.

El proyecto en cuestión, debido a su configuración arquitectónica particular y características sobresalientes, exige una evaluación detallada de los efectos sísmicos en la dimensión vertical. Es aquí donde el análisis sísmico vertical se convierte en una herramienta indispensable, permitiendo examinar minuciosamente cómo los diferentes componentes de la estructura interactúan y responden ante movimientos sísmicos.

4.11.1. Análisis estático

En el contexto específico del análisis estático vertical, se debe prestar especial atención a la determinación de las fuerzas verticales. Para llevar a cabo esta evaluación, se emplea los 2/3 del coeficiente que normalmente se utilizan en el cálculo de las fuerzas horizontales. Al considerar una fracción del coeficiente sísmico, este enfoque reconoce las diferencias fundamentales entre las tensiones y deformaciones que se presentan en las direcciones vertical y horizontal.

$$F_v = \frac{2}{3} * Z * U * S * \text{Peso Sismico}$$

A continuación, se realizará los cálculos para el bloque 3, analizado anteriormente bajo las direcciones X e Y.

- ✓ Peso sísmico = 4427 ton
- ✓ $Z = 0.45$, correspondiente a la zona 4.
- ✓ $U = 1.5$, que corresponde a la categoría A2 de edificaciones esenciales.
- ✓ $S = 1$

$$F_v = \frac{2}{3} * Z * U * S * \text{Peso Sismico}$$

$$F_v = \frac{2}{3} * 0.45 * 1.5 * 1 * 4427.01 = 1992.15 \text{ ton}$$

4.11.2. Análisis dinámico

Para realizar el análisis dinámico en la dirección vertical se puede usar un espectro con valores de 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales. La adaptación del espectro es un enfoque que reconoce la compleja interacción entre las fuerzas sísmicas en diferentes planos y proporciona una base sólida para diseñar estructuras robustas y seguras. En ese sentido, se tiene la siguiente expresión.

$$S_a \text{ vertical} = \frac{2}{3} * \frac{ZUCS}{R} g$$

Es importante mencionar que, para el análisis vertical, la norma indica considerar una rampa inicial de subida en la función “C”, desde C=1 hasta C=2.5 para los periodos entre 0 y 0.2 Tp.

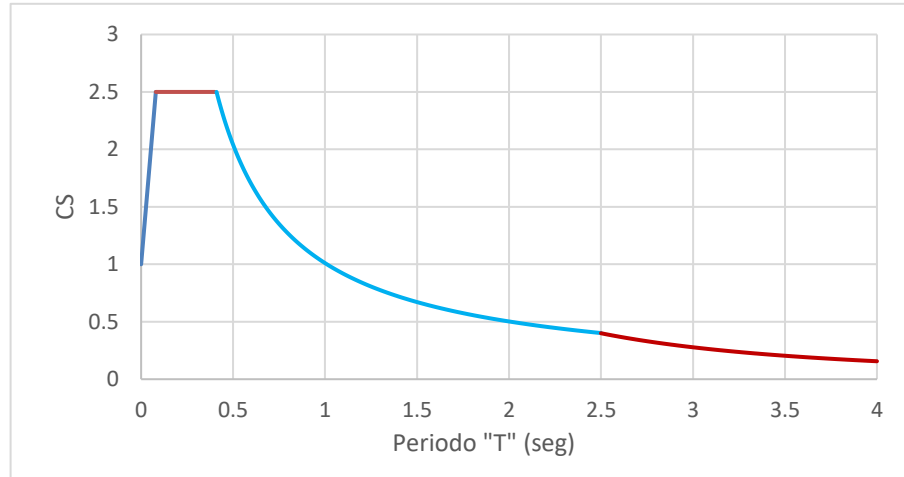


Figura 4.14. Espectro de diseño para sismo vertical.

A continuación, se resume, los desplazamientos verticales obtenidos para cada uno de los volados analizados.

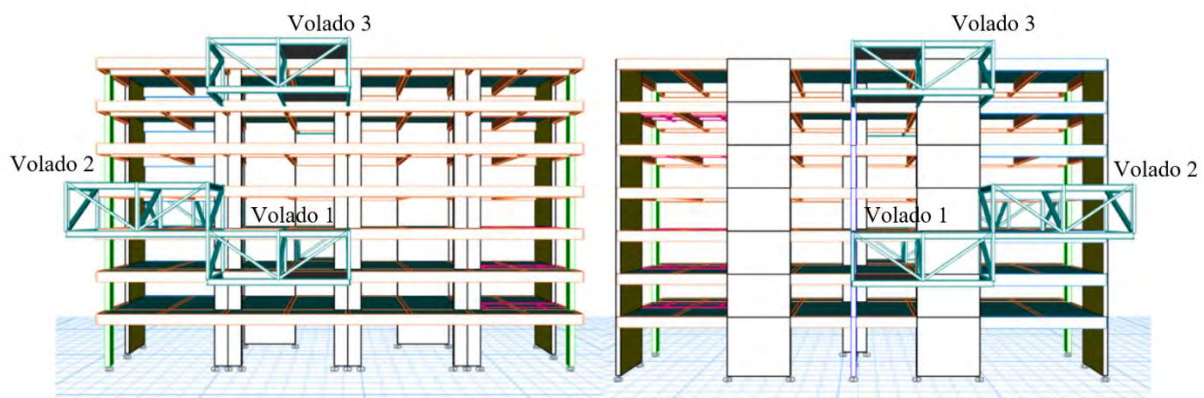


Figura 4.15. Distribución de volados en la parte frontal (izquierda) y posterior (derecha) del bloque 3 del aula.

Nota: Elaboración propia.

Tabla 4.24. Desplazamiento vertical de volados del bloque 3 debido a sismo vertical.

Volado	Zona		Desplazamiento Vertical (cm)	
			sismo X	sismo Y
1	frontal	inferior	0.30	0.32
		superior	0.31	0.33
	posterior	inferior	0.17	0.16
		superior	0.17	0.16
2	frontal	inferior	0.36	0.40

3	posterior	superior	0.36	0.41
		inferior	0.22	0.21
		superior	0.22	0.21
	frontal	inferior	0.42	0.44
		superior	0.42	0.44
	posterior	inferior	0.23	0.22
		superior	0.23	0.23

Es importante destacar que, aunque la normativa en cuestión no define restricciones en relación con acciones verticales, resulta fundamental tener en cuenta que estas consideraciones adquieren una relevancia significativa al abordar la tarea de concebir y configurar los elementos que constituyen a los volados.

4.12. Verificación del sistema estructural

El edificio de análisis este compuesto de una estructura de concreto armado y volados de acero; sin embargo, se realiza la verificación del sistema estructural en el bloque de concreto ya que este es el sistema resistente. En el artículo 16 de la norma E.030 se establece que el sistema estructural de un edificio dependerá del porcentaje de fuerza cortante que tomen las columnas o muros. En ese sentido, en el bloque 3 se tienen la siguiente distribución de fuerza cortante en la base.

Tabla 4.25. Fuerza cortante tomada por los muros para cada dirección de análisis.

Dirección	Vbasal	Vmuros	%Vmuros/Vbasal
SISXXModalY+	504.97	447.42	88.6%
SISXXModalY-	493.97	437.34	88.5%
SISYYModalX+	551.62	532.97	96.6%
SISYYModalX-	556.48	537.03	96.5%

Las placas toman más del 80% de la fuerza cortante basal, se evidencia que estos elementos verticales son los principales responsables de soportar las fuerzas laterales que pueden actuar sobre la edificación. Se realiza esta misma verificación en el resto de bloques, por ende, se considera que el sistema estructural del edificio es de muros estructurales según la norma E.030.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO

5.1. Diseño de losas

5.1.1. Diseño de losas aligeradas

En el diseño de estas losas, las fuerzas internas de interés son la fuerza cortante y el momento flector. El diseño de las viguetas se realizó de acuerdo con los lineamientos generales de la norma E.060. Asimismo, en el diseño de las losas aligeradas es importante tener en consideración ciertas consideraciones como las deflexiones máximas y las fisuraciones.

Asimismo, la norma permite un ligero aumento del 10% en la capacidad resistente al corte de las viguetas. Esto se calcula mediante la fórmula $\phi V_c = 1.1 * \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$. Por otro lado, en situaciones en donde el valor de cortante último (V_u) es mayor que la capacidad resistente a corte calculada (ϕV_c), se permite el uso de ensanches alternados o corridos. El procedimiento de arreglo mediante ensanches en planta se muestra en la Figura 5.1.

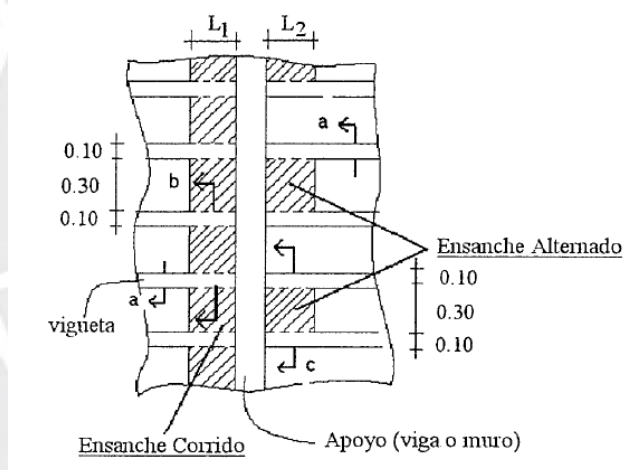


Figura 5.1. Esquema de vista en planta de ensanches alternos y continuos.

Nota: Tomado de Apuntes del curso de concreto Armado (G. Ottazzi).

La utilización de ensanches en las losas aligeradas permite la utilización de secciones de concreto con mayor área que las viguetas en forma de "T". Esto conduce a un aumento significativo en la resistencia al cortante, aproximadamente 2.5 veces con ensanches alternados y 3.5 veces con ensanches corridos.

A modo de ejemplo se realiza el diseño de las losas aligeradas del bloque 3.

5.1.1.1. Metrado de cargas por vigueta

Se realiza el metrado de cargas según lo establecido en la norma E.020 Cargas. Se tiene 2 casos de sobrecarga que corresponden a las aulas y pasadizos del aulario. El metrado se realiza por el ancho de 40 cm de la vigueta.

- ✓ Peso propio de la vigueta ($h = 20 \text{ cm}$) : $0.3 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.12 \text{ ton/m}$
- ✓ Piso terminado : $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.04 \text{ ton/m}$
- ✓ Sobrecarga para aulas : $0.25 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.1 \text{ ton/m}$
- ✓ Sobrecarga para pasadizos y escalera : $0.4 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.16 \text{ ton/m}$

Adicionalmente, debido a la disposición de aulas, el diseño de losas contemplará la aplicación de alternancia de cargas. Esta técnica inteligente y proactiva contribuye a reducir la probabilidad de momentos máximos que excedan la resistencia de la losa, lo que a su vez se traduce en una edificación más segura y confiable.

5.1.1.2. Diseño por flexión

Se realiza el diseño por resistencia (LRFD) en el que se debe de verificar que el momento resistente de la vigueta (ϕM_n) sea mayor al momento ultimo que actúa en la losa. En la figura 5.2. se muestra el diagrama de momentos flectores correspondiente a las viguetas más esforzadas de los paños de análisis del bloque 3.



Figura 5.2. Esquema de la envolvente de momentos flectores – Bloque 3

Nota: Elaboración propia.

Con los resultados del análisis estructural para la vigueta, en la tabla 5.1 se resume el refuerzo necesario y refuerzo colocado para resistir la flexión demandada.

Tabla 5.1. Diseño por flexión de los 8 paños de vigueta – Bloque 3.

Paño de aligerado		Momentos últimos (ton.m)	As necesario (cm ²)	As instalado (cm ²)	Ø instalado
Paño 1	Mu-	1.02	1.98	2	1Ø3/8+1Ø1/2
	Mu+	0.98	1.57	2	1Ø3/8+1Ø1/2
	Mu-	0.94	1.65	2	1Ø3/8+1Ø1/2
Paño 2	Mu+	0.6	0.95	1.42	2Ø3/8
	Mu-	0.93	1.63	2	1Ø3/8+1Ø1/2
Paño 3	Mu+	0.61	0.97	1.42	2Ø3/8
	Mu-	0.81	1.4	1.42	2Ø3/8
Paño 4	Mu+	0.62	0.98	1.42	2Ø3/8
	Mu-	0.92	1.61	2	1Ø3/8+1Ø1/2

Paño 5	Mu+	0.62	0.98	1.42	2Ø3/8
	Mu-	0.81	1.4	1.42	2Ø3/8
Paño 6	Mu+	0.61	0.97	1.42	2Ø3/8
	Mu-	0.91	1.59	2	1Ø3/8+1Ø1/2
Paño 7	Mu+	0.59	0.93	1.42	2Ø3/8
	Mu-	0.91	1.59	2	1Ø3/8+1Ø1/2
Paño 8	Mu+	0.85	1.35	1.42	2Ø3/8
	Mu-	1.02	1.63	2	1Ø3/8+1Ø1/2

Adicional al refuerzo para flexión se debe de considerar el acero de temperatura para resistir esfuerzos de contracción y temperatura. En la norma E.060 se establece que se puede usar un acero mínimo para este refuerzo calculado como $0.0018bh$.

$$A_{temp} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Con una barra de 6mm espaciado cada 25cm se cumple.

5.1.1.3. Diseño a corte

Se realiza el diseño por resistencia (LRFD) donde se debe verificar que la fuerza cortante que resiste las viguetas (ϕV_n) de los paños del aligerado sea mayor al cortante ultimo que actúa sobre la losa. En la figura 5.3 se muestra el diagrama de fuerzas cortantes del tramo de análisis. Se evidencia que los extremos de los segmentos tienen los valores más altos de fuerza cortante.

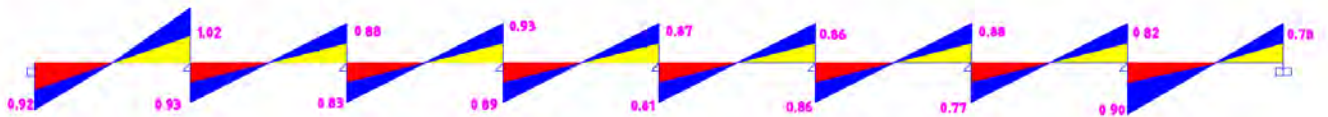


Figura 5.3. Esquema de la envolvente de fuerza cortante – Bloque 3

Nota: Elaboración propia.

Tabla 5.2. Verificación por cortante de los 8 paños de vigueta – Bloque 3

Paño de aligerado	Fuerza cortante (ton)		Resistencia a cortante (ton)	
	Vu-	Vu+	ϕV_c	¿Ensanche?
Paño 1	1.02	0.92	1.22	NO
Paño 2	0.88	0.93	1.22	NO
Paño 3	0.93	0.83	1.22	NO
Paño 4	0.87	0.89	1.22	NO
Paño 5	0.86	0.81	1.22	NO
Paño 6	0.88	0.86	1.22	NO
Paño 7	0.82	0.77	1.22	NO
Paño 8	0.78	0.9	1.22	NO

5.1.1.4. Verificación en Condición de servicio

a. Cálculo de deflexiones

La evaluación de la respuesta instantánea y la respuesta bajo cargas sostenidas de una losa es un paso crucial en el diseño estructural. Los resultados de una vigueta en particular ayudan a garantizar que la losa sea segura, estable y adecuada para su uso previsto. A continuación, se detallan los resultados obtenidos para una vigueta del paño continuo analizado.

Tabla 5.3. Cálculo de la Inercia efectiva en paño continuo.

As (cm ²)	2	2	2
As' (cm ²)	0.71	0	0.71
d (m)	0.17	0.17	0.17
d' (m)	0.03	0.03	0.03
Mcm (ton.m)	0.35	0.18	0.33
Mcv (ton.m)	0.2	0.12	0.19
Mcm+cv (ton.m)	0.55	0.3	0.52
Mcm+50%cv (ton.m)	0.45	0.24	0.425
Ig (cm ⁴)	11801	11801	11801
Mcr (ton.m)	0.56	0.56	0.56
C (cm)	5.84	3.52	5.84
Icr (cm ⁴)	3055	3489	3055
% de Ig	25.89	29.56	25.89
Ief (cm ⁴)	11801	11801	11801

Para determinar las deflexiones inmediatas y diferidas, se basará en las inercias efectivas obtenidas para diferentes secciones. A partir de estas inercias, se calculará la Inercia efectiva promedio, la cual se describe mediante la siguiente fórmula para tramos continuos.

$$I_{ef\ prom} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2 * I_{e3}}{4} = 11801\ cm^4$$

Finalmente, a continuación, se resume las deflexiones obtenidas en base a las cargas aplicadas y características propias de la sección analizada.

Tabla 5.4. Resumen de deflexiones inmediatas y diferidas halladas.

Deflexiones Inmediatas

δi CM	0.12 cm	0.12 cm
δi CV	0.04 cm	0.04 cm
δi 30%CV	0.01 cm	0.01 cm

Deflexiones Diferidas

$\rho' =$	0.000
$\xi =$	2.00
$\lambda =$	2.00
δd CM	0.24
δd CV	0.08
δd 30%CV	0.024

Se puede ver en la tabla anterior que el caso que tiene el mayor impacto en la deflexión del elemento en estudio es el resultado del efecto de la carga muerta diferida. Los límites para el control de deflexión establecidos por la norma E060 se muestran en la tabla 5.5. Asimismo, se evaluará si se necesitan medidas adicionales para prevenir y reducir la deflexión.

b. Control de deflexiones para el paño en análisis

Existen varios criterios para el cálculo de las deflexiones admisibles en elementos sometidos a flexión simple como es el caso de las viguetas. Para una luz libre de 5m de uno de los paños de análisis se tiene las deflexiones de la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Verificación de deflexiones.

CRITERIO	LIMITE	DEFLEXION	COMENTARIO
L/480	1.04 cm	0.30 cm	CUMPLE
L/240	2.08 cm	0.30 cm	CUMPLE
L/180	2.78 cm	0.04 cm	CUMPLE
L/360	1.39 cm	0.04 cm	CUMPLE

c. Control de Fisuración

Las losas aligeradas pueden fisurarse debido a tensiones y deformaciones, lo que genera preocupaciones en el diseño y la construcción. A continuación, se describirá el procedimiento implementado.

- ✓ M servicio : 0.30 tonf.m
- ✓ A_s : 2 cm²
- ✓ d : 17 cm
- ✓ b_w : 10 cm
- ✓ N° barras : 2
- ✓ d_c : 4 cm

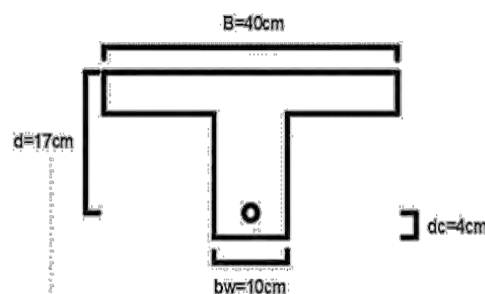


Figura 5.4. Dimensiones de la losa aligerada de $h = 20$ cm.

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s(0.9d)} = \frac{300 * 100}{2(0.9 * 17)} = 980.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 * bw * dc}{N^o \text{ barras}} = \frac{2 * 10 * 4}{2} = 40 \text{ cm}^2$$

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * Act} = 980.4 * \sqrt[3]{4 * 40} = 5322.43$$

Como el valor de $Z < Z_{max} = 26000 kg/cm$ bajo condiciones normales, se observa que no se requiere de alguna medida adicional para reducir el ancho de grieta existente. Finalmente, en la siguiente figura se muestra el diseño del encofrado para la losa aligerada del bloque 3 del proyecto. Una característica especial en el diseño de cada bloque es la alternancia de cargas, considerando la probabilidad de que se presenten a lo largo de su vida útil.

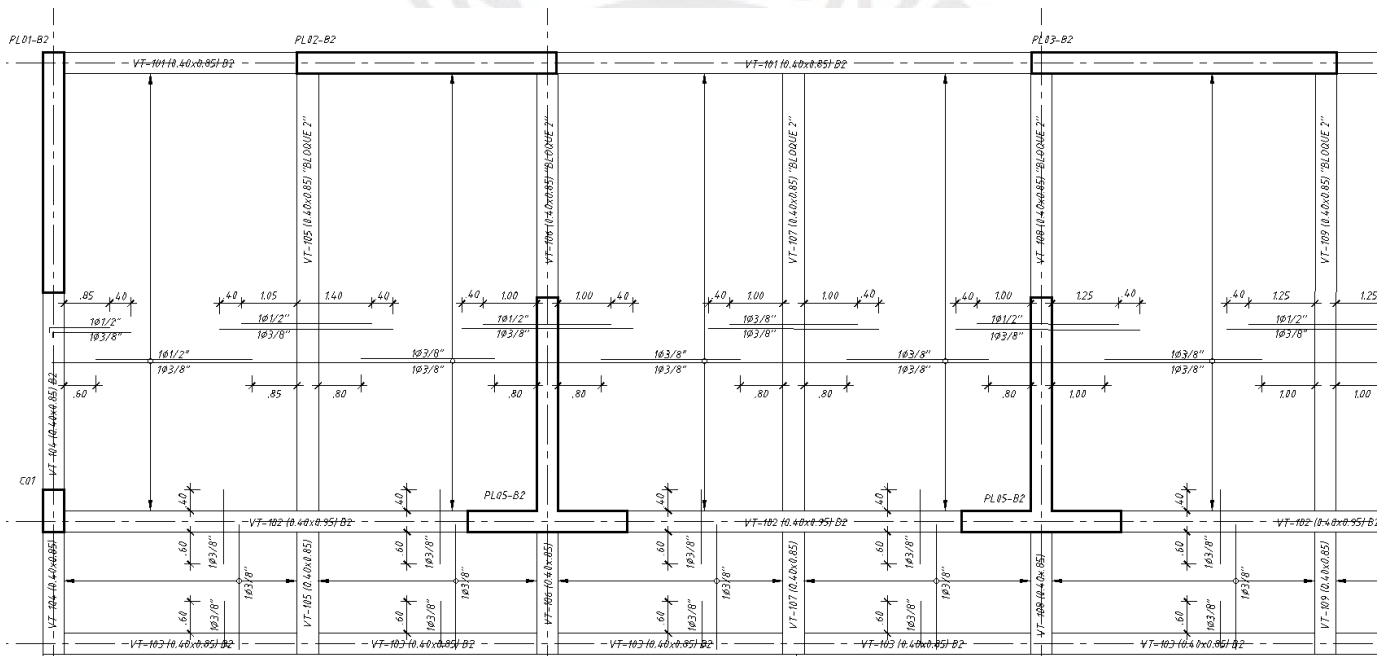


Figura 5.5. Detalle del armado de primeros paños de losa aligerada del bloque 3.

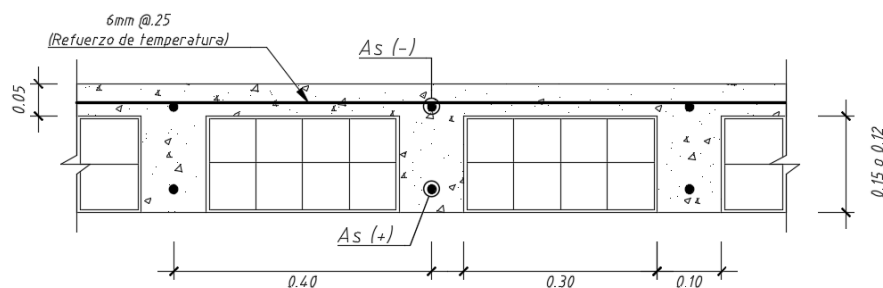


Figura 5.6. Detalle del armado de losa aligerada.

5.1.2. Diseño De Vigas Chatas

Además del diseño de los paños de las losas aligeradas, también es importante detallar el diseño del refuerzo de las vigas chatas, ya que son elementos que forman parte del encofrado. Las vigas chatas que se usan en los techos son de 25 x 20 cm y se diseñan para solicitaciones de flexión y cortante.

5.1.2.1. Metrado de cargas

- ✓ Peso propio : $2.4 \times 0.25 \times 0.20 = 0.12 \text{ ton/m}$
- ✓ Piso terminado : $0.1 \times 0.25 = 0.025 \text{ ton/m}$
- ✓ Peso de tabiquería : $1.8 \times 0.15 \times 2.8 = 0.756 \text{ ton/m}$
- ✓ Sobrecarga : $0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{ ton/m}$

5.1.2.2. Diseño por flexión

Mu (tn.m)	As necesario (cm ²)	As instalado (cm ²)	Ø instalado
1.93	3.31	3.87	3Ø1/2"

5.1.2.3. Diseño por corte

El diseño por corte para las vigas chatas se realiza considerando solo el aporte de la sección bruta del concreto.

Fuerza cortante (ton)		Resistencia a cortante (ton)	
Vu- (tn)	Vu+ (tn)	ØVc (tn)	¿CUMPLE?
1.71	1.87	2.77	SI

En resumen, se tiene el siguiente armado para las vigas chatas. Por proceso constructivo el refuerzo corrido de la base se coloca también en la parte superior.

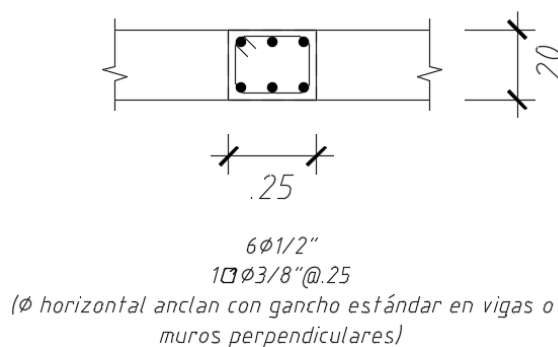


Figura 5.7. Detalle de armado de viga chata.

5.1.3. Diseño de losa colaborante

5.1.3.1. Predimensionamiento

El sistema a usar para las losas colaborante de las terrazas serán el sistema STEEL DECK. En nuestro país la compañía Acero Deck brinda estos perfiles, esta compañía realiza ensayos certificados con sus productos y brindan características técnicas de todos los materiales que ofertan. En ese sentido el predimensionamiento del sistema se realiza en base a los manuales propuestos por la empresa.

El edificio en análisis está orientado a ser un edificio de aulas, según la norma E.020 la sobrecarga para este tipo de edificios es de 250 kg/m^2 en las aulas; sin embargo, para las terrazas se considera una sobrecarga de 400 kg/m^2 igual que los corredores. En base a esta sobrecarga se escoge un perfil tipo AD-900 con las siguientes características.

Tipo : AD-900
 Peralte : 38 mm
 Ancho total : 920 mm
 Ancho útil : 900 mm
 Calibre : 22
 Acabado : Galvanizado
 Longitud : A medida

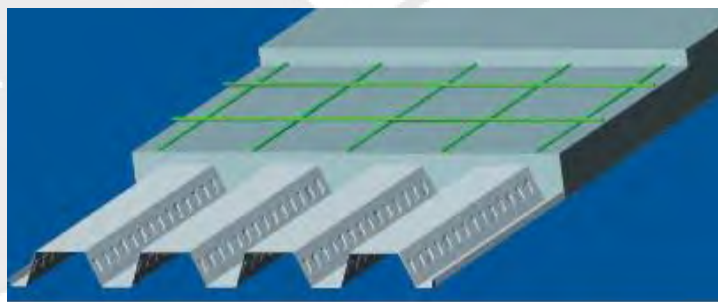


Figura 5.8. Losa colaborante tipo AD-900.

Para cada tipo de perfil, también se puede encontrar las siguientes tablas de propiedades de la sección de acero y del concreto a usar en el sistema, estas tablas también son provistas por el fabricante.

Tabla 5.6. Propiedades de la sección de acero.

Calibre (gage)	Peso/Área (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	Ssup (cm ³ /m)	Sinf (cm ³ /m)
22	9.16	25.01	16.42	10.99

Tabla 5.7. Propiedades para concreto de $f'c$ 210 kg/cm².

Altura de losa (cm)	Volumen de concreto (m ³ /m ²)	Carga muerta (kg/m ²)
9	0.067	161.3

Tabla 5.8. Sobrecarga admisible en kg/m^2 para un concreto de $f'c$ 210 kg/cm^2

Calibre Gage	L (m)	Espesor de losa (m)					
		t = 9	t = 10	t = 11	t = 12	t = 13	t = 14
22	2	1126	1339	1553	1766	1979	2000

El perfil AD-900 escogido tienen las siguientes dimensiones en sus secciones.

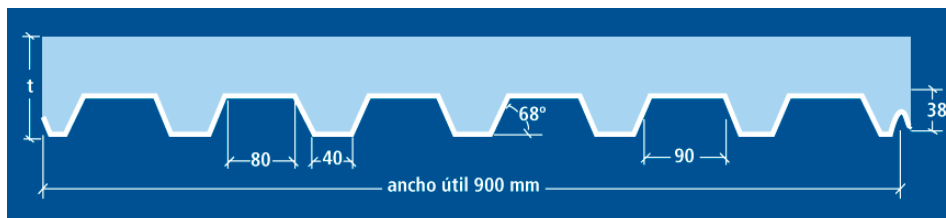


Figura 5.9. Dimensiones del sistema STEEL DECK AD-900.

El fabricante recomienda que para los valores sombreados se requiere apuntalamiento temporal a la mitad de la luz libre o separación entre apoyos. Además, para luces mayores a 3.5 m se requiere apuntalar a los tercios de la luz. Para la presente tesis se realiza a modo de ejemplo el diseño detallado de la losa colaborante de la terraza del bloque 3 que se muestra en la figura 5.10.

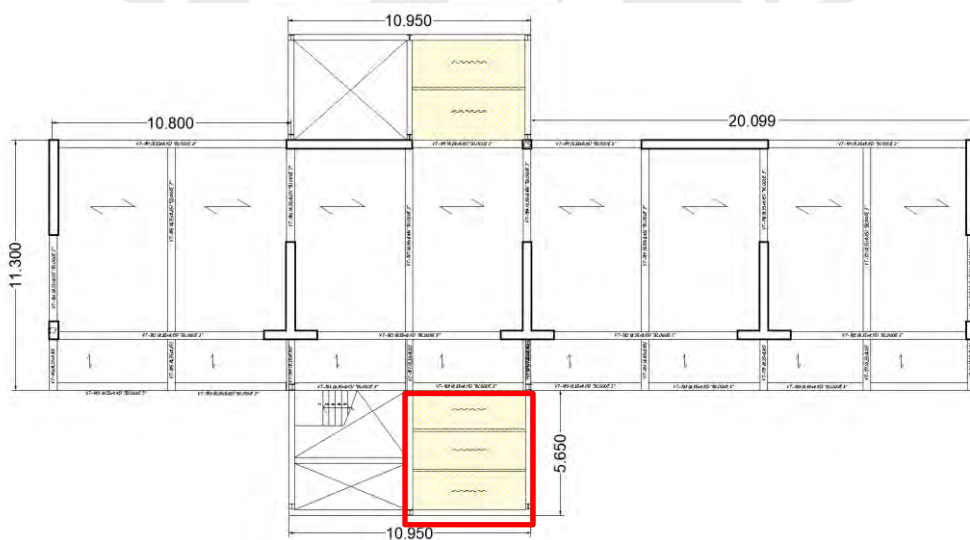


Figura 5.10. Planta del sexto piso del bloque 3.

Para esta losa se tiene una luz libre aproximada de 2 m y se escoge un perfil AD-900 de calibre 22 y espesor de 9 cm. Esta asunción se verificará posteriormente en el diseño de la losa.

5.1.3.2. Metrado de cargas en plancha colaborante

Se considera las cargas que soportara la placa en conjunto con el concreto. El metrado se realiza para el ancho útil de 900 mm. La losa colaborante debe cargar el peso propio de la plancha, el peso del concreto, el piso terminado, la tabiquería de existir y la sobrecarga

correspondiente. Asimismo, el peso del sistema cuando el concreto este fresco es diferente al peso del sistema con el concreto endurecido.

Cargas muertas

- ✓ Peso del concreto : $161.3 \times 0.9 = 145 \text{ kg/m}$
- ✓ Peso propio de la plancha : $9.16 \times 0.9 = 8.25 \text{ kg/m}$
- ✓ Piso terminado : $100 \times 0.9 = 90 \text{ kg/m}$

Cargas vivas

- ✓ Sobrecarga durante proceso constructivo : $100 \times 0.9 = 90 \text{ kg/m}$
- ✓ Sobrecarga en uso : $400 \times 0.9 = 360 \text{ kg/m}$

5.1.3.3. Diseño de la losa colaborante

Generalmente el diseño de las losas se realiza únicamente para cargas de gravedad por lo que se considera solo la combinación de carga muerta y viva como la suma de $1.4CM + 1.7CV$.

Es importante tener en cuenta que en el proceso constructivo inicialmente la plancha de acero servirá como encofrado del concreto fresco y posteriormente trabajaran de manera conjunta cuando el concreto endurezca, por lo tanto, se debe realizar el diseño y verificaciones de la losa para los 2 casos.

Caso 1: Diseño de la plancha metálica como encofrado

Para este caso se tienen las siguientes cargas ultimas:

- Carga muerta : 244 kg/m
- Carga viva : 90 kg/m
- Carga ultima : $1.4(244) + 1.7(90) = 495 \text{ kg/m}$

Con estas cargas se construye un modelo computacional en el software ETABS para verificar los esfuerzos actuantes y realizar las posteriores verificaciones.

Deflexiones admisibles

Para la plancha del perfil AD – 900 el fabricante especifica que la deformación admisible en el caso del sistema no compuesto debe ser el valor menor que se obtenga entre dividir la luz libre de la losa entre 180 o 1.9 cm. Para el paño de losa colaborante en análisis se tiene una luz libre de 1.9 m. La deflexión que se calcule para este caso de análisis debe ser menor a la deflexión admisible.

$$\delta_{adm} = \frac{1.9 \times 100}{180} = 1.05 \text{ cm}$$

Deflexiones calculadas

Para el cálculo de las deflexiones de la plancha colaborante se debe considerar la condición de apoyo que va a tener, para el caso de la losa que se apoya solo en un tramo como es el caso de la losa en análisis se calcula del siguiente modo.

$$\delta_{calculada} = \frac{0.013 W_m * (L * 100)^4}{E_s * I_{sd} * b}$$

$$\delta_{calculada} = \frac{0.013 * 244 * (1.90 * 100)^4 * 10^{-4}}{2.030 * 10^6 * 25.01 * 0.9} = 0.9 \text{ cm}$$

Como el $\delta_{calculada} \leq \delta_{admisible}$ entonces no será necesario apuntalar la losa en el proceso constructivo y solo se requerirá apoyo en un tramo.

Esfuerzo admisible

El esfuerzo admisible que resiste el perfil metálico será el 60% del esfuerzo de fluencia del acero de la plancha. El perfil AD-900 tiene un esfuerzo de fluencia de 36 ksi que equivale a un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_{adm} = 0.6 * 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos actuantes

Para el cálculo del esfuerzo actuante se debe cumplir:

$$\sigma_{actuante} = \frac{M_{max}}{S_{min}}$$

Donde el M_{max} es el momento más crítico de la plancha, este momento puede ser positivo o negativo. Como la plancha no necesita apuntalamiento para el caso del concreto en estado fresco solo se tendrá un momento positivo que será el usado para el análisis. El módulo de sección S_{min} corresponde al menor de los valores entre el S_{inf} y S_{sup} .

Para el cálculo del momento máximo se puede usar un modelo computacional o usando la fórmula para un tramo simplemente apoyado como es el caso de este análisis.

$$M = \frac{W_u * L^2}{8} = \frac{495 * 1.9^2}{8} = 223.4 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{actuante} = \frac{223.4}{10.99} \times 100 = 2033 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \sigma_{adm}$$

Entonces será necesario realizar un apuntalamiento al centro de la luz de 1.9m durante el proceso de vaciado del concreto. Considerando esto se tendrían los siguientes diagramas de

momento.

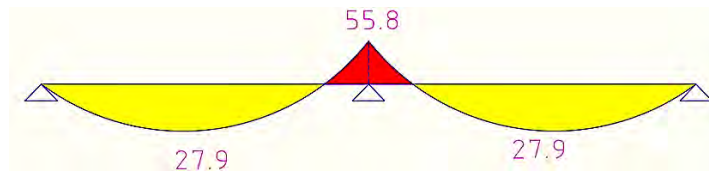


Figura 5.11. Diagrama de momentos usando apuntalamiento.

$M^+ : 27.9 \text{ kg.m}$

$M^- : 55.8 \text{ kg.m}$

$$\sigma_{actuante} = \frac{M^+}{S_{inf}} \times 100 = \frac{27.9}{10.99} \times 100 = 254 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{actuante} = \frac{M^-}{S_{sup}} \times 100 = \frac{55.8}{16.42} \times 100 = 340 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{adm}$$

Por lo tanto, se cumple que el esfuerzo actuante en la plancha es menor al esfuerzo admisible por lo que se cumple con esta verificación.

Caso 2: Diseño de la losa colaborante como sistema compuesto

Verificación de esfuerzos admisibles

Para verificar si el esfuerzo actuante en el sistema compuesto es menor que el esfuerzo admisible de la losa se usa las mismas formulas usadas para el caso del concreto fresco. Para el sistema compuesto se debe de calcular el módulo de sección, para ello se debe de calcular previamente la inercia efectiva de la sección.

a. Cálculo de la inercia efectiva

$$I_e = \frac{I_c + I_u}{2}$$

a.1. Inercia de sección agrietada (I_c)

$$I_c = \frac{b * y_{cc1}^3}{3} + n * A_{sd} * y_{cs}^2 + n * I_{sd}$$

- ✓ y_{cg} : 1.83 cm
- ✓ d : 7.17 cm
- ✓ A_{sd} : 9.35 cm²
- ✓ b : 90 cm (ancho efectivo)
- ✓ E_s : 2.030*10⁶ kg/cm²
- ✓ I_{sd} : 25.01 cm⁴/m
- ✓ E_c : 217370 kg/cm²
- ✓ n : $E_s/E_c = 9$ para valores de f'_c entre 210 – 250 kg/cm²

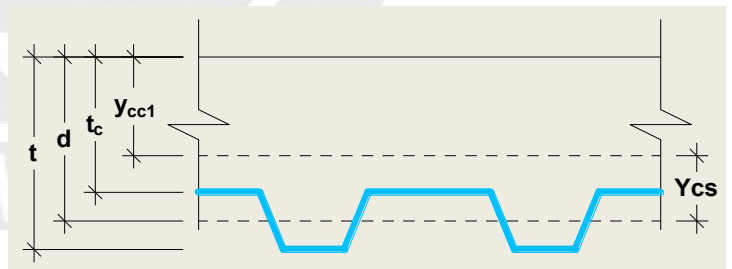


Figura 5.12. Dimensiones en el sistema compuesto para el cálculo de inercia de sección agrietada.

$$\checkmark \rho : As/bd = 0.0145$$

$$Y_{cc1} = d\sqrt{2\rho * n + (\rho * n)^2} - \rho * n$$

$$Y_{cc1} = 7.17\sqrt{2 * 0.0145 * 9 + (0.0145 * 9)^2} - 0.0145 * 9 = 3.718 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{90 * 3.718^3}{3} + 9 * 9.35 * (7.17 - 3.718)^2 + 9 * 25.01 = 2770 \text{ cm}^2$$

a.2. Inercia de la sección transformada no fisurada (I_u)

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

- ✓ ycg : 1.83 cm
- ✓ d : 7.17 cm
- ✓ Asd : 9.35 cm²
- ✓ b : 90 cm (ancho efectivo)
- ✓ Es : 2.030*10⁶ kg/cm²
- ✓ Isd : 25.01 cm⁴/m
- ✓ Ec : 217370.65 kg/cm²
- ✓ tc : 5.12 cm
- ✓ hr : 3.88 cm
- ✓ t : 9 cm
- ✓ Cs : 15.14 cm
- ✓ Wr : 5.57 cm

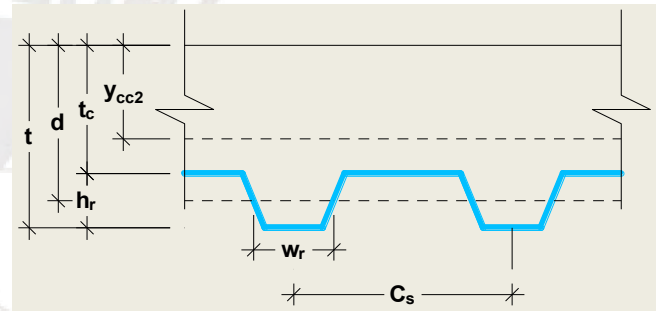


Figura 5.13. Dimensiones en el sistema compuesto para el cálculo de inercia de sección transformada no agrietada.

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

$$y_{cc2} = \frac{0.5 * 90 * 9^2 + 9 * 9.35 * 7.17 - \frac{(14.15 - 5.57) * 90 * 3.88}{15.14} * (9 - 0.5 * 3.88)}{90 * 9 + 9 * 9.35 - \frac{90}{15.14} * 3.88 * (15.14 - 5.57)} = 4.2 \text{ cm}$$

$$y_{cs} = d - y_{cc2} = 7.17 - 4.2 = 2.97 \text{ cm}$$

$$I_u = \frac{90 * 5.12^3}{12} + 90 * 5.12(4.2 - 0.5 * 5.12)^2 + 9 * 25.01 + 9 * 9.35 * 2.97^2 + \frac{90}{15.14} \left\{ 5.57 * 3.88 \left[\frac{3.88^2}{12} + (9 - 4.2 - 0.5 * 3.88)^2 \right] \right\} = 4425 \text{ cm}^4$$

a.3. Cálculo del momento de inercia efectivo (I_e)

$$I_e = \frac{2770 + 4425}{2} = 3597.5 \text{ cm}^4$$

b. Cálculo del $Y_{promedio}$

$$y_{prom} = \frac{y_{cc1} + y_{cc2}}{2} = \frac{3.718 + 4}{2} = 3.86 \text{ cm}$$

c. Cálculo del módulo de sección inferior del sistema compuesto (S_{ic})

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - y_{prom}} = \frac{3597.5}{9 - 3.86} = 700 \text{ cm}^3$$

d. Cálculo de momentos positivos para el sistema compuesto para condición de servicio

$$MD_{sd} = \frac{WD_{sd} * L_{sd}^2}{8} = \frac{244 * 1.9^2}{8} = 110.1 \text{ kg.m}$$

$$ML_{sd} = \frac{WL_{sd} * L_{sd}^2}{8} = \frac{360 * 1.9^2}{8} = 162.5 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{actuante} = \frac{MD_{sd} + ML_{sd}}{S_{ic}} * n * 100 = \frac{110.1 + 162.5}{700} * 9 * 100 = 350.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{adm}$$

Se verifica que el esfuerzo actuante en el sistema compuesto es menor al esfuerzo admisible de la plancha colaborante.

Diseño por flexión

a. Cálculo de la cuantía balanceada (ρ_b)

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{0.003(t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{f_y}{E_s}\right) * d} = \frac{0.85 * 0.85 * 210}{2530} * \frac{0.003(9 - 3.88)}{\left(0.003 + \frac{2530}{1.03 * 10^6} * 7.17\right)} = 0.03$$

Como la cuantía de la losa es de 0.0145 y es menor a la cuantía balanceada la losa tendrá

una falla sub-reforzada que se traduce como una falla por flexión dúctil que es lo que se busca en diseños de elementos sometidos a flexión.

b. Cálculo del momento nominal

$$a = \frac{A_{s_{sd}} * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{9.35 * 2530}{0.85 * 210 * 90} = 1.47 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{s_{sd}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 9.35 * 2530 * \left(7.17 - \frac{1.47}{2}\right) = 1522 \text{ kg.m}$$

$$M_d = \phi * M_n = 0.9 * 1522 = 1370 \text{ kg.m}$$

Para una combinación de 1.4D+1.7L se tiene una carga ultima de 954 kg/m y se obtiene un momento actuante M_u de 423 kg.m. Se verifica el diseño por resistencia ya que $\phi * M > M_u$. Con esta verificación no se necesita acero adicional.

Diseño por cortante

El área del concreto que se considera para hallar el cortante en la losa se define como el área contribuyente y está formada por las áreas sombreadas que se muestran en la figura 5.14.

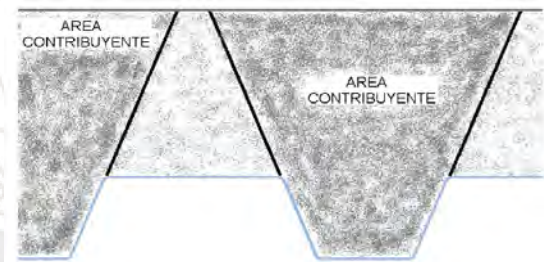


Figura 5.14. Área contribuyente para el diseño por cortante en la losa.

a. Cálculo del cortante nominal

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * A_c = 0.53 * \sqrt{210} * 178 = 1367 \text{ kg}$$

b. Cálculo de la cortante ultima

$$V_u = \frac{Wd_{sd} * I_{sd}}{2} + \frac{Wl_{sd} * L_{sd}}{2} = \frac{244 * 1.9}{2} + \frac{360 * 1.9}{2} = 573.8 \text{ kg}$$

c. Verificación

$$\phi V_n = 0.85 * 1367 = 1162 \text{ kg} > V_u$$

Deflexión del sistema compuesto

a. Deflexiones inmediatas

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} * \frac{(Wd_{sd} + Wl_{sd}) * L_{sd}^4}{E_c * I_e} * 10^6 = \frac{5}{384} * \frac{(244 + 360) * 1.9^4}{217370 * 3597.5} * 10^6 = 0.13 \text{ cm}$$

b. Cálculo de deflexiones a largo plazo

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} * \left[2 - 1.2 * \frac{A's}{A_{s_{sd}}} \right]$$

✓ A's = Acero de flexión negativa en los apoyos + Acero de temperatura.

No existe acero de compresión en los extremos de la losa y el acero de temperatura se cumple con barras de 6mm espaciados cada 20 cm, es decir en 1m de ancho caben 6 barras.

$$\Delta_{LT} = 0.13 \left[2 - 1.2 * \frac{1.68}{9.35} \right] = 0.232 \text{ cm}$$

Entonces la deflexión total para la etapa cuando el concreto esta endurecido es:

$$\Delta_{total} = 0.13 + 0.232 = 0.362 \text{ cm}$$

c. Deformación admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{L_{sd}}{360} * 100 = \frac{1.9}{360} * 100 = 0.528 \text{ cm}$$

Se verifica que la deformación total del sistema compuesto de la losa colaborante no excede la deformación admisible.

Finalmente, se tendría el siguiente armado de la losa colaborante.

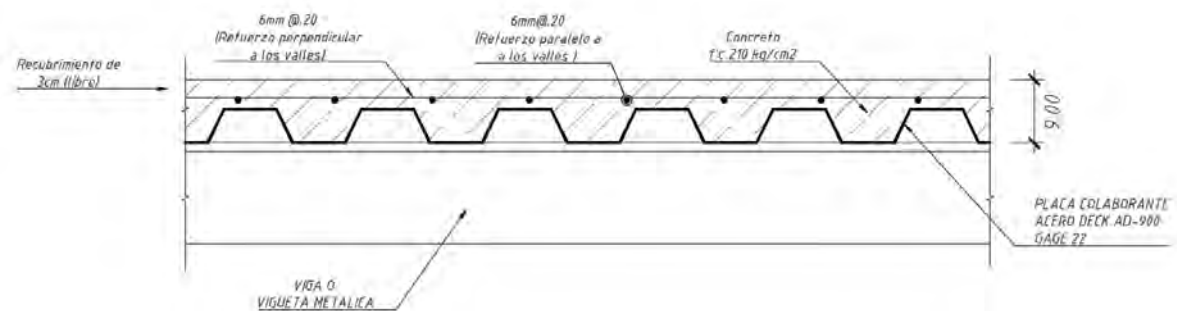


Figura 5.15. Detalle de refuerzo de losa colaborante.

5.2. Diseño De Vigas

Las vigas constituyen el apoyo de las losas y forman parte del sistema resistente del edificio. Estos elementos trabajan principalmente ante esfuerzos de flexión y cortante y son capaces de soportar cargas de gravedad y sismo. El diseño de vigas se realiza bajo el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) adoptado en la Norma E.060. Debido al comportamiento de estos elementos se realiza el diseño por flexión, cortante y capacidad. Asimismo, es importante verificar el control de deflexiones y fisuración.

A modo de ejemplo se detalla del diseño sismorresistente de la viga VT-101 (0.40x0.95) de un piso típico del bloque 3.

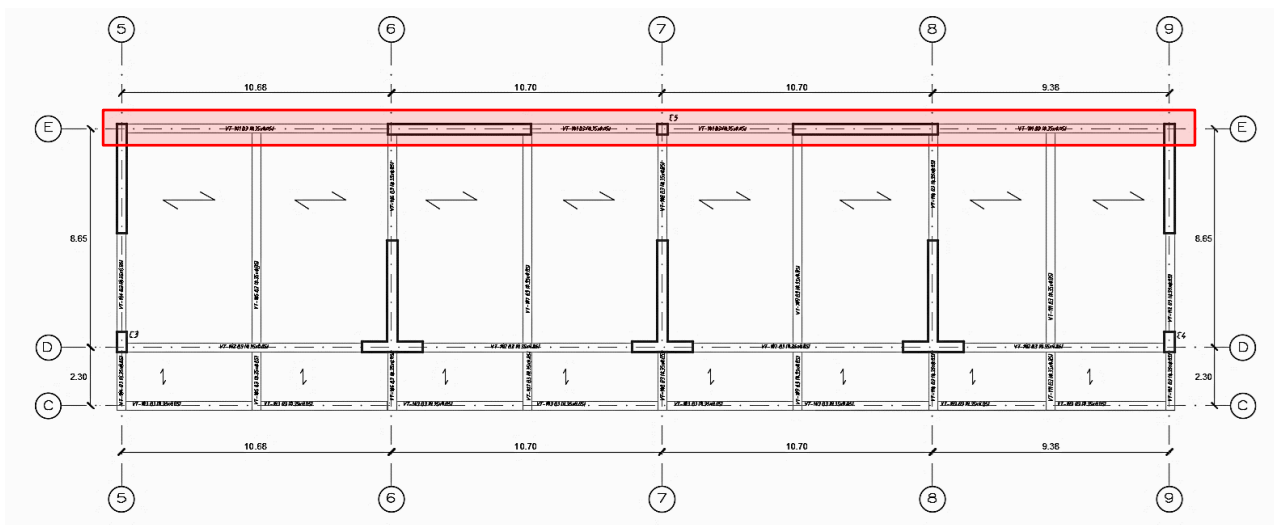


Figura 5.16. Ubicación de viga VT-101 del bloque 3.

Para el diseño de la viga se debe considerar las combinaciones de carga con el fin de crear una envolvente que contemple todos los casos de combinación de carga. Estas combinaciones para diseño son:

- $1.4D + 1.7L$
- $1.25(D+L) \pm SX$
- $1.25(D+L) \pm SY$
- $0.9D \pm SX$
- $0.9D \pm SY$

Los diagramas de fuerzas internas que se usen en el análisis se tomarán de la envolvente que incluya a todas las combinaciones de carga antes definidas.

El software Etabs en el que se realizó el modelo del edificio nos ayuda a obtener los DMF y DFC para el diseño; sin embargo, el programa no considera el proceso constructivo que se realiza de los elementos verticales y muchas veces los resultados de DMF que se obtienen tienen errores debido a que las columnas se deforman axialmente. Por ejemplo, en la viga VT

101 del bloque 3 de análisis, los tramos 2 y 3 se ubican entre placas y una columna intermedia por lo que el DMF para carga muerta debería ser como se muestra en la figura 5.18; sin embargo, el software Etabs arroja un DMF como se muestra en la figura 5.17 donde se evidencia una caída de momentos debido a la deformación de la columna.

