

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO UBICADO EN EL DISTRITO
DE MIRAFLORES**

Tesis para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil, que presenta el

bachiller:

AUTOR:

Sebastian Roberto Murias Izquierdo

ASESOR:

Renzo Noriega Barrueto

Lima, octubre del 2023

Informe de Similitud

Yo,Renzo Noriega Barrueto.....,

docente de la Facultad deCiencias e Ingeniería..... de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO
UBICADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES.....,

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

.....Sebastian Roberto Murias Izquierdo.....,


.....,

.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 06/10/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:Lima, 06 de octubre del 2023.....

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Noriega Barrueto, Renzo</u>	
DNI:46608301	Firma 
ORCID: 0000-0003-1861-6631	

RESUMEN

El presente proyecto de tesis desarrollar la estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar en concreto armado. Dicha edificación está ubicada en el distrito de Miraflores y cuenta con 7 pisos del cual se destinó el primer piso de este para estacionamiento y los siguientes 6 pisos para departamentos conformando de esta manera 18 departamentos en total.

En la estructuración del proyecto, se optó por utilizar un sistema de muros estructurales y pórticos debido a la sismicidad de la zona. Así mismo, se utilizó una combinación de losas aligeradas, losas macizas y vigas peraltadas las que soportan dichas losas.

Para la verificación de la estructura, se realizó el análisis sísmico teniendo en consideración la norma de Diseño Sismorresistente (NTE E.030, 2018) donde se obtuvo las solicitaciones de los diferentes elementos.

En el cálculo de los diferentes elementos estructurales presentes en la edificación como losas, vigas, columnas, placas, cimentaciones y escaleras, se tuvo en consideración la norma de Concreto armado (NTE E.060, 2009), aquí se verificó que las secciones escogidas fueran las correctas y que el refuerzo colocado cumpliera tanto con las solicitaciones como con las cuantías mínimas y máximas expuestas en dicha norma.

Para concluir, se procedió a realizar el dibujo de la ingeniería de detalle para todos los elementos y colocar los datos necesarios presentes en los planos.



*A mis padres por ser mi motivación constante
y por ser el mayor ejemplo de vida.*

*A todos mi seres queridos
que siempre me motivaron.*

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	9
1.1. OBJETIVOS.....	9
1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA.....	9
1.3. NORMATIVA.....	11
1.4. CARGAS DE DISEÑO.....	11
1.5. MÉTODO DE DISEÑO.....	11
1.6. MATERIALES.....	13
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	14
2.1. ESTRUCTURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	14
2.1.2. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA.....	14
2.1.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	15
2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	16
2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS.....	16
2.3.1. LOSAS ALIGERADAS.....	16
2.3.2. LOSAS MACIZAS	17
2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	18
2.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	18
2.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS.....	19
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO	20
3.1. MODELO ESTRUCTURAL.....	20
3.2. PARÁMETROS SÍSMICOS DE EDIFICACIÓN	21
3.3. MASA SÍSMICA	23
3.4. ANÁLISIS DE LAS IRREGULARIDADES EN ALTURA Y PLANTA.....	23
3.5. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	28
3.6. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y JUNTA SÍSMICA.....	33
CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	36
4.1. LOSAS ALIGERADAS.....	36
4.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	36
4.1.2. DISEÑO POR CORTANTE.....	40
4.1.3. CONTROL DE DEFLEXIONES.....	42
4.1.4. ESQUEMA FINAL.....	43
4.2. LOSAS MACIZAS	44
4.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	44
4.2.2. DISEÑO POR CORTANTE.....	48
4.2.3. ESQUEMA FINAL.....	50

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS.....	51
5.1. VIGAS PERALTADAS.....	51
5.2. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	51
5.3. DISEÑO POR CORTANTE.....	60
5.4. ESQUEMA FINAL.....	66
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS	68
6.1. COLUMNAS	68
6.2. DISEÑO POR FLEXIOPRESIÓN.....	68
6.3. DISEÑO POR CORTANTE.....	71
6.4. ESQUEMA FINAL.....	78
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS	79
7.1. PLACAS	79
7.2. DISEÑO POR FLEXIOPRESIÓN.....	79
7.3. DISEÑO POR CORTANTE.....	85
7.4. ESQUEMA FINAL.....	89
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES	90
8.1. ZAPATAS.....	90
8.2. VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES.....	91
8.3. DISEÑO POR CORTANTE Y PUNZONAMIENTO	93
8.4. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	95
8.5. ESQUEMA FINAL.....	97
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	98
BIBLIOGRAFIA.....	101
ANEXOS	102

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de reducción dependiendo del tipo de sollicitación	12
Tabla 2 Combinaciones de cargas	12
Tabla 3 Peraltes recomendados para losas aligeradas	17
Tabla 4 Peraltes recomendados para losas macizas	17
Tabla 7 Relación largo ancho de las losas	20
Tabla 8 Cortante total y cortante de los muros	22
Tabla 9 Masa y peso sísmico de los entrepisos.....	23
Tabla 10 Rigideces de entrepisos de derivas en X positivo.....	24
Tabla 11 Rigideces de entrepisos de derivas en X negativo	24
Tabla 12 Rigideces de entrepisos de derivas en Y positivo.....	24
Tabla 13 Rigideces de entrepisos de derivas en Y negativo	25
Tabla 14 Masa de los entrepisos y la relación con los entrepisos adyacentes	25
Tabla 15 Desplazamiento máximo, promedio y ratio con dirección en el eje Y.....	26
Tabla 16 Desplazamiento máximo, promedio y ratio con dirección en el eje X.....	27
Tabla 17 Longitud total y de esquinas entrantes de la estructura	27
Tabla 18 Aberturas de la estructura y porcentaje que representa del total	28
Tabla 19 Cortantes basales en ambas direcciones	29
Tabla 20 Distribución de cortantes de entrepisos en la dirección X.....	29
Tabla 21 Distribución de cortantes de entrepisos en la dirección Y.....	29
Tabla 22 Modos de vibración, periodos y masa efectiva.....	31
Tabla 23 Periodos de vibración en análisis en traslación pura.	31
Tabla 24 Cortante basal del análisis dinámico modal espectral.	32
Tabla 25 Comparación de la cortante basal estática y dinámica.....	32
Tabla 26 Deriva de entrepiso dirección X del análisis dinámico modal espectral	33
Tabla 27 Deriva de entrepiso dirección Y del análisis dinámico modal espectral	33
Tabla 28 Desplazamiento máximo de la estructura para la dirección X.....	34
Tabla 29 Desplazamiento máximo de la estructura para la dirección Y	34
Tabla 30 Diseño a flexión de la vigueta comprendida entre los ejes D-E	40
Tabla 31 Diseño por flexión de la losa maciza	48
Tabla 32 Diseño a flexión de la viga del eje F y armado	57
Tabla 33 Disposiciones especiales en la cara del nudo de la viga del eje F	58
Tabla 34 Disposiciones especiales en cualquier sección de la viga del eje.....	58
Tabla 35 Diseño a flexión de la viga del eje 4 y armado	59
Tabla 36 Disposiciones especiales en la cara del nudo de la viga del eje 4.....	59
Tabla 37 Disposiciones especiales en cualquier sección de la viga del eje 4.....	59
Tabla 38 Cortantes obtenidas y cortante de diseño de la viga del eje F	64
Tabla 39 Espaciamiento de los estribos de la viga del eje F	64
Tabla 40 Longitud de confinamiento y espaciamiento en la viga del eje F	64
Tabla 41 Cortantes obtenidas y cortante de diseño de la viga del eje 4	65
Tabla 42 Espaciamiento de los estribos de la viga del eje 4	65
Tabla 43 Longitud de confinamiento y espaciamiento en la viga del eje 4	65
Tabla 44 Sollicitaciones de la columna ubicada entre los ejes 5 y E.....	69
Tabla 45 Sollicitaciones de la columna ubicada entre los ejes 6 y A	69
Tabla 46 Longitud de confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 5 y E.....	73
Tabla 47 Espaciamiento en la zona de confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 5 y E	73
Tabla 48 Cortantes obtenidas de las combinaciones de la columna ubicada entre los ejes 5 y E	73

Tabla 49 Cortantes obtenidas con el sismo amplificado de la columna ubicada entre los ejes 5 y E ..	74
Tabla 50 Carga axial y cortante de la columna ubicada entre los ejes 5 y E.....	75
Tabla 51 Espaciamiento requerido fuera del confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 5 y E	75
Tabla 52 Longitud de confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 6 y A.....	75
Tabla 53 Espaciamiento en la zona de confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 6 y A.....	76
Tabla 54 Cortantes obtenidas de las combinaciones de la columna ubicada entre los ejes 6 y A.....	76
Tabla 55 Cortantes obtenidas con el sismo amplificado de la columna ubicada entre los ejes 6 y A..	77
Tabla 56 Carga axial y cortante de la columna ubicada entre los ejes 6 y A	78
Tabla 57 Espaciamiento requerido fuera del confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 6 y A	78
Tabla 58 Cortante de las combinaciones para sismo en X.....	86
Tabla 59 Cortante de las combinaciones para sismo en Y.....	86
Tabla 60 Comprobación de la cortante.....	87
Tabla 61 Cortante de las combinaciones para sismo en X.....	87
Tabla 62 Cortante de las combinaciones para sismo en Y.....	88
Tabla 63 Comprobación de la cortante.....	88
Tabla 64 Cuantías verticales y horizontales mínimas	88
Tabla 65 Comprobación del refuerzo horizontal y vertical escogido	89
Tabla 66 Combinaciones en estado de servicio	91
Tabla 67 Verificación de presiones admisibles CM+CV	92
Tabla 68 Verificación de presiones admisibles CM+CV+0.8SX	93
Tabla 69 Verificación de presiones admisibles CM+CV+0.8SY.....	93
Tabla 70 Diseño por cortante de la zapata ubicada entre los ejes 5 y E.....	94
Tabla 71 Diseño por cortante de la zapata conectada y combinada.....	94
Tabla 72 Diseño por punzonamiento de la zapata ubicada entre los ejes 5 y E.....	95
Tabla 73 Diseño por punzonamiento de la zapata ubicada entre los ejes 9 y E.....	95
Tabla 74 Diseño por flexión de la zapata ubicada entre los ejes 5 y E	96
Tabla 75 Diseño por flexión de la zapata combinada	96
Tabla 76 Diseño por flexión de la zapata combinada	97

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Plano de arquitectura de primer piso	10
Figura 2 Plano de arquitectura de la planta típica	10
Figura 3 Distribución en planta de los elementos estructurales	15
Figura 4 Modelo en planta y en tres dimensiones de la estructura	21
Figura 5 Espectro de pseudoaceleraciones.....	30
Figura 6 Esquema de la losa aligerada	36
Figura 7 Cargas muertas de la vigueta comprendida entre los ejes D-E	39
Figura 8 Cargas vivas de la vigueta comprendida entre los ejes D-E.....	39
Figura 9 Diagrama de momentos flectores de la vigueta comprendida entre los ejes D-E.....	39
Figura 10 Diagrama de fuerzas cortantes de la vigueta comprendida entre los ejes D-E	41
Figura 11 Esquema final del armado del refuerzo longitudinal de la vigueta	44
Figura 12 Modelo de losas macizas y aligeradas	46
Figura 13 Diagrama de momentos flectores en Y de la losa maciza (Acero Y-Y).....	47
Figura 14 Diagrama de momentos flectores en X de la losa maciza (Acero X-X)	47

Figura 15 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza (V13)	49
Figura 16 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza (V23)	49
Figura 17 Esquema final de la losa maciza.....	50
Figura 18 Cargas muertas de la viga del eje F.....	54
Figura 19 Cargas vivas de la viga del eje F	55
Figura 20 Cargas muertas de la viga del eje 4.....	55
Figura 21 Cargas vivas de la viga del eje 4	55
Figura 22 Envolvente de momentos de la viga del eje F.....	56
Figura 23 Envolvente de momentos de la viga del eje 4	57
Figura 24 Fuerza cortante de diseño en vigas. Fuente: Norma E.060 (RNE 2009)	61
Figura 25 Envolvente de cortantes de la viga del eje F.....	62
Figura 26 Envolvente de cortantes de la viga del eje 4.....	62
Figura 27 Envolvente de cortantes de la viga del eje F con sismo amplificado.....	63
Figura 28 Envolvente de cortantes de la viga del eje A con sismo amplificado	63
Figura 29 Esquema final viga del eje F tramo 1 y 2.....	66
Figura 30 Esquema final viga del eje F tramo 3 y 4.....	66
Figura 31 Esquema final viga del eje F tramo 5 y 6.....	67
Figura 32 Esquema final viga del eje 4.....	67
Figura 33 Diagrama de interacción de la columna ubicada en la intersección del eje 5 y E	70
Figura 34 Diagrama de interacción de la columna ubicada en la intersección del eje 6 y A.....	71
Figura 35 Fuerza cortante de diseño por capacidad en columnas. Fuente Norma E.060 (RNE 2009).	72
Figura 36 Momento nominal de la columna ubicada en la intersección del eje 6 y A	74
Figura 37 Momento nominal de la columna ubicada en la intersección del eje 6 y A	77
Figura 38 Armado de la columna ubicada en la intersección del eje 5 y E.....	78
Figura 39 Armado de la columna ubicada en la intersección del eje 6 y A.....	78
Figura 40 Zona de confinamiento de placas. Norma E.060 (RNE 2009)	80
Figura 41 Diagrama de interacción en ambas direcciones de la placa	81
Figura 42 Diagrama de interacción en ambas direcciones de la placa	83
Figura 43 Armado de la placa 8.....	89
Figura 44 Armado de la placa 2.....	89
Figura 45 Modulo de reacción del suelo o winkler. Fuente Interacción Suelo-Estructuras, 1993.	90
Figura 46 Modelo de la cimentación	91
Figura 47 Presiones del suelo CM+CV.....	92
Figura 48 Presiones del suelo CM+CV+0.8SX.....	92
Figura 49 Presiones del suelo CM+CV+0.8SY.....	93
Figura 50 Armado de la zapata ubicada entre los ejes 5 y E.....	97
Figura 51 Armado de la zapata ubicada entre los ejes 9 y E.....	97

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. OBJETIVOS

El objetivo principal de la tesis es realizar el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 7 pisos ubicado en el distrito de Miraflores de tal modo que se cumplan con las normas y requisitos impuestos en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA

La edificación a analizar posee 7 pisos con una altura total de 19.60 m de los cuales el primer piso estará destinado para estacionamientos y los 6 pisos restantes estarán destinados para viviendas. El primer piso contará con un área techada de 475 m², con una altura de piso a techo de 2.60 m que parte desde el nivel cero y estará compuesto por 15 estacionamientos. Así mismo, también contará con una cisterna enterrada que se encontrará por debajo del nivel 0.00 m.

Los 6 pisos restantes serán una planta típica de 475 m², con una altura de 2.60 m cada piso y en cada uno de estos se ubicarán 3 departamentos. Dos de estos departamentos serán iguales y contarán con un área de 135 m² y con dos dormitorios, dos baños, estudio, comedor-sala, balcón, cocina, lavandería y cuarto de servicio con baño. El tercer departamento contará con un área de 160 m² con tres dormitorios y tres baños, comedor-sala, cocina, lavandería y cuarto de servicio con baño. Finalmente, este proyecto cuenta con un área común en la parte central de la edificación de 30 m².

En la Figura 1 y Figura 2 se presentan los planos del primer piso y de la planta típica respectivamente.

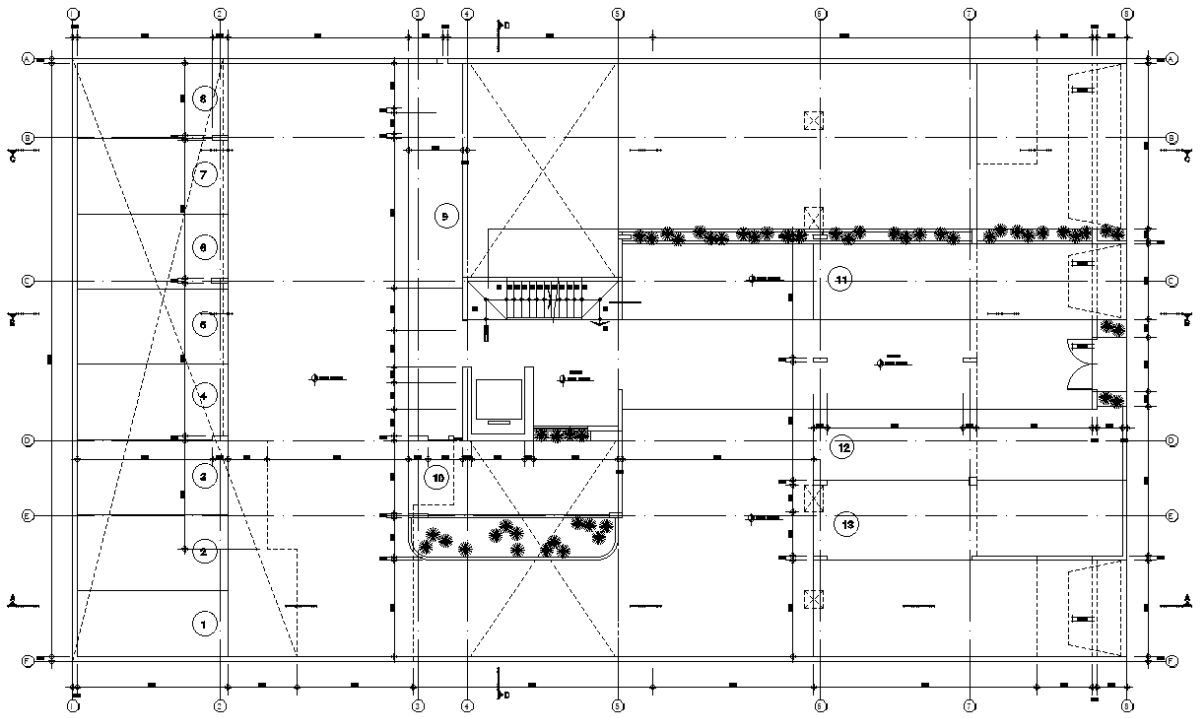


Figura 1 Plano de arquitectura de primer piso

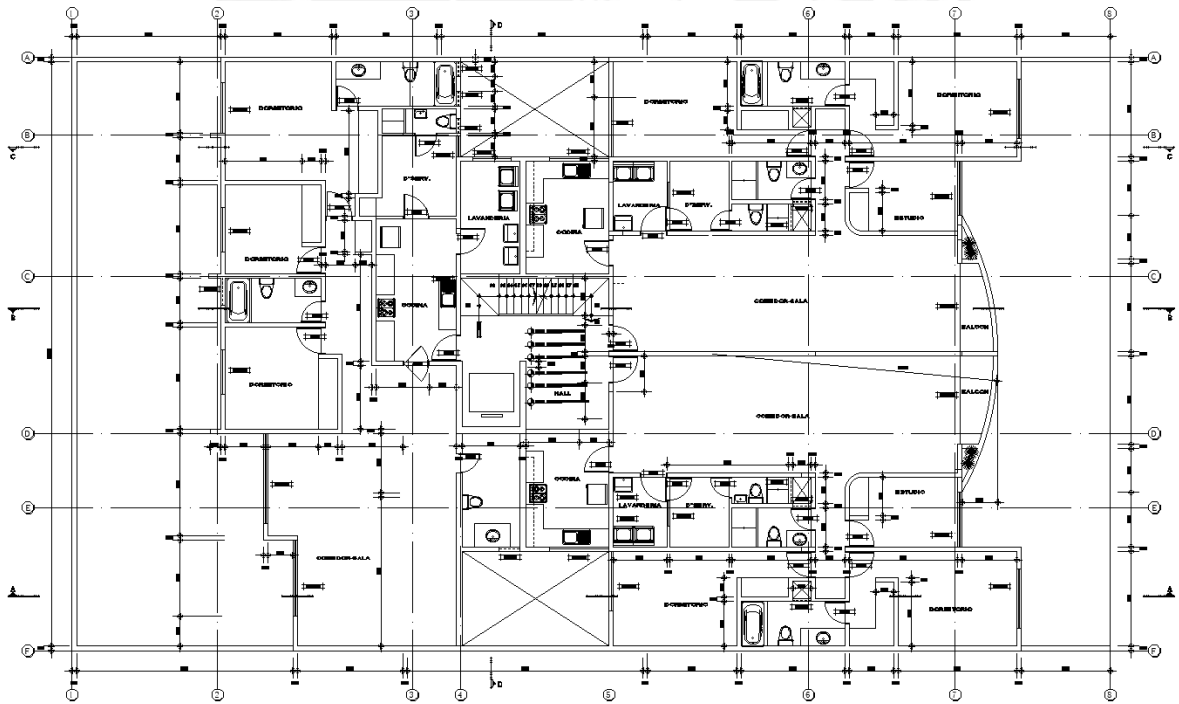


Figura 2 Plano de arquitectura de la planta típica

1.3. NORMATIVA

Para el presente proyecto se utilizarán las diferentes normas presentes en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Las normas a utilizar se presentan a continuación.

- E.020 Cargas (RNE. 2006)
- E.030 Diseño sismorresistente (RNE. 2018)
- E.050 Suelos y cimentaciones (RNE. 2018)
- E.060 Concreto armado (RNE. 2009)

1.4. CARGAS DE DISEÑO

Se emplearán diferentes cargas de diseño que deben satisfacer lo propuesto en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones. Las cargas a tener en consideración serán las siguientes:

- Carga Muerta (CM): Carga vertical generada debido al peso propio de los elementos y también al peso de los materiales, equipos, y tabiques en una edificación. Este posee poca variabilidad en su magnitud a lo largo del tiempo.
- Carga Viva (CV): Carga vertical generada por el peso de los ocupantes, muebles, equipos y otros elementos móviles que soporta la edificación. Este posee gran variabilidad e incertidumbre en su magnitud a lo largo del tiempo.
- Carga Sísmica (CS): Cargas generadas en la estructura debido a acciones sísmicas generadas por el suelo.

1.5. MÉTODO DE DISEÑO

En la norma E.060 está establecido que el método es el Diseño por Resistencia. En este método intervienen dos valores, las cuales son la resistencia de diseño y la resistencia requerida los cuales conforman la siguiente desigualdad:

Resistencia de diseño > Resistencia requerida

En la resistencia de diseño, intervienen factores de reducción Φ . Este factor de tiene por finalidad otorgar un coeficiente de seguridad frente a variabilidades de la resistencia de los elementos dependiendo del tipo de sollicitación. Esto es mostrado en la Tabla 1, donde se exhibe el factor de reducción dependiendo de la sollicitación presente en el elemento.

Tabla 1 Factor de reducción de la resistencia

Tipo de sollicitación	Φ
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de tracción	0.90
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70

En la resistencia requerida, intervienen las combinaciones de cargas de diseño la cuales son amplificadas según las normas y son combinadas debido a la incertidumbre que estas ocasionan. Las combinaciones establecidas por la norma son las siguientes expuestas en la Tabla 2.

Tabla 2 Combinaciones de cargas

Combinación de cargas
1.4 CM + 1.7 CV
1.25 (CM + CV) + S
1.25 (CM + CV) - S
0.9 CM + S
0.9 CM - S

1.6. MATERIALES

Este proyecto será diseñado en concreto armado con varillas de acero de refuerzo y las características de estos serán presentadas a continuación:

- Concreto armado: Material conformado por concreto siempre con varillas de refuerzo embebidas que posee siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$ y $f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

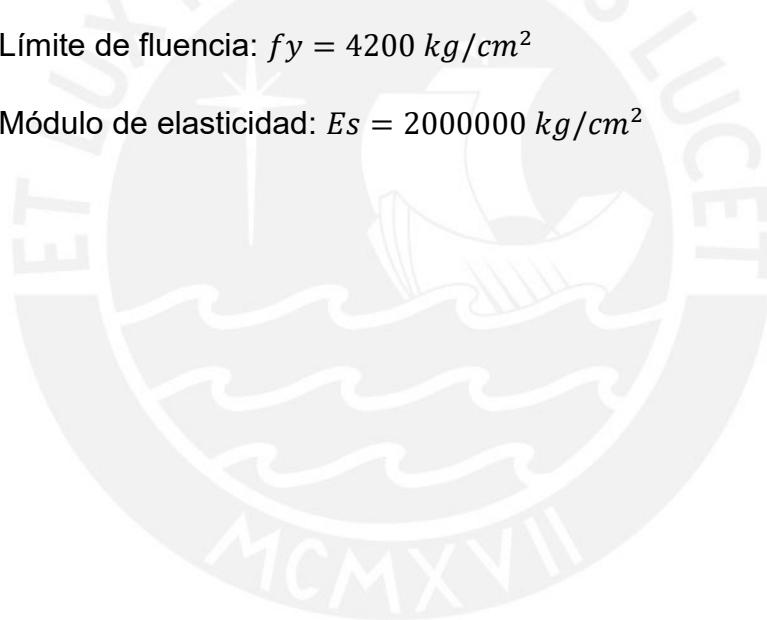
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

- Módulo de Elasticidad: $E = 15000\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$

- Acero de refuerzo: Acero de grado 60 cuyas propiedades del material son:

- Límite de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- Módulo de elasticidad: $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$



CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. ESTRUCTURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

El primer paso para el desarrollo de la edificación consta en realizar la estructuración de los diferentes elementos que compondrán la estructura. En esta, se determinan las ubicaciones y la cantidad en planta de los principales elementos estructurales como las vigas, las columnas, las placas y losas. Este proceso se realiza tomando como guía las ubicaciones posibles consideradas en los planos de arquitectura y también considerando ciertos criterios recomendados por diferentes recursos bibliográficos.

2.1.2. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA

Se ha planteado para la presente estructura un sistema de muros estructurales y además se incluirán columnas y vigas para conformar pórticos. El motivo de esto se debe a que los muros estructurales serán los principales elementos que controlen las deformaciones generadas por el sismo y así se logra aumentar la rigidez lateral de la estructura y controlar las derivas.

Debido a la arquitectura, la distribución no puede ser perfectamente simétrica, esto se puede apreciar en la Figura 3 en donde se puede observar que se ha buscado mantener una simetría en la estructuración respecto a ambos ejes, teniendo en cuenta las limitaciones arquitectónicas.

Con lo anteriormente mencionado, los muros estructurales están distribuidos en el perímetro de la edificación, así como también en el centro de esta y en la zona de ascensores. Los espesores serán los mismos para los elementos verticales y horizontales. Y finalmente se ha optado por usar losas aligeradas excepto en las zonas donde hay presencia de baños, debido a que las tuberías reducen la sección del elemento, o cerca de las zonas donde hay reducciones de áreas, para poder mantener un comportamiento de diafragma, en dichas zonas se ha optado por utilizar losas macizas.

A continuación, se presentará la distribución en planta de los elementos estructurales. En la Figura 3 se puede apreciar el número de placas elegidas y las dimensiones de cada uno, las ubicaciones de las columnas, la ubicación de las vigas y la ubicación de las losas macizas y aligeradas.

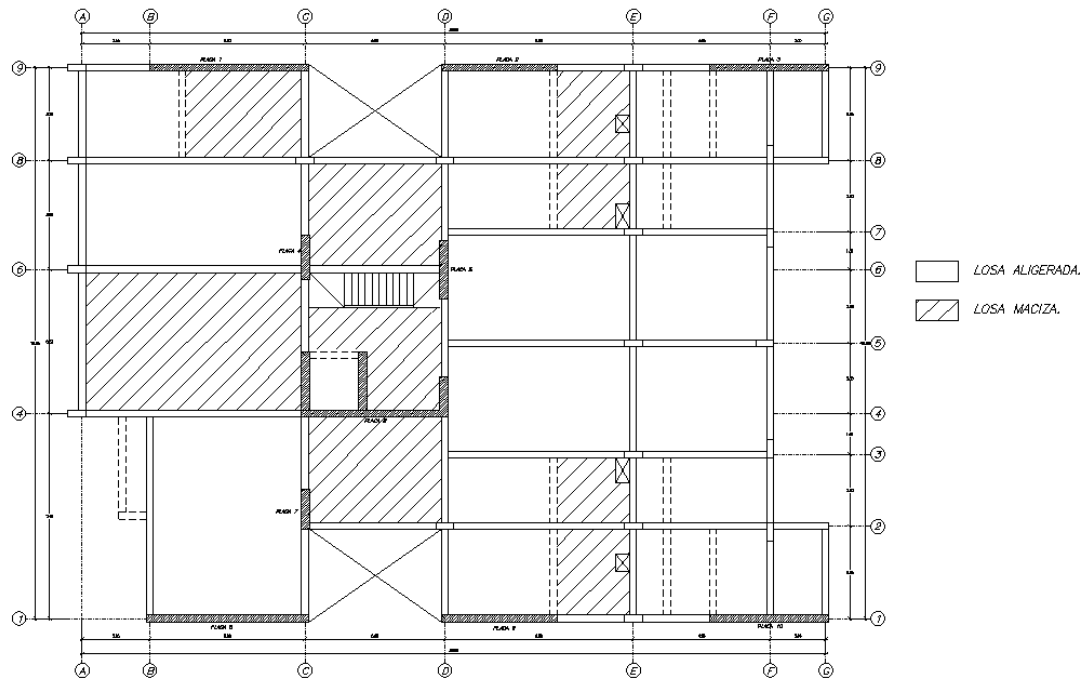


Figura 3 Distribución en planta de los elementos estructurales

2.1.1. CRITERIOS

Para simplificar la predicción del comportamiento de la estructura y garantizar un correcto comportamiento de la estructura, se siguieron los siguientes principales criterios según Blanco en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”:

- Simplicidad y Simetría
Las estructuras simples poseen un mejor comportamiento al ser más fácil la predicción de su comportamiento frente a sismos, así mismo, las estructuras simétricas producirán menores efectos torsionales.
- Resistencia
Se busca darle a la estructura una mayor resistencia
- Rigidez lateral
Es de gran importancia aportar una adecuada rigidez lateral a la estructura para poder controlar las deformaciones importantes en las dos direcciones principales.

- Uniformidad y Continuidad
La uniformidad y continuidad tiene por finalidad evitar concentraciones de esfuerzos.
- Diafragmas rígidos
Los diafragmas rígidos buscan la idealización de la estructura como una unidad, esto se traduce que en un mismo nivel la deformación lateral se mantenga.

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO

Con lo anterior realizado, se procede a realizar el predimensionamiento de los principales elementos estructurales del proyecto. A continuación, se presentará el predimensionamiento de estos elementos y también se mostrarán los procedimientos seguidos en cada uno de estos.

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Las losas tienen como finalidad buscar la correcta transmisión de cargas a las vigas y a su vez busca dotar a cada piso de un comportamiento uniforme con una deformación igual. Debido a esto, se requiere dimensionar el espesor de dichas losas para así lograr un correcto comportamiento. Se procederá a utilizar las recomendaciones y criterios señalados en diferentes publicaciones para el predimensionamiento de las losas macizas y aligeradas.

2.3.1. LOSAS ALIGERADAS

El proyecto cuenta en su mayoría con losas aligeradas en una dirección las cuales están distribuidas por toda la edificación. Para el predimensionamiento de estas, se utilizó la luz libre comprendida entre los paños que varían desde un valor de 1.8 m hasta 5.4 m. Estos valores fueron comprados con los criterios y las recomendaciones de Blanco en su libro expuestos en la

Tabla 3.

Tabla 3 Peraltes recomendados para losas aligeradas

Peralte recomendado	Luz libre comprendida entre paños
h = 17 cm	$l_n < 4 \text{ m}$
h = 20 cm	$4 \text{ m} \leq l_n \leq 5.5 \text{ m}$
h = 25 cm	$5 \text{ m} \leq l_n \leq 6.5 \text{ m}$
h = 30 cm	$6 \text{ m} \leq l_n \leq 7.5 \text{ m}$

Siguiendo dichas recomendaciones y con los valores de luces libres que existen en el proyecto, obtenemos dos valores del peralte de las losas de 17 cm y de 20 cm. Para mantener una uniformidad y simplificar constructivamente se escogió un peralte de 20 cm para todos los aligerados del proyecto.

2.3.2. LOSAS MACIZAS

En la estructuración de la edificación se cuenta con una cantidad menor de losas macizas. Para el predimensionamiento de estas, se utilizó la luz libre de estas la cual se encuentra en un rango de entre 2.35 m y 7.8 m. Estos valores fueron comprados con los criterios y las recomendaciones Blanco en su libro "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" expuestos en la Tabla 4.

Tabla 4 Peraltes recomendados para losas macizas

Peralte recomendado	Luz libre
h = 12 o 13 cm	$l_n < 4 \text{ m}$
h = 15 cm	$4 \text{ m} < l_n < 5.5 \text{ m}$
h = 20 cm	$5 \text{ m} < l_n < 6.5 \text{ m}$
h = 25 cm	$6 \text{ m} < l_n < 7.5 \text{ m}$

Tomando en cuenta las recomendaciones anteriores, para este proyecto los valores que pueden tomar el peralte de las losas macizas están comprendidas entre 15-25

cm. Por este motivo, y para favorecer la uniformidad de la estructura y para facilitar la colocación de cualquier tipo de instalaciones, se está tomando un peralte uniforme de 20 cm para todas las losas macizas.

2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas son elementos encargados de transferir las cargas recibidas por la losa y dirigirlas hacia otras vigas o a las columnas. Además, otra finalidad que tienen las vigas es conformar pórticos junto con las columnas y así proporcionar rigidez lateral a la estructura.

Para elementos sismorresistentes el valor mínimo del ancho de estas es de 25 cm. Por este motivo, y para mantener la uniformidad entre los elementos, se escogió un espesor de 25 cm.

Para determinar del peralte h , se utilizó $1/14$ de luz libre de estas. En la estructura el rango de valores de la luz libre varía entre 1.8 m y 7.8 m lo cual arroja un valor del peralte comprendido entre 20 cm y 60 cm. Con estos datos obtenidos, se ha optado por considerar un peralte de 55 cm para todas las vigas, y dicho peralte será aumentado para ciertas vigas dependiendo de las solicitaciones que se obtengan más adelante.

2.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Estas son las encargadas de transmitir las cargas recibidas por las vigas y llevarlas hasta la cimentación. En el predimensionamiento de estas se empleará la fórmula que se muestra a continuación. En esta se obtiene el área de las columnas, el espesor de las columnas será de 30 cm y el lado restante se determinará de la siguiente manera

$$\text{Area de columnas} = \frac{P(\text{Servicio})}{0.45 * f'c}$$

Donde:

P (servicio): Viene dada por el área tributaria multiplicada por el número de pisos y por una carga unitaria asumida (1 ton/m²).

f_c : Es la resistencia a la compresión del concreto que se va a utilizar.

Con dicha fórmula, se obtuvieron secciones comprendidos entre $30 \times 30 \text{ cm}^2$ y $30 \times 80 \text{ cm}^2$. Con estos datos obtenidos, se ha optado por considerar una sección de $30 \times 65 \text{ cm}^2$ para todas las columnas de la tesis.

2.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Estas son elementos estructurales los cuales poseen una de sus dos dimensiones en planta mucho más grande respecto a la otra. La finalidad de estas es aportar gran rigidez lateral, así como también resistencia en dirección de su largo. Para la presente tesis se utilizarán espesores de placas de 25 y 30 cm dependiendo de la dirección de estas y teniendo en cuenta las limitaciones arquitectónicas.



CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. MODELO ESTRUCTURAL

El análisis sísmico tiene por finalidad determinar las posibles solicitaciones que tendrán los diferentes elementos de la estructura bajo solicitaciones sísmicas. Este análisis se llevó a cabo utilizando la norma técnica E.030.

Para dicho análisis, se modeló tridimensional estructura con la ayuda del software llamado ETABS con las siguientes consideraciones que se mencionarán a continuación.

En primer lugar, la base de la estructura se consideró como empotrada, esta asunción se puede realizar debido a que la edificación se encuentra ubicada en una zona la cual posee un tipo de suelo S1, un suelo muy rígido con alta resistencia, así impidiendo la rotación de las zapatas y pudiendo asumirse que la base es empotrada.

Así mismo, se determinó el tipo de diafragma que posee la estructura. Según la norma ASCE 7-22 (American Society of Civil Engineers, 2022), se puede considerar una losa de concreto como diafragma rígido cuando se tiene una relación entre el largo y ancho menor a 3. En la Tabla 5 se exhiben las dimensiones de las losas, así como también la relación de estas dimensiones de estas.

Tabla 5 Relación largo ancho de las losas

N° Losa	Lado Mayor	Lado Menor	Relación	N° Losa	Lado Mayor	Lado Menor	Relación
Losa 1	7.80	3.10	2.52	Losa 11	6.55	2.35	2.79
Losa 2	7.80	3.70	2.11	Losa 12	6.55	3.10	2.11
Losa 3	7.80	4.98	1.57	Losa 13	4.70	3.10	1.52
Losa 4	7.18	5.35	1.34	Losa 14	4.70	2.35	2.00
Losa 5	4.80	3.70	1.30	Losa 15	4.70	3.78	1.24
Losa 6	4.80	3.83	1.25	Losa 16	4.70	3.78	1.24
Losa 7	6.55	3.10	2.11	Losa 17	4.70	2.35	2.00
Losa 8	6.55	2.35	2.79	Losa 18	4.70	3.10	1.52
Losa 9	6.55	3.78	1.73	Losa 19	3.10	1.75	1.77
Losa 10	6.55	3.78	1.73	Losa 20	3.10	1.75	1.77

En la tabla superior, se puede observar que las losas cuentan con una relación menor a 3 y la estructura al no poseer irregularidades en planta, se puede asumir de forma correcta que la estructura cuenta con diafragmas rígidos en cada entrepiso.

Y finalmente, para el modelo en 3D, se consideraron brazos rígidos, estos presentes en las conexiones entre los elementos estructurales tipo frame.

En la Figura 4, se observa la estructura modelada en el software ETABS tanto en planta como en 3D.

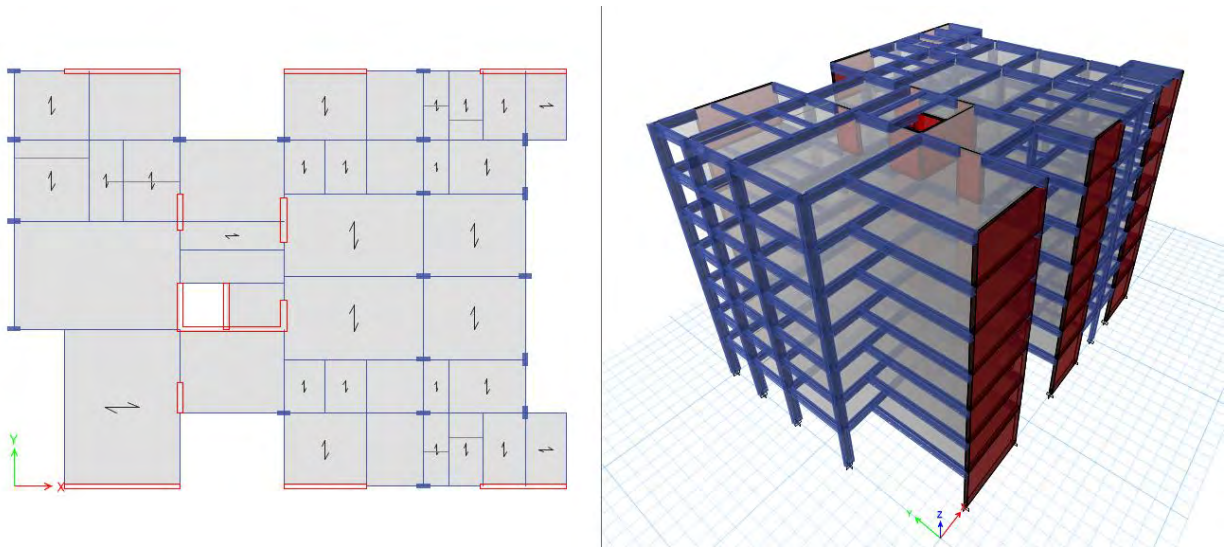


Figura 4 Modelo en planta y en tres dimensiones de la estructura

3.2. PARÁMETROS SÍSMICOS

Factor de zona

Este representa una parte de la aceleración de la gravedad que ha sido asignada a diferentes zonas del país, basada en la sismicidad observada. Ya que el presente proyecto se encuentra en el distrito de Miraflores, o zona 4, este factor posee un valor de $Z = 0.45$.

Parámetros de sitio

Estos describen las condiciones locales del suelo donde estará apoyada la edificación. Ya que la presente estructura está ubicada en la zona 4 y posee un perfil de suelo muy rígido S1, los valores de los parámetros son $S = 1$, $T_p = 0.4$ s y $T_L = 2.5$ s.

Factor de amplificación sísmica

Este factor es interpretado como la amplificación de la aceleración estructural y viene dado por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} T < T_P & C = 2.5 \\ T_P < T < T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

Factor de uso

El factor de uso o importancia se puede entender como la amplificación que se realiza según el tipo de edificación que se esté desarrollando. Para el presente proyecto, se tiene una edificación clasificada como categoría C con un factor $U = 1$.

Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

Este es un coeficiente de reducción que señala cuanto se puede reducir la fuerza sísmica con la finalidad de aceptar incursiones inelásticas y se calcula según el sistema estructural que tenga la edificación y el material usado.

En la Tabla 6 se puede observar las cortantes dinámicas tomadas por los muros estructurales, también la cortante dinámica total de toda la estructura, con estos dos valores se procede a determinar el porcentaje respecto al total que estarían tomando dichos muros de corte.

Tabla 6 Cortante total y cortante de los muros

Caso de Análisis	Cortante en los muros (ton)	Cortante Total (ton)	Porcentaje de cortante en los muros
Sis. Direcc. XX+	409.09	420.58	97.3%
Sis. Direcc. XX-	492.61	507.13	97.1%
Sis. Direcc. YY+	280.74	299.99	93.6%
Sis. Direcc. YY-	297.42	315.88	94.2%

Como se puede observar, las placas toman más del 90% de las cortantes totales, lo cual se traduce en que la presente estructura posee un sistema estructural de “Muros Estructurales”, así mismo, la edificación está siendo propuesta en concreto armado por lo cual como resultado tendría coeficiente básico de reducción de $R_0 = 6$.

3.3. MASA SÍSMICA

Para la obtención de la masa sísmica por piso se está teniendo en consideración la carga muerta de la estructura al 100% más el 25% de la carga viva debido a que la categoría de la edificación es tipo C.

Considerando lo anterior se obtuvo la Tabla 7 en la cual se puede observar tanto la masa sísmica de los entrepisos, así como también el peso sísmico de los mismo.

Tabla 7 Masa y peso sísmico de los entrepisos

Piso	Masa X	Peso
	Ton*s ² /m	ton
7	54.35	533.16
6	59.36	582.34
5	59.36	582.34
4	59.36	582.34
3	59.36	582.34
2	59.36	582.34
1	60.97	598.14
Total	412.13	4043.00

De acuerdo con la tabla mostrada, el peso total de la estructura total es de **P = 4043.00 ton.**

3.4. ANÁLISIS DE LAS IRREGULARIDADES EN ALTURA Y PLANTA

Irregularidades en altura

En primer lugar, se analizó la irregularidad de rigidez. La cual según la Norma E.030, se genera cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez del inmediato superior o cuando es menor al 80% al promedio de los tres pisos superiores. También se analizó la irregularidad de resistencia la cual se genera cuando la resistencia de un entrepiso es un 80% menor a la del entrepiso superior.

En la Tabla 8, Tabla 9, Tabla 10 y Tabla 11 se podrán apreciar las rigideces de los entrepisos y también los cálculos realizados para determinar la relación que existe entre estos y su inmediato superior y con el promedio de los 3 inmediatos superiores.

Tabla 8 Rigideces de entrepisos de derivas en X positivo

Piso	Caso de análisis	Rigidez(ton/m)	Relación con el inmediato superior	Relación con el promedio de los tres superiores
7	Deriva XX+	60806	-	-
6	Deriva XX+	105882	174%	-
5	Deriva XX+	140994	133%	-
4	Deriva XX+	176115	125%	172%
3	Deriva XX+	222732	126%	158%
2	Deriva XX+	306022	137%	170%
1	Deriva XX+	506380	165%	216%

Tabla 9 Rigideces de entrepisos de derivas en X negativo

Piso	Caso de análisis	Rigidez(ton/m)	Relación con el inmediato superior	Relación con el promedio de los tres superiores
7	Deriva XX-	72124	-	-
6	Deriva XX-	124415	173%	-
5	Deriva XX-	164814	132%	-
4	Deriva XX-	205268	125%	170%
3	Deriva XX-	259239	126%	157%
2	Deriva XX-	355799	137%	170%
1	Deriva XX-	586840	165%	215%

Tabla 10 Rigideces de entrepisos de derivas en Y positivo

Piso	Caso de análisis	Rigidez(ton/m)	Relación con el inmediato superior	Relación con el promedio de los tres superiores
7	Deriva YY+	36143	-	-
6	Deriva YY+	52302	145%	-
5	Deriva YY+	59891	115%	-
4	Deriva YY+	66232	111%	134%
3	Deriva YY+	75796	114%	127%
2	Deriva YY+	94925	125%	141%
1	Deriva YY+	154318	163%	195%

Tabla 11 Rigideces de entrepisos de derivas en Y negativo

Piso	Caso de análisis	Rigidez(ton/m)	Relación con el inmediato superior	Relación con el promedio de los tres superiores
7	Deriva YY-	37435	-	-
6	Deriva YY-	54184	145%	-
5	Deriva YY-	62020	114%	-
4	Deriva YY-	68515	110%	134%
3	Deriva YY-	78236	114%	127%
2	Deriva YY-	97645	125%	140%
1	Deriva YY-	158899	163%	195%

De las tablas mostradas en la parte superior, y analizando la irregularidad de piso blando, las rigideces de los entrepisos con relación al inmediato superior son mayor al 70% en todos los casos y mayor al 80% con relación al promedio de los tres inmediatos superiores, y analizando la irregularidad de piso débil, la relación de los entrepisos con relación al inmediato superior es mayor al 80%. Con los resultados anteriores, se concluye que no existen irregularidades de rigidez e irregularidades de resistencia y tampoco esas dos irregularidades extremas.

Luego de esto, se analizó la irregularidad de masa la cual se da cuando el peso de un piso es 1.5 veces mayor a la del piso adyacente tanto superior como inferior.

En la Tabla 12 se comparan los pesos de los pisos tanto los superiores como los inferiores.

Tabla 12 Masa de los entrepisos y la relación con los entrepisos adyacentes

Piso	Masa (ton*s ² /m)	Relación con el piso superior	Relación con el piso inferior
7	54.3	-	0.9
6	59.4	1.1	1.0
5	59.4	1.0	1.0
4	59.4	1.0	1.0
3	59.4	1.0	1.0
2	59.4	1.0	1.0
1	61.0	1.0	-

Como se aprecia en la tabla anterior, ningún valor es 1.5 veces mayor al peso del piso adyacente tanto superior como inferior. Por ello, se concluye que no existe irregularidad de masa o peso.

Seguido de esto se analizó la irregularidad por geometría vertical. Teniendo en consideración que las dimensiones de los diferentes pisos es la misma, que no existe irregularidad por geometría vertical.

Y finalmente, analizando la discontinuidad en los sistemas resistentes, vemos que no existe un desalineamiento vertical de ningún elemento. Por ello, la estructura no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes y tampoco discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

Con todo lo anterior se verifica que la presente estructura es regular en altura y el valor de $I_a = 1$ elegido se encuentra correcto.

Irregularidades en planta

En primer lugar, se analizó la irregularidad torsional. Esta se da cuando el máximo desplazamiento extremo un de entrepiso (Δ_{max}) es mayor que 1.3 veces el desplazamiento promedio de los extremos del mismo entrepiso (Δ_{prom}).

En la Tabla 13 y Tabla 14 se presentan dichos desplazamientos de entrepiso tanto máximo como promedio, así como el ratio que no debe exceder de un valor de 1.3.

Tabla 13 Desplazamiento máximo, promedio y ratio con dirección en el eje Y

Piso	Caso análisis	Dirección	Δ_{max}	Δ_{prom}	Ratio
7	DERYY+	Y	0.014	0.011	1.27
7	DERYY-	Y	0.011	0.011	1.01
6	DERYY+	Y	0.016	0.013	1.27
6	DERYY-	Y	0.013	0.013	1.02
5	DERYY+	Y	0.018	0.014	1.29
5	DERYY-	Y	0.015	0.015	1.02
4	DERYY+	Y	0.019	0.015	1.23
4	DERYY-	Y	0.016	0.016	1.02
3	DERYY+	Y	0.019	0.015	1.27
3	DERYY-	Y	0.016	0.016	1.03
2	DERYY+	Y	0.016	0.013	1.21
2	DERYY-	Y	0.014	0.014	1.03
1	DERYY+	Y	0.011	0.009	1.21
1	DERYY-	Y	0.009	0.009	1.05

Tabla 14 Desplazamiento máximo, promedio y ratio con dirección en el eje X

Piso	Caso análisis	Dirección	Δ_{max}	Δ_{prom}	Ratio
7	DERXX+	X	0.010	0.009	1.11
7	DERXX-	X	0.009	0.009	1.03
6	DERXX+	X	0.011	0.009	1.22
6	DERXX-	X	0.010	0.009	1.04
5	DERXX+	X	0.011	0.009	1.22
5	DERXX-	X	0.010	0.009	1.05
4	DERXX+	X	0.010	0.009	1.18
4	DERXX-	X	0.009	0.009	1.05
3	DERXX+	X	0.009	0.008	1.17
3	DERXX-	X	0.008	0.008	1.06
2	DERXX+	X	0.007	0.006	1.17
2	DERXX-	X	0.007	0.006	1.07
1	DERXX+	X	0.004	0.004	1.17
1	DERXX-	X	0.004	0.004	1.07

Se puede observar que no existe ningún valor mayor a lo establecido por la norma de 1.3 se puede decir con certeza que la estructura no presenta irregularidad por torsión y mucho menos extrema por torsión.

Luego de esto, se analizó las esquinas entrantes de la estructura las cuales se presentan si las esquinas son mayores al 20% de la longitud total. En la Tabla 15 se presenta la longitud de la esquina entrante y el porcentaje que representa del total.

Tabla 15 Longitud total y de esquinas entrantes de la estructura

Dirección	Longitud total	Longitud esquina	Porcentaje
X	26.85	2.45	9%
Y	19.95	7.43	37%

Como se puede observar, para tener la presencia de esquina entrante en la estructura en ambas direcciones el porcentaje obtenido debe ser mayor al 20% por lo cual la estructura no presenta esquinas entrantes.

Seguido de esto se analizó la discontinuidad de diafragma, esta irregularidad se da cuando se presentan aberturas mayores al 50% del área bruta. En la Tabla 16, se exhibe la abertura, el total y el porcentaje que representa del total.

Tabla 16 Aberturas de la estructura y porcentaje que representa del total

Abertura	Total	% del Total
6.7	20.2	33%

Como se aprecia, el porcentaje obtenido es menor al 50% por lo que la estructura no presenta discontinuidad de diafragma.

Y finalmente, analizando los sistemas no paralelos estos se dan cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. Esta irregularidad no se da ya que los elementos resistentes son paralelos.

Con todo lo anterior, la edificación es regular en planta con un valor de $I_p = 1$ verificando así el valor antes asignado al factor de irregularidad en planta.

3.5. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Análisis estático

En el presente análisis, las solicitaciones generadas por movimientos sísmicos se representan como fuerzas puntuales actuando en el centro de masas.

Para la determinación de dichas fuerzas puntuales se utilizó las siguientes formulaciones expuestas a continuación.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \qquad F_i = \alpha_i * V \qquad \alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum P_j (h_j)^k}$$

En primer lugar, utilizando la primera formulación y los parámetros sísmicos, se realizó el cálculo de las cortantes basales estáticas para ambas direcciones. A continuación, en la Tabla 17 se presentará una tabla con los valores de los factores utilizados y también el resultado de la cortante anteriormente mencionada.

Tabla 17 Cortantes basales en ambas direcciones

Dirección	X	Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
C	2.29	1.27
S	1.00	1.00
R	6.00	6.00
P (ton)	4043.00	4043.00
V (ton)	693.88	386.27

A sí mismo, también realizó el cálculo de la distribución de cortantes para cada entrepiso y la cual se está presentando en la Tabla 18 y Tabla 19 de a continuación.

Tabla 18 Distribución de cortantes de entrepisos en la dirección X

Nivel	Peso (ton)	α_i	F (ton)	V (ton)
7	533.16	0.29	202.54	202.54
6	582.34	0.28	191.00	191.00
5	582.34	0.23	160.79	351.79
4	582.34	0.19	130.57	482.37
3	582.34	0.14	100.36	582.72
2	582.34	0.10	70.14	652.87
1	598.14	0.06	41.01	693.88

Tabla 19 Distribución de cortantes de entrepisos en la dirección Y

Nivel	Peso (ton)	α_i	F (ton)	V (ton)
7	533.16	0.41	159.58	159.58
6	582.34	0.38	147.97	147.97
5	582.34	0.32	122.12	270.09
4	582.34	0.25	96.82	366.91
3	582.34	0.19	72.20	439.11
2	582.34	0.13	48.43	487.54
1	598.14	0.07	26.54	514.08

Se puede observar en los anteriores cálculos, que la cortante total obtenida con el método de distribución de fuerzas en entrepisos para la dirección X y Y fueron de 693.88 ton y 514.08 ton.

Análisis dinámico modal espectral

Este análisis es un procedimiento cuya finalidad es determinar la respuesta de los diferentes elementos estructurales de una manera más realista frente a la que ofrece el análisis estático, pues este, tiende a sobredimensionar los elementos de la estructura. Así mismo, como la presente estructura se encuentra en la zona sísmica 4, posee un sistema de muros estructurales y mide más de 15m, la norma solo permite utilizar este análisis y no el análisis estático.

Se partió definiendo el espectro de pseudoaceleraciones. Este se realiza determinando el valor de "Sa" el cual se calcula utilizando los parámetros sísmicos de la edificación y con la siguiente ecuación.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} g$$

En la Figura 5 presentada a continuación, se puede observar el espectro de pseudoaceleraciones para los parámetros sísmicos de la edificación donde en el eje de las abscisas se ubica el periodo y en el eje de las ordenadas las pseudoaceleraciones.

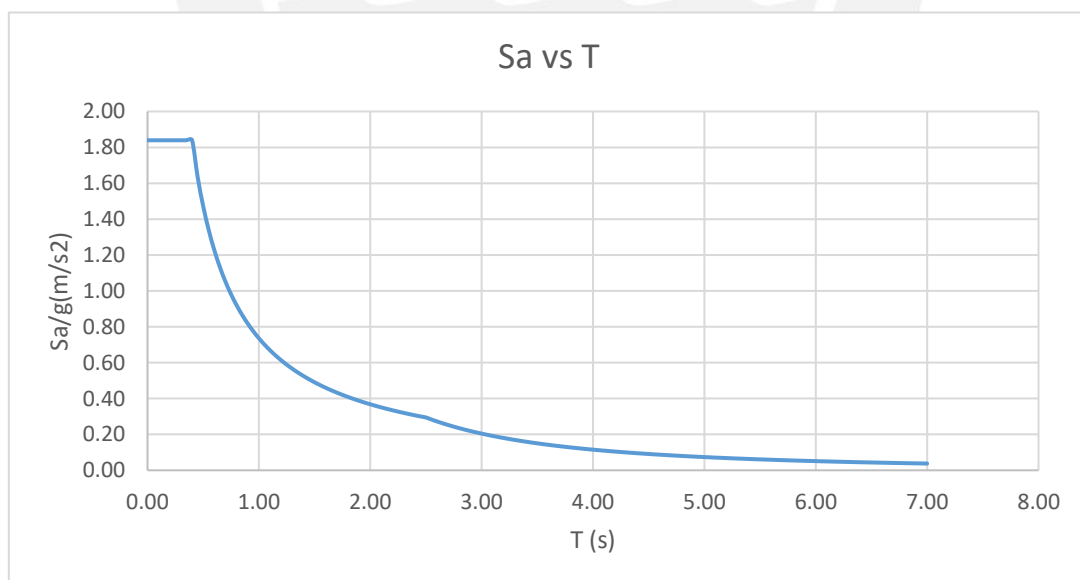


Figura 5 Espectro de pseudoaceleraciones

Luego de este paso, se determinaron los modos de vibración de la estructura, los periodos y la masa participante de cada uno de estos modos los cuales vienen representados en la Tabla 20.

Tabla 20 Modos de vibración, periodos y masa participante

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Rz
1	0.80	0.0%	75.9%	0.9%
2	0.51	8.9%	0.8%	62.7%
3	0.44	63.1%	0.1%	8.6%
4	0.22	0.0%	13.8%	0.2%
5	0.12	2.9%	0.1%	15.4%
6	0.10	0.1%	5.2%	0.0%
7	0.10	16.2%	0.0%	3.1%
8	0.06	0.0%	2.3%	0.1%
9	0.05	1.1%	0.1%	4.7%
10	0.04	4.6%	0.0%	1.1%
11	0.04	0.0%	1.1%	0.0%
12	0.03	0.4%	0.0%	1.7%
13	0.03	0.0%	0.5%	0.0%
14	0.03	1.6%	0.0%	0.4%
15	0.02	0.0%	0.1%	0.0%
16	0.02	0.2%	0.0%	0.6%
17	0.02	0.6%	0.0%	0.2%
18	0.02	0.1%	0.0%	0.2%
19	0.02	0.2%	0.0%	0.1%
20	0.02	0.0%	0.0%	0.0%

En la tabla anterior se pueden observar los modos fundamentales de vibración de la estructura son los primeros 3, el numero uno y tres de desplazamiento y el segundo de rotación.

Así mismo, también para realizar una verificación se realizó un análisis traslacional puro en dirección X y Y donde los periodos obtenidos se exhiben en la Tabla 21.

Tabla 21 Periodos de vibración en análisis en traslación pura.

Dirección	Periodo (s)
X	0.44
Y	0.79

Se puede apreciar, que, en el análisis dinámico, el periodo de traslación en X y Y fue de 0.51 s y 0.80 s y en el análisis en traslación pura fueron de 0.44 s y 0.79 s, los valores obtenidos son muy próximos y guardan relación por lo cual podemos deducir que estos valores obtenidos del análisis completo son correctos.

Luego de obtenido los modos de vibración, se procedió determinar las cortantes basales dinámicas de la estructura. Se exhiben estos resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral en la Tabla 22.

Tabla 22 Cortante basal del análisis dinámico modal espectral.

Caso de análisis	Dirección	V (ton)
SISXX+	X	420.58
SISXX-	X	507.13
SISYY+	Y	299.99
SISYY-	Y	315.88

La cortante basal dinámica, para estructuras regulares, debe ser al menos el 80% del valor de la cortante basal estática obtenida en la parte superior. En caso de que no se cumpla, este valor debe ser escalado para obtener el mínimo. Por ello en la Tabla 23, se muestra dicha comparación entre la cortante basal estática y la cortante basal dinámica, el factor de amplificación sísmica para que cumpla con lo expuesto en la norma y la cortante dinámica final obtenida.

Tabla 23 Comparación de la cortante estática y dinámica

Caso de análisis	Dirección	80%Vestática	Vdinámico	Factor f	V final
SISXX+	X	555.10	420.58	1.32	555.10
SISXX-	X	555.10	507.13	1.10	555.10
SISYY+	Y	309.02	299.99	1.03	309.02
SISYY-	Y	309.02	315.88	0.98	315.88

Luego se determinaron las derivas inelásticas de la estructura y esta se comparó con la deriva máxima admisible expuestas en la norma la cual tiene un valor de 0.007. Esto se expone en la Tabla 24 y Tabla 25 donde se puede apreciar las derivas, las derivas máximas y si estas cumplen con lo expuesto norma.

Tabla 24 Deriva de entrepiso dirección X del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Dirección	Deriva	Deriva máx.	¿Cumple?
7	X	0.0037	0.007	Si
6	X	0.0038	0.007	Si
5	X	0.0038	0.007	Si
4	X	0.0036	0.007	Si
3	X	0.0032	0.007	Si
2	X	0.0025	0.007	Si
1	X	0.0012	0.007	Si
Base	X	0.0037	0.007	Si

Tabla 25 Deriva de entrepiso dirección Y del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Dirección	Deriva	Deriva máx.	¿Cumple?
7	Y	0.0051	0.007	Si
6	Y	0.0058	0.007	Si
5	Y	0.0064	0.007	Si
4	Y	0.0068	0.007	Si
3	Y	0.0067	0.007	Si
2	Y	0.0058	0.007	Si
1	Y	0.0029	0.007	Si
Base	Y	0.0051	0.007	Si

En las tablas presentadas en la parte superior se puede apreciar que los resultados obtenidos del análisis dinámico cumplen con lo exigido por la norma y ninguna de las derivas excede el valor de 0.007 especificada en esta.

3.6. JUNTA SÍSMICA

Para determinar la separación entre edificios o también conocida como junta sísmica, primero se determinó los desplazamientos máximos de la estructura. La Tabla 26 y Tabla 27 muestran los desplazamientos máximos por piso para la dirección X y la dirección Y respectivamente.

Tabla 26 Desplazamiento máximo de la estructura para la dirección X

Piso	Desplazamiento máximo (m)
7	0.062
6	0.051
5	0.041
4	0.030
3	0.020
2	0.011
1	0.004
0	0.000

Tabla 27 Desplazamiento máximo de la estructura para la dirección Y

Piso	Desplazamiento máximo (m)
7	0.111
6	0.098
5	0.082
4	0.064
3	0.045
2	0.027
1	0.011
0	0.000

Como se puede observar, los desplazamientos máximos obtenidos del modelo para las direcciones X y Y son de 6.2 cm y 11.1 cm respectivamente.

Con los valores anteriores, y teniendo en cuenta las consideraciones de la norma se procedió a determinar la separación entre edificios.

En primer lugar, la norma señala que la separación mínima "s" no puede ser menor que la mayor de las siguientes formulaciones expuestas a continuación:

$$s = \frac{2}{3} \text{ Desplazamientos máximos de los edificios adyacentes}$$

$$s = 0.006h = 0.123m$$

$$s = 0.003m$$

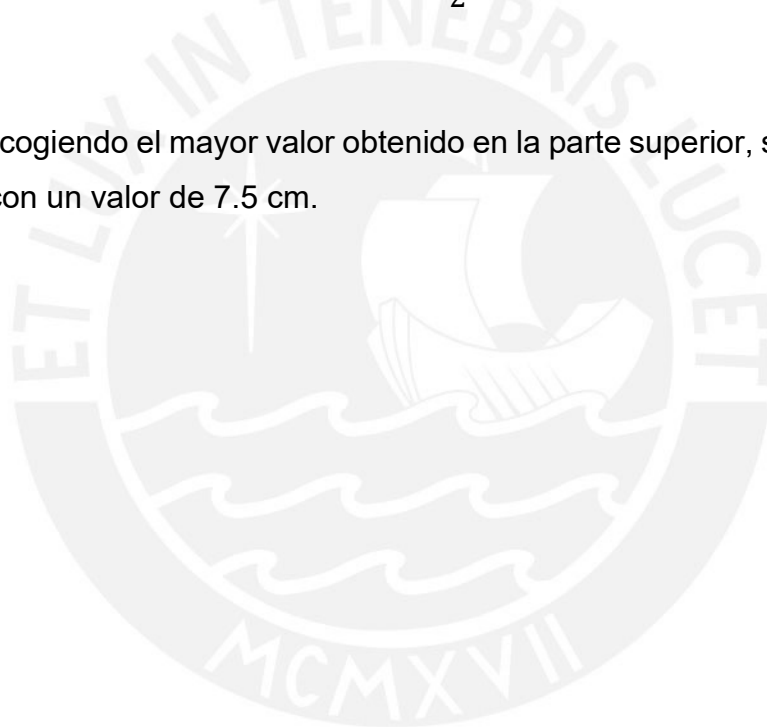
Ya que no se cuenta con los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, se concluye que el valor de "s" es igual a 0.123m

Con lo anterior, se procedió a determinar la distancia al límite de la propiedad con las formulaciones se muestran. Dicha separación, no puede ser menor que el mayor valor calculado.

$$\text{Separacion L.P.} = \frac{2}{3} \text{Desplazamiento Maximo} = 7.4 \text{ cm}$$

$$\text{Separacion L.P.} = \frac{s}{2} = 6.2 \text{ cm}$$

Finalmente, escogiendo el mayor valor obtenido en la parte superior, se obtiene como junta sísmica con un valor de 7.5 cm.

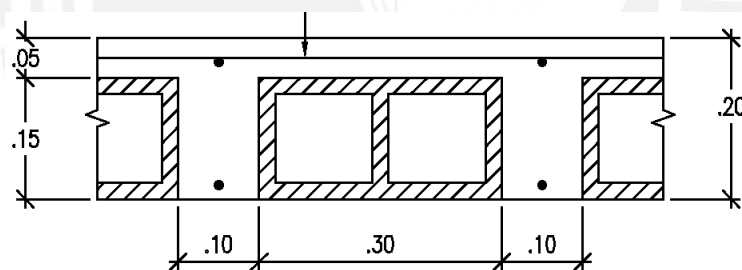


CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

4.1. LOSAS ALIGERADAS

Estas son elementos estructurales cuya finalidad es soportar cargas de gravedad y transferirlas a los demás elementos como las vigas. Las losas aligeradas son un tipo de losa comúnmente utilizado con la característica que se emplean bloques de ladrillos para disminuir el volumen de concreto utilizado. Dicho método genera zonas de concreto con una geometría en T a las cuales se le denomina vigueta y son las encargadas de soportar las cargas.

Para este proyecto, se eligieron aligerados con un espesor de 20 cm, una separación entre viguetas de 40 cm, un ancho de alma de vigueta de 10 cm, un espesor de ala de 5 cm y estará diseñada únicamente en una dirección por las características del proyecto. Así mismo, las principales solicitaciones a las cuales estarán sometidas las losas aligeradas serán de cortantes y flexión. En la Figura 6 se presenta un esquema del armado de la losa aligerada.



ALIGERADO $h=.20$

ESC. 1/10

Figura 6 Esquema de la losa aligerada

4.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

El objetivo del presente diseño es determinar el momento resistente de la sección que se genera debido a la tracción del acero y a la resultante de las compresiones en el concreto. Este procedimiento se realiza siguiendo las distintas hipótesis y principios expuestos en la norma E.060. A continuación, se expondrán las formulaciones

utilizadas para determinar el área de acero requerido conociendo los momentos de dicho elemento:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \quad \phi Mn = \phi [0.85 * f'c * b * a * (d - \frac{a}{2})]$$

Donde:

As: Es el área de acero de refuerzo

Mn: Es el momento nominal

f'c: Es la resistencia del concreto

fy: Es el esfuerzo de fluencia del acero

b: Es la base de la sección

d: Es el peralte efectivo

φ: Factor de reducción igual a 0.9

Así mismo, también se requiere conocer el acero máximo y mínimo que se puede utilizar en el elemento. La cantidad de acero mínimo, en elementos debe proporcionar al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta el cual se determina de la siguiente manera:

$$Mcr^{\pm} = S^{\pm} * fr \quad fr = 2 * \sqrt{f'c} \quad As_{min} \approx \frac{1.2 * Mcr}{0.9 * fy * (0.95 * d)}$$

Donde:

fr: Es el esfuerzo en tracción del concreto

Mcr: Es el momento de agrietamiento

S: Es el módulo de la sección

Con las fórmulas antes expuestas, y teniendo en cuenta la sección de la viga anteriormente detallada y la resistencia del concreto, se obtuvieron los siguientes valores para el acero mínimo positivo y negativo.

$$As_{min}^{+} = 0.51 \text{ cm}^2 \quad As_{min}^{-} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Para determinar el acero máximo, la norma señala que el área de acero máximo que se permite utilizar en una sección corresponde al 75% del acero que produce una falla balanceada. Para esto se utilizaron las siguientes formulaciones.

$$As_b = \frac{0.85 * f'c * b * (0.588 * \beta * d)}{f_y} \quad As_{max} = 0.75 * As_b$$

Donde:

As_b: Acero por falla balanceada

Con las ecuaciones anteriores, se obtuvieron los siguientes resultados de acero máximo tanto positivo como negativo.

$$As^+_{max} = 7.49 \text{ cm}^2 \quad As^-_{max} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Y, por último, en forma perpendicular al acero de refuerzo longitudinal se coloca el acero de retracción y temperatura. Este se calcula para un metro de ancho y un espesor de losa de 5cm.

$$As_{temperatura} = 0.0018 * b * h = 0.9 \text{ cm}^2$$

A modo de ejemplo, se procederá a mostrar los pasos seguidos para el diseño de la vigueta de 6 tramos comprendida entre los ejes D-E.

En primer lugar, se realizó el cálculo de las cargas presentes en el presente elemento, en estos cálculos se incluyen para las cargas muertas el peso propio, piso terminado y el peso de la tabiquería y para las cargas vivas la sobrecarga de uso. En la parte inferior se exhiben los cálculos realizados para la determinación de cargas.

Carga Muerta:

$$Peso \text{ propio} = 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.4\text{m} = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Piso \text{ terminado} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.4\text{m} = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Peso \text{ tabiquería} = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 2.6\text{m} * 0.15\text{m} = 0.702 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga Viva:

$$Sobrecarga = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.4\text{m} = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

En la Figura 7 y Figura 8, se muestran gráficamente la manera en que se encuentran distribuidas en las viguetas las cargas muertas y vivas, respectivamente.

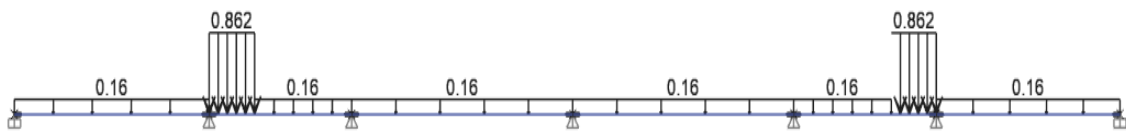


Figura 7 Cargas muertas de la vigueta entre los ejes D-E

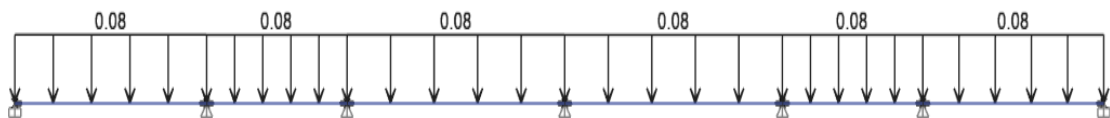


Figura 8 Cargas vivas de la vigueta entre los ejes D-E

La combinación de cargas que se empleó en el análisis del elemento fue determinada utilizando la siguiente formulación.

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

Con los procedimientos anteriormente mencionados, se procedió a determinar el diagrama de momento flector el cual se puede apreciar a continuación en la Figura 9.

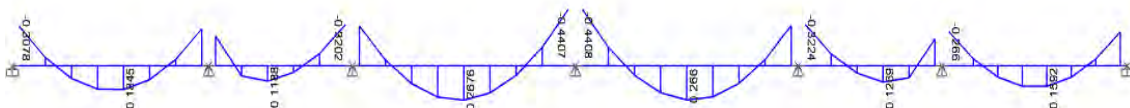


Figura 9 Diagrama de momentos flectores de la vigueta entre los ejes D-E

Con los momentos mostrados en la parte superior, se determinó el refuerzo de acero necesario para cada sección. Estos resultados vienen mostrados en la Tabla 28 donde se observa el acero requerido, el acero mínimo y el armado que se ha escogido.

Tabla 28 Diseño a flexión de la vigueta comprendida entre los ejes D-E

Vigueta Eje D-E				
Tramo	M(ton*m)	As req. (cm ²)	As min. (cm ²)	Armado
1	-0.30	0.48	0.99	1 ϕ 1/2"
	0.19	0.28	0.51	1 ϕ 3/8"
	-0.28	0.45	0.99	1 ϕ 1/2"
2	-0.23	0.37	0.99	1 ϕ 1/2"
	0.12	0.19	0.51	1 ϕ 3/8"
	-0.32	0.52	0.99	1 ϕ 1/2"
3	-0.31	0.50	0.99	1 ϕ 1/2"
	0.27	0.42	0.51	1 ϕ 3/8"
	-0.44	0.72	0.99	1 ϕ 1/2"
4	-0.44	0.72	0.99	1 ϕ 1/2"
	0.27	0.42	0.51	1 ϕ 3/8"
	-0.31	0.50	0.99	1 ϕ 1/2"
5	-0.32	0.52	0.99	1 ϕ 1/2"
	0.12	0.19	0.51	1 ϕ 3/8"
	-0.23	0.37	0.99	1 ϕ 1/2"
6	-0.28	0.45	0.99	1 ϕ 1/2"
	0.19	0.28	0.51	1 ϕ 3/8"
	-0.30	0.48	0.99	1 ϕ 1/2"

Se optó por utilizar varillas de acero comerciales que cumplan con los mínimos especificados en la norma y también que cumpla con los momentos flectores presentes en cada sección del elemento.

4.1.2. DISEÑO POR CORTANTE

Para el presente diseño, se considera que la totalidad de las cortantes deben ser tomadas por el concreto ya que estos elementos no llevan estribos en su interior. Si la resistencia del concreto ante fuerzas cortantes es insuficiente, se podría optar por usar ensanches alternados o corridos. Para determinar de la resistencia a cortante

del concreto se empleó la siguiente las fórmulas teniendo en consideración un aumento del 10% especificado en la norma.

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * (0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d)$$

Donde:

V_c : Es la resistencia a cortante del concreto

bw : Es el espesor del alma, sin ensanche = 10cm, con ensanche alternado = 25cm y corrido = 40cm

Con la fórmula anterior se obtuvo el siguiente valor ya con el factor de reducción debido a cortante y considerando una geometría de la losa sin ensanche.

$$\phi V_c = 1.2 \text{ ton}$$

A continuación, en la Figura 1 se mostrará el diagrama de fuerzas cortantes del elemento.

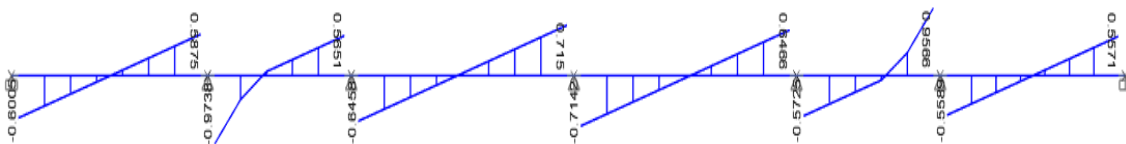


Figura 10 Diagrama de fuerzas cortantes de la viga entre los ejes D-E

$$\phi V_c = 1.2 \text{ ton} \quad Vu_{max} = 0.97 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq Vu_{max}$$

En la ecuación anterior, se puede apreciar que la mayor sollicitación frente a fuerzas cortante del elemento posee un valor de 0.97 ton. Dicho valor es menor que el valor de la resistencia frente a esfuerzos cortantes del elemento suministrada únicamente por el concreto sin considerar ensanche y con un valor igual a 1.2 ton. Por ende, se concluye que, en este elemento no se precisa utilizar ningún tipo de ensanche.

4.1.3. CONTROL DE DEFLEXIONES

Este elemento, también requiere que se verifique que cumpla los Estados Límites de Servicio. Uno de estos estados que se verificará en esta sección son las relacionadas con las deflexiones. Estas se determinan en condiciones de servicio del elemento, sin amplificar las cargas. La norma indica que, si los momentos en servicio no exceden al momento de agrietamiento, es posible utilizar el momento de inercia de la sección no agrietada, en caso contrario, se utiliza el momento de inercia efectivo de la sección agrietada. A continuación, se mostrará las recomendaciones y formulaciones expuestas en la norma E.060 para el cálculo de las deflexiones inmediatas y las diferidas.

$$Deflexion\ inmediata = \frac{5 * Ln^2}{48 * Ec * Ief} [Mcl - 0.1(Mi + Md)]$$

$$Deflexion\ diferida = \lambda * Deflexion\ inmediata \quad \lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'}$$

Donde:

ρ : Cuantía del acero en compresión

ξ : Se obtiene de una tabla expuesta en la norma, en este caso posee un valor igual a 2

Ln : Longitud de la luz libre del elemento

Ief : Momento de inercia efectivo

Mx : Momento flector en la ubicación x del elemento

Para el control de deflexiones se presentará el análisis para el primer tramo de la vigueta comprendida entre los ejes D-E y 1-2.

A continuación, se determina el momento de agrietamiento con las fórmulas que se encuentran en la sección 4.1.1.

$$fr = 2 * \sqrt{f'c} = 28.98 \frac{kg}{cm^2} \quad S^+ = \frac{I_g}{y_b} = 893.02 \text{ cm}^3$$

$$Mcr^+ = S^+ * fr = 0.26 \text{ ton} - m$$

Luego de determinar el momento de agrietamiento y conociendo los momentos en servicio del tramo, obtenidos del análisis, con un valor de 0.17 ton*m se concluye que este último valor es menor al momento de agrietamiento por ello la norma señala que es posible utilizar la inercia de la sección no agrietada bruta I_g .

$$I_g = 11800 \text{ cm}^4$$

Luego de esto, se determinaron los valores de deflexiones inmediatas tanto para la carga muerta y la carga viva.

$$\Delta_{icm} = 0.02 \text{ cm} \quad \Delta_{icv} = 0.02 \text{ cm}$$

Así mismo, también se determinaron las deflexiones diferidas con las fórmulas expuestas en la parte superior.

$$\Delta_{dcm} = 0.05 \text{ cm} \quad \Delta_{dcm30\%} = 0.01 \text{ cm}$$

Con las deflexiones halladas, se compararon estas con los límites de deflexiones máximas admisibles presentes en la norma y que se presentan a continuación.

Cuando el elemento no está conectado con elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones

$$\Delta_{lim} = \frac{Ln}{360} = 0.92 \text{ cm} > \Delta_{icv} = 0.02 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

Cuando el elemento está en contacto con elementos no estructurales susceptibles de dañarse

$$\Delta_{lim} = \frac{Ln}{480} = 0.69 \text{ cm} > \Delta_{icv} + \Delta_{dcm} + \Delta_{dcm30\%} = 0.08 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

Con lo anterior se verifica que el elemento cumple con las deflexiones máximas admisibles presentes en la norma.

4.1.4. ESQUEMA FINAL

Finalmente, después de haber realizado los diferentes análisis y las diferentes verificaciones, se presenta en la Figura 11 el esquema final del armado del refuerzo

de la vigueta. En esta imagen se mostrará solo tres tramos de la vigueta ya que es simétrica y el armado es igual en los otros 3 tramos.

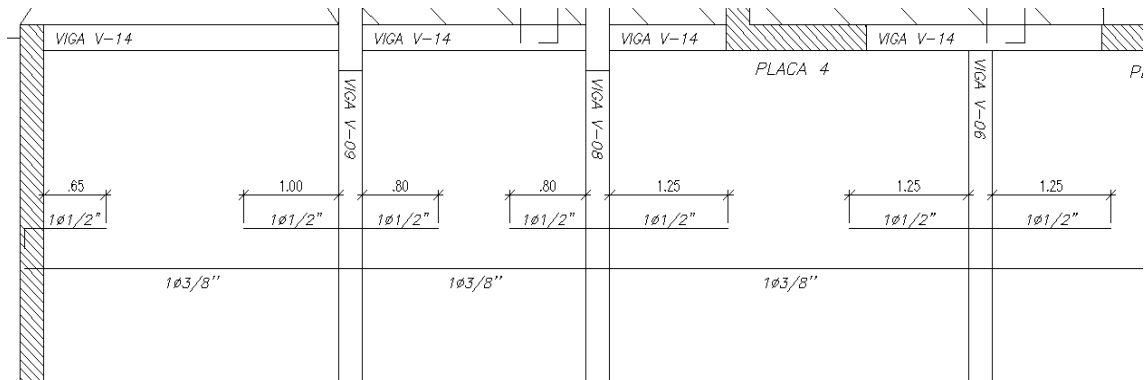


Figura 11 Esquema final del armado del refuerzo longitudinal de la vigueta

4.2. LOSAS MACIZAS

Las losas macizas son un elemento utilizado en edificaciones con las principales finalidades de rigidizar el diafragma cuando en este existen aberturas como ductos, reducciones o escaleras y también cuando se necesitan pasar gran cantidad de elementos embebidos como tuberías en zonas de baños.

En el presente proyecto, se utilizará un espesor de losa igual a 0.2 m. Así mismo, el análisis se llevará a cabo mediante el método de elementos finitos donde se definirán las condiciones de borde de este y dependiendo de la geometría trabajarán en una o dos direcciones principalmente. Y al igual que las losas aligeradas las principales sollicitaciones a las cuales estarán sometidas serán de cortantes, flexión y deflexiones.

4.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

En este diseño se utiliza las mismas formulaciones para la determinación del área de acero de refuerzo de la sección con la diferencia que se calculará ya no para una vigueta sino para un metro de ancho del elemento.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \phi M_n = \phi [0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)]$$

Al igual que las losas aligeradas la cantidad de acero mínimo debe proporcionar por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento y de la cual se obtiene la siguiente manera:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$$

Con lo anterior, teniendo en cuenta la sección de la losa maciza anteriormente detallada, se obtuvo el siguiente acero mínimo para un metro de ancho.

$$As^{\pm}_{min} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Para el acero máximo en losas macizas, el área de acero máximo que se puede utilizar corresponde al 75% del acero que genera una falla balanceada. Para esto se utilizaron las siguientes formulaciones.

$$Asb = \frac{0.85 * f'c * b * (0.588 * \beta * d)}{fy} \quad As_{max} = 0.75 * Asb$$

Con las ecuaciones anteriores, se obtuvo el siguiente valor de acero máximo para un metro de ancho.

$$As^{\pm}_{max} = 27.09 \text{ cm}^2$$

Finalmente, como acero mínimo se determinará el acero de retracción y temperatura especificado en la norma y el cual se calcula de la empleando la fórmula en de la parte inferior y considerando el espesor de 0.2 m y un ancho de 1m.

$$As_{temperatura} = 0.0018 * b * h = 3.6 \text{ cm}^2$$

Ya que se tendrá dos capas de acero, una superior y otra inferior, se optará por distribuir esa área de acero de temperatura de la siguiente manera.

$$As_{temperatura_{inferior}} = 0.0012 * b * h = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$As_{temperatura_{superior}} = 0.0006 * b * h = 1.2 \text{ cm}^2$$

A modo de ejemplo, se procederá a mostrar los pasos seguidos para el diseño por flexión de la losa comprendida entre los ejes 4-6 y los ejes A-C. Para esto, se realizó el metrado de las cargas y con los resultados obtenidos se procedió a realizar un modelo. A continuación, se muestra en la Figura 12 el modelo realizado de la zona a

analizar de un piso con las siguientes consideraciones. Las losas macizas se modelaron como un elemento tipo membrana y este se dividió en elementos más pequeños de dimensiones $0.40 \times 0.40 \text{m}^2$ y para las losas aligeradas se modelaron únicamente las viguetas como elementos frame espaciadas cada 0.40m . Las cargas repartidas en las losas macizas se aplicaron en forma de carga distribuida mientras que el peso de la tabiquería se aplicó directamente en elementos frame colocados encima de dichas losas y en las losas aligeradas se colocaron dichos pesos como cargas repartidas o como cargas puntuales en el caso de algunos tabique. Y finalmente, para las condiciones de borde, donde las losas se apoyan en vigas, se consideró como simplemente apoyado.

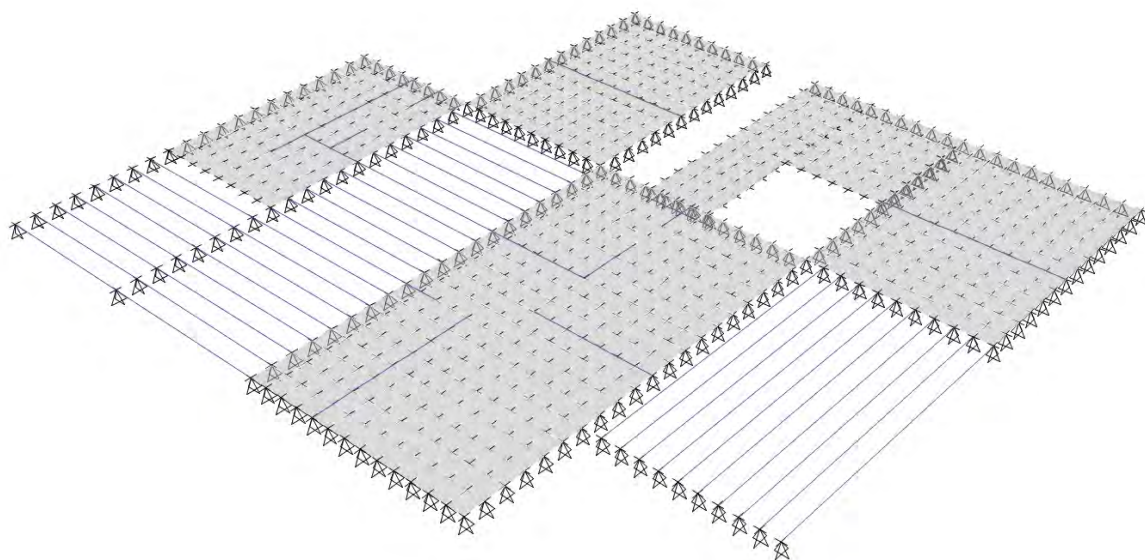


Figura 12 Modelo de losas macizas y aligeradas

Con el modelo anteriormente explicado ahora se procede a mostrar en la Figura 13 y Figura 14 los resultados momentos flectores obtenidos del análisis para ambas direcciones.

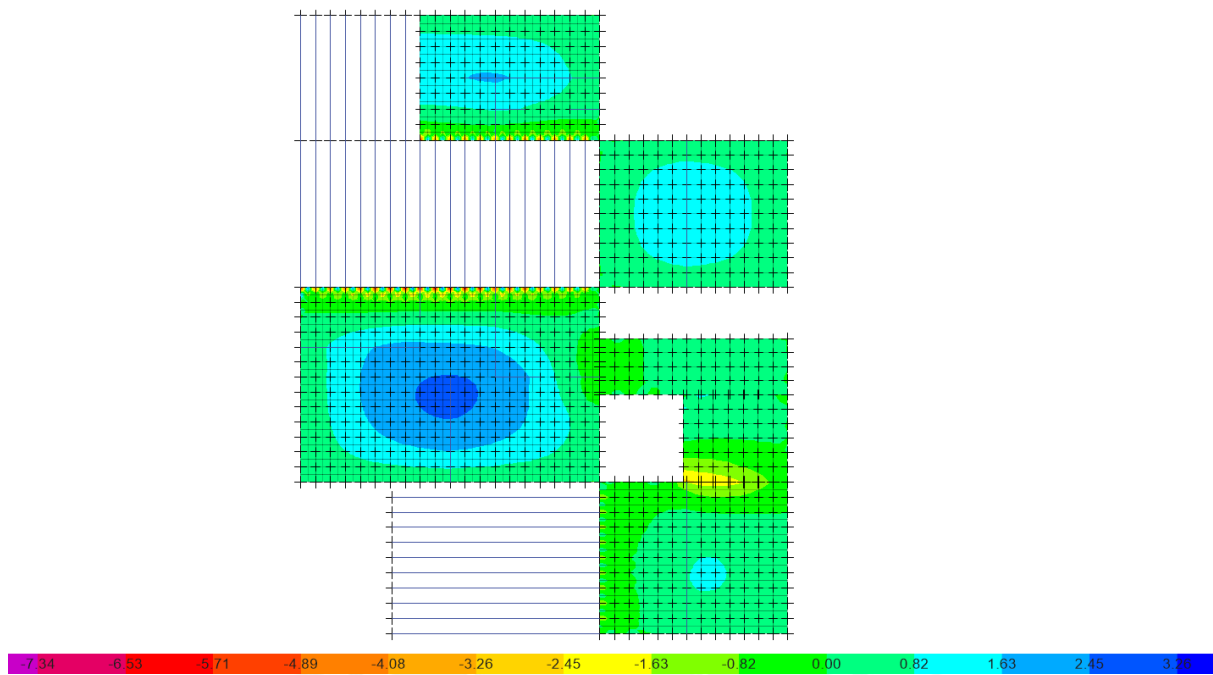


Figura 13 Diagrama de momentos flectores en Y de la losa maciza (Acero Y-Y)

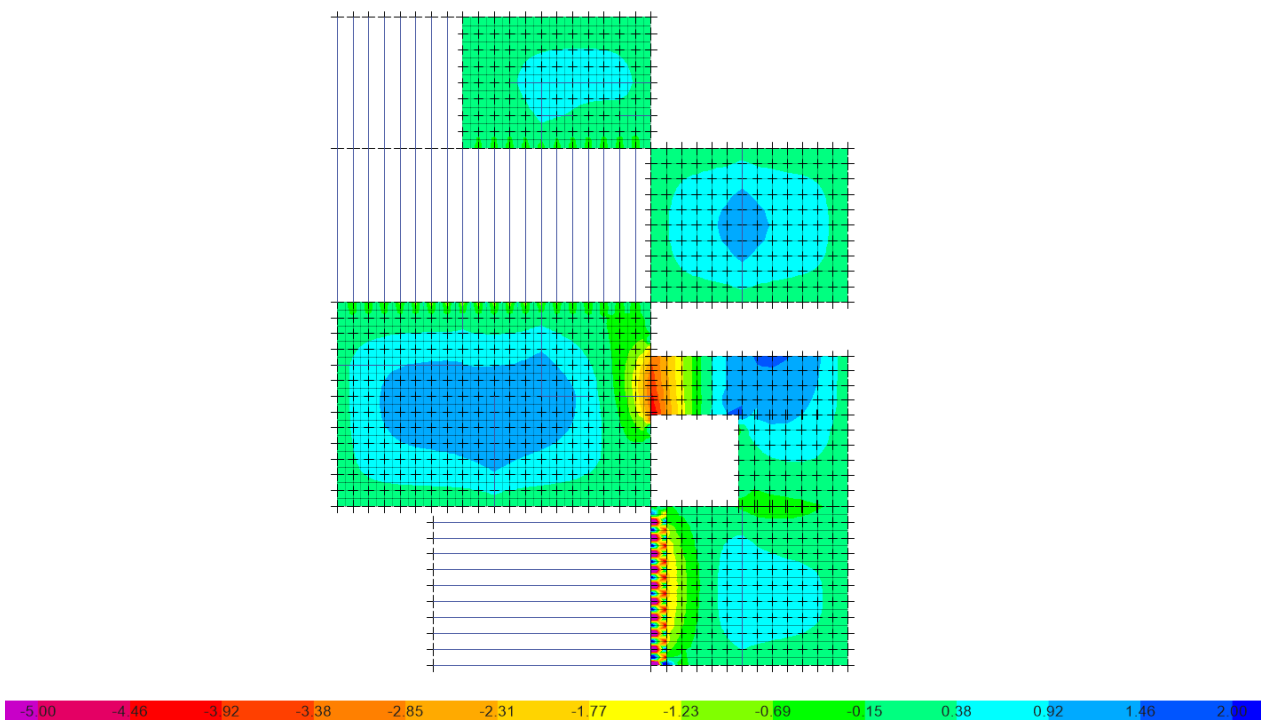


Figura 14 Diagrama de momentos flectores en X de la losa maciza (Acero X-X)

Con los resultados obtenidos en la parte superior, se determina el armado del refuerzo, siempre teniendo en cuenta la cuantía mínima anteriormente explicada que se seguirá para dicho proyecto las cuales vienen mostradas en la Tabla 29.

Tabla 29 Diseño por flexión de la losa maciza

Losa maciza Eje 6-4 y A-C				
Tramo	M(ton*m)	As req. (cm2)	As min. (cm2)	Armado
Dirección Y	-0.40	0.63	1.2	ϕ 3/8" @ 0.4
	2.63	4.22	2.4	ϕ 3/8" @ 0.2 + ϕ 3/8" @ 0.4
	0.00	0.00	1.2	ϕ 3/8" @ 0.4
Dirección X	0.00	0.00	1.2	ϕ 3/8" @ 0.5
	1.45	2.29	2.4	ϕ 3/8" @ 0.25
	-3.20	5.16	1.2	ϕ 3/8" @ 0.5 + ϕ 1/2" @ 0.25

Al igual que en el diseño anterior, se ha optado por usar las varillas de refuerzo con más presencia en el mercado peruano.

4.2.2. DISEÑO POR CORTANTE

Este diseño es similar al diseño de losas aligeradas. A continuación, se mostrará la ecuación utilizada para determinar dicho valor.

$$\phi V_c = \phi * (0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d)$$

Con la fórmula anterior se obtuvo el siguiente valor de la cortante y considerando un ancho de un metro.

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton}$$

Del modelo realizado, se obtuvieron los resultados mostrados en la Figura 15 y Figura 16 que se presentan a continuación.

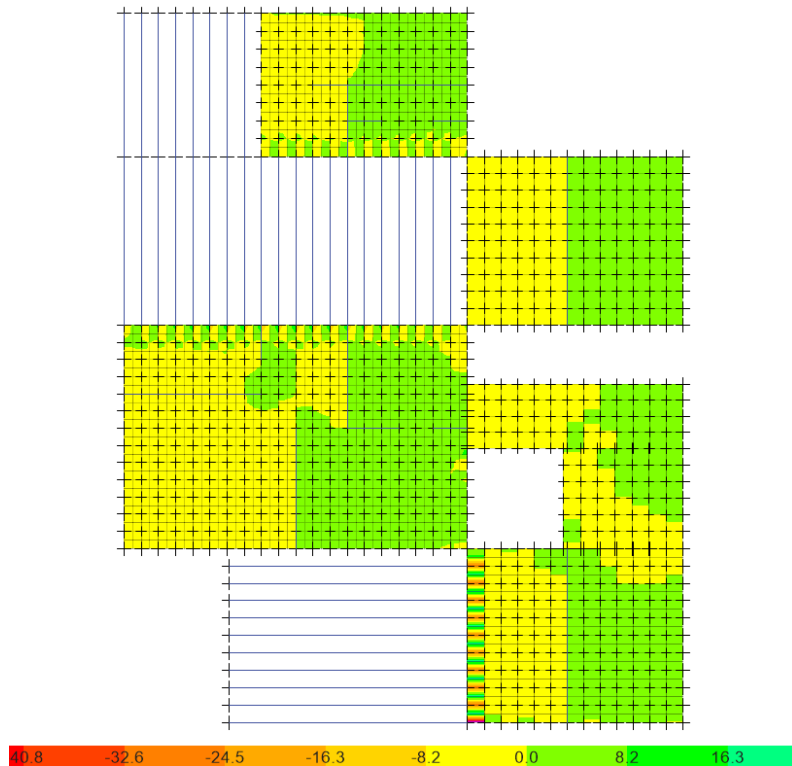


Figura 15 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza (V13)

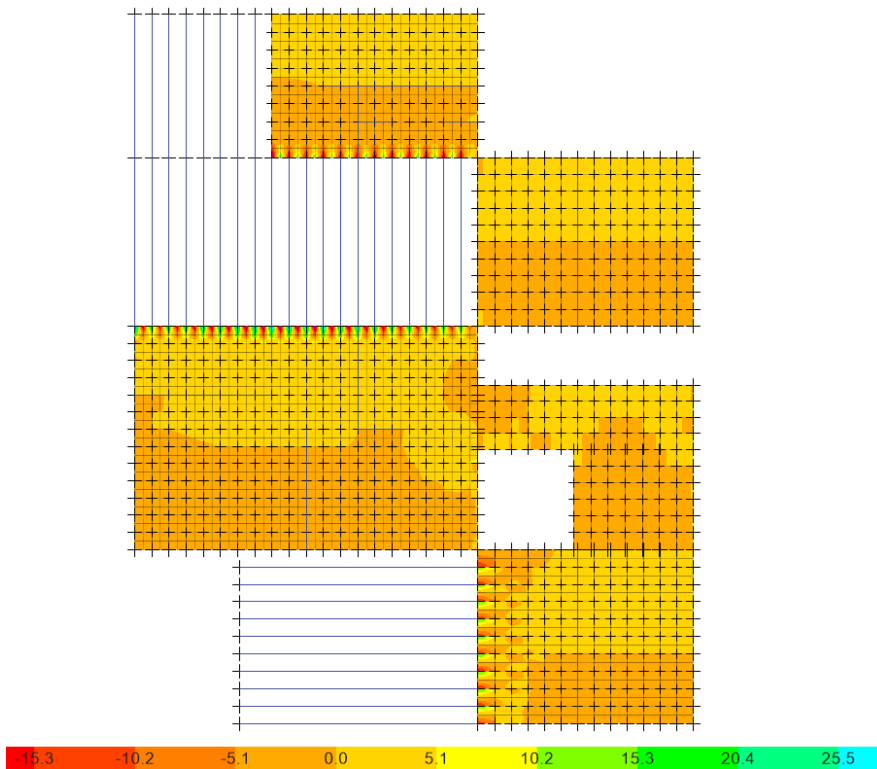


Figura 16 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza (V23)

Con estos diagramas se puede apreciar que el máximo valor aproximado de la cortante que se genera en esta losa tiene un valor de 5.8 ton.

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton} \quad Vu_{max} = 5.80 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq Vu_{max}$$

En la ecuación anterior, se puede apreciar que la mayor sollicitación frente a fuerzas cortantes del elemento posee un valor de 5.80 ton. Dicho valor es inferior que el valor de la resistencia frente a esfuerzos cortantes del elemento de 11.10 ton. Con esto se comprueba que el elemento cumple correctamente con la norma ya que dicho elemento no posee refuerzo de estribos y la cortante es tomada por el concreto.

4.2.3. ESQUEMA FINAL

Finalmente, después de haber realizado los diferentes análisis, se muestra en la Figura 17 el esquema final del armado del refuerzo de la losa maciza.

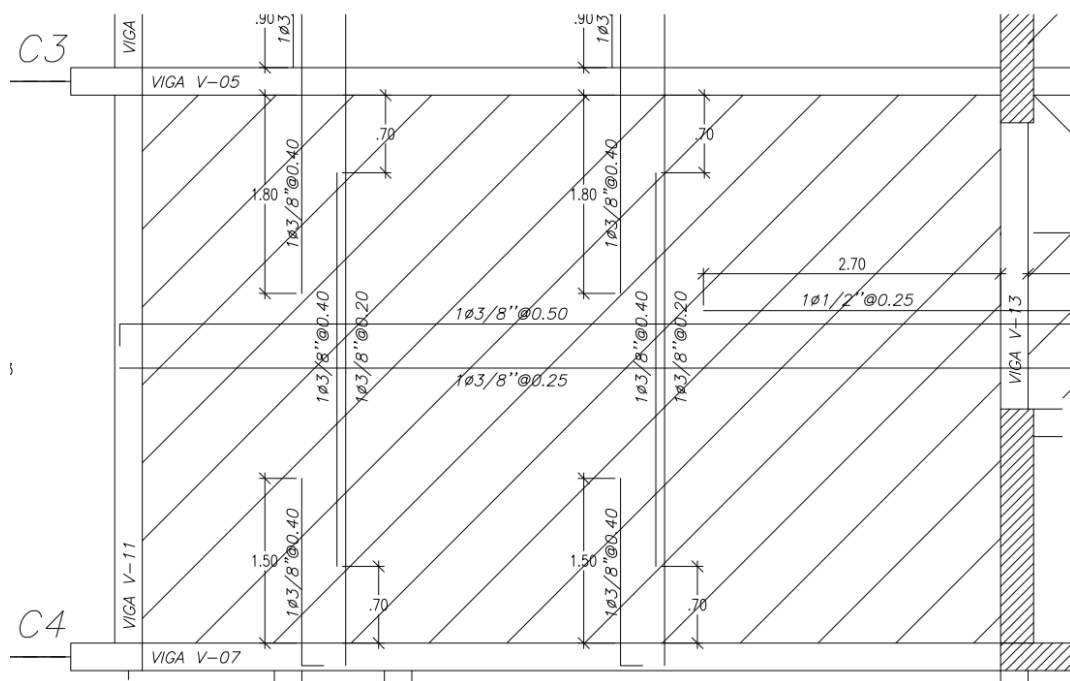


Figura 17 Esquema de la losa maciza

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

5.1. VIGAS PERALTADAS

Las vigas son elementos encargados de transmitir las cargas verticales que reciben de las losas macizas y las losas aligeradas hacia los elementos verticales. Así mismo, otra finalidad de estos elementos es conformar pórticos junto con las columnas para proveer de rigidez lateral a la estructura frente a sismos.