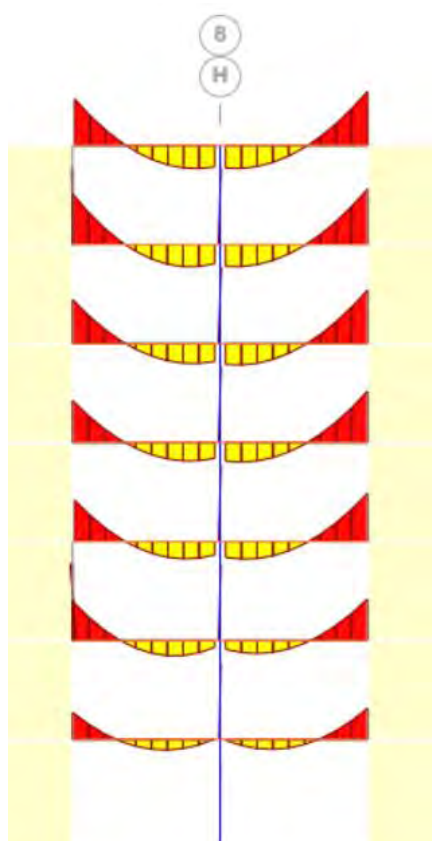


Figura 5.17. DMF para carga muerta obtenido en el modelo inicial

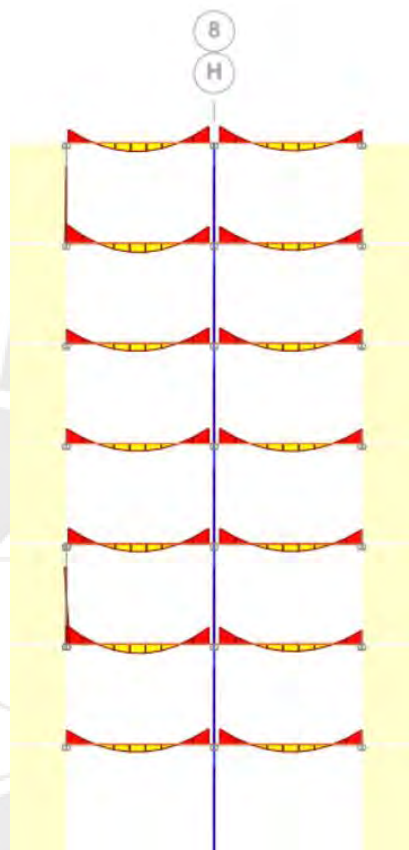


Figura 5.18. DMF para carga muerta obtenido en el modelo corregido.

Para solucionar el problema de caída de momentos se puede optar por 2 métodos. El primero es aumentar la rigidez axial del elemento vertical a fin de evitar que se deforme; sin embargo, ese factor de amplificación no es un número definido y se debe de asignar un valor y verificar que no se caigan los momentos. El otro método y el que se usó para esta tesis, es crear un modelo donde solo se consideren cargas de gravedad y se restrinjan los desplazamientos en Z de las uniones viga – columna y viga – placa. En ese sentido para las combinaciones y la envolvente de diseño se realizan en una hoja de cálculo en base a los datos que se obtengan del modelo de gravedad y del otro modelo donde solo se considera la acción del sismo.

5.2.1. Diseño de viga VT-101 B3 (40 x 95)

5.2.1.1. Diseño por flexión

Se realiza el diseño del tramo 1 de la viga VT-101 B3 del techo 5 que esta entre los ejes 5 y

6 y que tienen una luz libre de 10.32 m. Del modelo de gravedad y modelo de sismo se obtienen los siguientes valores de momento para el primer tramo de la viga. Con estos valores se realiza las combinaciones y envolvente para diseño.

Tabla 5.9. Mu para cada caso de carga para la viga VT-101 B3 (tramo 1)

Casos de carga		Ext. Izquierdo	Centro	Ext. derecho
DEAD	Mu- (tonf-m)	0	0	38.55
	Mu+ (tonf-m)	0	25.14	0
LIVE	Mu- (tonf-m)	0	0	10.46
	Mu+ (tonf-m)	0	8.94	0
SISMO	Mu- (tonf-m)	0	13.69	22.65
	Mu+ (tonf-m)	0	13.69	22.65

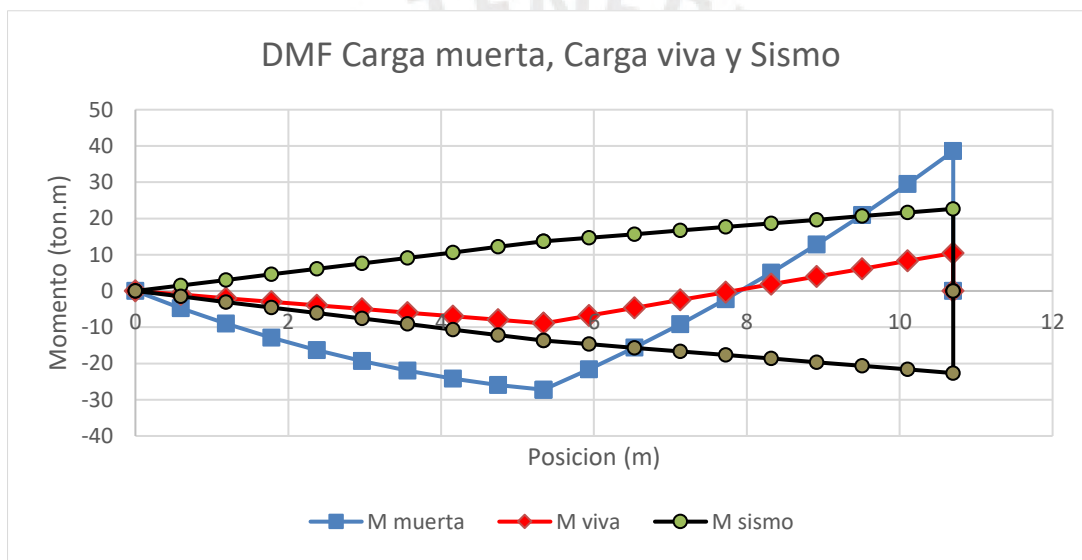


Figura 5.19. Momento resistente por carga muerta, viva y sismo para la viga VT-101 B3 (tramo 1)

Con los valores de la tabla 5.9, se realiza las combinaciones de carga y con ellas una envolvente la cual se usa para el diseño. El diseño por flexión se resume en la tabla 5.10.

Tabla 5.10. Diseño por flexión para viga VT-101 B3 (tramo 1)

	Ext. Izquierdo	Centro	E. derecho
Mu- (tonf-m)	0	13.69	83.91
Mu+ (tonf-m)	0	56.29	22.65

As- requerido (cm2)	0.00	4.22	28.20
As+ requerido (cm2)	0.00	18.24	7.06

Φ negativo colocado	2Φ1"	2Φ1"	5Φ1"+1Φ3/4"
As- colocado (cm2)	10.20	10.20	28.34
As+ colocado (cm2)	10.20	18.72	10.20
Φ positivo colocado	2Φ1"	2Φ1"+3Φ3/4"	2Φ1"

Existen 2 criterios para colocar el acero corrido superior e inferior en la viga, el primero es usar el acero mínimo de la norma E.060 y el otro es usar una derivación del capítulo 21 que establece usar el tercio del área de acero requerido que será el máximo requerido para momento positivo o negativo, se coloca el acero mayor entre ambos criterios, usualmente el ultimo criterio es el que siempre se usa.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 40 * 87 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{3} * A_{s_{\max}}^- = \frac{1}{3} * 36.54 = 12.2 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \frac{1}{3} * A_{s_{\max}}^+ = \frac{1}{3} * 23.82 = 7.94 \text{ cm}^2$$

En ese sentido se debería correr al menos 8.4 cm² en la parte inferior y superior. Se elige correr 2 barras de 1" en la parte inferior y superior de la viga y bastonear con barras de 3/4" y de 1" según se requiera.

El momento resistente instalado frente a la envolvente de los momentos flectores para los casos de combinación de carga descritos se muestran en la figura 5.20.

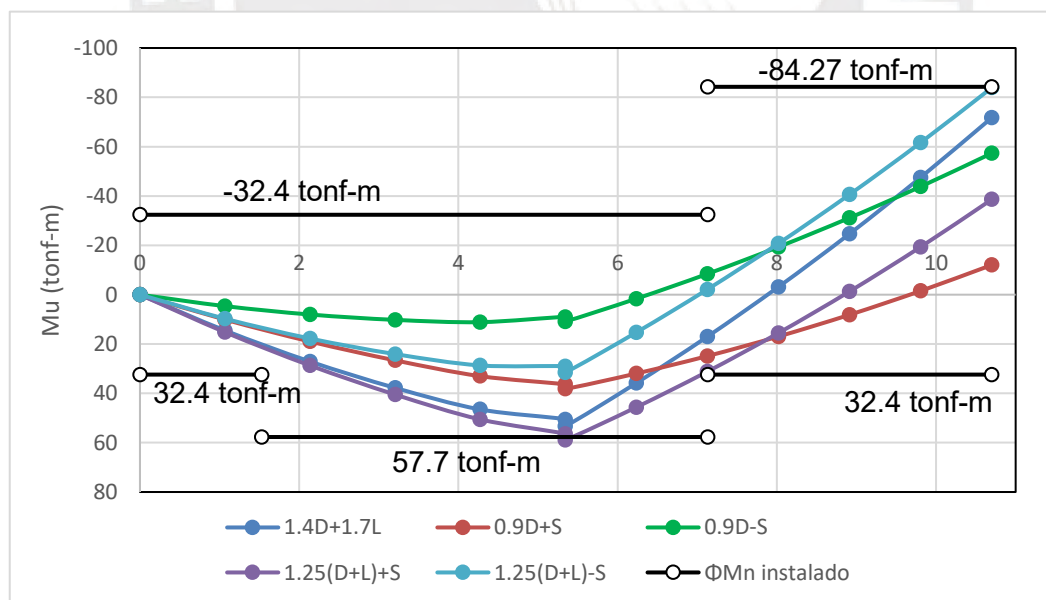


Figura 5.20. Momento resistente para la viga VT-101 B3 (tramo 1)

5.2.1.2. Diseño por corte

Dentro de este diseño se debe considerar la contribución del concreto (V_c) y del acero (V_s); sin embargo, no se debe de considerar un valor de V_s mayor al valor del V_s máximo establecido por normativa. Este debe de satisfacer que el cortante de diseño sea mayor al cortante ultimo ($\Phi V_n \geq V_u$).

Para el diseño por corte se debe seguir lo establecido en el capítulo 21 de la norma E.060 y considerar una zona de confinamiento de 2 veces el peralte en ambos extremos. Estas zonas son consideradas zonas de rotula plástica y deben tener un menor espaciamiento de estribos para asegurar que el concreto no explote bruscamente.

Para el primer tramo de la viga V-101 B3 se tiene las siguientes cortantes ultimas para cada caso de carga y la siguiente envolvente que corresponde a las combinaciones respectivas.

Tabla 5.11. V_u para cada caso de carga para viga V-101 B3

Casos de carga		Ext. Izquierdo	Centro	Ext. derecho
MUERTA	V_{u+} (tonf)	0	9.05	15.5
	V_{u-} (tonf)	-8.31	-1.88	0
VIVA	V_{u+} (tonf)	0	3.62	3.62
	V_{u-} (tonf)	-1.68	-1.68	0
SISMO	V_{u+} (tonf)	2.56	13.69	-22.65
	V_{u-} (tonf)	0	13.69	22.65

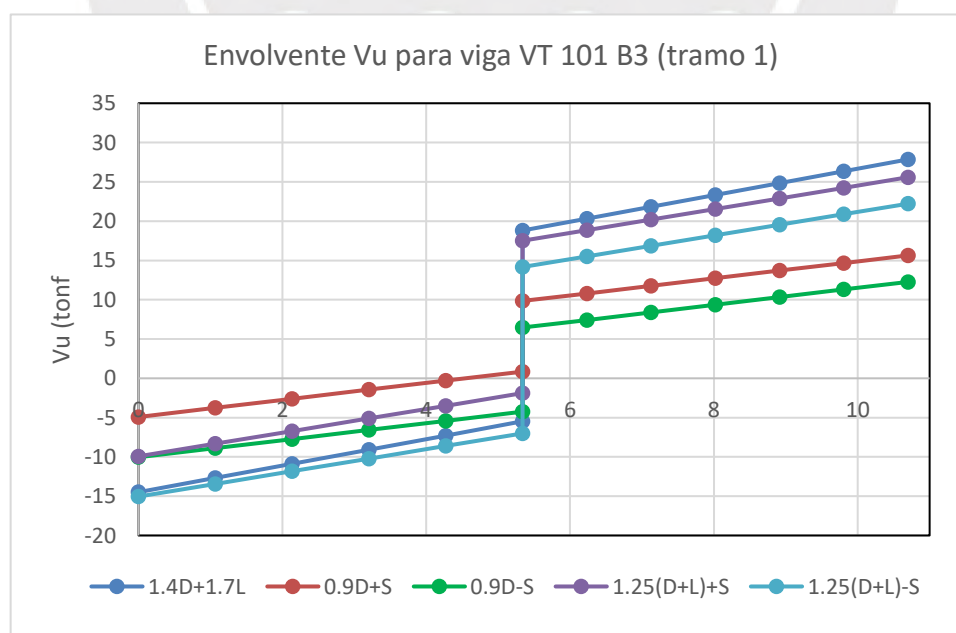


Figura 5.21. Envolvente V_u para Viga V-101 B3.

Se tiene una cortante máxima de 27.9 tonf que ocurre en la zona de confinamiento. El diseño por cortante que se realice debe de ser capaz de satisfacer $\Phi V_n \geq V_u$.

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 87 = 22.72 \text{ tonf}$$

Entonces la contribución de la resistencia del acero a la fuerza cortante debería ser al menos 5.18 tonf. Para un espaciamiento de 15 cm y con estribos de 3/8" se tiene.

$$\Phi V_s = 0.85 * \frac{2 * 0.71 * 4200 * 87}{15} = 29.4 \text{ tonf}$$

$$\Phi V_s \text{ max} = 2.1 * \sqrt{210} * 40 * 87 = 105.9 \text{ tonf}$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s = 52.12 \text{ tonf} > V_u$$

Se cumple el diseño por resistencia en la zona de confinamiento. Para la zona central se tiene un V_u de 24 tonf, con un estribo de 3/8" de diámetro y espaciados cada 25 cm se tiene.

$$\Phi V_s = 0.85 * \frac{2 * 0.71 * 4200 * 87}{25} = 17.64 \text{ tonf}$$

$$\Phi V_s \text{ max} = 2.1 * \sqrt{210} * 40 * 87 = 105.9 \text{ tonf}$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s = 40.4 \text{ tonf} > V_u$$

Se cumple el diseño por corte para la zona central del primer tramo de la viga VT-101.

5.2.1.3. Diseño por capacidad

Este requisito es exclusivo para el diseño sísmico, tiene como objetivo privilegiar la falla por flexión (dúctil) antes que la falla por corte (frágil). Para cumplir este diseño la cortante de diseño para el armado planteado ΦV_n debe de ser mayor a V_{cap} a lo largo de toda la viga. El valor de V_{cap} es la suma de $V_{mecanismo}$ y la $V_{isostatica}$ y se debe de evaluar para 2 casos como se muestra en la figura 5.22.

Para calcular el cortante ultima por capacidad, la norma E.060 establece 2 criterios en el artículo 21.4.32 y se debe de tomar el menor valor de estos. El primer valor de V_u por capacidad establece una suma entre la cortante isostática y la cortante mecánica.

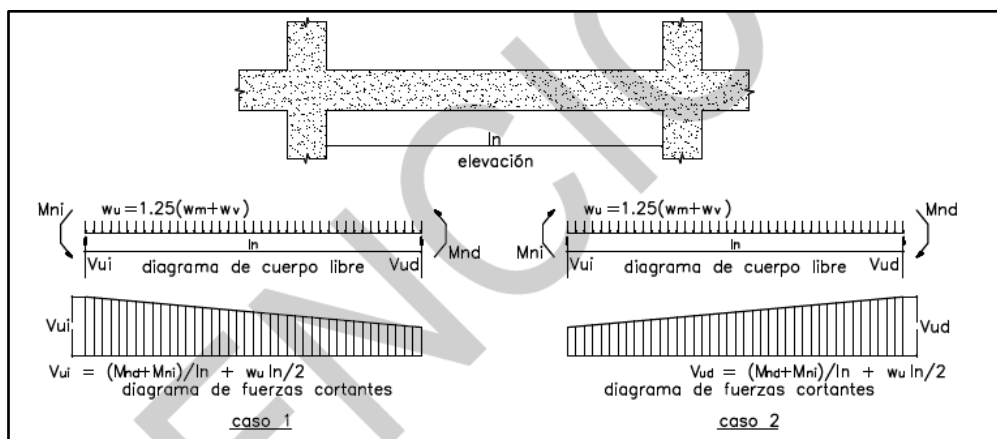


Figura 5.22. Fuerza cortante de diseño de vigas por capacidad (cap. 21 E.060)

Para el primer tramo de la viga V-101 del bloque 3 del techo 5 que se está analizando se tiene los siguientes valores de momento nominal con los cuales se obtendrá la cortante mecánica

$\frac{Mnd + Mni}{Ln}$ para los 2 casos de fuerza cortante.

Tabla 5.12. Momentos nominales para V-101 B3 (tramo 1).

	Ext. Izquierdo	Centro	E. derecho
Mn+ (tonf-m)	0.00	15.21	93.24
Mn- (tonf-m)	0.00	62.54	25.17

Tabla 5.13. Cortante mecánica para caso 1 y 2.

	caso 1	caso 2
Mni (tonf-m)	0	0
Mnd (tonf-m)	25.17	93.24
Ln (m)	10.32	10.32
Vmec (tonf)	2.439	-9.035

La cortante isostática $wu * Ln/2$ es cambiante a lo largo de la viga. Para los 2 casos se tiene.

Tabla 5.14. Cortante mecánica y cortante de capacidad para caso 1 y 2.

x	Visos 1	Vmec1	Vcap1	Visos 2	Vmec2	Vcap2
0	-24.97	2.44	-22.52	-24.96	-9.04	-34.00
1.05	-21.50	2.44	-19.07	-21.51	-9.04	-30.54
2.10	-18.05	2.44	-15.61	-18.05	-9.04	-27.08
3.2	-14.59	2.44	-12.15	-14.59	-9.04	-23.63
4.25	-11.14	2.44	-8.70	-11.14	-9.04	-20.17
5.3	-7.69	2.44	-5.24	-7.68	-9.04	-16.72
5.35	31.60	2.44	34.04	31.60	-9.04	22.56
6.25	34.70	2.44	37.13	34.69	-9.04	25.66
7.15	37.81	2.44	40.22	37.78	-9.04	28.75
8.0	40.88	2.44	43.31	40.87	-9.04	31.84
9.0	43.90	2.44	46.40	43.97	-9.04	34.93
9.8	47.06	2.44	49.50	47.06	-9.04	38.02
10.3	50.15	2.44	52.59	50.15	-9.04	41.11

Con estos valores obtenidos se grafica la cortante para este caso tal como se muestra en la figura 5.23. y se compara con el ΦV_n instalado en el diseño a corte.

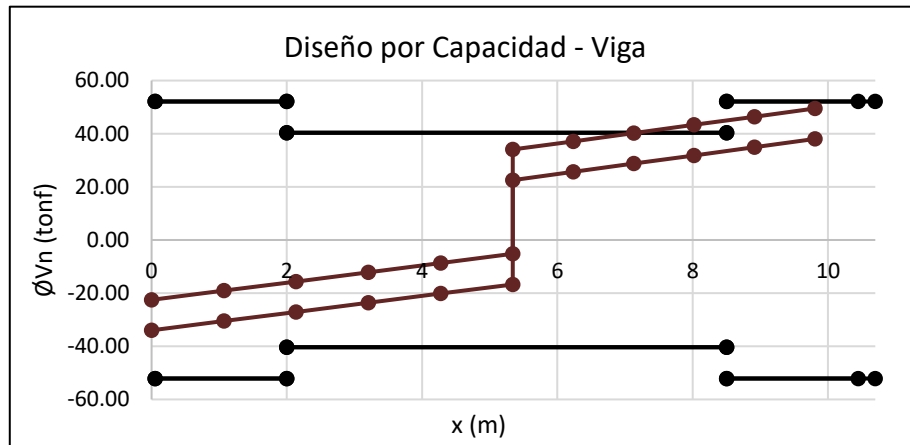


Figura 5.23. ΦV_n instalado y V_u de capacidad.

El segundo valor de la cortante de capacidad resulta de las combinaciones de carga de diseño definidas amplificando las cargas de sismo por 2.5. La envolvente que se obtiene de esta nueva combinación se muestra en la imagen 5.24.

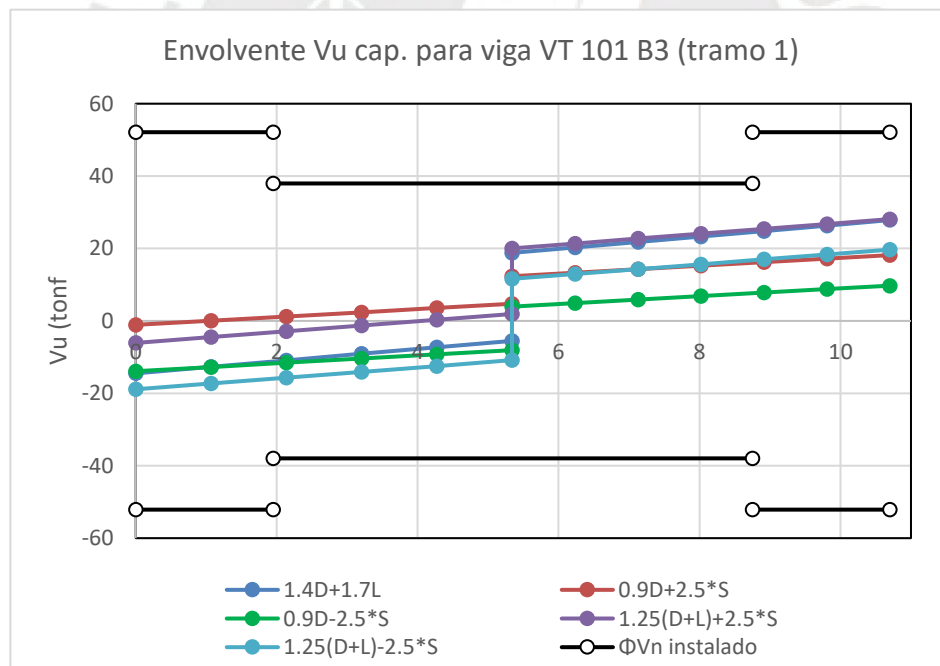


Figura 5.24. Envolvente V_u con sismo amplificado.

Se observa que el V_u de capacidad del segundo caso es el menor y es el elegido para el análisis. De la figura anterior se puede observar que con el armado propuesto en el diseño por corte en la zona confinada y en la zona central se cumple que $\Phi V_n > V_u$ en todos los tramos de la viga cumpliéndose así el diseño por capacidad.

5.2.1.4. Verificación de ductilidad

En el artículo 21.4.4. de la norma E.060 se establecen los requisitos que se debe cumplir en elementos en flexión como es el caso de las vigas con el objetivo de que el elemento este dotado de una adecuada ductilidad con el fin de cumplir el propósito del diseño por capacidad.

Estos criterios establecen la manera en cómo se debe de distribuir el acero y las relaciones de resistencia que deben de tener los momentos. En ese sentido para el caso de la viga VT-101 B3 de análisis se cumple.

- **Refuerzo corrido:** Se corren 2 fierros de 1" en la parte inferior y superior.
- **Empalmes:** Se recomienda en el proceso constructivo no realizar empalmes traslapados en la zona de confinamiento.
- **Resistencia a flexión:** En la figura 5.20 se visualiza que en los extremos el tercio de ΦM_n^- es 28.09 tonf-m y se tiene un ΦM_n^+ de 32.4 tonf-m que es mayor. Además, en cualquier parte de la viga los ΦM_n^- y ΦM_n^+ son superiores a la cuarta parte del momento máximo en el extremo derecho.
- **Estribos:** Se tienen estribos de 3/8" de diámetro suficientes para amarrar las barras corridas de 1". La zona confinada corresponde a 2 veces el peralte de la viga. Según el artículo 21.4.4.4, el espaciado mínimo de los estribos en la zona confinada es de 15 cm y es el que se escoge para esta zona. En la zona central el espaciado de los estribos máximo es 43.5 cm, se verifica que con un espaciamiento de 25cm se cumple con el diseño a corte.

La norma E.060 establece que para vigas de peralte mayor a 900 mm como es el caso de la viga de análisis se debe de considerar un armado en el alma para contrarrestar los efectos de fisuración. En ese sentido para la viga VT-101 se tiene.

$A_s = 0.002 \times 40 \times 100 = 8 \text{ cm}^2$ por metro de peralte de viga. Con barras de 3/8" espaciados cada 15 cm se cumple el área mínima requerida.

Finalmente se tiene el siguiente armado para el primer tramo de la viga VT-101 (.40 x 95) del bloque 3.

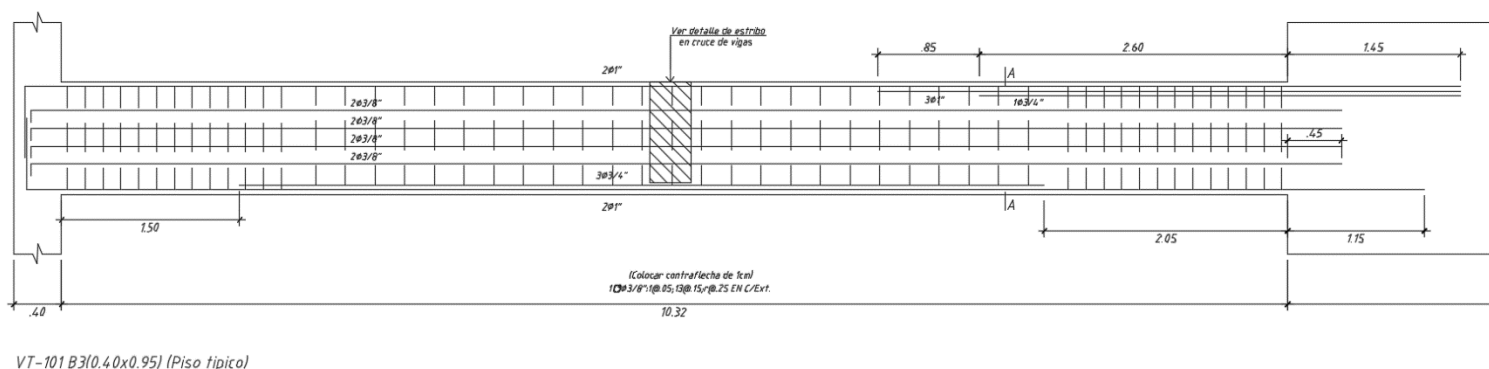


Figura 5.25. Elevación del primer tramo de viga V-101 B3.

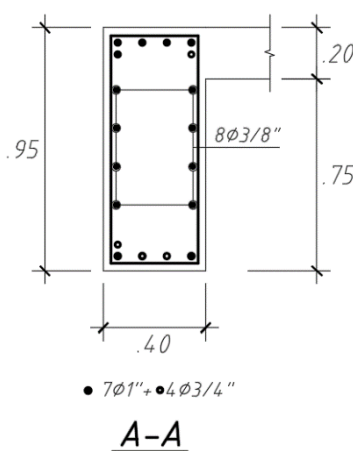


Figura 5.26. Corte A-A.

El resto de los tramos de la viga tienen dimensiones de 40 x 85 cm. El diseño para cada tramo se realizó siguiendo el mismo procedimiento descrito para el tramo 1 de la viga VT-101 del bloque3 del piso 5.

Tabla 5.15. Diseño por flexión para viga VT-101 B3 (tramo 2)

	Ext. izquierdo	Centro	E. derecho
Mu- (tonf-m)	58.38	12.96	29.88
Mu+ (tonf-m)	55.57	14.50	26.50
As- requerido (cm2)	21.88	4.53	10.70
As+ requerido (cm2)	20.73	5.08	9.45
Φ negativo colocado	3Φ1"+2Φ3/4"	2Φ1"	2Φ1"
As- colocado (cm2)	20.98	10.20	10.20
As+ colocado (cm2)	20.98	10.20	10.20
Φ positivo colocado	3Φ1"+2Φ3/4"	2Φ1"	2Φ1"

Tabla 5.16. Diseño por flexión para viga VT-101 B3 (tramo 3)

	Ext. Izquierdo	Centro	E. derecho
Mu- (tonf-m)	30.30	12.80	61.66
Mu+ (tonf-m)	28.84	14.40	58.70

As- requerido (cm2)	10.86	4.47	23.25
As+ requerido (cm2)	10.32	5.04	22.02

Φ negativo colocado	2 Φ 1"	2 Φ 1"	4 Φ 1"+2 Φ 3/4"
As- colocado (cm2)	10.20	10.20	23.24
As+ colocado (cm2)	10.20	10.20	21.56
Φ positivo colocado	2 Φ 1"	2 Φ 1"	2 Φ 1"+4 Φ 3/4"

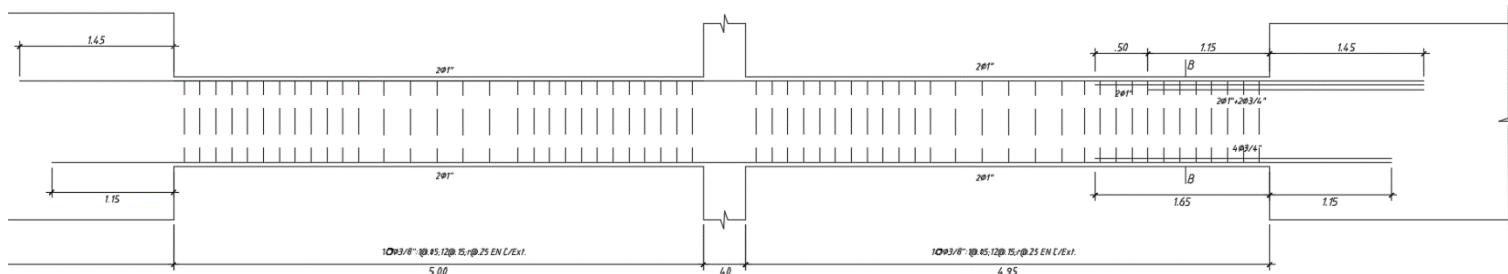
Tabla 5.17. Diseño por flexión para viga VT-101 B3 (tramo 4)

	Ext. Izquierdo	Centro	E. derecho
Mu- (tonf-m)	82.75	11.43	0.00
Mu+ (tonf-m)	19.52	58.08	0.00

As- requerido (cm2)	32.45	3.99	0.00
As+ requerido (cm2)	6.89	21.76	0.00

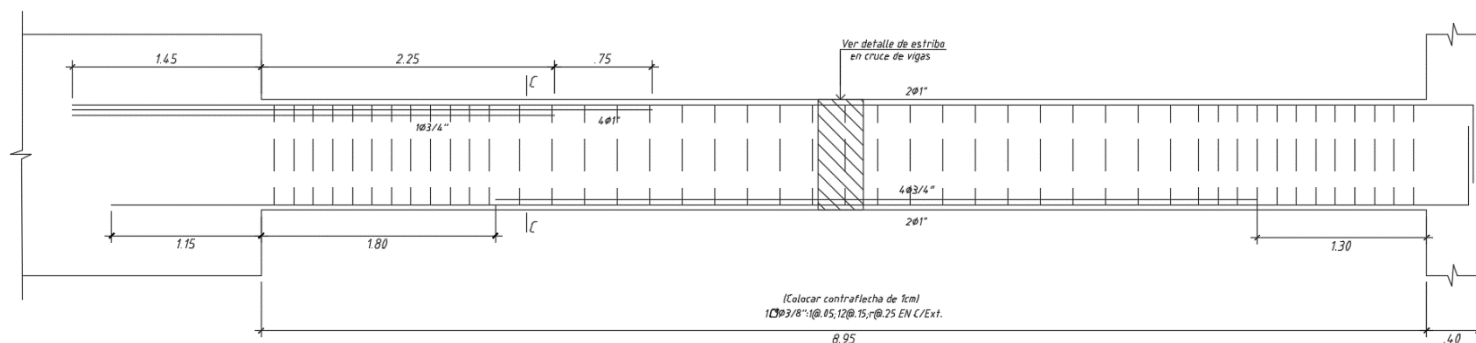
Φ negativo colocado	6 Φ 1"+1 Φ 3/4"	2 Φ 1"	2 Φ 1"
As- colocado (cm2)	33.44	10.20	10.20
As+ colocado (cm2)	10.20	21.56	10.20
Φ positivo colocado	2 Φ 1"	2 Φ 1"+4 Φ 3/4"	2 Φ 1"

La distribución de estribos para todos los tramos queda como 1 $\square$ Φ 3/8": 1@0.05, 12@.15, rto. @ .25 m en C/E. La elevación de cada tramo de viga es como sigue.



VT-101 B3(0.40x0.85) (Piso típico)

Figura 5.27. Elevación del segundo y tercer tramo de viga V-101 B3.



VT-101B3(0.40x0.85) (Piso típico)

Figura 5.28. Elevación del cuarto tramo de viga V-101 B3

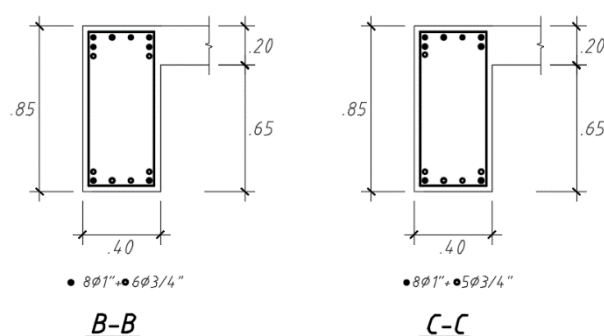


Figura 5.29. Cortes B y C

5.2.1.5. Verificación en Condición de servicio

a. Cálculo de deflexiones

La evaluación de la respuesta instantánea y la respuesta bajo cargas sostenidas de una viga es un paso crucial en el diseño estructural. Los resultados ayudan a garantizar que el elemento sea seguro, estable y adecuado para su uso previsto. A continuación, se detallan los resultados obtenidos para el tramo 1 de la viga VT101-Bloque 3 analizada.

Tabla 5.18. Cálculo de la Inercia efectiva tramo 1 – VT101 B3.

As (cm ²)	10.20	10.2	28.34
As' (cm ²)	10.2	18.72	10.2
d (m)	0.86	0.86	0.86
d' (m)	0.09	0.09	0.09
Mcm (ton.m)	38.55	26.94	0
Mcv (ton.m)	10.47	8.92	0
Mcm+cv (ton.m)	49.02	35.86	0
Ig (cm ⁴)	2857916	2857916	2857916
Mcr (ton.m)	17.4	17.4	17.4

C (cm)	26.2	15.2	16.2
I _{cr} (cm ⁴)	1299127	529777	523123
% de I _g	45.5% I _g	18.5% I _g	18.3% I _g
I _{ef} (cm ⁴)	1299127	529777	2857916

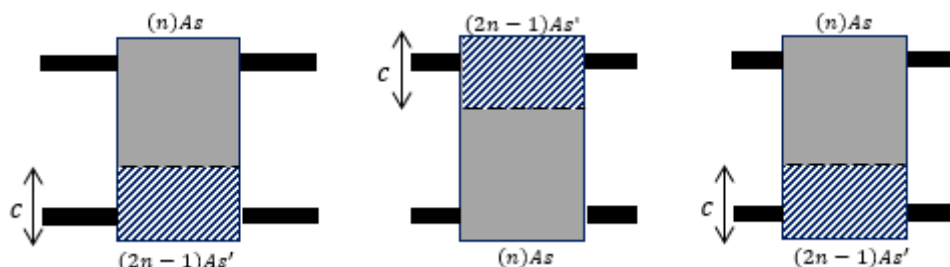


Figura 5.30. Esquema para verificación de deflexiones.

Para determinar las deflexiones inmediatas y diferidas, se basará en las inercias efectivas obtenidas para diferentes secciones. A partir de estas inercias, se calculará la Inercia efectiva promedio, la cual se describe mediante la siguiente fórmula para tramos continuos.

$$I_{ef \text{ prom}} = \frac{I_{e1} + 2 * I_{e3}}{3} = 786227 \text{ cm}^4$$

Finalmente, a continuación, se resume las deflexiones obtenidas en base a las cargas aplicadas y características propias de la sección analizada.

Tabla 5.19. Resumen de deflexiones inmediatas y diferidas halladas.

Deflexiones Inmediatas

δ _i CM	0.39 cm	1.42 cm
δ _i CV	0.12 cm	0.42 cm
δ _i 30%CV	0.035 cm	0.13 cm

Deflexiones Diferidas

ρ' =	0.005
ξ =	2.00
λ =	1.57
δ _d CM	2.23 cm
δ _d CV	0.66 cm
δ _d 30%CV	0.20 cm

Se puede ver en la tabla anterior que el caso que tiene el mayor impacto en la deflexión del elemento en estudio es el resultado del efecto de la carga muerta diferida. Los límites para el control de deflexión establecidos por la norma E060 se muestran en la tabla siguiente. Asimismo, se evaluará si se necesitan medidas adicionales para prevenir y reducir la

deflexión.

b. Control de deflexiones

Existen varios criterios para el cálculo de las deflexiones admisibles en elementos sometidos a flexión simple como es el caso de las vigas. Para una luz libre de 10.30 m se tiene las deflexiones de la tabla 5.20.

Tabla 5.20. Verificación de deflexiones para VT-101 B3 (tramo 1)

CRITERIO	LIMITE	DEFLEXION	COMENTARIO
L/480‡	2.15 cm	2.65 cm	NO CUMPLE
L/240§	4.29 cm	2.65 cm	CUMPLE
L/180*	5.72 cm	0.42 cm	CUMPLE
L/360	2.86 cm	0.42 cm	CUMPLE

Como la viga en análisis no cumple con el criterio relacionado en el control de deflexiones con elementos no estructurales susceptibles a ser dañados. Es necesario implementar un contraflecha de 1 cm como medida ayude al elemento a comportarse adecuadamente bajo condiciones de servicio.

c. Control de Fisuración

Se obtiene $M_{ser} = 35.86 \text{ tn.m}$ y luego se procede a verificar la fisuración.

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s(0.9d)} = \frac{35860 * 100}{18.72 * (0.9 * 89)} = 2391.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 * b_w * d_c}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{2 * 40 * 6}{5} = 96 \text{ cm}^2$$

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}} = 2391.51 * \sqrt[3]{6 * 96} = 19898.16 \text{ kg/cm}$$

Como el valor de $Z < Z_{max} = 26000 \text{ kg/cm}$ bajo condiciones normales, se observa que no se requiere de alguna medida adicional para reducir el ancho de grieta existente.

5.3. Diseño De Columnas

Las columnas son componentes de carácter estructural generalmente verticales que constituyen el apoyo de las vigas y constituyen parte del conjunto sismorresistente de una edificación. Estos elementos trabajan principalmente bajos esfuerzos combinados de flexión y compresión (flexocompresión) y también bajo solicitaciones de fuerzas cortantes.

Su diseño se realiza bajo la filosofía del diseño por resistencia LRFD adoptado en la norma E.060 Concreto Armado. Debido al comportamiento de estos elementos se realizará el diseño

por flexocompresión, corte y capacidad. Asimismo, se verificará que se cumplan los criterios de pandeo y demás requisitos establecidos en la norma de diseño.

A modo de ejemplo se realiza el detalle del diseño de la columna C-5 del primero piso ubicado entre los ejes E y 7 del bloque 3 del aula.

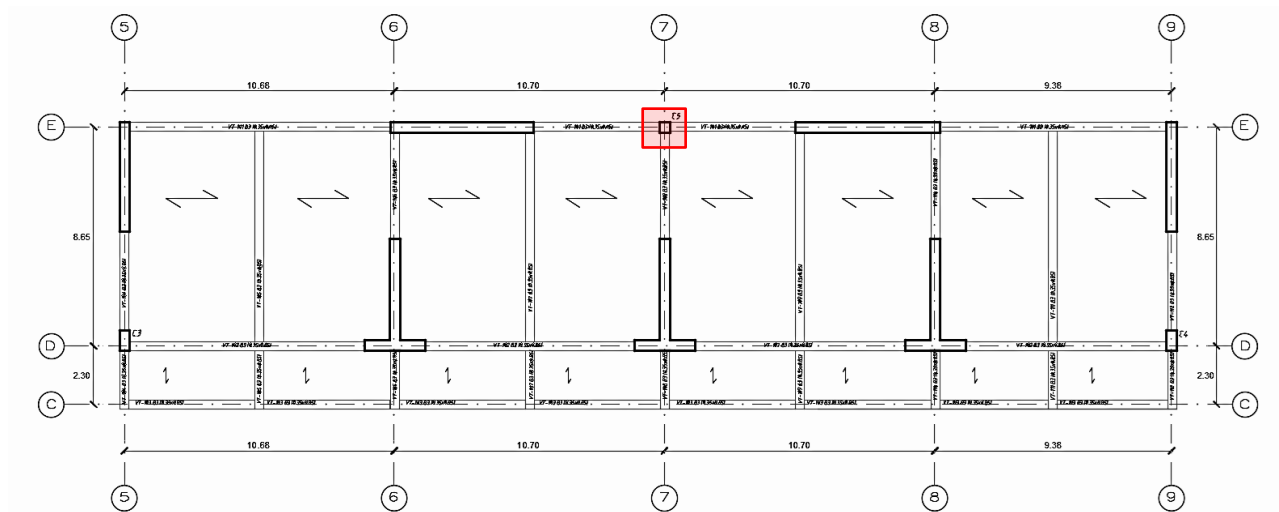


Figura 5.31. Ubicación de las columnas del bloque 3.

5.3.1. Diseño de la columna C-5

5.3.1.1. Diseño por flexocompresión

En el artículo 21.4.5, la normativa vigente estipula que se debe cumplir con una cuantía mínima en un elemento sujeto a flexocompresión como es el caso de las columnas debe ser de 1% y no exceder de 4%. En edificios de muros, como sistema estructural, se debe de procurar mantener la cuantía mínima para lograr que la estructura sea lo más económica posible.

Con esta condición, para realizar el diseño por flexocompresión se inicia con una propuesta de distribución y diámetros de acero de refuerzo cumpliendo con la cuantía mínima.

- **Propuesta de aceros longitudinales**

$$\text{Área bruta (Ag)} = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero (As)} = 1\% \text{Ag} = 16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero instalado} = 8\emptyset 5/8" = 16 \text{ cm}^2 (\rho = 1 \%)$$

- **Propuesta de armado**

El armado se realiza de manera simétrica respetando el recubrimiento de 4 cm para columnas y cumpliendo las separaciones máximas entre barras longitudinales.

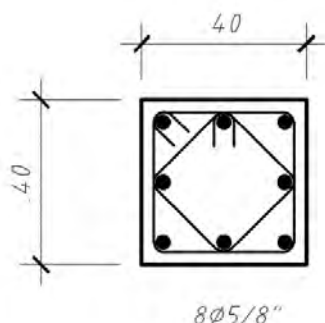


Figura 5.32. Distribución de acero en columna C-5

- **Diagrama de interacción**

Es una herramienta que se usa en el diseño por flexocompresión, este diagrama representa al lugar geométrico de las combinaciones de cargas axiales (P) y momentos (M) que agotan la capacidad de la sección, este diagrama se obtiene variando la posición del eje neutro con el fin de lograr una mayor cantidad de puntos para el análisis.

El resumen para cada punto según la variación del eje neutro se muestra en la tabla 5.21.

Tabla 5.21. Puntos para el diagrama de interacción

c (cm)	Ø	Pn (tonf)	Mn (tonf-m)	ØPn (tonf)	ØMn (tonf-m)
4	0.90	-35.7	5.5	-32.2	4.9
8	0.84	15.6	12.8	13.0	10.7
12	0.70	49.6	16.9	34.7	11.8
16	0.70	88.4	19.5	61.9	13.6
20	0.70	121.4	21.0	85.0	14.7
24	0.70	159.9	19.9	111.9	13.9
28	0.70	194.3	18.4	136.0	12.9
32	0.70	226.2	16.3	158.3	11.4
36	0.70	256.4	13.5	179.4	9.5
40	0.70	285.4	10.1	199.8	7.0

Como la sección es simétrica en ambos ejes, el diagrama de interacción también será simétrico. Con los valores de Pn y Mn se obtiene el diagrama nominal. Los puntos ØPn y ØMn se usan para formar el diagrama de interacción de diseño que se usa para verificar el diseño por flexocompresión de la columna. El valor de Ø no es constante como en el caso de vigas, sino que varía respecto a la posición del Pn de transición.

$$P_{n_{trans}} = 0.1 * f'_c * \frac{A_g}{0.7} = 0.1 * 210 * \frac{1600}{0.7} = 48 \text{ tonf}$$

Asimismo, se calcula los puntos notables existentes en el diagrama de interacción.

- **Valor nominal máximo de carga axial para compresión pura según norma E.060:**

$$P_o \max = 0.80 * (0.85 * f'c(Ag - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

$$P_o \max = 0.80 * (0.85 * 210(1600 - 16) + 4200 * 16) = 280 \text{ tonf}$$

$$\phi P_o \max = 0.7 * P_o \max = 196 \text{ tonf}$$

- **Valor nominal máximo de carga axial para tracción pura según norma E.060:**

$$T_u = A_s * f_y = 16 * 4200 = 67.2 \text{ tonf}$$

$$\phi T_u = 0.9 * T_u = 60.48 \text{ tonf}$$

Para la columna C-3 del análisis se tiene el siguiente diagrama de interacción nominal y de diseño.

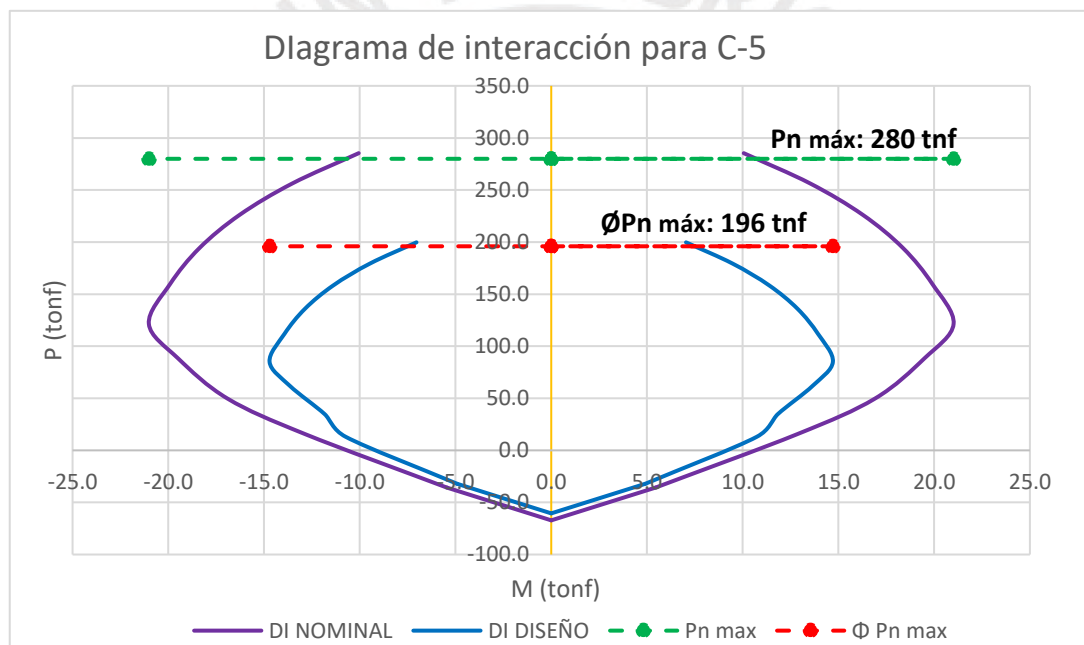


Figura 5.33. Diagrama de interacción para columna C-5.

Para la columna C-5 del primer piso se tienen los siguientes casos de cargas. En base a ello se realizan las combinaciones de carga para el diseño.

Tabla 5.22. Esfuerzos internos de la columna C-5 en el primer piso.

Nivel	Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
1	Muerta	50.861	0.014	0.114	0.317	0.030
1	Viva	13.450	0.011	0.014	0.062	0.023
1	Sismo X	5.086	3.050	0.148	0.328	6.576
1	Sismo Y	86.200	0.515	2.142	4.865	1.102

Para el diseño a flexocompresión importa las combinaciones de carga para el caso de carga axial y momentos M2 y M3.

Tabla 5.23. Combinación de cargas ultimas.

Combinación		P (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	94.070	0.549	0.549
SISMO X	0.9CM+SX	50.861	0.613	6.603
	0.9CM-SX	40.689	-0.042	-6.549
	1.25(CM+CV) +SX	85.475	0.801	6.643
	1.25(CM+CV)-SX	75.302	0.146	-6.510
SISMO Y	0.9CM+SY	131.975	5.150	1.129
	0.9CM-SY	-40.425	-4.579	-1.075
	1.25(CM+CV) +SY	166.589	5.338	1.169
	1.25(CM+CV)-SY	-5.811	-4.391	-1.035

Para efectuar el diseño se debe de comprobar que se cumpla que los puntos (P, M) obtenidas de las combinaciones ultimas se encuentren al interior del diagrama de interacción de diseño. En los siguientes diagramas se muestran para cada caso de momento estas verificaciones.

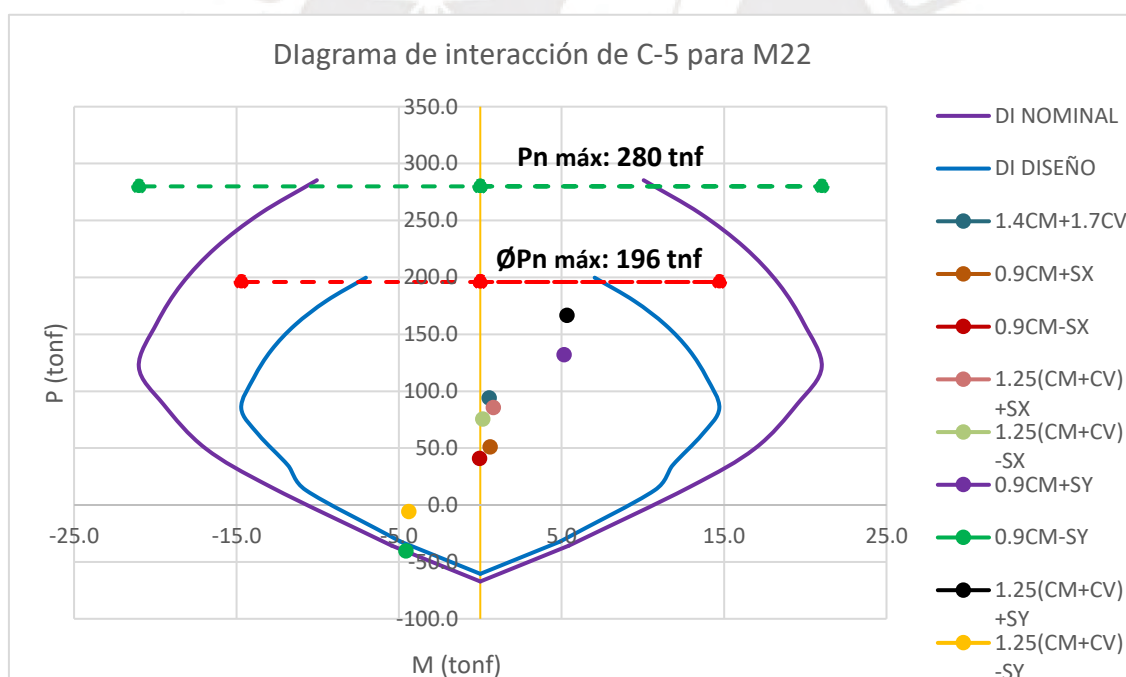


Figura 5.34. Verificación de puntos P-M22.

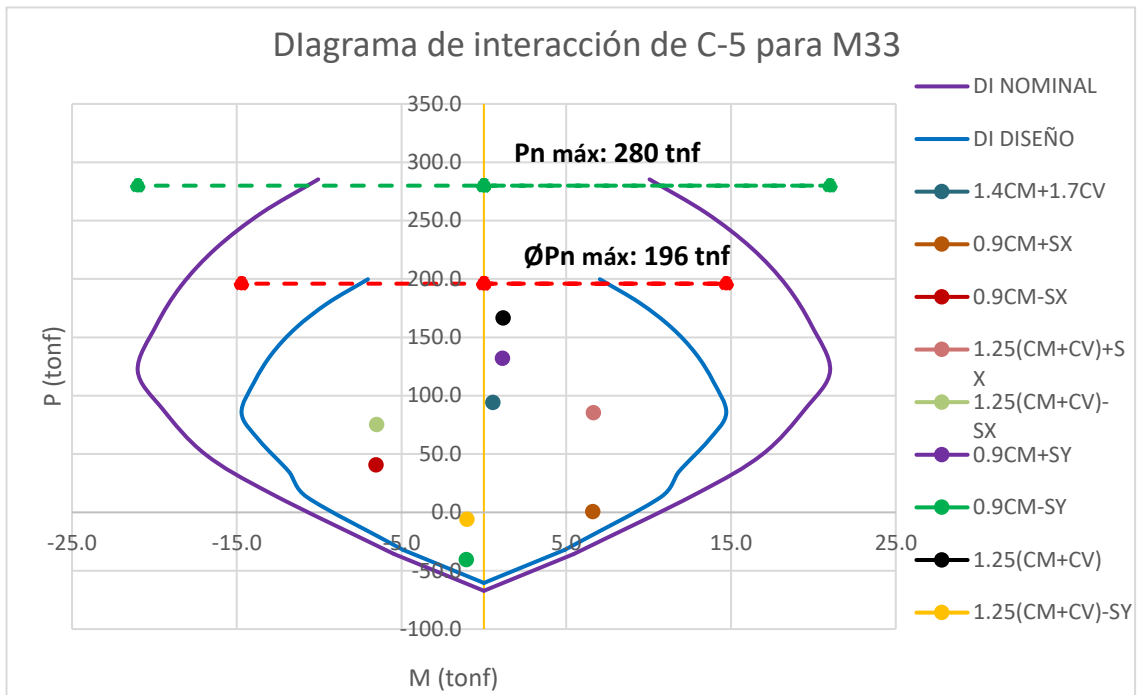


Figura 5.35. Verificación de puntos P-M33.