Estas, estarán sometidas a esfuerzos cortantes y momentos flectores debido a las sollicitaciones del sismo y de las cargas de gravedad.

Para esta edificación, se considerará principalmente vigas de un espesor de 25 cm y un peralte total de 55 cm el cual podrá variar según las sollicitaciones presentes en elemento.

5.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Este diseño, al igual que en las losas, busca suministrar resistencia frente a momentos flectores considerando el concreto en compresión y el acero en tracción de la sección. Siguiendo las mismas formulaciones expuestas en la sección 4.1.1 se determinó el refuerzo de acero se las diferentes secciones, acero mínimo y acero máximo.

Considerando una sección de 25x55 cm², y que la máxima área de refuerzo viene dada por el 75% del área de refuerzo que produce una falla balanceada, como se mencionó anteriormente en la sección de losas, el acero máximo obtenido fue.

$$A_{s_{max}} = \frac{0.75 * 0.85 * f'c * b * (0.588 * \beta * d)}{fy} = 19.52 \text{ cm}^2$$

Así mismo, también el área mínima de acero obtenida según la formulación de la norma es la siguiente.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d = 2.96 \text{ cm}^2$$

Además de esto, el capítulo 21 de la E.060 propone las siguientes disposiciones especiales para elementos resistentes a efectos de sismo.

- En el nudo, la resistencia a momento positivo debe ser al menos un tercio de la negativa.
- En cualquier zona la resistencia a momento tanto positivo como negativo debe ser al menos un cuarto de la mayor resistencia a momento en el nudo.

A modo de ejemplo, se procederá a mostrar los pasos seguidos para el diseño por flexión de la viga de 6 tramos ubicada en el eje F.

En primer lugar, se realizó el cálculo de las de gravedad de este elemento, en estos cálculos se incluyen el peso propio, piso terminado, peso de la tabiquería, peso de la losa y sobrecarga de uso. Se muestran los cálculos realizados para la obtención de cargas para cada uno de los tramos, al ser simétrica se presentan únicamente 3 tramos.

Carga Muerta:

- Tramo 1-6

$$\text{Peso propio} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.25\text{m} * 0.55\text{m} = 0.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (0.88 + 0.25)\text{m} = 0.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso losa alig.} = 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.88\text{m} = 0.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_m = 0.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Tramo 2-5

$$\text{Peso propio} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.25\text{m} * 0.55\text{m} = 0.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.25\text{m} = 0.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_m = 0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Tramo 3-4

$$\text{Peso propio} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.25\text{m} * 0.55\text{m} = 0.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (0.25 + 1.5)\text{m} = 0.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso losa maciza} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.20\text{m} * 1.5\text{m} = 0.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_m = 1.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga Viva:

- Tramo 1-6

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (0.25 + 0.88)\text{m} = 0.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_v = 0.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Tramo 2-5

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.25\text{m} = 0.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_v = 0.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Tramo 3-4

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (0.25 + 1.5)\text{m} = 0.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_v = 0.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Así mismo, también se muestran los mismos cálculos para la viga de un tramo ubicada en el eje 4 comprendida entre los ejes A-C.

Carga Muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.25\text{m} * 0.55\text{m} = 0.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Piso terminado = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (0.25 + 2.50)m = 0.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Peso losa maciza = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.2m * 2.5m = 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Peso tabiqueria = 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 2.5m = 0.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_m = 2.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga Viva:

$$Sobrecarga = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (0.25 + 2.50)m = 0.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_v = 0.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

En la Figura 18, Figura 19, Figura 20 y Figura 21, se muestra gráficamente las cargas muertas y vivas de la viga del eje F y del eje 4 aplicadas a un pórtico modelado idealizado. La finalidad de utilizar los resultados de este modelo simplificado es obtener un valor más preciso puesto que en el modelo 3D completo pueden generarse ciertas perdidas de momentos ocasionado por asentamientos diferenciales de los elementos verticales.

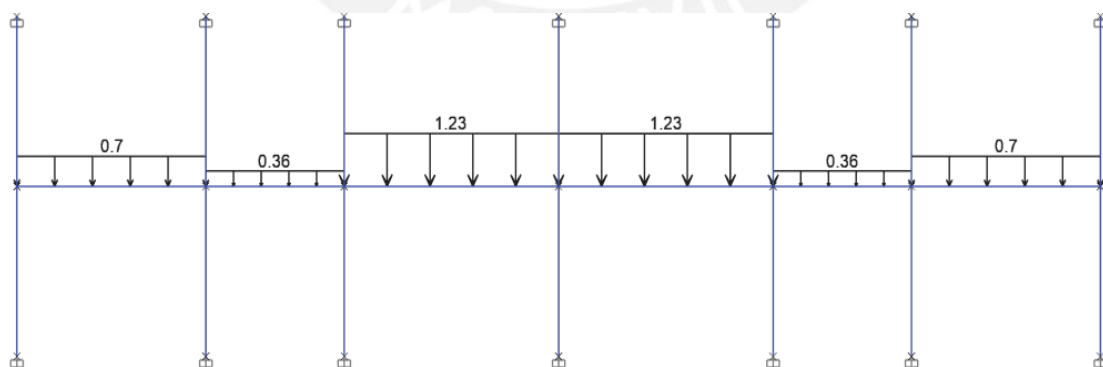


Figura 18 Cargas muertas de la viga del eje F

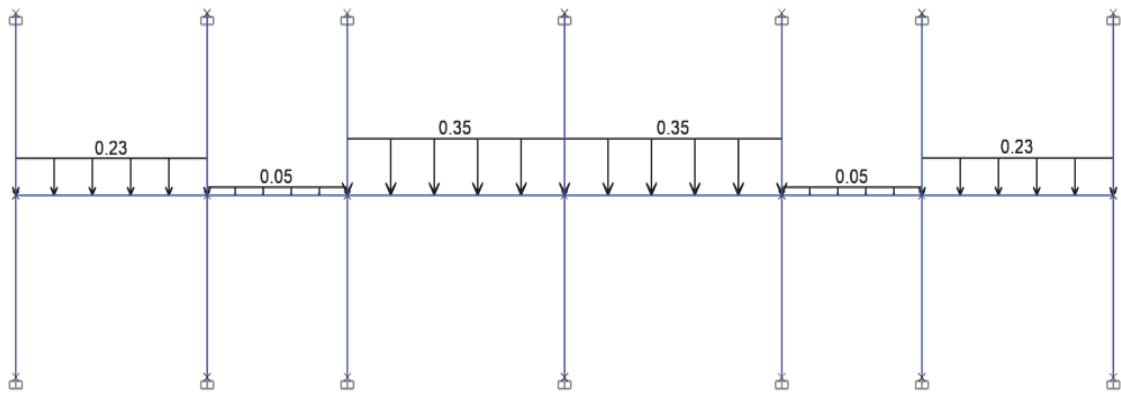


Figura 19 Cargas vivas de la viga del eje F

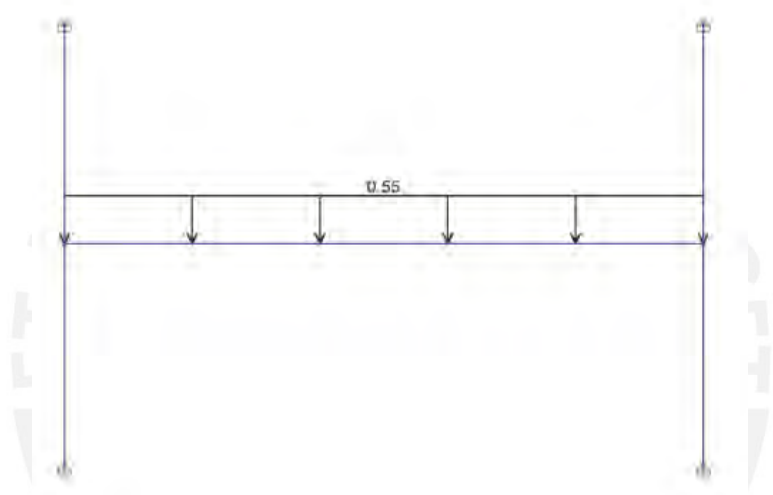


Figura 20 Cargas muertas de la viga del eje 4

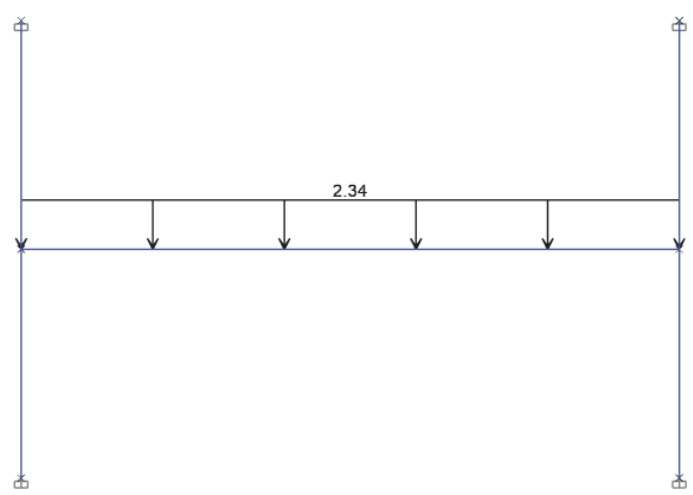


Figura 21 Cargas vivas de la viga del eje 4

Los momentos debidos al sismo, se determinaron utilizando el modelo tridimensional de la estructura completa y se realizó una combinación manual.

Las combinaciones que se siguieron para el análisis están detalladas en la norma E.060 y se encuentran expuestas a continuación.

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 1.25(CM + CV) \pm S$$

$$W_u = 0.9CM \pm S$$

Con los procedimientos anteriormente mencionados, se determinaron las envolventes de momento las vigas del eje F y del eje 4 las cuales están expuestas en la Figura 22 y Figura 23 respectivamente.

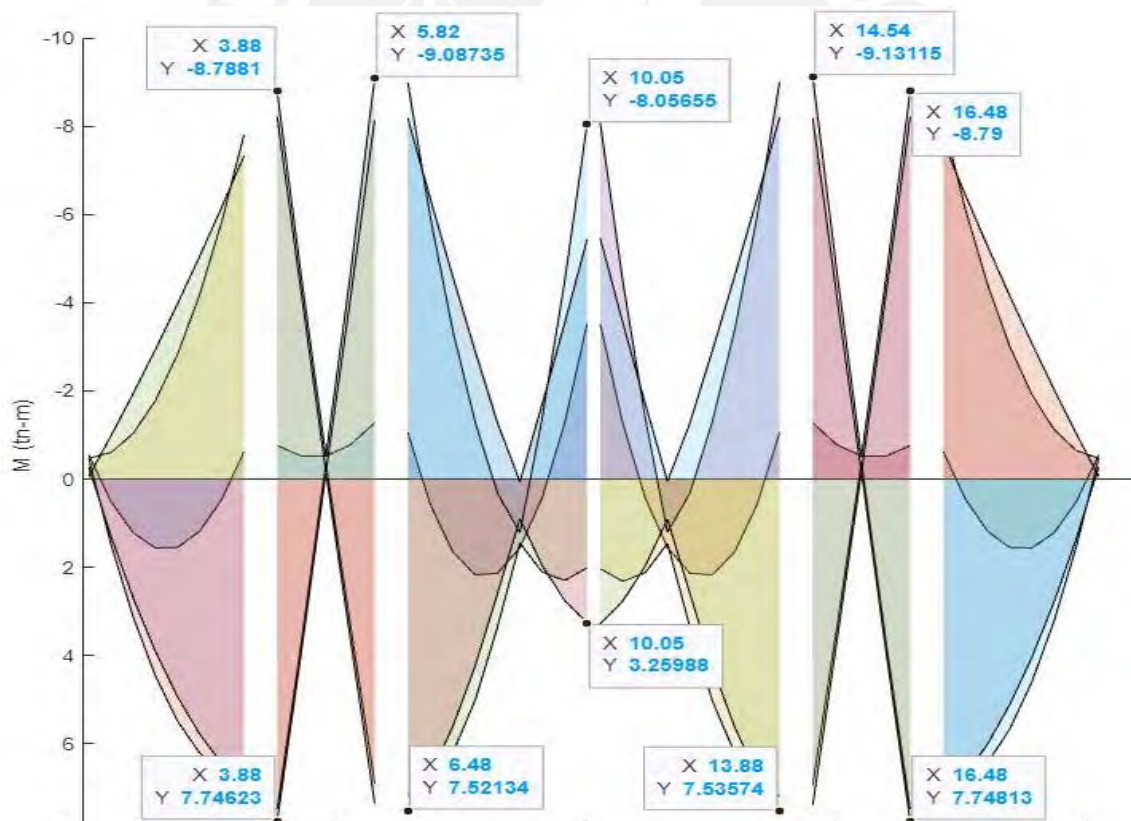


Figura 22 Envolvente de momentos de la viga del eje F

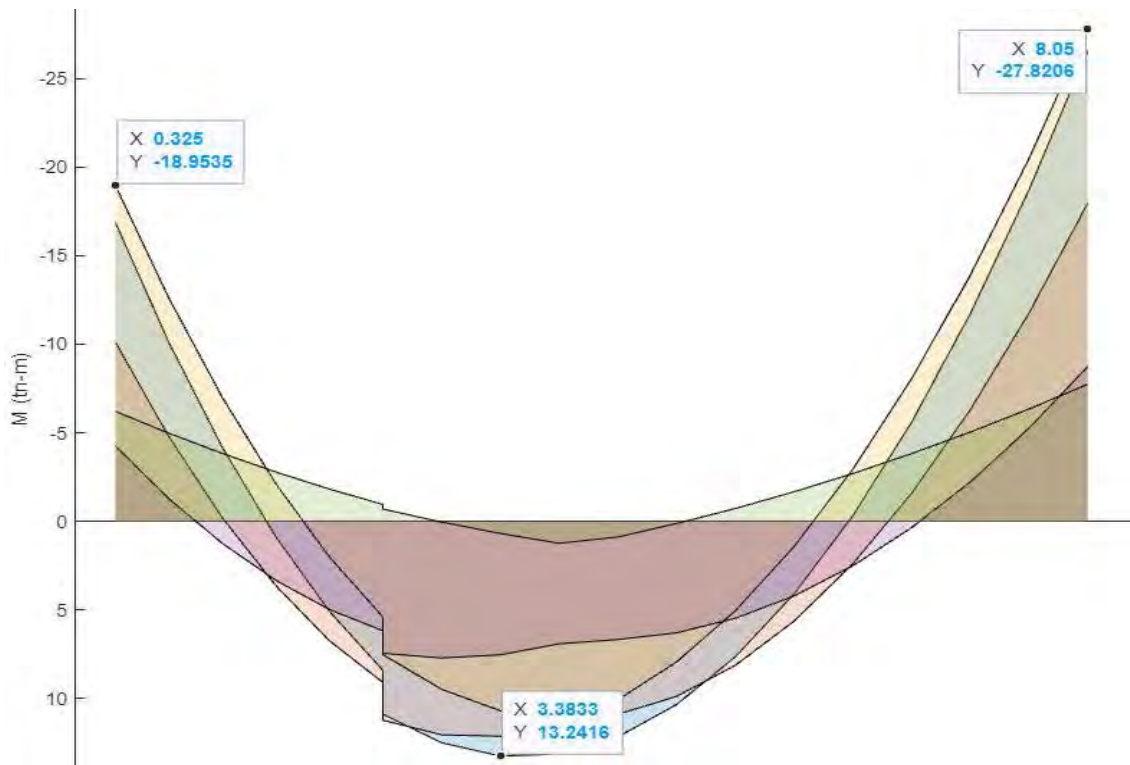


Figura 23 Envolvente de momentos de la viga del eje 4

Para la viga ubicada en el eje F y utilizando la envolvente de momentos se optó por el siguiente armado, teniendo en consideración el acero requerido solicitado por los momentos flectores y asegurando que se cumpla tanto con el acero máximo como el mínimo. En la Tabla 30 se exhibe el armado escogido para una sección de 0.25x0.55m de los 3 primeros tramos ya que es simétrica dicha viga.

Tabla 30 Diseño a flexión de la viga del eje F y armado

Signo	Ubi.	Mu(ton*m)	Mínimo	Máximo	Armado	As colc. (cm ²)
Negativo	Izq.	0.00	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98
	Centro	4.72	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98
	Der.	8.54	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8"	5.97
Positivo	Izq.	0.00	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98
	Centro	4.37	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98
	Der.	7.62	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8"	5.97
Signo	Ubi.	Mu(ton*m)	Mínimo	Máximo	Armado	As colc. (cm ²)
Negativo	Izq.	9.78	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8"	5.97
	Centro	0.00	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98
	Der.	9.08	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8"	5.97

Positivo	Izq.	7.74	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8	5.97
	Centro	0.00	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98
	Der.	7.52	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8	5.97
Signo	Ubi.	Mu(ton*m)	Mínimo	Máximo	Armado	As colc. (cm2)
Negativo	Izq.	9.09	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8	5.97
	Centro	0.00	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98
	Der.	8.06	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8	5.97
Positivo	Izq.	7.52	2.96	19.52	2 ϕ5/8" + 1 ϕ5/8	5.97
	Centro	1.97	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98
	Der.	3.26	2.96	19.52	2 ϕ5/8"	3.98

Luego de esto, se comprobó las disposiciones especiales anteriormente señaladas.

En primer lugar, se analizó las disposiciones especiales en las caras de los nudos las cuales se exponen en la Tabla 31 de a continuación.

Tabla 31 Disposiciones especiales en la cara del nudo de la viga del eje F

Tramo	Izquierda		Disp.	Derecha		Disp.
	M- en el nudo	M+ en el nudo	$M \geq (M-/3)$	M- en el nudo	M+ en el nudo	$M \geq (M-/3)$
1	7.09	7.09	Cumple	10.42	10.42	Cumple
2	10.42	10.42	Cumple	10.42	10.42	Cumple
3	10.42	10.42	Cumple	10.42	7.09	Cumple

Como se puede observar, los momentos positivos en la cara de los nudos son mayores que un tercio de los momentos negativos en las mismas caras.

Y finalmente, se analizó las disposiciones especiales en toda la sección las cuales se exponen en la Tabla 32 de a continuación.

Tabla 32 Disposiciones especiales en cualquier sección de la viga del eje

Tramo	M min.	M máx. en nudo	Disp.
			$M_{min} \geq (M_{max}/4)$
1	7.09	10.42	Cumple
2	7.09	10.42	Cumple
3	7.09	10.42	Cumple

Se puede apreciar en la anterior tabla que el momento mínimo en cualquier parte de la sección es mayor a un cuarto del momento máximo.

En la viga del eje 4 y utilizando la envolvente de momentos se optó por el siguiente armado, teniendo en consideración el acero requerido solicitado por los momentos flectores y asegurando que se cumpla tanto con el acero máximo como el mínimo. En la Tabla 33 se muestra el armado escogido para una sección de 0.25x0.60m.

Tabla 33 Diseño a flexión de la viga del eje 4 y armado

Signo	Ubi.	Mu(ton*m)	Mínimo	Máximo	As req. (cm2)	Armado	As colc. (cm2)
Negativo	Izq.	18.95	3.26	21.52	10.19	2 ϕ3/4"+2 ϕ1"	15.88
	Centro	0.00	3.26	21.52	0.00	2 ϕ3/4"	10.2
	Der.	27.82	3.26	21.52	15.81	2 ϕ3/4"+2 ϕ1"	15.88
Positivo	Izq.	0.00	3.26	21.52	0.00	2 ϕ3/4"	5.68
	Centro	13.24	3.26	21.52	6.90	2 ϕ3/4"+ 1 ϕ3/4"	8.52
	Der.	0.00	3.26	21.52	0.00	2 ϕ3/4"	5.68

Luego de esto, se comprobó las disposiciones especiales anteriormente señaladas.

En primer lugar, se analizó las disposiciones especiales en las caras de los nudos las cuales se muestran en la Tabla 34.

Tabla 34 Disposiciones especiales en la cara del nudo de la viga del eje 4

Tramo	Izquierda		Disp.	Derecha		Disp.
	M- en el nudo	M+ en el nudo	$M+\geq(M-/3)$	M- en el nudo	M+ en el nudo	$M+\geq(M-/3)$
1	17.04	9.95	Cumple	24.93	9.95	Cumple

Como se puede observar, los momentos positivos en la cara de los nudos son mayores que un tercio de los momentos negativos en las mismas caras.

Y finalmente, se analizó las disposiciones especiales en toda la sección las cuales se exponen en la Tabla 35 de a continuación.

Tabla 35 Disposiciones especiales en cualquier sección de la viga del eje 4

Tramo	M min.	M máx. en nudo	Disp.
			$M_{min}\geq(M_{max}/4)$
1	9.95	24.93	Cumple

Se puede apreciar en la anterior tabla que el momento mínimo en cualquier parte de la sección es mayor a un cuarto del momento máximo en la cara del nudo.

5.3. DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por cortante de vigas, se considera que el concreto aporta resistencia y también los estribos colocados en el elemento. Donde la suma de estos dos, con su respectivo coeficiente de reducción, debe ser mayor a la cortante ultima presente en el elemento. Para el cálculo de lo anteriormente mencionado, se presenta a continuación las fórmulas empleadas.

$$V_c = (0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d)$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$\phi(V_c + V_s) = V_u$$

Donde:

V_c: Resistencia del concreto frente a cortante

V_s: Resistencia de los estribos frente a cortante

A_v: Área del refuerzo por cortante

s: Espaciamiento de los estribos

También en la norma se advierte que el valor del V_s no puede exceder a la siguiente expresión.

$$V_{s_{max}} = (2.1 * \sqrt{f'_c} * bw * d)$$

Lo que para un peralte de 55 cm y de 60 cm se obtienen los siguientes valores respectivamente.

$$V_{s_{max}(55)} = 37.28 \text{ ton}$$

$$V_{s_{max}(60)} = 41.08 \text{ ton}$$

Así mismo, la norma E.060 propone unas disposiciones especiales para el diseño sísmico. En esta sección se establece que la cortante de diseño de las vigas no debe ser menor que el menor valor obtenido entre el diseño por capacidad y la cortante máxima obtenida a partir de las combinaciones con una amplificación del sismo igual a 2.5. En la Figura 24 se muestra como se obtiene la cortante en el diseño por capacidad.

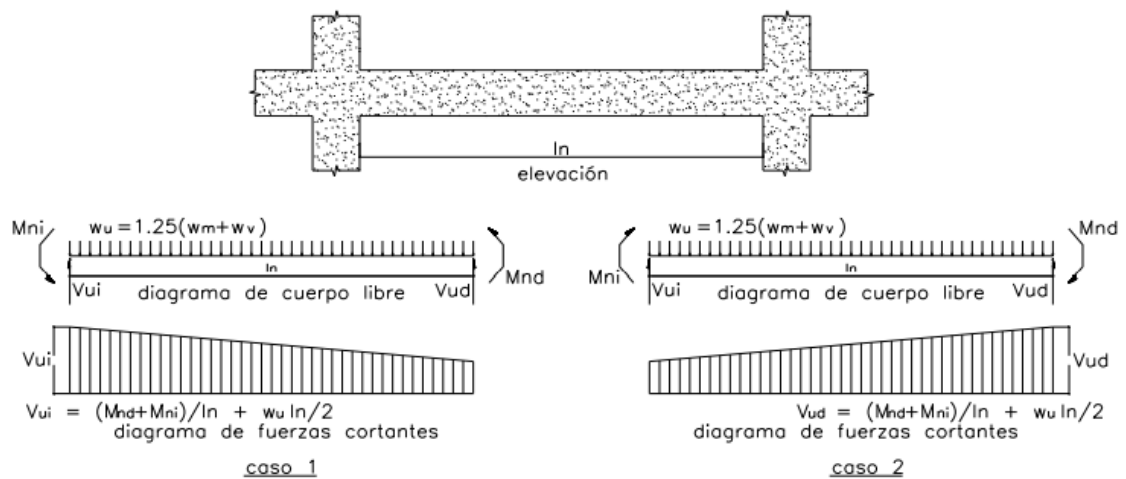


Figura 24 Fuerza cortante de diseño. Fuente: Norma E.060 (RNE 2009)

Adicionalmente, en esta sección se muestran otras disposiciones para elementos sometidos a flexión presente en la norma de las cuales se exponen algunas de estas.

- Debe existir una zona de confinamiento cuya longitud debe ser el doble del peralte y donde el espaciamiento no debe exceder al menor valor obtenido entre:
 - $d/4$, mayor que 100mm
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal
 - Veinticuatro veces el diámetro del estribo
 - 300mm

En la Figura 25 y Figura 26 se muestran las envolventes de los diagramas de fuerzas cortantes de las vigas del eje F y del eje 4 respectivamente.

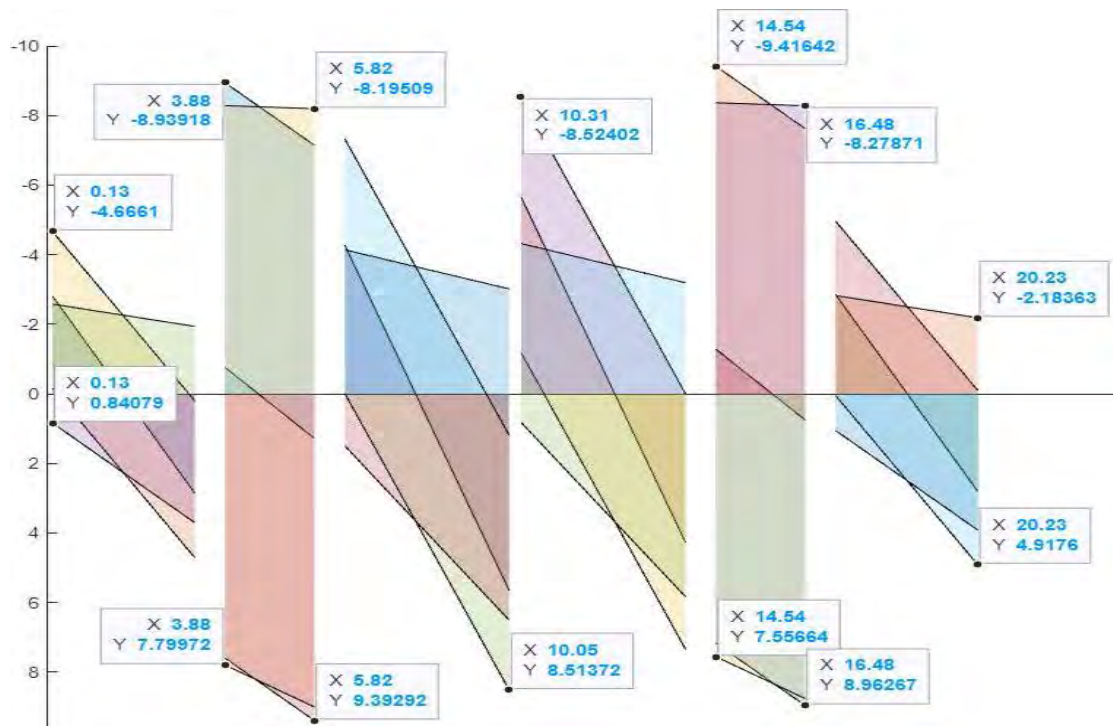


Figura 25 Envolvente de cortantes de la viga del eje F

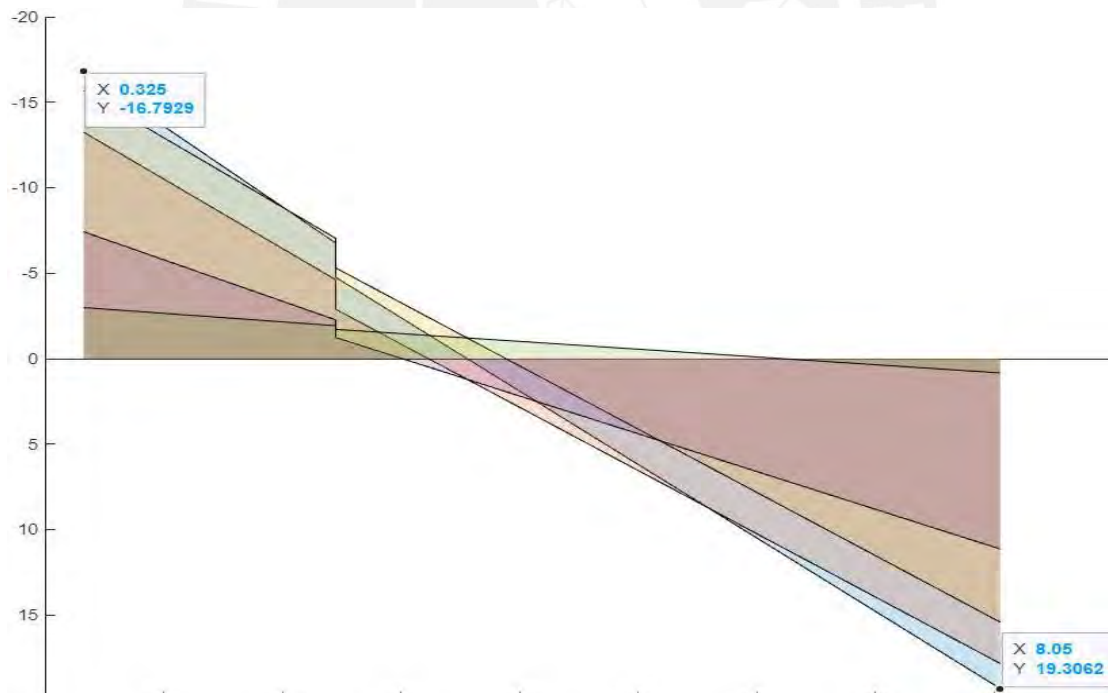


Figura 26 Envolvente de cortantes de la viga del eje 4

Así mismo, también se muestra en la Figura 27 y Figura 28 la envolvente de cortantes para ambas vigas, del eje F y del eje 4 respectivamente, con la diferencia que el sismo en esta esta amplificado por un valor de 2.5.

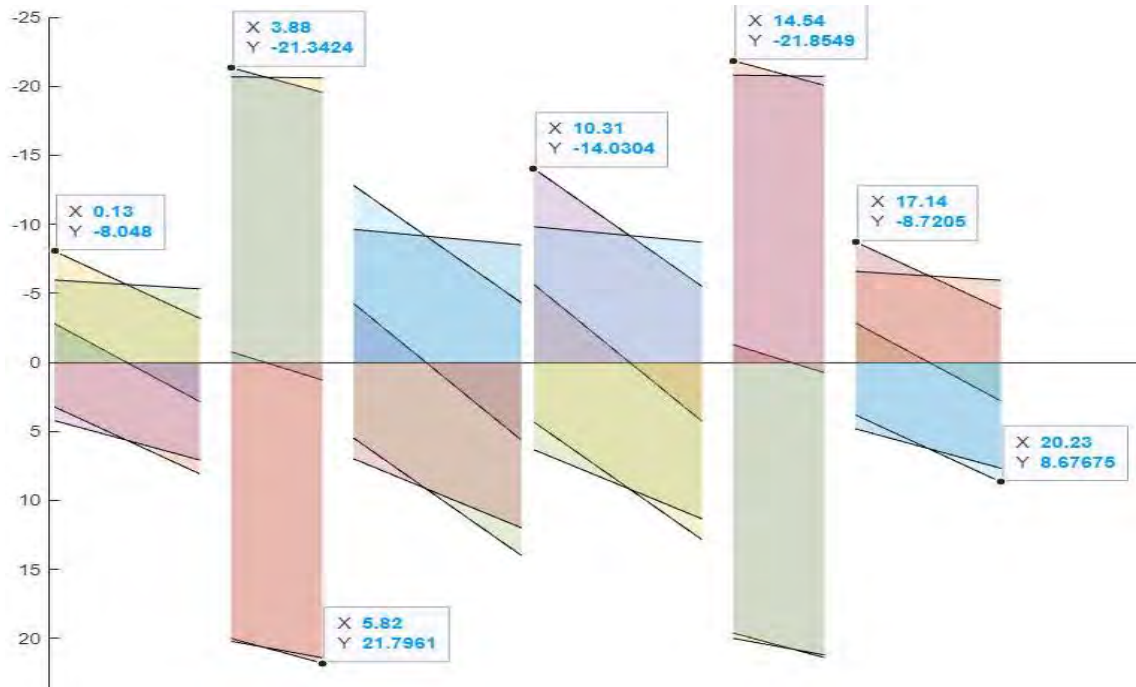


Figura 27 Envolvente de cortantes de la viga del eje F con sismo amplificado

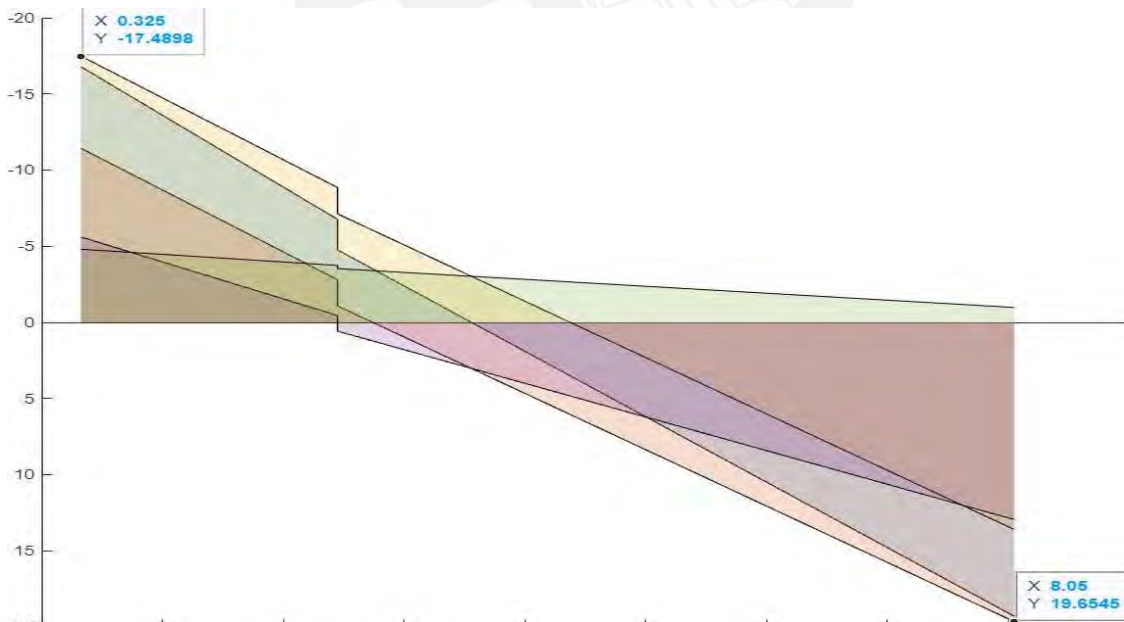


Figura 28 Envolvente de cortantes de la viga del eje A con sismo amplificado

A continuación, se exhiben los procedimientos seguidos para obtener el espaciamiento de los estribos de la viga del eje F. En primer lugar, se determinó la

cortante de diseño teniendo en cuenta la combinación de carga original, el diseño por capacidad y una combinación de carga con un sismo amplificado por 2.5. Esta cortante de diseño se muestra en la Tabla 36.

Tabla 36 Cortantes obtenidas y cortante de diseño de la viga del eje F

Tramo	Comb. Diseño (ton)	Diseño Cap. (ton)	Comb. 2.5*Sis. (ton)	Vu diseño (ton)
1	4.66	13.72	8.05	8.05
2	9.39	16.41	21.79	16.41
3	8.51	12.62	14.03	12.62

Con la cortante de diseño, se procedió a determinar el espaciamiento el cual se muestra en la Tabla 37.

Tabla 37 Espaciamiento de los estribos de la viga del eje F

Tramo	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
1	8.05	9.41	0.06	68
2	16.41	9.41	9.9	29
3	12.62	9.41	5.44	53

Así mismo, siguiendo las disposiciones especiales, se determinó la longitud de confinamiento L_o y el espaciamiento en dicha zona y están expuestas en la Tabla 38.

Tabla 38 Longitud de confinamiento y espaciamiento en la viga del eje F

Zona de confinamiento	
Lo (cm)	110.00
s1 (cm)	12.25
s2 (cm)	12.72
s3 (cm)	22.80
s4 (cm)	30.00
s (cm)	12.25

Para el armado final, y teniendo en cuenta lo expuesto en el capítulo 21.4.4 de la norma E.060, se considera que el espaciamiento máximo de los estribos para elementos resistentes a efectos de sismo debe ser máximo la mitad del peralte efectivo de la sección y que el primer estribo debe ir a no más de 100mm de la cara de apoyo.

Finalmente, el armado de los estribos en todos los tramos de la viga del eje 4 se presenta a continuación.

$$\phi 3/8'' : 1@0.05, 10@0.10, Rto @0.25$$

Así mismo, se muestra también los procedimientos realizados para obtener el espaciamiento de los estribos para la viga del eje 4. En primer lugar, se determinó la cortante de diseño teniendo en cuenta la combinación de carga original, el diseño por capacidad y una combinación de carga con un sismo amplificado por 2.5. Esta cortante de diseño se muestra en la Tabla 39.

Tabla 39 Cortantes obtenidas y cortante de diseño de la viga del eje 4

Tramo	Comb. Diseño (ton)	Diseño Cap. (ton)	Comb. 2.5*Sis. (ton)	Vu diseño (ton)
1	19.3	20.00	19.65	19.65

Con la cortante de diseño, se procedió a determinar el espaciamiento el cual se muestra en la Tabla 40.

Tabla 40 Espaciamiento de los estribos de la viga del eje 4

Tramo	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
1	19.65	10.37	12.75	25

Así mismo, siguiendo las disposiciones especiales, se determinó la longitud de confinamiento L_o y el espaciamiento en dicha zona y están expuestas en la Tabla 41.

Tabla 41 Longitud de confinamiento y espaciamiento en la viga del eje 4

Zona de confinamiento	
Lo (cm)	120.00
s1 (cm)	13.50
s2 (cm)	15.28
s3 (cm)	22.80
s4 (cm)	30.00
s (cm)	13.5

Finalmente, el armado de los estribos de la viga del eje 4 se presenta a continuación.

$$\phi 3/8'' : 1@0.05, 11@0.10, Rto @0.25$$

5.4. ESQUEMA FINAL

Se presenta el diseño y armado final de las vigas del eje F y 4 respectivamente en la Figura 29, Figura 30, Figura 31 y Figura 32.

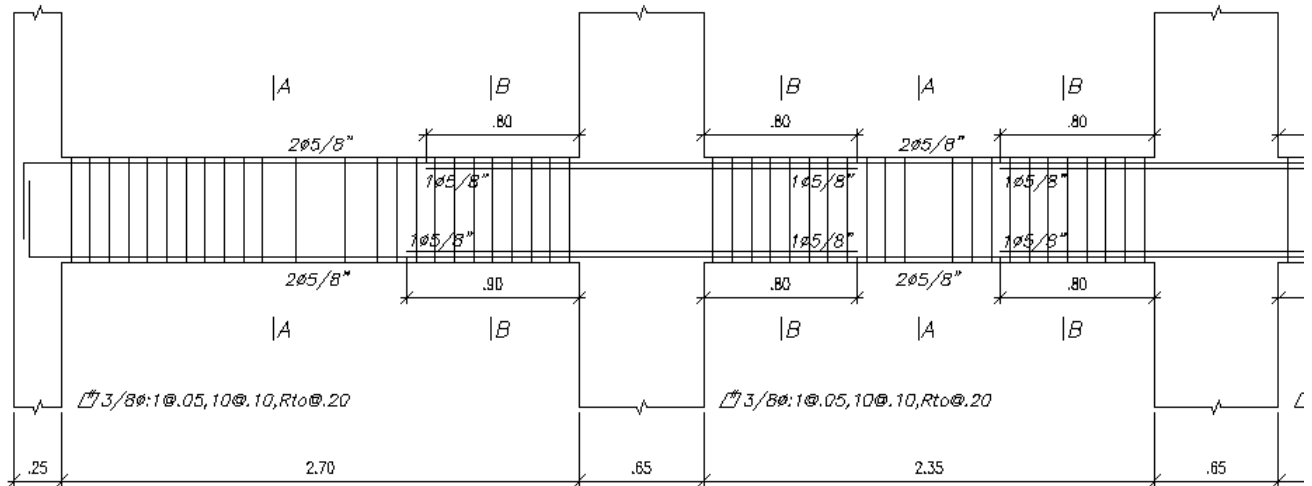


Figura 29 Esquema final viga del eje F tramo 1 y 2

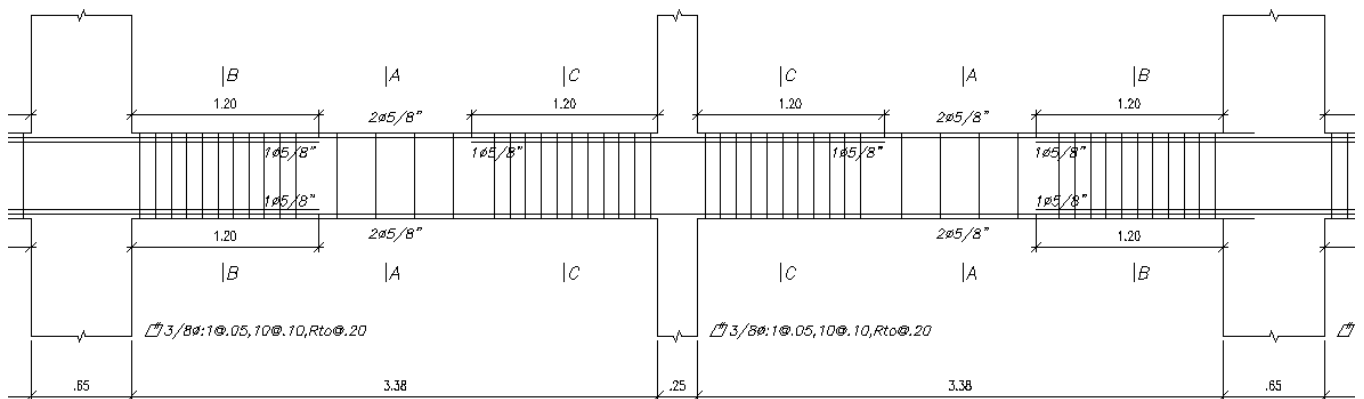


Figura 30 Esquema final viga del eje F tramo 3 y 4

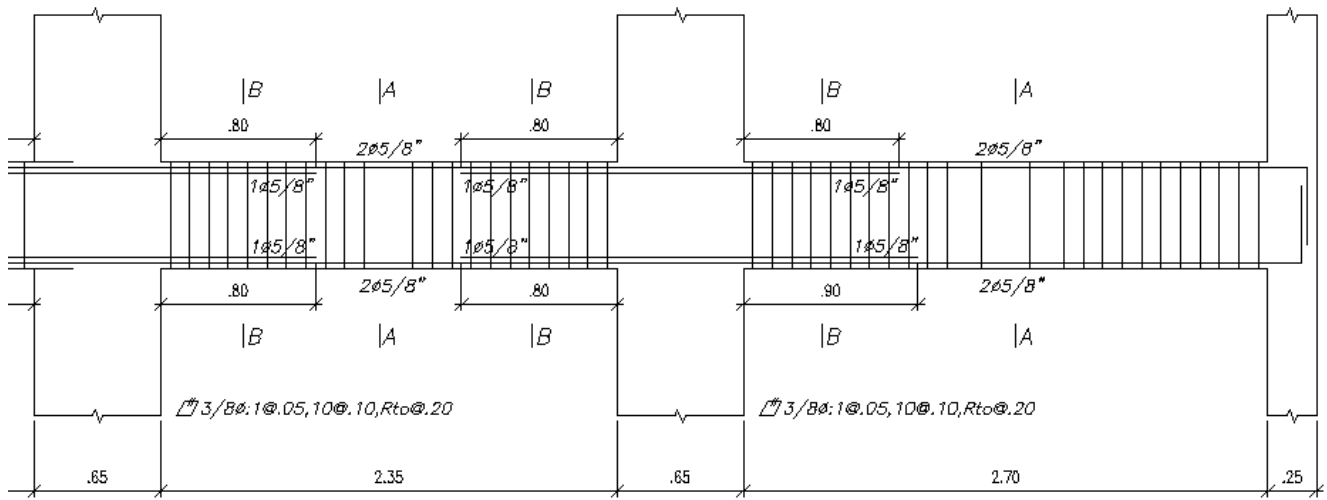


Figura 31 Esquema final viga del eje F tramo 5 y 6

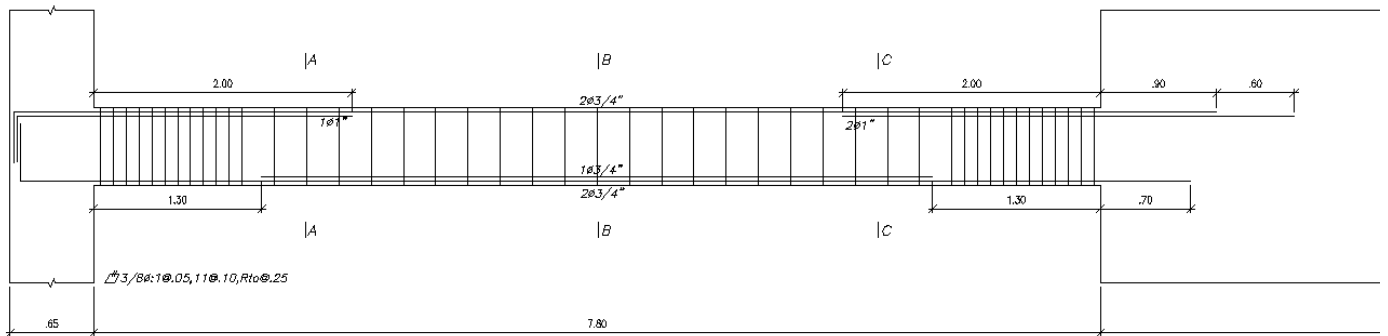


Figura 32 Esquema final viga del eje 4

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

6.1. COLUMNAS

Estos elementos verticales tienen por función principal soportar las cargas de vigas, losas y otros elementos horizontales con la finalidad de transmitirlos a la cimentación. Así mismo, también cumplen la función de conformar pórticos para poder controlar los desplazamientos laterales y proveer de rigidez lateral frente a sismos.

Estas están sometidas principalmente a una interacción de momentos flectores y esfuerzos axiales debido a las cargas de gravedad y del sismo.

Para esta edificación, se considerará principalmente columnas de un ancho de 30 cm y un peralte de 65 cm el cual podrá variar según las solicitaciones presentes en elemento.

6.2. DISEÑO POR FLEXIOCOMPRESIÓN

El objetivo del presente diseño es suministrar resistencia frente una interacción de momentos flectores y cargas axiales generados en el elemento mediante la colocación de acero de refuerzo. En elementos donde existe cargas axiales y momentos flectores, el valor de lo momentos nominales y cargas axiales nominales dependen uno del otro y viceversa. Debido a esto, se realiza el diseño empleando el diagrama de interacción.

Para la obtención de estos diagramas de interacción se utilizó un proceso iterativo partiendo con la cuantía mínima, ya con este diagrama, se ubican las solicitaciones del elemento con las combinaciones anteriormente expuestas. Para poseer un correcto comportamiento del elemento, los puntos generados deben ubicarse dentro de la región delimitada por el diagrama de interacción de la sección, si no, aumenta el refuerzo sin exceder la cuantía máxima.

La norma propone una cuantía mínima y máxima para columnas y estas vienen dadas, respectivamente, de la siguiente manera:

$$\rho_{min} \geq 1\% \quad \rho_{max} \leq 6\% \quad \rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

Donde:

ρ : Es la cuantía de acero longitudinal

A_{st} : Es el área de acero total

A_g : Es el área de la sección bruta

Con las ecuaciones anteriormente expuestas, y considerando una sección de columna de 25x65 cm², se obtuvieron los siguientes valores de área de refuerzo mínima y máxima de la sección.

$$A_{st_{min}} = 19.50 \text{ cm}^2 \quad A_{st_{max}} = 117.00 \text{ cm}^2$$

A modo de ejemplo, se procederá a mostrar los procedimientos seguidos para el diseño por flexocompresión de la columna que se encuentra en el cruce de los ejes 5 y E y la columna en la intersección de los ejes 6 y A.

En primer lugar, obtuvieron las solicitaciones de este primer elemento las cuales están expuestas en la Tabla 42. En esta tabla se puede observar las solicitaciones debido a las cargas muertas, vivas y de sismo en X y en Y.

Tabla 42 Solicitaciones de la columna ubicada entre los ejes 5 y E

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
DEAD	-137.01	1.11	0.01	0.00	0.01	1.26
LIVE	-35.82	0.36	0.00	0.00	0.00	0.41
SISMO DISEÑO X	7.61	0.89	0.13	0.05	0.26	2.76
SISMO DISEÑO Y	0.61	0.06	0.77	0.02	1.53	0.19

Así mismo, también se muestran las solicitaciones del segundo elemento anteriormente mencionado en la Tabla 43.