Para ambas direcciones de análisis se observa que en la columna C-5 las solicitaciones de sismo en Y son las que predominan en el diseño. Sin embargo, se cumple $\Phi P_n > P_u$ para todas las combinaciones de carga cumpliéndose así el diseño por flexocompresión y validando el refuerzo longitudinal propuesto.

5.3.1.2. Diseño por corte

En el cortante de diseño de la columna se debe considerar el aporte del concreto (V_c) y del acero (V_s); sin embargo, no se debe de considerar un valor de V_s mayor al valor del V_s máximo establecido en la norma E.060 ya que de hacerlo se deberá de reducirse las separaciones máximas entre barras a la mitad. El diseño por corte debe de satisfacer $\Phi V_n \geq V_u$ (diseño por resistencia).

El aporte de resistencia a cortante del concreto y acero se determinan con las siguientes ecuaciones.

$$V_c = 0.53 * f'_c * \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) * bw * d$$

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s \text{ max} = 2.1 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

Para todas las combinaciones de carga se aplica estas fórmulas y con ello se tiene la siguiente tabla de resistencia a cortante.

Tabla 5.24. Resistencia a corte para cada combinación de carga.

COMBO	Pu (tonf)	Vc (tonf)	ΦVc (tonf)	Av (cm ²)	s (cm)	ΦVs (tonf)	ΦVs max(tonf)	ΦVn (tonf)
1.4CM+1.7CV	94.07	13.96	11.87	2.84	20	16.22	33.11	28.09
0.9CM+SX	50.86	12.06	10.25	2.84	20	16.22	33.11	26.48
0.9CM-SX	40.69	11.62	9.87	2.84	20	16.22	33.11	26.10
1.25(CM+CV) +SX	85.48	13.58	11.54	2.84	20	16.22	33.11	27.77
1.25(CM+CV)-SX	75.30	13.14	11.17	2.84	20	16.22	33.11	27.39
0.9CM+SY	131.97	15.62	13.28	2.84	20	16.22	33.11	29.50
0.9CM-SY	-40.43	8.06	6.85	2.84	20	16.22	33.11	23.07
1.25(CM+CV) +SY	166.59	17.14	14.57	2.84	20	16.22	33.11	30.79
1.25(CM+CV)-SY	-5.81	9.58	8.14	2.84	20	16.22	33.11	24.36

Tabla 5.25. Cortantes últimos para cada combinación de carga en las 2 direcciones de análisis.

Combinación		P (tonf)	V3 (tonf-m)	V2 (tonf-m)
Gravedad	1.4CM+1.7CV	94.07	0.18	0.18
Sismo X	0.9CM+SX	50.86	0.25	3.06
	0.9CM-SX	40.69	-0.05	-3.04
	1.25(CM+CV) +SX	85.48	0.31	3.08
	1.25(CM+CV)-SX	75.30	0.01	-3.02
Sismo Y	0.9CM+SY	131.98	2.24	0.53
	0.9CM-SY	-40.43	-2.04	-0.50
	1.25(CM+CV) +SY	166.59	2.30	0.55
	1.25(CM+CV)-SY	-5.81	-1.98	-0.49

La cortante V3 ocurre en la dirección paralela al eje Y y la cortante V2 ocurre paralela al eje X. Estos esfuerzos son las solicitaciones ultimas para cada combinación de carga. Se puede observar que el valor de ΦVn es mayor que el Vu para cada caso de carga y para las 2 direcciones de análisis con lo que se cumple el diseño por corte.

5.3.1.3. Diseño por capacidad

Este diseño está asociada a las demandas sísmica y tiene como objetivo privilegiar la falla por flexocompresión antes que la falla por corte. Para obtener el valor de Mn requerido para cada caso se debe de verificar el punto Mn en el diagrama de interacción calculado y cumplir con $\Phi Vn \geq Vcap$. Asimismo, se debe de verificar que se cumpla este diseño para las dos zonas de confinamiento.

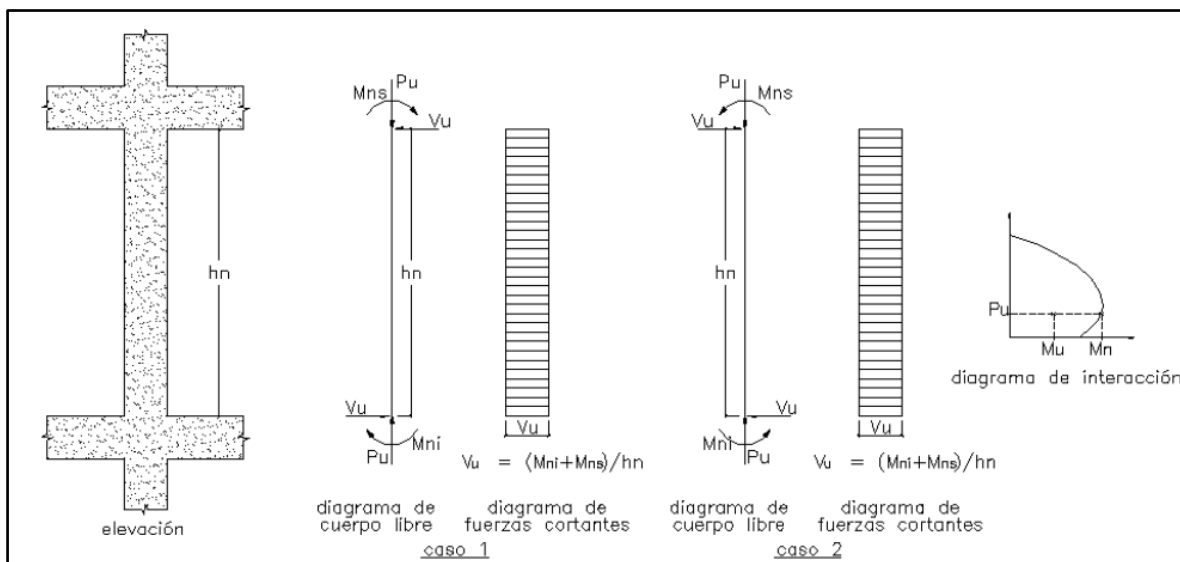


Figura 5.36. Fuerza cortante para diseño por capacidad en columnas.

El valor de ϕV_{n1} corresponde a las zonas confinadas y se obtiene al usar estribos de 3/8" con un espaciamiento cada 10 cm, del mismo modo ϕV_{n2} corresponde a la región central en donde la separación entre estribos es 20cm.

Tabla 5.26. Diseño por capacidad.

COMBO	P_u (tonf)	ϕV_{n1} (tonf)	ϕV_{n2} (tonf)	M_{ni} (tonf-m)	M_{ns} (tonf-m)	h_n (m)	V_{cap} (tonf)
0.9CM+SX	50.86	42.70	18.36	17.10	17.10	4.15	8.24
0.9CM-SX	40.69	42.32	17.99	12.80	12.80	4.15	6.17
1.25(CM+CV) +SX	85.48	43.99	19.66	15.70	15.70	4.15	7.57
1.25(CM+CV)-SX	75.30	43.61	19.28	19.30	19.30	4.15	9.30
0.9CM+SY	131.98	45.72	21.39	20.50	20.50	4.15	9.88
0.9CM-SY	-40.43	39.29	14.96	5.25	5.25	4.15	2.53
1.25(CM+CV) +SY	166.59	47.02	22.68	19.40	19.40	4.15	9.35
1.25(CM+CV)-SY	-5.81	40.58	16.25	11.00	11.00	4.15	5.30

Se verifica que para cada caso de conjunto de carga el valor de la resistencia a corte impuesta en la columna es mayor que la cortante de capacidad.

La norma E.060 indica que para el diseño por capacidad se debe tomar el valor mínimo entre la cortante de capacidad hallada en la tabla 5.26 y la correspondiente a la cortante máxima derivada de las combinaciones de carga ampliando las cargas de sismo por 2.5

Tabla 5.27. V_u con cargas de sismo amplificadas.

COMBO	P_u (tonf)	ϕV_{n1} (tonf)	ϕV_{n2} (tonf)	V_u amplificado (tonf)
0.9CM+SX	58.49	42.98	18.65	0.47
0.9CM-SX	33.06	42.03	17.70	0.27
1.25(CM+CV) +SX	93.11	44.27	19.94	0.53

1.25(CM+CV)-SX	67.67	43.33	18.99	0.21
0.9CM+SY	261.28	50.55	26.21	5.46
0.9CM-SY	-169.73	34.47	10.14	5.25
1.25(CM+CV) +SY	295.90	51.84	27.51	5.52
1.25(CM+CV)-SY	-135.12	35.76	11.43	5.20

Se verifica que las cortantes ultimas obtenidas de la amplificación de las cargas de sismo son menores que las obtenidas del mecanismo, por ende, son las que se usan para el diseño. En todos los casos se comprueba que las cortantes de diseño ϕV_n obtenidas para cada caso de carga son mayores que las cortantes ultima cumpliéndose así el diseño por corte y capacidad.

5.3.1.4. Verificación de ductilidad

La norma E.060 en el artículo 21.4.5 establece los requisitos que se debe cumplir en elementos sometidos a flexocompresión como es el caso de las columnas con el objetivo de que el elemento este dotado de una adecuada ductilidad con el fin de cumplir el propósito del diseño por capacidad.

Estos criterios establecen la manera en cómo se debe de distribuir el acero para privilegiar la falla por flexocompresión (rotulación plástica en los extremos de la columna) antes que se genere una falla por cortante asociada a la baja ductilidad y poca capacidad de disipación de energía. En ese sentido para el caso columna C-5 se cumple.

- **Cuantía mínima:** Se tiene una cuantía de 1% que es el mínimo establecido.
- **Estribos en zona de confinamiento:** Se usan estribos de 3/8" en una zona de confinamiento igual a 80 cm. La disposición de los estribos en esta zona siguiendo el artículo 21.4.5.3 de la norma es 10 cm.
- **Estribos en zona central:** Se usan estribos de 3/8" separados a 20 cm cumpliendo la exigencia del artículo 21.4.5.4 de la norma E.060.

Con estas consideraciones se tiene un estribaje para la columna C-5 de 2 $\square$ 3/8": 1@.05, 7@.10, RTO. @.20 c/ext.

5.4. Diseño de Placas

Los muros, de manera semejante a las columnas tiene solicitaciones de esfuerzos combinados de fuerzas internas de flexión y compresión (flexocompresión) y también soportan fuerzas cortantes. Ante cargas laterales, las placas se comportan como vigas en voladizo con un momento flector mayor en la base.

Al igual que el resto de constituyentes estructurales del edificio las placas se diseñarán bajo el método LRFD adoptado en la norma E.060 Concreto Armado. En ese sentido, por el comportamiento de estos elementos se diseñan por flexocompresión, corte y capacidad. A modo de ejemplo se realiza el diseño de la placa PL-2 del bloque 3 para los pisos 1 y 2.

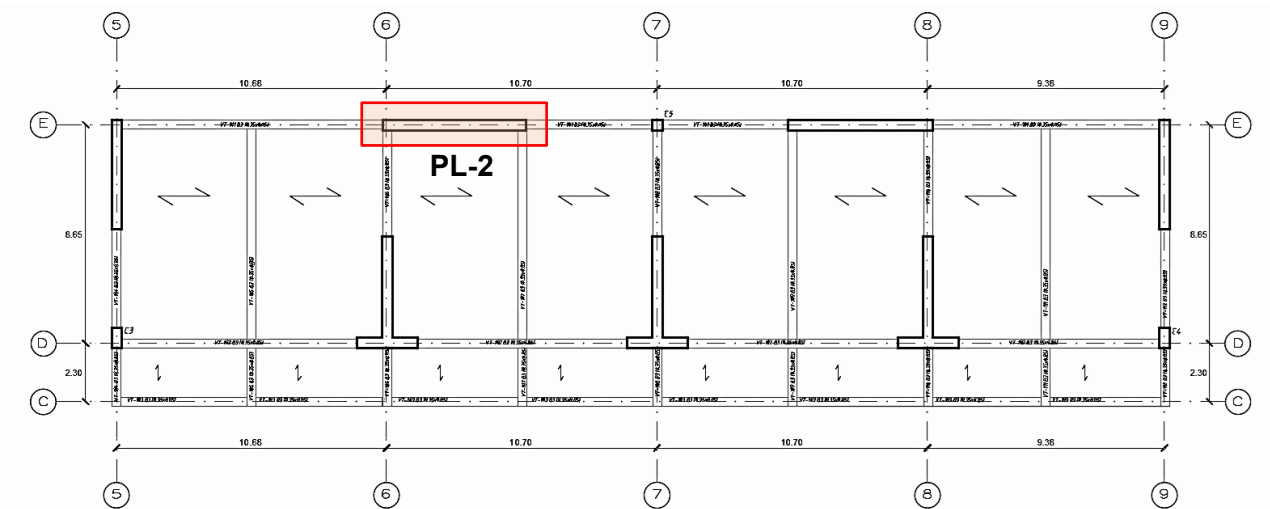


Figura 5.37. Planta del bloque 3.

5.4.1. Diseño de placa PL-2

5.4.1.1. Diseño a flexocompresión

En el diseño a flexocompresión se debe de garantizar que los bordes, que son las zonas más exigidas, no exploten de manera frágil durante las incursiones no lineales del muro. Una regla practica usada en el diseño de muros es considerar una longitud de confinamiento entre el 10% y 15% de la longitud del muro y cumplir con una cuantía mínima de 1% al igual que las columnas.

La placa de análisis tiene una longitud de 5.28 m, en ese sentido la distancia desde el eje neutro a los bordes es considerable y las fibras más alejadas sufren esfuerzos axiales grandes debido a la flexión. Se verificó que el criterio de considerar una longitud descrita anteriormente no es suficiente para cumplir con el diseño por flexiocompresion y más bien se obtuvo una distribución como se muestra en la figura 5.38.

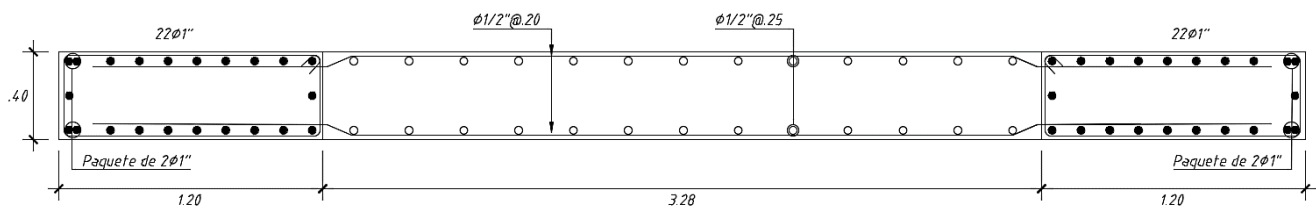


Figura 5.38. Predimensionamiento de bordes de confinamiento y acero en el alma.

La disposición de acero en el alma se hace en base a una cuantía horizontal y vertical de 0.0025, con este reparto de refuerzo se obtiene los siguientes diagramas de interacción nominal y de diseño con los puntos (P, M) obtenidos para la sección.

Tabla 5.28. Puntos (P, M) para obtener el diagrama de interacción para M33.

GRADO 0/M33					
Diagrama Nominal			Diagrama de diseño		
Punto	Pn(tonf)	Mn(tonf-m)	Φ	Φ Pn(tonf)	Φ Mn(tonf-m)
1	4138.44	0.13	0.70	2896.91	0.09
2	4138.44	1656.94	0.70	2896.91	1159.86
3	4133.75	2416.58	0.70	2893.62	1691.61
4	3779.15	3079.67	0.70	2645.40	2155.77
5	3405.26	3662.29	0.70	2383.68	2563.60
6	3012.12	4164.59	0.70	2108.48	2915.21
7	2592.32	4600.61	0.70	1814.63	3220.43
8	2132.60	4987.51	0.70	1492.82	3491.26
9	1713.69	5103.72	0.70	1199.59	3572.60
10	1355.70	4927.81	0.70	948.99	3449.47
11	997.97	4568.43	0.70	698.58	3197.90
12	616.91	4022.99	0.72	443.55	2892.46
13	181.26	3229.92	0.85	153.49	2735.14
14	-393.86	1998.99	0.90	-354.47	1799.09
15	-1152.31	-0.13	0.90	-1037.08	-0.12

Tabla 5.29. Puntos (P, M) para obtener el diagrama de interacción para M33.

GRADO 180/M33					
Diagrama Nominal			Diagrama de diseño		
Punto	Pn(tonf)	Mn(tonf-m)	Φ	Φ Pn(tonf)	Φ Mn(tonf-m)
1	4138.44	0.13	0.70	2896.91	0.09
2	4138.44	-1657.00	0.70	2896.91	-1159.90
3	4133.62	-2416.75	0.70	2893.53	-1691.72
4	3778.96	-3079.92	0.70	2645.27	-2155.95
5	3405.01	-3662.61	0.70	2383.50	-2563.82
6	3011.80	-4164.97	0.70	2108.26	-2915.48
7	2591.91	-4601.06	0.70	1814.34	-3220.74
8	2132.07	-4988.04	0.70	1492.45	-3491.63
9	1713.36	-5103.71	0.70	1199.35	-3572.60
10	1355.45	-4927.63	0.70	948.82	-3449.34
11	997.77	-4568.18	0.70	698.44	-3197.73
12	616.74	-4022.72	0.72	443.45	-2892.47
13	181.12	-3229.65	0.85	153.38	-2735.04
14	-393.94	-1998.80	0.90	-354.55	-1798.92
15	-1152.31	-0.13	0.90	-1037.08	-0.12

Tabla 5.30. Puntos (P, M) para obtener el diagrama de interacción para M22.

GRADO 90/M22					
Diagrama Nominal			Diagrama de diseño		
Punto	Pn(tonf)	Mn(tonf-m)	Φ	Φ Pn(tonf)	Φ Mn(tonf-m)
1	4138.44	-0.93	0.70	2896.91	-0.65
2	4138.44	105.18	0.70	2896.91	73.63
3	4076.15	162.28	0.70	2853.30	113.59
4	3682.90	208.27	0.70	2578.03	145.79
5	3253.95	247.81	0.70	2277.76	173.47
6	2794.78	279.43	0.70	1956.35	195.60
7	2296.74	304.62	0.70	1607.72	213.23
8	1729.41	325.00	0.70	1210.59	227.50
9	1375.55	313.71	0.70	962.88	219.60
10	1019.66	290.45	0.70	713.76	203.31
11	635.96	257.11	0.71	453.69	183.42
12	244.73	209.98	0.83	202.68	173.91
13	-268.58	140.78	0.90	-241.72	126.70
14	-903.01	47.78	0.90	-812.71	43.00
15	-1152.31	0.97	0.90	-1037.08	0.88

Tabla 5.31. Puntos (P, M) para obtener el diagrama de interacción para M22.

GRADO 270/M22					
Diagrama Nominal			Diagrama de diseño		
Punto	Pn(tonf)	Mn(tonf-m)	Φ	Φ Pn(tonf)	Φ Mn(tonf-m)
1	4138.44	-0.93	0.70	2896.91	-0.65
2	4138.44	-106.69	0.70	2896.91	-74.69
3	4084.00	-163.66	0.70	2858.80	-114.56
4	3691.53	-209.49	0.70	2584.07	-146.65
5	3262.68	-248.75	0.70	2283.88	-174.12
6	2804.92	-280.14	0.70	1963.44	-196.10
7	2306.67	-305.05	0.70	1614.67	-213.54
8	1742.49	-325.00	0.70	1219.75	-227.50
9	1392.83	-313.19	0.70	974.98	-219.23
10	1041.12	-289.10	0.70	728.78	-202.37
11	645.41	-255.07	0.71	458.64	-181.26
12	241.64	-207.63	0.83	200.34	-172.15
13	-267.83	-138.91	0.90	-241.05	-125.02
14	-903.01	-45.83	0.90	-812.71	-41.25
15	-1152.31	0.97	0.90	-1037.08	0.88

Para realizar el diagrama de interacción de diseño, el valor de Φ varía respecto a la posición del Pn de transición.

$$P_{tran} = 0.1 * f'c * \frac{Ag}{0.7} = 0.1 * 210 * \frac{22720}{0.7} = 681.6 \text{ tonf}$$

Asimismo, se calcula los puntos notables existentes en el diagrama de interacción.

- **Valor nominal máximo de carga axial para compresión pura según norma E.060:**

$$Po\ maX = 0.80 * (0.85 * f'c * (Ag - Ast) + fy * Ast)$$

$$Po\ maX = 0.80 * (0.85 * 210 * (22720 - 257.94) + 4200 * 257.94) = 4074.26\ tonf$$

$$\phi Po\ maX = 0.7 * Po\ maX = 2851.98\ tonf$$

- **Valor nominal máximo de carga axial para tracción pura según norma E.060:**

$$Tu = As * fY = 257.94 * 4200 = 1083.35\ tonf$$

$$\phi Tu = 0.9 * Tu = 975.02\ tonf$$

Para el dibujo del diagrama de interacción el valor de ϕ cambia con la siguiente relación.

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2 * Pn}{Ptran}$$

Para la placa PL-2 del bloque 3 se tiene el siguiente diagrama de interacción nominal y de diseño.

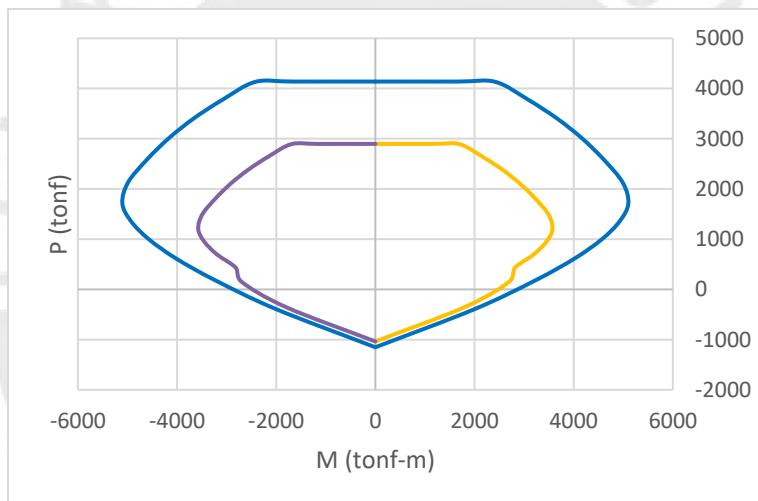


Figura 5.39. Diagrama de interacción nominal y de diseño para placa PL-2 para sismo M33.

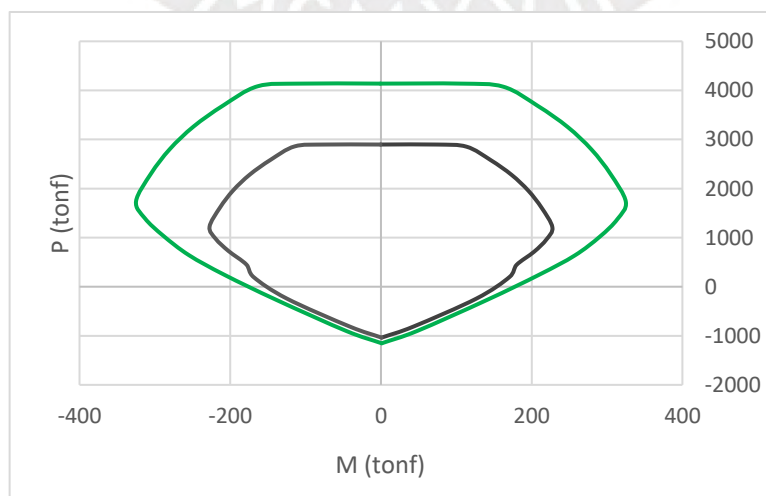


Figura 5.40. Diagrama de interacción nominal y de diseño para placa PL-2 para sismo M22.

Se observa que existe una mayor capacidad a flexión en la dirección X ya que la placa se orienta en esta dirección. Asimismo, los esfuerzos actuantes en esta placa son los que se muestran en la tabla 5.32.

Tabla 5.32. Cargas sobre la placa PL-2 en el primer nivel.

Nivel	Placa	Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
1	PL-2	Muerta	-423.41	19.99	0.00	-2.26	78.20
1	PL-2	Viva	-98.49	3.39	0.00	-0.62	-0.55
1	PL-2	Sismo X	87.57	194.94	0.51	3.46	2245.56
1	PL-2	Sismo Y	103.66	45.14	3.92	17.33	517.43

La norma E.030, en su apartado de requerimientos de ductilidad, resistencia y rigidez (capítulo V) establece que si sobre un solo elemento muro o pórtico actúa un cortante mayor o igual al 30% de la fuerza cortante total en cualquier entrepiso, entonces el elemento se debe diseñar considerando un 125% de la fuerza sísmica. Se verifica dicha condición para las placas del bloque 3.

Tabla 5.33. Cortante en placas en la dirección X.

Placa	Vx (tonf)	% Vtotal X
PL-1	1.143	0.23%
PL-2	172.97	34.25%
PL-3	175.2	34.70%
PL-4	0.35	0.07%
PL-5	47.2	9.35%
PL-6	50.61	10.02%
PL-7	45.6	9.03%

Se percibe que para la placa PL-2 de análisis la fuerza cortante en la dirección X representa el 34.25% de la cortante total en esa dirección, por lo tanto, se debe de realizar las combinaciones de carga considerando 1.25 veces el aporte del sismo en la dirección X.

Tabla 5.34. Combinación de cargas

Combinación	Pu(tonf)	Mu22(tonf)	Mu33(tonf)
1.4D+1.7L	760.20	-4.20	108.56
1.25(D+L) + 1.25SX	761.83	0.73	2904.02
1.25(D+L)-1.25SX	542.91	-7.91	-2709.88
0.9D+1.25SX	490.53	2.29	2877.34
0.9D-1.25SX	271.61	-6.35	-2736.57
1.25(D+L) +SY	756.03	13.74	614.50
1.25(D+L)-SY	548.71	-20.92	-420.35
0.9D+SY	484.73	15.30	587.81
0.9D-SY	277.41	-19.36	-447.04

En el diseño a flexocompresión se aprovecha el diagrama de interacción para verificar que los puntos (P_u , M_u) derivados de las combinaciones de carga estén al interior del mismo. El análisis de la placa se realiza para la dirección X e Y, es de esperar que los esfuerzos más exigidos estén en la dirección X ya que la orientación de la placa es en esta dirección.

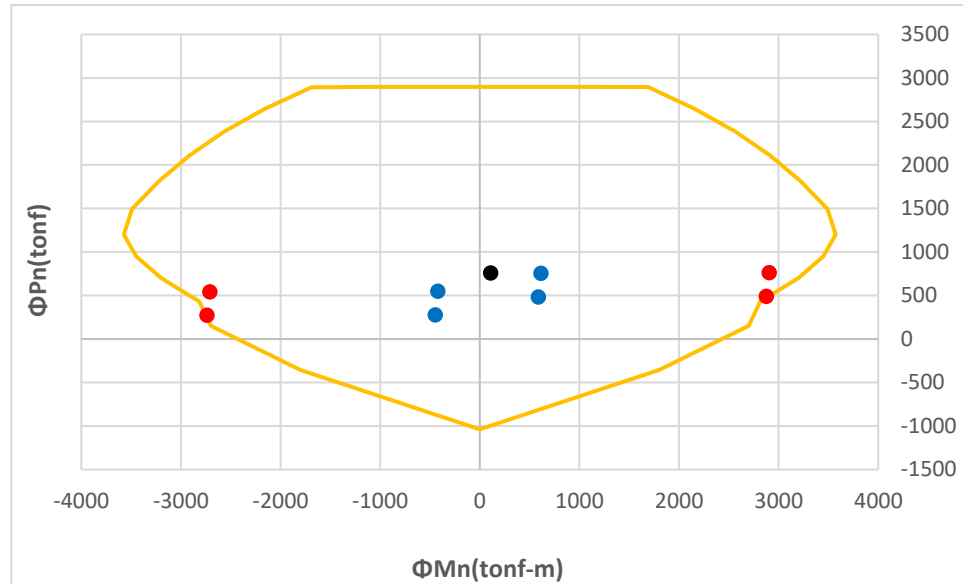


Figura 5.41. Diagrama de interacción para M33. Combinaciones de sismo en XX (rojo) y combinación de sismo en YY (azul).

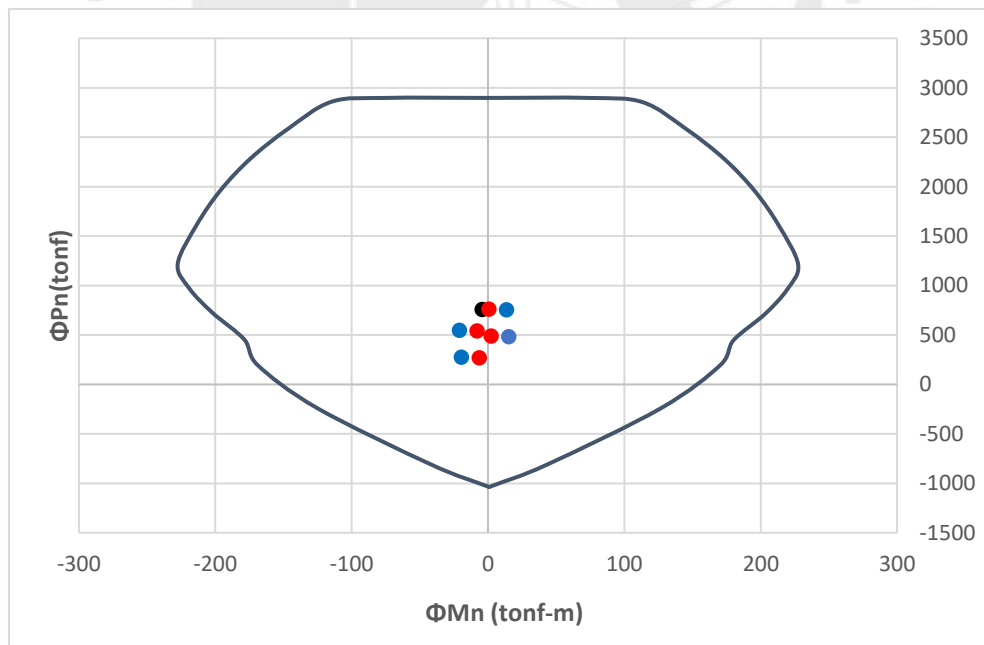


Figura 5.42. Diagrama de interacción para M22. Combinaciones de sismo en XX (rojo) y combinación de sismo en YY (azul).

Se observa que para las direcciones X e Y los puntos con las solicitaciones ultimas se hallan al interior del diagrama de interacción de diseño. En consecuencia, se verifica que se cumple el diseño por flexocompresión para la distribución de acero propuesto.

5.4.1.2. Diseño por corte

La resistencia a corte del muro (V_n) resulta de la contribución de la resistencia a cortante del concreto (V_c) y del acero (V_s). En este diseño se tiene que efectuar que la resistencia a cortante de diseño del muro debe ser mayor al cortante ultimo ($\Phi V_n \geq V_u$). Para el diseño por corte se utilizan las cargas obtenidas de las combinaciones últimas del análisis lineal elástico. La norma E.030 limita la resistencia nominal como $V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$, para el cálculo de V_c y V_s se usa las siguientes formulas y d se asume como el 80% de la longitud del muro.

$$V_c = A_{cw} * (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

$$V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y$$

Donde α_c depende de la relación $\frac{h_m}{l_m}$

$$\frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.8$$

$$\frac{h_m}{l_m} \geq 2$$

$$\alpha_c = 0.53$$

$$1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2$$

α_c varia linealmente

Para el muro que se está diseñando se tiene un h_m de 26.9 m y l_m de 5.68 m por lo que el valor de α_c será 0.53. Como la orientación de la placa es en la dirección en X, la mayor cortante ocurre en esta dirección y se tiene el siguiente diseño. La cortante ultima proviene de la combinación 1.25(CM+CV) + 1.25SX.

Tabla 5.35. Diseño por cortante para placa PL-2.

DIRECCION X-X	
V_u 2-2 (tonf)	272.90
ΦV_c (ton)	118.87
A_s (cm ²)	1.29
#capas	2
ΦV_n máx (ton)	583.13
Sh	25
ρ_h min	0.0025
ρ_h	0.00258
V_s (tonf)	197.30
ΦV_n (ton)	286.58

Se verifica el diseño por cortante para la placa. Con este diseño se tienen una distribución de acero horizontal de $\Phi 1/2"$ espaciados a cada 25 cm. Esta misma distribución ocurre para el refuerzo vertical en el alma de la placa.

5.4.1.3. Diseño por capacidad

A diferencia del diseño por capacidad en vigas y columnas en donde se tiene 2 opciones para el diseño, en muros solo existe un mecanismo para hallar el Vcap que está basado en el mecanismo de rotulación plástica, el objetivo de este diseño será privilegiar la falla por flexión antes que la falla por corte.

Para el diseño por capacidad la norma E.030 define que el cortante ultimo o de capacidad debe ser mayor o igual que $V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right)$ limitando el factor $\left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right)$ al valor de R según la norma E.060 del 2009 o a 0.5R según lo establecido en el proyecto de norma del 2019. Para calcular V_{ua} y M_{ua}, que son el cortante y momento último, se usa el diagrama de interacción nominal y se verifican estos puntos.

Tabla 5.36. Cortante de capacidad para placa PL-2.

COMBO	V _{ua} (tonf)	M _n (tonf-m)	M _{ua} (tonf-m)	V _{cap} (tonf)
1.25(D+L) + 1.25 SX	272.9	3252.51	2904.02	306
1.25(D+L) - 1.25 SX	10.2	-2980.87	-2709.88	11
0.9D + 1.25 SX	261.7	2877.34	2877.34	262
0.9D - 1.25 SX	-225.7	-2736.57	-2736.57	-226

Para la cortante máxima de 306 tonf se realiza el siguiente diseño por capacidad.

Tabla 5.37. Diseño por corte para V cap.

Dirección X-X	
V _{cap} (ton)	306
ΦV _c (ton)	118.87
ΦV _n max (ton)	583.13
#capas	2
A _{sh} (cm ²)	1.29
ρ _h min	0.00250
ρ _h req	0.00288
Sh requerido (cm)	22.40
Sh (cm)	20
V _s calc (tonf)	246.63
ΦV _n (ton)	328.50

La distribución de acero vertical en el alma se cumple y se mantiene igual al diseño por corte.

Altura de diseño por capacidad

La norma E.060 determina que la disposición del diseño por capacidad se puede limitar a una cierta cantidad de pisos que resulta ser el mayor valor de los 3 criterios siguientes.

Tabla 5.38. Criterios para calcular la altura de diseño por capacidad.

DIRECCION X-X		
Criterio 1	Lw (cm)	568
Criterio 2	2 pisos (cm)	865
Criterio 3 0.25*Mu/Vu	1.25(M+V) +SX	266.04
	1.25(M+V)-SX	315.91
	0.9M+SX	274.90
	0.9M-SX	303.15

Entonces se debe de realizar el diseño por capacidad de la placa PL-2 del bloque 3 solo para los 2 primeros pisos.

5.4.1.4. Verificación de bordes de confinamiento

Los núcleos de los muros deben ser confinados obligatoriamente de cumplirse la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

Para la placa PL-2 se tiene.

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{12.1 \text{ cm}}{2690 \text{ cm}} = 0.0045 \leq 0.005$$

$$c \geq \frac{5.68}{600 (0.005)} = 1.89 \text{ m}$$

La magnitud de c representa el mayor eje neutro correspondiente a la fuerza axial amplificada. Se puede calcular usando la herramienta momento – curvatura del Section Designer del software Sap 2000 donde se puede obtener deformaciones unitarias de la placa para la combinación ultima que se requiera. La mayor fuerza axial para PL-2 corresponde a la combinación de 1.25(CM+CV) +SX y es 761.83 tonf. Para esta fuerza se tiene el siguiente diagrama.

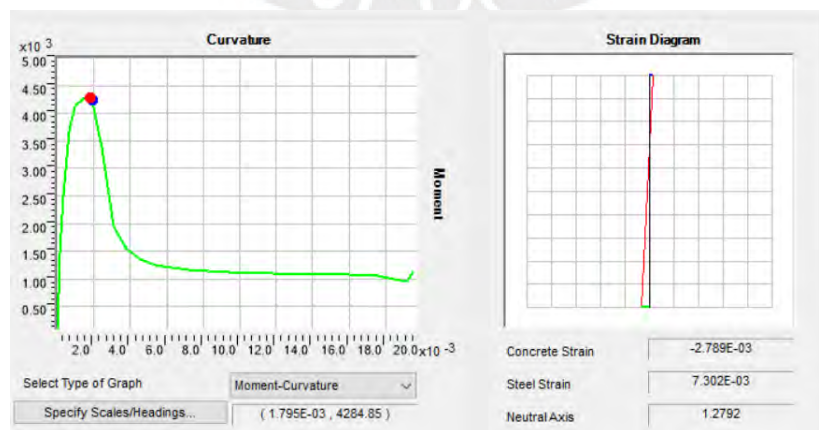


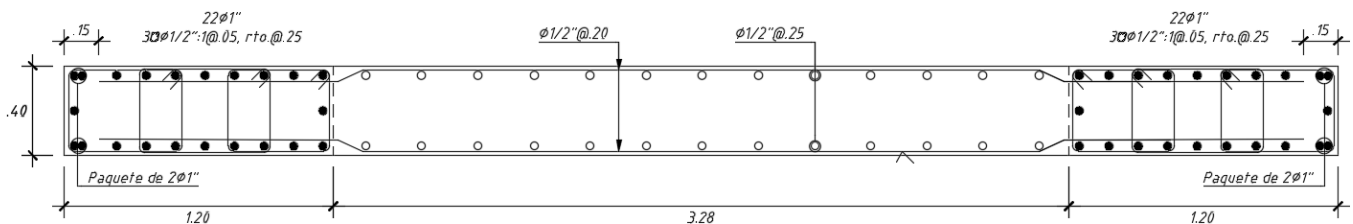
Figura 5.43. Diagrama Momento – Curvatura para PL-2 para axial máximo.

Entonces el valor de C podemos calcularlo con la siguiente relación.

$$C = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(Lm - rec. \text{ efectivo})}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}}$$

$$C = 0.003 \cdot \frac{(568 - 5)}{0.0067 + 0.003} = 1.73 \text{ m}$$

Como el valor calculado es menor al valor de la profundidad del eje neutro límite, entonces la longitud de confinamiento para la placa será solo el que se requiere para el diseño a flexión. El armado final de la placa quedaría como se muestra.



PL-02 B3 (1er. y 2do. Piso)
($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$)

Figura 5.44. Diseño de placa PL-2 del bloque 3 para el piso 1 y 2.

5.5. Diseño de cimentación

5.5.1. Generalidades

El proyecto se ubicará en el distrito de San Miguel, en Lima. El suelo de esta zona es un conglomerado típico, que cuenta con una capacidad portante de 4 kg/cm^2 . Según el Estudio de Mecánica de Suelos (E.M.S), la profundidad de cimentación en zapatas superficiales debe ser de 2.00 m.

Teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, se ha decidido diseñar una cimentación superficial. Esta cimentación constará de un sistema de zapatas aisladas y combinadas, unidas por vigas de cimentación. Tanto las zapatas como las vigas de cimentación soportarán la carga axial y los momentos flectores generados por la estructura. Las vigas de cimentación tienen como función principal distribuir los esfuerzos actuantes de manera más eficiente. Ayudan a las zapatas a redistribuir los esfuerzos cortantes y de flexión, lo que contribuye a un diseño estructural más robusto y seguro.

5.5.2. Diseño de zapata aislada

5.5.2.1. Dimensionamiento de zapatas

El diseño de las zapatas se enfoca en asegurar que los esfuerzos transmitidos al suelo no

superen su capacidad portante, especialmente bajo cargas de servicio. Es fundamental destacar que el análisis de esfuerzos en el suelo está intrínsecamente vinculado a la rigidez de la zapata en consideración. En el contexto de este proyecto, se ha optado por el uso de zapatas flexibles debido al predimensionamiento inicial de los elementos como zapatas aisladas donde se verifico la superposición de una gran parte de los elementos verticales.

Por lo tanto, la teoría de zapatas rígidas pierde precisión en sus estimaciones. El dimensionamiento de estas zapatas se llevó a cabo teniendo en cuenta las cargas tanto gravitatorias como sísmicas. Para analizar los esfuerzos actuantes, se empleó un enfoque que modela las zapatas con elementos tipo Shell Thick en la base de los elementos verticales, utilizando el modelo analítico global del edificio. En este marco, los casos de sismo estático se ajustaron a los valores obtenidos para los sismos en el modelo empotrado, con el objetivo de proporcionar una mayor claridad tanto en la dirección como en la magnitud de las fuerzas transmitidas.

El proceso de dimensionamiento de las zapatas concluye cuando se verifica que el esfuerzo actuante es menor que el valor admisible, y esta condición se expresa de manera resumida mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_{servicio} \leq \sigma_{admisible}$$

Dentro del software, se introduce el módulo de balasto de 8000 ton/m³ con el propósito de emular la respuesta del suelo. Esta elección se apoya en la tabla: “Módulos de reacción para el suelo” mencionada en la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Nelson Morrison).

MODULOS DE REACCIÓN DEL SUELO					
TABLA DE COEFICIENTES DE BALASTO (SAFE)					
Aprox: Suelos Blandos o Flexibles		Aprox: Suelos Intermedios		Aprox: Suelos Rígidos	
Esf. Adm. (Kg/Cm2)	Winkler (Kg/Cm2)	Esf. Adm. (Kg/Cm2)	Winkler (Kg/Cm2)	Esf. Adm. (Kg/Cm2)	Winkler (Kg/Cm2)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.85	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figura 5.45. Módulos de reacción del suelo – Nelson Morrison

Con dicha consideración, se procede a calcular tanto la presión del suelo generada por la gravedad como la provocada por el sismo, cabe mencionar que el análisis se realiza sin tener en cuenta la posibilidad de tracción en el suelo.

5.5.2.2. Verificación de peralte de cimentación por cortante y punzonamiento.

El predimensionamiento del peralte de la cimentación resulta ser un proceso iterativo, el cual se verifica en función a las fuerzas de corte, para ello se define la capacidad a cortante del concreto ϕV_c para el peralte propuesto de la zapata.

5.5.2.3. Verificación por punzonamiento

Para la verificación por punzonamiento del concreto, la Norma E0.60 plantea diferentes expresiones de las cuales se escoge el menor valor obtenido.

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * b_o * d * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) * b_o * d * \sqrt{f'c}$$

α_s : 40 interior, 30 borde, 20 esquina

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * b_o * d * \sqrt{f'c}$$

β : lado largo/lado corto

Cabe resaltar que la falla por punzonamiento se produce a una proximidad de “d/2” de las caras del elemento vertical frente a cargas últimas.

5.5.2.4. Verificación por corte

La siguiente expresión precisa la capacidad del concreto a corte, cabe señalar que este análisis por fuerza cortante se efectúa tomando una franja de ancho unitario:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * b * d * \sqrt{f'c}$$

Por otro lado, la fuerza cortante se lee a “d” de la cara del apoyo.

5.5.2.5. Diseño por flexión

Una vez se verifica el cumplimiento de cada uno de los casos previamente analizados, es posible proceder al diseño del elemento. En ese sentido, para el diseño por flexión se adopta como acero mínimo el criterio especificado para losas macizas ($0.0018 * b * h$). El valor de momento último (M_u) se evalúa a la cara de la columna o placa.

Se elabora el diseño la zapata de la columna C-04 “Bloque 3”, ubicada entre los ejes E-E y 7-7, como ejemplo. Las cargas relevantes para el diseño se muestran en la Tabla 5.39.

Tabla 5.39. Cargas de diseño para la zapata de la columna C-04.

NIVEL	CASO DE CARGA	P (tonf)	M2 (tonf.m)	M3 (tonf.m)
TECHO1	Muerta	58.76	0.15	0.09
TECHO1	Viva	14.03	0.08	-0.03
TECHO1	SISMOXX	5.45	0.11	5.57
TECHO1	SISMOYY	32.96	1.19	1.28

A partir de la tabla anterior se aprecia que los momentos por gravedad son bajos, asimismo, las cargas sísmicas que recibe la columna resultan tener mayor influencia dentro del diseño y comportamiento del elemento.

Por otro lado, para el predimensionamiento de la zapata las cargas necesarias serán únicamente la carga axial por muerta y viva. En términos simplificados, se adopta la ecuación siguiente:

$$A_{zapata} = \frac{1.05 * P_{serv.}}{0.9 q_{adm.}} = \frac{1.05 * (58.76 + 14.03)}{0.9 * 40} = 2.12 \text{ m}^2$$

Para lograr el área calculada teniendo en cuenta que los volados serán iguales en ambas direcciones se opta como dimensiones $B = 1.50 \text{ m}$ y $L = 1.50 \text{ m}$ y se tiene un área de 2.25 m^2 . Ahora se determina el esfuerzo real actuante (en servicio) tomando en cuenta las dimensiones de la zapata.

$$P_{servicio} = P_{CM} + P_{CV} + P_{propio} + P_{suelo}$$

$$P_{servicio} = 58.76 + 14.03 + 4.32 + 4.05 = 81.16 \text{ tonf}$$

$$\sigma_{serv.} = \frac{81.16 \text{ tonf}}{2.25 \text{ m}^2} = 36.07 \text{ tonf/m}^2 = 3.61 \text{ kg/cm}^2 < 4.00 \text{ kg/cm}^2$$

5.5.2.6. Verificación por cortante y punzonamiento

En las siguientes figuras se muestra los diagramas de fuerza cortante bajo una envolvente de las combinaciones últimas en la cimentación, donde a una distancia de $d=70\text{cm}$ de la cara de la columna se verifica que la fuerza cortante en la cimentación es menor a ϕV_c por corte.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 70 = 45.70 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 45.70 \text{ tonf} > V_u$$

Del mismo modo, analizando el punzonamiento a $d/2=35\text{cm}$ de la cara se observa que el V_u en la cimentación es menor a ϕV_c por punzonamiento.

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * b_o * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * 440 * 70 * \sqrt{210} = 402.15 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 402.15 \text{ tonf} > V_u$$

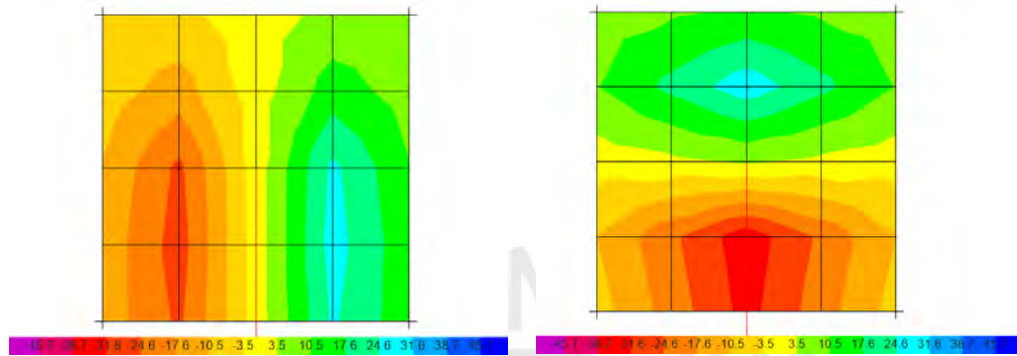


Figura 5.46. Diagrama de fuerza cortante para V13 (derecha) y V23 (izquierda) para C-04.

Por lo tanto, se concluye que el peralte propuesto para la zapata C-04 cumple con las verificaciones de corte.

5.5.2.7. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión, la tabla 5.40 muestra la resistencia proveniente de la malla que cumple con la cuantía mínima empleando barras de Ø3/4".

Tabla 5.40. Cuantía mínima y Resistencia instalada

As min (cm ²)	14.4
Ø3/4"	2.84
s (cm)	19.79
ØMn (ton.m)	36.9

Asimismo, se muestran los resultados analizados en el software Etabs para la comparación del Mu de las combinaciones y el ØMn instalado.

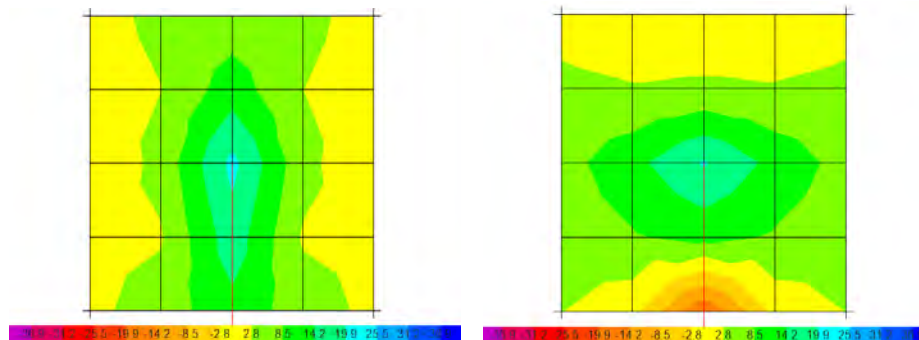


Figura 5.47. Diagrama momento flector M11 (derecha) y M22 (izquierda) para C-04.

De la evaluación mostrada anteriormente se verifica que el ØMn instalado bajo la cuantía mínima exigida por la normativa vigente es lo suficientemente resistente para cubrir las demandas existentes en el elemento. Por lo que se puede concluir que se cumple con el diseño por flexión. El diseño final de la zapata aislada para la columna C-04 se muestra en la figura 5.48.

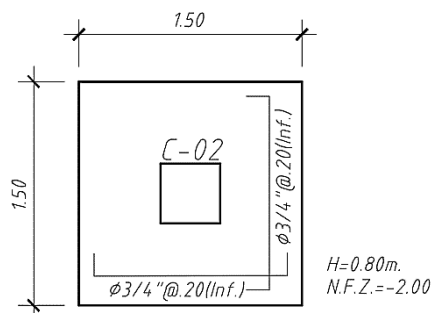


Figura 5.48. Diseño final de la zapata C-05.

5.5.3. Diseño de zapatas combinadas y zapatas conectadas

5.5.3.1. Dimensionamiento de zapatas combinadas y zapatas conectadas

De forma resumida a continuación se describirá el proceso seguido para el predimensionamiento de los demás elementos que conforman la cimentación del proyecto. Cabe mencionar que este procedimiento resulta ser iterativo con el propósito de buscar una solución óptima y económicamente atractiva.

5.5.3.2. Verificación de esfuerzos de presión

La verificación de esfuerzos de presión es un método que permite dimensionar los cimientos los cuales transmiten las cargas actuantes sobre la estructura al suelo de manera segura y estable. Con este propósito, se verifica las presiones, de tal manera que los esfuerzos en el terreno sean menores al valor de capacidad admisible de 40 ton/m² para cargas gravitatorias y de 52 ton/m² para cargas sísmicas.

En la figura 5.49 se aprecia, que todas las zapatas del bloque 3 presentan presiones inferiores a la capacidad admisible del terreno, bajo cargas gravitatorias.

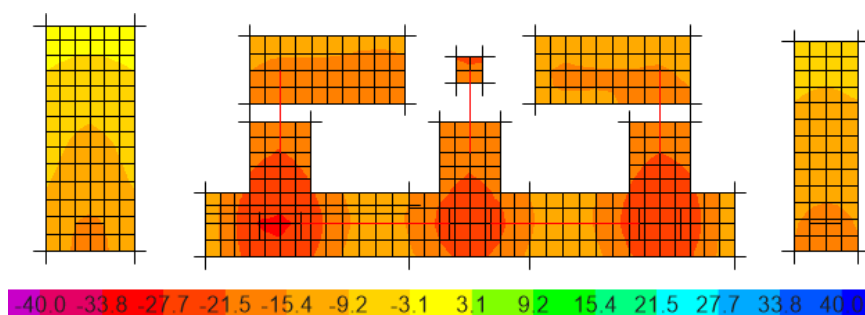


Figura 5.49. Verificación de esfuerzos bajo cargas gravitatorias.

En la figura 5.50 se aprecia, que todas las zapatas combinadas del bloque 3 presentan presiones inferiores a la capacidad admisible del terreno, bajo cargas sísmicas.

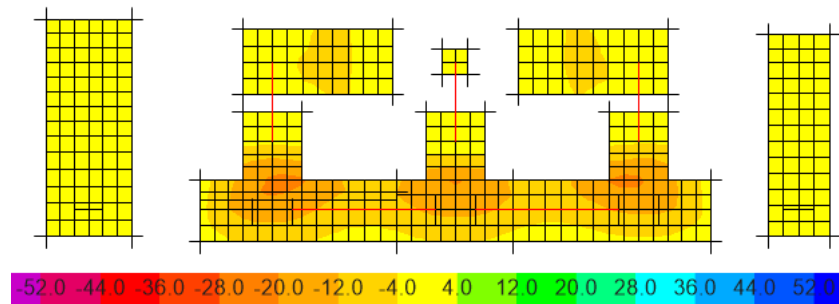


Figura 5.50. Verificación de esfuerzos bajo cargas sísmicas.

5.5.3.3. Verificación de peralte de cimentación por cortante y punzonamiento.

Se verifica el peralte de la cimentación en función a las fuerzas de corte, para ello se obtiene la resistencia del concreto a cortante ϕV_c para los peraltes de 80cm, 100cm y 110cm para un ancho unitario.

$$\phi V_c (H = 0.80m) = 45.7ton \quad \phi V_c (H = 1.00m) = 58.76ton \quad \phi V_c (H = 1.10m) = 65.28ton$$

En las figuras 5.51 y 5.52. se aprecian los diagramas de fuerza cortante bajo combinaciones ultimas en la cimentación, donde se aprecia que a una distancia de d de la cara de columnas y placas la fuerza cortante en la cimentación es menor a ϕV_c . De manera semejante, a una distancia de $d/2$ de la cara de columnas y placas la fuerza cortante por punzonamiento termina siendo mayor a los cortantes últimos calculados. Por lo tanto, se concluye que el peralte de las zapatas es correcto.

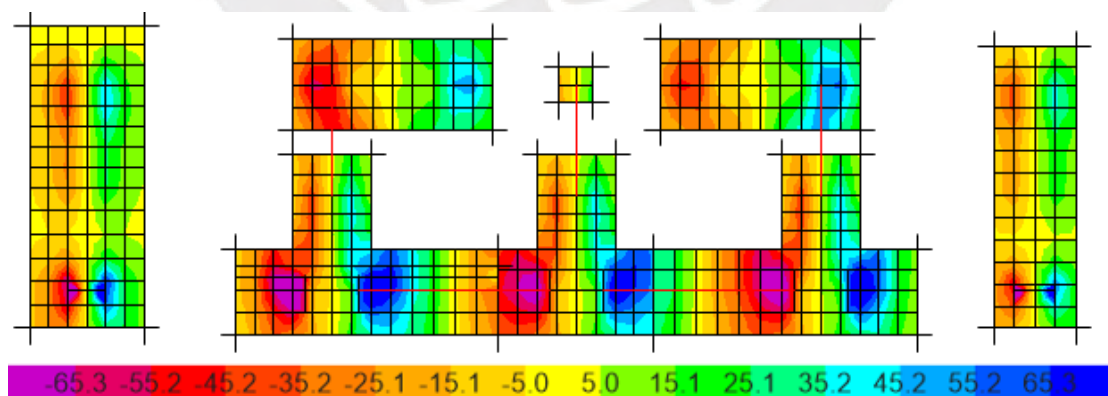


Figura 5.51. Verificación de corte y punzonamiento M11 de la cimentación.

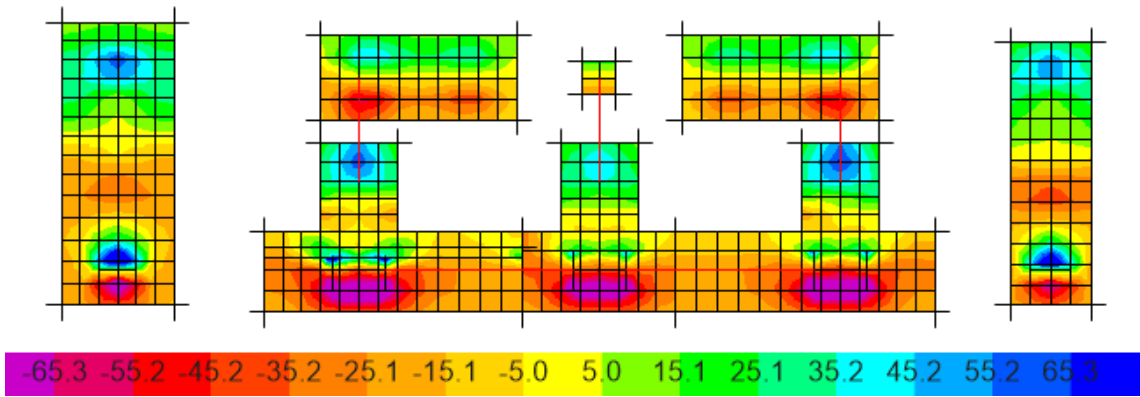


Figura 5.52. Verificación de corte y punzonamiento M22 de la cimentación.

Una vez concluido el dimensionamiento de los elementos es posible proceder al diseño por flexión, De forma similar al proceso detallado para el diseño de la zapata aislada C04.

5.5.3.4. Diseño de Viga de cimentación

Este proyecto incorporará vigas de cimentación con el objetivo de absorber los momentos generados por los sismos en las direcciones de análisis, mitigando así los efectos sísmicos sobre la estructura. Asimismo, la implementación de esta estrategia tiene como meta asegurar que los esfuerzos transmitidos al terreno se mantengan dentro de los límites de presión admisible.

Dada la incertidumbre relacionada al porcentaje de contribución de las vigas de cimentación en el sistema global de cimentaciones, se ha optado por llevar a cabo un modelo 3D que incluya de manera integral la influencia de dichas vigas en el sistema. Adicionalmente, se ha planteado utilizar vigas de cimentación con sección transversal de 40x150 cm. A modo de ejemplo se desarrollará el procedimiento de diseño correspondiente a la viga VC7-(.40x1.50) ubicada entre los ejes 6-6 y 7-7.

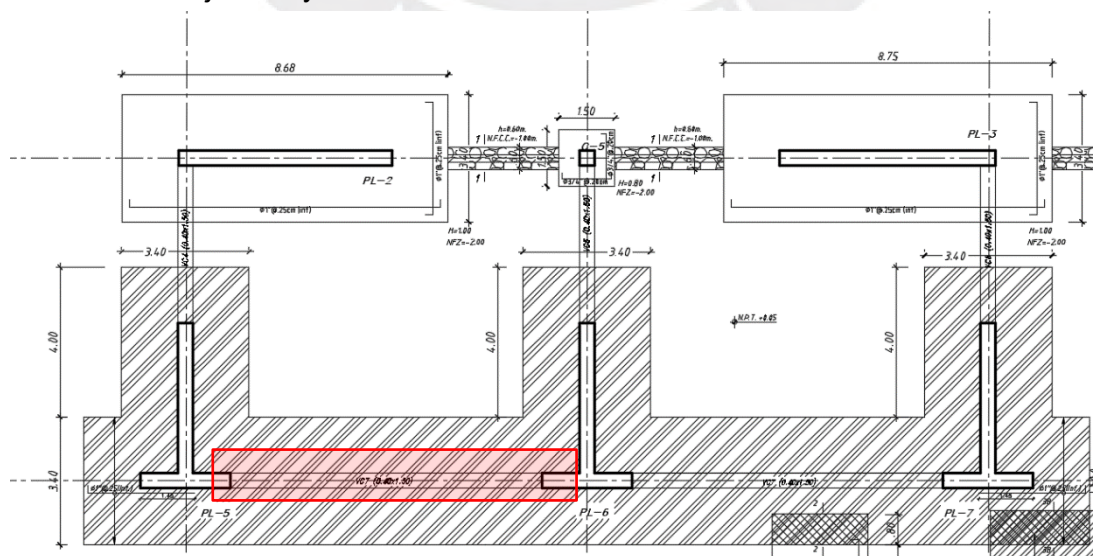


Figura 5.53. Vista en planta de la viga VC7 (.40x1.50).

5.5.3.4. Diseño por flexión

En el diseño por flexión es importante conocer las respuestas máximas que actúan sobre el elemento. En este sentido, la figura 5.54. exhibe los diagramas de momento flector correspondientes de la envolvente de diseño.

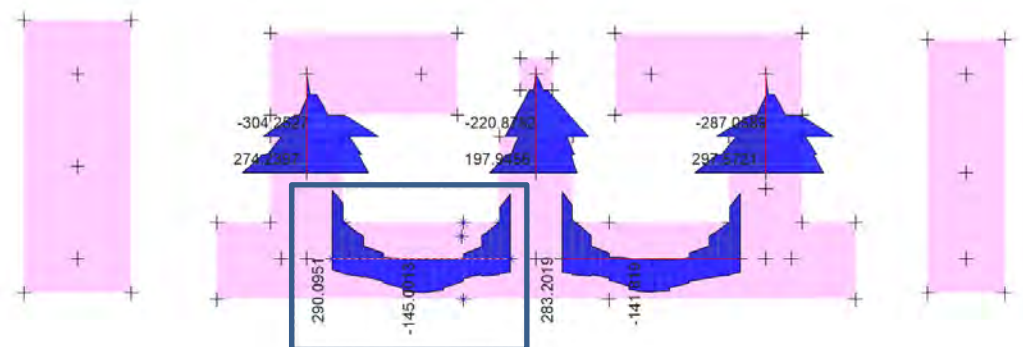


Figura 5.54. Vista en planta de la viga VC7-(.40x1.50).

Como consecuencia de las fuerzas aplicadas sobre las vigas de cimentación, la deformación que experimentan resulta opuesta a la que se produciría bajo cargas gravitatorias. Desde esta perspectiva, se percibe que los extremos de la viga experimentan un momento positivo, mientras que en el centro de la viga se genera un momento negativo. Para la viga VC7-(.40x1.50), la tabla 5.41 resume los resultados del diseño por flexión.

Tabla 5.41. Diseño por flexión de la viga VC7-(.40x1.50)

	Izquierda	Centro	Derecha
Mu- (ton-m)	-46.07	-145.00	-55.66
Mu+ (ton-m)	290.09	--	272.53
As- (cm ²)	8.87	29.19	10.76
As+ (cm ²)	63.21	--	58.75
Asmin (cm ²)	13.53	13.53	13.53
As colocado (cm ²)	6Ø1 3/8"	3Ø1 3/8"	6Ø1 3/8"
As (cm)	60.36	30.18	60.36
ØMn (ton-m)	296.20	151.45	296.20

Existen 2 criterios para colocar el acero corrido superior e inferior en la viga, el primero es usar el acero mínimo de la norma E.060 y el otro es usar una derivación del capítulo 21 que establece usar el tercio del área de acero requerido que será el máximo requerido para momento positivo o negativo, se coloca el acero mayor entre ambos criterios, usualmente el ultimo criterio es el que siempre se usa.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 40 * 140 = 13.53 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{3} * A_{s_{\max}^-} = \frac{1}{3} * 29.19 = 9.73 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{3} * A_{s_{\max}^+} = \frac{1}{3} * 63.21 = 21.07 \text{ cm}^2$$

En ese sentido se debería correr al menos 21.07 cm² en la parte inferior y superior. Se elige correr 3 barras de 1-3/8" en la parte inferior y superior de la viga y bastonear con barras de 1" y de 1-3/8" según se requiera.

Adicionalmente, La norma E.060 establece que para vigas de peralte mayor a 900 mm como es el caso de la viga de análisis se debe de considerar un armado en el alma para contrarrestar los efectos de fisuración. En ese sentido para la viga VC-7 se tiene un $A_s = 0.002 \times 40 \times 100 = 8 \text{ cm}$ por metro de peralte de viga. Con barras de 1/2" espaciados cada 25 cm se cumple el área mínima requerida.

5.5.3.5. Diseño por corte

Dentro del diseño por corte se debe considerar la contribución del concreto (V_c) y del acero (V_s) para obtener la resistencia de diseño al cortante; sin embargo, no se debe de considerar un valor de V_s mayor al valor del V_s máximo establecido en la norma E.060. El diseño por corte debe de satisfacer que el cortante de diseño sea mayor al cortante ultimo ($\Phi V_n \geq V_u$). La tabla 5.42. resume los resultados obtenidos para la viga VC7-(.40x1.50).

Tabla 5.42. Diseño por corte de la viga VC7-(.40x1.50)

$V_u \text{ max (ton)}$	95.83
$\emptyset V_c \text{ (ton)}$	36.56
$V_s \text{ (ton)}$	59.27
$\emptyset V_s \text{ max (ton)}$	170.42
$\emptyset \text{ Estribos}$	1/2"
# ramas estribos	3
s (cm)	38.39

Finalmente, se opta el siguiente armado para los estribos: 1C+1 $\emptyset$ 1/2" @.30m, como se cumple que ($\emptyset V_n = 101.03 \text{ ton} > V_u = 95.83$) se concluye que se satisface el diseño por corte.

La figura 5.55 muestra el esquema final del armado para la viga VC7-(.40x1.50)

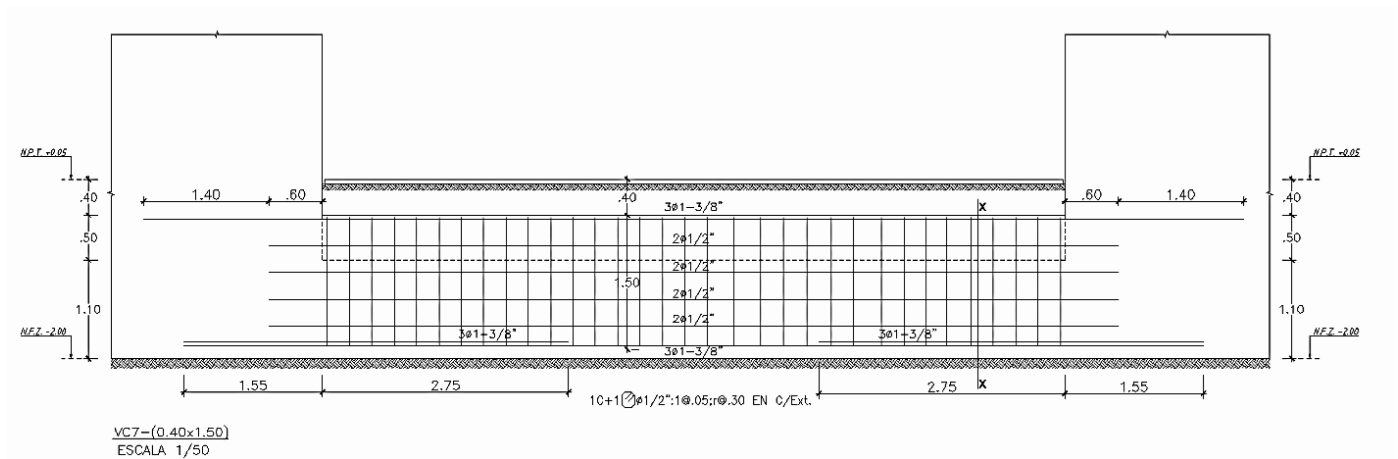


Figura 5.55. Armado final de la viga VC7 (0.40x1.50).

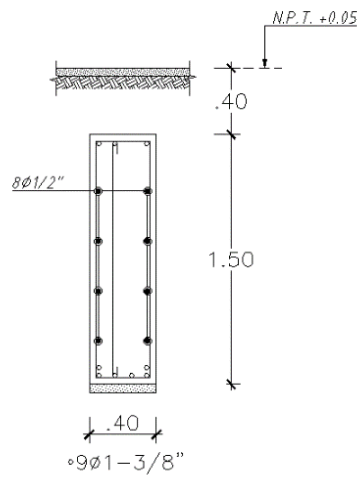


Figura 5.56. Corte X-X de viga VC7.

Para realizar el diseño de los perfiles metálicos se utiliza la norma E.090 Estructuras Metálicas. Estos elementos se diseñan básicamente a flexión, corte, tracción, compresión y esfuerzos combinados de flexotracción y flexocompresión, además se debe de verificar el pandeo y la deflexión. La norma E.090 establece las siguientes combinaciones de carga.

1.4 CM

1.2 CM +1.6 CV

1.2 CM +0.5 CV $\pm$ 0.5 S

0.9 CM $\pm$ S

Los volados tienen las mismas dimensiones y cargas en todos los pisos por lo que basta diseñar un volado y realizar las verificaciones en los otros pisos. En ese sentido, se ha seleccionado el volado con mayor demanda sísmica como criterio de diseño.

6.2. Diseño de vigas principales

Para el diseño de vigas principales se realiza el diseño de la viga que se aprecia en la figura 6.3. Se escoge la viga en mención porque es la más esforzada y de mayor longitud.

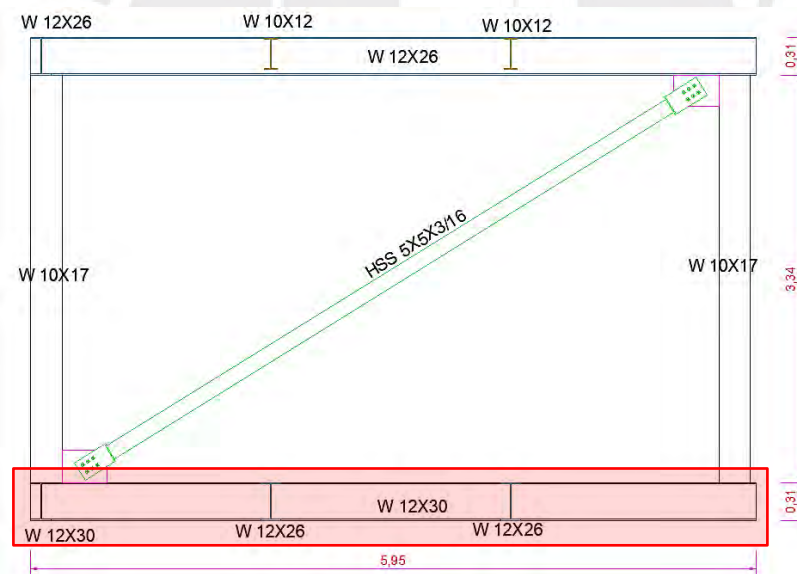


Figura 6.3. Viga principal a diseñar para la terraza del piso 6 del bloque 3.

Para la viga de análisis se tiene las siguientes cargas actuantes

Tabla 6.1. Cargas actuantes en viga principal.

Carga	P (tonf)	M (tonf-m)	V (tonf)
Muerta	-3.98	-2.31	2.07
Viva	-3.29	-3.40	2.59
Sismo	14.65	0.44	0.08

Tabla 6.2. Combinación de cargas según E.090.

COMBINACIÓN	P (tonf)	M (tonf-m)	V (tonf)
1.4CM	-5.57	-3.23	2.90
1.2CM +1.6CV	-10.04	-8.21	6.63
1.2CM+0.5CV+S	8.23	-4.03	3.86
1.2CM+0.5CV-S	-21.07	-4.91	3.70
0.9CM+S	11.07	-1.64	1.94
0.9CM-S	-18.23	-2.52	1.78

Para esta viga, se tiene las siguientes cargas ultimas.

Cargas ultimas

Para el caso de envolvente de diseño se tiene:

$$P_u = 21.07 \text{ tonf} \quad ; T_u = 11.07 \text{ tonf}$$

$$M_u = 8.21 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad ; V_u = 6.63 \text{ tonf}$$

Verificación de perfil

Se escoge el perfil W12x30 para las vigas principales, se determinará si este perfil es capaz de soportar el esfuerzo requerido. Esta determinación del perfil se realizará mediante el cálculo del módulo plástico requerido, el control de deflexiones y esfuerzos combinados.

$$Z_x = \frac{M_u}{0.9 \cdot F_y} = \frac{8.21 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2} = 360.56 \text{ cm}^3 = 22 \text{ in}^3$$

Propiedades del perfil escogido W12x30

$$A = 8.79 \text{ in}^2$$

$$Z_x = 43.10 \text{ in}^3$$

$$S_x = 38.60 \text{ in}^3$$

$$J = 0.46 \text{ in}^4$$

$$cw = 719 \text{ in}^6$$

$$F_y = 248 \text{ MPa}$$

$$E = 199075 \text{ MPa}$$

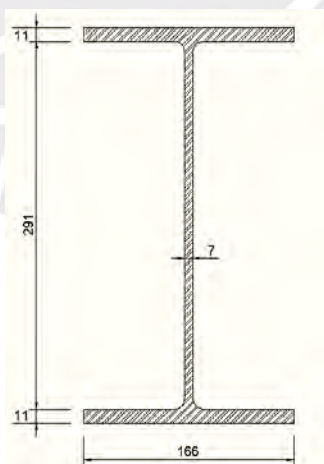
$$r_y = 1.52 \text{ in}$$

$$r_x = 5.21 \text{ in}$$

$$I_y = 20.30 \text{ in}^4$$

$$I_x = 238 \text{ in}^4$$

$$G = 77200 \text{ MPa}$$



6.2.1. Diseño a flexión

El diseño a flexión de la viga dependerá del comportamiento que vaya a tener o el tipo de falla que pueda presentar. Se debe de realizar el análisis para cada zona de falla.

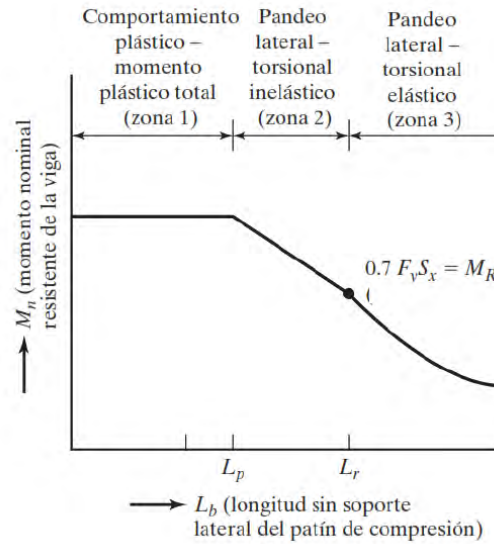


Figura 6.4. Zonas de falla para diseño a flexión. Fuente: Jack C. McCormac.

La longitud no arriostrada de la viga es 5.65 m y se tiene el siguiente diseño.

$$L_b = 5.65 \text{ m}$$

Análisis en zona 1

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.92 \text{ m}$$

$$M_{n1} = F_y * Z_x = 17.90 \text{ tonf} * \text{m}$$

$$\phi M_{n1} = 0.9 * M_{n1} = 16.10 \text{ tonf} * \text{m}$$

Como la longitud no arriostrada es mayor a L_p , entonces es necesario analizar la zona 2.

Análisis en zona 2

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} * \sqrt{\frac{E * G * J * A}{2}} = 1.43 * 10^4 \text{ MPa}$$

$$X_2 = \frac{4 * c_w}{I_y} * \left(\frac{S_x}{G * J} \right)^2 = 1.69 * 10^{-4} \frac{1}{\text{MPa}^2}$$

$$F_L = F_y - 70 \text{ MPa} = 178.2 \text{ MPa}$$

$$L_r = \frac{r_y * X_1}{F_L} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 * (F_L)^2}} = 5.82 \text{ m} \quad ; \quad C_b = 1$$

$$M_p = M_{n1} = 17.90 \text{ tonf} * \text{m}$$

$$Mr = FL * Sx = 11.49 \text{ tonf} * m$$

$$Mn2 = Cb * \left(Mp - (Mp - Mr) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right) = 11.8 \text{ tonf} * m$$

$$\phi Mn2 = 0.9 * Mn2 = 10.6 \text{ tonf} * m$$

Entonces el perfil se ubica en la zona 2 y presentara un comportamiento de pandeo lateral torsional inelástico. Se cumple con este diseño que $\phi Mn > Mu$.

Es fundamental destacar que, al trabajar con secciones compactas en el diseño, no es necesario realizar verificaciones de pandeo local. Por lo tanto, dadas las características de las secciones utilizadas no se incluirán detalles de estas verificaciones.

6.2.2. Diseño a corte

La verificación en el diseño por corte depende de la relación de h/tw .

$$h = 12.3 \text{ in}$$

$$tw = 0.26 \text{ in}$$

$$\frac{h}{tw} = 47.3$$

$$Aw = h * tw = 3.20 \text{ in}^2$$

Como: $\frac{h}{tw} \leq \frac{1098}{\sqrt{F_{yw}}}$, el cálculo del Vn , se determina de la siguiente forma:

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw = 43.50 \text{ tonf}$$

$$\phi Vn = 0.9 * Vn = 39.15 \text{ tonf}$$

La fuerza cortante actuante $Vu = 6.63 \text{ tonf}$ es muy inferior a la resistencia a corte del perfil. Además, la cortante ultima de los perfiles metálicos en comparación con las estructuras resistentes de concreto armado son menores. Este resultado era previsible, dado que los perfiles metálicos no constituyen componentes sismorresistentes esenciales del edificio.

6.2.3. Verificación de deflexiones

La deflexión máxima de la viga puede considerarse como una aproximación de $L/360$. En ese sentido para la viga de 5.65 m se tendría como límite de deflexión 0.016m. Del modelo computacional podemos obtener para el caso más crítico de cargas de gravedad una deflexión de 0.008m, esta deflexión se encuentra por debajo del límite máximo, por lo que no habría problemas de deflexión en este elemento.



$$L_{viga} = 5.65 \text{ m}$$

$$\delta_{max} = \frac{L_{viga}}{360} = 0.016 \text{ m}$$

Se observa que la deflexión calculada para el caso de cargas de servicio es menor que las deflexiones admisibles de la viga por lo que se cumple con esta verificación.

6.2.4. Diseño por compresión

$$P_u = 21.07 \text{ tonf}$$

Para el perfil W12x30 se tiene las siguientes propiedades para el diseño por compresión.

$$\begin{aligned} A &= 8.79 \text{ in}^2 \\ kx &= 1 \\ ry &= 1.52 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Lbx &= 5.65 \text{ m} \\ ky &= 1 \\ Ix &= 238 \text{ in}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Lby &= 1.883 \text{ m} \\ rx &= 5.21 \text{ in} \\ Iy &= 20.30 \text{ in}^4 \end{aligned}$$

Relación de esbeltez

$$kx * \frac{Lbx}{rx} = 42.69$$

$$ky * \frac{Lby}{ry} = 48.78$$

Formula elástica de Euler

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\max \left(kx * \frac{Lbx}{rx}, ky * \frac{Lby}{ry} \right) \right)^2} = 825.72 \text{ MPa}$$

Diseño según LRFD

$$Fcr = \text{if} \left(\max \left(kx * \frac{Lbx}{rx}, ky * \frac{Lby}{ry} \right) \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}, 0.658 \frac{Fy}{Fe} * Fy, 0.877 * Fe \right) = 218.86 \text{ MPa}$$

$$Pn = Fcr * A = 126.52 \text{ tonf}$$

$$\phi Pn = 0.85 * Pn = 107.54 \text{ tonf}$$

Se verifica que la resistencia a cargas axiales de compresión de la viga es superior a las solicitaciones, cumpliéndose así $\Phi P_n > P_u$.

6.2.5. Diseño a tracción

$$A = 8.79 \text{ in}^2$$

$$\phi T_n = 0.9 * A * F_y = 129.1 \text{ tonf}$$

La resistencia a la tracción del perfil es mayor a $T_u = 11.07 \text{ tonf}$. Esto era de esperarse, ya que, en base a las propiedades intrínsecas del acero, es un material que se distingue por su capacidad de trabajar bien bajo esfuerzos de tracción.

6.2.6. Esfuerzos combinados

Flexotracción

Es importante verificar la acción conjunta entre la flexión y la fuerza axial. Para elementos con simetría simple y doble sometidos a flexión y tracción la interacción de la flexo-tracción se limita por las siguientes ecuaciones que depende de la relación entre T_u y ϕT_n .

$$T_u = 11.07 \text{ tonf}$$

$$\phi T_n = 129.1 \text{ tonf}$$

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.086$$

Para una relación de resistencias menor a 0.2 se usa la siguiente ecuación, donde se debe de verificar que sea menor a 1.

$$\frac{T_u}{2 * \phi T_n} + \left(\frac{M_{ux}}{0.9 * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{0.9 * M_{ny}} \right) = 0.82 < 1, \text{ CUMPLE}$$

Flexocompresión

Al igual que la verificación anterior, la interacción de la flexión y la compresión en secciones simétricas se limita por la siguiente relación.

$$P_u = 21.07 \text{ tonf}$$

$$\phi P_n = 107.54 \text{ tonf}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.196$$

Para una relación de resistencias menor a 0.2 se usa la siguiente ecuación, donde se debe de verificar que sea menor a 1.

$$\frac{P_u}{2 * \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{0.9 * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{0.9 * M_{ny}} \right) = 0.87 < 1, \text{CUMPLE}$$

6.3. Diseño de Columna Metálica

Se realiza el diseño por resistencia LRFD, se verifica el diseño por compresión, diseño por flexión y diseño por esfuerzos combinados.

$$P_u = 7.405 \text{ tonf}$$

$$T_u = 4.35 \text{ tonf}$$

$$M_u = 2.915 \text{ tonf} * \text{m}$$

$$V_u = 1.57 \text{ tonf}$$

Se escoge el perfil W10x17 que tiene las siguientes propiedades:

$$A = 4.99 \text{ in}^2$$

$$Z_x = 18.70 \text{ in}^3$$

$$S_x = 16.20 \text{ in}^3$$

$$J = 0.16 \text{ in}^4$$

$$cw = 85.10 \text{ in}^6$$

$$F_y = 248 \text{ MPa}$$

$$E = 199075 \text{ MPa}$$

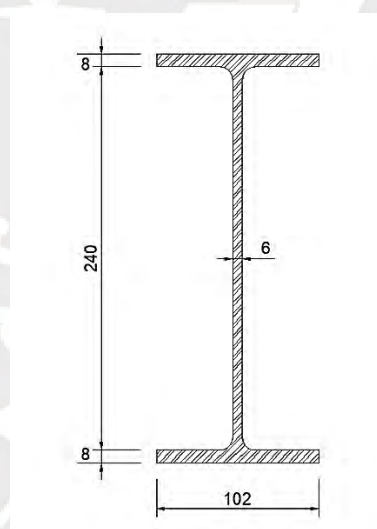
$$r_x = 4.05 \text{ in}$$

$$r_y = 0.85 \text{ in}$$

$$I_y = 3.56 \text{ in}^4$$

$$I_x = 81.90 \text{ in}^4$$

$$G = 77200 \text{ MPa}$$



La columna tiene una longitud no arriostrada de $L_b = 3.65 \text{ m}$, y factores de longitud efectiva de $k_x = 0.65$ y $k_y = 0.67$. Estos valores fueron determinados a través de los Nomogramas de Jackson y Moreland.

6.3.1. Diseño por compresión

Relación de esbeltez

$$k_x * \frac{L_b}{r_x} = 23.06$$

$$k_y * \frac{L_b}{r_y} = 113.94$$

Formula elástica de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\max \left(kx * \frac{Lbx}{rx}, ky * \frac{Lby}{ry} \right) \right)^2} = 151.34 \text{ MPa}$$

Diseño según LRFD

$$F_{cr} = \text{if} \left(\max \left(kx * \frac{Lbx}{rx}, ky * \frac{Lby}{ry} \right) \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 0.658 \frac{F_y}{F_e} * F_y, 0.877 * F_e \right) = 124.94 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} * A = 41 \text{ tonf}$$

$$\phi P_n = 0.85 * P_n = 34.85 \text{ tonf}$$

Se verifica que la resistencia a cargas axiales de compresión de la columna es superior a las solicitaciones, cumpliéndose así $\phi P_n > P_u$.

6.3.2. Diseño por flexión

Análisis en zona 1

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.07 \text{ m}$$

$$M_{n1} = F_y * Z_x = 7.8 \text{ tonf} * \text{m}$$

$$\phi M_{n1} = 0.9 * M_{n1} = 7.0 \text{ tonf} * \text{m}$$

Como la longitud no arriostrada de la columna es 3.65 m y es mayor a L_p entonces el perfil se analiza en la zona 2.

Análisis en zona 2

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} * \sqrt{\frac{E * G * J * A}{2}} = 1.50 * 10^4 \text{ MPa}$$

$$X_2 = \frac{4 * cw}{I_y} * \left(\frac{S_x}{G * J} \right)^2 = 1.73 * 10^{-4} \frac{1}{\text{MPa}^2}$$

$$F_L = F_y - 70 \text{ MPa} = 178.2 \text{ MPa}$$

$$L_r = \frac{r_y * X_1}{F_L} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 * (F_L)^2}} = 3.40 \text{ m}$$

Entonces el perfil se ubica en la zona 3 y presentara un comportamiento de pandeo lateral torsional elástico.

Análisis en zona 3

$$M_n = M_{cr} = C_b * \frac{\pi}{L_b} * \sqrt{E * I_y * G * J + \left(\frac{\pi * E}{L_b}\right)^2 * I_y * c_w} = 4.40 \text{ tonf} * m$$

$$\phi M_n = 0.9 * M_n = 3.90 \text{ tonf} * m$$

Se cumple que ϕM_n es mayor que M_u .

6.3.3. Diseño a tracción

$$A = 4.99 \text{ in}^2$$

$$\phi T_n = 0.9 * A * F_y = 73.30 \text{ tonf}$$

La resistencia a la tracción del perfil es mayor a $T_u = 4.35 \text{ tonf}$, esto era de esperarse ya que el acero es un elemento que trabaja bien bajo esfuerzos de tracción.

6.3.4. Esfuerzos combinados

Flexotracción

$$T_u = 4.35 \text{ tonf}$$

$$\phi T_n = 73.3 \text{ tonf}$$

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.059$$

Para una relación de resistencias menor a 0.2 se usa la siguiente ecuación, donde se debe de verificar que sea menor a 1.

$$\frac{T_u}{2 * \phi T_n} + \left(\frac{M_{ux}}{0.9 * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{0.9 * M_{ny}} \right) = 0.78$$

Flexocompresión

Al igual que la verificación anterior, la interacción de la flexión y la compresión en secciones simétricas se limita por la siguiente relación.

$$P_u = 7.405 \text{ tonf}$$

$$\phi P_n = 34.85 \text{ tonf}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.212$$

Para una relación de resistencias mayor a 0.2 se usa la siguiente ecuación, donde se debe de verificar que sea menor a 1.

$$\frac{P_u}{\phi * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{0.9 * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{0.9 * M_{ny}} \right) = 0.873$$

6.4. Diseño de diagonal metálica

Se realiza el diseño por resistencia LRFD del perfil diagonal de la dirección Y del volado, se verifica el diseño por compresión, diseño por tracción, flexión y diseño por esfuerzos combinados.

$$P_u = 7.44 \text{ tonf}$$

$$T_u = 23.68 \text{ tonf}$$

$$M_u = 0.43 \text{ tonf} * m$$

$$V_u = 0.252 \text{ tonf}$$

6.4.1. Diseño por compresión

Se escoge el perfil tubular HSS 5x5x3/16 que tiene las siguientes propiedades:

$$A = 3.28 \text{ in}^2$$

$$F_y = 248 \text{ MPa}$$

$$E = 199075 \text{ MPa}$$

$$r_x = 1.96 \text{ in}$$

$$r_y = 1.96 \text{ in}$$

$$I_y = 12.6 \text{ in}^4$$

$$I_x = 12.6 \text{ in}^4$$

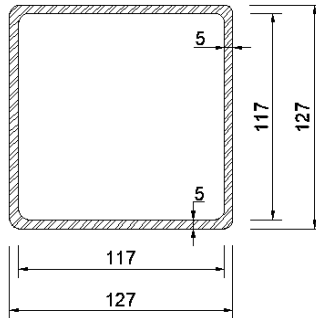
$$G = 77200 \text{ MPa}$$

$$Z_x = 5.89 \text{ in}^3$$

$$S_x = 5.03 \text{ in}^3$$

$$J = 19.9 \text{ in}^4$$

$$c = 2.5$$



El perfil metálico tiene una longitud no arriostrada de 6.6m y factores de longitud efectiva de 1.

Relación de esbeltez

$$k_x * \frac{L_b}{r_x} = 132.573$$

$$k_y * \frac{L_b}{r_y} = 132.573$$

Formula elástica de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(132.573)^2} = 111.82 \text{ MPa}$$

Diseño según LRFD

$$F_{cr} = \text{if} \left((132.573) \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 0.658 \frac{F_y}{F_e} * F_y, 0.877 * F_e \right) = 98.021 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} * A = 23.315 \text{ tonf}$$

$$\phi P_n = 0.85 * P_n = 19.82 \text{ tonf}$$

Se observa que el esfuerzo axial en compresión es 7.44 ton. La resistencia a compresión del perfil es mayor al esfuerzo de compresión, el diseño cumple que $\phi P_n > P_u$.

6.4.2. Diseño por tracción

La mayor sollicitación de esfuerzo axial en este perfil metálico es en tracción. Se tiene un esfuerzo ultimo de 23.68 ton y se tiene el siguiente análisis.

$$\phi T_n = 0.9 * F_y * A_s = 53.1 \text{ tonf}$$

6.4.3. Diseño por flexión

La longitud no arriostrada para este elemento es 6.6 m y se tiene el siguiente diseño.

Análisis en zona 1

$$M_p = F_y * Z_x = 2.692 \text{ tonf} * \text{m}$$

$$L_p = 26000 * r_y * \frac{\sqrt{J * A}}{M_p} = 7.156 \text{ m}$$

$$M_{n1} = F_y * Z_x = 2.692 \text{ tonf} * \text{m}$$

$$\phi M_{n1} = 0.9 * M_{n1} = 2.423 \text{ tonf} * \text{m}$$

Como la longitud no arriostrada es menor a L_p , entonces el perfil se ubica en la zona 1 de falla y presentara un comportamiento plástico. Se cumple con este diseño que $\phi M_n > M_u$.

6.4.4. Esfuerzos combinados

Flexotracción

$$T_u = 23.68 \text{ tonf}$$

$$\phi T_n = 53.112 \text{ tonf}$$

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.446$$

Para una relación de resistencias mayor a 0.2 se usa la siguiente ecuación, donde se debe de verificar que sea menor a 1.

$$\frac{T_u}{\phi * T_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{0.9 * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{0.9 * M_{ny}} \right) = 0.603$$

Flexocompresión

Al igual que la verificación anterior, la interacción de la flexión y la compresión en secciones simétricas se limita por la siguiente relación.

$$P_u = 7.44 \text{ tonf}$$

$$\phi P_n = 19.818 \text{ tonf}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.375$$

Para una relación de resistencias mayor a 0.2 se usa la siguiente ecuación, donde se debe de verificar que sea menor a 1.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{ux}}{0.9 * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{0.9 * M_{ny}} \right) = 0.532$$

6.5. Diseño de conexiones

Seguidamente, se describe el diseño de una conexión típica de la terraza. El diseño se realiza considerando los esfuerzos actuantes críticos obtenidos de las combinaciones; asimismo, se consideró las especificaciones de diseño de la norma AISC 360-16. Para verificar el comportamiento de la conexión se realiza un modelo usando el software Idea Statica.

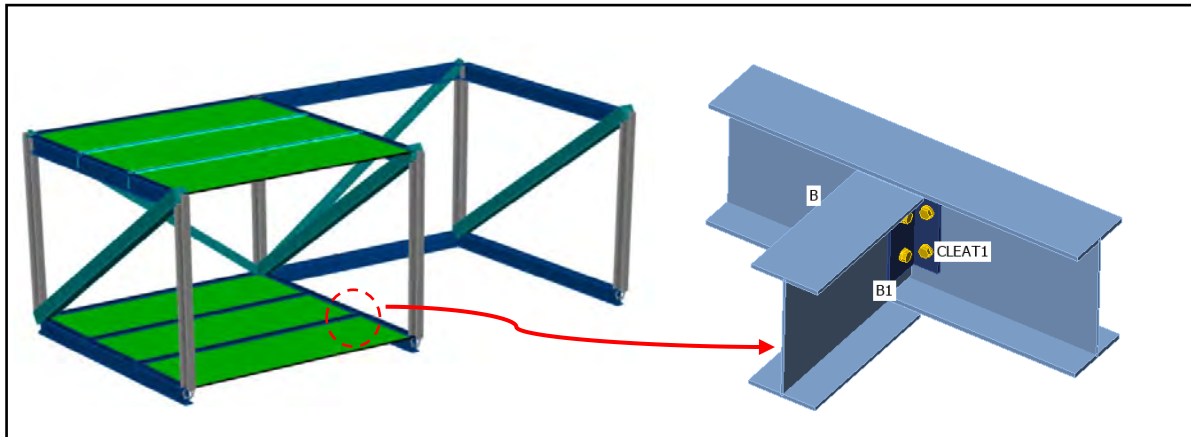


Figura 6.5. Conexión a corte entre vigas metálicas.

Como la conexión es a corte, las cargas actuantes son de cortante y carga axial como se muestra en la siguiente figura, estas cargas provienen de las combinaciones ultimas. Es preciso mencionar que las cargas de la figura 6.6 están en unidades de kN ya que el software Idea Statica solo admite esas unidades. En ese sentido se tiene una cortante de 49 kN o lo que equivale 5 ton y una fuerza axial de 4.2 kN o 0.43 ton.

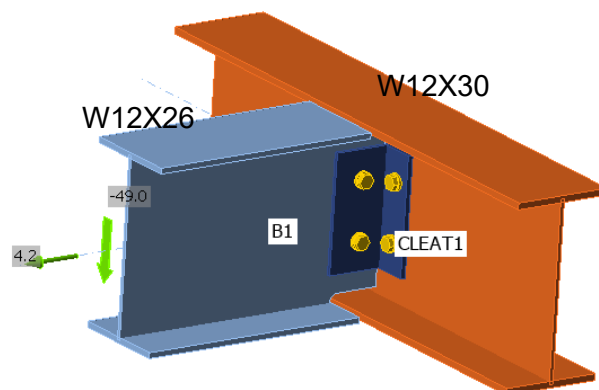


Figura 6.6. Cargas actuantes en los perfiles conectados.

En el diseño de conexiones es importante verificar la resistencia de los pernos, la resistencia al aplastamiento de la plancha de conexiones y el perfil que se conecte; asimismo, se debe de verificar el desgarro de la plancha metálica. Para este diseño se tiene las siguientes especificaciones.

- ✓ Los perfiles a conectar son perfiles W fabricados con un acero A36.
- ✓ La plancha de conexión es un perfil ángulo A36 de 7 mm de espesor, siendo mayor que los perfiles W propuestos. Esta decisión se apoya en la necesidad de asegurar la integridad de la conexión, evitar fallas frágiles y permitir el desarrollo del comportamiento de las vigas y columnas.
- ✓ Se usan pernos con rosca no excluida de 1/2" de diámetro fabricados de un acero A325 que tienen una resistencia nominal a tensión de 620 Mpa y una resistencia

nominal a corte de 372 MPa.

- ✓ Según las especificaciones de la norma AISC se tiene que la distancia mínima desde el centro del perno hasta el borde de la plancha es de 25 mm.
- ✓ La distancia mínima centro a centro entre pernos es de 7/8" que equivale a 22.2 mm $\approx$ 25 mm.
- ✓ La distancia máxima de separación será igual a 12 veces el espesor de la parte conectada que equivale a 84 mm y no debe ser mayor a 150 mm.

6.5.1. Diseño por corte

Un perno de 1/2" A325 tiene la siguiente resistencia a cortante.

$$\phi R_n = 0.75 * F_{nv} * A$$

$$\phi R_n = 0.75 * 372 \text{ MPa} * \frac{\pi * (12.7)^2}{4} = 35342.8 \text{ N} = 35.34 \text{ kN} = 3.6 \text{ ton}$$

En base al cálculo previo, se determina que si un perno resiste 35.4 kN, entonces usando 2 pernos se puede resistir la cortante ultima de 49 kN.

6.5.2. Resistencia al aplastamiento en viga (W12x26), (W12x30) y plancha

El análisis del aplastamiento en las vigas y la plancha de conexión es necesario para lograr un diseño óptimo. En ese sentido, se detalla el cálculo del elemento con menor espesor, que es el perfil W12x26 que es de un acero grado A36 y tiene un esfuerzo máximo a tensión de 58 ksi o lo que equivale 399.9 Mpa.

$$R_n = 2.4 * t * d * F_u$$

$$R_n = 2.4 * 5.84 * 12.7 * 399.2 = 72.4 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 85.2 = 63.9 \text{ kN} = 5.43 \text{ ton}$$

Se verifica que la resistencia de la viga es mayor que la fuerza actuante de 5 ton. Por lo tanto, se puede concluir que tanto el perfil W12x26 como la plancha son capaces de resistir el cortante.

6.5.3. Resistencia al desgarro de la plancha

Es importante verificar que la acción de la plancha de conexión frente a los esfuerzos actuantes sea adecuada, ya que estos elementos junto a los pernos son los encargados de transmitir los esfuerzos. Para conexiones a corte se debe de verificar que la plancha sea capaz de resistir la cortante ultima sin tener ningún problema de desgarro.

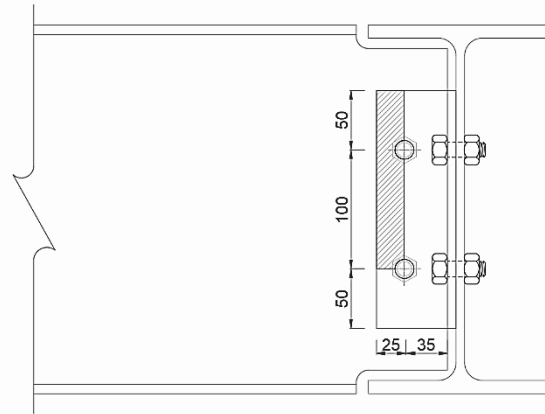
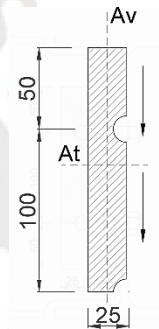


Figura 6.7. Bloque de corte en la plancha de conexión.

Se tiene un bloque de corte en donde se analiza la resistencia al desgarro, para ello se determinan las áreas de corte y áreas sometidas a corte y tracción.

- Área bruta de corte (A_{gv})
 $A_{gv} = 150 * 7 = 1050 \text{ mm}^2$
- Área neta de corte (A_{nv})
 $A_{nv} = (150 - 12.7 - 6.35) * 7 = 916.65 \text{ mm}^2$
- Área bruta de tracción (A_{gt})
 $A_{gt} = 25 * 7 = 175 \text{ mm}^2$
- Área neta de tracción (A_{nt})
 $A_{nt} = (25 - 6.35) * 7 = 130.55 \text{ mm}^2$



La resistencia a la rotura del bloque de corte depende de la relación que existe entre $F_u * A_{nt}$ y $0.6 * F_u * A_{nv}$.

$$F_u * A_{nt} = 399.9 * 130.55 = 52.16 \text{ kN} = 5.32 \text{ ton}$$

$$0.6 * F_u * A_{nv} = 0.6 * 399.9 * 916.65 = 219.754 \text{ kN} = 22.40 \text{ ton}$$

Para $0.6 * F_u * A_{nv} \geq F_u * A_{nt}$ se tiene:

$$\phi R_n = \phi [0.6 * F_u * A_{nv} + F_y * A_{gt}]$$

$$\phi R_n = 0.75 * [0.6 * 399.9 * 916.65 + 248.22 * 175] = 197.36 \text{ kN} = 20.12 \text{ ton}$$

El bloque de corte resiste la acción de la cortante de 5 ton que podría producirle el desgarro. Por lo tanto, la conexión responde de manera eficiente. De manera complementaria, se realizará una verificación de estos cálculos con el software IdeaStatica para validar los cálculos manuales y tener una comprensión mas completa de la conexión.

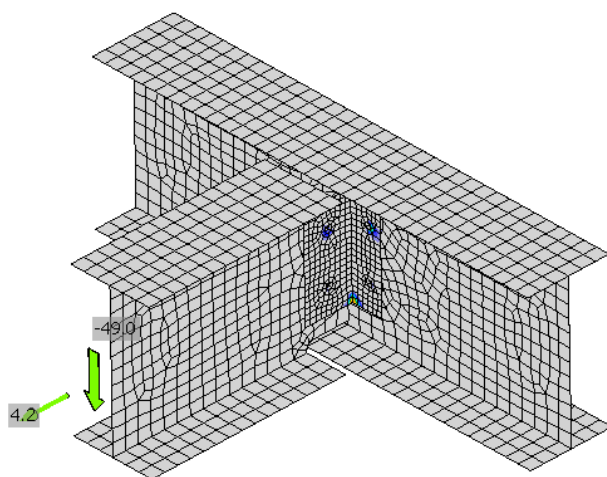


Figura 6.8. Modelo de elemento finitos de la conexión.

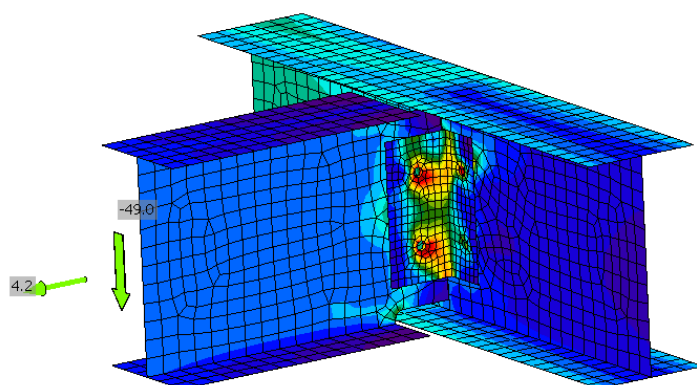


Figura 6.9. Esfuerzo de tensión equivalente en la conexión.

A continuación se presenta las verificaciones realizadas a la conexión a corte analizada.

Cross-sections

Name	Material
1 - W12X30(W(Imp)12X30)	A36
2 - W12X26 (W(Imp)12X26)	A36
3 - T(ISLB 250)	A36

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	f_u [MPa]	Gross area [mm ²]
1/2 A325	1/2 A325	13	827.4	127

Figura 6.10. Perfiles y materiales usados en el modelo de conexión.

Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
B-bfl 1	11.2	LE1	80.0	0.0	0.0	OK
B-tfl 1	11.2	LE1	87.2	0.0	0.0	OK
B-w 1	6.6	LE1	223.5	0.1	52.3	OK
B1-bfl 1	9.7	LE1	40.3	0.0	0.0	OK
B1-tfl 1	9.7	LE1	38.6	0.0	0.0	OK
B1-w 1	5.8	LE1	223.7	0.1	22.2	OK
CLEAT1-tfl 1	8.2	LE1	198.0	0.0	70.9	OK
CLEAT1-w 1	6.1	LE1	223.7	0.2	70.9	OK
STIFF1	7.0	LE1	88.9	0.0	0.0	OK

Figura 6.11. Verificación de esfuerzos en planchas de conexión entre vigas.

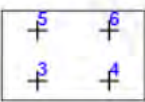
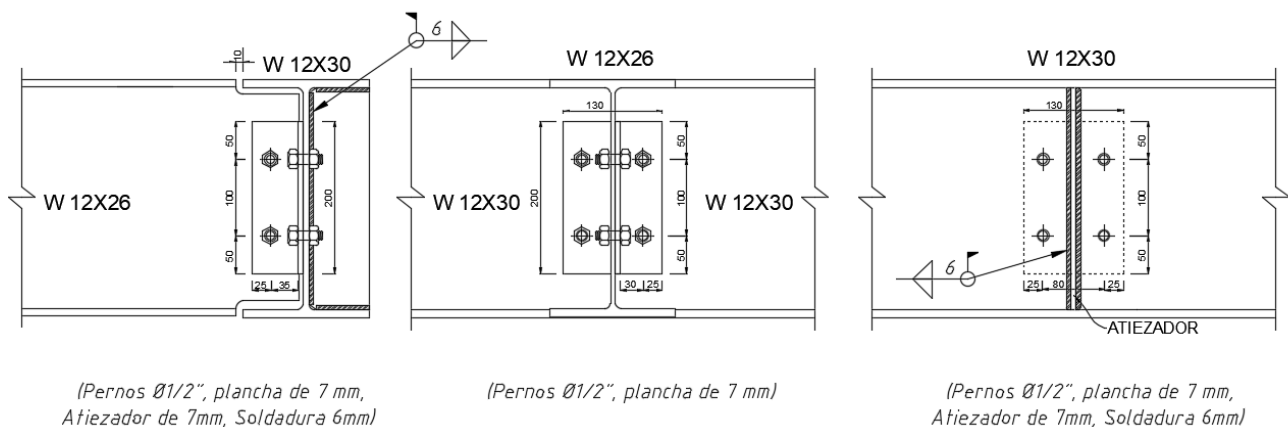
Shape	Item	Grade	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,bearing}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Status
	B1	1/2 A325 - 1	LE1	4.6	24.5	53.0	7.8	69.2	-	OK
	B2	1/2 A325 - 1	LE1	0.7	24.7	53.0	1.2	69.9	-	OK
	B3	1/2 A325 - 1	LE1	14.6	11.2	60.4	24.8	31.6	-	OK
	B4	1/2 A325 - 1	LE1	2.5	11.1	60.4	4.2	31.4	-	OK
	B5	1/2 A325 - 1	LE1	17.8	13.4	60.4	30.2	37.8	32.7	OK
	B6	1/2 A325 - 1	LE1	3.2	13.4	60.4	5.4	38.0	-	OK

Figura 6.12. Verificación de diseño de pernos.