Tabla 43 Solicitaciones de la columna ubicada entre los ejes 6 y A

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
DEAD	-159.22	-2.93	0.33	0.00	0.41	-3.50
LIVE	-27.06	-0.63	0.06	0.00	0.07	-0.76
SISMO DISEÑO X	5.94	0.61	0.32	0.05	0.68	2.46
SISMO DISEÑO Y	7.12	0.08	0.60	0.02	1.24	0.35

Con estos resultados, las combinaciones que se siguieron para el análisis de estos elementos están detalladas en la norma E.060 y se encuentran expuestas a continuación.

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 1.25(CM + CV) \pm S$$

$$W_u = 0.9CM \pm S$$

Seguido de esto, el procedimiento que se siguió fue realizar iteraciones partiendo desde la cuantía mínima y aumentar hasta cumplir el diseño por flexocompresión

A continuación, en la Figura 33 se muestran los diagramas de la sección, con una armadura compuesta por 10 barras de 1" de diámetro y un concreto de 280 kg/cm², así mismo también se muestran las solicitaciones del elemento con las combinaciones especificadas en la norma tanto de cargas muertas y vivas como también las solicitaciones sísmicas puesto que estas columnas conforman pórticos con responsabilidad sísmica.

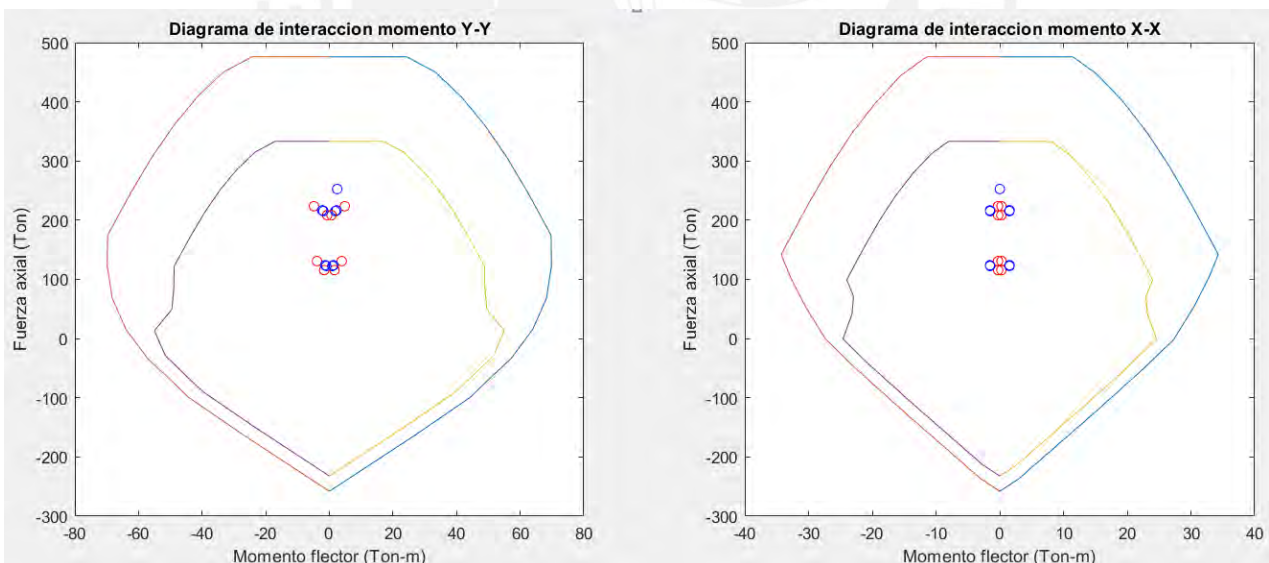


Figura 33 Diagrama de interacción de la columna ubicada en la intersección del eje 5 y E

Como se aprecia, todas las combinaciones de las solicitaciones se ubican dentro del diagrama de interacción nominal calculado con la sección y el refuerzo del elemento, lo cual se concluye que ese armado de refuerzo cumple con el diseño por flexocompresión.

Para la siguiente columna, se realizaron los mismos procedimientos. En este las iteraciones se realizaron hasta obtener una armadura compuesta por 12 barras de 1” de diámetro. Se muestra en la Figura 34 el diagrama de interacción de esa sección y este refuerzo, así como también solicitaciones del elemento.

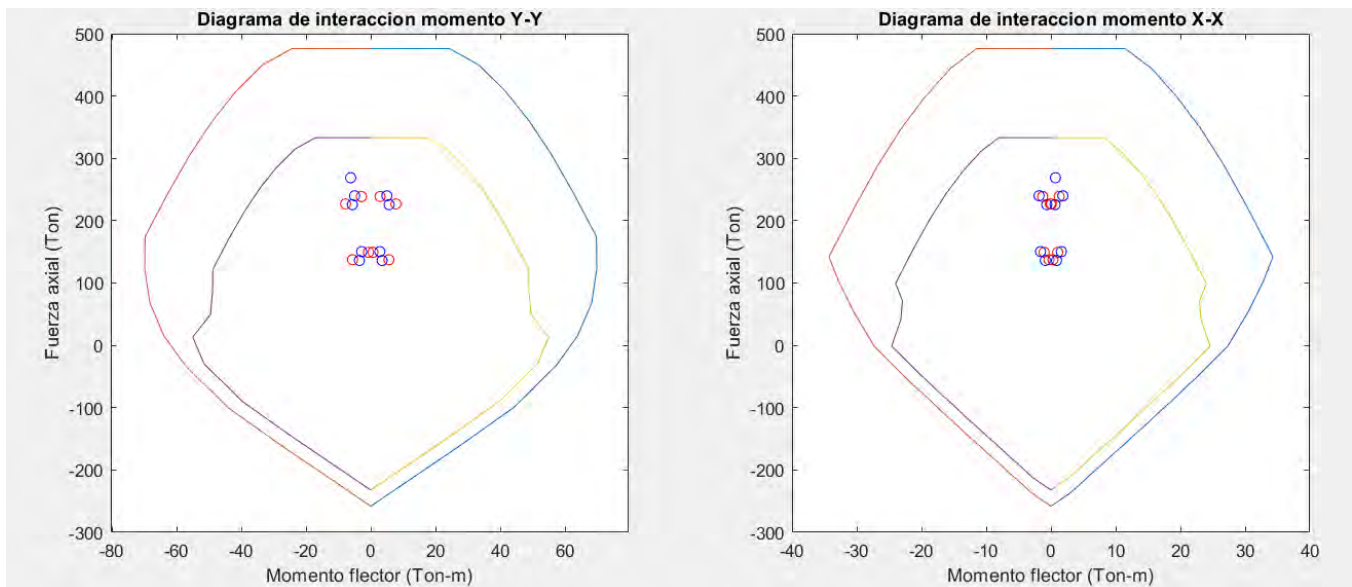


Figura 34 Diagrama de interacción de la columna ubicada en la intersección del eje 6 y A

6.3. DISEÑO POR CORTANTE

Este diseño, considera el aporte de la resistencia del concreto y de los estribos colocados al igual que en el diseño de las vigas. Donde la suma de estos dos, con su respectivo coeficiente de reducción, debe ser mayor a la cortante ultima que se genera en la sección. Para determinar los valores de estas resistencias, se emplearán las siguientes fórmulas.

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

$$V_s = \frac{Av * fy * d}{s}$$

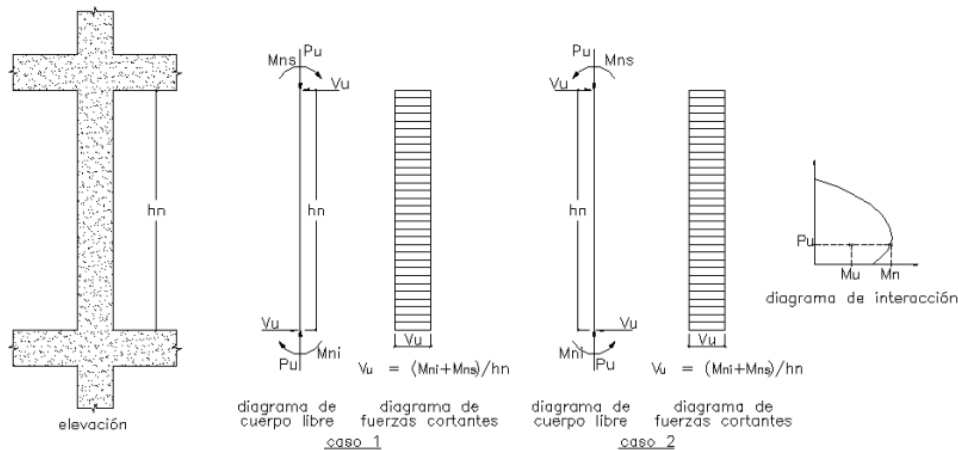
$$\phi(V_c + V_s) = Vu$$

Donde:

Nu: Carga Axial

Así mismo, la norma propone unas disposiciones especiales para el diseño sísmico. En esta sección se establece que la cortante de diseño V_u de las columnas no debe ser menor que el menor valor entre el diseño por capacidad y la cortante máxima obtenida a partir de las combinaciones con una amplificación del sismo igual a 3. En la Figura 35 se muestra cómo se obtiene la cortante en el diseño por capacidad.

Figura 35 "Fuerza cortante de diseño por capacidad en columnas." Fuente Norma E.060 (RNE 2009).



Adicionalmente, en esta sección se muestran otras disposiciones para elementos sometidos a flexión flexocompresión propuestos en la norma.

- Espaciamiento en la zona de confinamiento no debe ser mayor al menor:
 - $8d_b$
 - Mitad de la menor dimensión de la sección
 - 100mm
- Longitud de confinamiento no debe ser menor que el mayor:
 - Sexta parte de la luz libre
 - Mayor dimensión de la sección
 - 500mm
- Fuera de la longitud de confinamiento no debe exceder al menor:
 - $12d_b$
 - Menor dimensión de la sección
 - 300mm
 - Lo requerido por fuerza cortante

Se muestran los procedimientos seguidos para determinar el espaciamiento de los estribos de diámetro 3/8" para la primera columna.

En primer lugar, la zona de confinamiento determinada fue la que se exhibe en la Tabla 44.

Tabla 44 Longitud de confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 5 y E

Longitud de confinamiento	
Lo (m)	0.43
Lo (m)	0.65
Lo (m)	0.50
Lo (m)	0.65

Con este valor, el siguiente paso fue calcular el espaciamiento de los estribos en la zona. Estese muestra en la Tabla 45.

Tabla 45 Espaciamiento en la zona de confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 5 y E

So en confinamiento	
So (m)	0.20
So (m)	0.13
So (m)	0.10
So (m)	0.10

Y finalmente, se realizaron los cálculos para el espaciamiento fuera de la zona.

Se determinaron las cortantes generadas debido a las combinaciones de la norma. Estas están expuestas en la Tabla 46.

Tabla 46 Cortantes obtenidas de las combinaciones de la columna ubicada entre los ejes 5 y E

Combinaciones	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	2.15	0.01
1.25(CM+CV) + SX	2.72	0.14
1.25(CM+CV) - SX	0.93	-0.12
0.9CM+SX	1.89	0.13
0.9CM-SX	0.10	-0.12
1.25(CM+CV) + SY	1.89	0.77
1.25(CM+CV) - SY	1.77	-0.76
0.9CM+SY	1.05	0.77
0.9CM-SY	0.93	-0.76

Se observa que la cortante máxima obtenida de las combinaciones posee un valor de 2.72 ton.

Luego de esto, se realizó el diseño por capacidad como se explicó anteriormente. En la Figura 36 se muestra el momento nominal máximo con las combinaciones de cargas presentes.

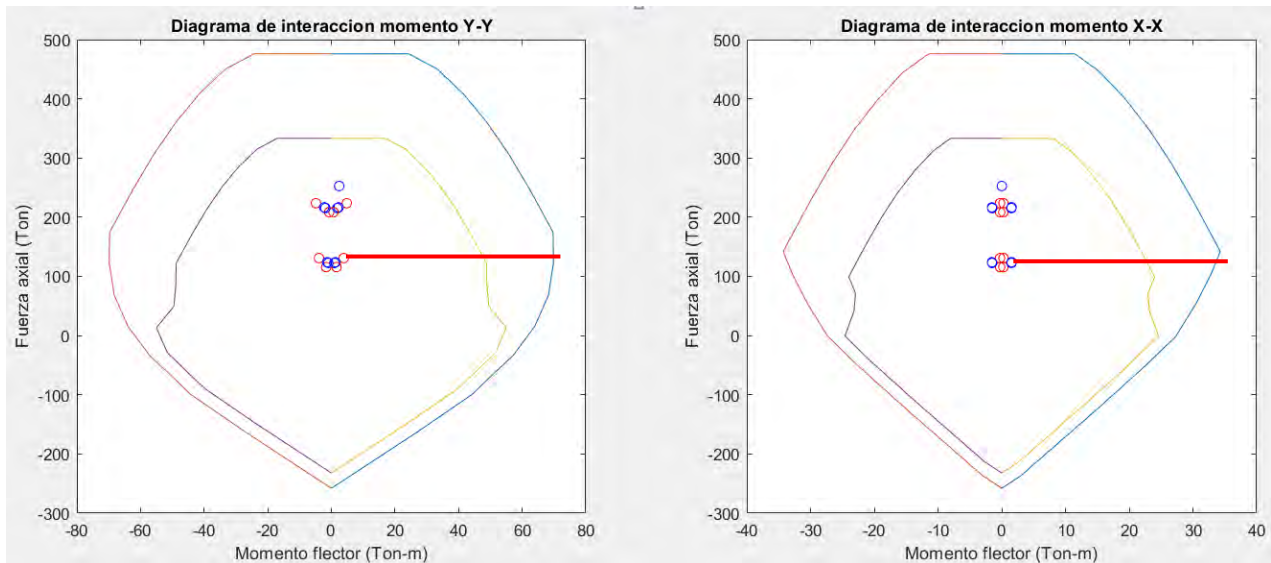


Figura 36 Momento nominal de la columna ubicada en la intersección del eje 6 y A

Con este momento nominal, se calcula la cortante máxima de las dos direcciones de análisis la cual se muestra en la parte inferior.

$$V_u = \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{h_n} = 36.92 \text{ ton}$$

Seguido a esto, se realizan las combinaciones, pero amplificando el valor del sismo por un factor de 3. Se muestran los resultados con la amplificación correspondiente en la Tabla 47.

Tabla 47 Cortantes obtenidas con el sismo amplificado de la columna ubicada entre los ejes 5 y E

Combinaciones	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	2.15	0.01
1.25(CM+CV) + 3SX	4.51	0.40
1.25(CM+CV) - 3SX	-0.86	-0.38
0.9CM+3SX	3.68	0.39
0.9CM-3SX	-1.69	-0.38
1.25(CM+CV) + 3SY	2.01	2.31
1.25(CM+CV) - 3SY	1.65	-2.30
0.9CM+3SY	1.17	2.31
0.9CM-3SY	0.82	-2.30

Con los resultados anteriores, obtenemos una cortante de diseño de **4.51 ton**. Con dicho valor, se procede a determinar el espaciamiento fuera de la zona de expuesto en la Tabla 48 y Tabla 49.

Tabla 48 Carga axial y cortante de la columna entre los ejes 5 y E

Pu (ton)	ϕV_c (ton)	Vu (ton)	Vs req (ton)
223.6	14.13	4.51	0.0

Tabla 49 Espaciamiento requerido fuera del confinamiento de la columna entre los ejes 5 y E

Espaciamiento	
So (cm)	30
So (cm)	25
So (cm)	30
So (cm)	25

Finalmente, se obtiene el siguiente armado para la columna entre los ejes 5 y E de cada extremo.

$$\phi 3/8'': 1@0.05, 7@0.10, Rto @0.25$$

Así mismo, también se muestran los procedimientos seguidos para hallar el espaciamiento de los estribos de diámetro 3/8'' para la segunda columna.

En primer lugar, la zona de confinamiento determinada fue la que se muestra a continuación en la Tabla 50.

Tabla 50 Longitud de confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 6 y A

Longitud de confinamiento	
Lo (m)	0.43
Lo (m)	0.65
Lo (m)	0.50
Lo (m)	0.65

Con este valor, se determinó el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento. Este se muestra en la Tabla 51.

Tabla 51 Espaciamiento en la zona de confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 6 y A

So en confinamiento	
So (m)	0.20
So (m)	0.13
So (m)	0.10
So (m)	0.10

Y finalmente, se realizaron los cálculos para el espaciamiento fuera de la zona.

En primer lugar, se determinaron las cortantes generadas debido a las combinaciones de la norma. Estas están expuestas a continuación en la Tabla 52.

Tabla 52 Cortantes obtenidas de las combinaciones de la columna ubicada entre los ejes 6 y A

Combinaciones	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	-5.18	0.56
1.25(CM+CV) + SX	-3.85	0.80
1.25(CM+CV) - SX	-5.06	0.16
0.9CM+SX	-2.03	0.62
0.9CM-SX	-3.25	-0.03
1.25(CM+CV) + SY	-4.37	1.08
1.25(CM+CV) - SY	-4.54	-0.12
0.9CM+SY	-2.56	0.89
0.9CM-SY	-2.72	-0.30

En la anterior tabla, se puede apreciar que la cortante máxima obtenida de las combinaciones es de un valor de 5.18 ton.

Luego de esto, se realizó el diseño por capacidad como se explicó anteriormente. A continuación, se muestra en la Figura 36 el momento nominal máximo con las combinaciones de cargas presentes.

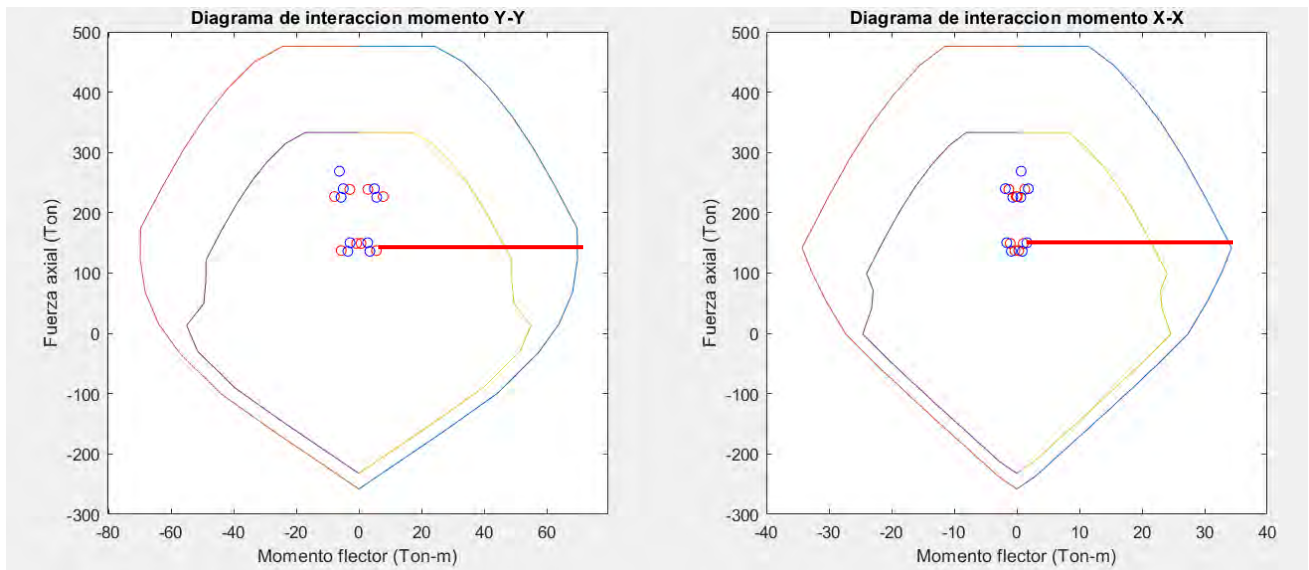


Figura 37 Momento nominal de la columna ubicada en la intersección del eje 6 y A

Con este momento nominal, se determina la cortante máxima la cual se muestra en la parte inferior.

$$V_u = \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{hn} = 40 \text{ ton}$$

Seguido a esto, se realizan las combinaciones, pero amplificando el valor del sismo por un factor de 3. Se muestran los resultados con la amplificación correspondiente en la Tabla 53.

Tabla 53 Cortantes obtenidas con el sismo amplificado de la columna ubicada entre los ejes 6 y A

Combinaciones	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	-5.18	0.56
1.25(CM+CV) + 3SX	-2.63	1.45
1.25(CM+CV) - 3SX	-6.28	-0.49
0.9CM+3SX	-0.81	1.27
0.9CM-3SX	-4.47	-0.68
1.25(CM+CV) + 3SY	-4.21	2.27
1.25(CM+CV) - 3SY	-4.70	-1.31
0.9CM+3SY	-2.39	2.08
0.9CM-3SY	-2.89	-1.49

Con los resultados anteriores, obtenemos una cortante de diseño de **6.28 ton**. Con dicho valor, se procede a determinar el espaciamiento fuera de la zona expuestos en las Tabla 54 y Tabla 55.

Tabla 54 Carga axial y cortante de la columna ubicada entre los ejes 6 y A

Pu (ton)	ϕVc (ton)	Vu (ton)	Vs req (ton)
226.90	14.24	6.28	0.0

Tabla 55 Espaciamiento requerido fuera del confinamiento de la columna ubicada entre los ejes 6 y A

Espaciamiento	
So (cm)	30
So (cm)	25
So (cm)	30
So (cm)	25

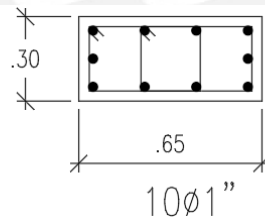
Finalmente, se obtiene el siguiente armado para la columna ubicada entre los ejes 6 y A de cada extremo.

$\phi 3/8''$: 1@0.05, 7@0.10, Rto @0.25

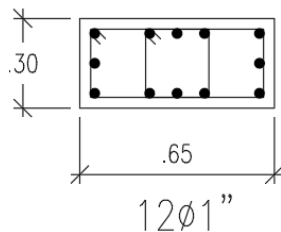
6.4. ESQUEMA FINAL

Se muestra el esquema final en la Figura 38 y Figura 39.

Figura 38 Armado de la columna ubicada en la intersección del eje 5 y E



$2\angle \phi 3/8''$: 1@.05, 7@.10, Rto@20
(Desde cada Extremo)



$2\angle \phi 3/8''$: 1@.05, 7@.10, Rto@25
(Desde cada Extremo)

Figura 39 Armado de la columna ubicada en la intersección del eje 6 y A

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS

7.1. PLACAS

Estos elementos verticales cuya función principal, además de recibir cargas verticales, es la de resistir los esfuerzos cortantes generados por el sismo. Así mismo, también cumplen otra función que poseen es la de conformar pórticos para poder controlar los desplazamientos laterales y proveer de rigidez lateral frente a sismos.

Estas están sometidas principalmente a fuerzas cortantes y a una interacción de momentos flectores y esfuerzos axiales debido a las cargas de gravedad y a las de sismo. El diseño de estos elementos es similar al diseño efectuado en las columnas.

7.2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Como fue explicado anteriormente, en el capítulo 6 Diseño de Columnas, el diseño por flexocompresión busca suministrar resistencia frente a una interacción de momentos flectores y cargas axiales generados en el elemento

Para la obtención de estos diagramas se utilizó un proceso iterativo partiendo con una cuantía escogida acorde a los requerimientos de la norma E.060, ya con este diagrama, se ubican las solicitaciones del elemento con las respectivas combinaciones. Para un correcto comportamiento del elemento, los puntos generados de las combinaciones deben ubicarse dentro de la región delimitada por el diagrama de interacción de la sección, si lo anterior no se cumple, se procede a aumentar el refuerzo sin exceder la cuantía máxima.

La norma propone una cuantía mínima horizontal y vertical para los muros estructurales de concreto armado cuando V_u es menor a $0.27 * A_{cw} * \sqrt{f'_c}$ y estos vienen dados respectivamente de la siguiente manera:

$$\rho_{Horizontal} = 0.002$$

$$\rho_{Vertical} = 0.0015$$

Cuando V_u es mayor a $0.27 * A_{cw} * \sqrt{f'c}$, las cuantías mínimas vienen dadas de la siguiente manera:

$$\rho_{Horizontal} = 0.0025$$

$$\rho_{Vertical} = 0.0025 + 0.5 * \left(2.55 - \frac{hm}{lm}\right) (\rho_H - 0.0025)$$

Así mismo, la norma también exige una zona de confinamiento cuando la siguiente desigualdad se cumple:

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

Donde:

l_m : Longitud del muro en el plano horizontal

h_m : Altura total del muro

δu : Desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño

Adicionalmente, se limita $\delta u/h_m$ a un valor mínimo de 0.005, de cumplirse la anterior desigualdad, se diseñan zonas de confinamiento a cada extremo de la placa con un espesor y una altura que se encuentra representada en la siguiente Figura 40.

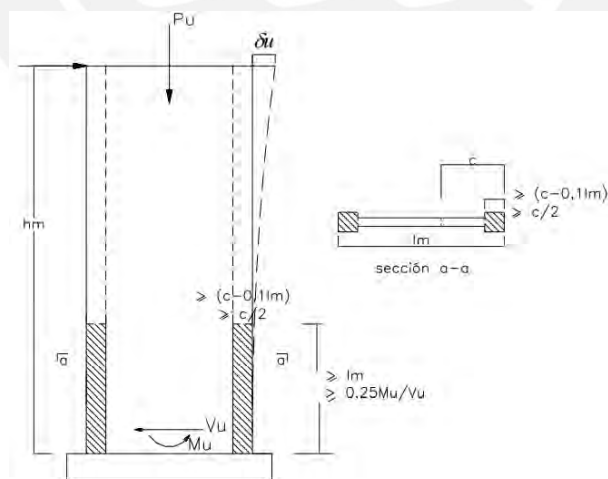


Figura 40 Zona de confinamiento de placas. Fuente: Norma E.060 (RNE 2009)

Como ejemplo, se mostrará el procedimiento seguido para el diseño por flexocompresión de la placa que se encuentra a lo largo del eje 1 entre los ejes B y C.

Se partió asumiendo una zona de confinamiento de aproximadamente 20% de la longitud total de la placa, esto nos da una longitud de 1.10 m de largo en cada extremo para la placa se encuentra a lo largo del eje 1 entre los ejes B y C, de no cumplir dicha longitud con la especificada en la norma se itera hasta determinar la longitud correcta. En esta zona de confinamiento se ubicaron 14 varillas de 1" de diámetro. Fuera de la zona de confinamiento, se optó por utilizar una malla de varillas de refuerzo con un diámetro de 3/8" y espaciadas cada 0.30 m.

Se obtuvieron los diagramas de interacción para el anterior armado, así mismo con la carga axial del elemento y los momentos flectores generados por las cargas vivas, cargas muertas y sismo se ubicaron las combinaciones dentro del diagrama de interacción las cuales están presentadas en las siguientes líneas.

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 1.25(CM + CV) \pm S$$

$$W_u = 0.9CM \pm S$$

En la Figura 41 se muestran los diagramas de interacción de la sección para cada dirección, con la armadura anteriormente mencionada, también se presentan las solicitaciones del elemento con las combinaciones mencionadas para la zona inferior del elemento.

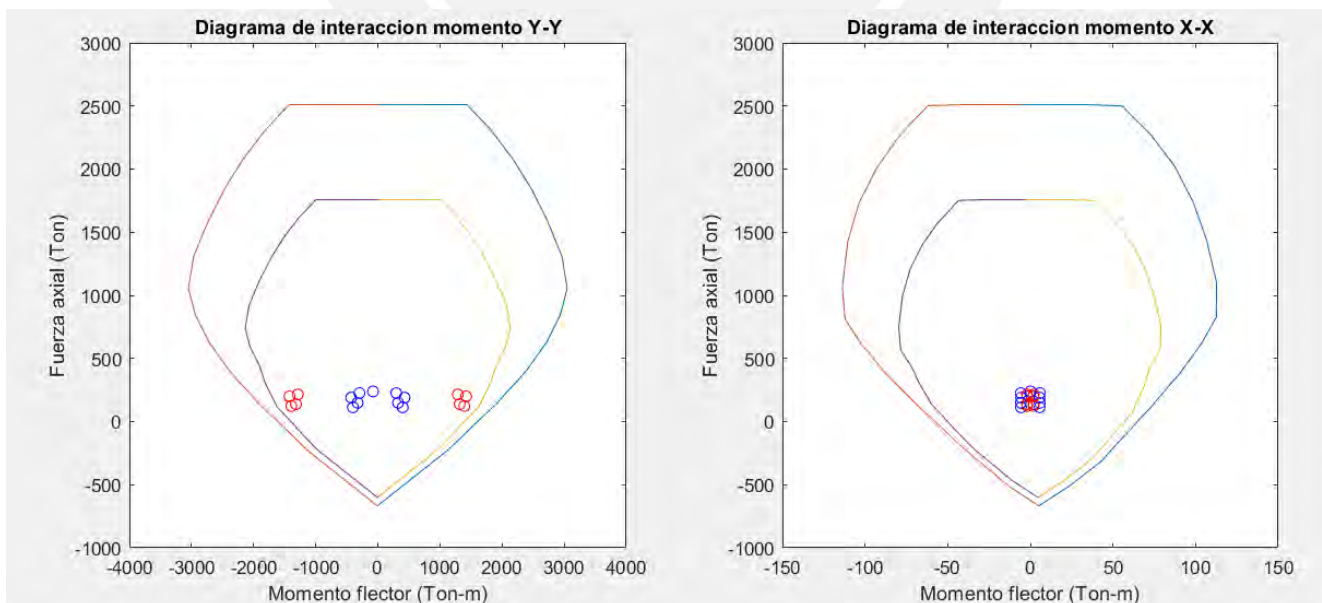


Figura 41 Diagrama de interacción en ambas direcciones de la placa

Se aprecia que el diagrama de interacción con la armadura escogida cumple con las solicitaciones a las cuales está sometida el elemento.

Con el momento nominal multiplicado por Φ de la sección, el cual se puede obtener gráficamente del diagrama anterior, posee un valor aproximado de 1450 ton*m, y la armadura anteriormente mencionada, se itera hasta obtener el eje neutro de la sección la cual es la siguiente:

$$c = 88.1 \text{ cm}$$

Luego de hallar el eje neutro, se procede a determinar el desplazamiento inelástico de la estructura, el cual se determina hallando los desplazamientos elásticos de la estructura para cierta combinación y multiplicándolo por el factor de reducción de fuerzas sísmicas. Con la explicación anterior, el valor del desplazamiento inelástico es el siguiente:

$$\delta u = 0.108 \text{ m}$$

Con el resultado obtenido, se procede a determinar el c limite como se muestra en las ecuaciones de a continuación. Para ello se tiene en cuenta la longitud de la placa de 5.85 m, la altura de 20.5 m y el desplazamiento inelástico para el sismo de diseño 0.108 m lo que nos da el siguiente resultado:

$$c_{lim} = \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$
$$c_{lim} = \frac{5.85}{600 \left(\frac{0.108}{20.5} \right)} = 185.07 \text{ cm}$$

Con estos resultados, como el eje neutro es menor que el valor límite de c , no es necesario la presencia de núcleos de confinamiento, sin embargo, para estar del lado de la seguridad, optaremos por mantener una zona de confinamiento de 1.10 m como supusimos anteriormente.

Igualmente, se diseñará las zonas de confinamiento siguiendo las especificaciones de la noma. Partiremos determinando la longitud de confinamiento que viene dada por las siguientes desigualdades:

$$L_o > c - 0.1l_m$$

$$L_o > c/2$$

El valor de estas dos desigualdades debe ser mayor a 44.05 cm y para esta placa la longitud es de 1.10 m.

Luego para la altura de confinamiento utilizaremos las siguientes desigualdades:

$$H_o > l_m$$

$$h_o > 0.25 * M_u / V_u$$

El valor mínimo de estas desigualdades es de 585 cm aunque por simplicidad constructiva la altura de confinamiento se mantendrá en toda la altura de las placas.

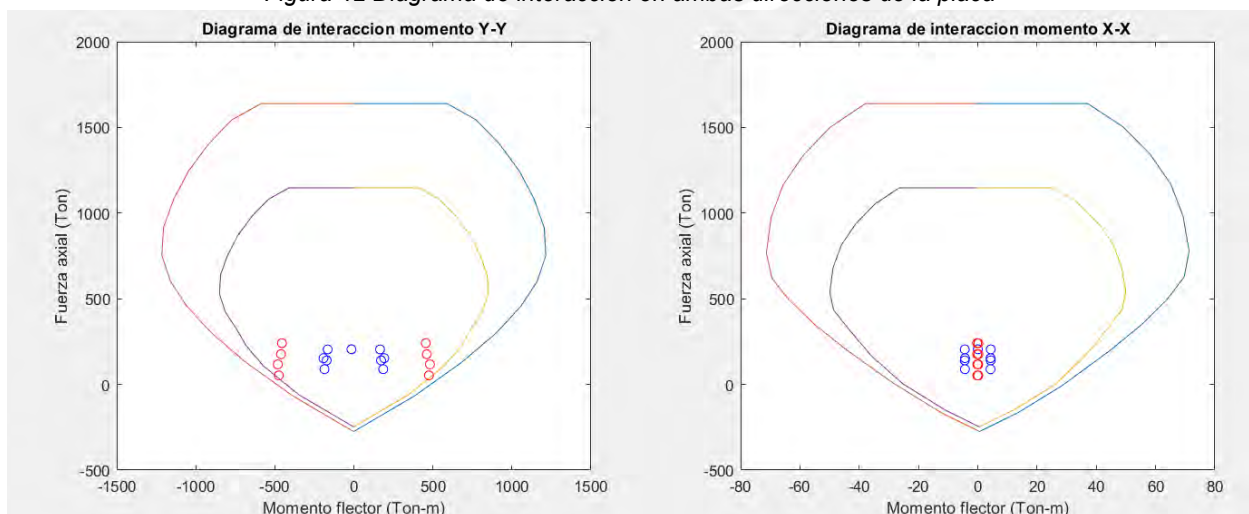
Y el espaciamiento de los estribos en esta zona será de 0.20 m.

Así mismo, también se procederá a mostrar los procedimientos seguidos para la placa que se encuentra a lo largo del eje 9 entre los ejes D y E.

Se procede de la misma manera con la presente placa. Así mismo, en esta zona se ubicaron 10 varillas de 3/4" de diámetro y fuera de esta, varillas de 3/8" de diámetro espaciadas cada 0.30 m.

En la Figura 42 se muestran los diagramas de interacción de la sección para cada dirección, con la armadura anteriormente mencionada, también se presentan las sollicitaciones del elemento con las combinaciones anteriormente mencionadas.

Figura 42 Diagrama de interacción en ambas direcciones de la placa



Se puede observar que el diagrama de interacción con la armadura escogida cumple con las sollicitaciones a las cuales está sometida el elemento.

Con el momento nominal multiplicado por Φ de la sección, el cual se puede obtener gráficamente del diagrama anterior, posee un valor aproximado de 500 ton*m, y la armadura anteriormente mencionada, se itera hasta obtener el eje neutro de la sección la cual es la siguiente:

$$c = 65 \text{ cm}$$

Luego de hallar el eje neutro, se procede a determinar el desplazamiento inelástico de la estructura, el cual se determina hallando los desplazamientos elásticos de la estructura para cierta combinación y multiplicándolo por el factor de reducción de fuerzas sísmicas. Con la explicación anterior, el valor del desplazamiento inelástico es el siguiente:

$$\delta u = 0.108 \text{ m}$$

Con el resultado obtenido, se procede a determinar el c limite como se muestra en las ecuaciones de a continuación. Para ello se tiene en cuenta la longitud de la placa de 5.85 m, la altura de 20.5 m y el desplazamiento inelástico para el sismo de diseño 0.108 m lo que nos da el siguiente resultado:

$$c_{lim} = \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

$$c_{lim} = \frac{4.17}{600 \left(\frac{0.108}{20.5} \right)} = 131.92 \text{ cm}$$

Con estos resultados, no es necesario la presencia de núcleos de confinamiento, sin embargo, para estar del lado de la seguridad, optaremos por mantener una zona de confinamiento de 1.00 m como supusimos anteriormente.

Igualmente, se diseñará las zonas de confinamiento siguiendo las especificaciones de la noma. Partiremos determinando la longitud de confinamiento que viene dada por las siguientes desigualdades:

$$L_o > c - 0.1l_m$$

$$L_o > c/2$$

El valor de estas dos desigualdades debe ser mayor a 32.05 cm y para esta placa la longitud es de 1.00 m.

Luego para la altura de confinamiento utilizaremos las siguientes desigualdades:

$$H_o > l_m$$

$$h_o > 0.25 * M_u / V_u$$

El valor mínimo de estas desigualdades es de 417 cm por lo que escogeremos una altura de confinamiento de 4.5 m.

Y el espaciamiento en esta zona de los estribos será de 0.20 m.

7.3. DISEÑO POR CORTANTE

En este diseño, se considera el aporte de la resistencia del concreto y de los estribos colocados como anteriormente se ha realizado. Donde la suma de estos dos, con su respectivo coeficiente de reducción, debe ser mayor a la cortante ultima que se genera en la sección la cual viene representada por la siguiente desigualdad.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Para el cálculo de estos aportes, se emplearán las siguientes fórmulas.

$$V_c = A_{cw} * a_c * 3.19 * \sqrt{f'_c}$$

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

Así mismo, también se debe cumplir lo mencionado en la norma, que limita el valor mínimo de la cortante ultima y el valor máximo de la cortante nominal con las siguientes fórmulas

$$V_{u_{min}} = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

$$V_{n_{max}} = 0.83 * 3.19 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

A continuación, se procederá a mostrar los procedimientos seguidos para la primera placa anteriormente mencionada.

En primer lugar, se parte asumiendo una cuantía horizontal mayor al mínimo de 0.002. En esta placa, partimos con una distribución de acero horizontal de varillas de diámetro 3/8" cada 0.20 m, lo cual es igual a una cuantía de 0.0028.

Luego de esto se determinaron las limitaciones de la cortante última y de la cortante nominal las cuales tienen los siguientes valores:

$$Vu_{min} = Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 136.48 \text{ ton}$$

$$Vn_{max} = 0.83 * 3.19 * \sqrt{f'c} * Acw = 561.14 \text{ ton}$$

Con las solicitaciones del elemento, se procede a determinar la mayor cortante para la combinación más crítica, la cual viene se expuesta en la Tabla 56 y Tabla 57.

Tabla 56 Cortante de las combinaciones para sismo en X

SISMO XX	V2 (ton)
1.4CM+1.7CV	2.21
1.25(CM+CV) +SX	125.63
1.25(CM+CV)-SX	121.85
0.9CM+SX	124.82
0.9CM-SX	122.66

Tabla 57 Cortante de las combinaciones para sismo en Y

SISMO YY	V2 (ton)
1.4CM+1.7CV	2.21
1.25(CM+CV) +SY	42.61
1.25(CM+CV)-SY	38.83
0.9CM+SY	41.79
0.9CM-SY	39.64

De las anteriores tablas y el mínimo impuesto por la norma, se obtiene que la mayor cortante del elemento es para el sismo en X con un valor de 136.48 ton. Ya con este valor se procede a comparar la cortante nominal con la cortante última del elemento la cual se expone en la Tabla 58.

Tabla 58 Comprobación de la cortante

Vu (ton)	136.48
Vn (ton)	289.38
ϕVn (ton)	245.97
$\phi Vn \geq Vu$	Si cumple

En la tabla anterior, se puede observar que la cuantía supuesta anteriormente cumple con la norma y sus limitaciones.

Así mismo, la norma

Así mismo, se procederá a mostrar los procedimientos seguidos para la siguiente placa mencionada en el punto anterior.

En primer lugar, se parte asumiendo una cuantía horizontal mayor al mínimo de 0.002. En esta placa, partimos con una distribución de acero horizontal de varillas de diámetro 3/8" cada 0.20 m, lo cual es igual a una cuantía de 0.0028.

Luego de esto se determinaron las limitaciones de la cortante última y de la cortante nominal las cuales tienen los siguientes valores:

$$Vu_{min} = Vu_a \left(\frac{Mn}{Mu_a} \right) = 63.53 \text{ ton}$$

$$Vn_{max} = 0.83 * 3.19 * \sqrt{f'c} * Acw = 399.99 \text{ ton}$$

Con las solicitaciones del elemento, se procede a determinar la mayor cortante para la combinación más crítica, la cual viene se expuesta en la Tabla 59Y Tabla 60.

Tabla 59 Cortante de las combinaciones para sismo en X

SISMO XX	V2 (ton)
1.4CM+1.7CV	-2.61
1.25(CM+CV)+SX	58.48
1.25(CM+CV)-SX	-63.00
0.9CM+SX	59.36
0.9CM-SX	-62.11

Tabla 60 Cortante de las combinaciones para sismo en Y

SISMO YY	V2 (ton)
1.4CM+1.7CV	-2.61
1.25(CM+CV)+SY	23.66
1.25(CM+CV)-SY	-28.18
0.9CM+SY	24.54
0.9CM-SY	-27.30

De las anteriores tablas y el mínimo impuesto por la norma, se obtiene que la mayor cortante del elemento es para el sismo en X con un valor de 64.53 ton. Ya con este valor se procede a comparar la cortante nominal con la cortante última del elemento la cual se expone en la Tabla 61.

Tabla 61 Comprobación de la cortante

Vu (ton)	64.53
Vn (ton)	206.28
ϕVn (ton)	175.33
$\phi Vn \geq Vu$	Si cumple

En la tabla anterior, se puede observar que la cuantía supuesta anteriormente cumple con la norma y sus limitaciones.

Finalmente, se determinó el refuerzo distribuido horizontal y vertical de las placas. Este procedimiento se realiza comparando la cortante última Vu del elemento se compara con la siguiente fórmula $0.27 * Acw * \sqrt{f'c}$ anteriormente mencionada. Con la comparación anterior, se determina cual será la cuantía mínima horizontal y vertical. En la Tabla 62 que se muestra a continuación, se presenta dicha comparación y las cuantías horizontales y verticales mínimas para dicho elemento.

Tabla 62 Cuantías verticales y horizontales mínimas

	Vu(ton)	$0.27 * Acw * \sqrt{f'c}$	ρ horizontal	ρ vertical
PLACA 8	136.48	57.22	0.0025	0.0025
PLACA 2	63.53	40.79	0.0025	0.0025

Con las cuantías mínimas establecidas, escogemos una malla de 1/2" @ 0.20 para los aceros verticales y una malla de 3/8"@0.20 para los aceros horizontales y comprobamos que cumpla con la cuantía mínima anteriormente hallada. En la Tabla 63 se muestra la malla colocada en la placa y si cumple con el mínimo.

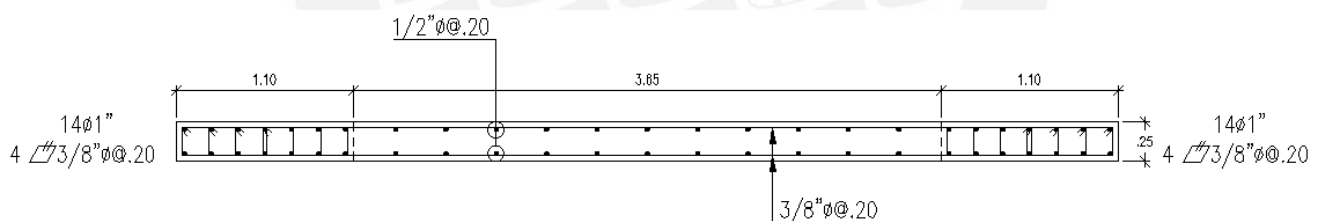
Tabla 63 Comprobación del refuerzo horizontal y vertical escogido

	Malla	Cuantía vertical	Cuantía horizontal	¿Cumple?
PLACA 8	1/2"@.20	0.0034	0.0034	Si
PLACA 2	1/2"@.20	0.0027	0.0034	Si

Con lo anterior, comprobamos que las varillas de acero distribuidas horizontales y verticales escogidas cumplen con el mínimo calculado anteriormente y dicha malla asumida anteriormente cumpliría correctamente.

7.4. ESQUEMA FINAL

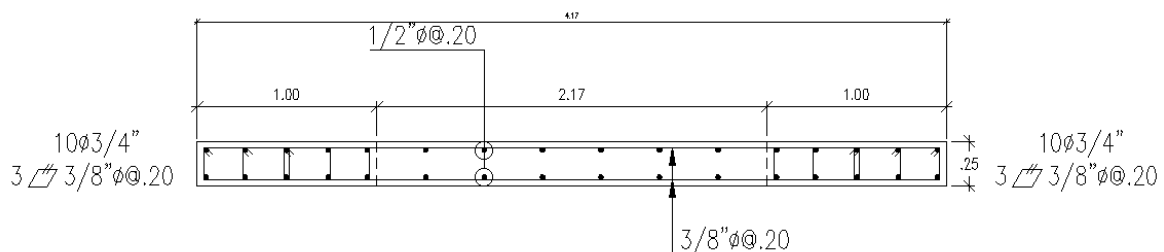
Se muestra el diseño en la Figura 43 y Figura 44 , y el armado de cada una de estas.



PLACA 8

ESC. 1/25

Figura 43 Armado de la placa 8



PLACA 2

ESC. 1/25

Figura 44 Armado de la placa 2

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES

8.1. ZAPATAS

Estas son un tipo de elemento estructural cuya finalidad es la cimentación superficial de la estructura. Estos elementos están sometidos principalmente a carga axial, fuerzas cortantes y a momentos flectores debido a las cargas de gravedad y del sismo. Para la presente edificación el tipo de zapatas utilizadas fueron zapatas aisladas, combinadas y conectadas mediante vigas de cimentación.

El diseño de estas, requiere conocer la presión admisible del suelo cuyo valor es obtenido del EMS. Ya que el presente trabajo se encuentra ubicado en Lima, en el distrito de Miraflores, el valor de la presión admisible utilizado es de 4 kg/cm². Para el modelo el procedimiento que se realizó fue exportar las cargas obtenidas del modelo completo al SAFE, estas cargas exportadas fueron las cargas vivas, muertas y las cargas del sismo en dirección X y Y de diseño con su signo correspondiente. Se definieron las zapatas con su peralte correspondiente y también se definió un elemento rígido en el cual estaban aplicadas las cargas exportadas. Así mismo, se usó la presión admisible para determinar el "Winkler". En la Figura 45 se puede apreciar dicho Winkler en función de la presión admisible del suelo.

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
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	1.84	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 45 Modulo de reacción del suelo o winkler. Fuente Interacción Suelo-Estructuras, 1993.

De la figura anterior se obtuvo un valor de winkler de 8 kg/cm^3 . Dicho valor es el que se utilizará para ingresar al modelo. Y finalmente, se modelaron las vigas de cimentación en las zonas donde se consideraron pertinentes. En la Figura 46 se exhibe el modelo de la cimentación completa con todas las consideraciones explicadas.

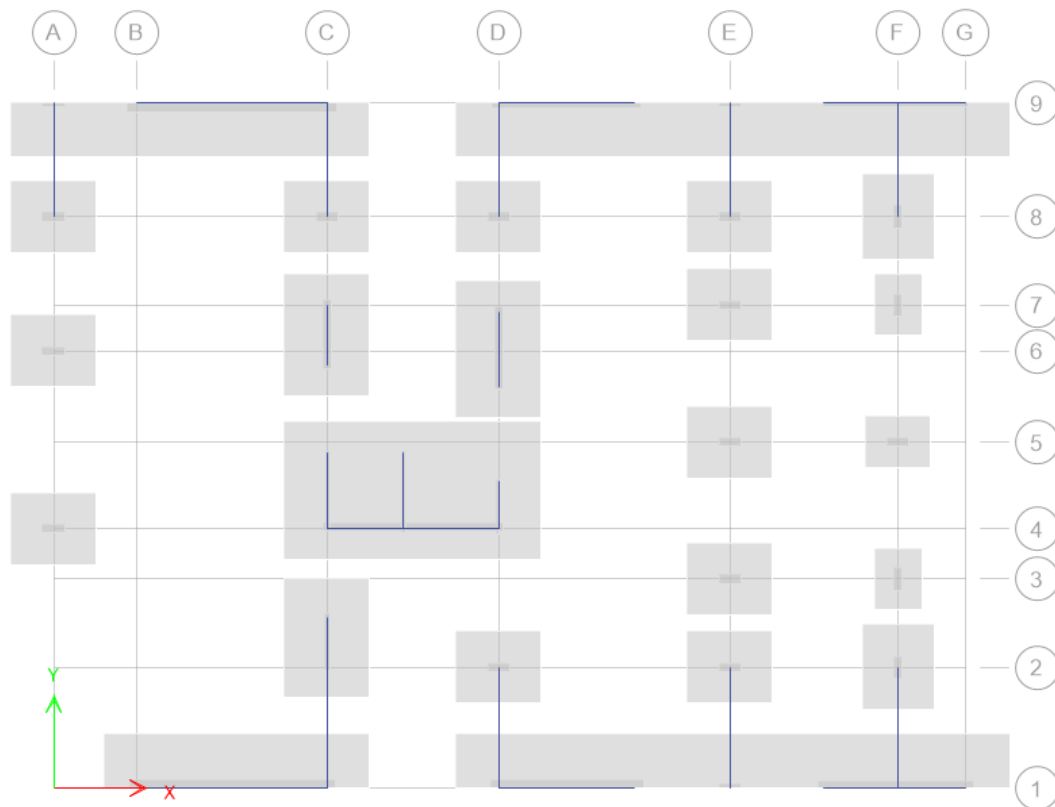


Figura 46 Modelo de la cimentación

8.2. VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

A continuación, se procede a verificar las presiones admisibles del suelo, por ello analizaremos los esfuerzos generados en el suelo debido a las cargas debido a la estructura y al sismo. Dichas presiones se verifican en estado de servicio, por ello las combinaciones realizadas son las que están en la Tabla 64 expuesta a continuación.

Tabla 64 Combinaciones en estado de servicio

Combinación
CM+CV
CM+CV +0.8SX
CM+CV +0.8SY

Se exhiben los resultados de las presiones del suelo en la Figura 47, Figura 48 y Figura 49. Se muestra la Tabla 65, Tabla 66 y Tabla 67 donde se comparan dichas presiones con las presiones admisibles del suelo y si cumple la verificación.