Se observa entonces que la conexión es eficiente. Finalmente, la conexión queda del siguiente modo.



DETALLE - 8

ESCALA 1:10

Figura 6.13. Dibujo en plano de conexión de corte viga-viga

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

7.1. Diseño de escalera de concreto armado

Las escaleras son componentes que soportan su peso propio, y constan de dos partes: la parte horizontal que está conformada por los descansos, que exhiben un comportamiento análogo a las losas macizas, y la parte inclinada que está conformada por los pasos y contrapasos de la escalera.

La escalera a modelar se encuentra ubicada en el Bloque I y se apoya en ambos extremos por placas de 25cm. Se adjunta un esquema en planta para ilustrar su disposición, junto con una tabla que proporciona información detallada sobre sus características.

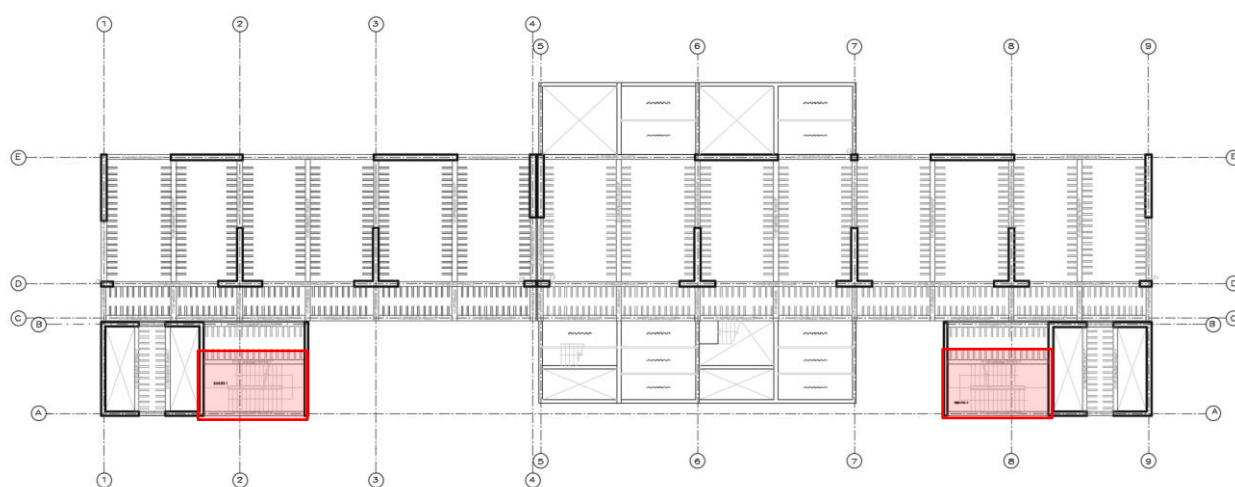


Figura 7.1. Esquema en planta de la escalera 1 – Bloque 1

Tabla 7.1. Características de la escalera del Bloque 1.

Altura entrepiso (m)	Paso (m)	Contrapaso (m)	Nº de contrapasos
3.65	0.3	0.15	24

7.1.1. Modelo y metrado para análisis estructural

Para realizar el cálculo del metrado de la escalera, se ha considerado únicamente el aporte de las cargas de gravedad. Por otro lado, la escalera se representa mediante un modelo 2D lineal con apoyos simples en ambos extremos. Según la fase de predimensionamiento, se establece que la garganta de la escalera (t) es de 20 cm, el paso (p) mide 30 cm y el contrapaso (cp) tiene una dimensión de 15 cm. Con estos parámetros, es posible determinar la carga del peso propio sobre la sección inclinada de la escalera (W_{pp}) mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$W_{pp} = \gamma * \left(\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Reemplazando los valores, asumiendo que $\gamma = 2.40 \text{ ton/m}^3$ y al tratarse de una escalera de concreto se tiene que el peso propio de la zona inclinada (W_{pp}) es igual a 0.772 ton/m^2 . A continuación, se presenta como ejemplo el metrado de cargas para el tramo 1 de la escalera.

Tabla 7.2. Metrado de cargas de escalera tramo 1 – Típico.

Carga Muerta		
Descripción	Descanso	Tramo inclinado
Peso propio	$2.4 * 0.20 * 1\text{ml} = 0.48 \text{ ton/m/ml}$	$0.672 * 1\text{ml} = 0.672 \text{ ton/m/ml}$
Piso terminado	$0.1 * 1\text{ml} = 0.1 \text{ ton/m/ml}$	$0.1 * 1\text{ml} = 0.1 \text{ ton/m/ml}$
Total	$W_{cm} = 0.58 \text{ ton/m/ml}$	$W_{cm} = 0.772 \text{ ton/m/ml}$
Carga Viva		
Descripción	Descanso	Tramo inclinado
S/C	$0.4 * 1\text{ml} = 0.4 \text{ ton/m/ml}$	$0.4 * 1\text{ml} = 0.4 \text{ ton/m/ml}$
Cargas Ultimas		
Descripción	Descanso	Tramo inclinado
Total	$1.4 * 0.58 + 1.7 * 0.4 = 1.49 \text{ ton/m}$	$1.4 * 0.772 + 1.7 * 0.4 = 1.76 \text{ ton/m}$

Nota: Elaboración Propia.

Una vez obtenidas las cargas ultimas que actúan sobre cada tramo de la escalera, se puede proceder al diseño. En ese sentido, se detallará el método empleado para el diseño de este elemento.

7.1.2. Diseño a Flexión

En primer lugar, es necesario estimar el acero mínimo para la sección con el fin de determinar el momento resistente de la sección y evaluar el uso de bastones en el diseño con el propósito que de cumplir con la metodología LFRD ($\phi M_n \geq M_u$) en todo el elemento.

$$A_{s \min} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2 = 3/8'' @ 20 \text{ cm} \rightarrow \phi M_n = 2.22 \text{ ton-m}$$

Siguiendo con el diseño por flexión, la figura 7.2 exhibe el diagrama de momento flector obtenido para el tramo de la escalera a diseñar bajo la combinación 1.4CM+1.7CV.

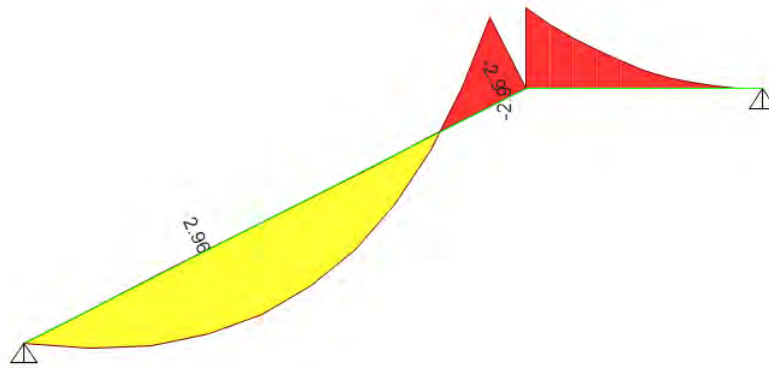


Figura 7.2. Diagrama de momento flector del tramo típico de la escalera.

En base a los momentos últimos actuantes en la escalera, la tabla 7.3 resume los resultados del diseño por flexión buscando cumplir con la metodología LRFD ($\phi M_n \geq M_u$).

Tabla 7.3. Diseño por flexión tramo 1 de escalera típica.

Mu+ (tonf-m)	As req (cm²)	As col (cm²)	Ø Colocado
2.96	4.65	4.73	Ø 3/8" @ .15
Mu- (tonf-m)	As req (cm²)	As col (cm²)	Ø Colocado
2.89	4.56	4.73	Ø 3/8" @ .15

Nota: Elaboración Propia.

7.1.3. Diseño por Corte

Como primer paso se determinará el cortante resistente de la sección de concreto ya que es la responsable de resistir las fuerzas que actúan sobre la estructura.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17$$

$$\phi V_c = 11.098 \text{ ton}$$

Seguidamente, se aprecia el diagrama de fuerzas cortantes para el tramo típico a partir de este análisis y diseño se determinará si el espesor inicialmente estimado es lo suficientemente resistente o se requiere aumentar el espesor del mismo.

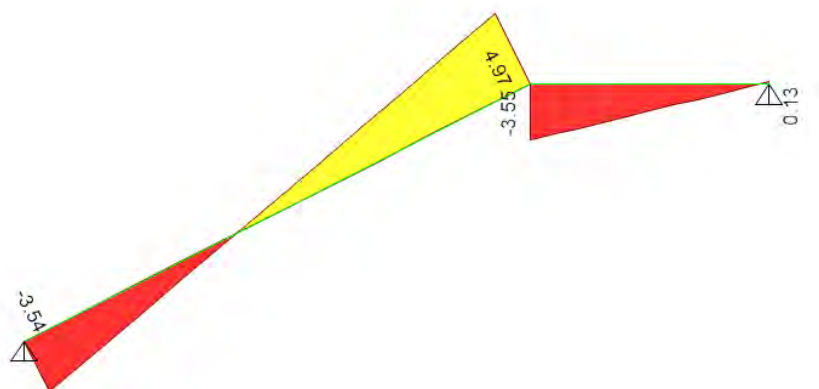


Figura 7.3. Diagrama de Fuerzas Cortantes del tramo típico de la escalera.

En base a los cortantes últimos actuantes en la escalera, la tabla 7.4 resume los resultados obtenidos buscando cumplir con el diseño por cortante ($\phi V_c \geq V_u$).

Tabla 7.4. Diseño por cortante tramo 1 de escalera típica.

V_u (ton)	ϕV_c (ton)	$\phi V_c > V_u$
3.53	11.098	CUMPLE
4.97	11.098	CUMPLE
3.54	11.098	CUMPLE

Finalmente, la figura 7.4 exhibe el armado final correspondiente al tramo mencionado de la escalera típica.

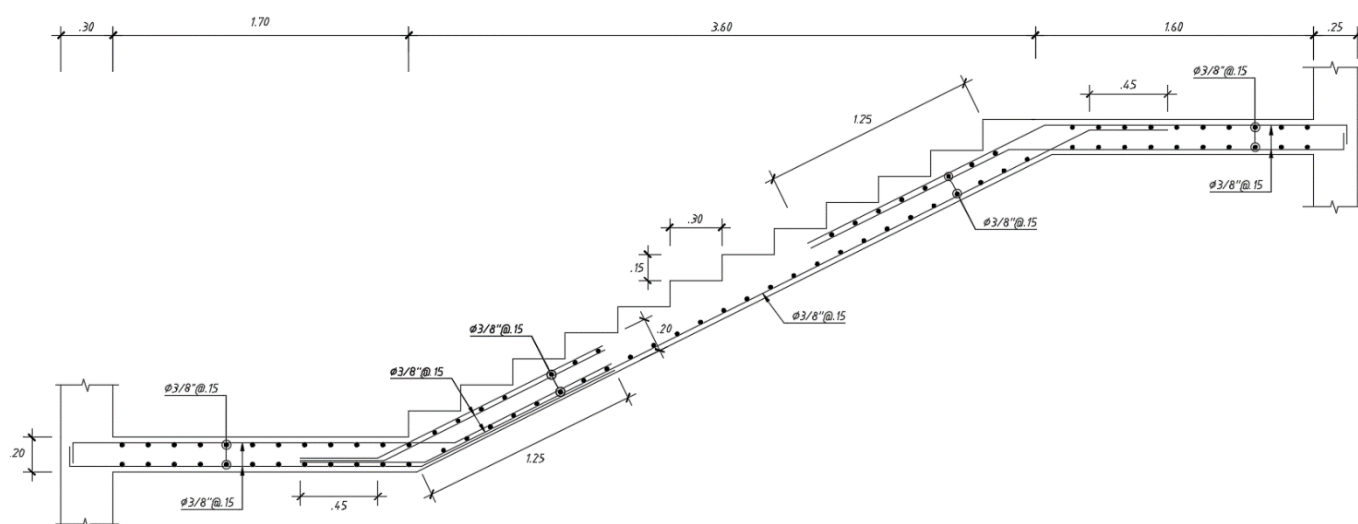


Figura 7.4: Detalle de armado - Tramo típico escalera Bloque 1

7.2. Diseño de escalera metálica

La estructura de la escalera metálica está compuesta por una viga longitudinal en los extremos que están conformados por un perfil tipo cajón laminado en caliente, los peldaños de la escalera a base de un perfil canal. Ambos elementos se fabrican con un acero A36 y se unen a través de una soldadura de 8mm cuya resistencia a la tracción es de 70 ksi (E70XX).

Asimismo, la estructura de la escalera se soporta sobre columnas HSS10X10X5/16" con un espesor de 8mm. Para determinar los esfuerzos y cargas actuantes en la escalera metálica, se realiza un modelo computacional considerando las siguientes características de la tabla 7.5.

Tabla 7.5. Características de la escalera principal.

Altura entrepiso (m)	Paso (m)	Contrapaso (m)	Nº de contrapasos
5	0.25	0.1785	28

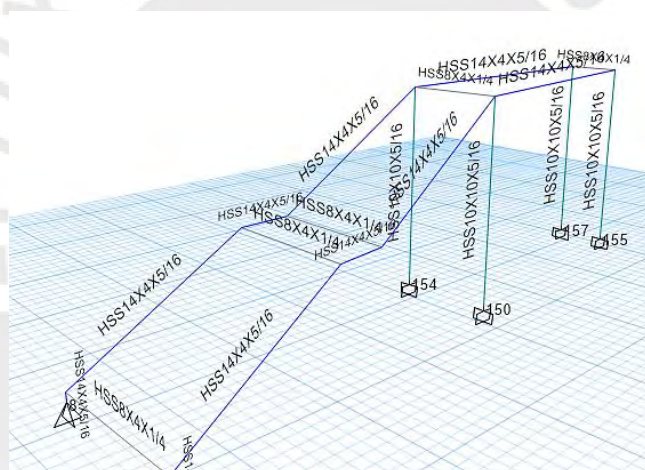


Figura 7.5. Modelo de escalera principal.

Para realizar el diseño de los perfiles metálicos se utiliza la norma E.090 Estructuras Metálicas y se considera una sobrecarga de 400kg/m^2 . Estos elementos se diseñan básicamente a flexión, corte y esfuerzos combinados de flexo-compresión. Las combinaciones de carga que se emplearan en el diseño de la escalera son:

1.4 CM

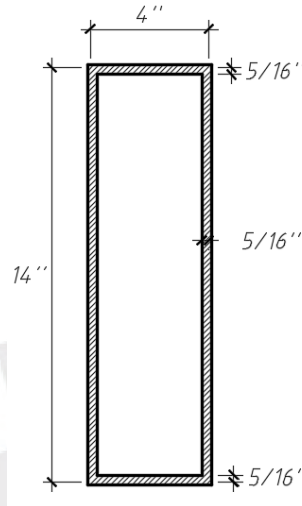
1.2 CM + 1.6 CV

A continuación, se detallará el diseño de la viga longitudinal que es la que carga los peldaños de la escalera. El otro diseño corresponderá a una de la columna que soportan el descanso de la escalera.

7.2.1. Viga Longitudinal

Para la viga longitudinal que soportara a los peldaños y barandas se utilizara un perfil tubular HSS 14X4X5/16". Este perfil tiene las siguientes características.

$$\begin{aligned}
 A &= 6399.98 \text{ mm}^2 \\
 Z_x &= 665314.79 \text{ mm}^3 \\
 Z_y &= 268747.8 \text{ mm}^3 \\
 I_x &= 89905987.9 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= 12153957.6 \text{ mm}^4 \\
 r_x &= 118.6 \text{ mm} \\
 r_y &= 43.68 \text{ mm} \\
 J &= 36503496.02 \text{ mm}^4 \\
 S_x &= 506360.27 \text{ mm}^3 \\
 S_y &= 239251.13 \text{ mm}^3 \\
 F_y &= 248 \text{ MPa} \\
 E &= 199075 \text{ MPa} \\
 G &= 77200 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$



Esta viga longitudinal está sometida a los siguientes esfuerzos últimos.

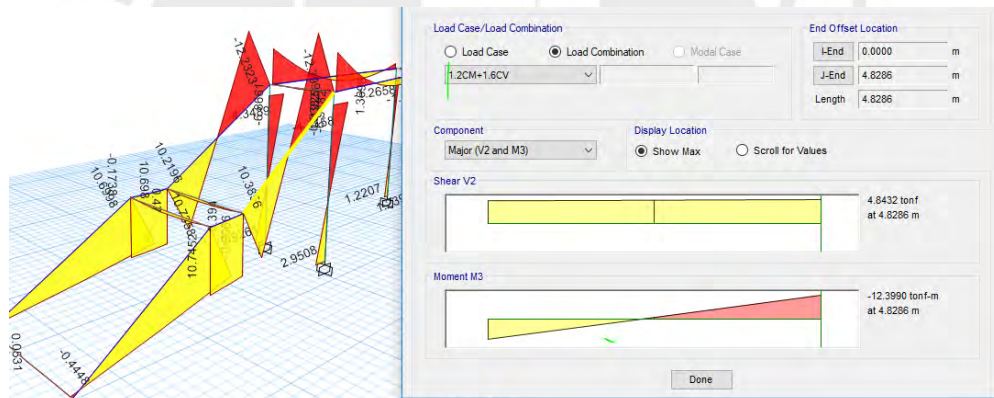


Figura 7.6. Esfuerzos últimos de flexión y corte.

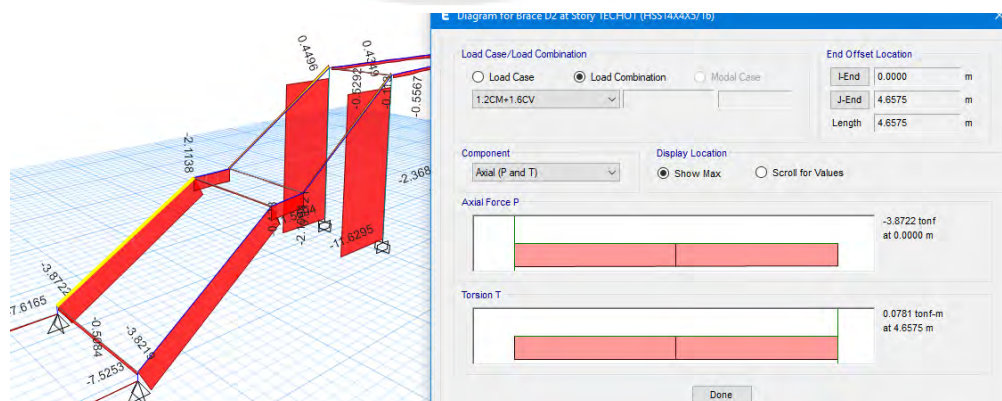


Figura 7.7. Esfuerzos axiales últimos.

Diseño por flexión

Se realizará el análisis para la viga longitudinal inclinada que tiene una longitud no arriostrada de 10.85 m.

- **Análisis en la zona 1**

$$M_p = F_y * Z = 165131133 \text{ N} * \text{mm} = 16.8 \text{ ton} * \text{m}$$

$$L_p = \frac{26000 * r_y * \sqrt{JA}}{M_p} = \frac{26000 * 43.68 * \sqrt{36503496 * 6399}}{165131133} = 3325 \text{ mm}$$

Como la longitud no arriostrada es mayor a L_p , entonces es necesario analizar la zona 2.

- **Análisis en la zona 2**

$$M_r = F_y * S_x = 125678621 \text{ N} * \text{mm} = 12.81 \text{ ton} * \text{m}$$

$$L_r = \frac{400000 * r_y * \sqrt{JA}}{M_r} = \frac{400000 * 43.68 * \sqrt{36503496 * 6399}}{125678621} = 67207 \text{ mm}$$

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

$$M_n = 1 * \left(16.8 - (16.8 - 12.81) * \left(\frac{10.85 - 3.32}{12.25 - 3.32} \right) \right) = 16.4 \text{ ton} * \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * M_n = 14.7 \text{ ton} * \text{m} \geq M_u$$

Diseño por corte

La verificación en el diseño por corte depende de la relación de h/t_w .

$$h = 355.6 \text{ mm} \quad ; \quad t_w = 7.40 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} = 48.11 \leq \frac{1098}{\sqrt{F_{yw}}}$$

$$A_w = h * 2 * t_w = 5262.88 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w = 79.80 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n = 0.9 * V_n = 71.82 \text{ tonf} \geq V_u$$

Diseño por compresión

Los perfiles a su vez están sometidos a esfuerzos axiales de compresión, por ello se debe de

verificar que el perfil escogido cumpla con este diseño.

Relación de esbeltez

$$kx * \frac{Lbx}{rx} = 91.47 \quad ky * \frac{Lby}{ry} = 96.14$$

Formula elástica de Euler

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{(96.14)^2} = 212.59 \text{ MPa}$$

Diseño según LRFD

$$Fcr = if \left(77.20 \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}; 0.658 \frac{Fy}{Fe} * Fy; 0.877 * Fe \right) = 152.26 \text{ MPa}$$

$$Pn = Fcr * A = 99.33 \text{ tonf}$$

$$\phi Pn = 0.85 * Pn = 84.43 \text{ tonf}$$

Se verifica que la resistencia a cargas axiales de compresión de la viga es superior a las solicitaciones, cumpliéndose así $\Phi Pn > Pu$.

Flexocompresión

La interacción de la flexión y la compresión en secciones simétricas se limita por la siguiente relación.

$$Pu = 3.87 \text{ tonf}$$

$$\phi Pn = 84.43 \text{ tonf}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = 0.038$$

Para una relación de resistencias menor a 0.2 se usa la siguiente ecuación, donde se debe de verificar que sea menor a 1.

$$\frac{Pu}{2 * \phi Pn} + \left(\frac{Mux}{0.9 * Mnx} + \frac{Muy}{0.9 * Mny} \right) = 0.87$$

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

8.1. Estructuración y Predimensionamiento

- La configuración esbelta en planta del edificio inicialmente conllevó a que existan problemas de torsión y que el diafragma no se considere rígido, es por ello que se optó por dividir estratégicamente el edificio en 4 bloques separados mediante la implementación de juntas sísmicas.
- El predimensionamiento de los elementos de concreto se realizó en base a los criterios establecidos por el ingeniero A. Blanco. Sin embargo, durante el análisis sísmico se fueron cambiando algunas secciones básicamente para evitar problemas de irregularidad torsional y obtener derivas por debajo del límite establecido según la norma E.030.
- La estructuración del edificio se realizó tomando en cuenta la interacción que existiría entre los bloques frente a eventos sísmicos; asimismo, el bloque 2 y 3 tienen una estructuración similar con el fin de que tengan un comportamiento similar.
- Los perfiles metálicos para las terrazas se eligieron teniendo en consideración el control de deflexiones y el momento plástico.
- Aunque es común el uso de losas macizas en los baños, se decidió usar el sistema de losas aligeradas en estas zonas para simplificar la disposición de las tuberías y evitar la congestión de las mismas, por ello las tuberías serán colgadas aprovechando la notable altura de entrepiso.

8.2. Análisis estructural

- La norma E.030 establece que para sistemas de edificios educativos no se acepta algún tipo de irregularidad. Se realizó la estructuración y análisis sísmico para los 4 bloques teniendo en consideración lo mencionado, además se cumplió con la deriva límite.
- Los bloques 1 y 4 son similares, estos bloques presentan mayor concentración de placas en la dirección Y por lo que hay más rigidez en esta dirección y su periodo es menor. Los bloques 2 y 3 tienen una similar estructuración con la finalidad de tener un comportamiento parecido en cuanto a periodos y derivas. En las siguientes tablas se muestran un resumen del comportamiento antes mencionado.

Tabla 8.1. Resumen de periodos traslacionales correspondientes a los bloques I, II y III.

PERIODO	BLOQUE I	BLOQUE II	BLOQUE III
TXX (s)	0.53	0.68	0.7
TYT (s)	0.39	0.63	0.64

Tabla 8.2. Resumen de derivas correspondientes a los bloques I, II y III.

DERIVAS	BLOQUE I	BLOQUE II	BLOQUE III
DX	4.03 ‰	6.12 ‰	6.20 ‰
DY	4.20 ‰	6.14 ‰	6.60 ‰
NORMA E030	7.00 ‰	7.00 ‰	7.00 ‰

- Si bien es cierto la presencia de los volados metálicos podría otorgar una impresión de irregularidad en el edificio, estos elementos no se consideran como elementos sismorresistentes a diferencia de los elementos de concreto armado.
- Se considero el sismo vertical y horizontal para verificar los desplazamientos de las terrazas metálicas, esto con el fin de evitar posibles daños y fisuras en los elementos no estructurales de vidrio que existirán en esa zona. Del análisis se verifico que las terrazas se mueven menos que 5 mm lo que no representa un problema.

8.3. Diseño Concreto armado

- En cuanto al diseño de vigas, el acero instalado en ningún caso supera la cuantía máxima, además los estribos colocados por confinamiento proporcionan una resistencia a cortante mayor a la requerida. Estas consideraciones en el diseño garantizan un comportamiento dúctil y rendimiento sísmico óptimo de las vigas.
- En cuanto al diseño de placas y columnas, se realizaron distinciones en el diseño por flexo compresión en el primer, tercer y quinto piso para los muros estructurales, y en el primer y tercer piso para las columnas dado que las solicitaciones disminuían notablemente con la altura y con el objetivo de minimizar el refuerzo longitudinal sin sacrificar la seguridad ni la capacidad resistente de la estructura
- El comportamiento predominante de las columnas se atribuye principalmente a cargas de gravedad. Ya que los muros estructurales asumen la demanda sísmica. Se coloco una cuantía máxima de 1.66% para las columnas del primer piso.
- En la fase de diseño de los muros estructurales, se concluye que los primeros niveles presentan una cuantía de refuerzo horizontal significativa por requerimiento de

capacidad. Esta disposición se alinea coherentemente con la gran responsabilidad sísmica que recae sobre las placas del proyecto.

- En cuanto al diseño de la cimentación, se optó por utilizar zapatas aisladas y zapatas conectadas por vigas de cimentación, estas últimas debido a la gran magnitud de momentos debido a las placas. Se empleó la teoría de zapatas flexibles y el uso del coeficiente de balasto proporcionando un enfoque más preciso para considerar la interacción suelo-estructura contribuyendo a una evaluación detallada y realista de la respuesta del sistema de cimentación.

8.4. Diseño en Acero

- Se realizó el diseño priorizando el diseño por compresión, flexión y control de deflexiones debido a que estas solicitaciones eran mayores. Asimismo, debido al comportamiento de los elementos de acero y a las cargas actuantes fue necesario verificar el diseño frente a esfuerzos combinados.
- Debido a que todas las terrazas tienen similar disposición de los elementos que lo componen, las secciones y conexiones se repiten.
- Las conexiones que se consideran en la estructura metálica, en su mayoría son conexiones a corte mediante pernos y soldadura. Los perfiles W que anclan en las vigas de concreto armado si tienen conexiones a momento.
- Para realizar el diseño de las conexiones se consideró las cargas últimas actuantes y un modelo de la conexión aislada en el software Idea Statica en donde se verificó la capacidad de resistencia de los pernos, las soldaduras y la fluencia de los perfiles conectados. Este análisis se realizó para todas las zonas donde existe conexión.
- En este apartado también se considera el diseño de la losa colaborante que va en la base de las terrazas. Para este elemento se realizó el diseño y las verificaciones de deflexión considerando la plancha metálica inicialmente como encofrado y posteriormente como un sistema compuesto.
- Dentro del cálculo estructural de los perfiles metálicos, se adoptaron enfoques conservadores sobre el diseño de las secciones, esto debido a que se consideró el factor C_b como 1.

8.5. Comentarios

- Se ha empleado la arquitectura de un proyecto previo, adaptando los planos para este trabajo específico. Es fundamental destacar que debido a la ausencia de viviendas colindantes se buscó proyectar grandes volados metálicos con el propósito de lograr una presencia arquitectónica distintiva. No obstante, se enfrentaron desafíos en el proceso de ubicación de muros estructurales impactando negativamente en la distribución de luz natural en algunos espacios.
- La falta de consideración del proceso constructivo por parte del software, esto provoco que las fuerzas internas de las vigas varíen notoriamente a tal punto de tener una inversión de momentos, lo que resulto en la aparición de momentos positivos en los apoyos. Ante este desafío, se procedió a restringir el desplazamiento en la dirección z. De este modo, se evita así las deformaciones de los elementos verticales, esta acción contribuyó significativamente a obtener resultados precisos y realistas en el análisis estructural del edificio.
- En el proceso de diseño de muros de corte, la norma E.060 en su inciso 21.9.5.3. menciona que el factor de amplificación (M_n/M_u) debe ser limitado por el coeficiente de reducción (R). No obstante, en la elaboración y diseño del presente proyecto se decidió limitar el factor de amplificación al valor de $R/2$, este criterio es respaldado por la práctica ingenieril, así como de la propuesta de la norma E.060 aun no vigente.
- En estructuras con una geometría y/o arquitectura compleja es común utilizar sistemas de protección sísmica como aisladores o disipadores con el objetivo de introducir menos fuerza a la superestructura y por ende considerar estructuras menos esbeltas. Sin embargo, se demostró que si se puede diseñar elementos complejos cumpliendo la normativa del país sin considerar estos sistemas de protección. Pero, se puede asumir que un diseño con base fija como el que se ha realizado podría ser más caro en comparación de un diseño con protección debido a que se utilizan elementos más esbeltos.

BIBLIOGRAFIA

ACI (American Concrete Institute) Committee 318. (2019). *Building Code Requirements or Structural Concrete* (ACI 318-19).

ANSI/AISC 360-16. *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.

Blanco, A. (1994). *Estructuración Y Diseño De Edificaciones De Concreto Armado*.

Blanco A. et al. (2015). *Conferencia Conceptos de Diseño Estructural de Muros de Concreto Armado en el Perú*. Consulta: 8 de setiembre de 2015.

Higashi, L (2020). *Diapositivas de clase del curso de Concreto Armado 2*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.090 Estructuras metálicas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del curso de Concreto Armado I* (15ta. Ed.). Lima, Perú. PUCP, facultad de Ciencias e Ingeniería.

ANEXOS

A continuación, se adjunta los planos de arquitectura y planos estructurales desarrollados.

[illegible]



PROYECTO:
EDIFICIO
DE
AULAS
DE
7 PISOS

UBICACION :

PROVINCA: LIMA
DISTRITO: SAN MIGUEL
Av./Ca./Pse: AV. UNIVERSITARIA
DNO

PROPIETARIO :

ARQUITECTUR

PLAN:

ELEVACION

JOSEPH_CONDO

KEVIN_GORDON

NG. RESPONSAB.
JOSEPH. COMPT.

JOSEPH_LUNDO
KEVIN_GIRON

DIBUJO CAD :

K.R.G.C.

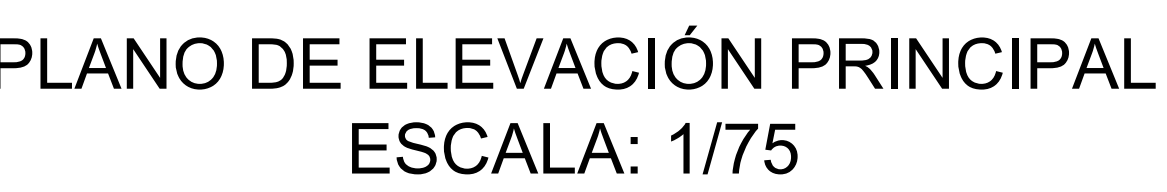
4.4.6 CONCLUSIONS

LAHVA :

A-

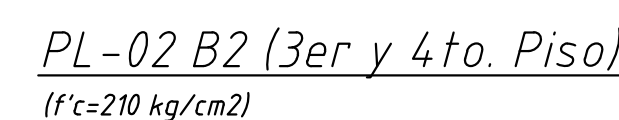
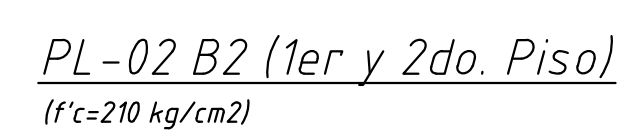
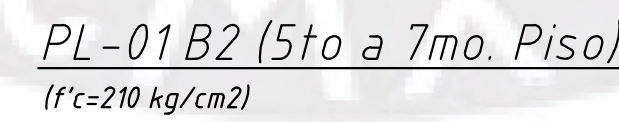
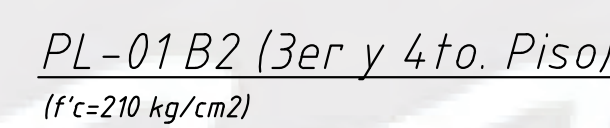
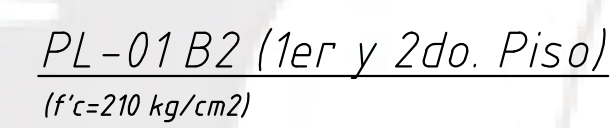
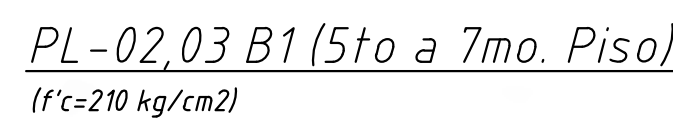
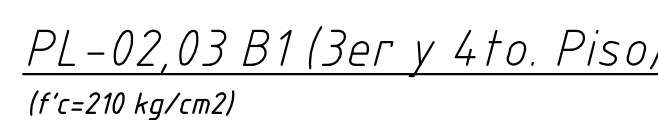
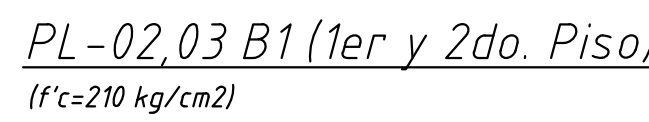
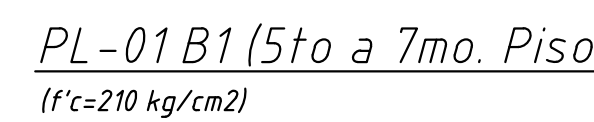
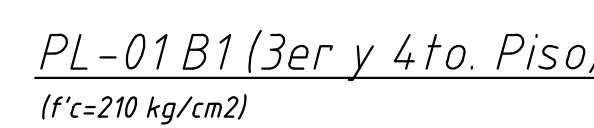
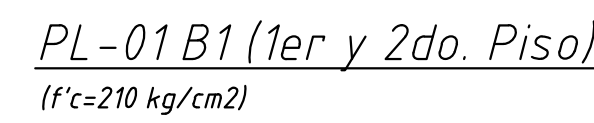
100% 99% 98% 97% 96% 95% 94% 93% 92% 91% 90% 89% 88% 87% 86% 85% 84% 83% 82% 81% 80% 79% 78% 77% 76% 75% 74% 73% 72% 71% 70% 69% 68% 67% 66% 65% 64% 63% 62% 61% 60% 59% 58% 57% 56% 55% 54% 53% 52% 51% 50% 49% 48% 47% 46% 45% 44% 43% 42% 41% 40% 39% 38% 37% 36% 35% 34% 33% 32% 31% 30% 29% 28% 27% 26% 25% 24% 23% 22% 21% 20% 19% 18% 17% 16% 15% 14% 13% 12% 11% 10% 9% 8% 7% 6% 5% 4% 3% 2% 1% 0%

30/05/2024

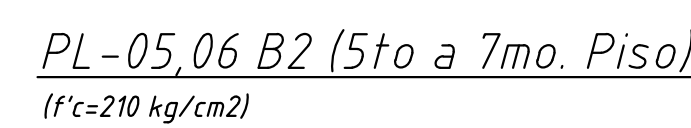
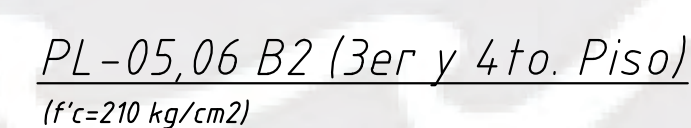
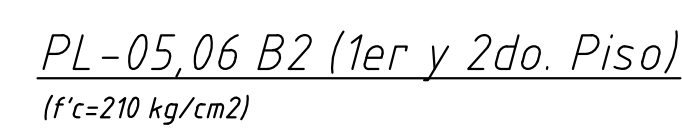
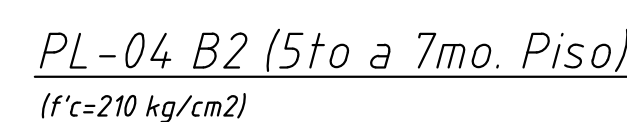
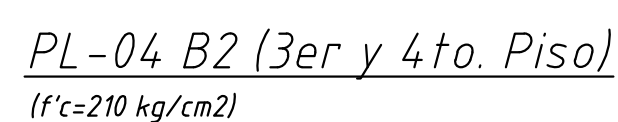
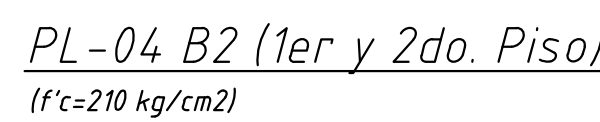
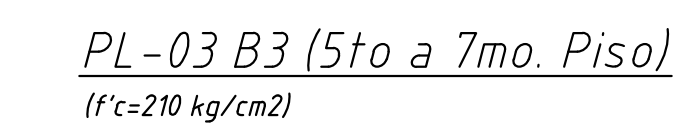
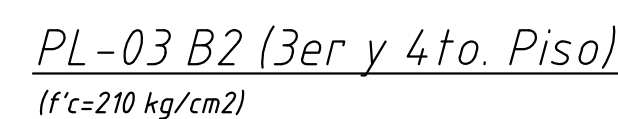
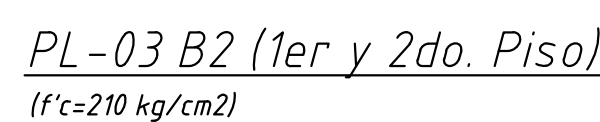
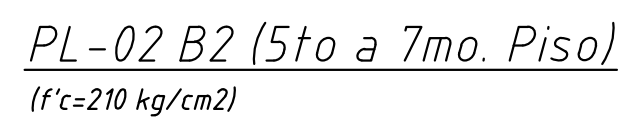


[illegible]

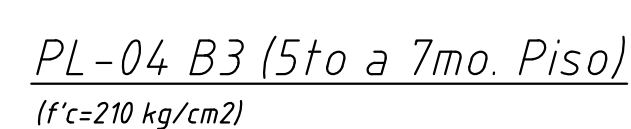
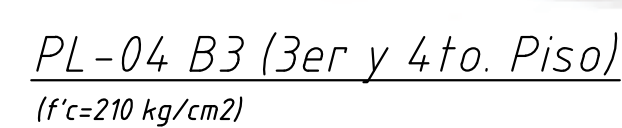
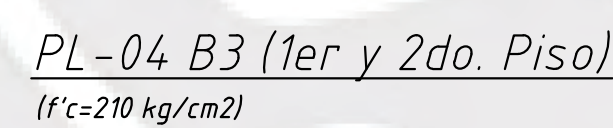
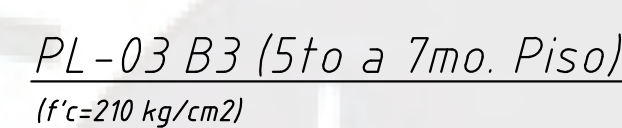
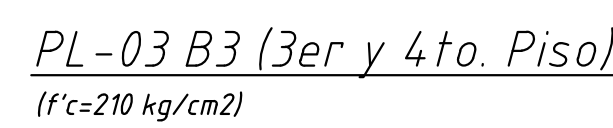
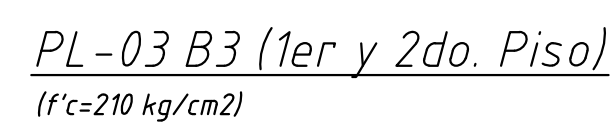
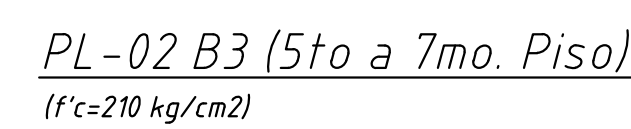
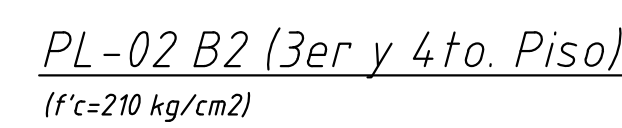
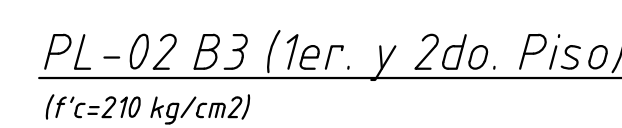
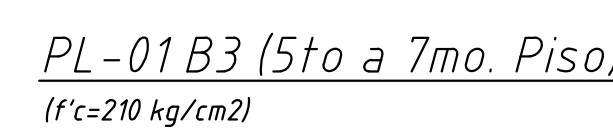
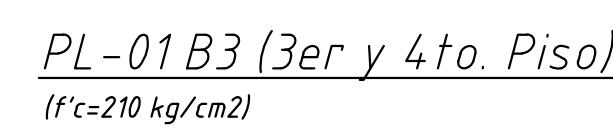
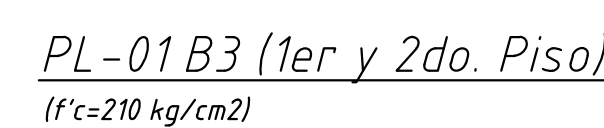
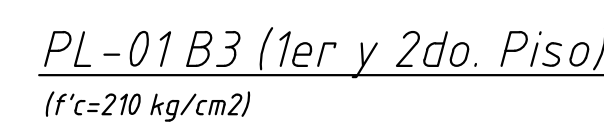
A 3D architectural rendering of a building facade. The facade is primarily green, representing vegetation or solar panels. There are several rectangular sections in different colors (yellow, orange, red) that represent solar collectors or windows. A small, red, rectangular object is visible on the roof of the building.



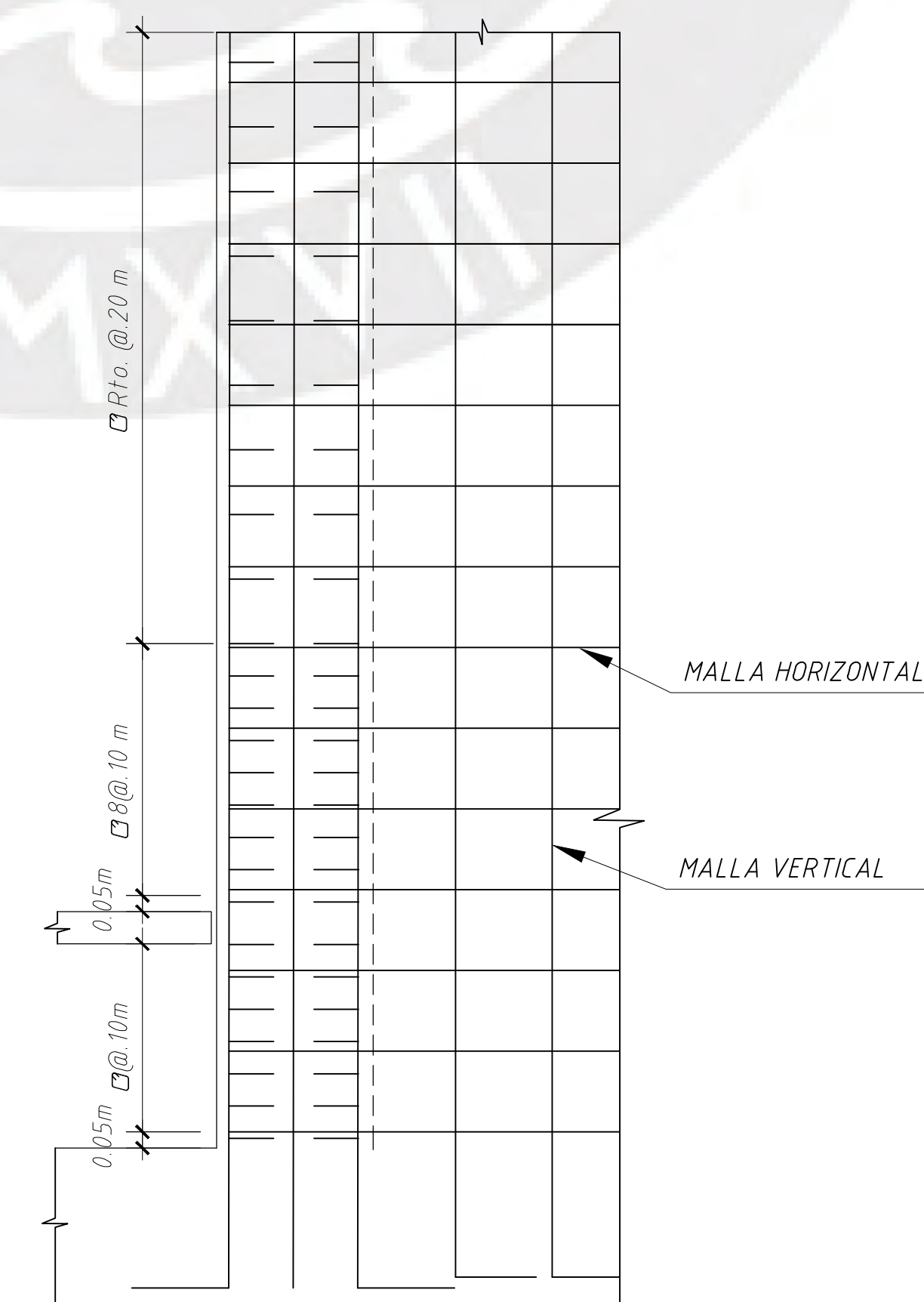
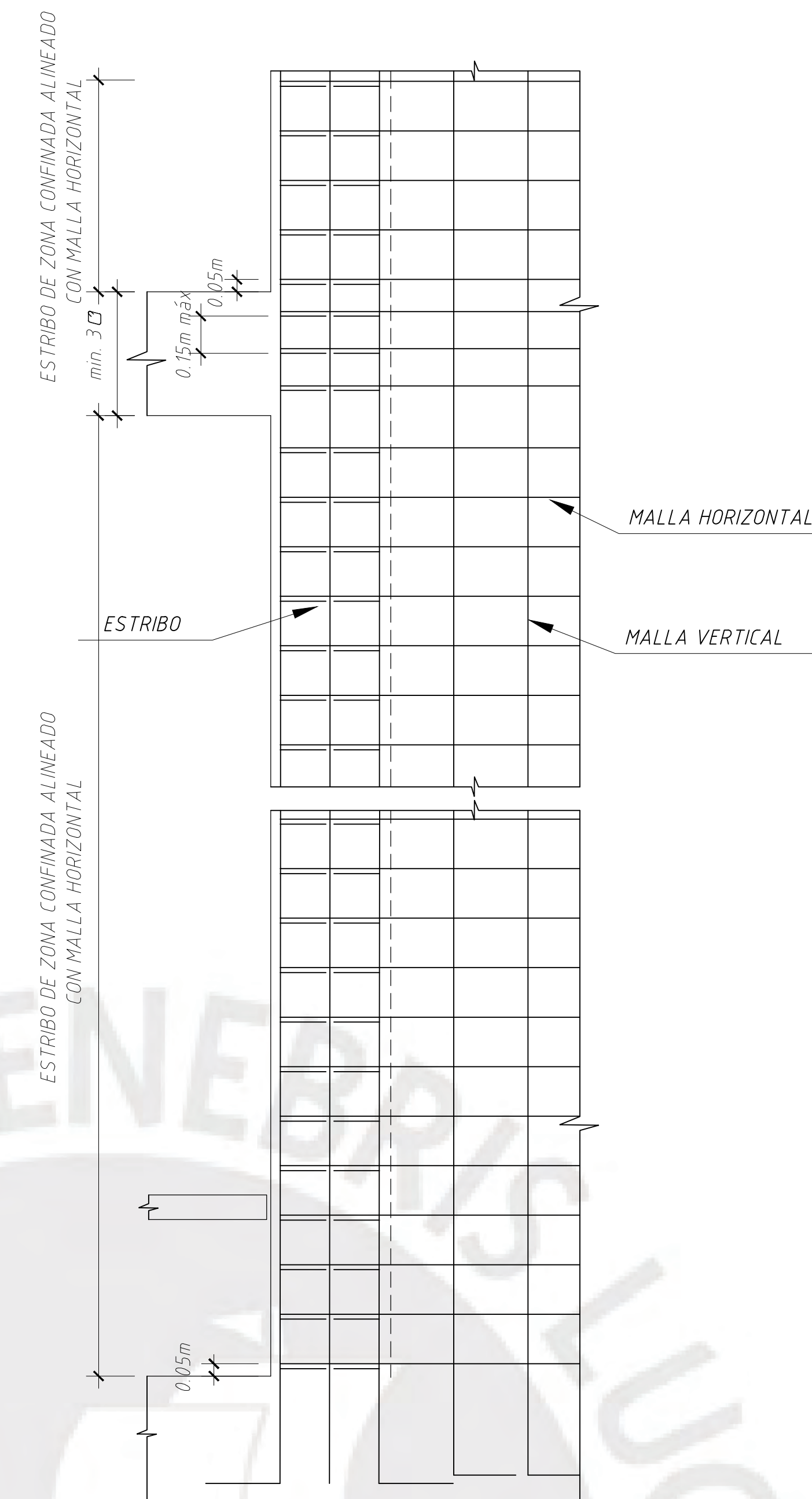
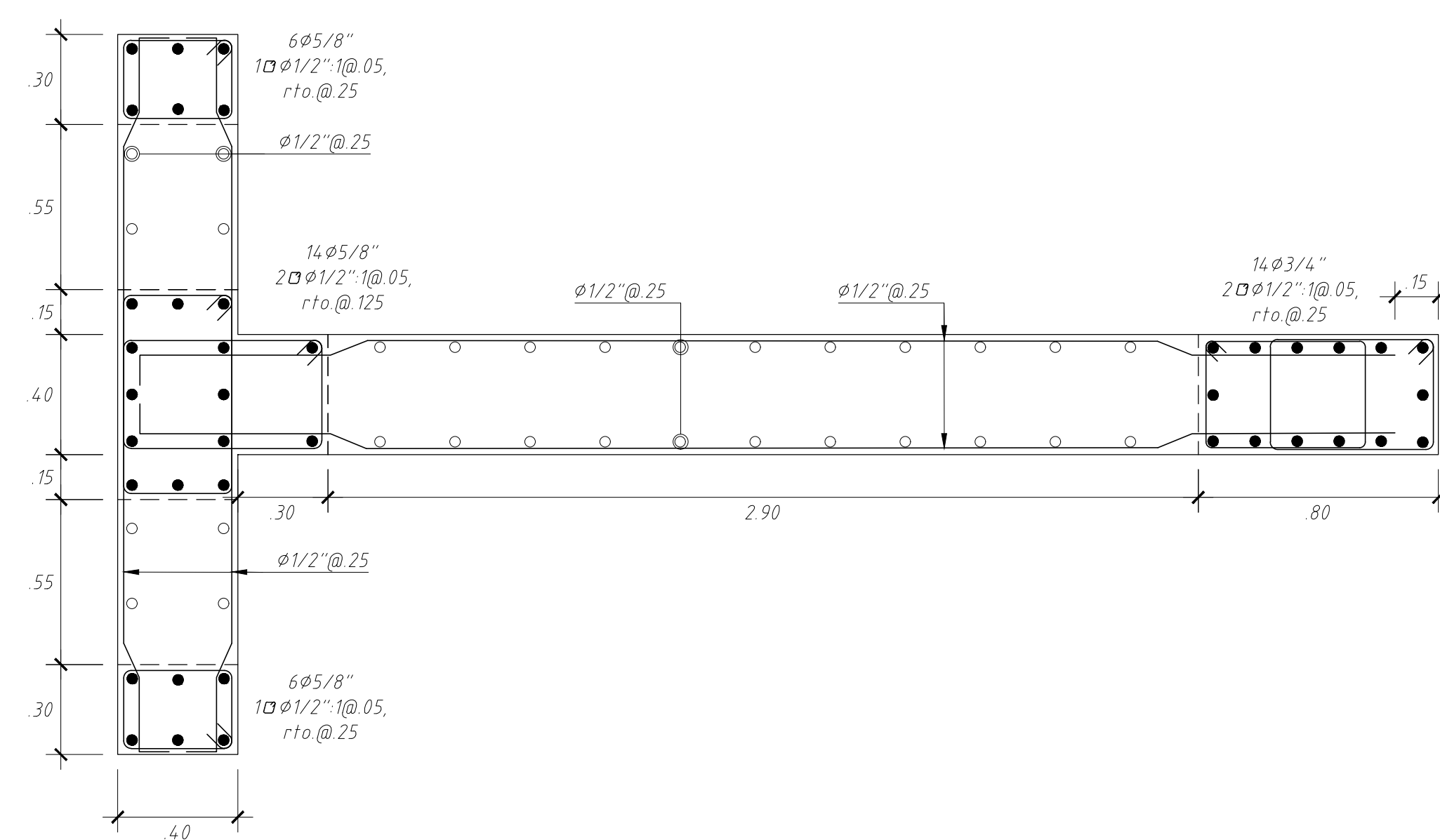
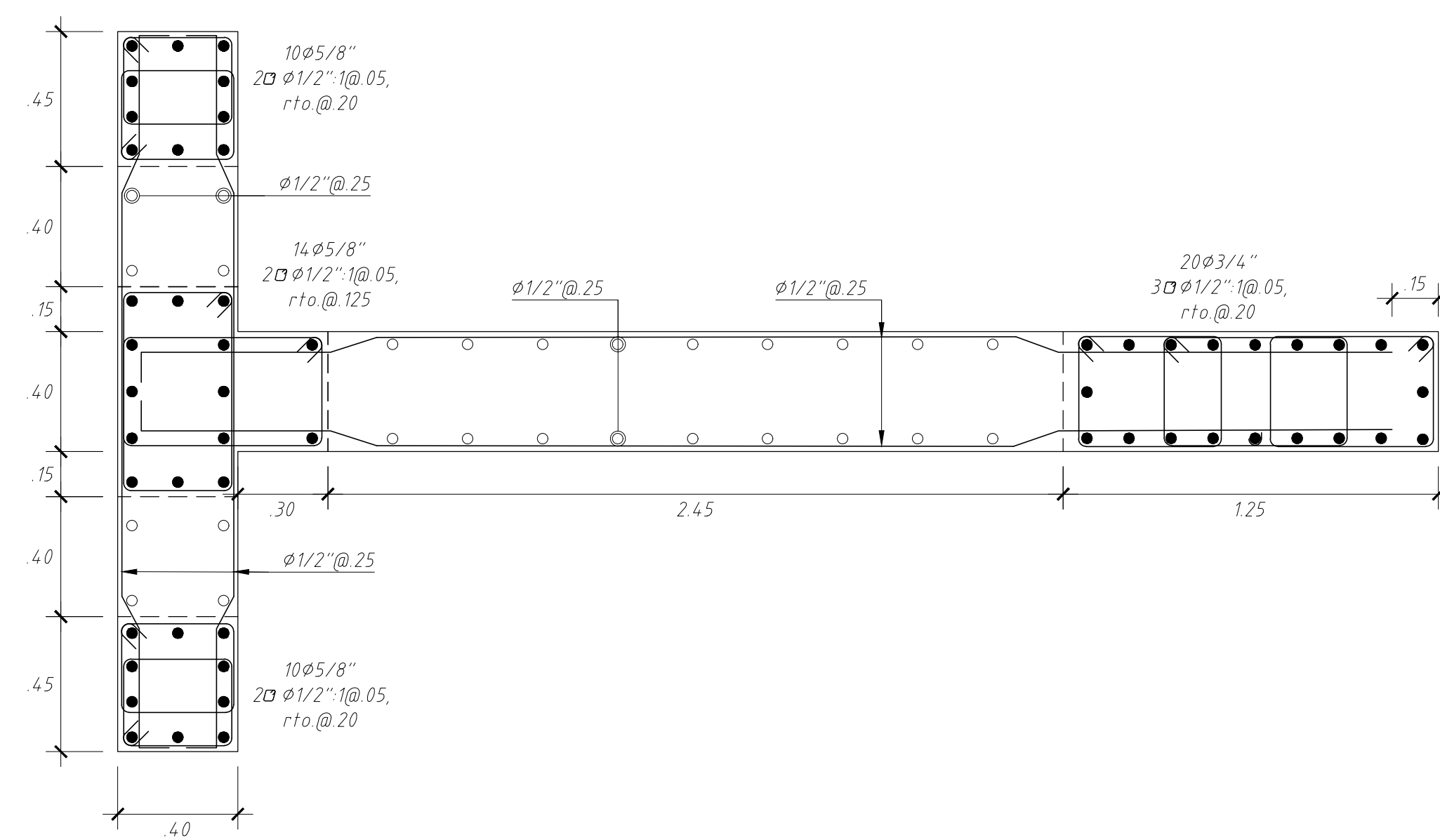
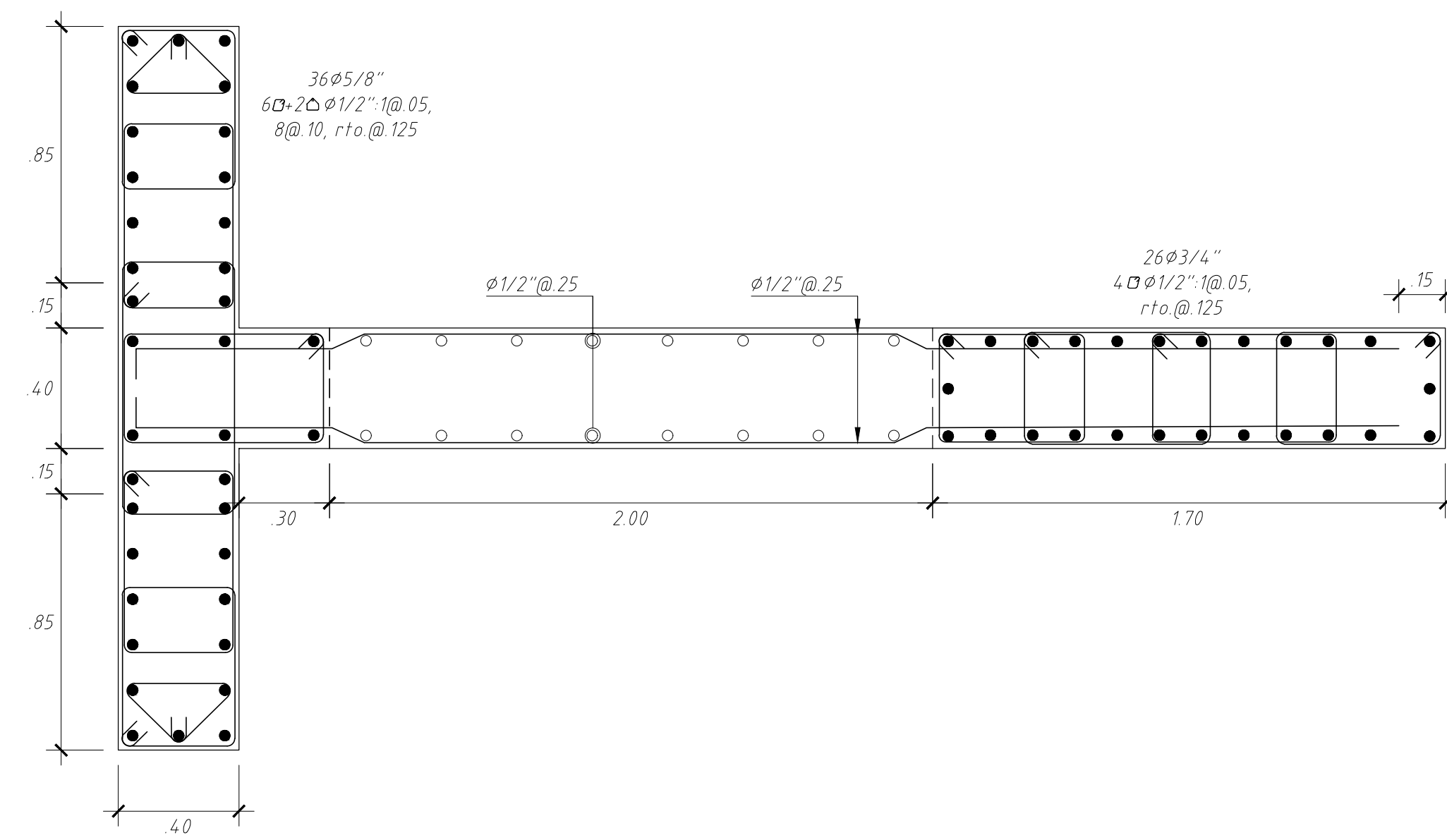
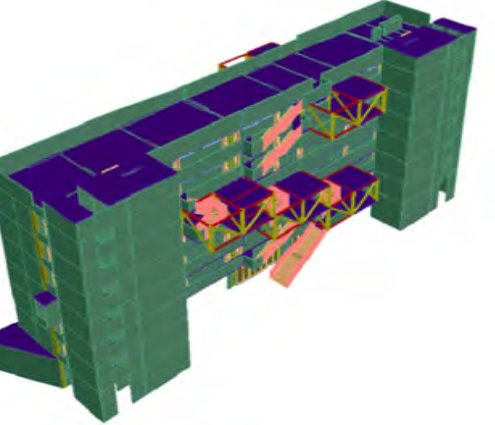
FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/25



FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/25



FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/25

[illegible]

PROYECTO:

EDIFICIO
DE
AULAS
DE
7 PISOS

UBICACION :

REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SAN MIGUEL
v./Ca./Psje: AV.
UNIVERSITARIO
1810

PROPIETARIO :

ESTRUCTURAS

PLANO:

PLANO DE PLACAS

ENSEÑO:

JOSEPH_CONDORI
KEVIN_GIRON

NG. RESPONSABLE

JOSEPH_CONDORI
KEVIN_GIRON

DIBUJO CAD :

K.R.G.C

REVISION:

I.M.C.H.

AMINA :

E-07

TECHA :

30/07/2024

SCALA :

1/25

[illegible]



LOCATION:

PROPIETARIO

PLANO

DISEÑO:
JOSEPH CONDOR
KEVIN GIRON

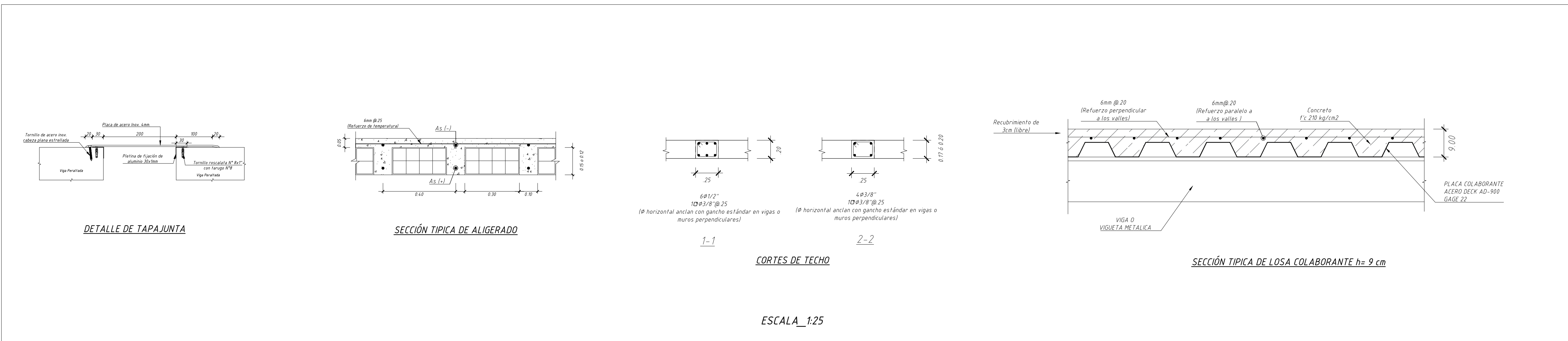
ING. RESPONSABLE
JOSEPH CONDOR
KEVIN GIRON

DIBUJO CAD:	REVISION:
K.R.G.C.	J.M.C.

LAMINA

E-09

FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/75



A 3D architectural rendering of a building facade. The facade is primarily green, representing solar panels. There are several rectangular windows or openings. One of these openings is highlighted with a red and yellow glow, indicating a solar collector or a specific window type. The building is shown from a low angle, emphasizing its height.

UBICACION:

REGION:	LIMA
PROVINCIA:	LIMA
DISTRITO:	SAN
Av./Ca./Pje:	AV. CONDO 1870

ESTRUCTURAS

DISEÑO:
 JOSEPH CONDOR
 KEVIN GIRON

ING. RESPONSABLE
JOSEPH CONDOR
KEVIN GIRON

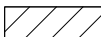
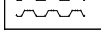
DIBUJO CAD:	REVISION:
K.R.G.C.	J.M.C.

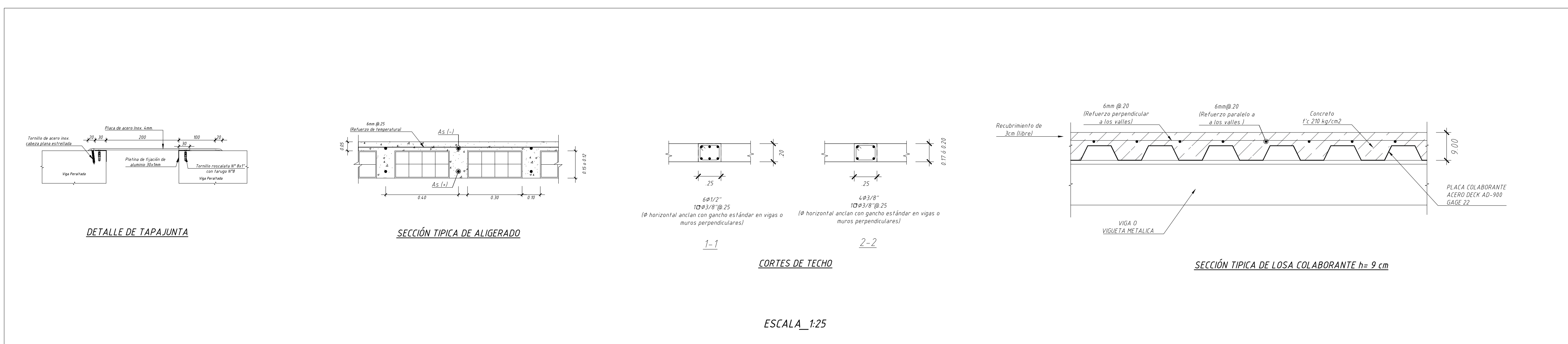
LAMINA

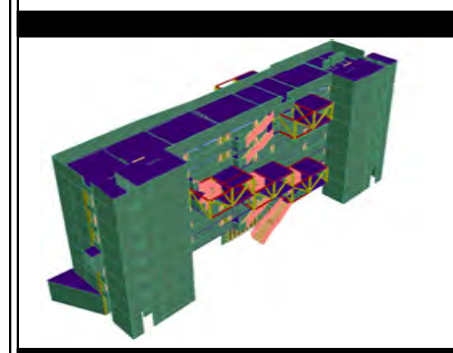
E-10

FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/7



- | | |
|---|---|
|  | ALIGERADO EN UNA DIRECCION DE H-97mm
ALIGERADO CON VISIETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 40 |
|  | ALIGERADO EN UNA DIRECCION DE H-97mm
ALIGERADO CON VISIETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 40 |
|  | LOSA COLAROBANTE
LOSA COLAROBANTE ALEROS DECK AD900 GAGE 22 |
|  | PLANTA ESTIMADA
PLANTA ESTIMADA DE 1/2" |



[illegible]

PROYECTO:
EDIFICIO
DE
AULAS
DE
7 PISOS

UBICACION:

REGION:	LIMA
PROVINCIA:	LIMA
DISTRITO:	SAN MIGUEL
Av. Ca. Pje. AV.	UNIVERSITARIA
	1870

PROPIETARIO :

ESTRUCTURAS

ENCOFRADOS
PISO 4

DISEÑO:
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

ING. RESPONSABLE:
JOSEPH_CONDORI
KEVIN_GIRON

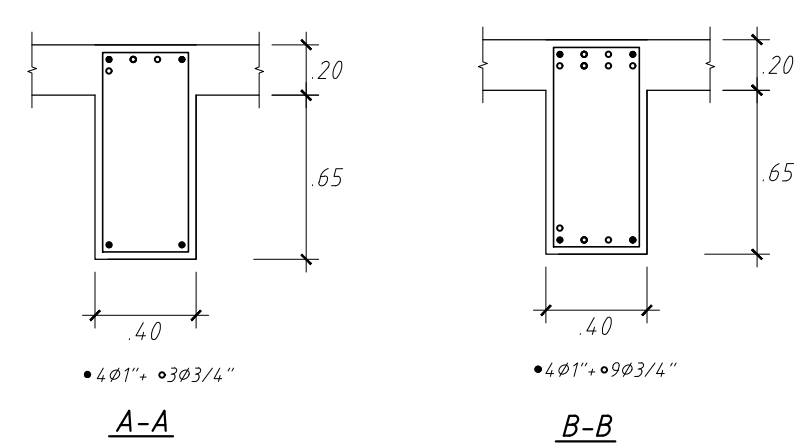
DIBUJO CAD :	REVISION:
K.R.G.C.	J.M.C.H.

14 MINA -

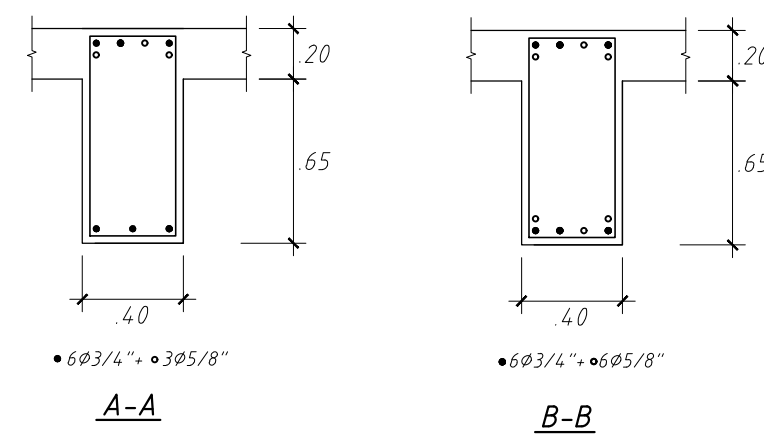
E-11

FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/75

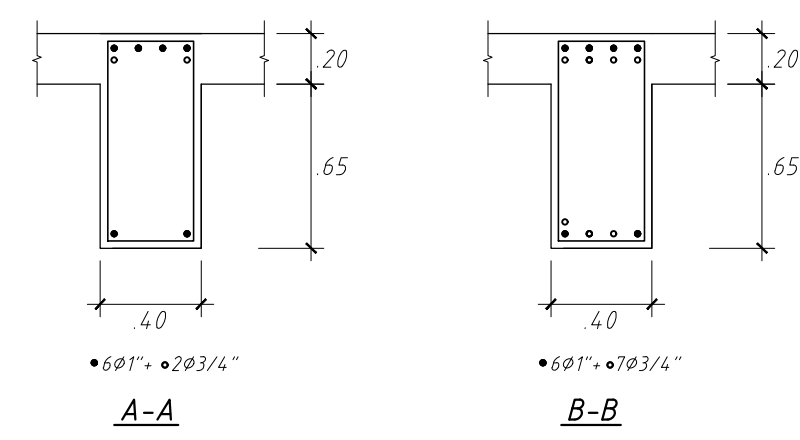
[illegible]



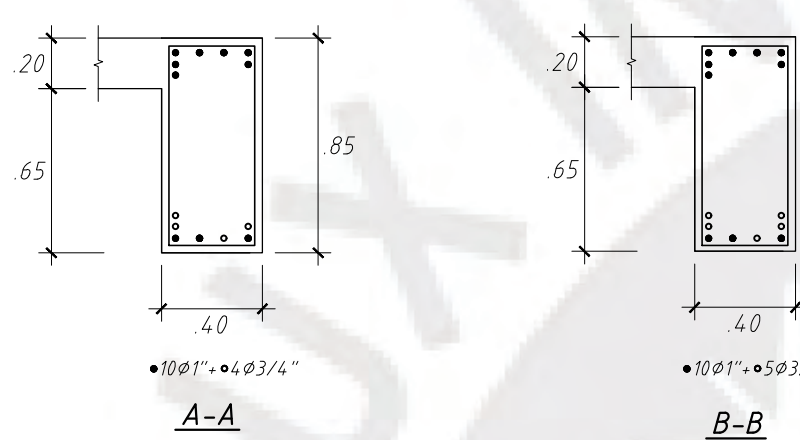
VT-106 B2(0.40X0.85) (Piso tipico)



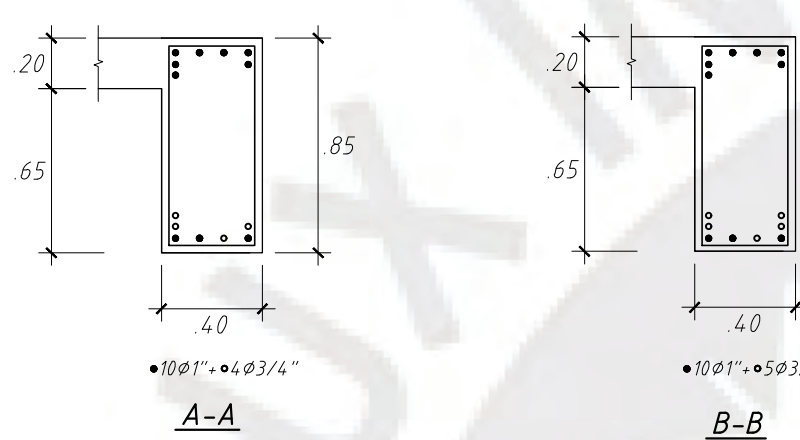
VT-107 B2(0.40X0.85) (Piso tipico)



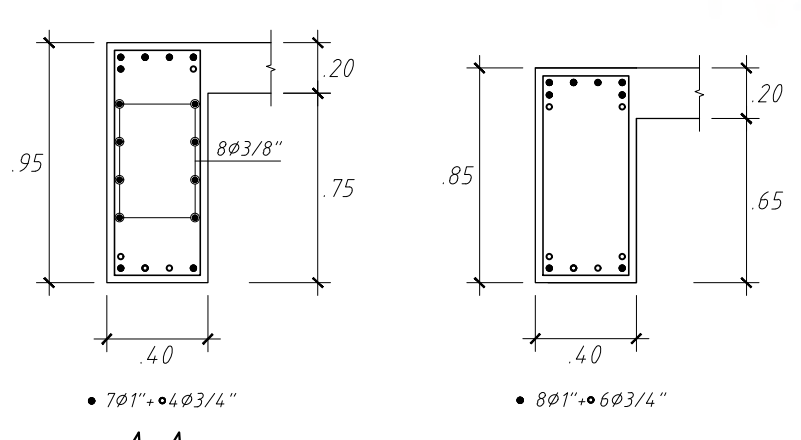
VT-108 B2(0.40X0.85) (Piso 4y5)



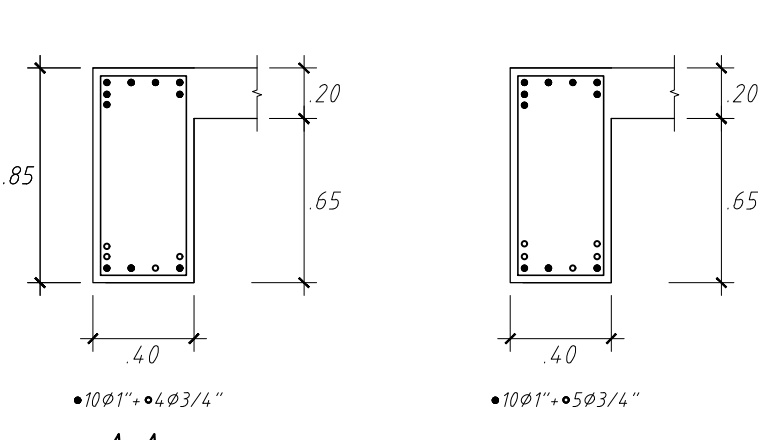
VT-110 B2(0.40X0.85) (Piso 4y5)



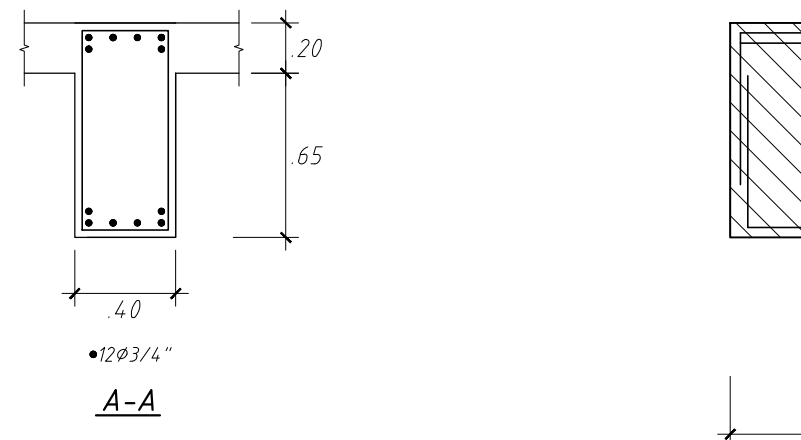
VT-101 B3(0.40x0.95) (Piso tipico)



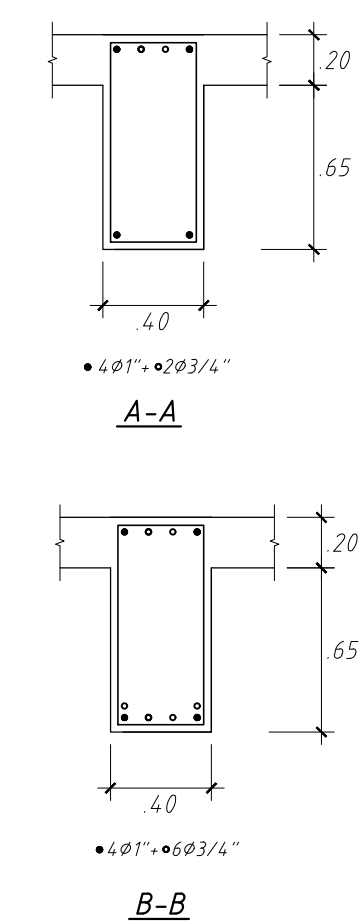
VT-101B3(0.40x0.85) (Piso tipico)



VT-104 B3 (0.40X0.85) (Piso tipico,



VT-105 B3 (0.40x0.85) (Piso tipico)



VT-106 B3 (0.40x0.85) (Piso tipico)



PROYECTO:
EDIFICIO
DE
AULAS
DE
7 PISOS

UBICACION:

REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SAN MIGUEL
Av. Ca. 2963
AV. UNIVERSITARIA
1070

PROPIETARIO:

ESTRUCTURAS

PLANO:

PLANO
DE
VIGAS

DISEÑO:
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

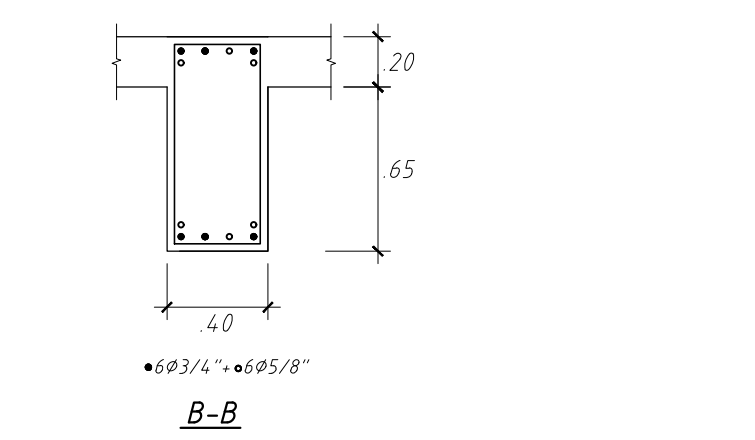
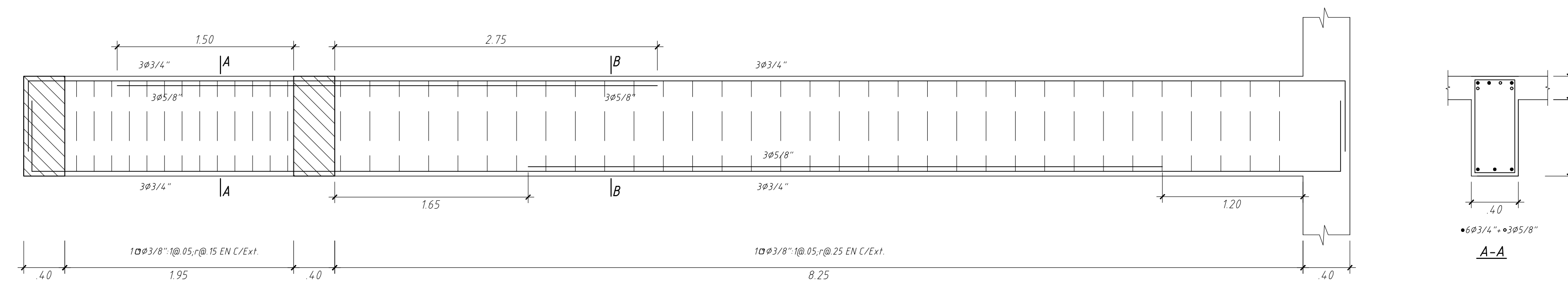
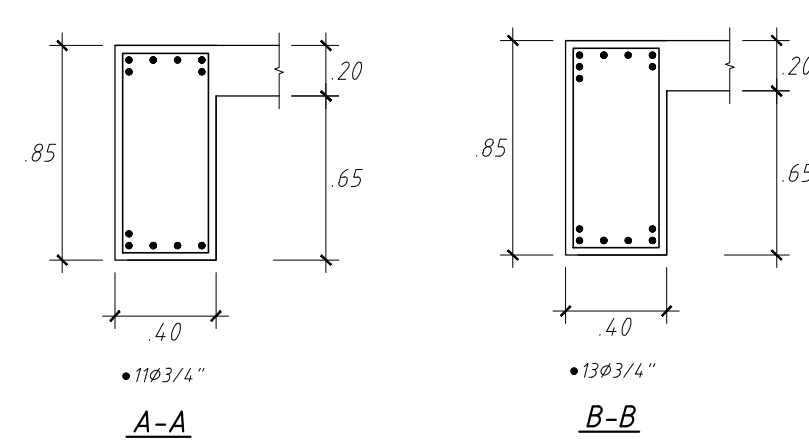
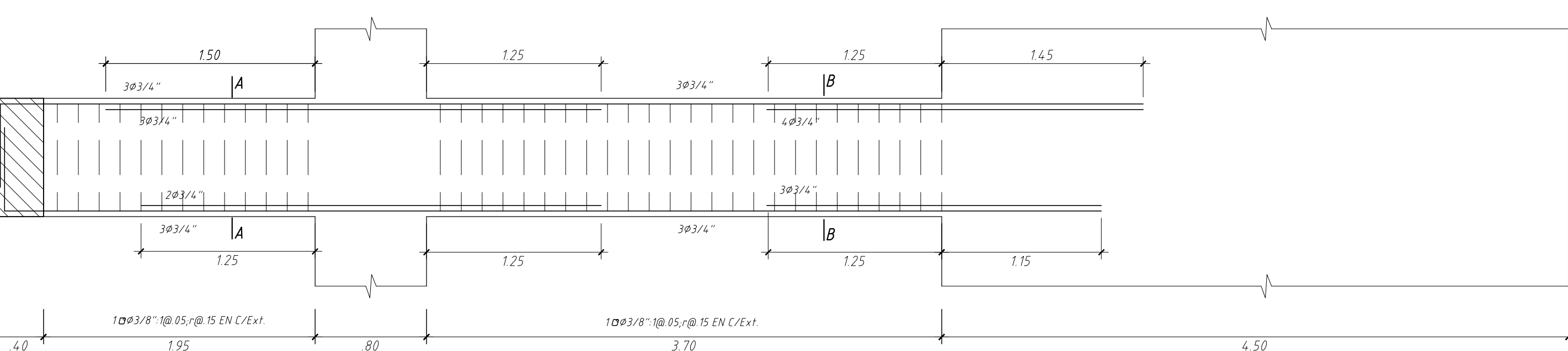
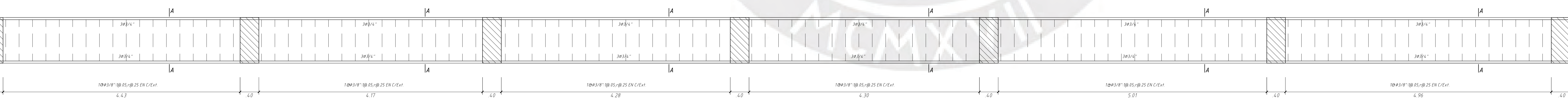
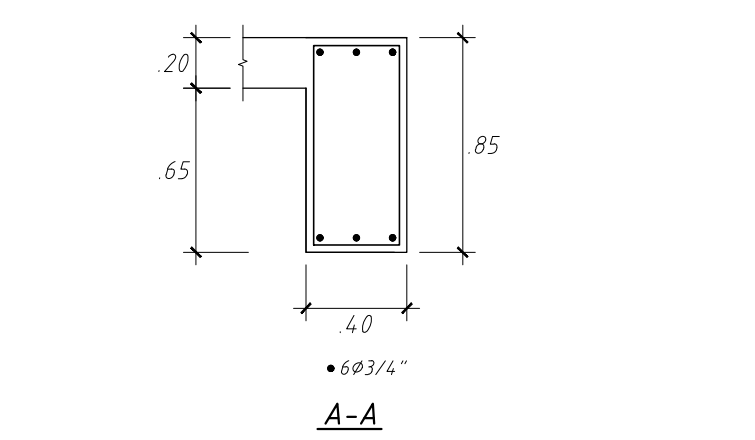
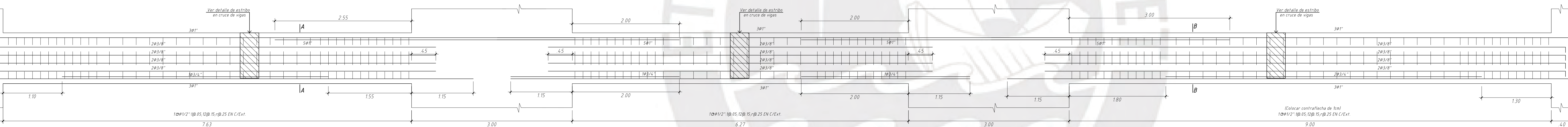
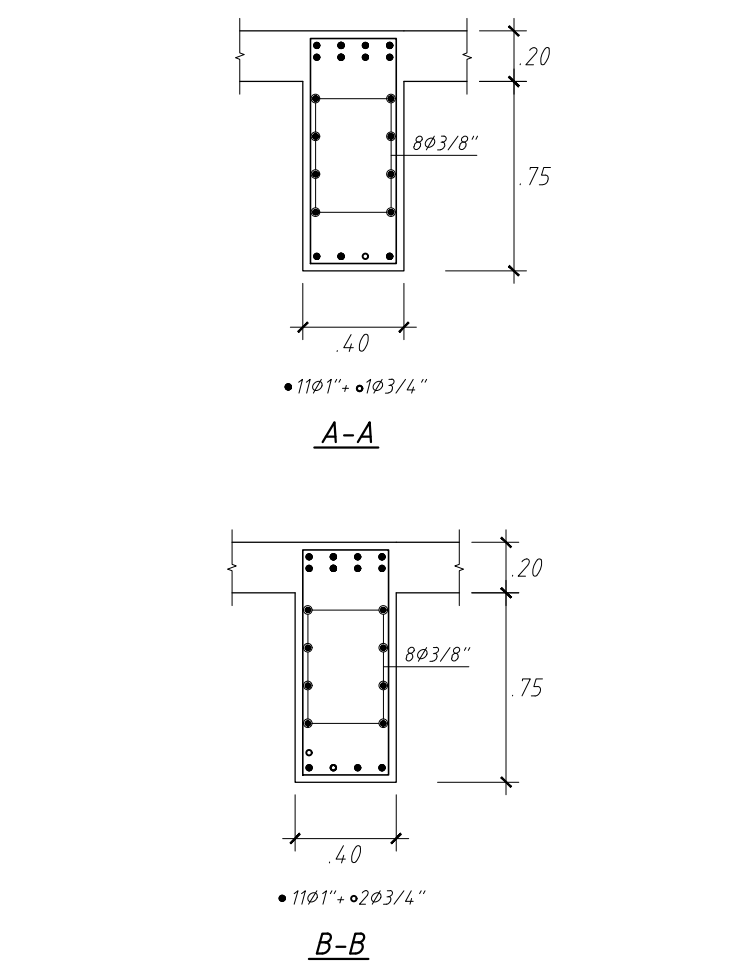
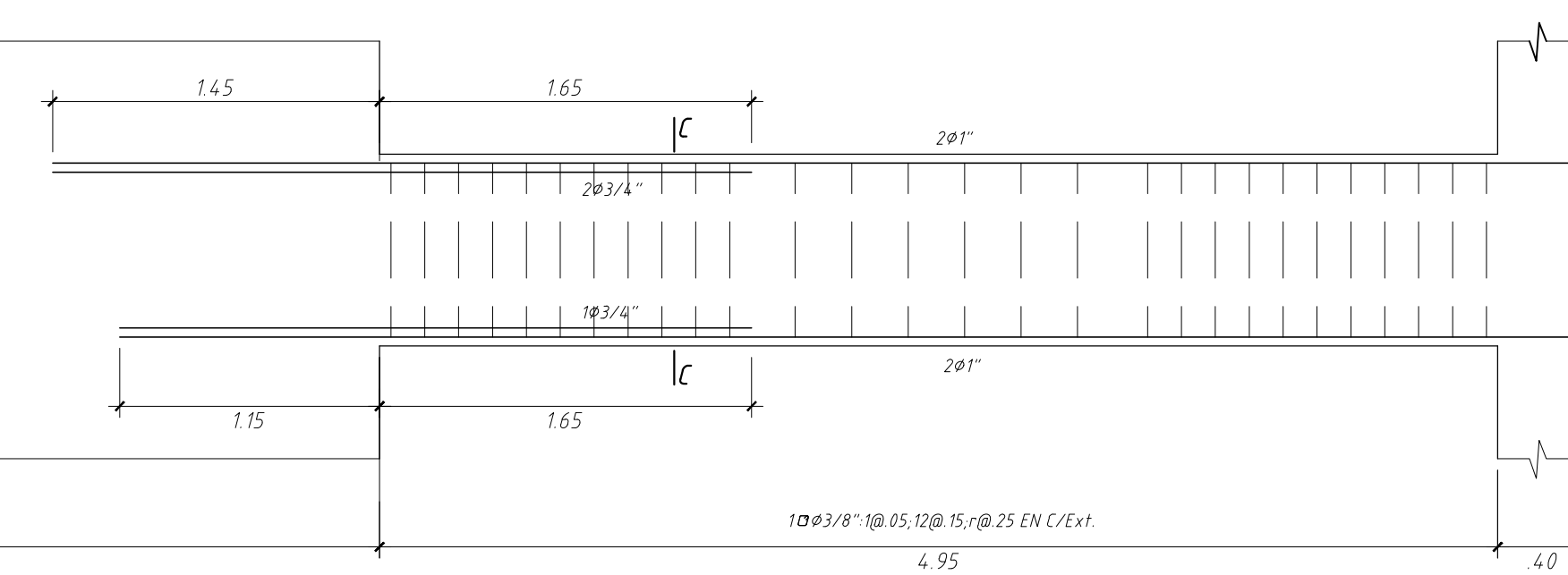
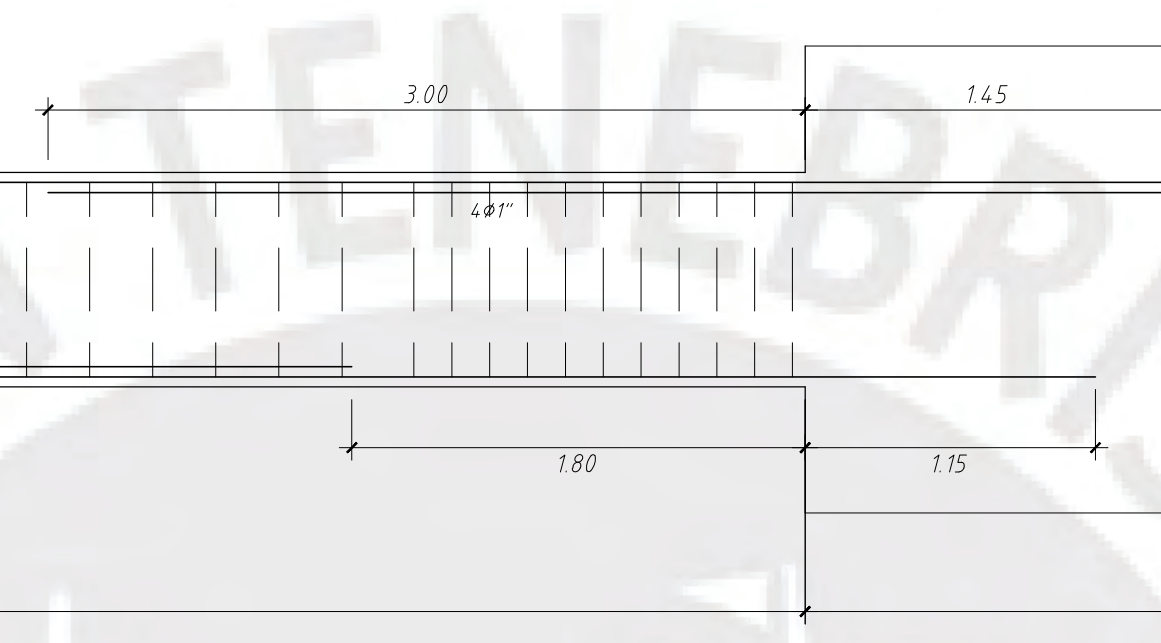
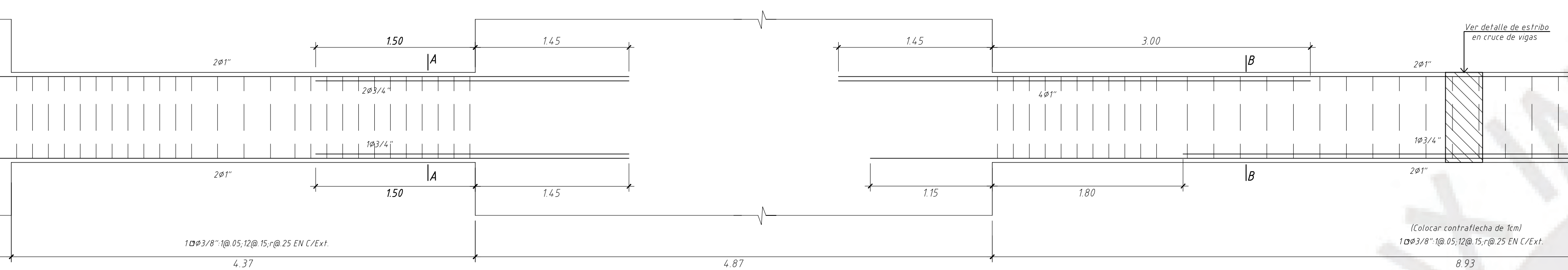
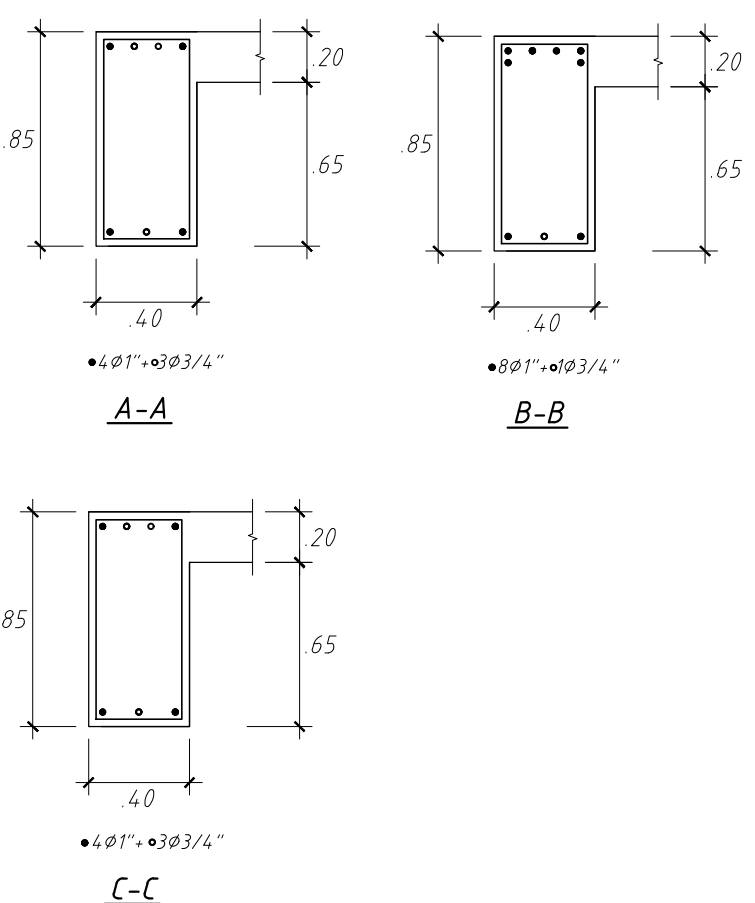
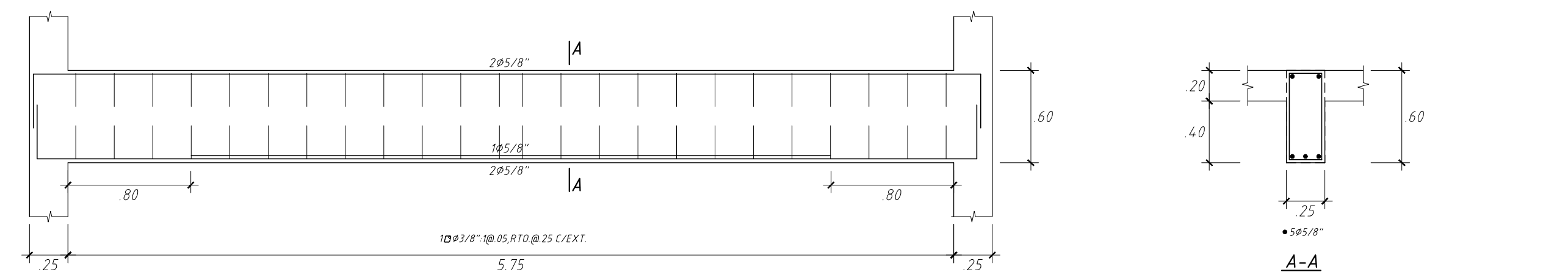
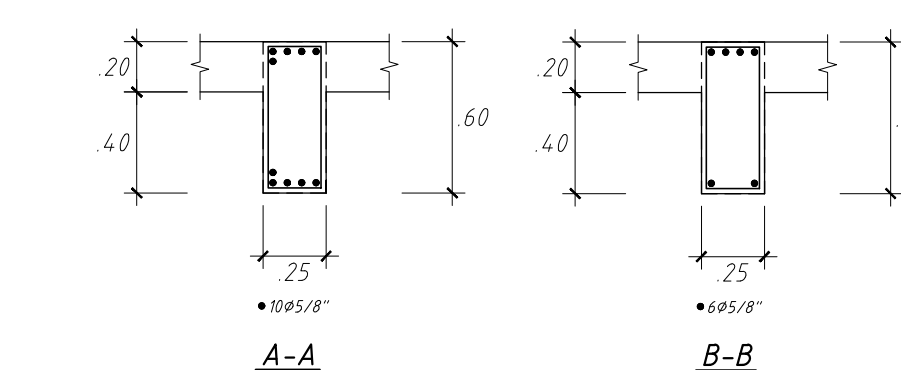
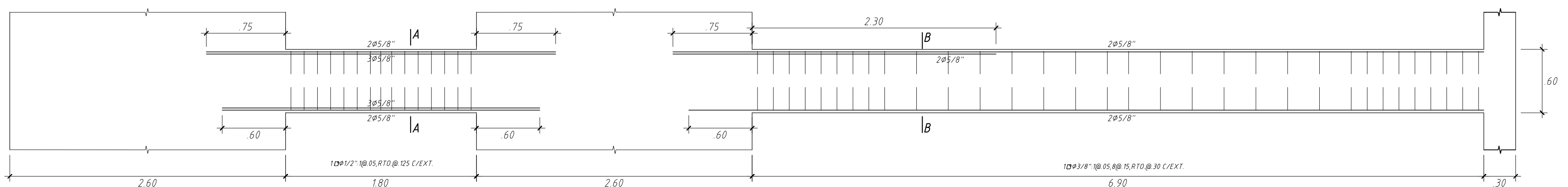
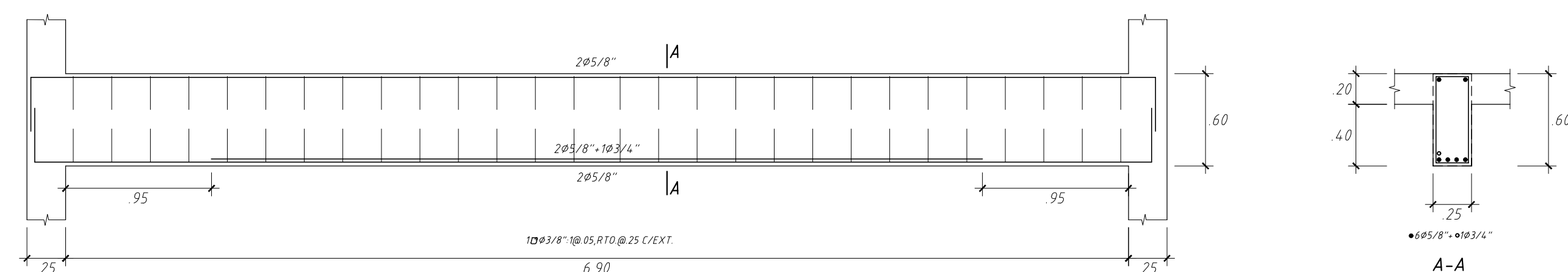
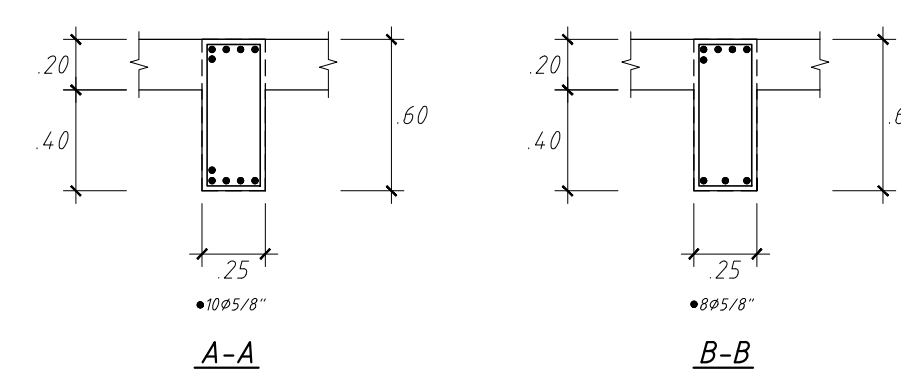
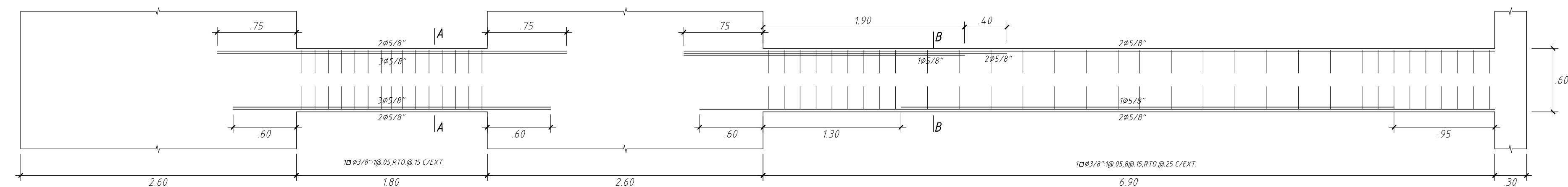
ING. RESPONSABLE:
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

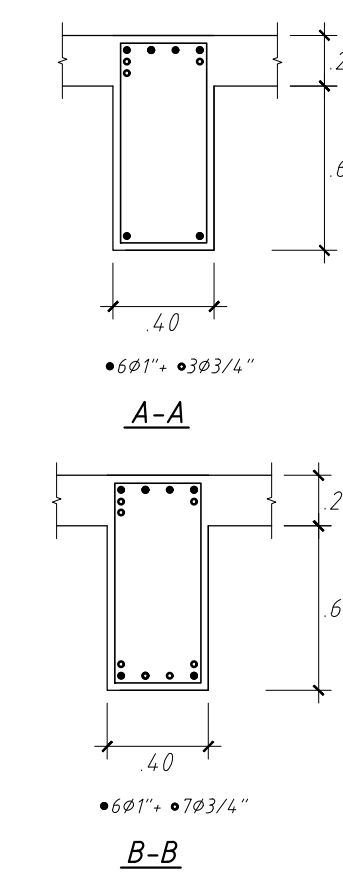
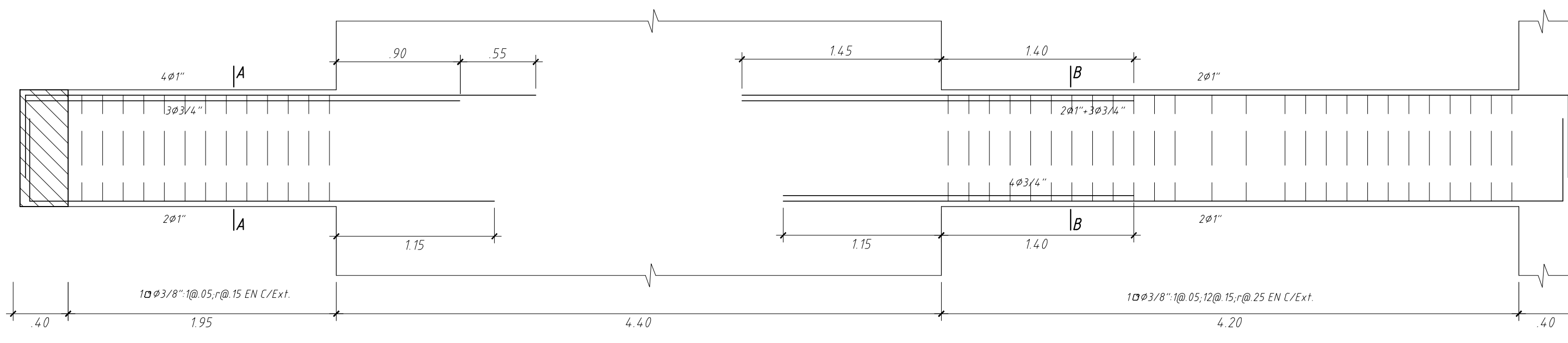
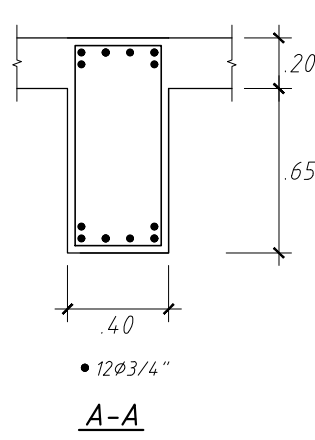
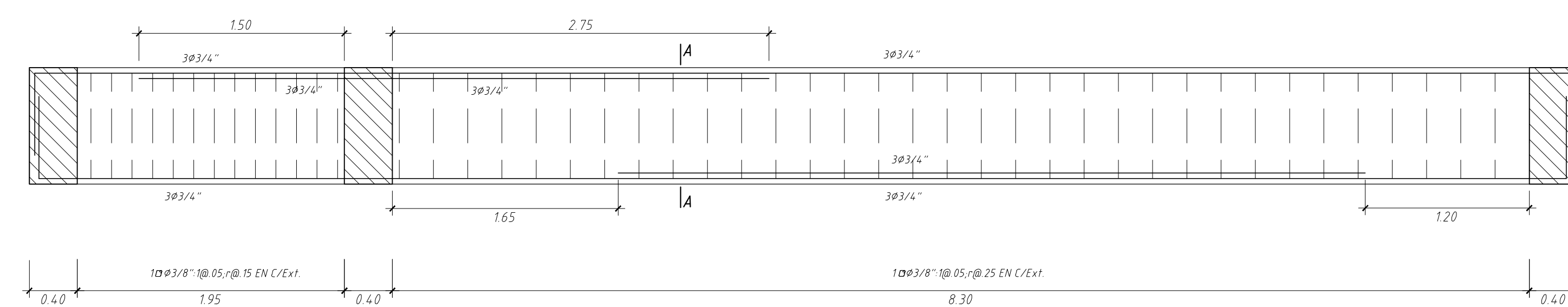
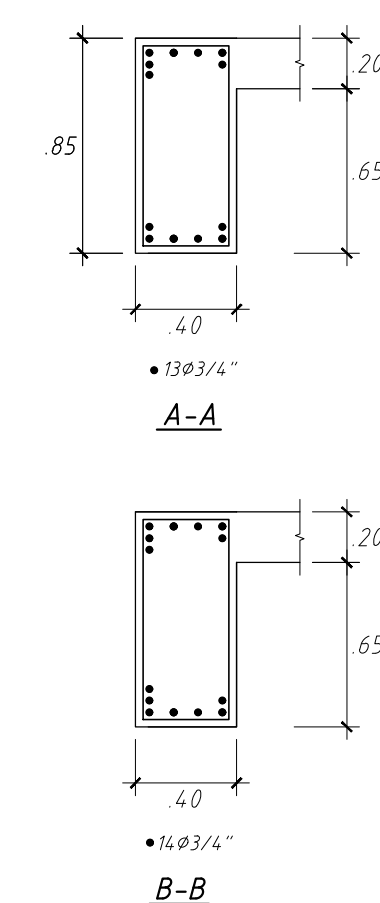
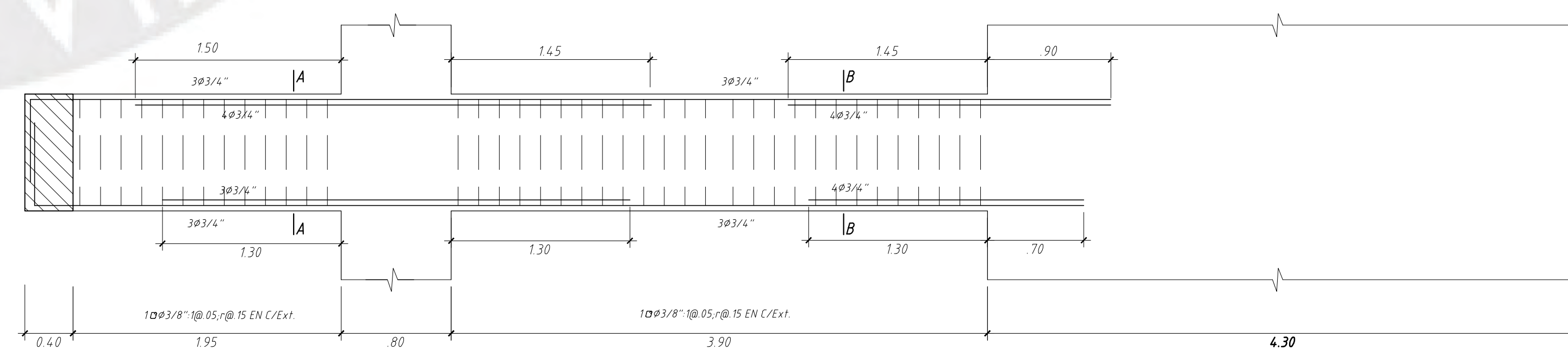
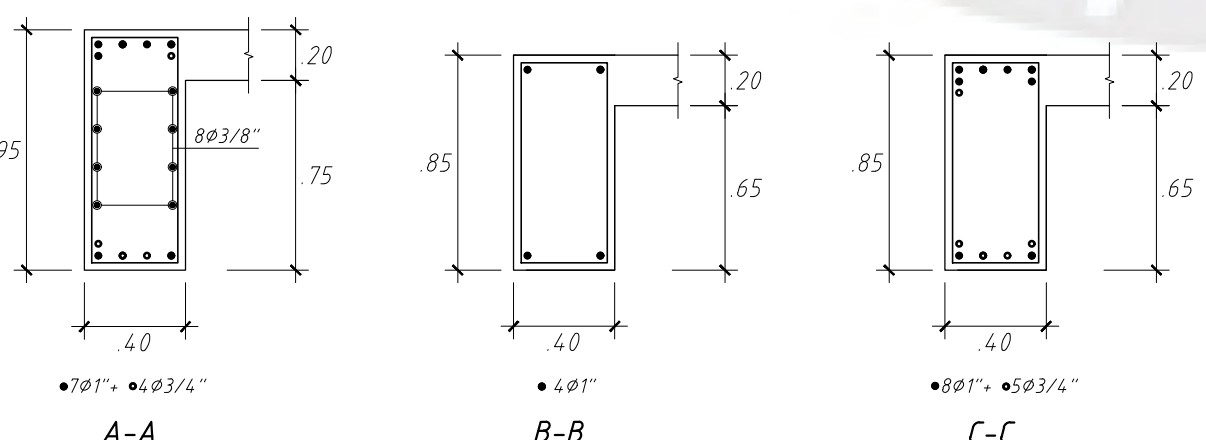
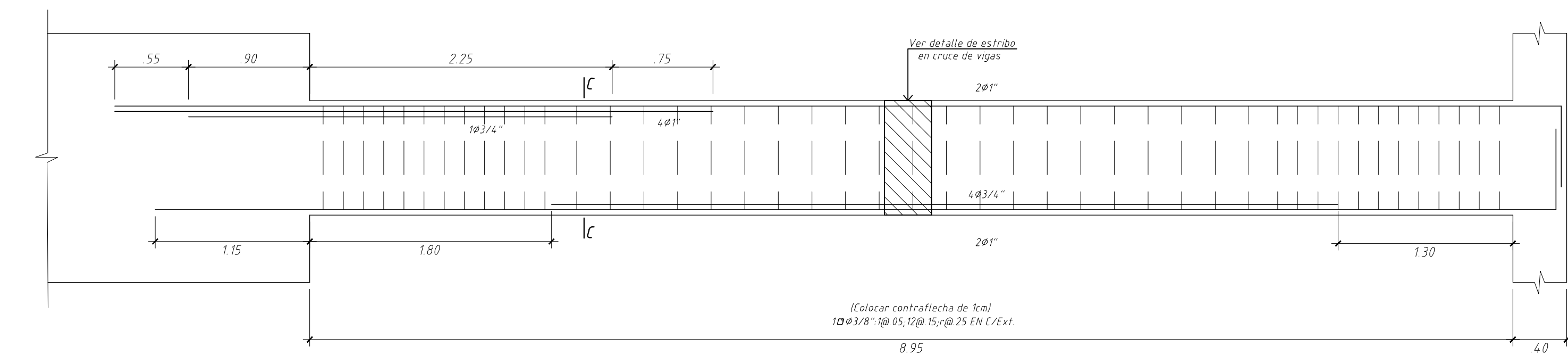
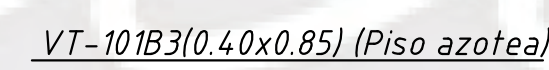
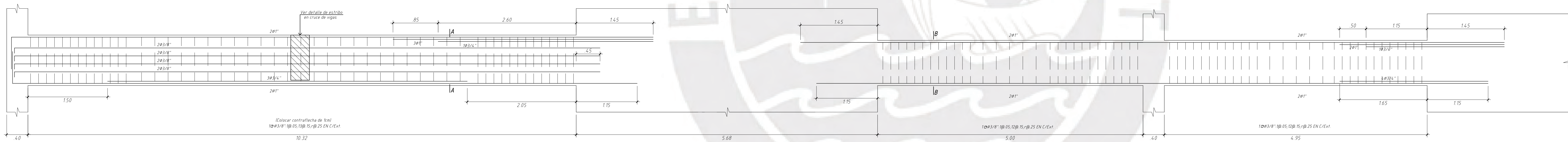
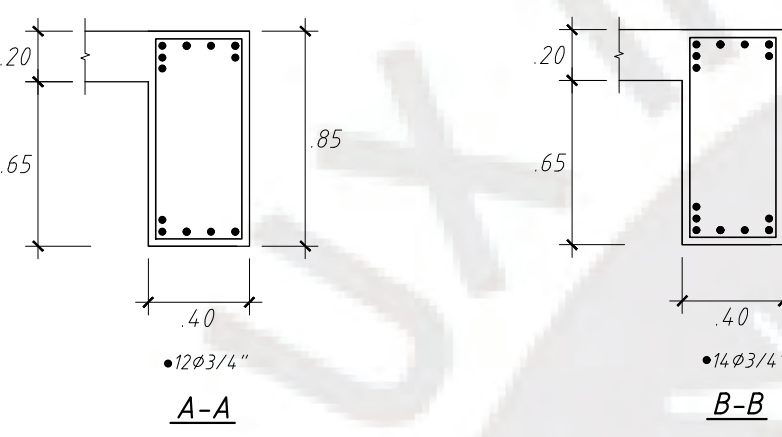
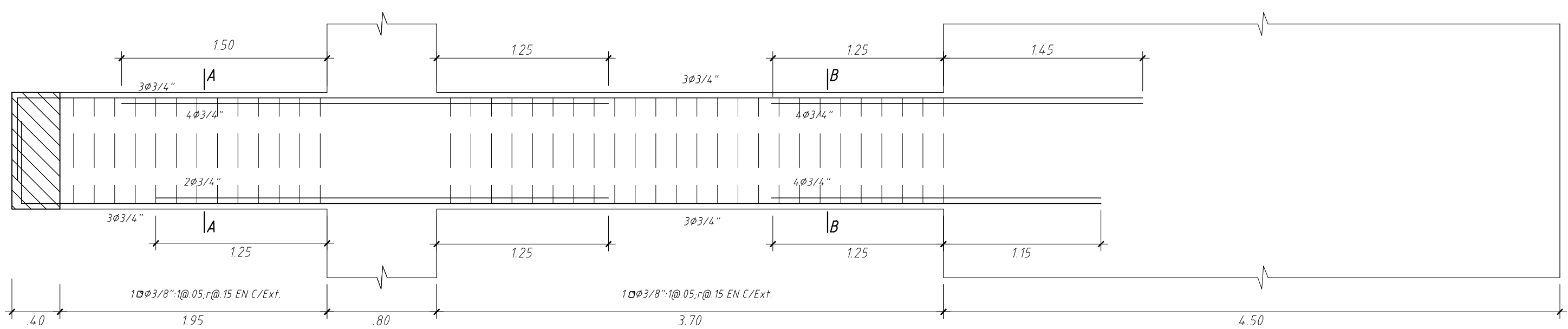
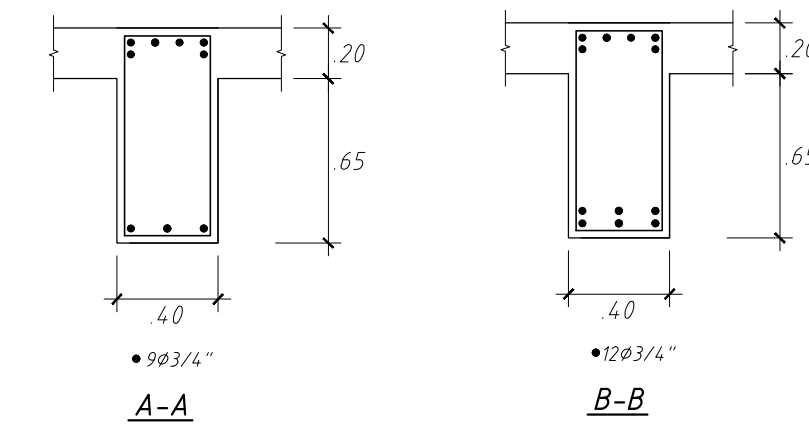
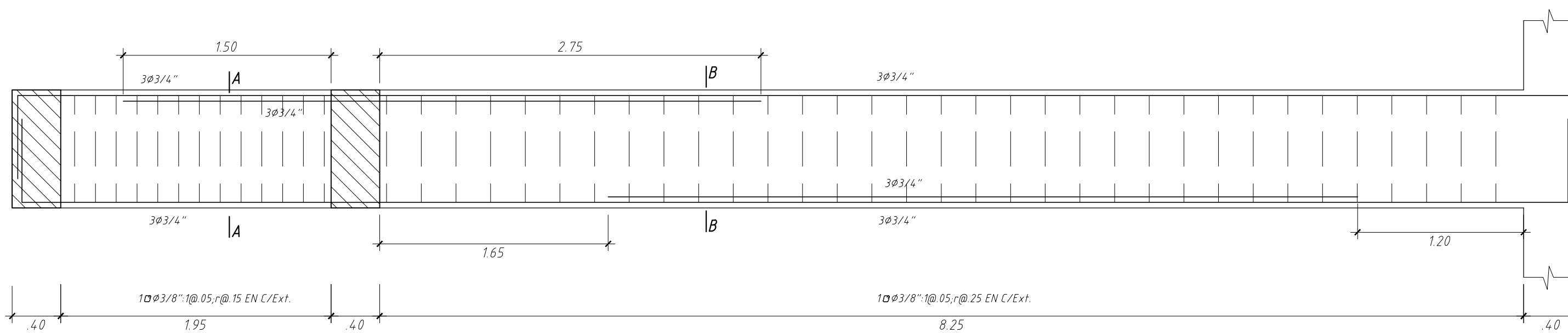
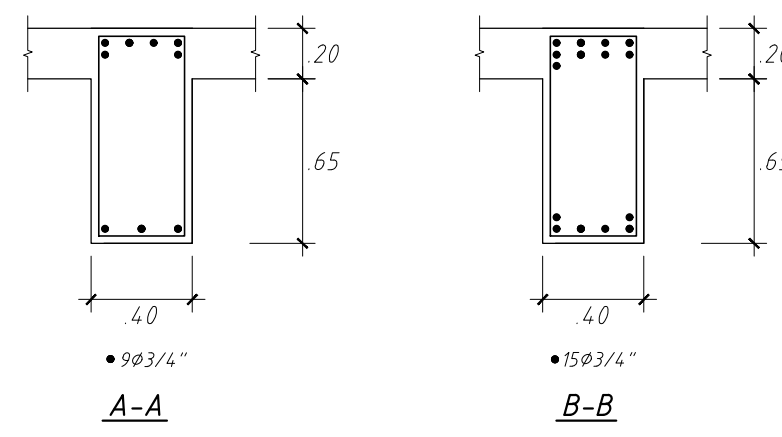
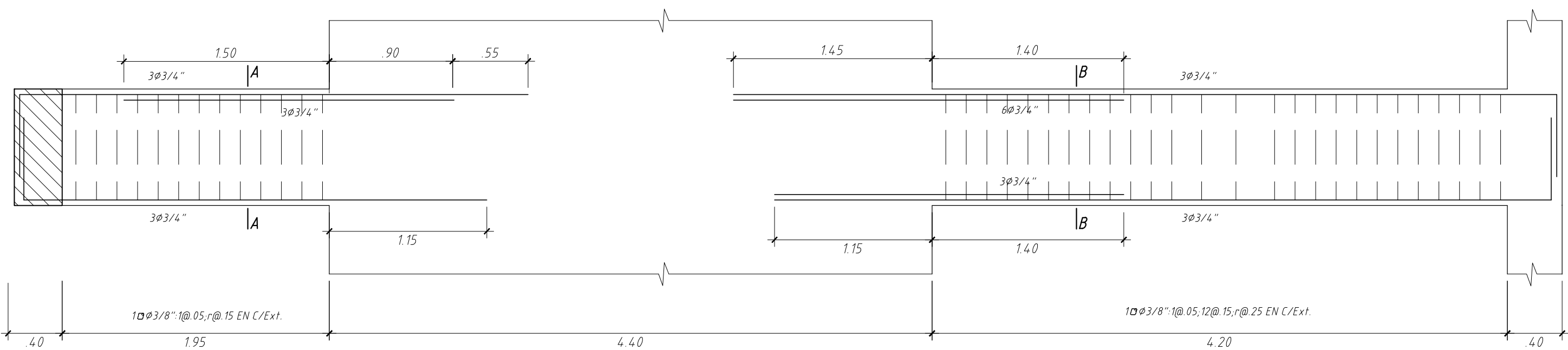
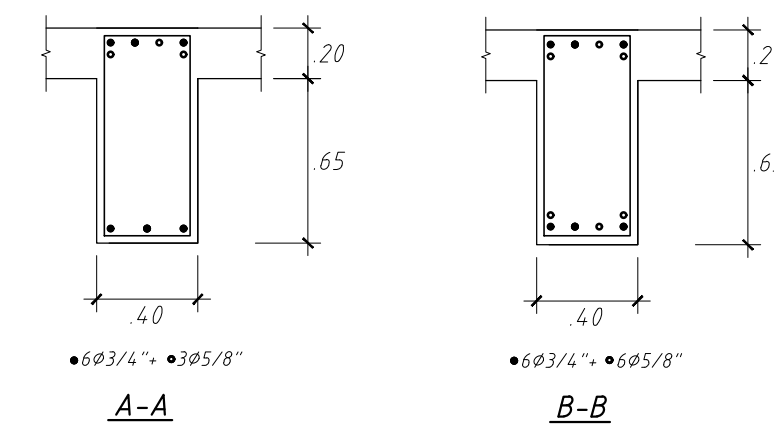
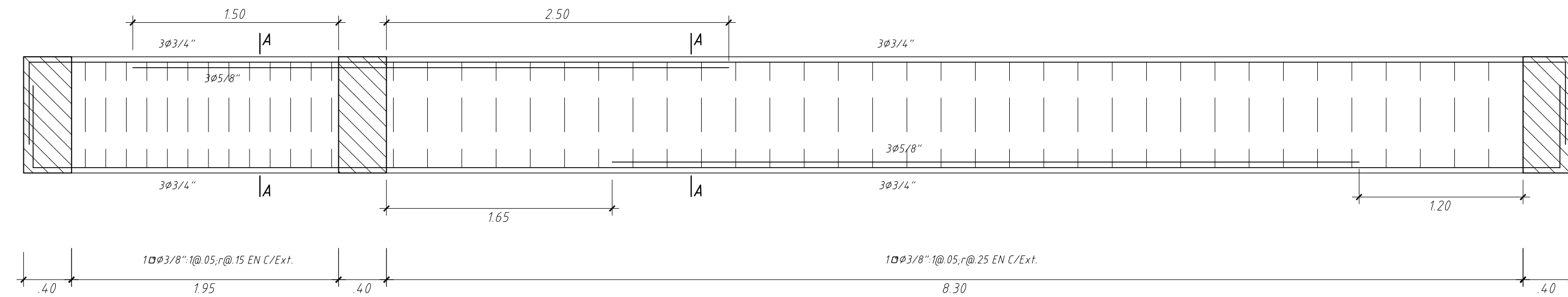
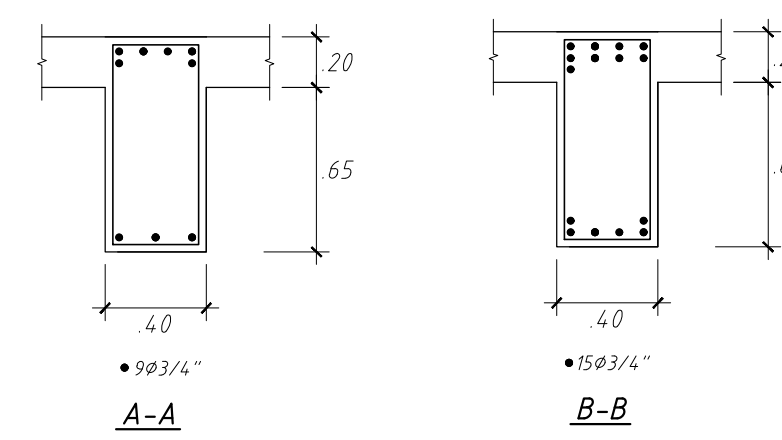
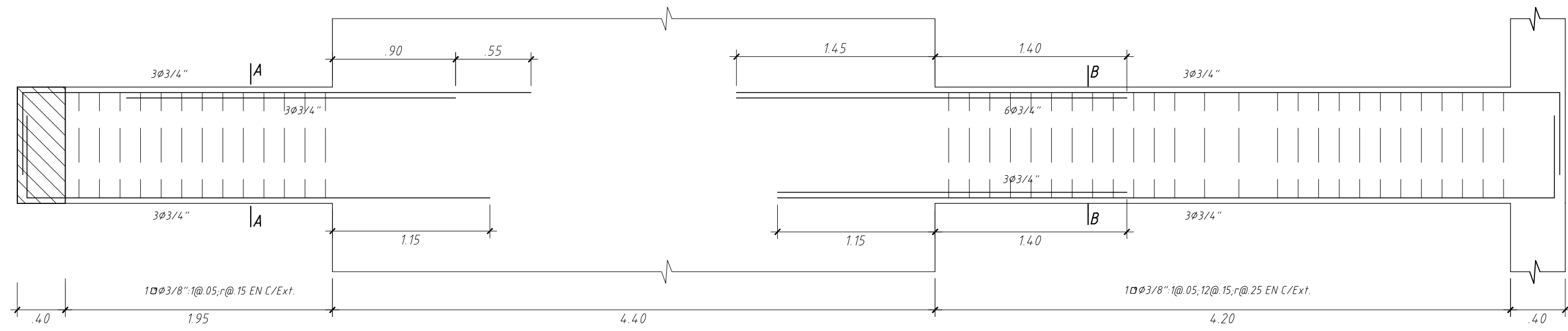
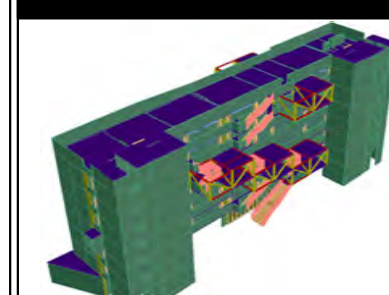
DIBUJO CAD :	REVISION:
K.R.G.C.	J.M.C.H.

LAMINA :

E-16

FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/30

[illegible]

[illegible]

PROYECTO: EDIFICIO DE ALUMINOS
7 P

PROPRIETARY

ESTRUCTURAS

PLANO:

PLANO
DE
VIGAS

DISEÑO:
 JOSEPH_CONDOR
 KEVIN_GIRON

ING. RESPONSABLE
JOSEPH_CONDOR
KEVIN_GIRON

DIBUJO CAD :
K.R.G.C.

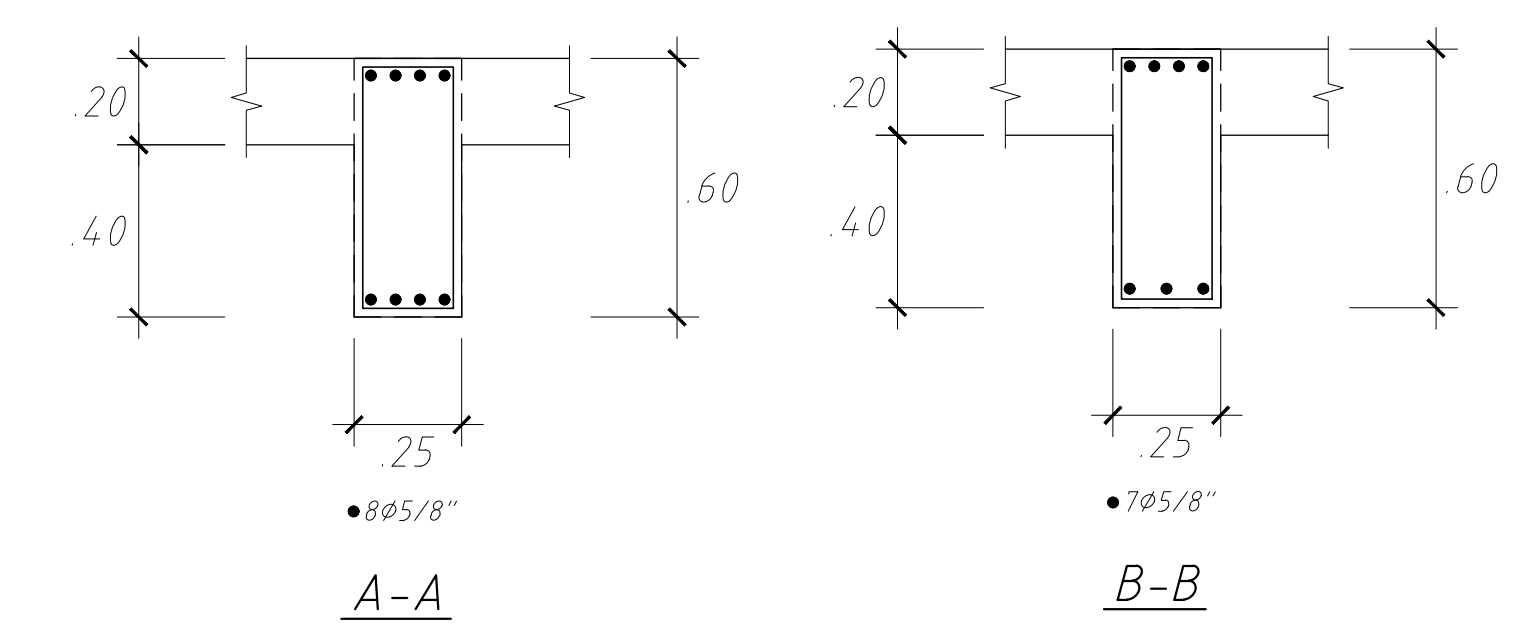
LAMINA

E-19

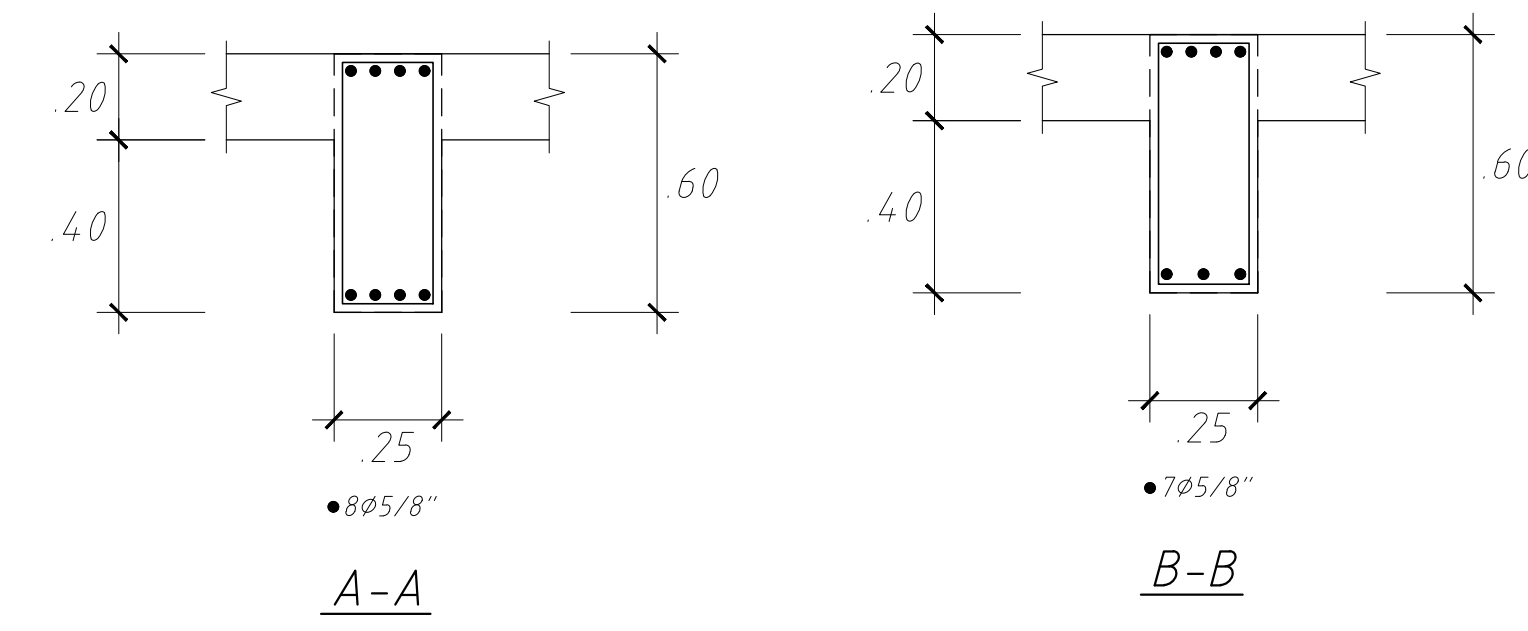
FECHA

ESCALA :

30/07/2024 1/3



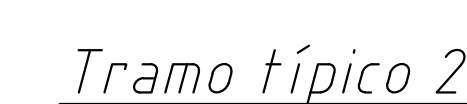
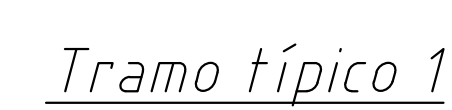
Technical drawing of a rectangular plate. The drawing shows a side view of a plate with a total width of 6.90 and a total height of 60. The plate has a central section with a width of 2.03/4" and a height of 4.05/8". The central section is flanked by two sections, each with a width of .95. The plate is made of 10#3/8" 105,670 @ 25 C/EXT. The drawing includes dimension lines and arrows indicating the measurements.



Technical drawing of a rectangular box with the following dimensions and specifications:

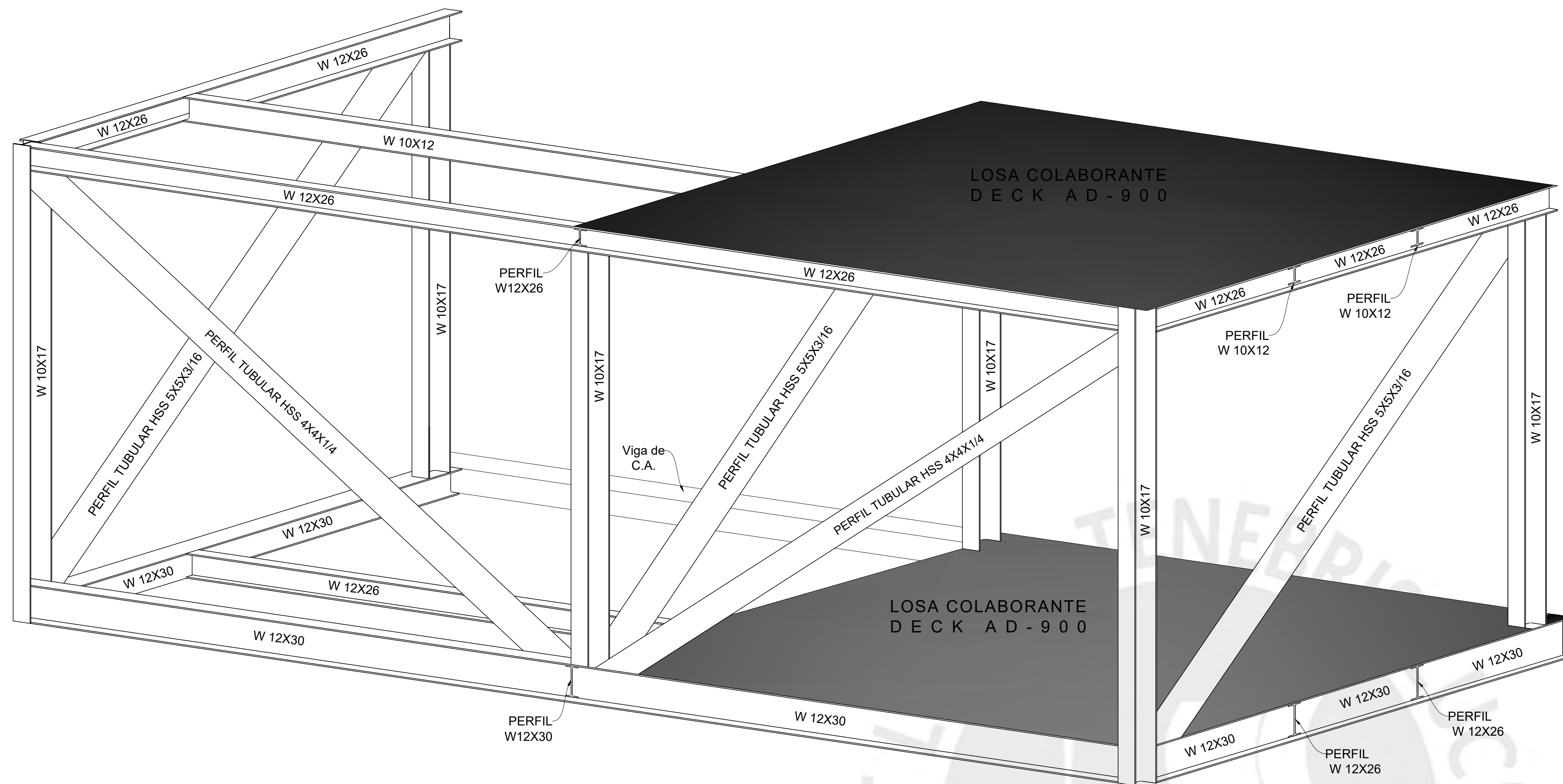
- Overall length: 20' (60')
- Overall width: 60'
- Overall height: 8"
- Material: 205/8"
- Reinforcement: 10 #3/8" @ 05, R10 @ 25 C/EXT.
- End view dimensions: 25" (width), 80" (height), 25" (width).

Technical drawing of a T-joint cross-section A-A. The drawing shows a vertical plate of thickness 0.25 inches and a horizontal plate of thickness 0.40 inches. The vertical plate has a width of 0.60 inches. The horizontal plate has a width of 0.20 inches. The joint is a butt joint with a V-groove. The drawing is labeled 'A-A' at the bottom.

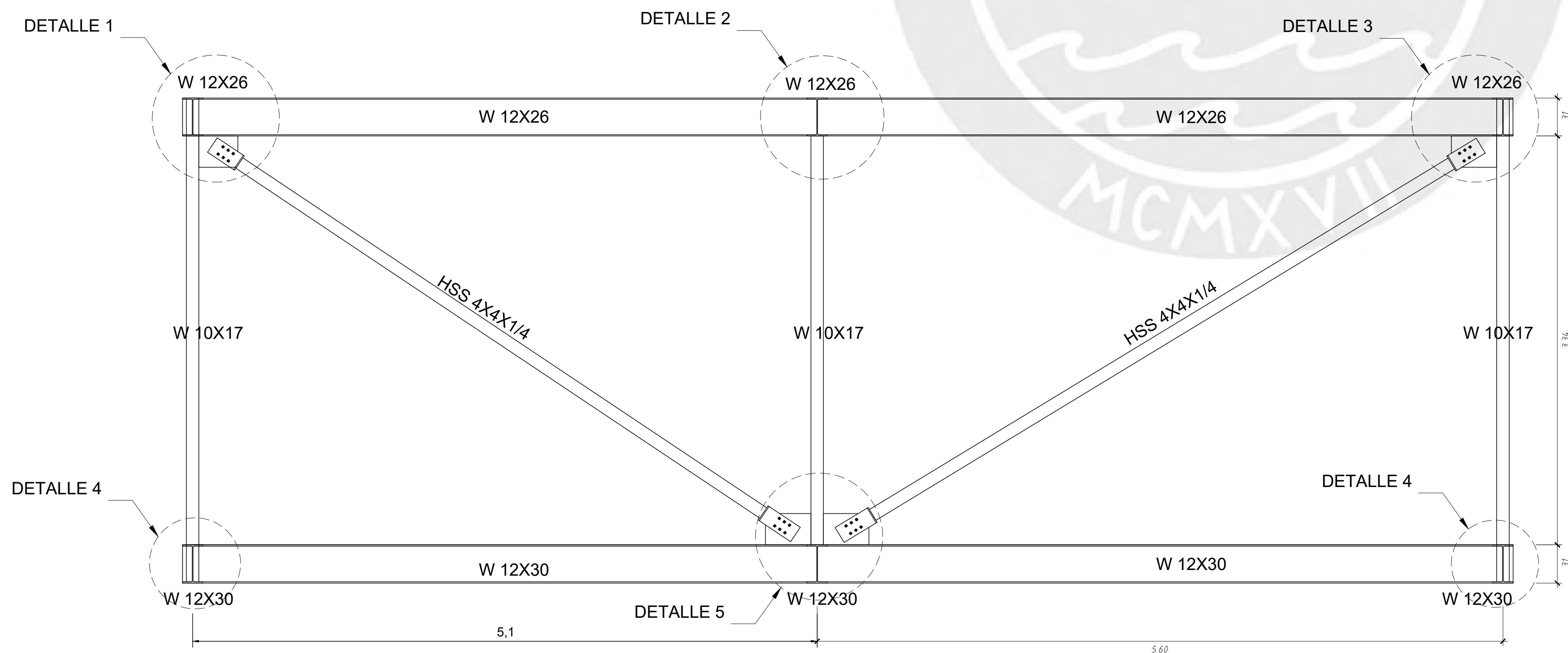


ESCALA: 1:25

FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/20

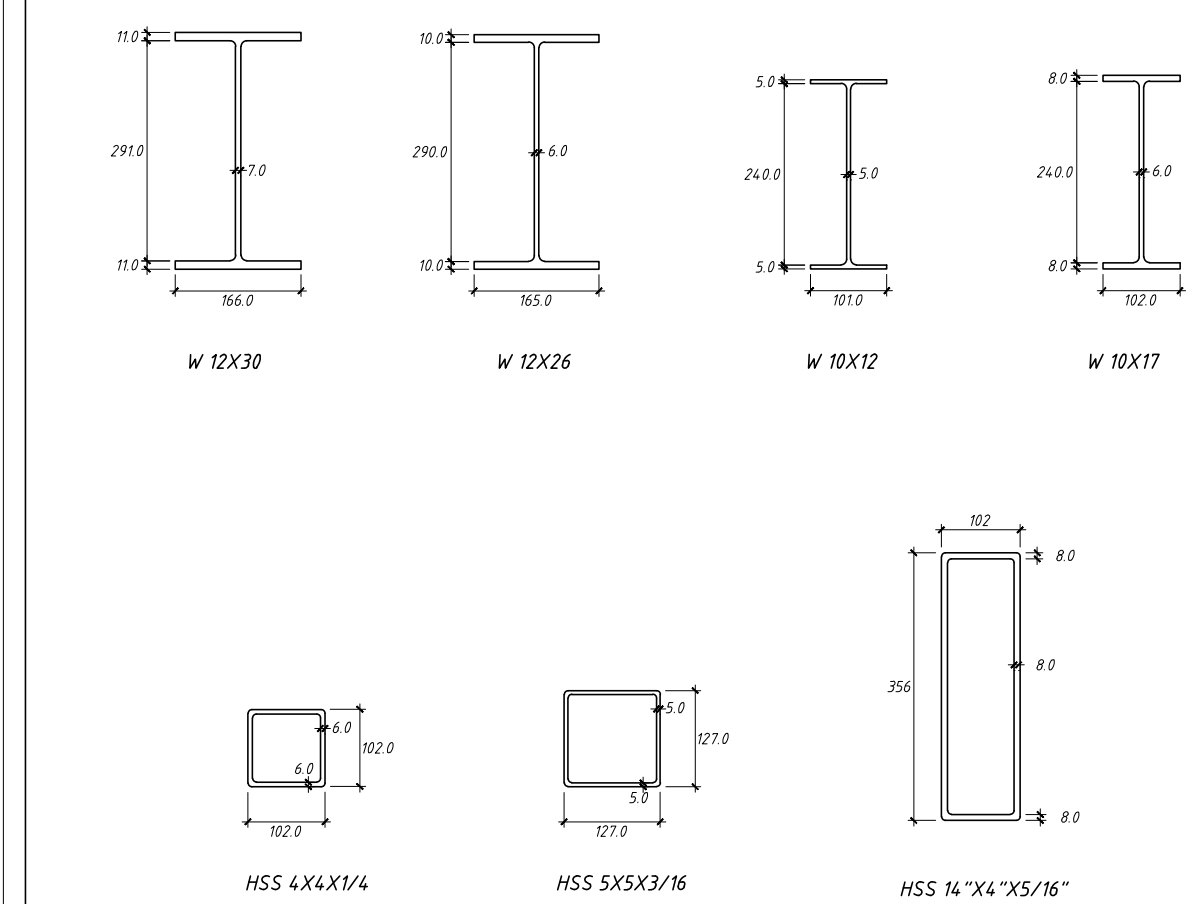


VISTA 3D DE TERRAZA



VISTA FRONTAL DE TERRAZA

PERFILES DE ACERO



ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

ESPECIFICACIONES PARA LA FABRICACION Y MONTAJE DE LAS
ESTRUCTURAS DE ACERO: AISC Ultima edición

1. ACERO ESTRUCTURAL
-ASTM A-36 ($f_y=36000 \text{ lb/pulg}^2 = 2530 \text{ kg/cm}^2$)

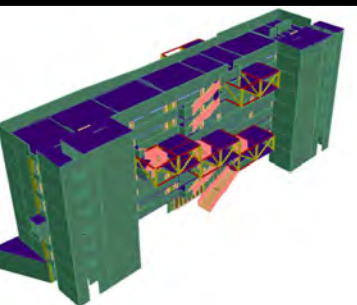
II. PERNOS
-PERNOS DE ALTA RESISTENCIA ASTM A325 (Resistencia a la tracción
Fu=8,400kg/cm2 120,000 PSI)
-LA ZONA ROSCADA DE LOS PERNOS DE ANCLAJE SE EJECUTARA
SOBRE LA MISMA BARRA NO SE PERMITIRA SOLDAR LA PORCION
ROSCADA A LA BARRA.

IN SOLDADURA
-Electrodos AWS A-5.1 Serie E-60

IV. NOTAS

- 1.- LAS PERFORACIONES EN LAS PLANCHAS PARA LOS PERNOS Y ARROSTRES SERAN 16 mm. MAYORES QUE EL DIAMETRO NOMINAL DEL PERNO.
- 2.- LOS PERFILES METALICOS QUE ANCLAN A LA VIGA DE C/A SON LOS UNICOS ELEMENTOS FABRICADOS CON ACERO A-572 650.
- 3.- LOS PERFILES METALICOS QUE SE USAN PARA LAS ESCALERAS METALICAS SON LOS UNICOS ELEMENTOS FABRICADOS CON UN ACERO A-572 660.
- 4.- REVISAR LOS DETALLES DE LAS CONEXIONES EN LA SIGUIENTE LAMINA DE PLANO DE CONEXIONES.

PARA EL ANCLAGE DEL PERNO METALICO CON LA VIGA DE C/A CONSIDERAR LA INSTALACION DE VARILLAS ROSCADAS POST-INSTALADAS (CON ANCHOS DE FLEXION).



PROYECTO:
EDIFICIO
DE
AULAS
DE
7 PISOS

DISTRIBUCION :
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SAN MIGUEL
v./Ca./Pse: AV. UNIVERSITARIA
1810

PROPIETARIO :

ESTRUCTURAS

PLANO:

ESTRUCTURA METALICA

ENSEÑO:
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

ING. RESPONSABLE:
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

DIBUJO CAD :
K.R.G.C.

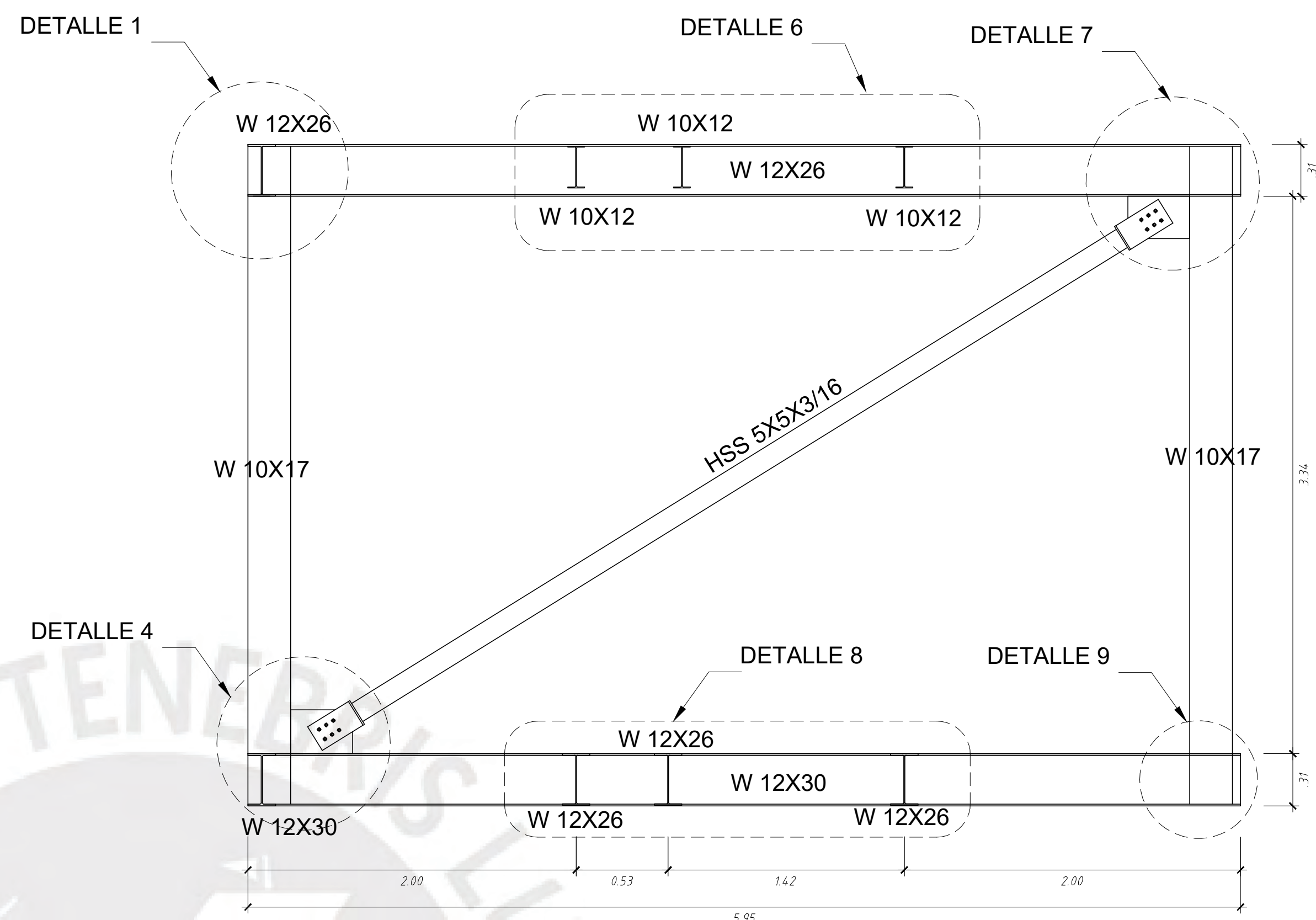
VISION:
J.M.C.H.

AMINA :

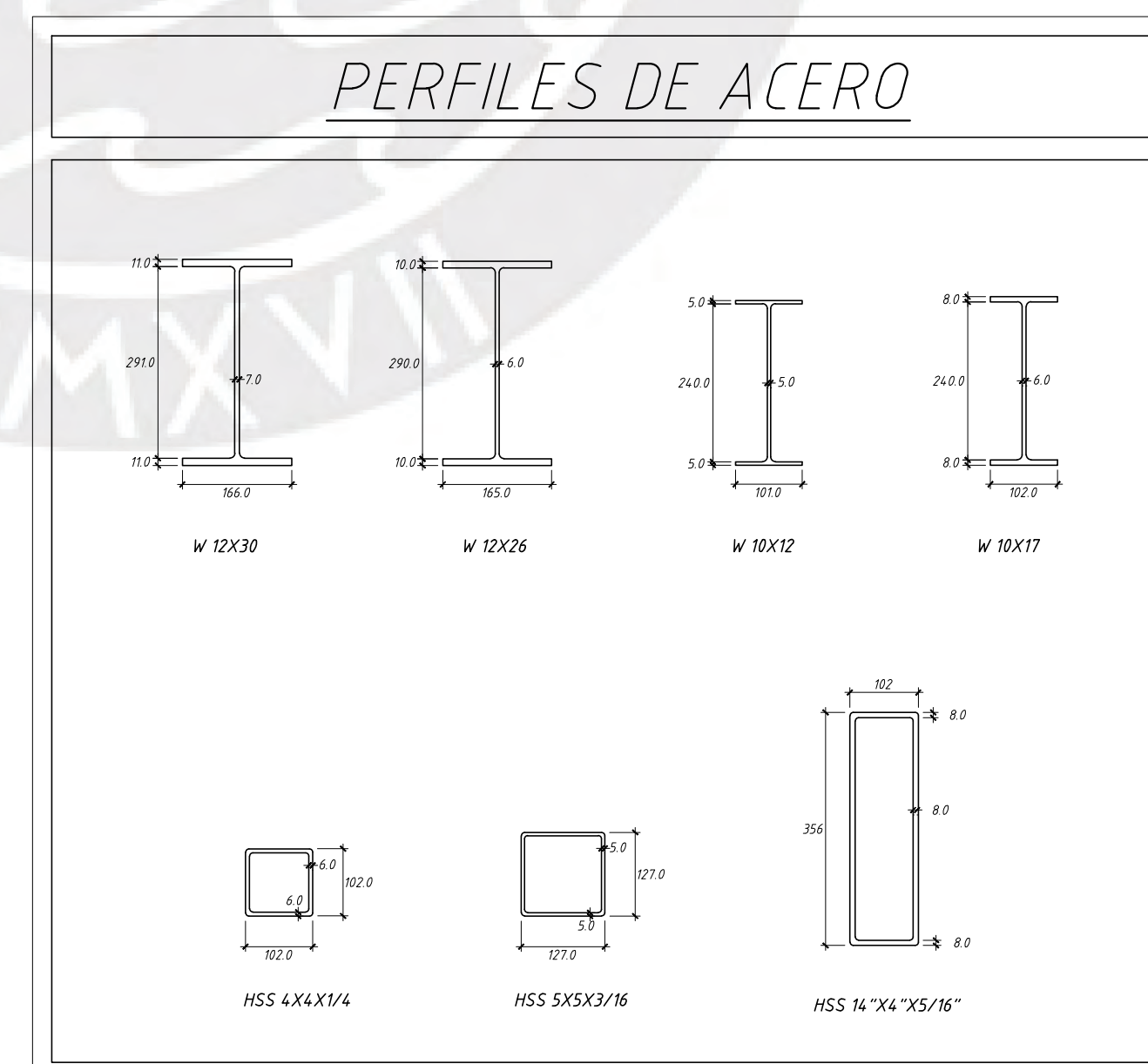
E-23

FECHA :	E.
30/07/2024	

Scala :
1/10



VISTA DE PERFIL DE TERRAZA (CENTRAL)



ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

ESPECIFICACIONES PARA LA FABRICACIÓN Y MONTAJE DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO AISC (viii edición)

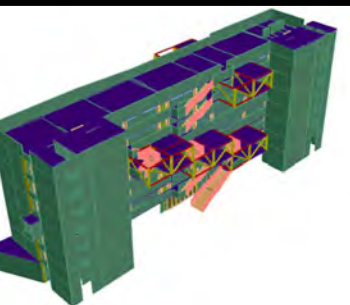
1. ACERO ESTRUCTURAL
ASTM A-36 (Fy=36000 Dn/pulg² = 7530 kg/cm²)

2. PERNOS
- PERNOS DE ALTA RESISTENCIA ASTM A325 Resistentes a la Tracción Fy=68000 Dn/pulg²
- ALTA RESISTENCIA 120.000 PSI
- LA ZONA ROSCADA DE LOS PERNOS DE ANCLAJE SE DEBE ASEGURAR SOBRE LA SUPERFICIE DE LOS PERNOS PARA EVITAR QUE SE DESVIELEN SIEMPRE A LA BARRA.