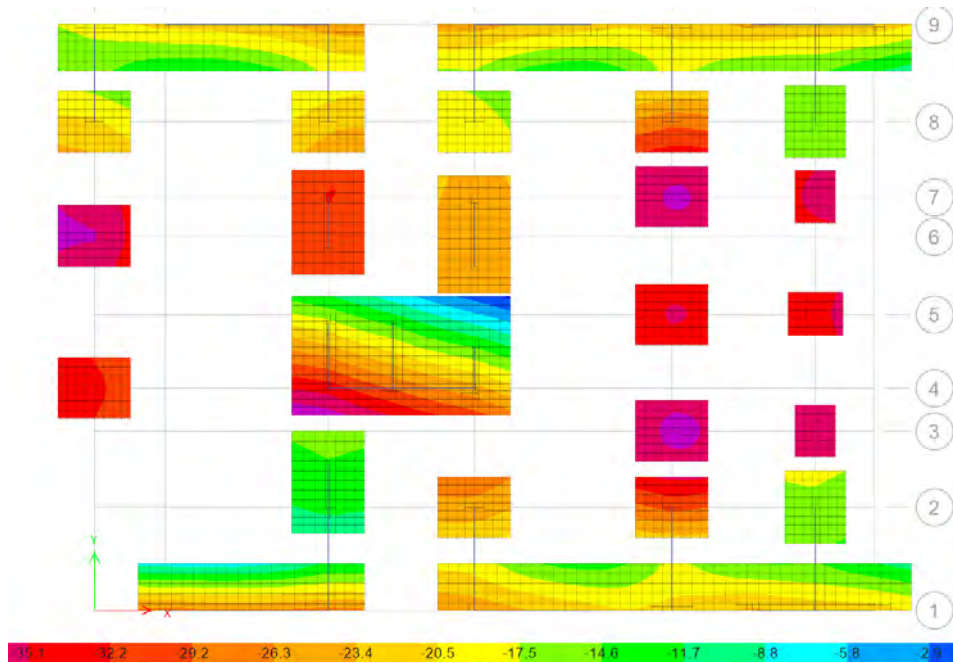


Figura 47 Presiones del suelo CM+CV

Tabla 65 Verificación de presiones admisibles CM+CV

$\sigma(\text{ton/m}^2)$	$\sigma_{adm}(\text{ton/m}^2)$	¿Cumple?
38.8	40	Sí

Figura 48 Presiones del suelo CM+CV+0.8SX

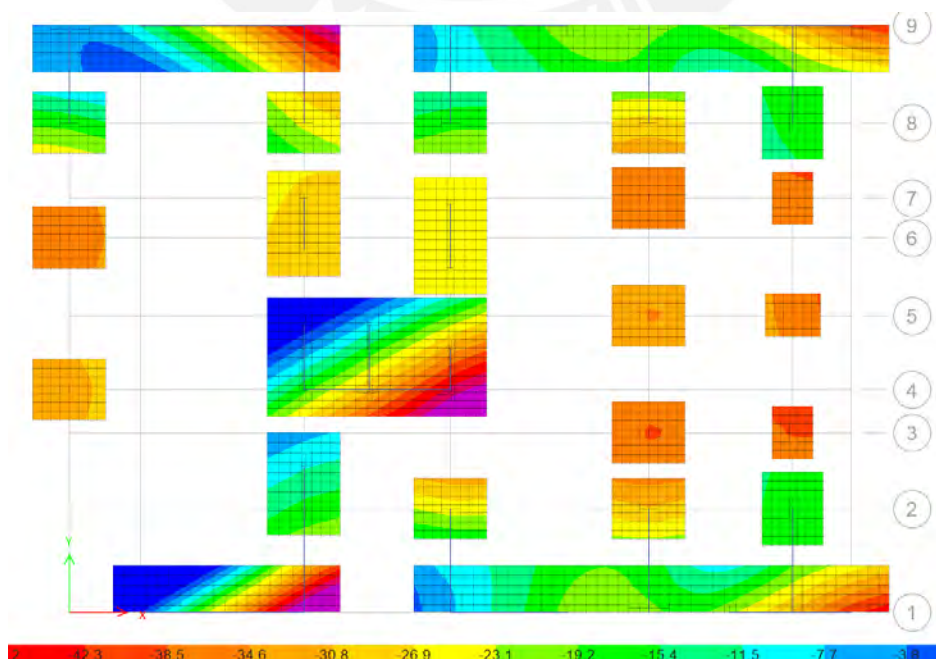


Tabla 66 Verificación de presiones admisibles CM+CV+0.8SX

σ (ton/m ²)	σ_{adm} (ton/m ²)	¿Cumple?
50.7	52	Sí

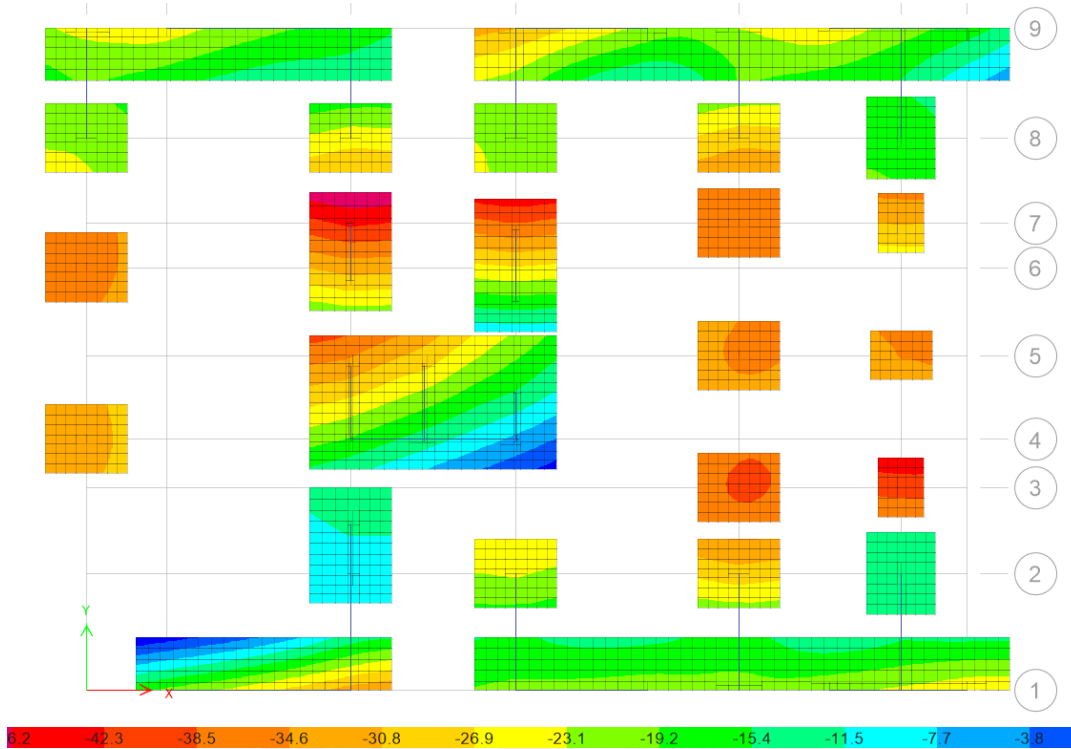


Figura 49 Presiones del suelo CM+CV+0.8SY

Tabla 67 Verificación de presiones admisibles CM+CV+0.8SY

σ (ton/m ²)	σ_{adm} (ton/m ²)	¿Cumple?
47.5	52	Sí

Como se muestra en la parte superior, la verificación por presiones admisibles cumple con el modelo realizado debido a que en la combinación de carga muerta más carga viva la presión es menor a 40 ton/m² y en el de que se le aumenta el sismo es menor a 52 ton/m².

8.3. DISEÑO POR CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

En estos diseños, al no poseer estribos de refuerzo capaces de tomar el esfuerzo cortante, dicho esfuerzo debe ser tomado en su totalidad por el peralte del elemento.

Para todas las zapatas aisladas se optará por usar un peralte de 0.60 m y este valor será mayor si el elemento lo requiere.

Para el diseño por cortante, se utilizarán las siguientes formulaciones:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53\sqrt{f'c} * b * d)$$

$$V_u = m * b * \sigma_u$$

Zapata aislada

Se muestra el procedimiento para realizar diseño de la zapata aislada que se encuentra debajo de la columna entre los ejes 5 y E. Para la zapata aislada, se tiene un esfuerzo de diseño “ σ_u ” de 53.00 ton/m² anteriormente calculado y un peralte de 0.6 m. Se muestra los resultados obtenidos para la zapata aislada, en la Tabla 68 se aprecia el valor de la cortante ultima, el valor de la cortante máxima y si cumple con la desigualdad presentada en la parte superior.

Tabla 68 Diseño por cortante de la zapata ubicada entre los ejes 5 y E

Vu (ton)	ϕV_c (ton)	Vu $\leq\phi V_c$
36.2	82.3	Cumple

Zapata conectada y combinada

Se muestra el procedimiento para realizar diseño de las zapatas combinadas y conectadas que se encuentran debajo de las placas y columnas que se encuentran en el eje 9 y entre los ejes G y D. Para las zapatas conectadas y conectadas, se tiene un esfuerzo de diseño “ σ_u ” 59.55 ton/m² y un peralte de 0.7 m. Se muestran los resultados obtenidos para las zapatas, en la Tabla 69 se aprecia el valor de la cortante ultima por metro, el valor de la cortante máxima por metro y si cumple con la desigualdad presentada en la parte superior.

Tabla 69 Diseño por cortante de la zapata conectada y combinada

Zapata	Vu (ton)	ϕV_c (ton)	Vu $\leq\phi V_c$
Combinada (h=0.70m)	35.73	45.70	Cumple
Conectada (h=0.60m)	36.17	82.26	Cumple

En el diseño por punzonamiento, se utilizarán las siguientes formulaciones:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = 0.85 * (1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d)$$

$$V_u = \sigma_u * (A - A_o)$$

$$b_o = 4d + 2(Dx + Dy)$$

$$A_o = (Dx + d) * (Dy + d)$$

Zapata aislada

Se muestra los resultados obtenidos para la zapata aislada, en la Tabla 70 se aprecia el valor de la cortante por punzonamiento ultima, el valor de la cortante por punzonamiento máxima y si cumple con la desigualdad presentada en la parte superior.

Tabla 70 Diseño por punzonamiento de la zapata ubicada entre los ejes 5 y E

Vu (ton)	ϕV_c (ton)	$V_u \leq \phi V_c$
221.93	329.03	Cumple

Zapata conectada y combinada

Se muestra los resultados obtenidos para las zapatas, en la Tabla 71 se aprecia el valor de la cortante por punzonamiento ultima, el valor de la cortante por punzonamiento máxima y si cumple con la desigualdad presentada en la parte superior.

Tabla 71 Diseño por punzonamiento de la zapata ubicada entre los ejes 9 y E

Vu (ton)	ϕV_c (ton)	$V_u \leq \phi V_c$
1060	1237.8	Cumple
294.0	329.0	Cumple

8.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

En este diseño, los momentos flectores serán tomados tanto por el concreto como así también por las varillas de refuerzo que se colocarán. Para zapatas, se considera una cuantía mínima de 0.0018 la cual se deberá cumplir.

Zapata aislada

La fórmula empleada para determinar el momento flector de la presente zapata aislada es la siguiente:

$$Mu = \frac{\sigma u * Volado^2 * B}{2}$$

Con un volado obtenido de 0.925 m y con un esfuerzo de diseño obtenido de 53 ton/m² se obtuvo la siguiente Tabla 72 donde se aprecia los momentos obtenidos el acero requerido, el acero colocado y el armado escogido para el presente elemento.

Tabla 72 Diseño por flexión de la zapata ubicada entre los ejes 5 y E

Dirección X		Dirección X	
Mu (ton*m)	47.61	Mu (ton*m)	56.68
As req. (cm2)	10.20	As req. (cm2)	10.20
As coloc. (cm2)	11.36	As coloc. (cm2)	11.36
Armado	3/4" @ 0.25 m	Armado	3/4" @ 0.25 m

Zapata conectada y combinada

Para la presente zapata, los momentos obtenidos, así como el acero requerido y el acero colocado se muestran en la Tabla 73.

Tabla 73 Diseño por flexión de la zapata combinada

Acero Inferior	
Mu (ton*m)	32.70
As coloc (cm2)	14.2
Armado	3/4" @ 0.20 m
Acero Superior	
Mu (ton*m)	17.33
As coloc (cm2)	3.22
Armado	1/2" @ 0.40 m

Para la otra dirección los resultados se muestran en la siguiente Tabla 74.

Tabla 74 Diseño por flexión de la zapata combinada

Acero Inferior	
Mu (ton*m)	0.50
As coloc (cm2)	14.2
Armado	3/4" @ 0.20 m
Acero Superior	
Mu (ton*m)	112.80
As coloc (cm2)	3.22
Armado	1/2" @ 0.40 m

8.5. ESQUEMA FINAL

Se muestra en la Figura 50 y Figura 51 el armado de cada una de estas zapatas anteriormente diseñadas.

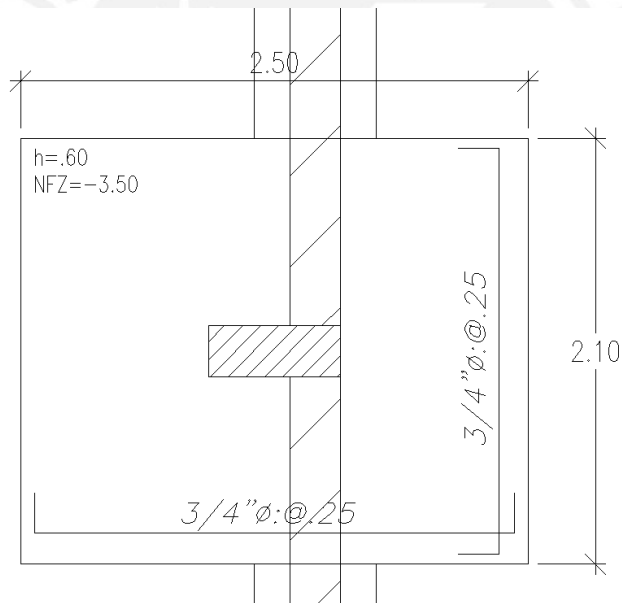


Figura 50 Armado de la zapata ubicada entre los ejes 5 y E

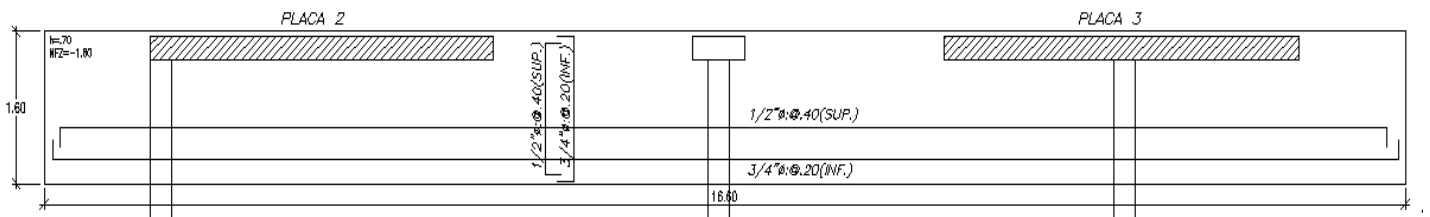


Figura 51 Armado de la zapata ubicada entre los ejes 9 y E

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En la tesis, se han realizado los objetivos propuestos inicialmente los cuales fueron realizar la estructuración de la edificación, realizar el análisis de la estructura y finalmente desarrollar el diseño de los elementos estructurales y plasmarlos en planos de detalle.

La estructuración se realizó teniendo en consideración las limitaciones arquitectónicas. Con estas limitaciones, se propuso una estructura con sistema de muros estructurales. Se plantearon grandes placas en ambas direcciones para dotar a la estructura de gran rigidez lateral y así controlar las deformaciones. También, se planteó una distribución simple y lo más simétrica posible con la finalidad que la estructura no se vea sometida a importantes efectos torsionales. Y finalmente, se consideró que toda la tabiquería estaría correctamente aislada de la estructura, de esta manera no teniendo en la torsión del edificio, concentración de esfuerzos, fractura de tabiques, columnas cortas, incrementos de las fuerzas sísmicas, etc.

El predimensionamiento de los diferentes elementos se realizó teniendo en cuenta diferentes recomendaciones. En las columnas se optó por utilizar su espesor de 25 cm y la otra dimensión de 65 cm lo cual fue una decisión acertada debido a que no se necesitó aumentar dicha área. Para las vigas se utilizó un espesor de 25 cm y un peralte de 55 cm este valor tuvo que ser aumentado para ciertos tramos cortos que se ubicaban entre placas. Los espesores de las placas en la dirección Y fueron de 25 cm, pero en la dirección X se utilizaron de 30 cm debido a la poca longitud de las placas en esa dirección y con la finalidad de aumentar la rigidez lateral en esa dirección. Finalmente, las losas se mantuvieron todas del mismo espesor de 20 cm tanto para macizas como para aligeradas.

En el análisis sísmico, se partió por asumir una estructuración regular en planta y en altura, esto se comprobó ya que se analizó la estructura y esta no presentaba ninguno de los diferentes casos de irregularidades que se presentan en diversas las estructuras como irregularidad torsional, piso blando, piso débil, esquina entrante, etc. Se analizó de manera estática la estructura, donde se obtuvo que para la dirección X la suma de las fuerzas de entrepisos y la cortante basal estática obtenida son equivalentes, con un valor de 693.88 ton ambas, sin embargo en la dirección Y estos valores son diferentes, de 386.27 ton y 514.08 ton, debido a la suma de fuerzas de

entrepisos se ven afectadas por el valor de “k” que es un exponente que tiene relación con el periodo fundamental de vibración de la estructura que en este caso es mayor a 0.5 teniendo un valor de 0.79. Así mismo, también se realizó un análisis dinámico modal espectral con la ayuda de un espectro de pseudoaceleraciones, con este procedimiento se obtuvieron periodos para las direcciones X y Y de 0.44 s y 0.79 s. Estos valores fueron comparados con los periodos obtenidos del análisis traslacional de 0.51 s y 80 s, acá se pudo comprobar que los valores se asemejan bastante y guardan cierta relación entre sí, por lo que se comprobó que los valores obtenidos del análisis dinámico fueron correctos. También, se comprobó que la edificación cumplía la limitación de derivas de 0.007 en ambas direcciones, cabe mencionar que las derivas y desplazamientos en la dirección X fueron controladas mejor ya que la arquitectura permitió colocar mayores longitudes de placas en dicha dirección.

En el diseño de vigas, el predimensionamiento escogido de 0.25m x 0.55m fue utilizado casi en la mayoría de ejes, esta sección fue variada por peraltes mayores en ciertos ejes debido a la sollicitaciones presentes en dichas vigas, en estos casos se optó por aumentar a un peralte de 0.60m y .65m. El refuerzo utilizado para las vigas fue variable, por ello, el promedio del porcentaje de este refuerzo respecto al refuerzo máximo de la sección es del 34.9%.

En las columnas se utilizó una sección de 0.30m x 0.65m y con un concreto de resistencia $f'c = 280\text{kg/cm}^2$ se contó con cuantías comprendidas entre un rango de 1.28% y 3.13% para los primeros 3 pisos, comprendidas ambas dentro del 1% y 6% que establece la norma. Para los pisos superiores restantes se optó por utilizar cuantías iguales de 1.28% para todas las columnas.

Par el caso de placas, se utilizaron cuantías comprendidas entre un rango de 0.56 % y 1.08%. En estos muros de concreto, se optó por utilizar núcleos confinados en los extremos aun cuando en alguno de estos elementos no era necesario contar con dichos núcleos.

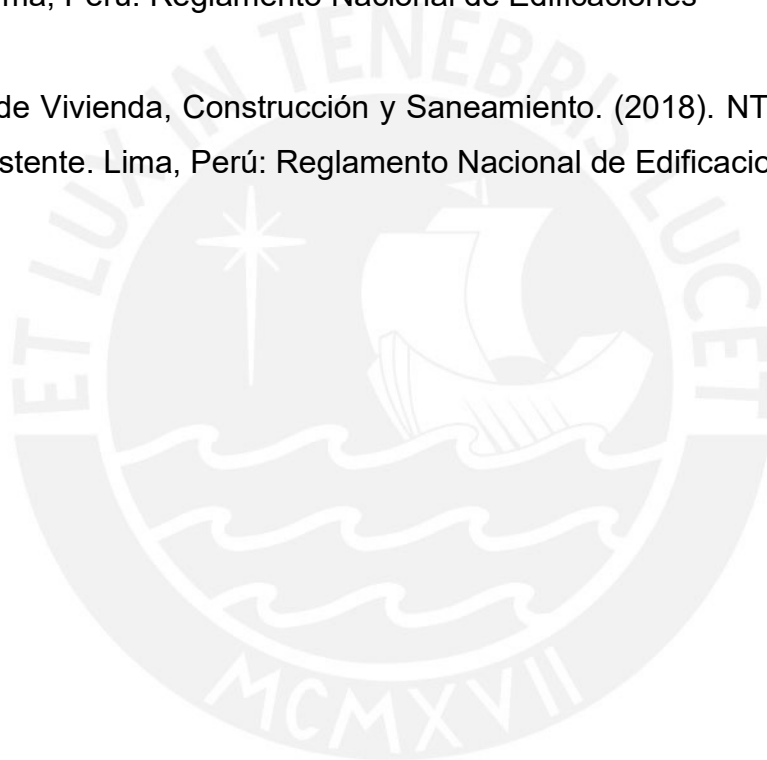
Y finalmente para las cimentaciones, se utilizó un proceso iterativo, se utilizó zapatas combinadas, zapatas aisladas y zapatas conectadas para logra el mejor desempeño de esta ya que debido al límite de propiedad las zapatas en los extremos, que soportaban las placas más grandes eran excéntricas, provocando así grandes momentos volcantes.

En conclusión, los diferentes pasos y procedimientos realizados en la presente tesis, llevaron a una correcta realización del diseño en concreto armado del presente edificio multifamiliar de 7 pisos, siempre teniendo en consideración los diferentes criterios y normas utilizados en nuestro país. Con esto, se pudo también, realizar el detallado de los planos los cuales muestran detalles importantes y requeridos a la hora del diseño.



BIBLIOGRAFÍA

- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). NTE E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones



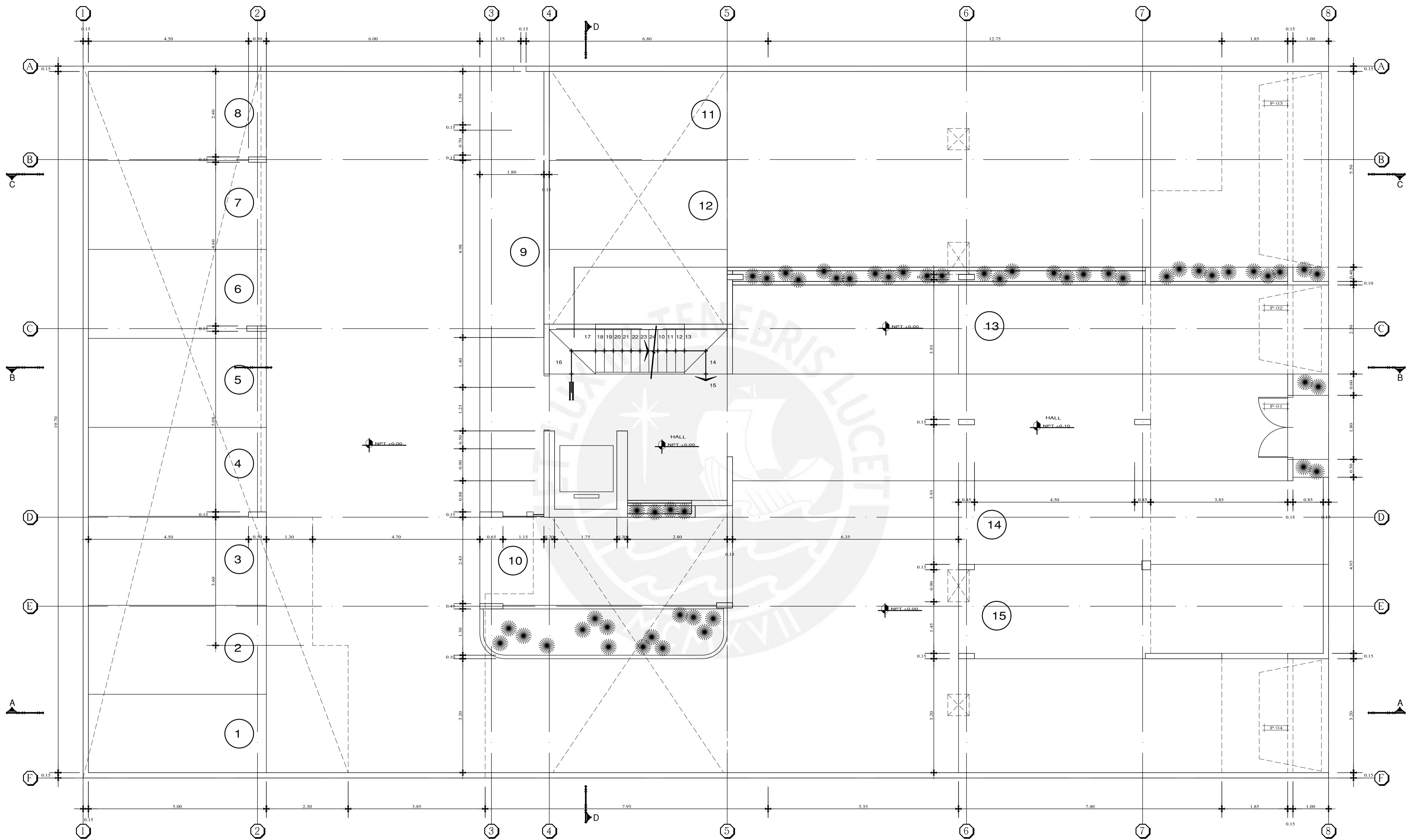
ANEXOS

PLANOS ARQUITECTURA

- Planta distribución primer piso (A-01)
- Planta distribución típica (A-02)
- Plata distribución techo (A-03)
- Detalles de arquitectura (A-04)
- Corte A-A (A-05)
- Corte B-B (A-06)
- Corte C-C (A-07)
- Corte D-D (A-08)
- Elevación principal (A-09)

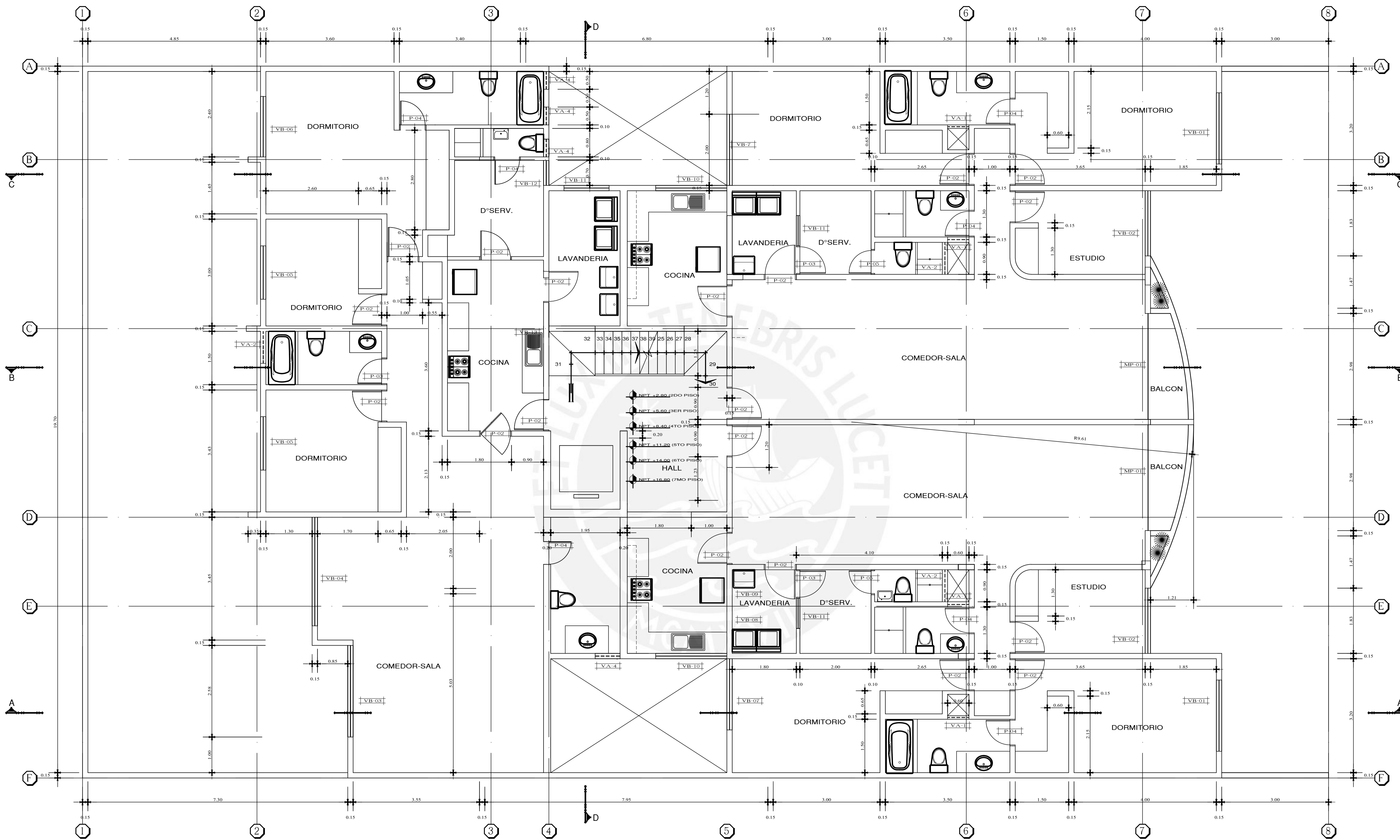
PLANOS ESTRUCTURAS

- Cimentaciones (E-01)
- Cimentaciones (E-02)
- Planta encofrado típico (E-03)
- Planta encofrado azotea y cuarto de máquinas (E-04)
- Vigas 1 (E-05)
- Vigas 2 (E-06)
- Columnas, placas y escaleras (E-07)
- Columnas, placas y escaleras (E-08)
- Detalles generales 1 (E-09)
- Detalles generales 2 (E-10)



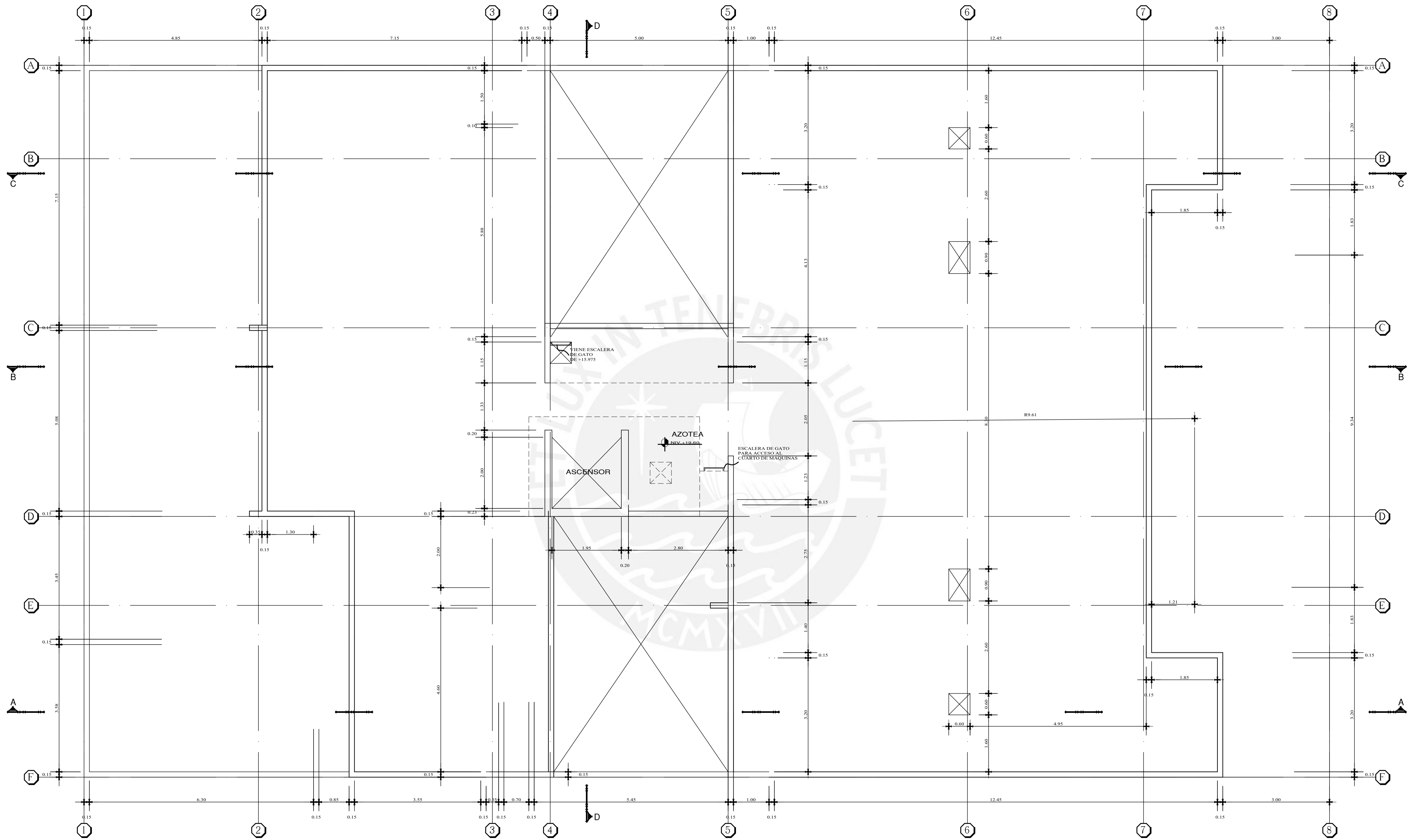
CUADRO DE VANOS			
CLAVE	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR
P-01	1.80	2.30	---
P-02	2.50	2.40	---
P-03	5.50	2.40	---
P-04	3.20	2.40	---

ARQUITECTURA				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : PLANTA DISTRIBUCION PRIMER PISO				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/50	A-01



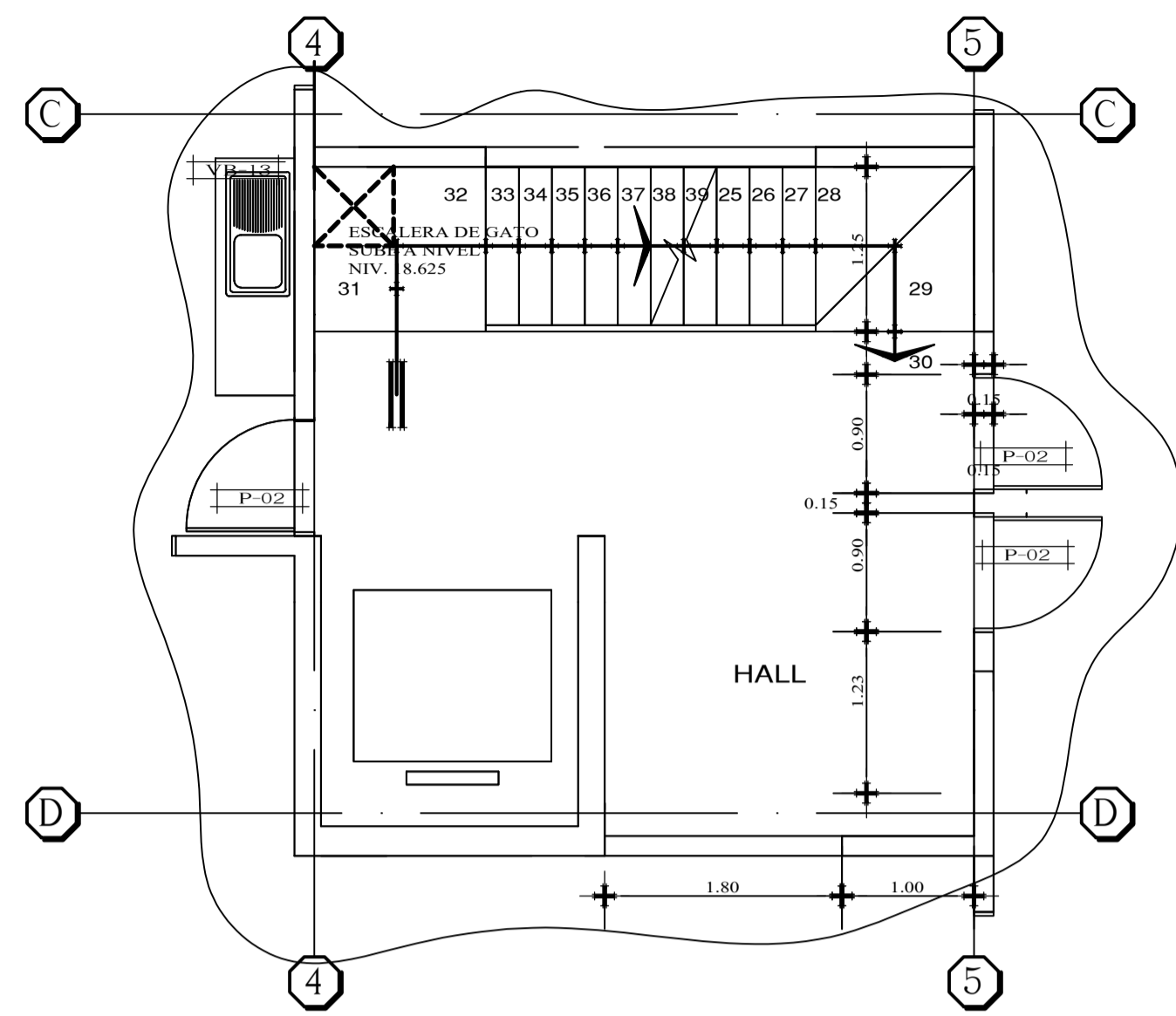
PLANTA TIPICA

ARQUITECTURA				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : PLANTA DISTRIBUCION TIPICA				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/50	A-02



PLANO DE TECHO

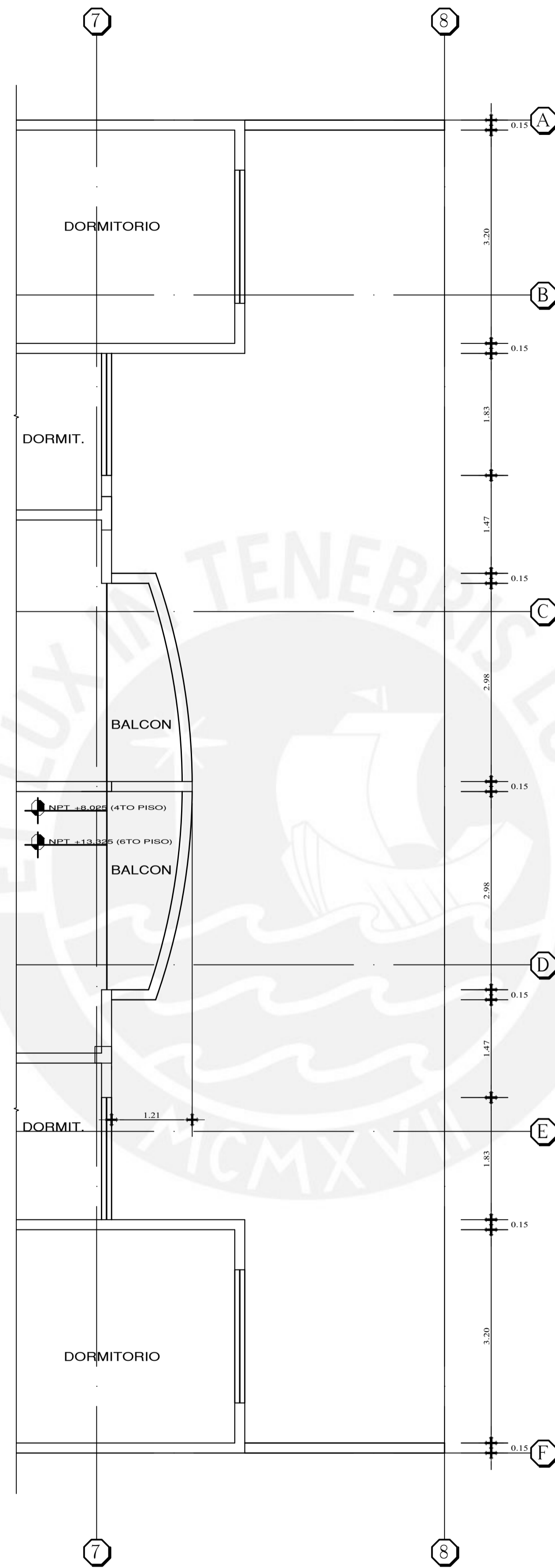
ARQUITECTURA				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : PLANTA DISTRIBUCION TECHO				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/50	A-03



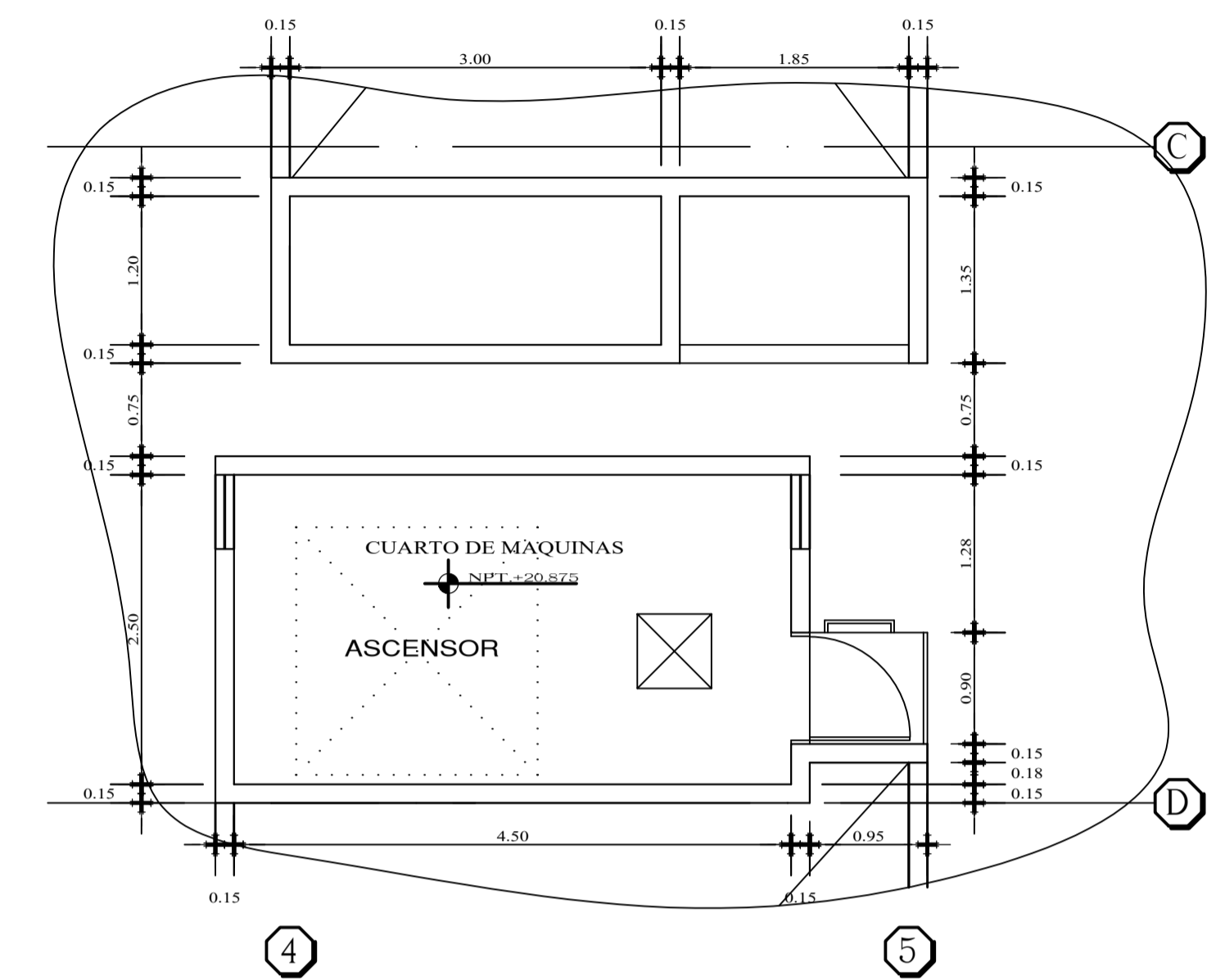
LLEGADA ESCALERA (7^{ma} PLANTA)

CUADRO DE VANOS			
CLAVE	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR
P-01	1.00	2.40	---
P-02	0.90	2.10	---
P-03	0.80	2.10	---
P-04	0.75	2.10	---
P-05	0.70	2.10	---
MP-01	2.975	2.40	---
VB-01	2.00	1.90	0.50
VB-02	1.83	1.90	0.50
VB-03	2.58	1.50	0.90
VB-04	3.05	1.50	0.90
VB-05	1.50	1.50	0.90
VB-06	1.70	1.50	0.90
VB-07	2.00	1.50	0.90
VB-08	1.25	1.30	1.10
VB-09	0.95	1.30	1.10
VB-10	1.65	1.30	1.10
VB-11	0.85	1.20	0.90
VB-12	1.15	0.90	1.50
VB-13	0.98	1.30	1.10
VB-14	1.80	1.50	0.90
VB-15	0.80	1.50	0.90
VA-01	0.60	0.50	1.90
VA-02	0.90	0.50	1.90
VA-03	0.70	0.50	1.90
VA-04	0.50	0.50	1.90

CUADRO DE VANOS PLANTA TIPICA

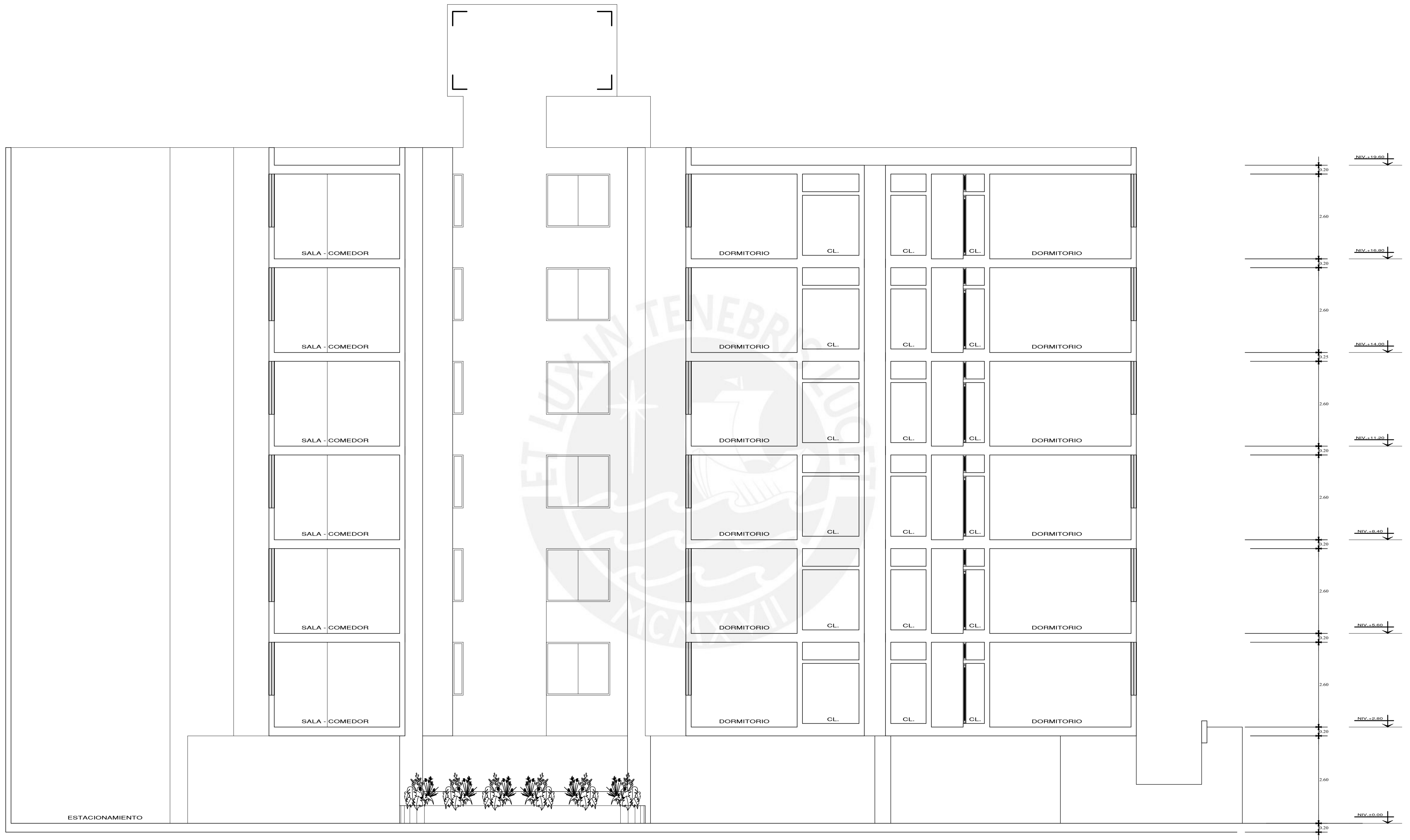


VARIANTE FACHADA (4^{ta} Y 6^{ta} PLANTA)