3. SOLDADURA
AWS E-60 S-1 Series E-60

IV. NOTAS

- 1.- LAS PERFORACIONES PARA LAS PLANCHAS PARA LOS PERNOS Y ARBOLITOS DEBEN SER 1/16" MAYORES QUE EL DIAMETRO NOMINAL DEL PERNO.
- 2.- LOS PERNOS METÁLICOS QUE AMENAZAN A LAS VIGAS DE C.A. SON LOS ÚNICOS ELEMENTOS FABRICADOS EN CÁMERO A 5720 OJO.
- 3.- LAS METÁLICAS QUE SON LAS ÚNICAS PARA LAS VIGAS DE C.A. SON LAS METÁLICAS SON LOS ÚNICOS ELEMENTOS FABRICADOS EN CÁMERO EN EL ACERO A 5720 OJO.
- 4.- REVISAR LOS DETALLES DE LAS CONEXIONES EN LA SIGUIENTE LAMINA DE PLANO DE CONEXIONES.
- 5.- PARA EL ACERO DE PUNTO METÁLICO CON LA VIGA DE C.A. CONSIDERAR LA RETENCIÓN DE VARILLAS ROSCADAS.
- 6.- PUNTO INSTALADOS CON ADHESIVOS EPÓXIDOS

[illegible]

UBICACION:

REGION:	LIMA
PROVINCIA:	LIMA
DISTRITO:	SAN MIGUEL
r./Ca./Psje:	AV. UNIVERSITARIA 1810

PROPIETARIO :

ESTRUCTURAS

PLANO:

ESTRUCTURA METALICA

JOSEPH_CONDORI
KEVIN_GIRON

ING. RESPONSABLE:
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

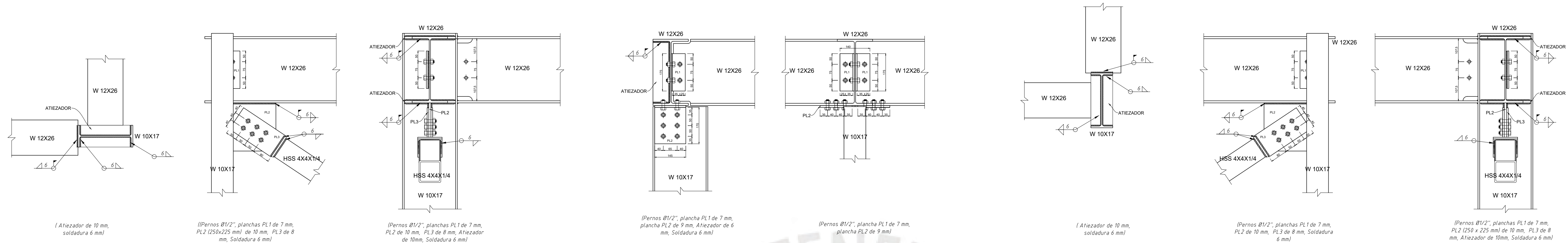
DIBUJO CAD :	REVISION:
K.R.G.C.	J.M.C.H.

AMINA :

E-24

FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/10

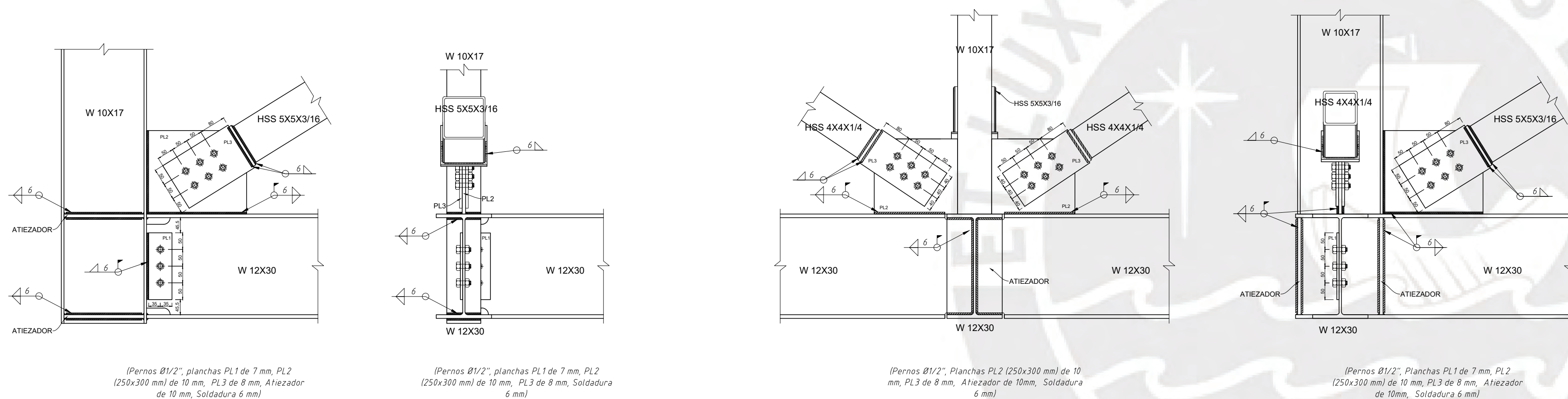
DETALLES DE CONEXIONES

[illegible]

DETALLE - 1
ESCALA: 1/10

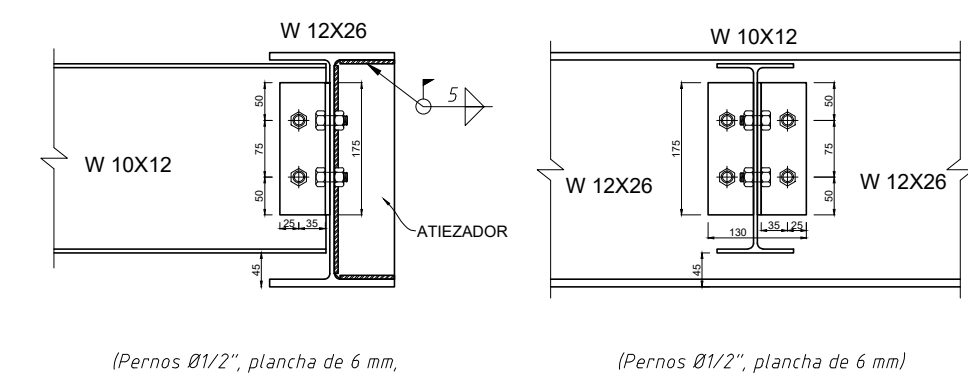
DETALLE - 2
ESCALA: 1:10

DETALLE - 3
ESCALA 1:10

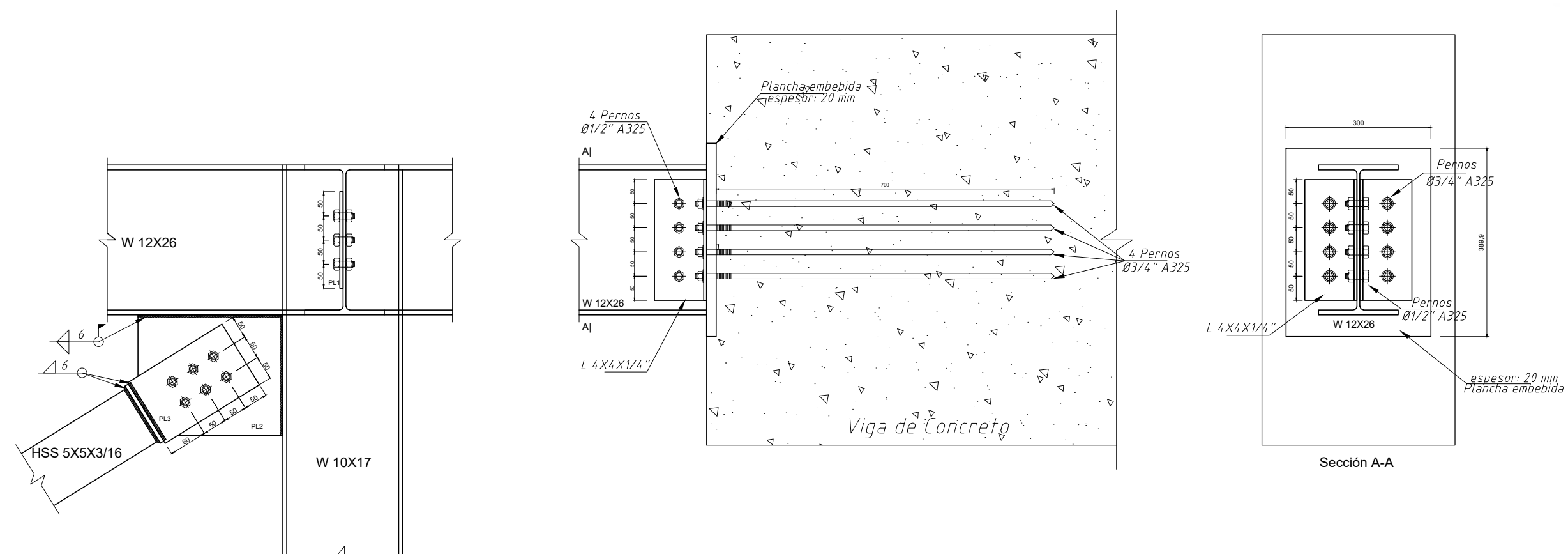


DETALLE - 4
ESCALA 1:10

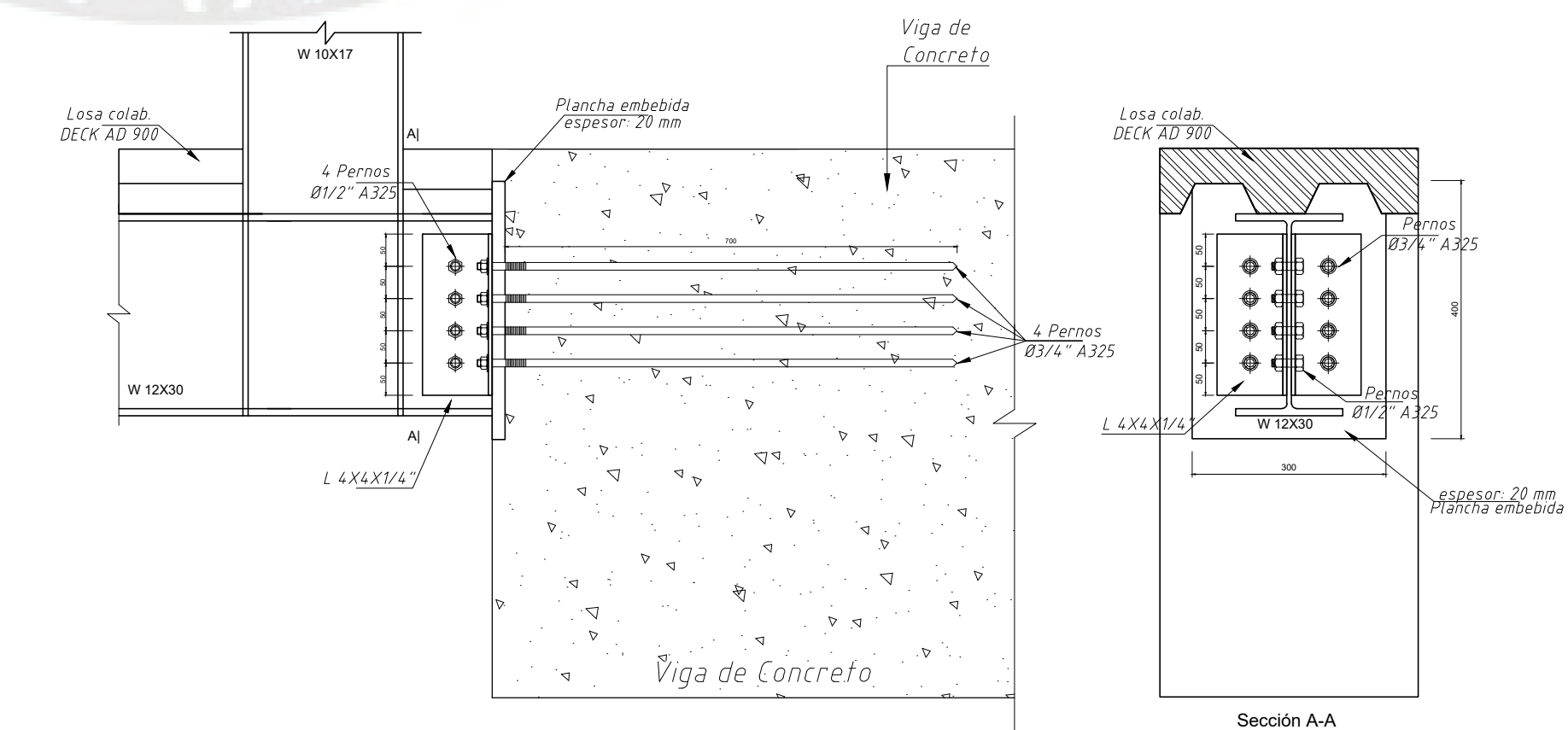
DETALLE - 5
ESCALA: 1/10



DETALLE - 6
ESCALA: 1/10

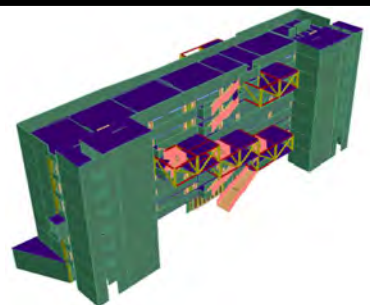


Plancha de acero con pernos de anclaje $\emptyset 3/4"$ se embeben dentro de la viga durante el vaciado. El perfil W12X26 se une a la viga de concreto armado mediante el perfil L4X4X1/4.



Plancha de acero con pernos de anclaje $\varnothing 3/4"$ se embeben dentro de la viga durante el vaciado. El perfil W12X30 se une a la viga de concreto armado mediante el perfil L4X4X1/4.

DETALLE - 8
ESCALA: 1/10



PROYECTO:
EDIFICIO
DE
AULAS
DE
7 PISOS

UBICACION :

REGION:	LIMA
PROVINCIA:	LIMA
DISTRITO:	SAN MIGUEL
Av./Ca./Paseo:	AV. UNIVERSITARIA 1810

PROPIETARIO :

ESTRUCTURAS

PLANO:
DETALLE
DE
CONEXIONES

DISEÑO:
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

ING. RESPONSABLE
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

DIBUJO CAD :	REVISION:
K.R.G.C.	J.M.C.H.

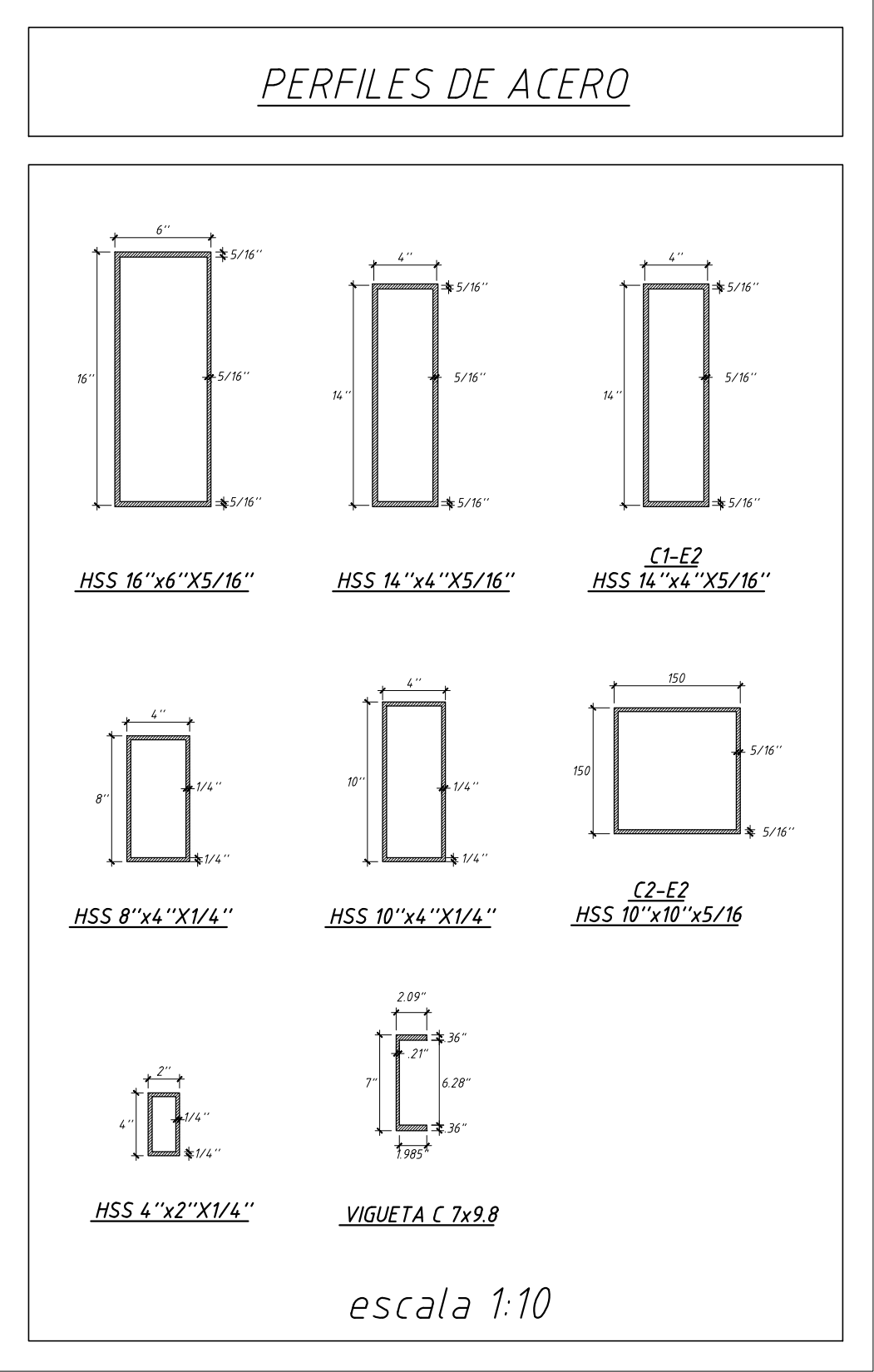
LAMINA :

E-25

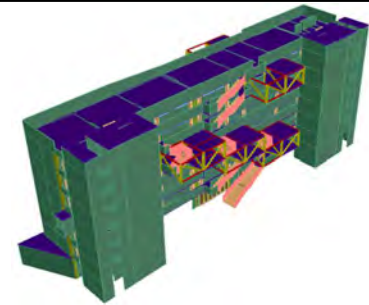
FECHA:	ESCALA:
30/07/2024	1/10

DETALLE - 7: CONEXION DE PERFIL METALICO A VIGA DE CONCRETO ARMADO

DETALLE - 9: CONEXION DE PERFIL METALICO A VIGA DE CONCRETO ARMADO



ESCALERA 03

[illegible]

PROYECTO:
EDIFICIO
DE
AULAS
DE
7 PISOS

UBICACION :

REGION:	LIMA
PROVINCIA:	LIMA
DISTRITO:	SAN MIGUEL
Av./Ca./Psje:	AV. UNIVERSITARIA 1970

PROPIETARIO :

ESTRUCTURAS

PLANO:

ESCALERA
METALICA

DISEÑO:
 JOSEPH_CONDORI
 KEVIN_GIRON

ING. RESPONSABLE
JOSEPH CONDORI
KEVIN GIRON

DIBUJO CAD :	REVISION:
K.R.G.C.	J.M.C.H

LAMINA :

E-26

FECHA :	ESCALA :
30/07/2024	1/25

DETALLES TÍPICOS DE COLUMNAS

REMA TE DE COLUMNAS SIN ESCALA

Ver Columna $\square @ 0.10$

RESTO $\square @ 0.05$

$L/3$ $L/3$

$\square @ 0.15$ $\square @ 0.05$

$H/6$ L_c

H

REFUERZO	L_c (m)
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45
1-3/8"	2.00

CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS SIN ESCALA

Ver Columna $\square @ 0.10$

RESTO $\square @ 0.05$

$\square @ 0.15$ $\square @ 0.05$

$H/6$ L_c

H

REFUERZO	L_c (m)
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45
1-3/8"	2.00

DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA SIN ESCALA

Ver Columna $\square @ 0.10$

RESTO $\square @ 0.05$

$\square @ 0.15$ $\square @ 0.05$

$H/6$ L_c

H

VER PLANTA

NEZ (VER PLANTA)

L L

$L/3$ $L/3$

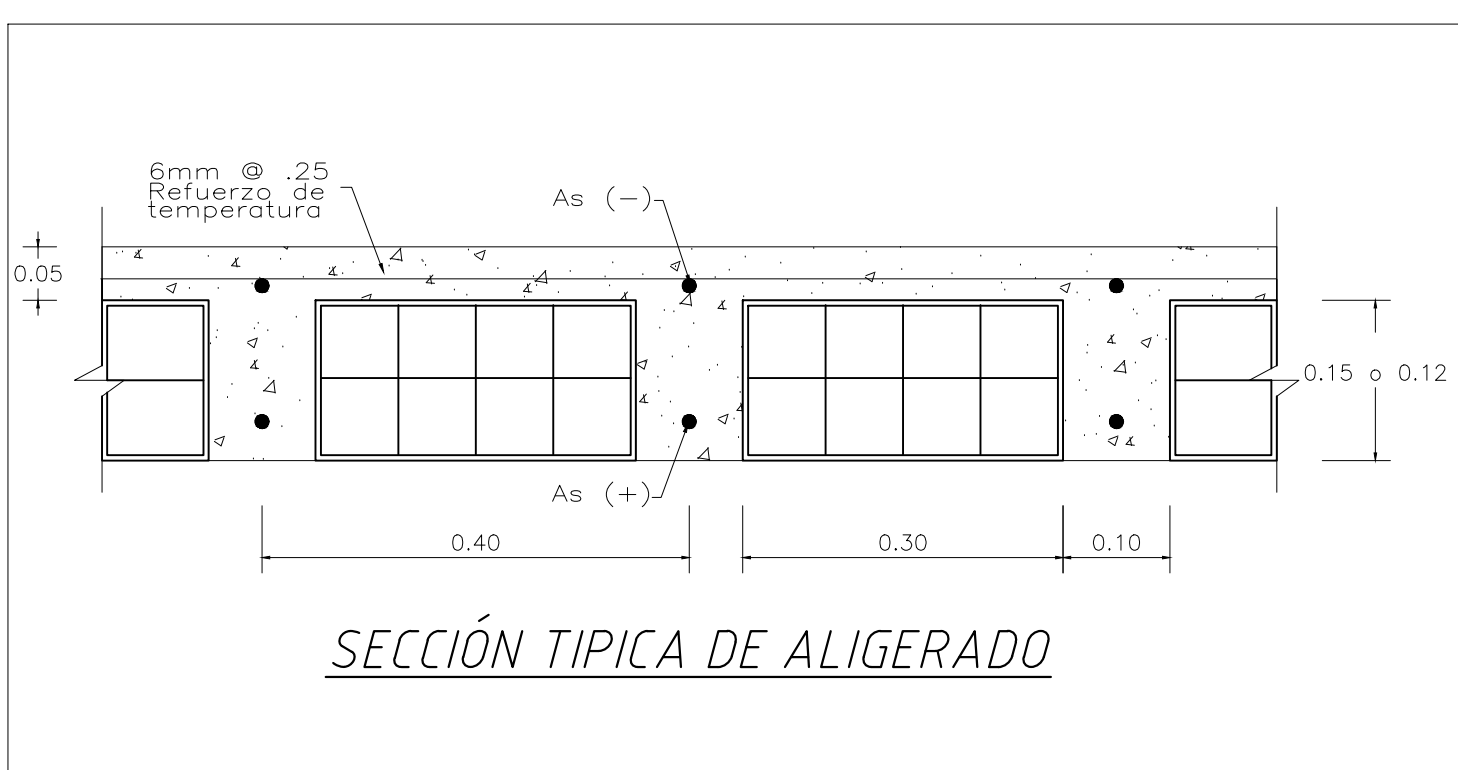
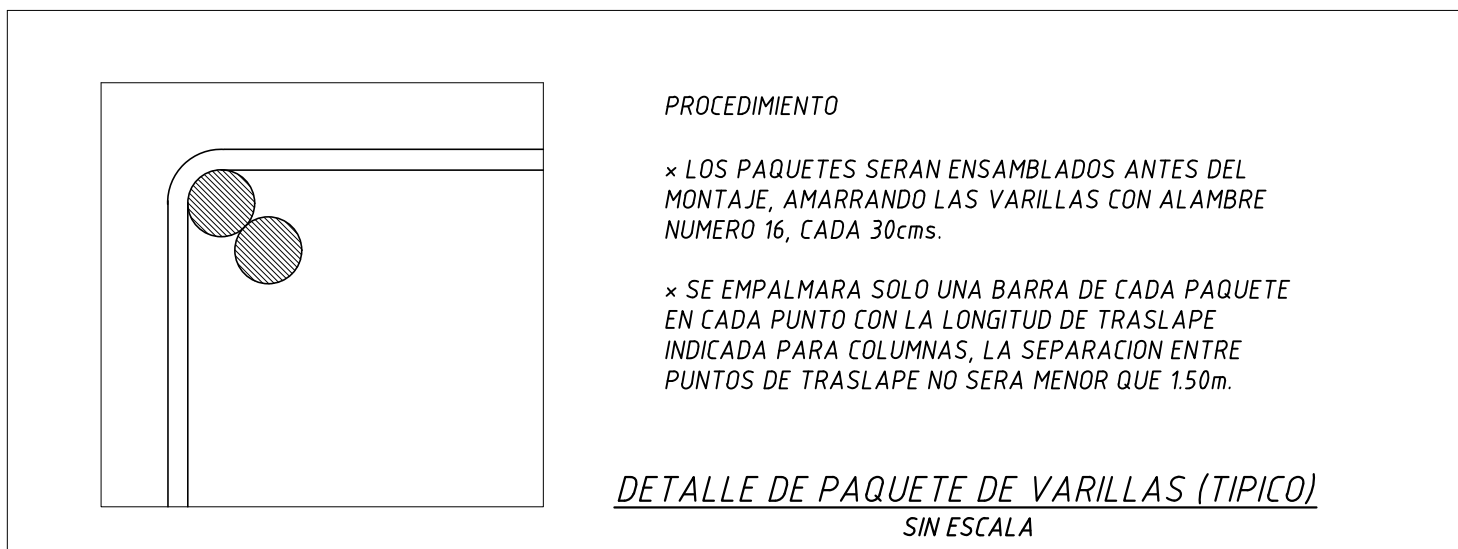
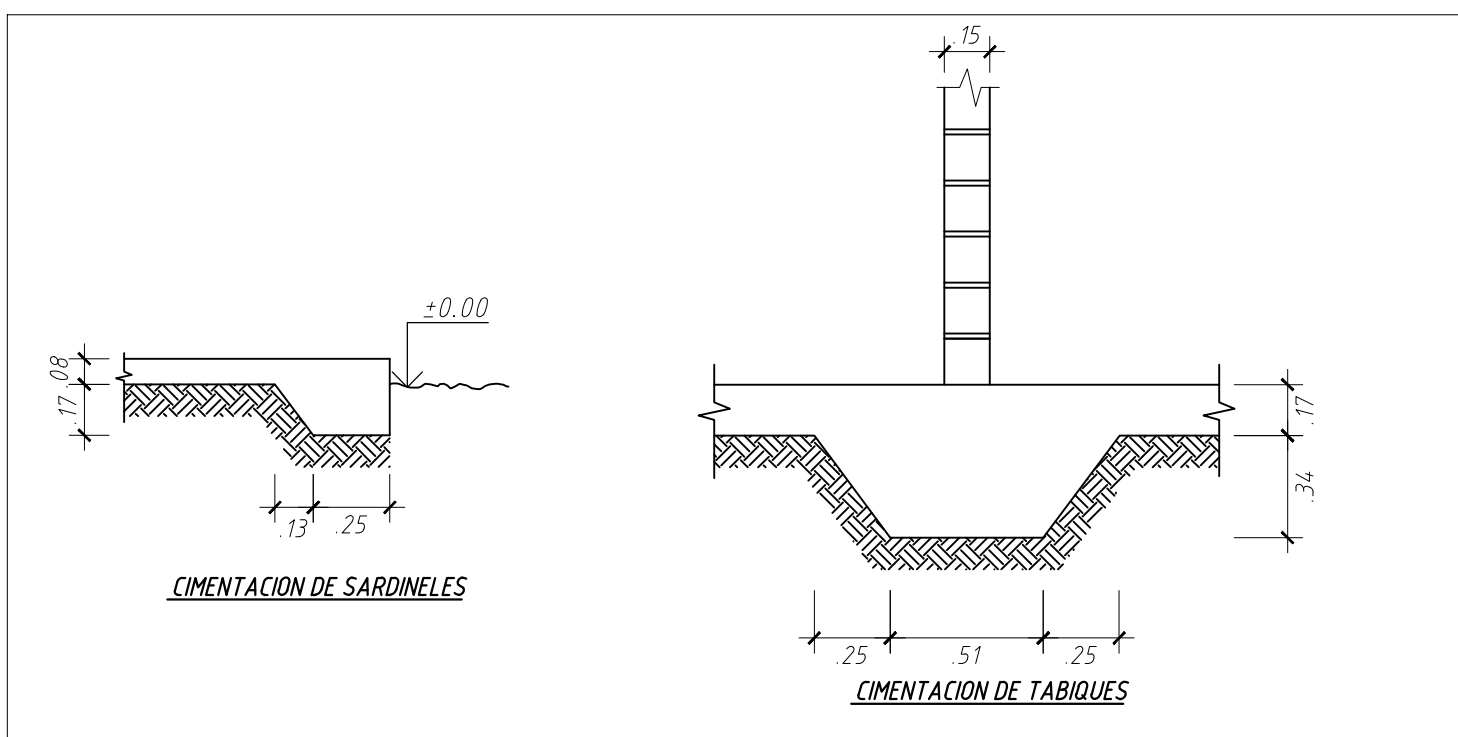
$\square @ 0.15$ $\square @ 0.05$

$H/6$ L_c

H

REFUERZO	L_c (m)
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30
1-3/8"	0.40

RECOMENDADO ESPECIFICADO



DETALLES TÍPICOS DE VIGAS

VALORES DE "a" (m)

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.45	0.60
1/2"	0.60	0.80
5/8"	0.75	0.95
3/4"	0.90	1.15
1"	1.45	1.90

NOTA.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION

EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS Y LOSAS SIN ESCALA

LONGITUDES DE ANCLAJE EN VIGAS
Ft=210 kg/cm²

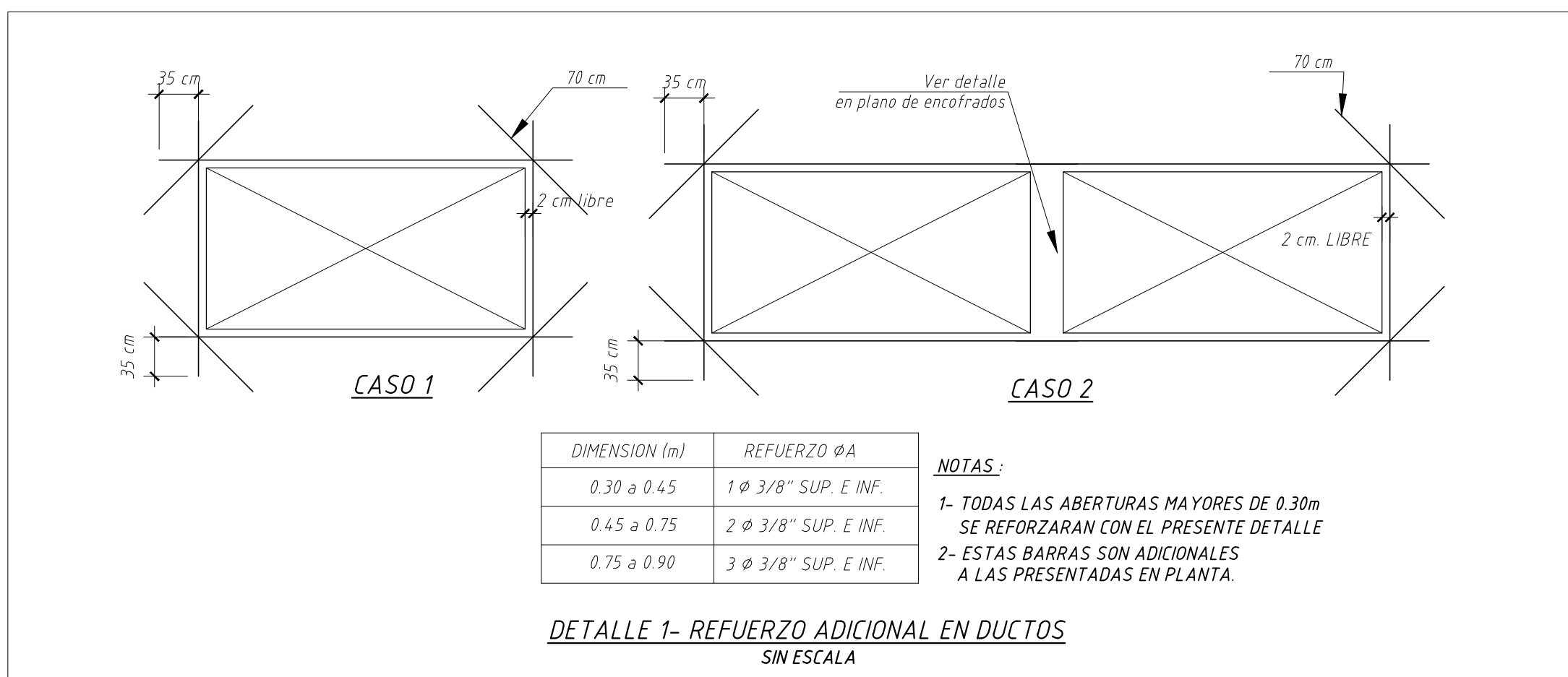
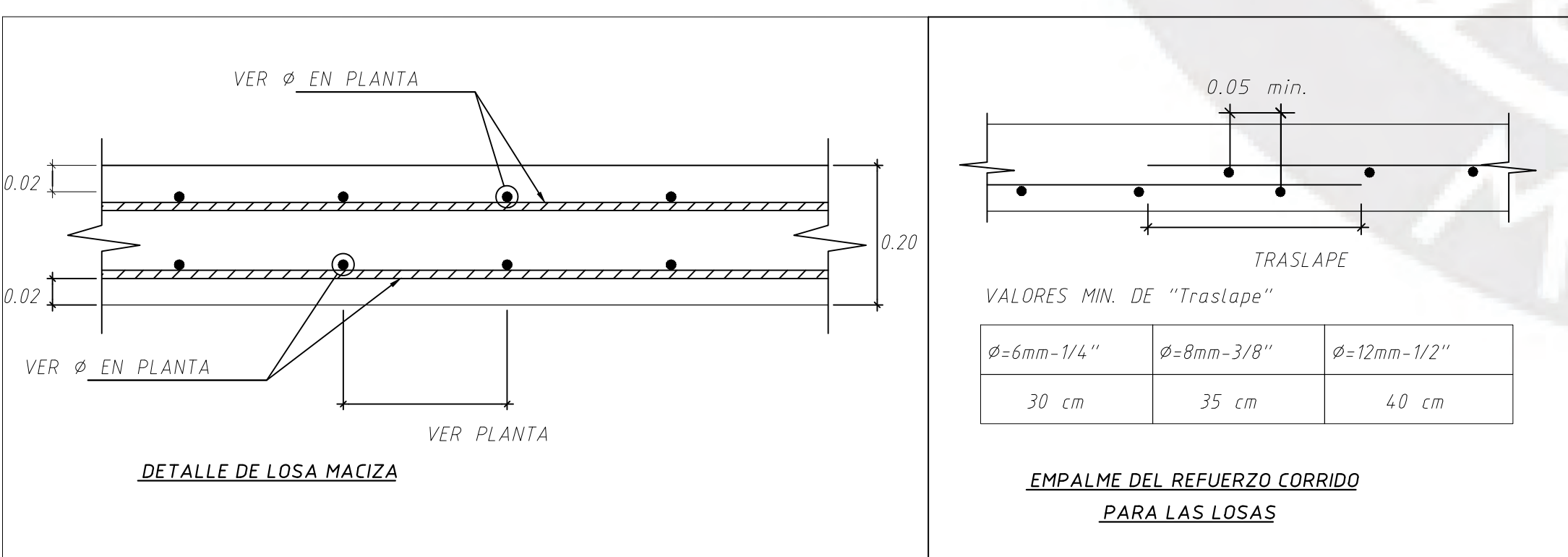
Øbarra	ld inferior		ld Superior
	Traccion	Comp.	
3/8"	30	25	45
1/2"	35	30	50
5/8"	50	40	60
3/4"	60	45	80
1"	0	60	125

Øbarra	ldg	12db
3/8"	21	12
1/2"	28	15
5/8"	35	20
3/4"	42	25
1"	56	31

PLANTA

ELEVACION

DETALLE GENERAL DE ESTRIBOS EN CRUCE DE VIGAS SIN ESCALA



DETALLES DE PLACAS

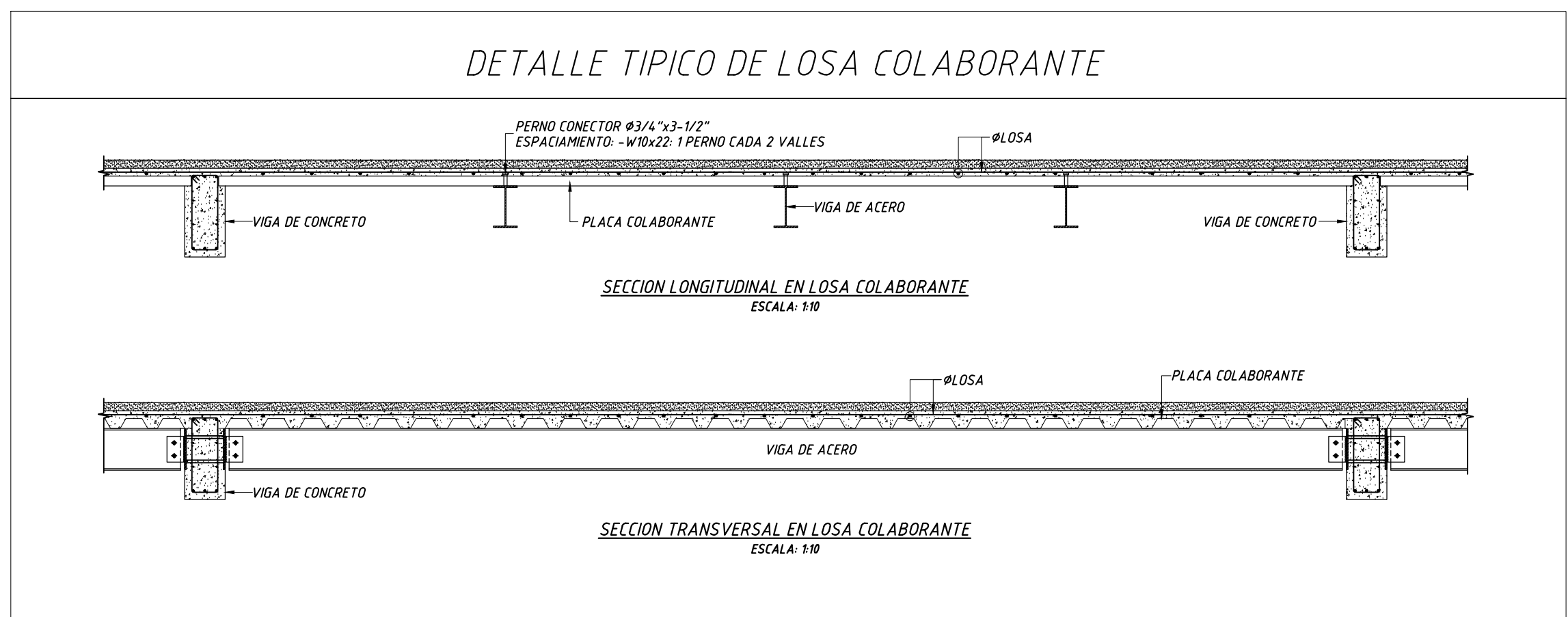
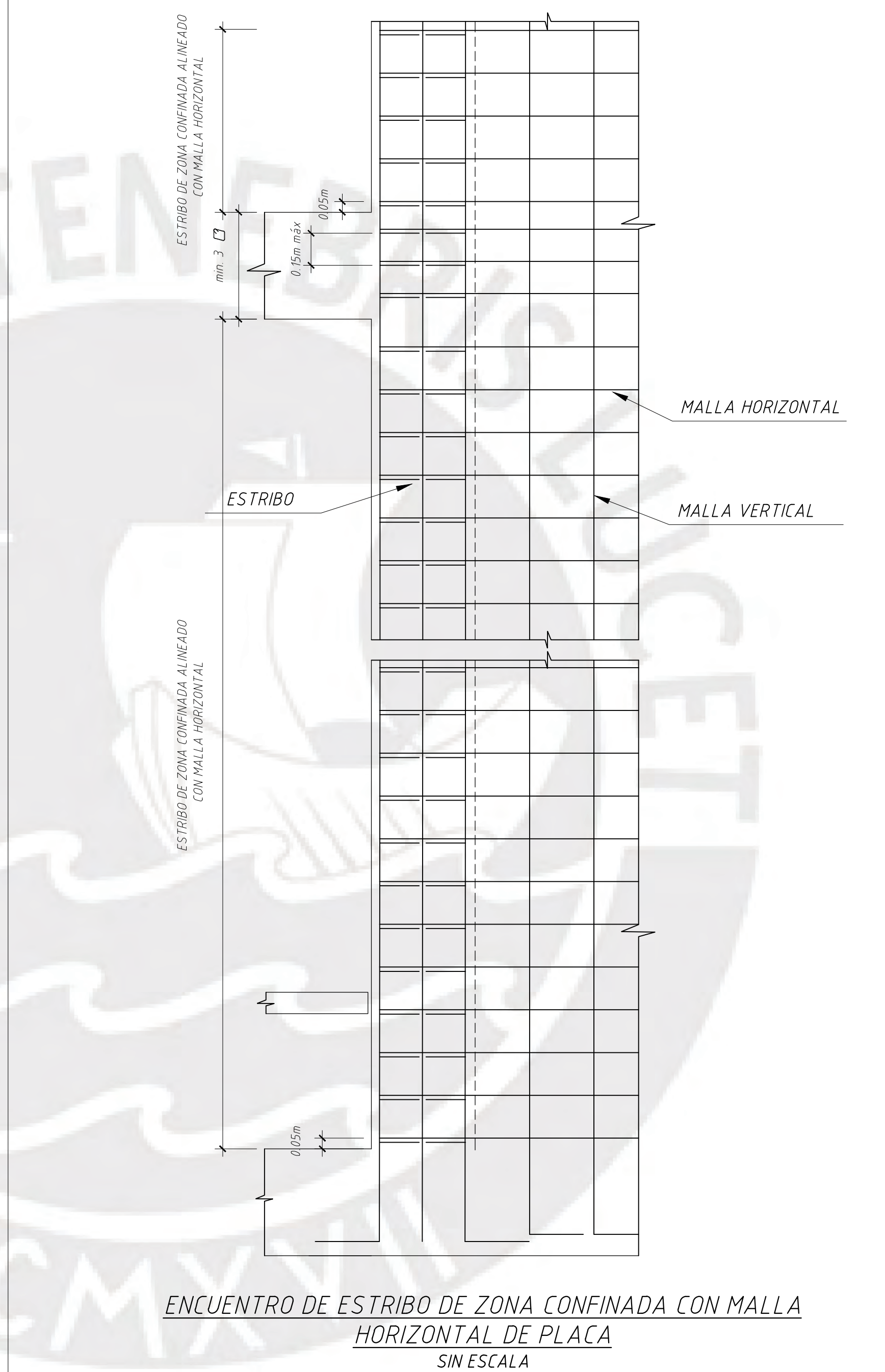
REFUERZO	L (mm)
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75

$T =$ ESPESOR DE LA PLACA

EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS
SIN ESCALA

PLANTA PLANTA PLANTA

ANLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS DE CONCRETO
SIN ESCALA



DETALLES VARIOS

Ø DE COLUMNA,
MURO O VIGA

ESPECIFICADO

Ø	r (cm)	Ø (cm)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5
5/8"	3.2	12.5
3/4"	5.7	12.5

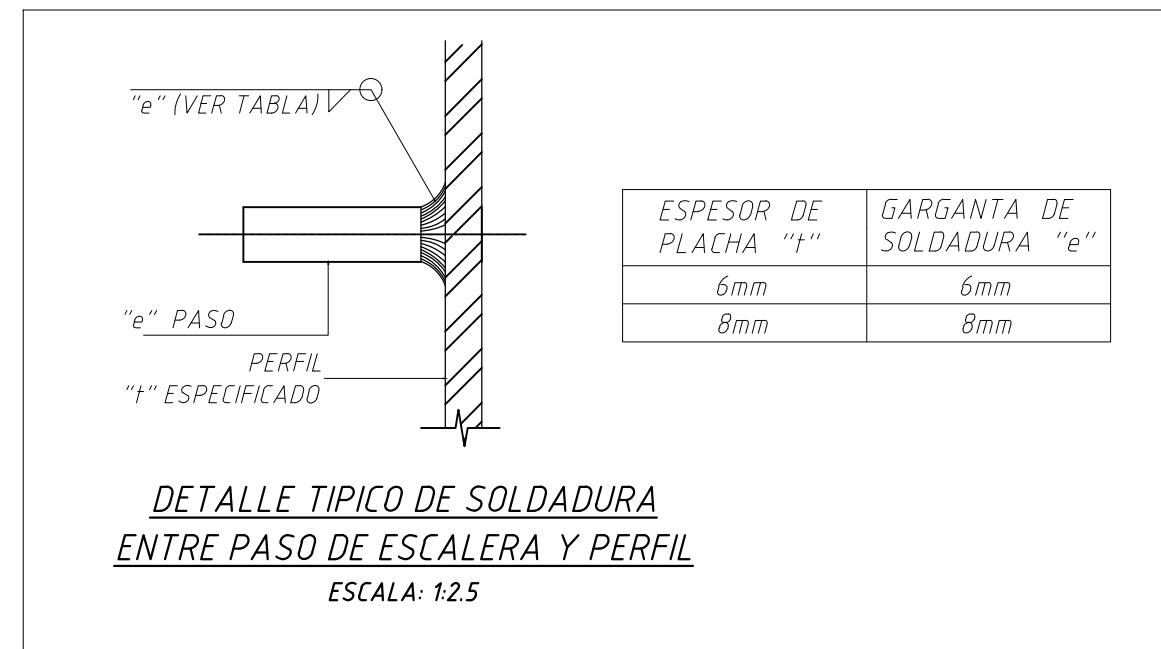
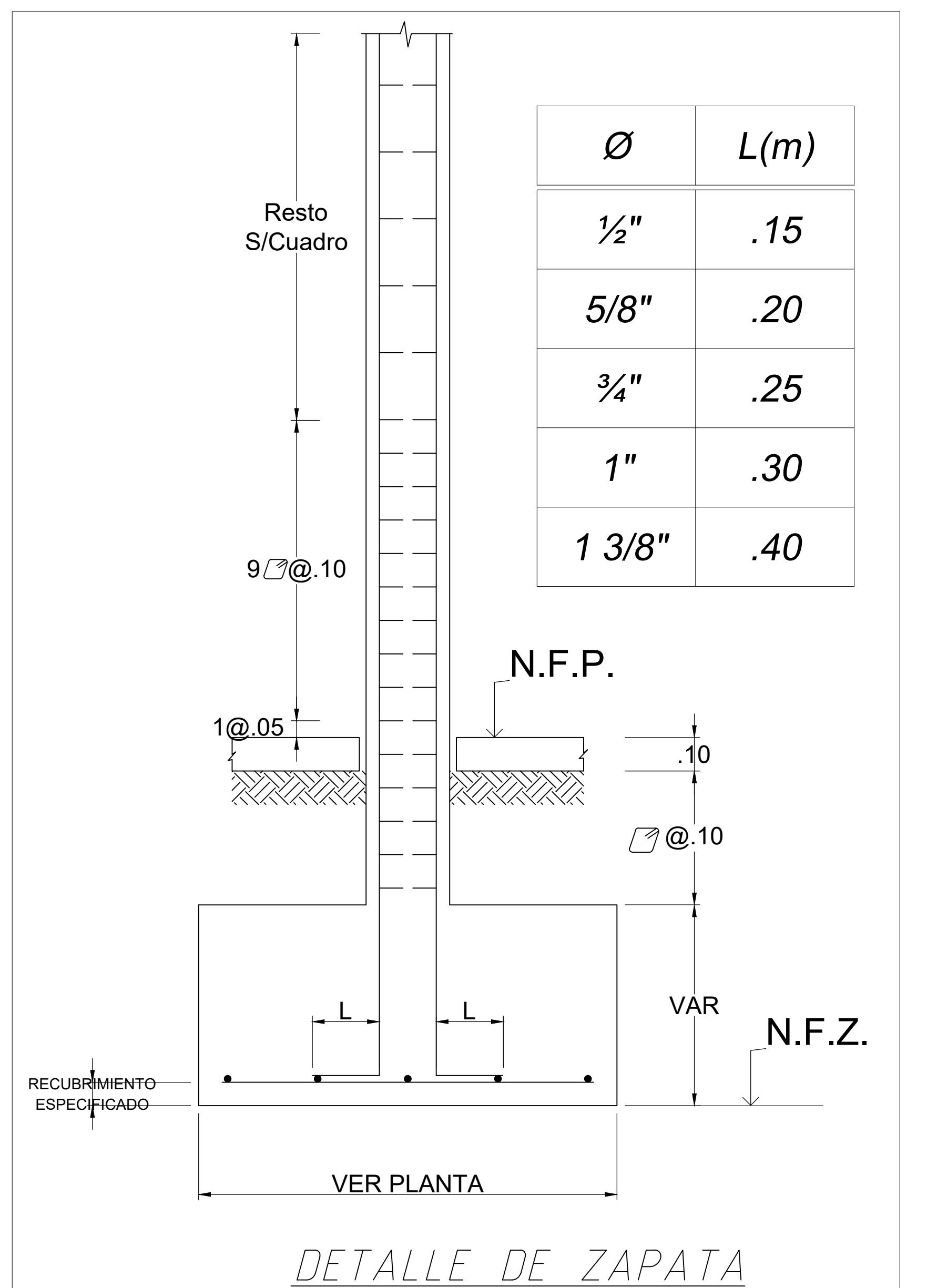
**DETALLE DE DOBLADO DE VIGAS
EN COLUMNAS Y VIGAS**

SIN ESCALA

Ø DE COLUMNA,
MURO O VIGA

DETALLE DE GANCHO ESTANDAR
SIN ESCALA

Ø	L (m)
3/8"	0.75
1/2"	0.20
5/8"	0.25
3/4"	0.30
1"	0.40
1-3/8"	0.50



Technical drawing of a wall section showing a window opening. The drawing includes dimensions for the wall thickness (Vier. muro), the window opening (4φ5/8" and 1φ3/8".r@20), and the distance from the window opening to the wall edge (Anco da viga). The wall is labeled φ muro.

[illegible]