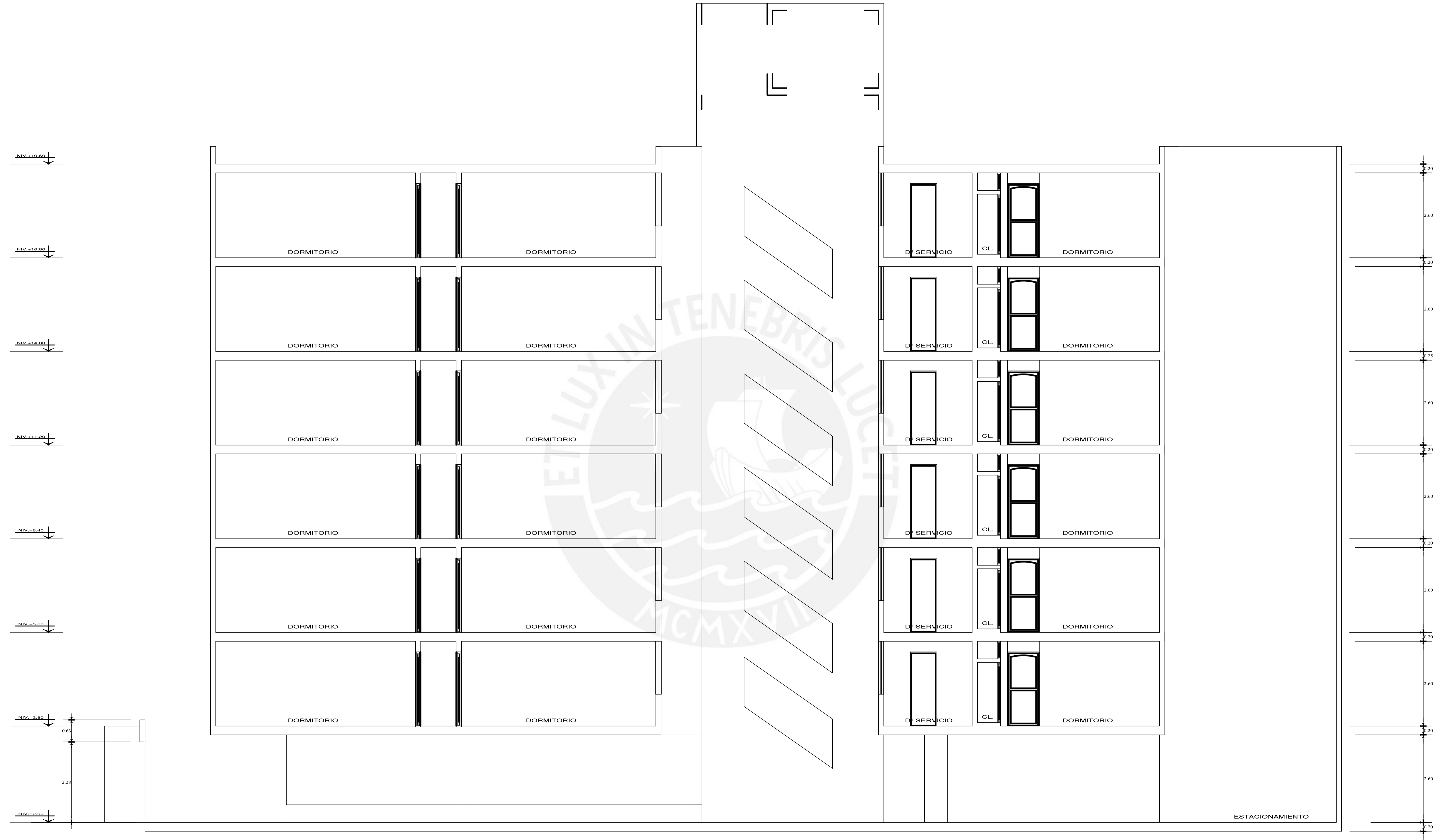
DETALLE DE ASCENSOR

ARQUITECTURA				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : DETALLES DE ARQUITECTURA				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/50	A-04



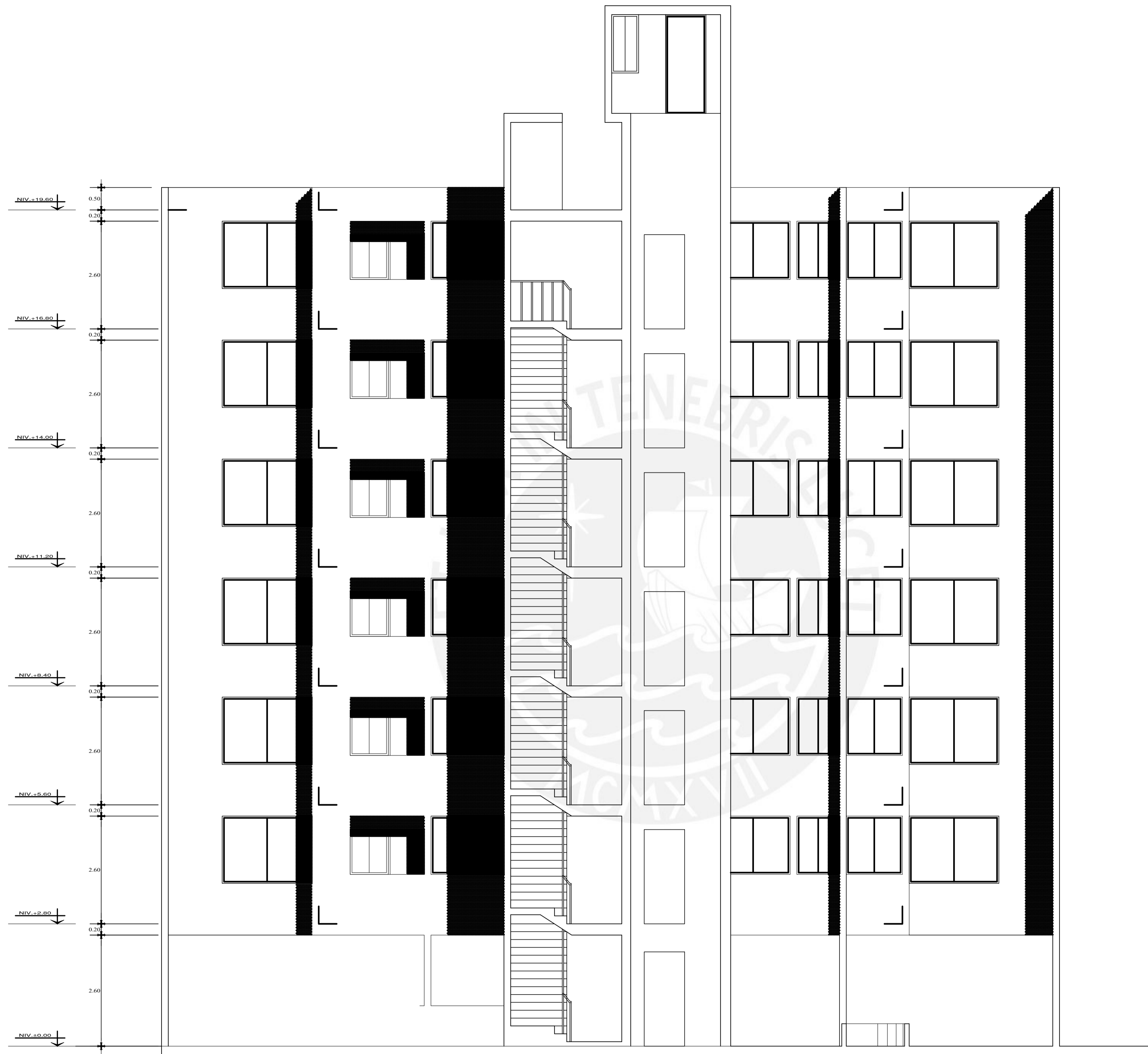
CORTE A - A

ARQUITECTURA				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : CORTE A-A				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/50	A-05



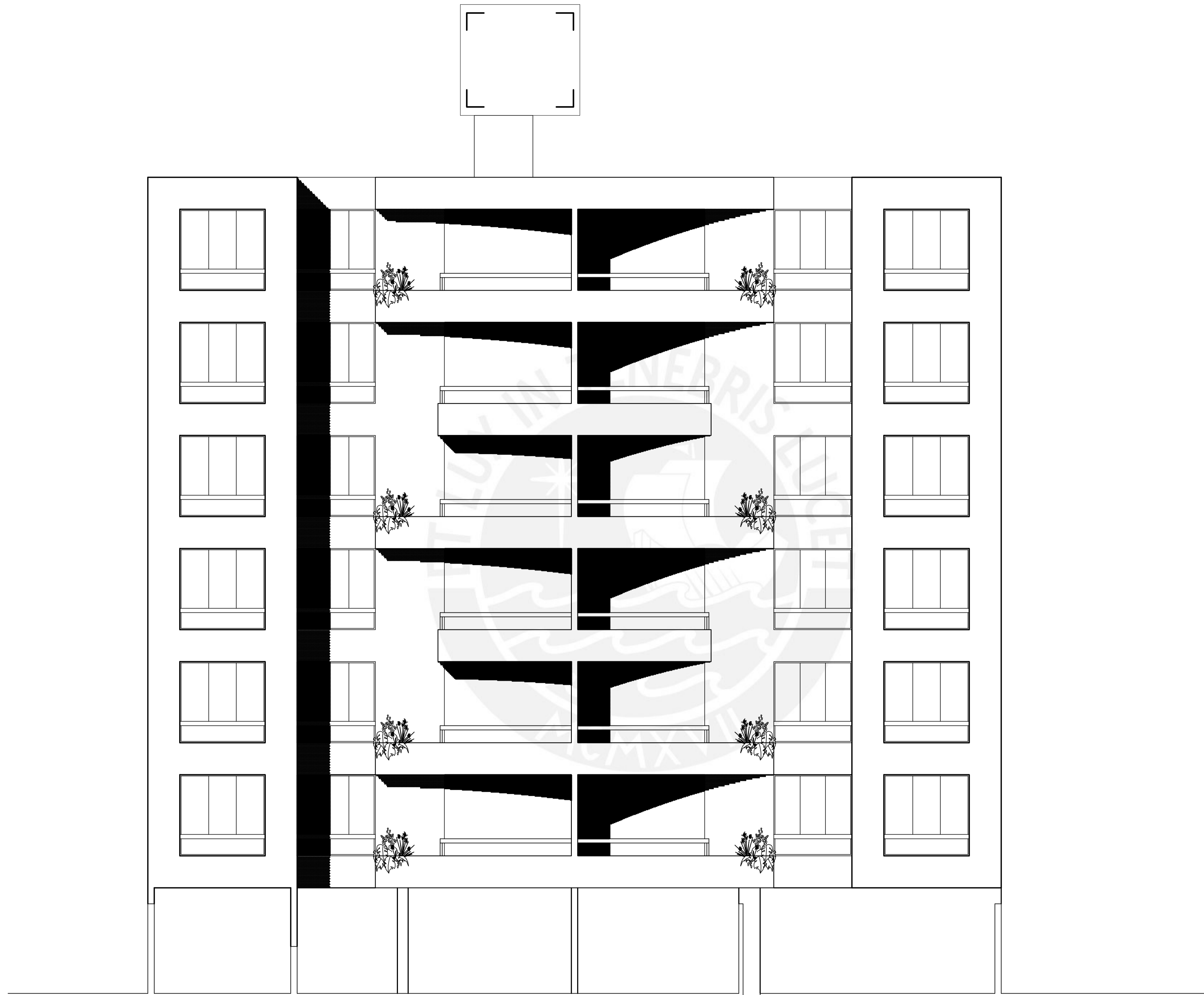
CORTE C - C

ARQUITECTURA				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : CORTE C-C				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/50	A-07



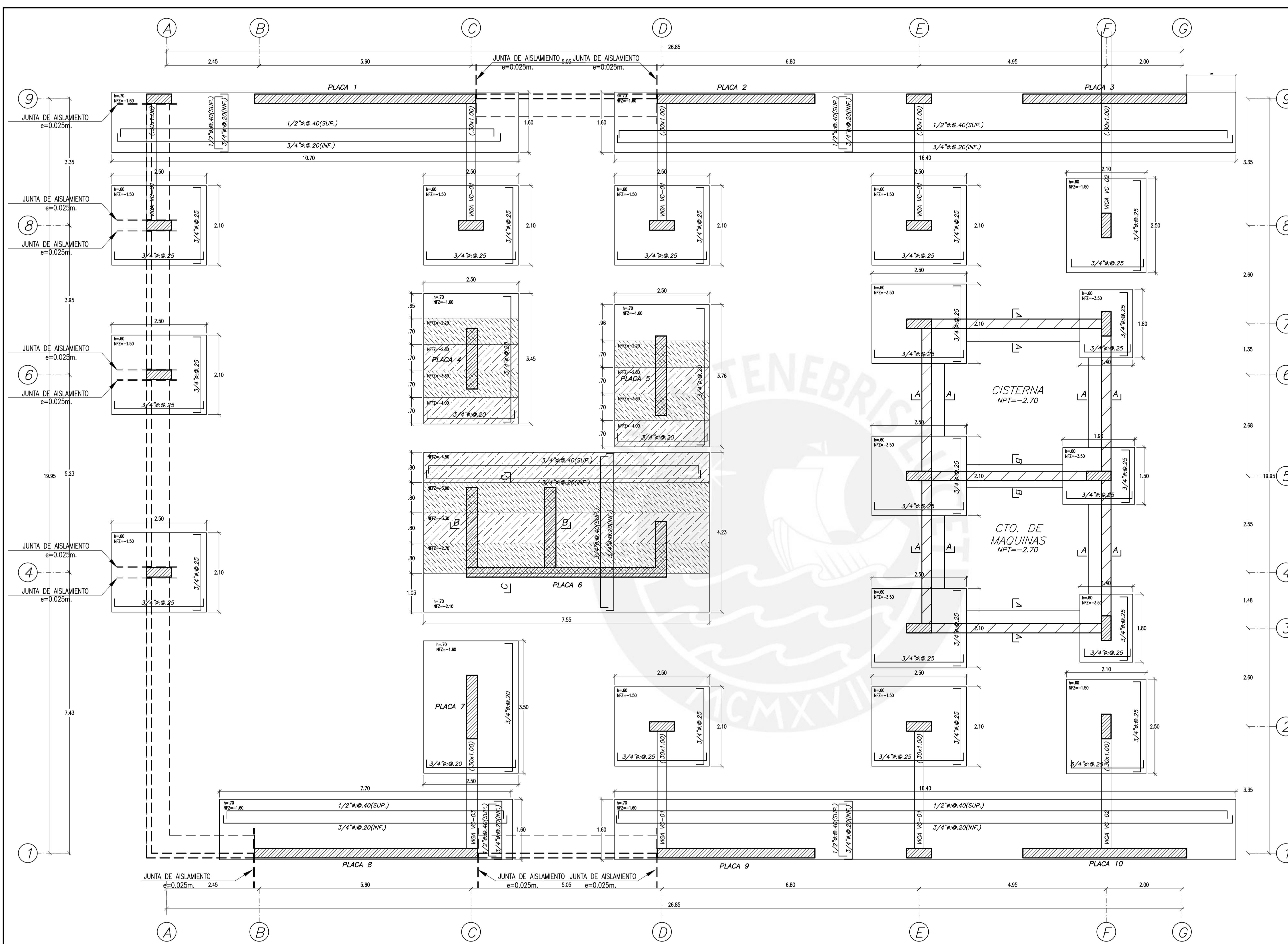
CORTE D - D

ARQUITECTURA				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCTREO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : CODTE D-D				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/50	A-08



ELEVACION PRINCIPAL

ARQUITECTURA				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : ELEVACION PRINCIPAL				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/50	A-09



PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 - MUROS ESTRUCTURALES (X-X)
 - MUROS ESTRUCTURALES (Y-Y)

b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA:
 - FACTOR DE ZONA (ZONA 4): $Z=0.45$
 - FACTOR DE SUELO (TIPO S1): $S=1.00$
 - FACTOR DE USO (CAT.C): $U=1.00$
 - FACTOR DE REDUCCIÓN X-X: $R_x=6$
 - FACTOR DE REDUCCIÓN Y-Y: $R_y=6$
 - FACTOR DE IRREGULARIDAD: $I_a=1.00$ (REGULAR)
 $I_p=1.00$ (REGULAR)

c) PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN:
 - DIRECCIÓN X-X: $T=0.437$ s
 - DIRECCIÓN Y-Y: $T=0.785$ s

d) CORTANTE BASAL DE DISEÑO:
 - DIRECCIÓN X-X: $V=555$ ton
 - DIRECCIÓN Y-Y: $V=315$ ton

e) DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL:
 - DIRECCIÓN X-X: $D=6.2$ cm
 - DIRECCIÓN Y-Y: $D=11.1$ cm

f) DERIVAS MÁXIMAS:
 - DIRECCIÓN X-X: $df=0.0037$
 - DIRECCIÓN Y-Y: $df=0.0067$
 - MÁXIMA PERMITIDA: $df=0.0070$

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CEMENTO
 - CEMENTO PORTLAND TIPO II

CONCRETO ARMADO
 - CIMENTACIÓN: $f_c=210$ kg/cm²
 - COLUMNAS, MUROS Y PLACAS: $f_c=280$ kg/cm²
 - LOSAS Y VIGAS: $f_c=210$ kg/cm² (RELACION $\alpha/c=45$)

ACERO DE REFUERZO
 - BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615: $f_y=4200$ kg/cm²

CONCRETO SIMPLE
 - SOLADO: $f_c=100$ kg/cm²

ALBAÑILERÍA (TABICUERÍA)
 - LADRILLO TIPO IV (K 18 HUECOS): $f_m=65$ kg/cm²
 - MORTERO TIPO P2: MEZCLA 1:4 (CEMENTO-ARENA)
 - CONEXIÓN DENTADA A COLUMNETAS: MIN 5.0 cm
 - JUNTA ENTRE HILADAS: 1.0 cm

RECURSIVOS
 - ZAPATAS: 7.0 cm
 - COLUMNAS, MUROS, PLACAS Y VIGAS PERALTADAS: 4.0 cm
 - COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS (es.15): 2.5 cm
 - LOSAS, VIGUETAS DE TECHO Y VIGAS CHATAS: 2.0 cm

CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

SEGÚN EL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL ING. RONALD AVILA PAREJA CON CIP 221333:

- TIPO DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS, CONECTADAS Y/O CIMENTOS CORRIDOS
 - ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN: GRAVA ARENOSA MEDIANAMENTE DENSA

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN:
 - PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: 1.50 m
 - PRESIÓN ADMISIBLE: 4.00 kg/cm²
 - FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: 3.0

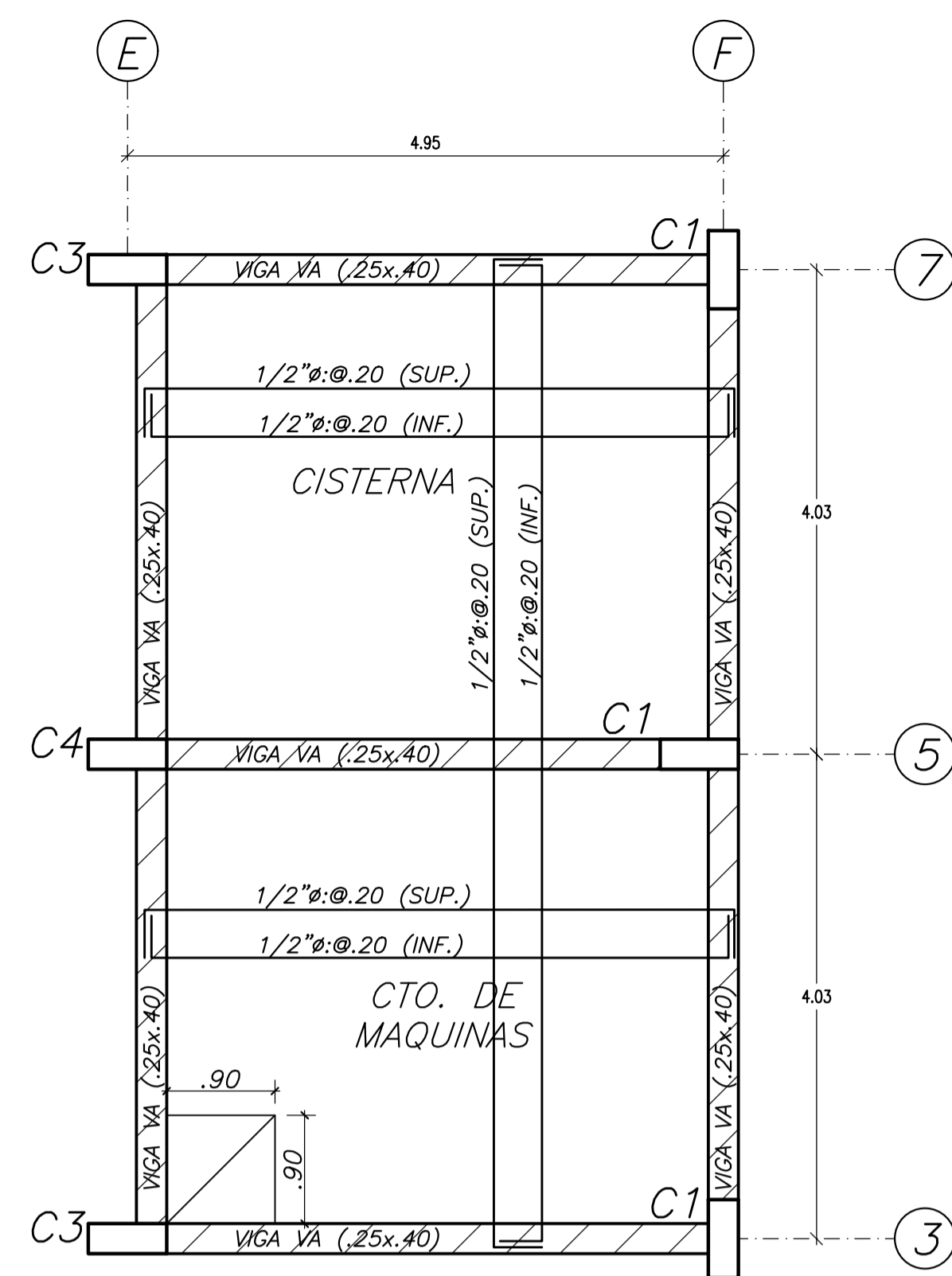
PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO:
 - ZONA SÍSMICA: ZONA 4
 - TIPO DE PERFIL DEL SUELO: SUELO TIPO S1
 - FACTOR DEL SUELO (S): 1.00
 - PERIODO T_p (s): 0.4
 - PERIODO T_l (s): 2.5
 - AGRESIVIDAD DEL SUELO: MODERADO DE SALES
 - NAPA FREÁTICA: NO DETECTADA

IMPERMEABILIZACIÓN PARA LA CISTERNA

- TARRAJEO CON MORTERO MÁS ADITIVO HIDRÓFUO EN LOS PISOS, MUROS Y TECHOS. LA PROPORCIÓN DEL MORTERO ES CEMENTO:ARENA: 1:4 Y LA PROPORCIÓN DEL ADITIVO SIKKA-1 ES DE 1 KG/BOLSA DE CEMENTO. EL CEMENTO ES PORTLAND TIPO I.
 - TARRAJEO CON 3 CM DE ESPESOR Y BOLEO DE 3CM DE RADIO EN TODAS LAS ESQUINAS.

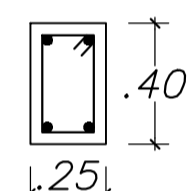
PLANTA DE CIMENTACION
 ESC. 1/100

ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : CIMENTACIONES				FECHA OCTUBRE 2022
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA INDICADA	E-01

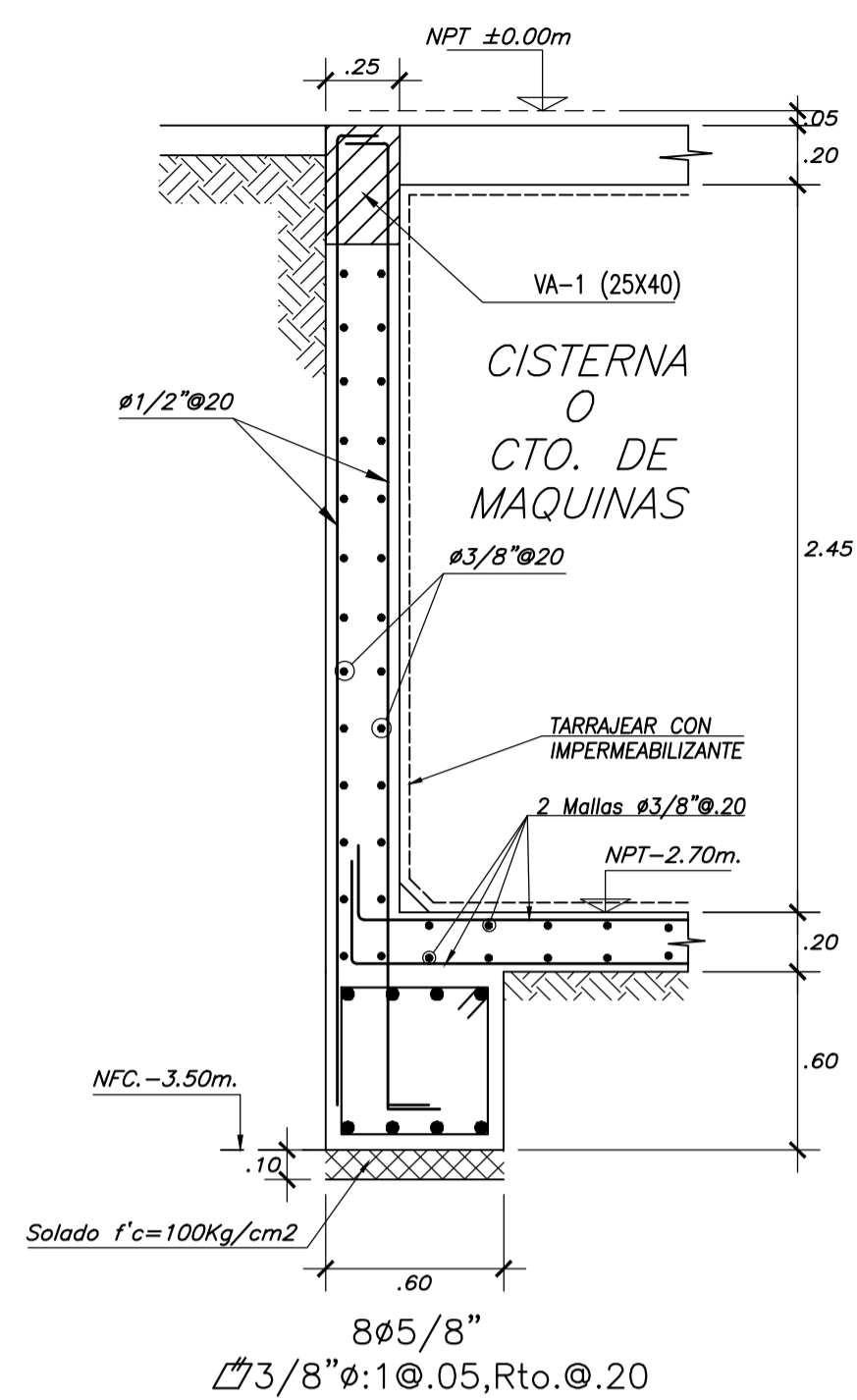


ENCOFRADO CISTERNA (NPT +0.00)

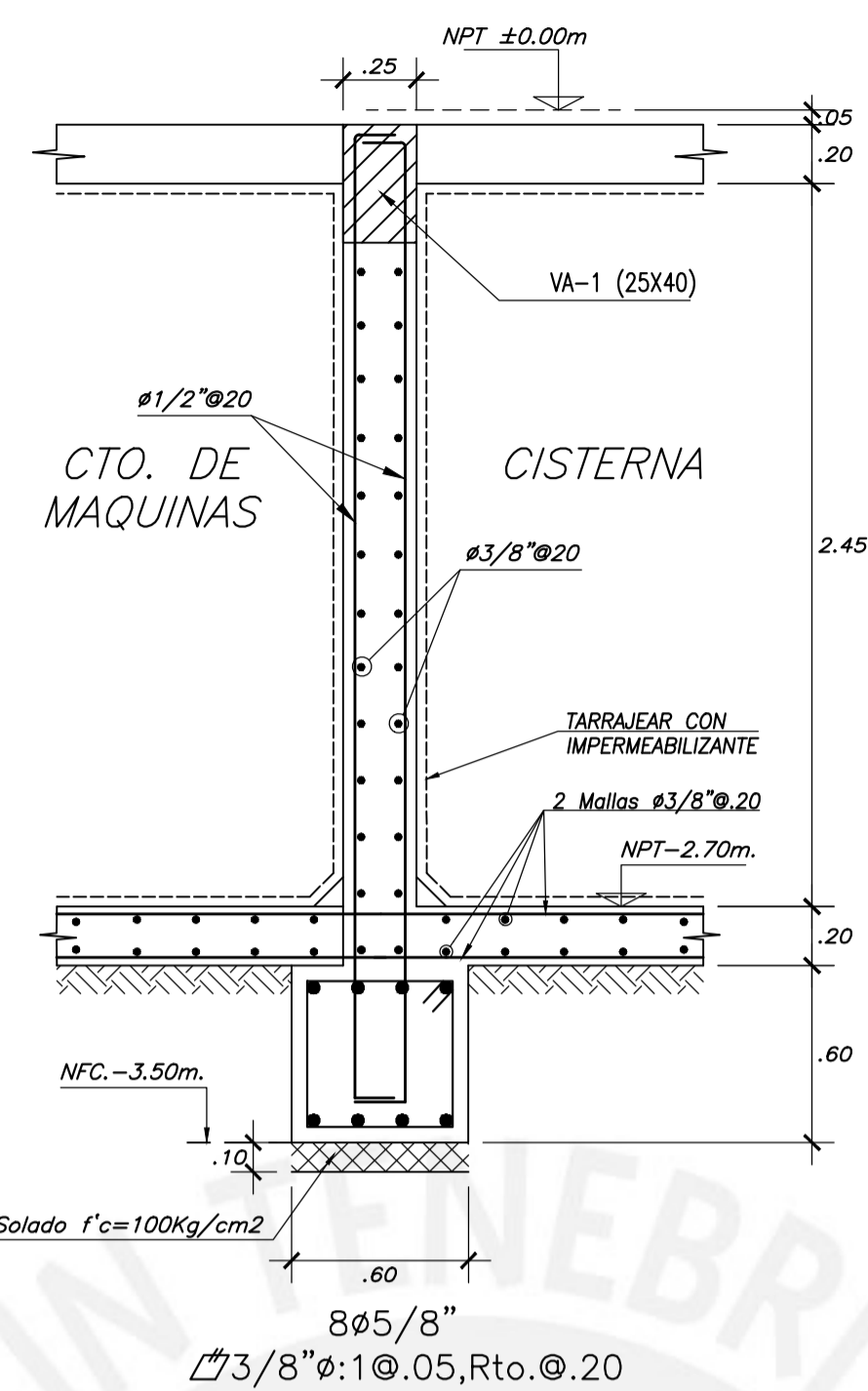
LOSA MACIZA h=0.20m
ESC. 1/100



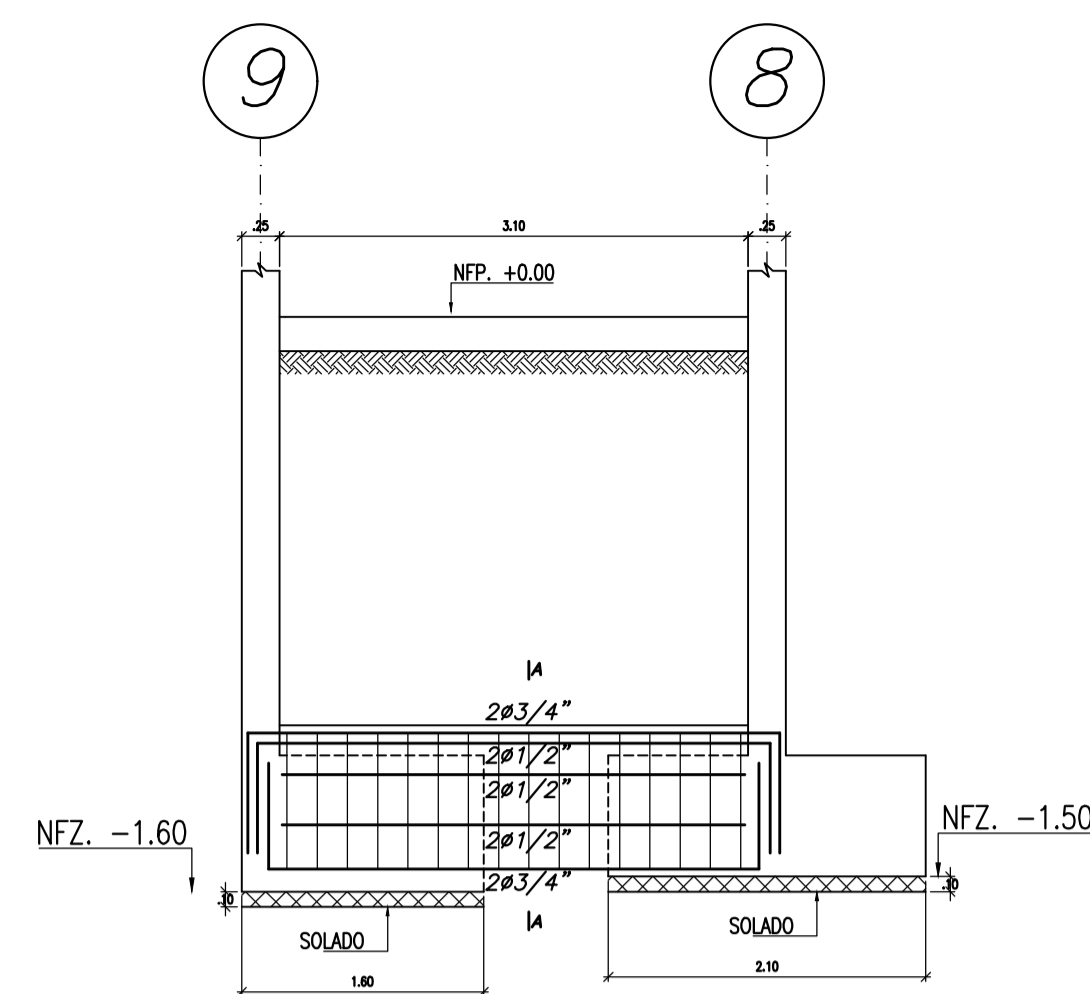
4ø5/8"
ø3/8" @ 0.05, Rto. @ 20
VA(0.25x0.40)
ESC. 1/25



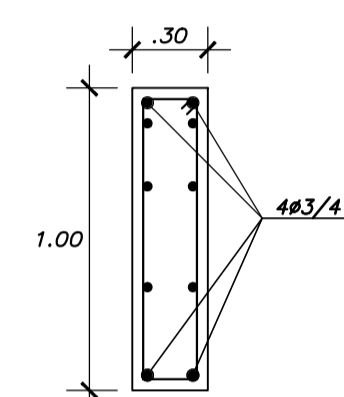
SECCIÓN A-A
ESC. 1/50



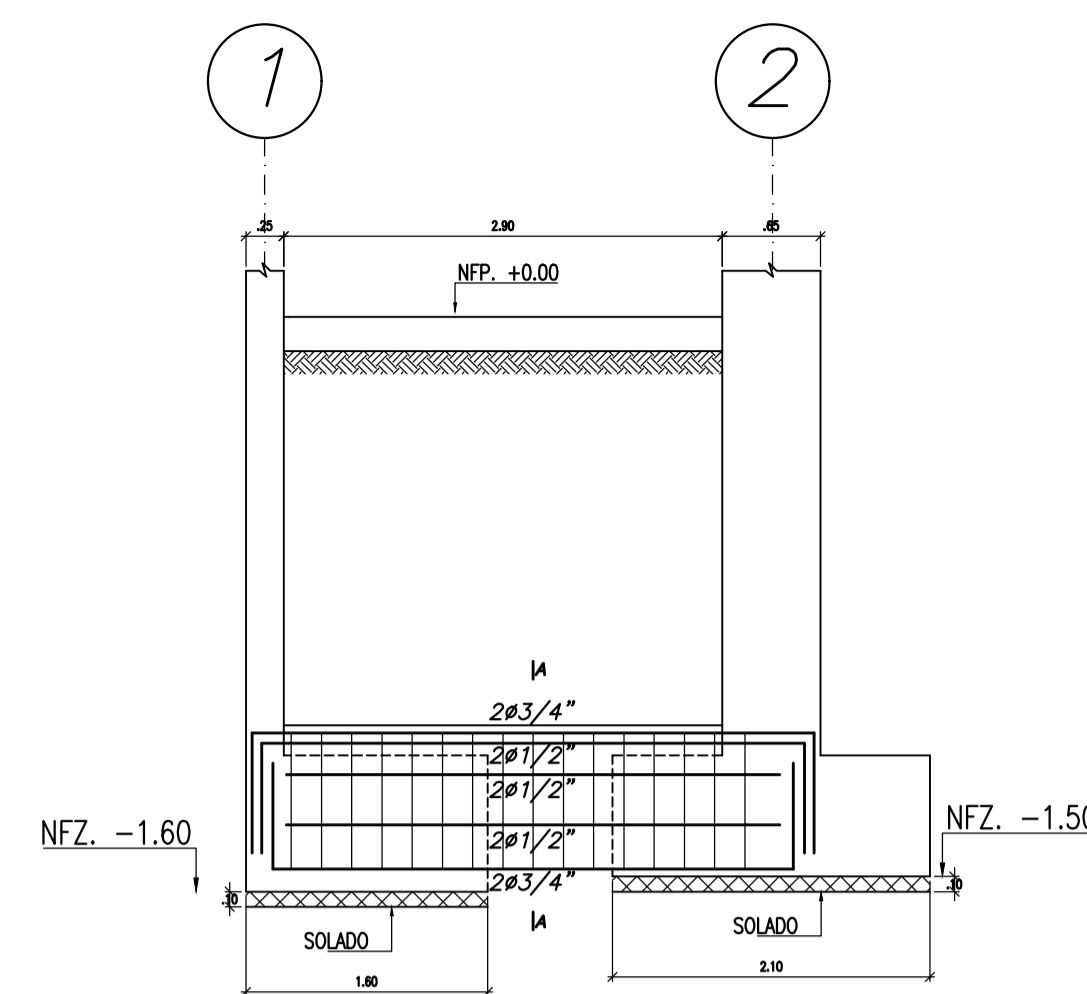
SECCIÓN B-B
ESC. 1/50



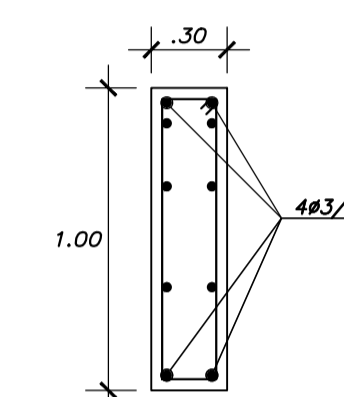
VIGA VC-01 (.30x1.00)
ESC. 1/100



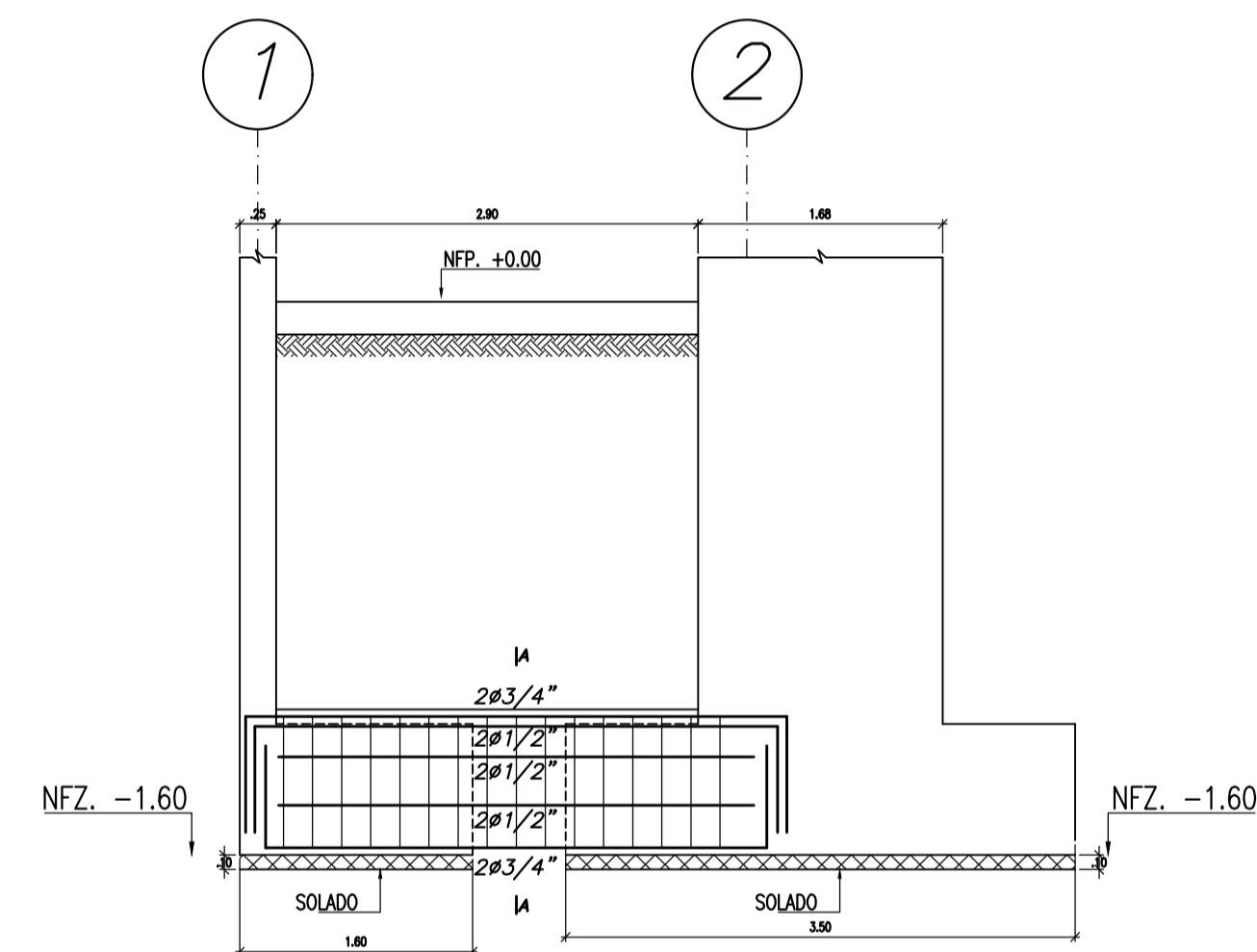
4ø3/4" + 6ø1/2"
ø3/8" @ 0.20
VC-01 (A-A)
ESC. 1/50



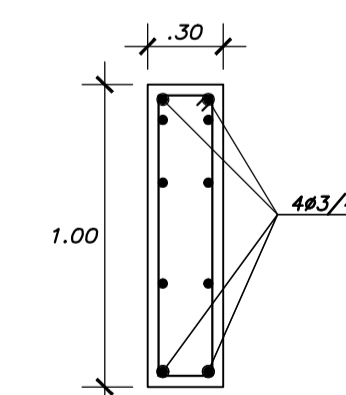
VIGA VC-02 (.30x1.00)
ESC. 1/100



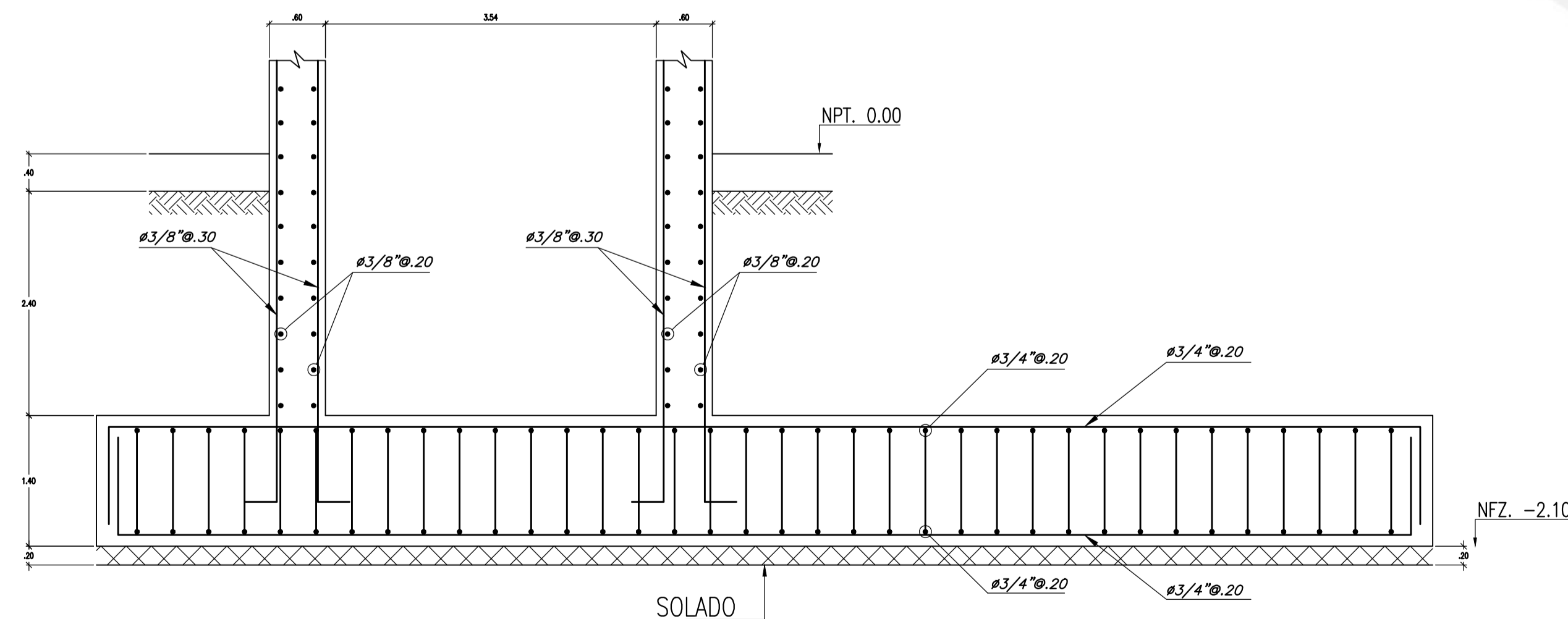
4ø3/4" + 6ø1/2"
ø3/8" @ 0.20
VC-02 (A-A)
ESC. 1/50



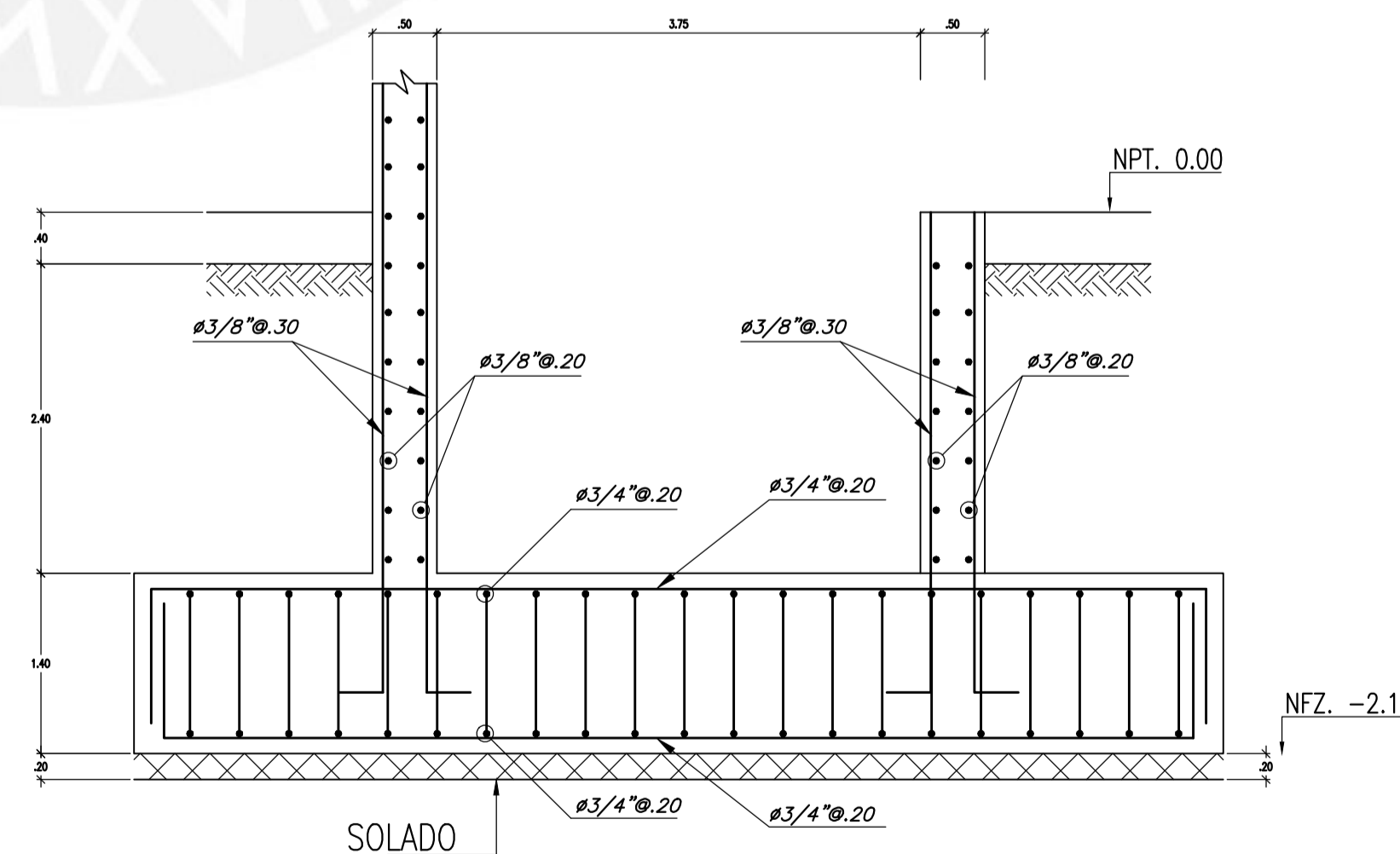
VIGA VC-02 (.30x1.00)
ESC. 1/100



4ø3/4" + 6ø1/2"
ø3/8" @ 0.20
VC-02 (A-A)
ESC. 1/50

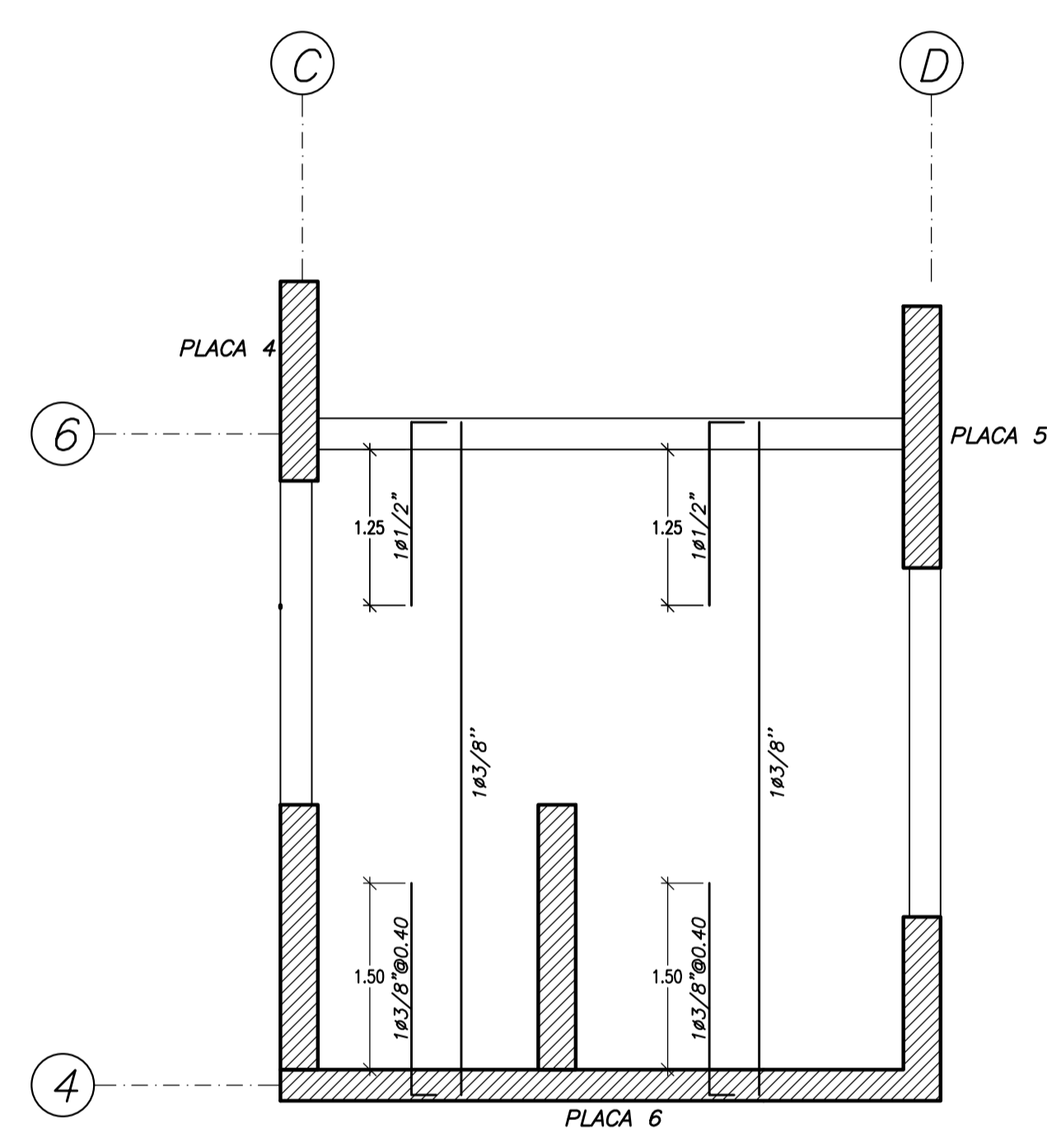
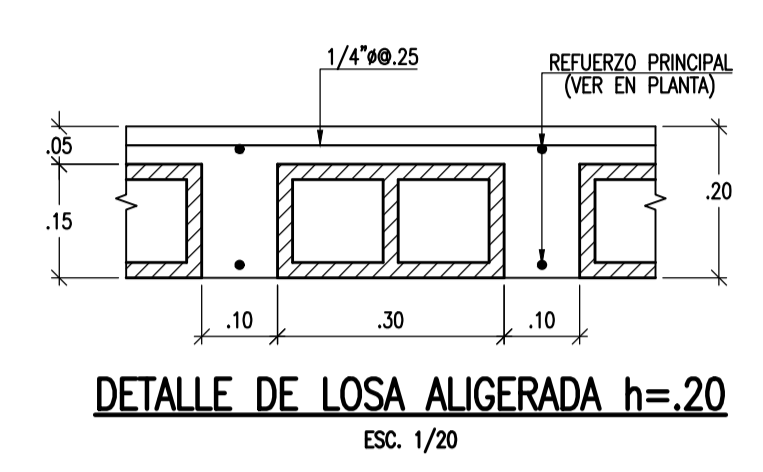
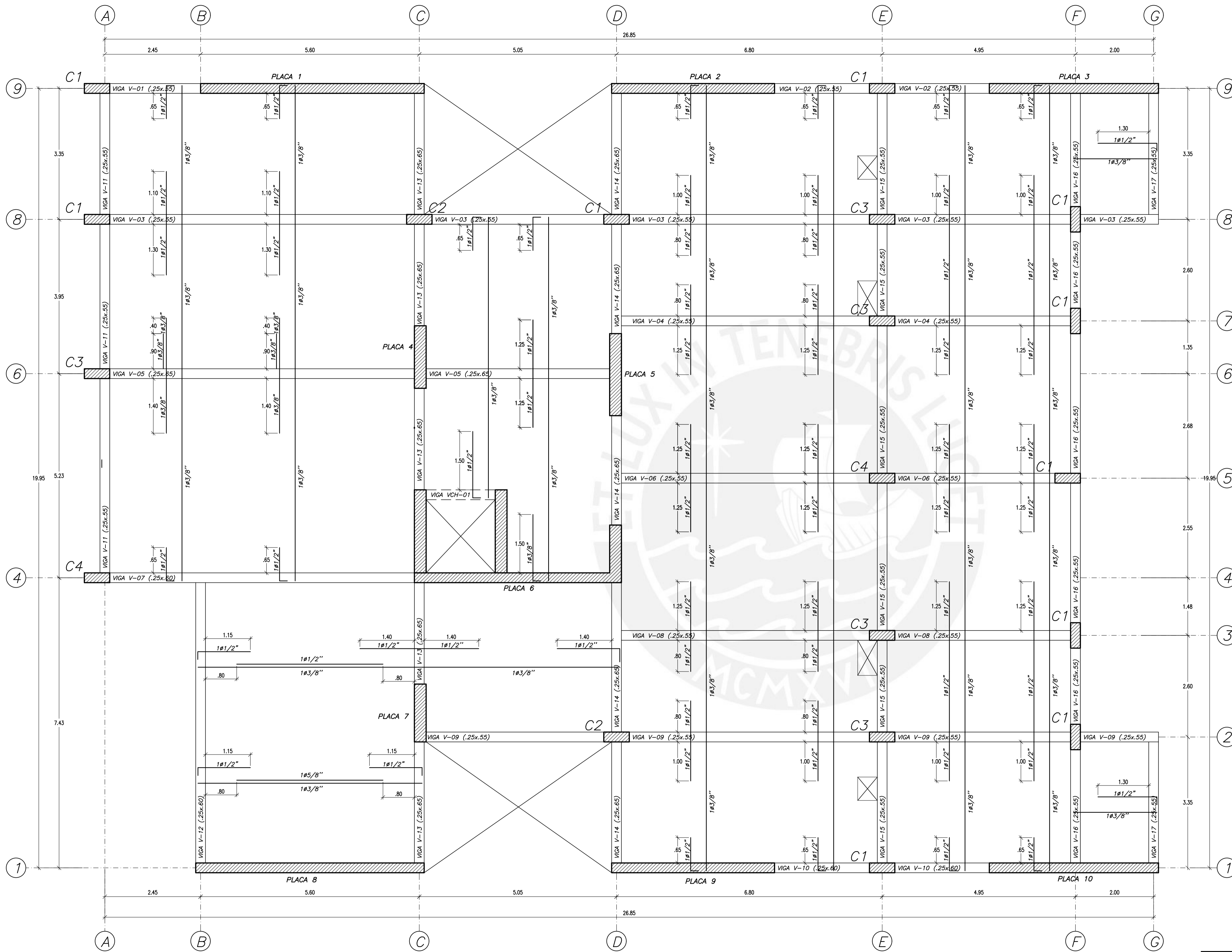


CIMENTACION DEL MONTACARGA
CORTE B-B
ESC. 1/50



CIMENTACION DEL MONTACARGA
CORTE C-C
ESC. 1/50

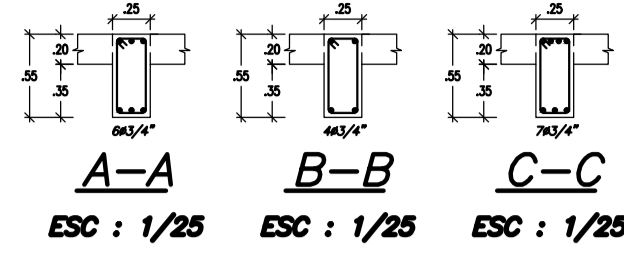
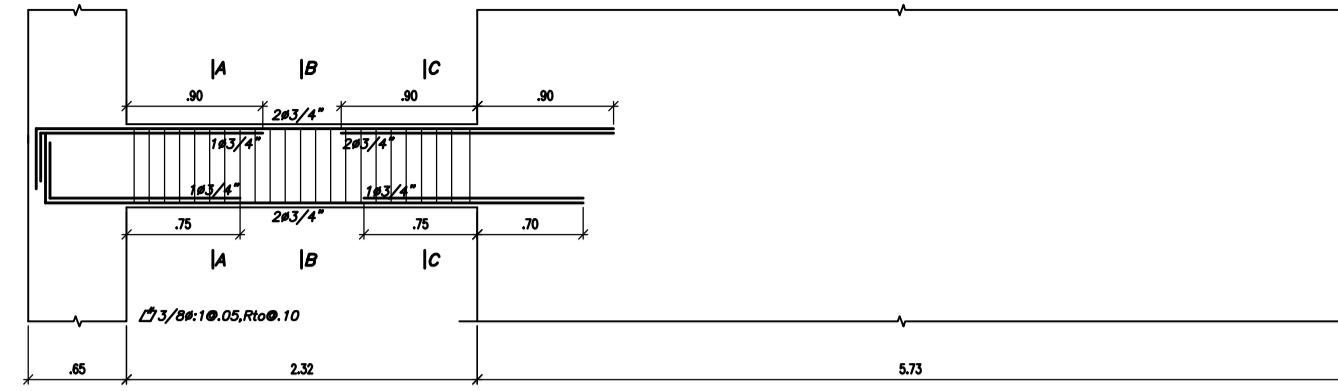
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : CIMENTACIONES				FECHA OCTUBRE 2022
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA INDICADA	E-02



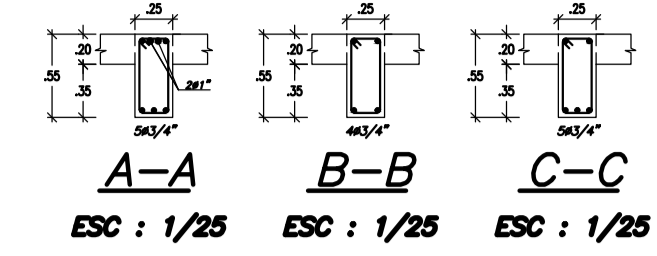
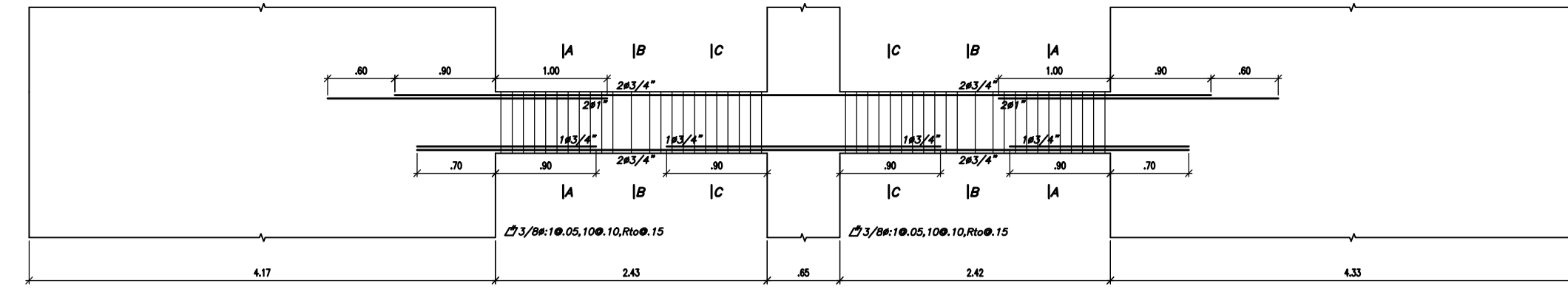
ENCOFRADO AZOTEA
 (NFP +19.60)
 SOBRECARGA (S/C)=100 kg/m²
 □ ALIGERADO h=20m

ENCOFRADO CTO. DE MAQUINAS
 (NFP +22.40)
 SOBRECARGA (S/C)=100 kg/m²
 □ ALIGERADO h=20m

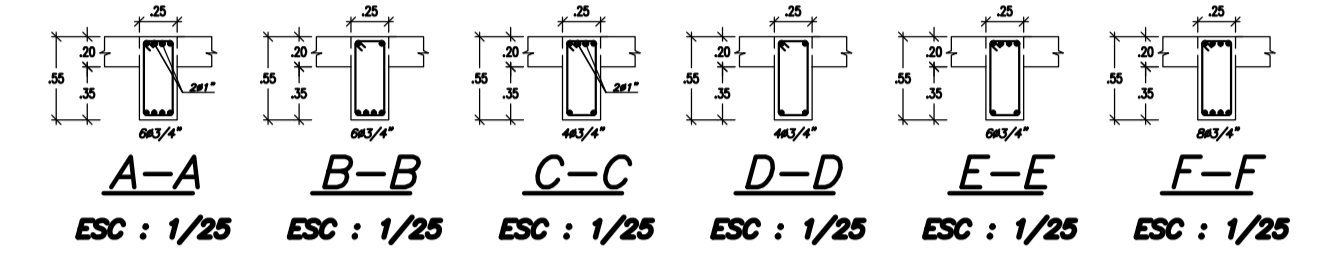
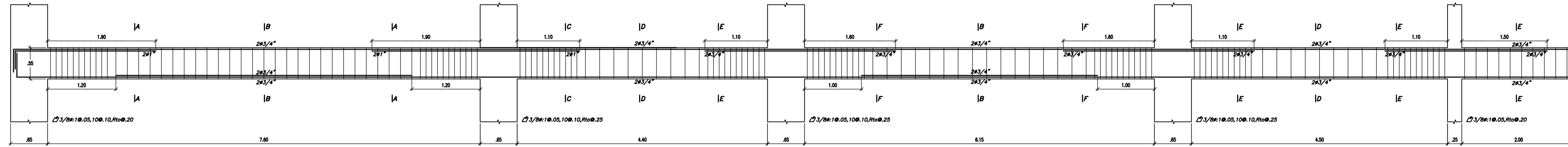
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : PLANTA DE ENCOFRADO AZOTEA Y CTO. DE MAQUINAS				FECHA OCTUBRE 2022
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/100	E-04



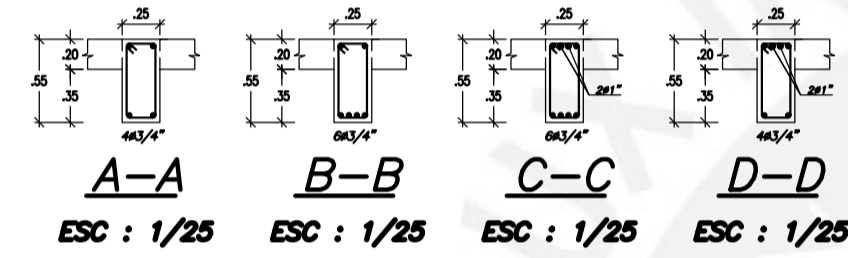
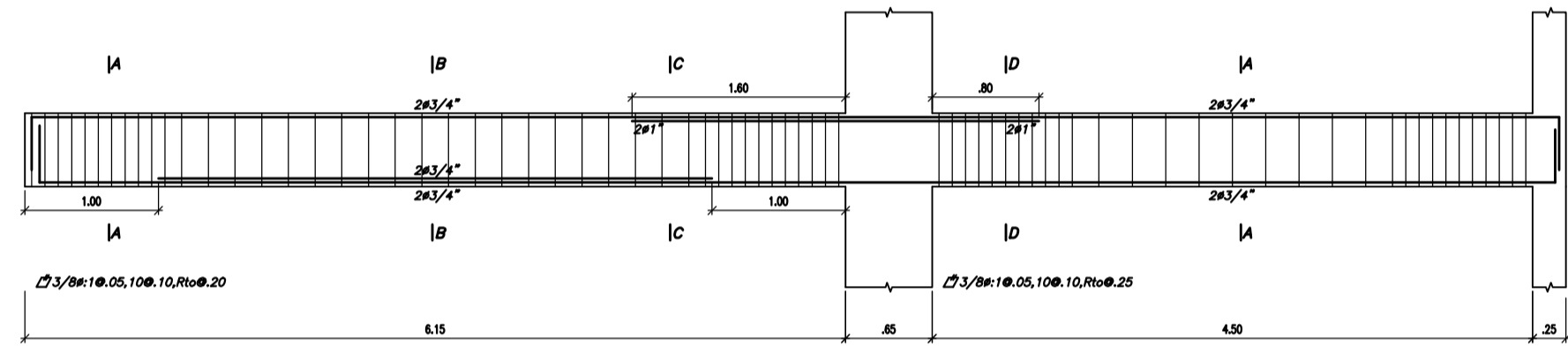
VIGA V-01(25x.55)



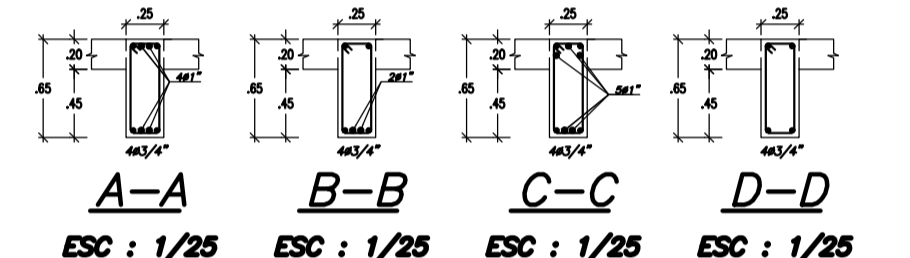
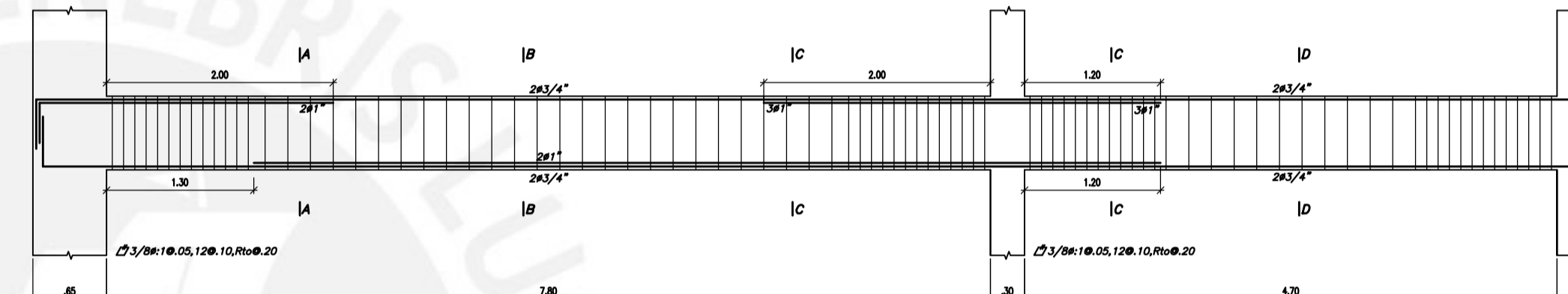
VIGA V-02(25x.55)



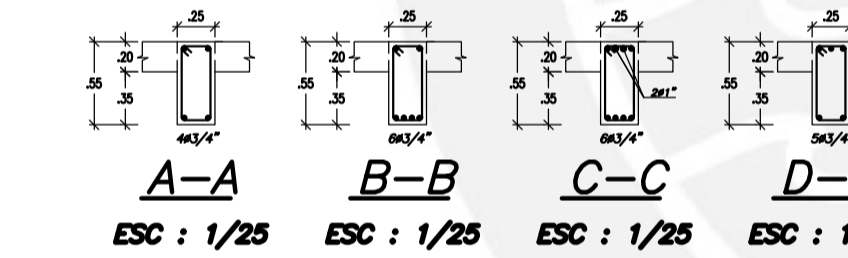
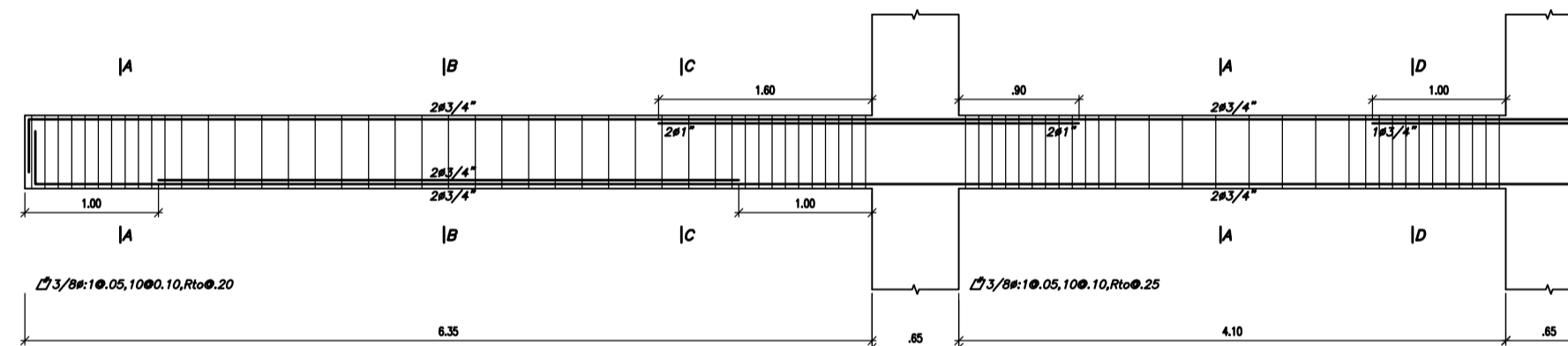
VIGA V-03(25x.55)



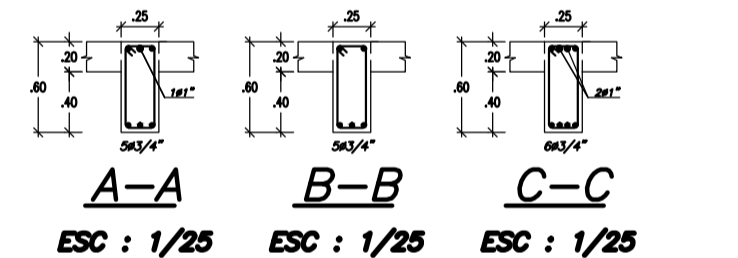
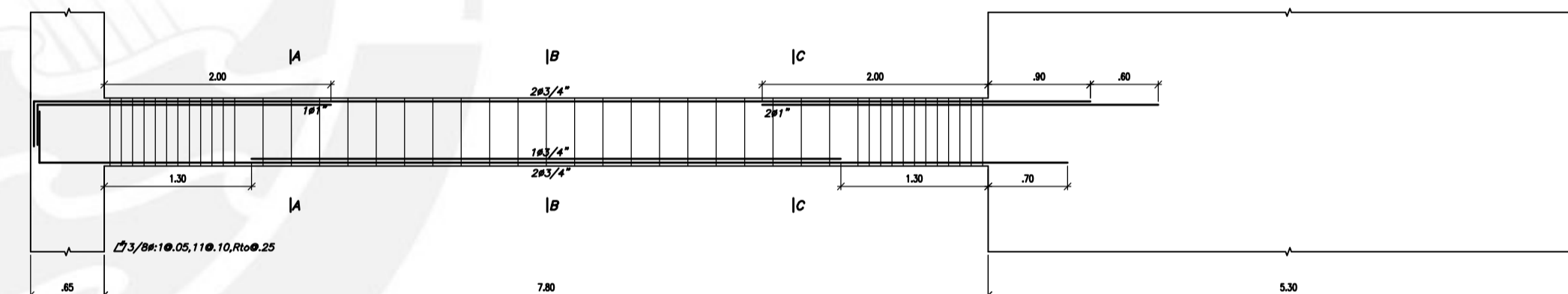
VIGA V-04(25x.55)



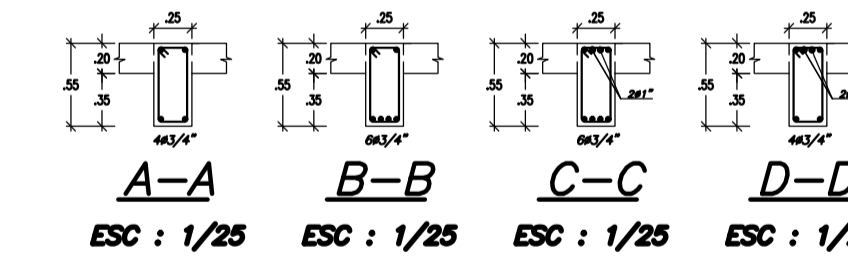
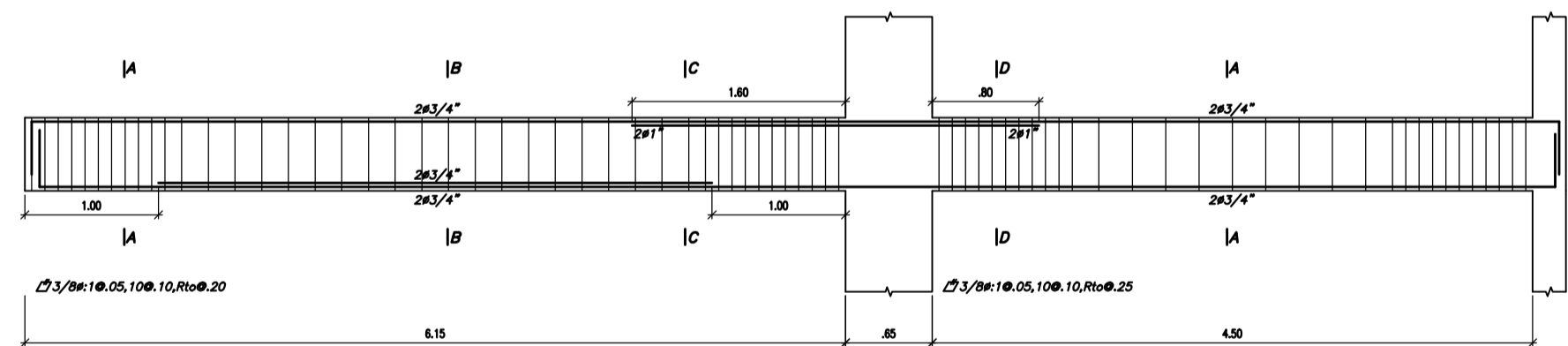
VIGA V-05(25x.65)



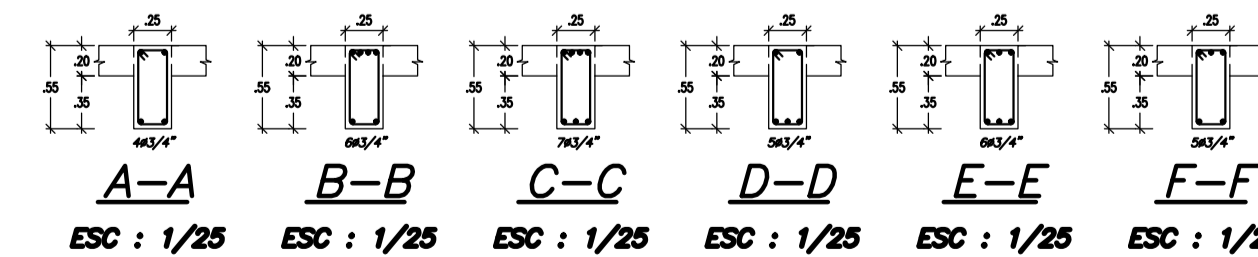
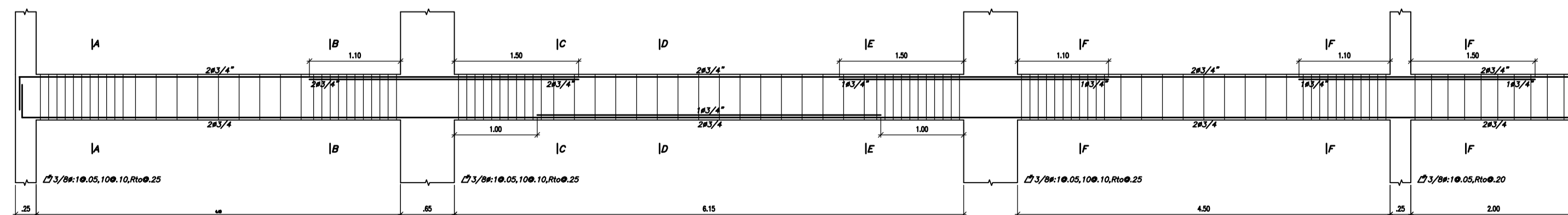
VIGA V-06(25x.55)



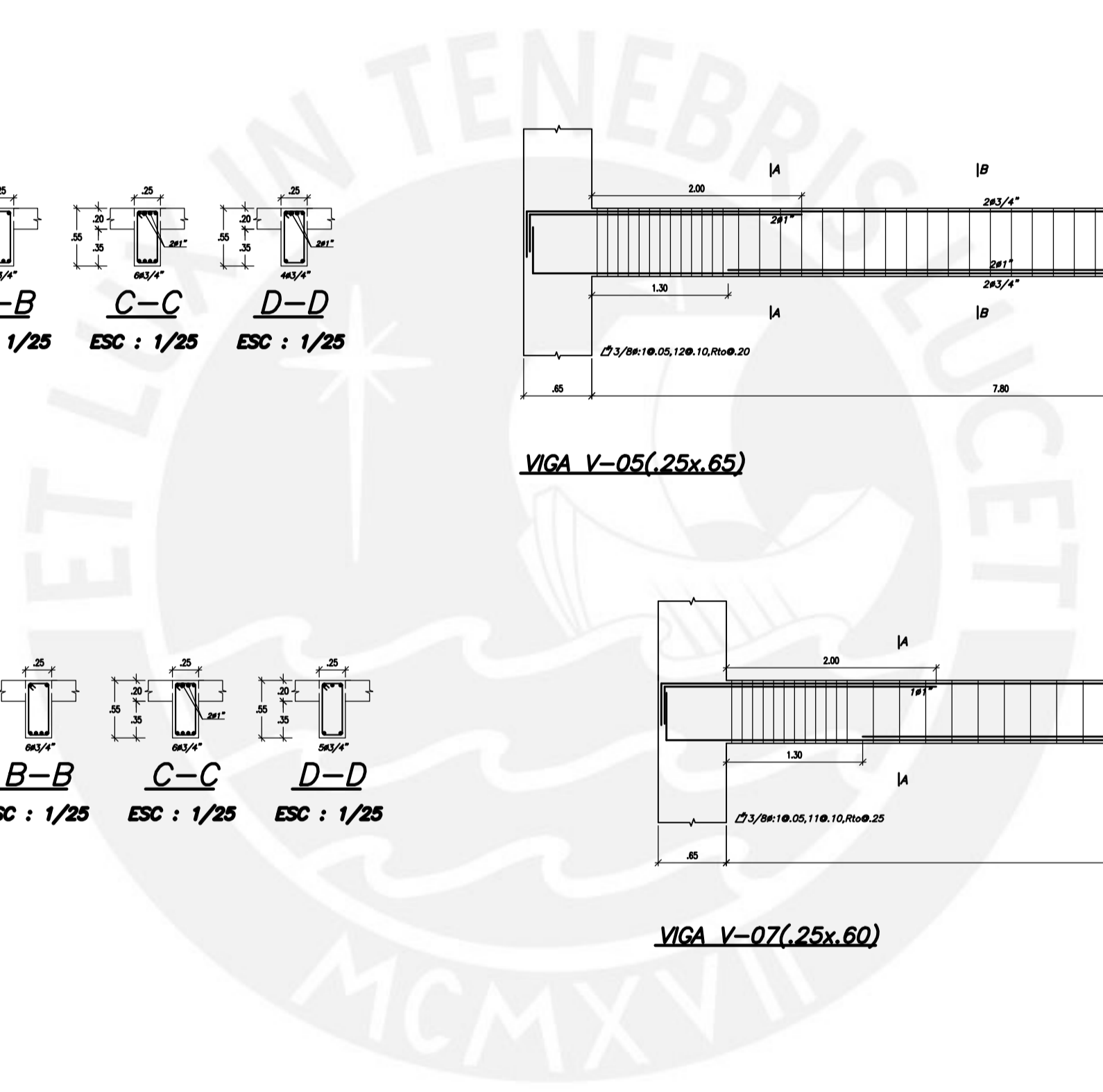
VIGA V-07(25x.60)



VIGA V-08(25x.55)

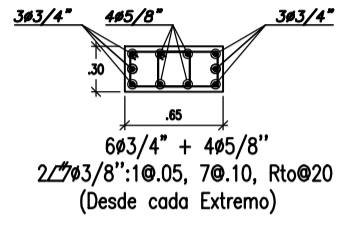
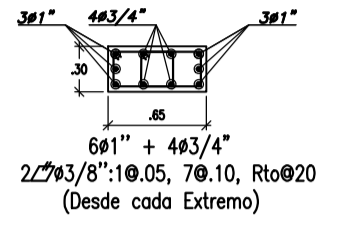
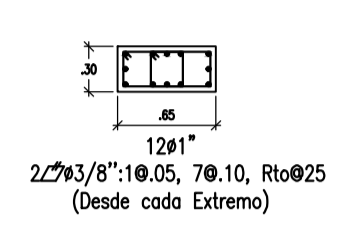
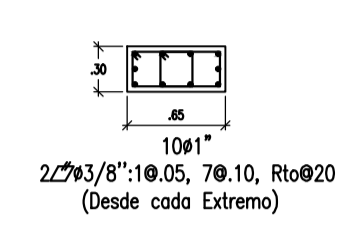
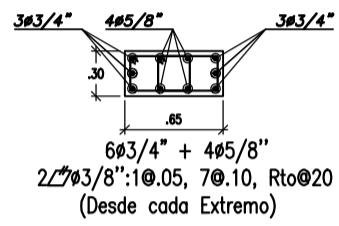
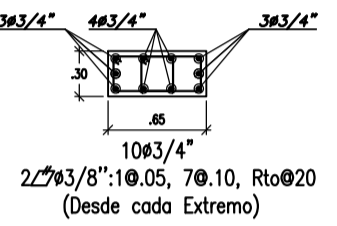
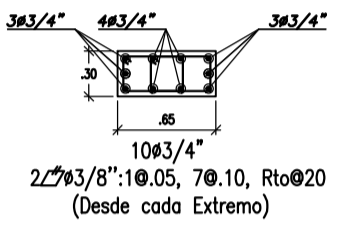
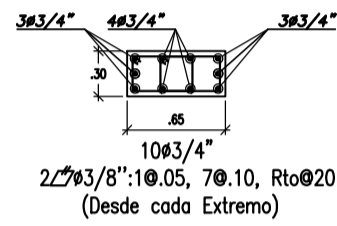


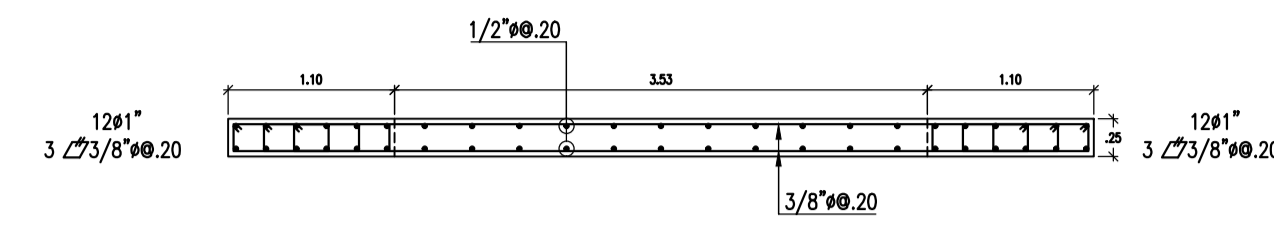
VIGA V-09(25x.55)



ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCTREO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : VIGAS (1)				FECHA OCTUBRE 2022
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/100	E-05

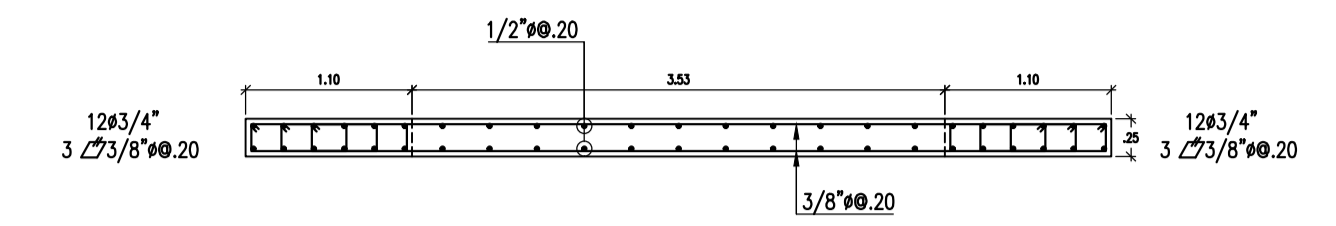
CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNA	C1	C2	C3	C4
PISO				
<u>PISOS</u> 1°-3°	 6x3/4" + 4x5/8" 2L 3/8" : 10.05, 70.10, Rto 20 (Desde cada Extremo) C1(.30x.65) ESC. 1/30 <i>f'c = 280 kg/cm2</i>	 6x1" + 4x3/4" 2L 3/8" : 10.05, 70.10, Rto 20 (Desde cada Extremo) C2(.30x.65) ESC. 1/30 <i>f'c = 280 kg/cm2</i>	 12x1" 2L 3/8" : 10.05, 70.10, Rto 25 (Desde cada Extremo) C3(.30x.65) ESC. 1/30 <i>f'c = 280 kg/cm2</i>	 10x1" 2L 3/8" : 10.05, 70.10, Rto 20 (Desde cada Extremo) C4(.30x.65) ESC. 1/30 <i>f'c = 280 kg/cm2</i>
<u>PISOS</u> 4°-7°	 6x3/4" + 4x5/8" 2L 3/8" : 10.05, 70.10, Rto 20 (Desde cada Extremo) C1(.30x.65) ESC. 1/30 <i>f'c = 280 kg/cm2</i>	 6x3/4" + 4x5/8" 2L 3/8" : 10.05, 70.10, Rto 20 (Desde cada Extremo) C2(.30x.60) ESC. 1/30 <i>f'c = 280 kg/cm2</i>	 10x3/4" 2L 3/8" : 10.05, 70.10, Rto 20 (Desde cada Extremo) C3(.30x.65) ESC. 1/30 <i>f'c = 280 kg/cm2</i>	 10x3/4" 2L 3/8" : 10.05, 70.10, Rto 20 (Desde cada Extremo) C4(.30x.65) ESC. 1/30 <i>f'c = 280 kg/cm2</i>



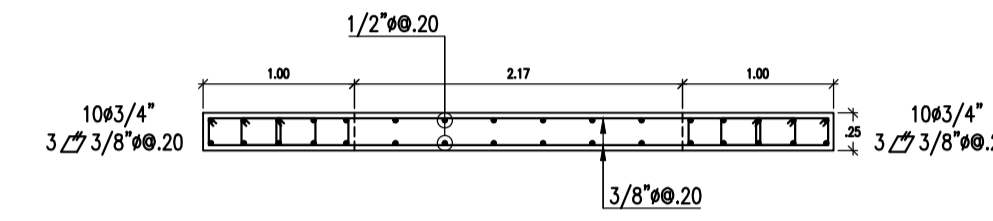
PLACA 1

ESC. 1/25
PISO 1°-3°



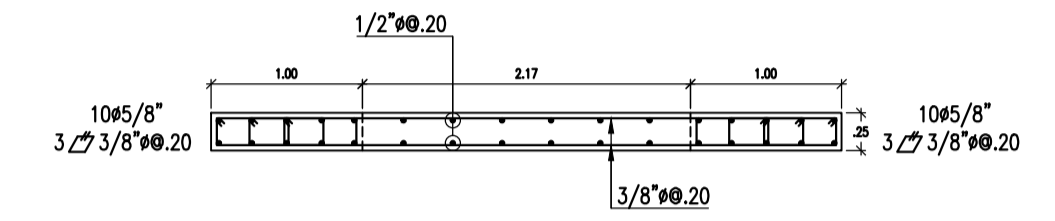
PLACA 1

ESC. 1/25
PISO 4°-7°



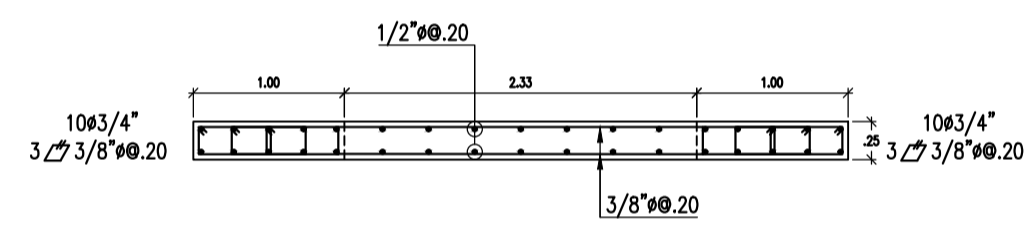
PLACA 2

ESC. 1/25
PISO 1°-3°



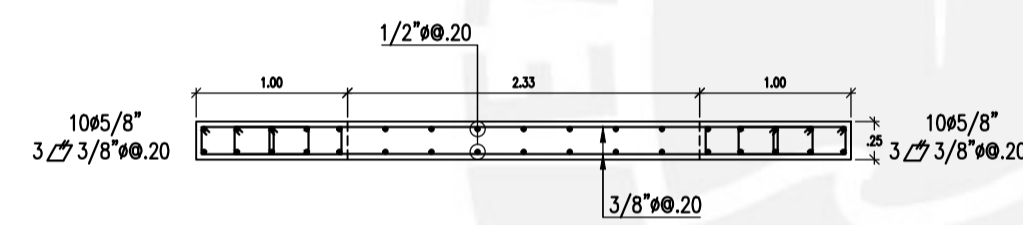
PLACA 2

ESC. 1/25
PISO 4°-7°



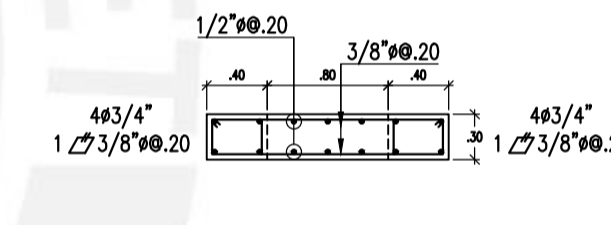
PLACA 3

ESC. 1/25
PISO 1°-3°



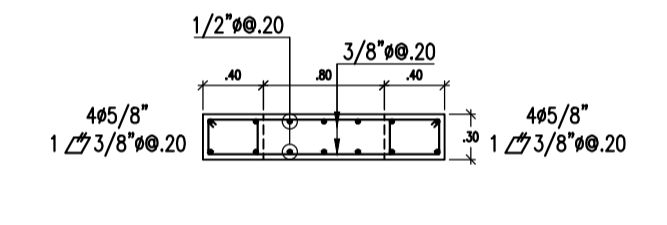
PLACA 3

ESC. 1/25
PISO 4°-7°



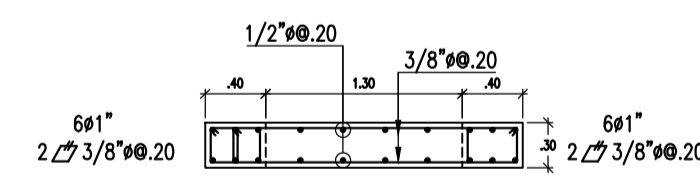
PLACA 4

ESC. 1/25
PISO 1°-3°



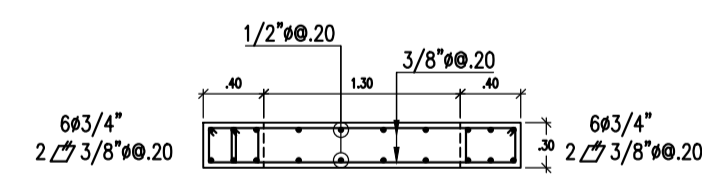
PLACA 4

ESC. 1/25
PISO 4°-7°



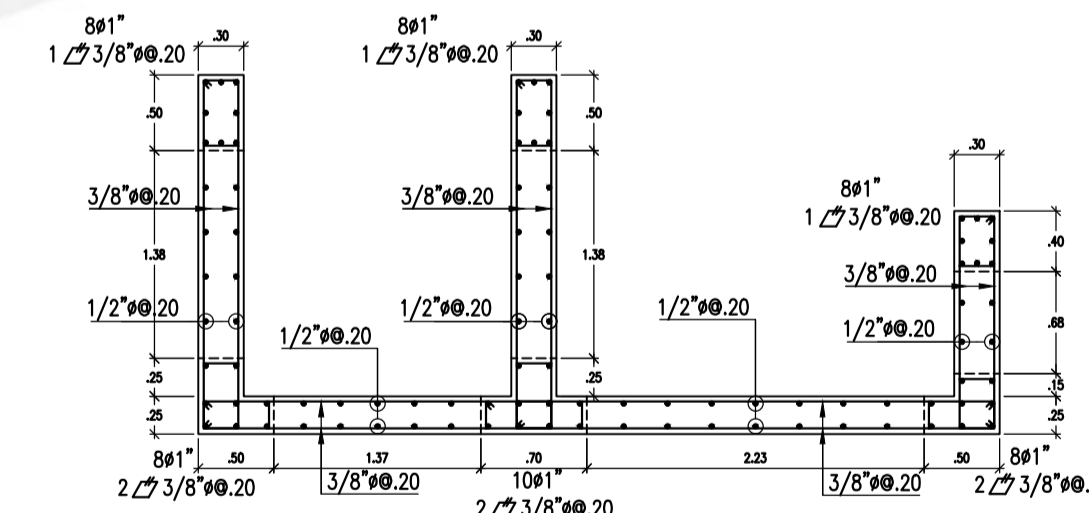
PLACA 5

ESC. 1/25
PISO 1°-3°



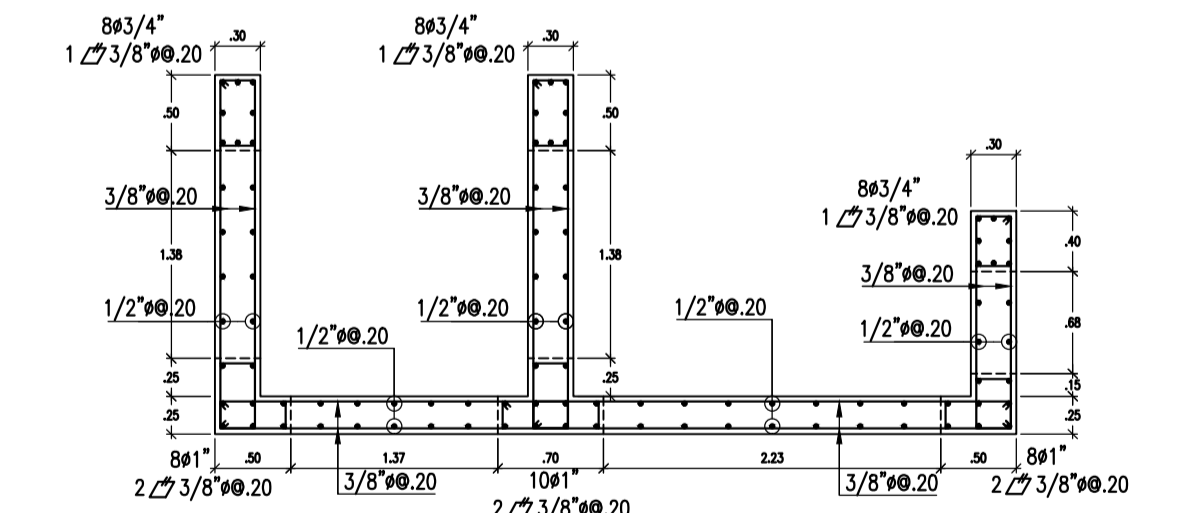
PLACA 5

ESC. 1/25
PISO 4°-7°



PLACA 6

ESC. 1/25
PISO 1°-3°

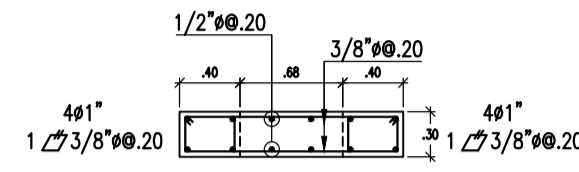


PLACA 6

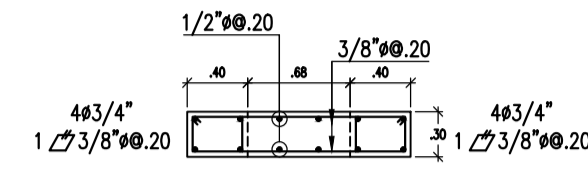
ESC. 1/25
PISO 4°-7°

ESTRUCTURAS

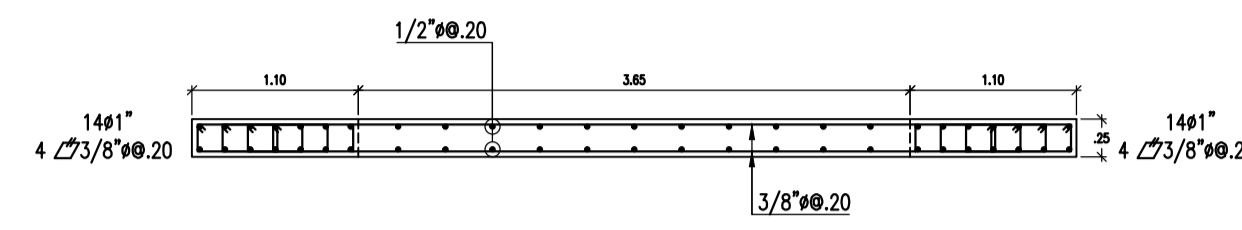
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS				FECHA OCTUBRE 2022
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/30	E-07



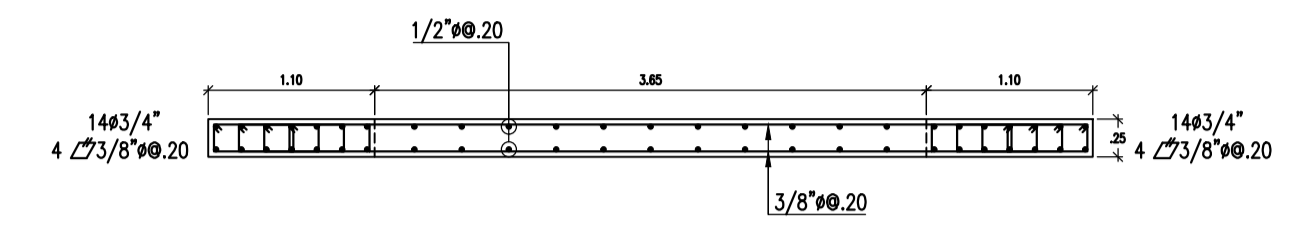
PLACA 7
ESC. 1/25
PISO 1'-3'



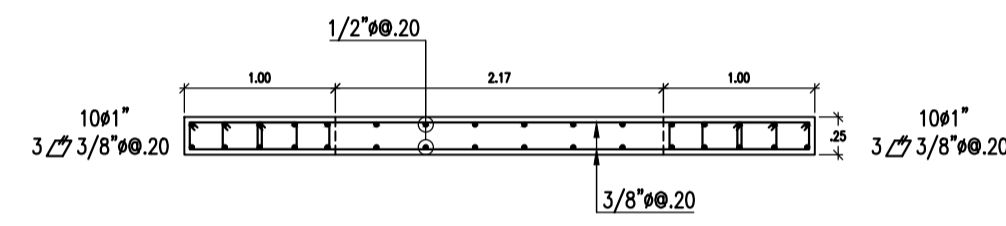
PLACA 7
ESC. 1/25
PISO 4'-7'



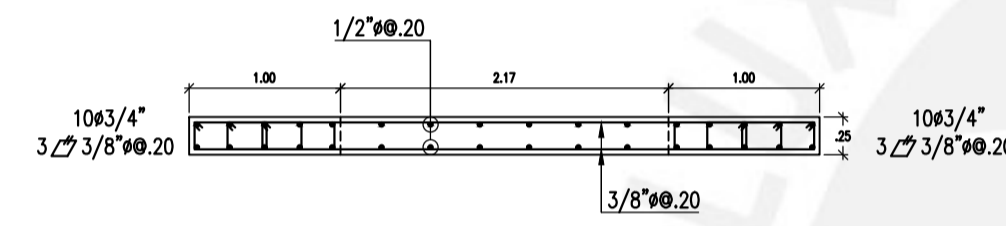
PLACA 8
ESC. 1/25
PISO 1'-3'



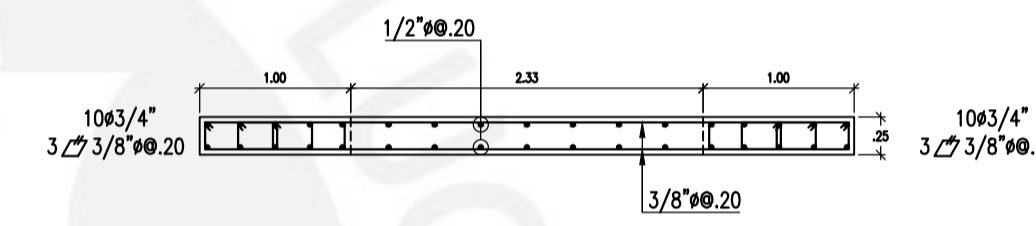
PLACA 8
ESC. 1/25
PISO 4'-7'



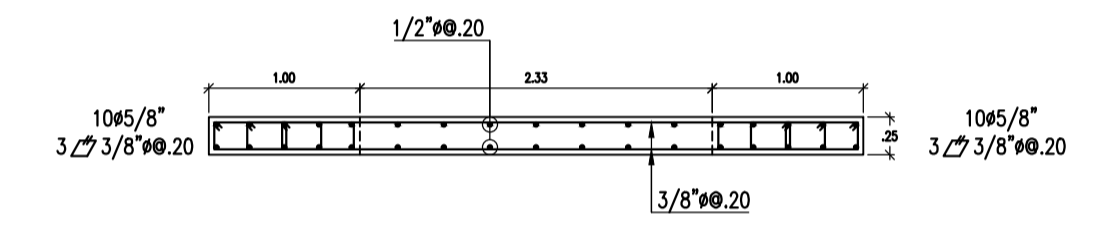
PLACA 9
ESC. 1/25
PISO 1'-3'



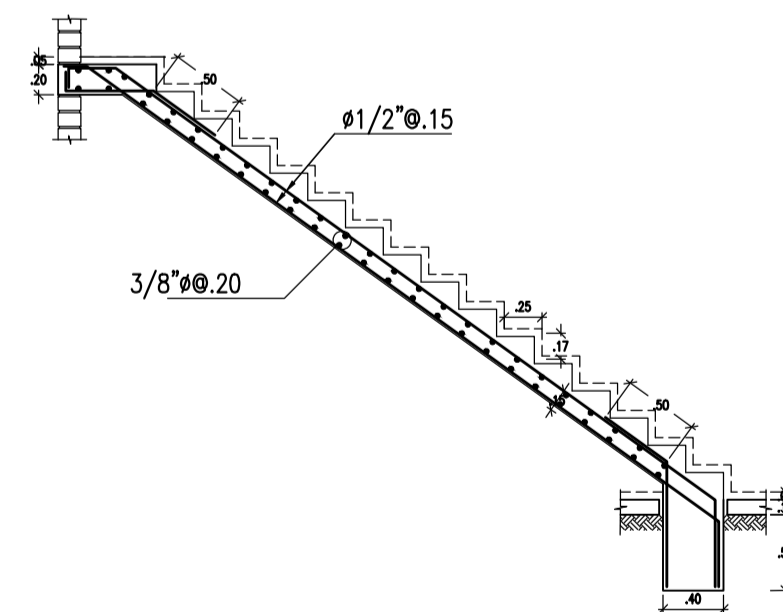
PLACA 9
ESC. 1/25
PISO 4'-7'



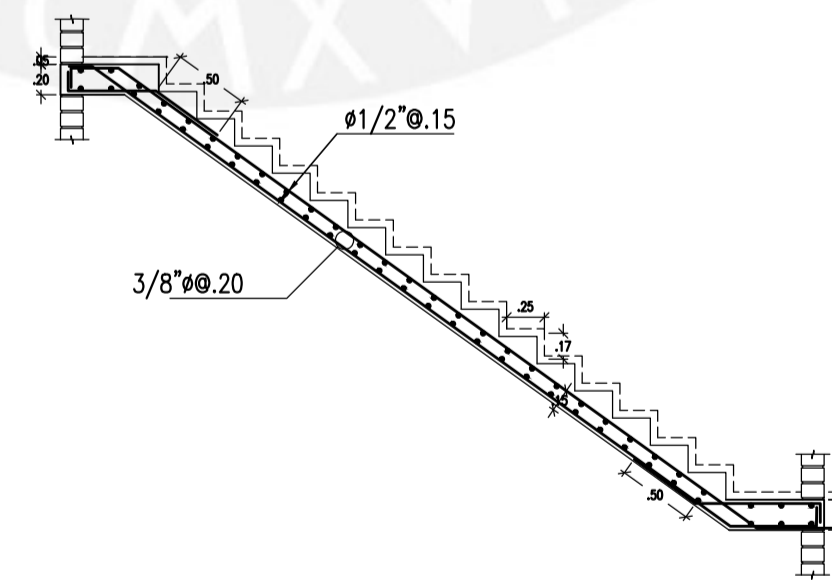
PLACA 10
ESC. 1/25
PISO 1'-3'



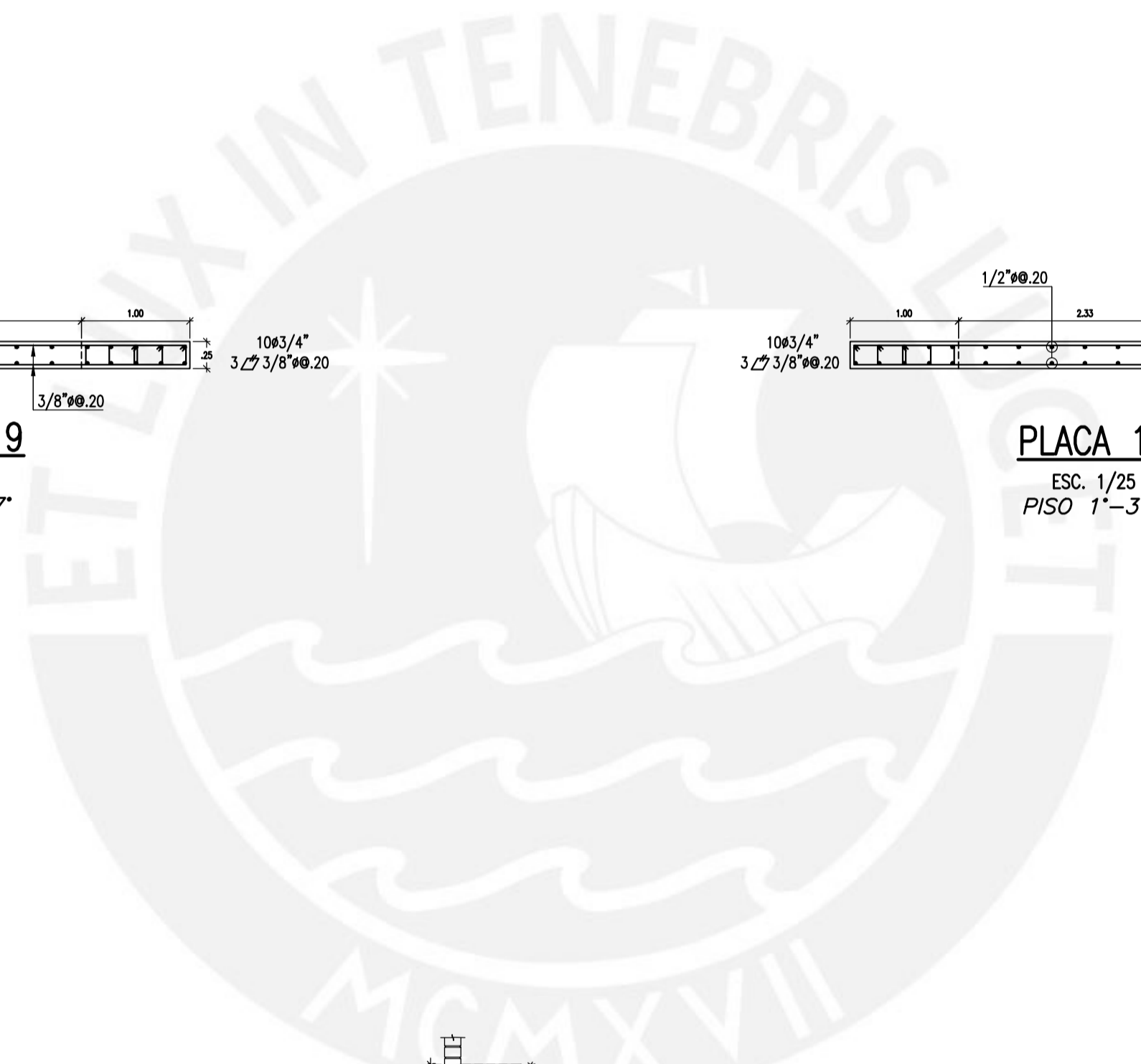
PLACA 10
ESC. 1/25
PISO 4'-7'



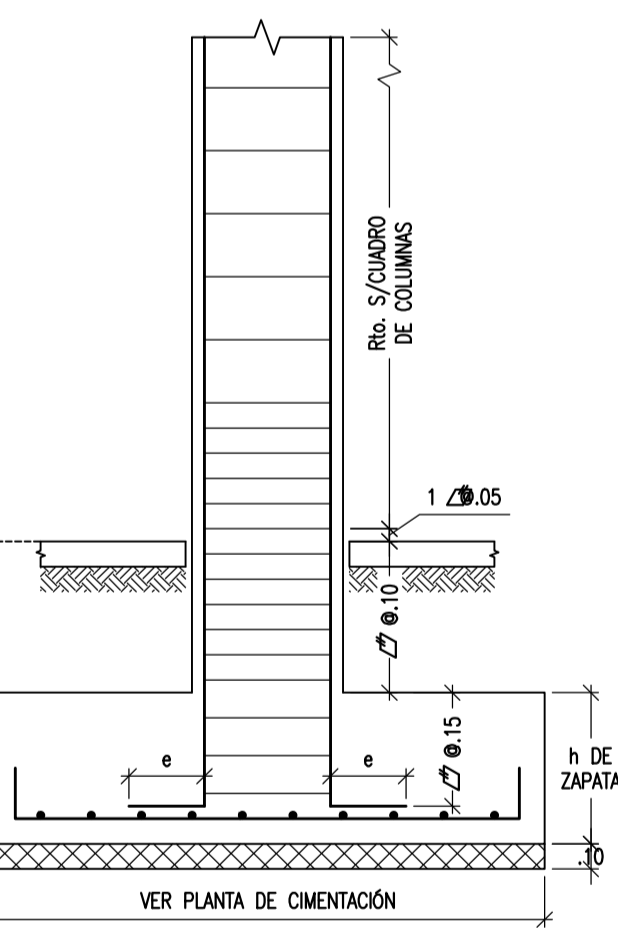
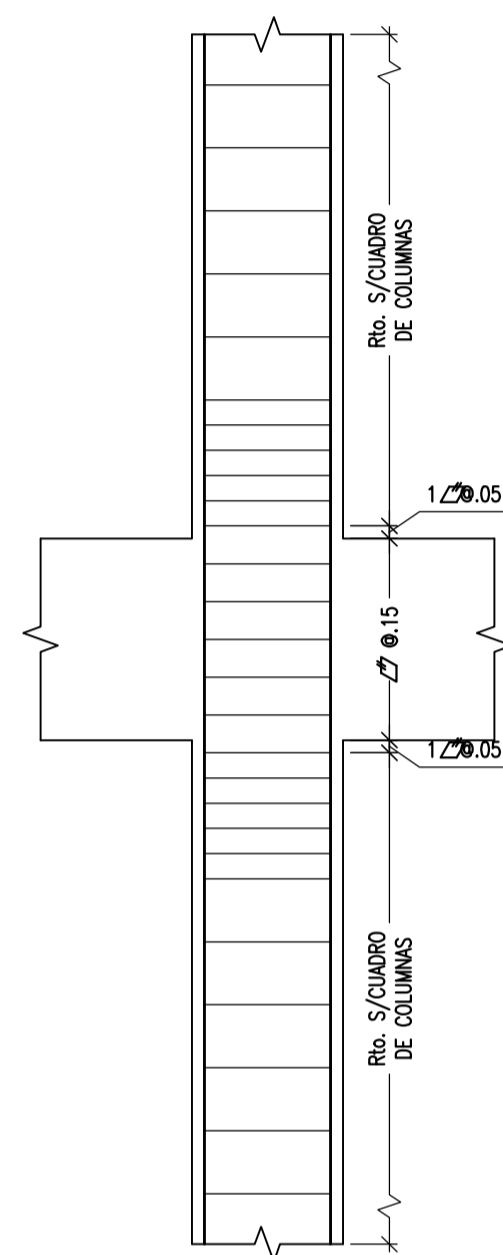
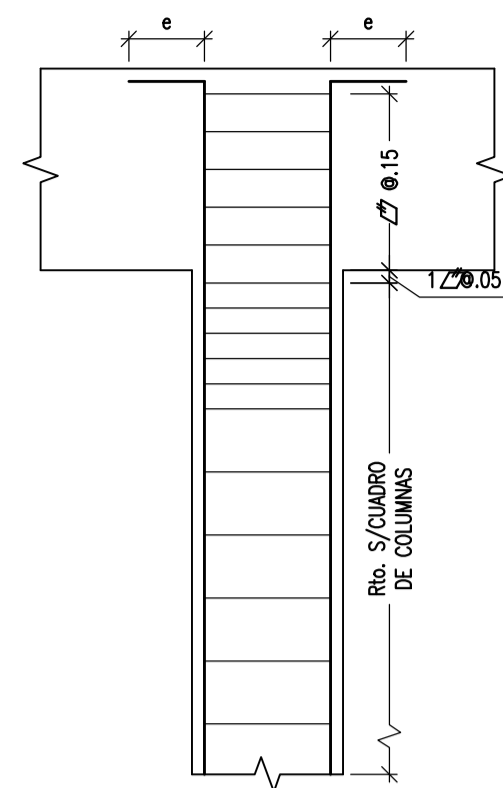
ESCALERA: TRAMO 1
ESCALA 1:25



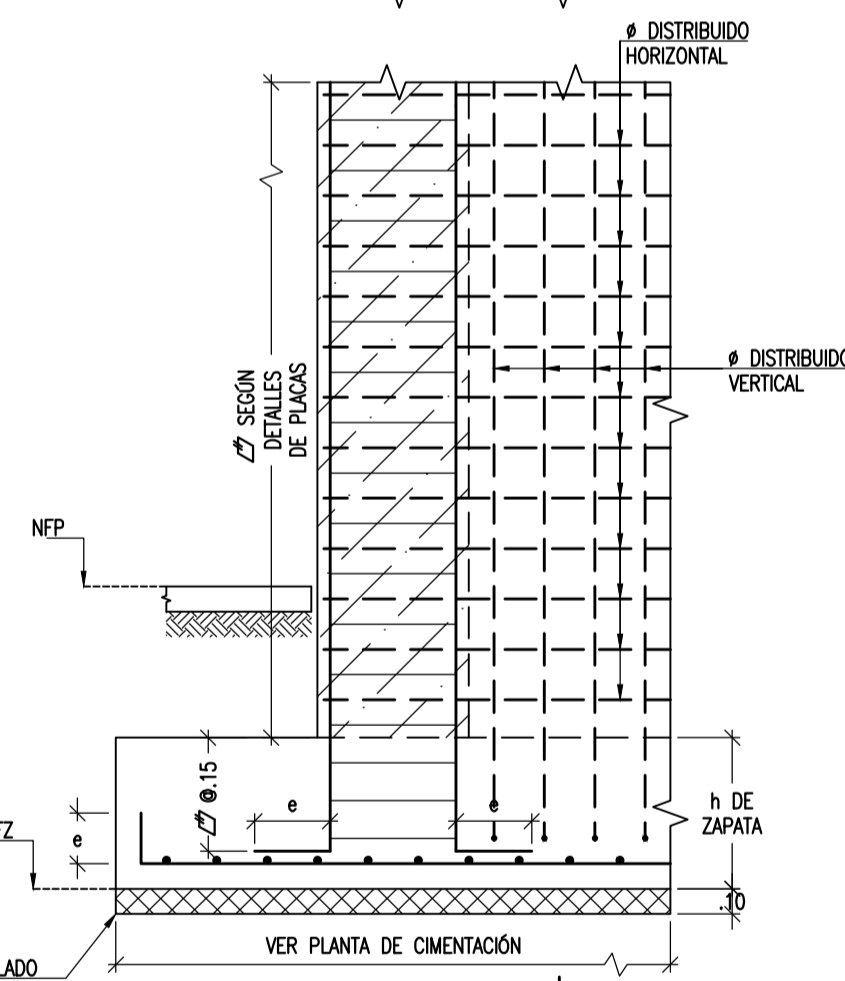
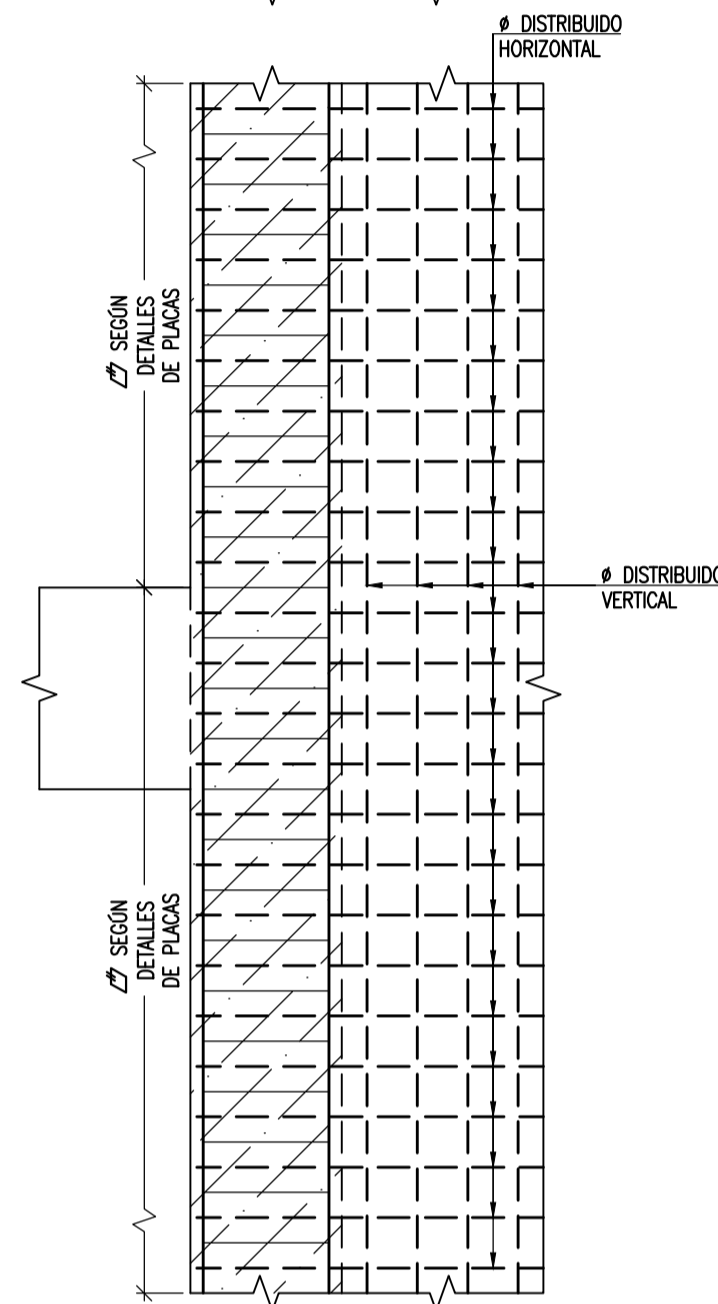
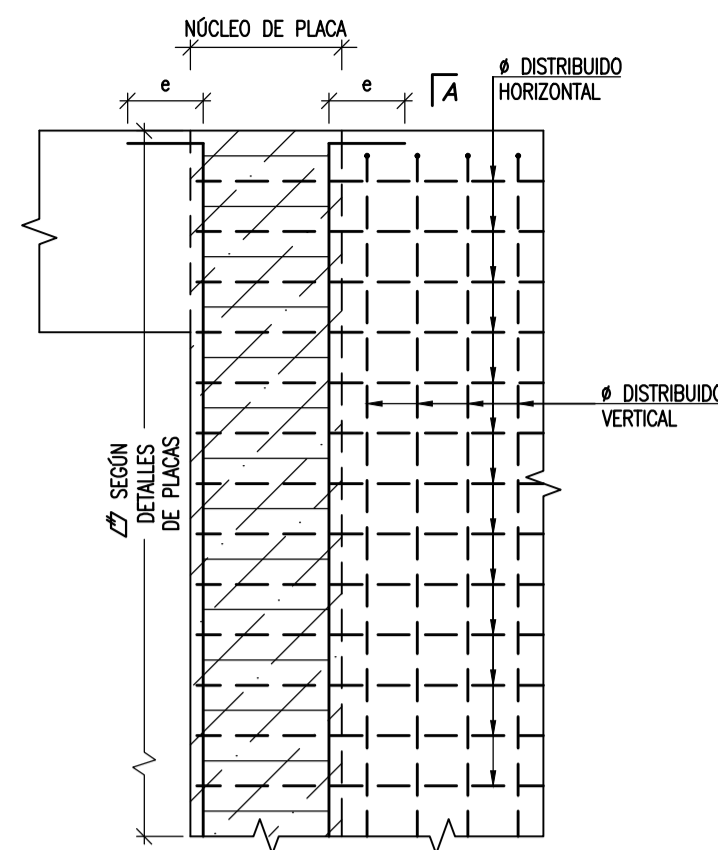
ESCALERA: TRAMO 2,3,4,5,6
ESCALA 1:25



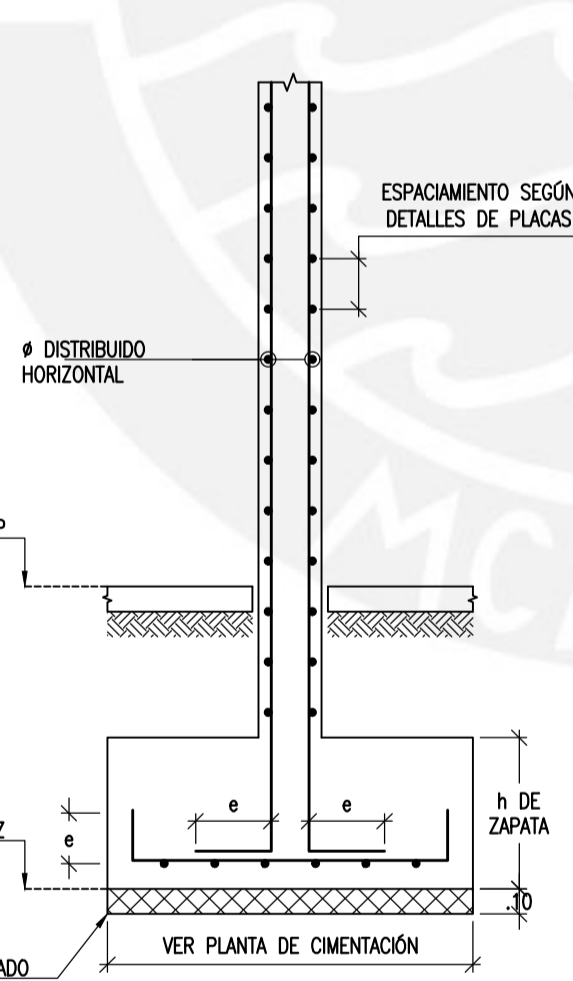
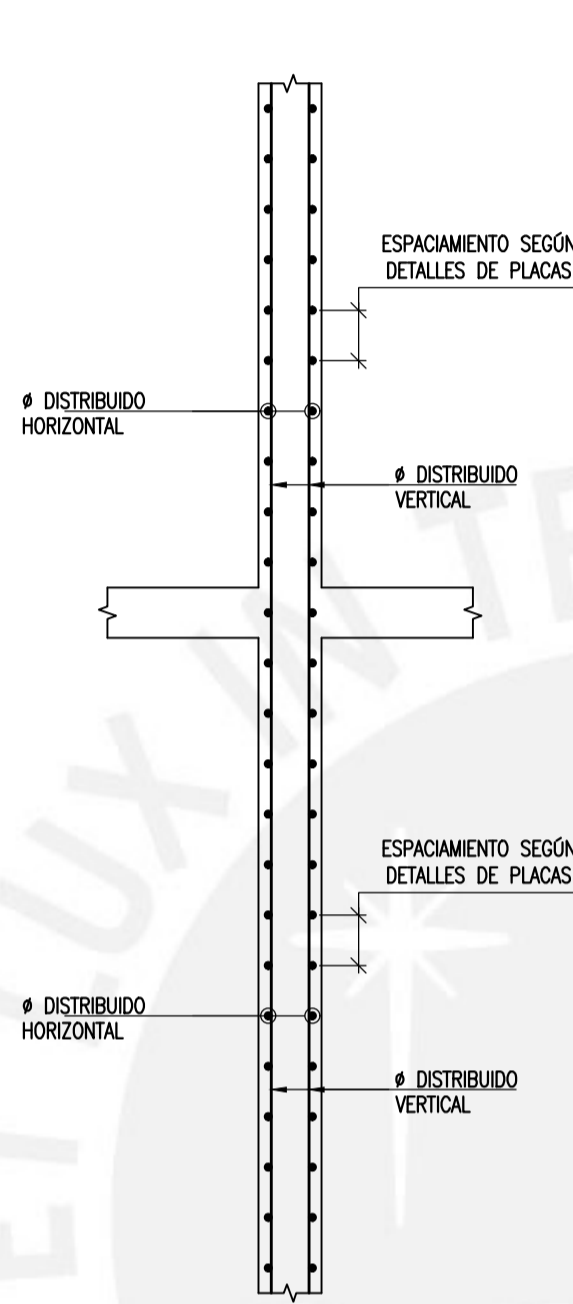
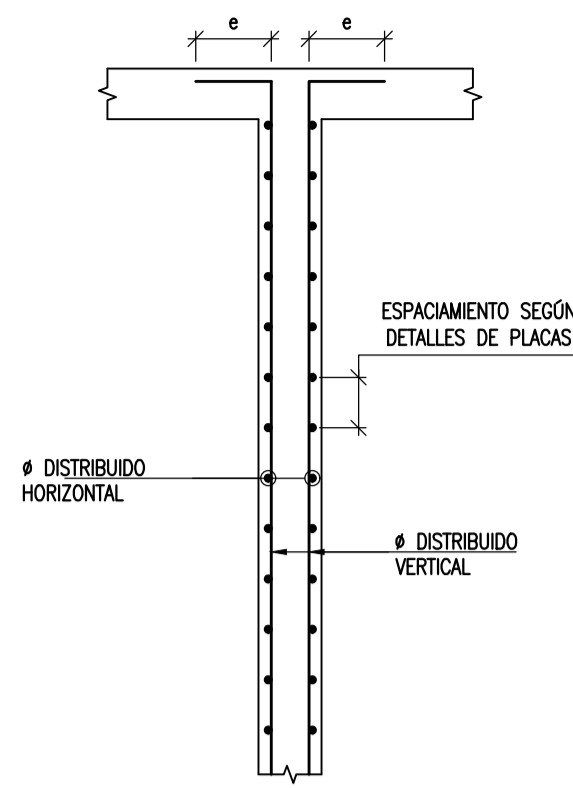
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS				FECHA OCTUBRE 2022
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/30	E-08



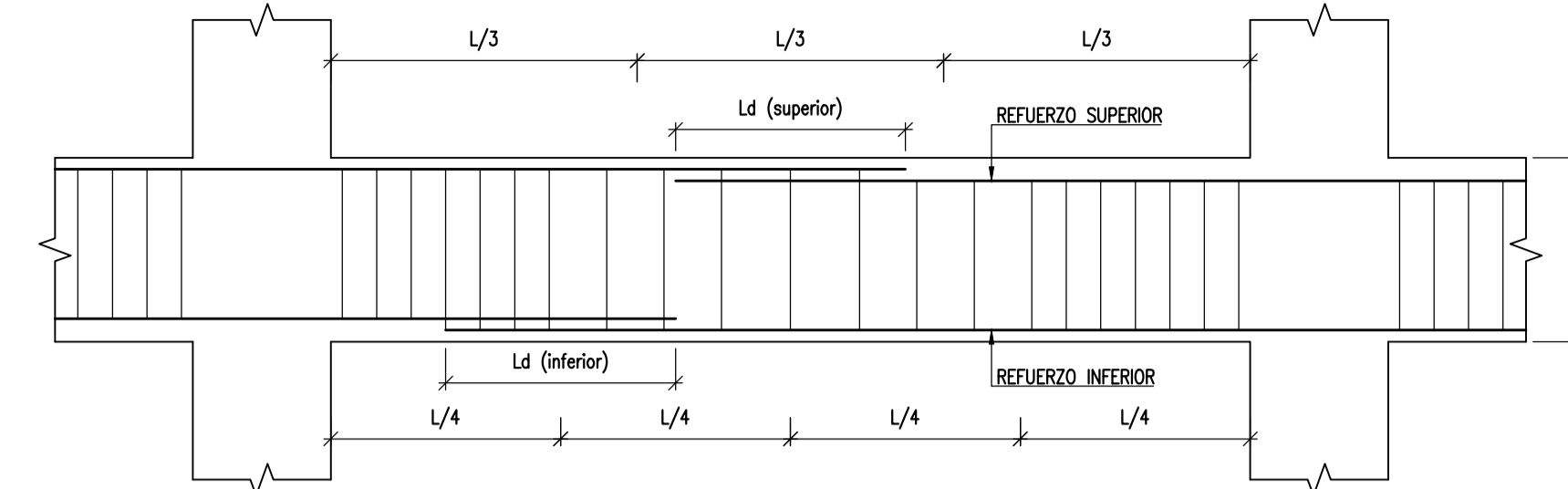
ELEVACIÓN TÍPICA DE COLUMNAS



ELEVACIÓN TÍPICA DE PLACAS

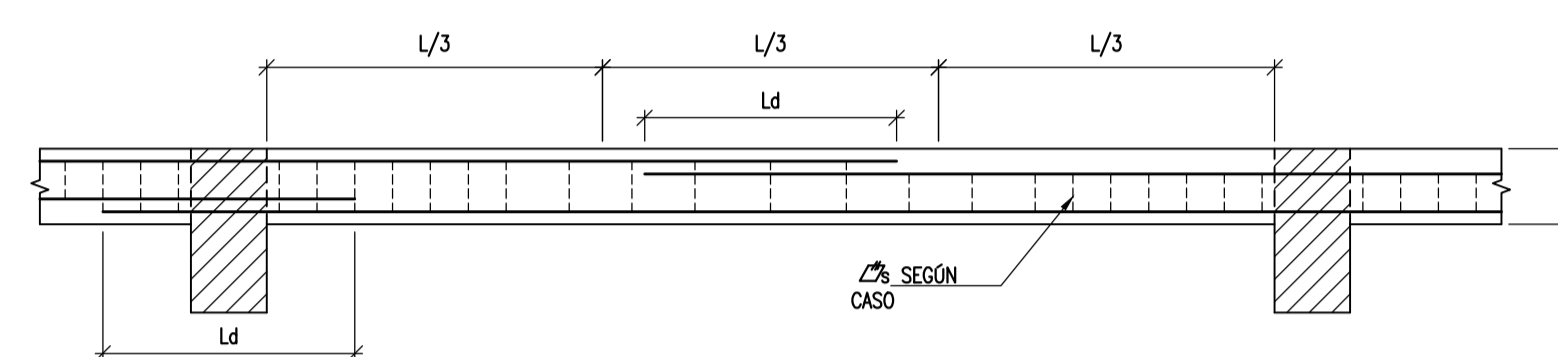


CORTE A-A



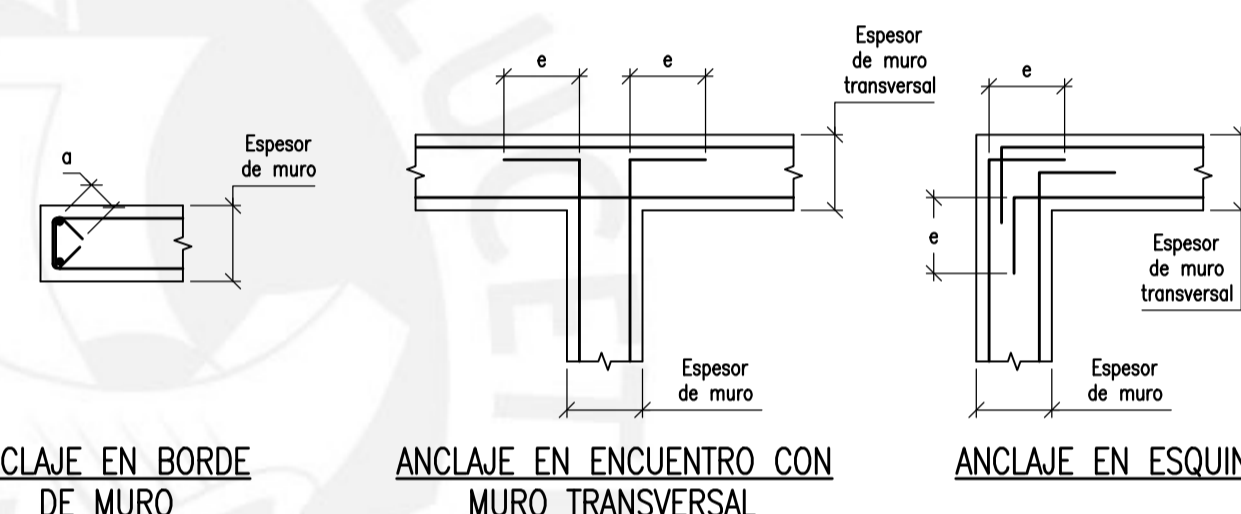
DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN VIGAS PERALTADAS

NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

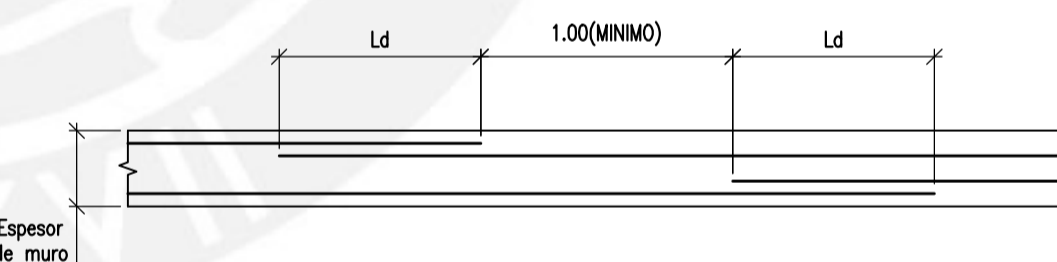


DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN VIGAS CHATAS, VIGUETAS DE TECHO Y LOSAS

NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) LA LONGITUD L_d SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO INFERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO L_d "

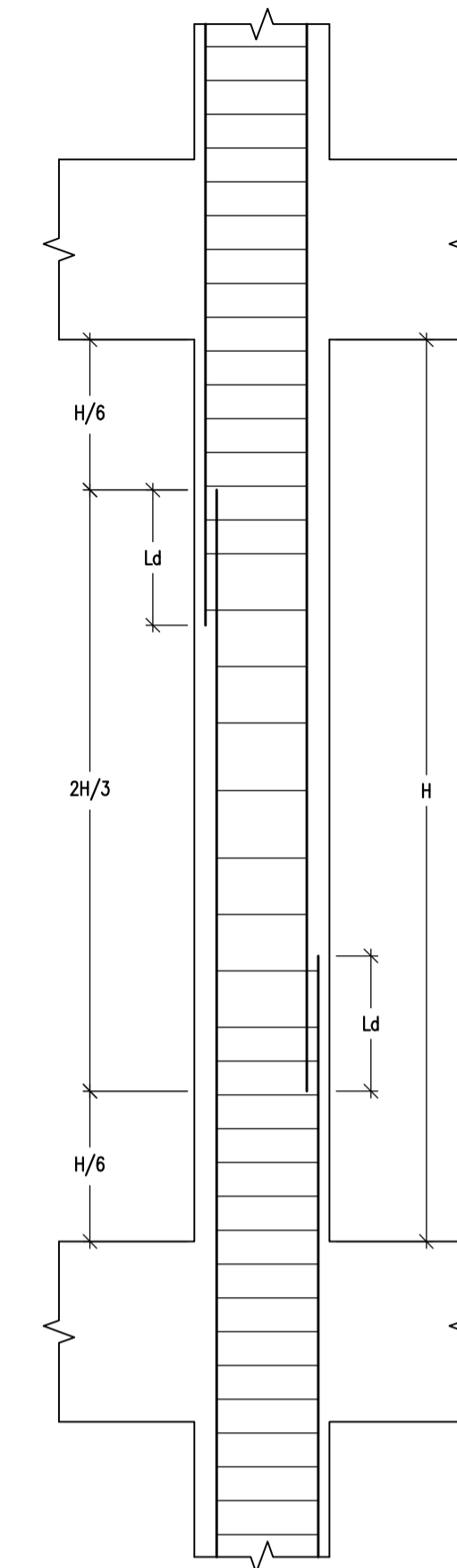


DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS Y PLACAS



DETALLE DE EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS Y PLACAS

NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) LA LONGITUD L_d SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO SUPERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO L_d "



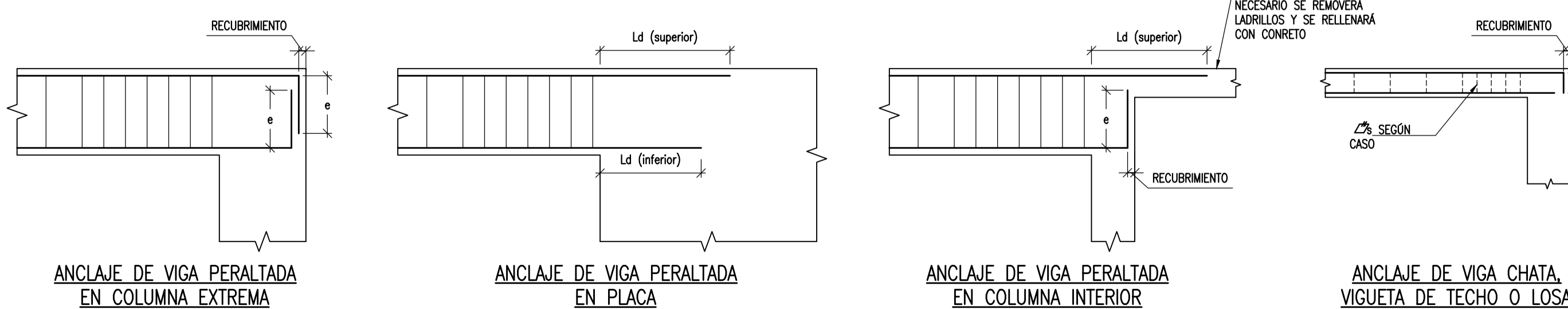
DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN COLUMNAS Y PLACAS

NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) LA LONGITUD L_d SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO INFERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO L_d "
(d) EN NÚCLEOS DE PLACAS EL VALOR DE L_d SE AUMENTARÁ EN UN 25%

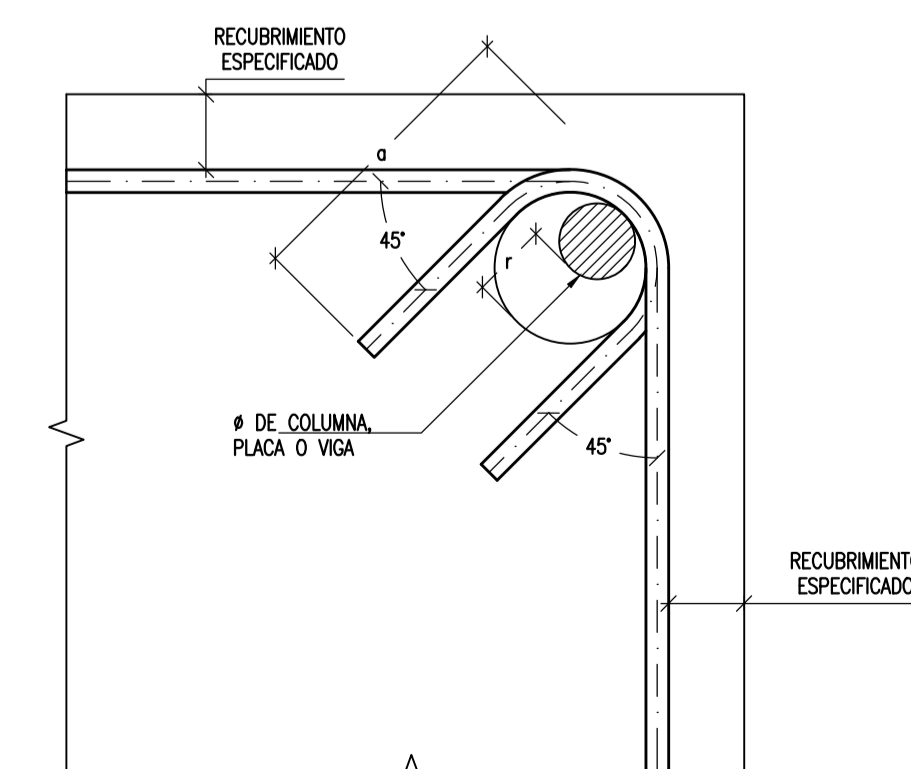
LONGITUD DE GANCHO "e"	
Ø	e (m)
8mm	.13
3/8"	.15
1/2"	.20
5/8"	.25
3/4"	.30
1"	.40

LONGITUD DE DESARROLLO L_d		
Ø	L_d REFUERZO INFERIOR (m)	L_d REFUERZO SUPERIOR (m)
8mm	.30	.40
3/8"	.40	.50
1/2"	.50	.60
5/8"	.60	.75
3/4"	.70	.90
1"	1.15	1.50

DOBLADO DE BARRAS		
Ø	r (cm)	a (cm)
1/4"	1.5	6.0
8mm	2.0	10.0
3/8"	2.5	12.0
1/2"	3.0	15.0

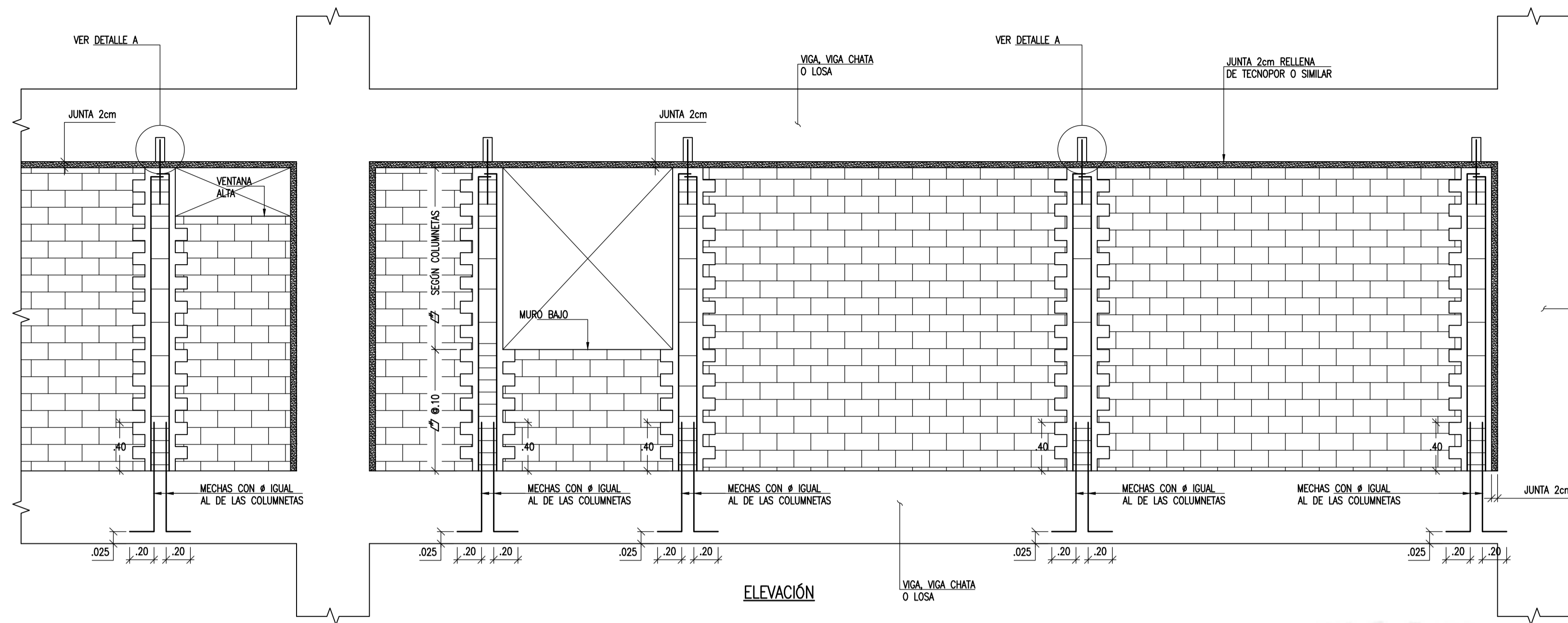


DETALLE DE ANCLAJE DE VIGAS, VIGUETAS DE TECHO Y LOSAS

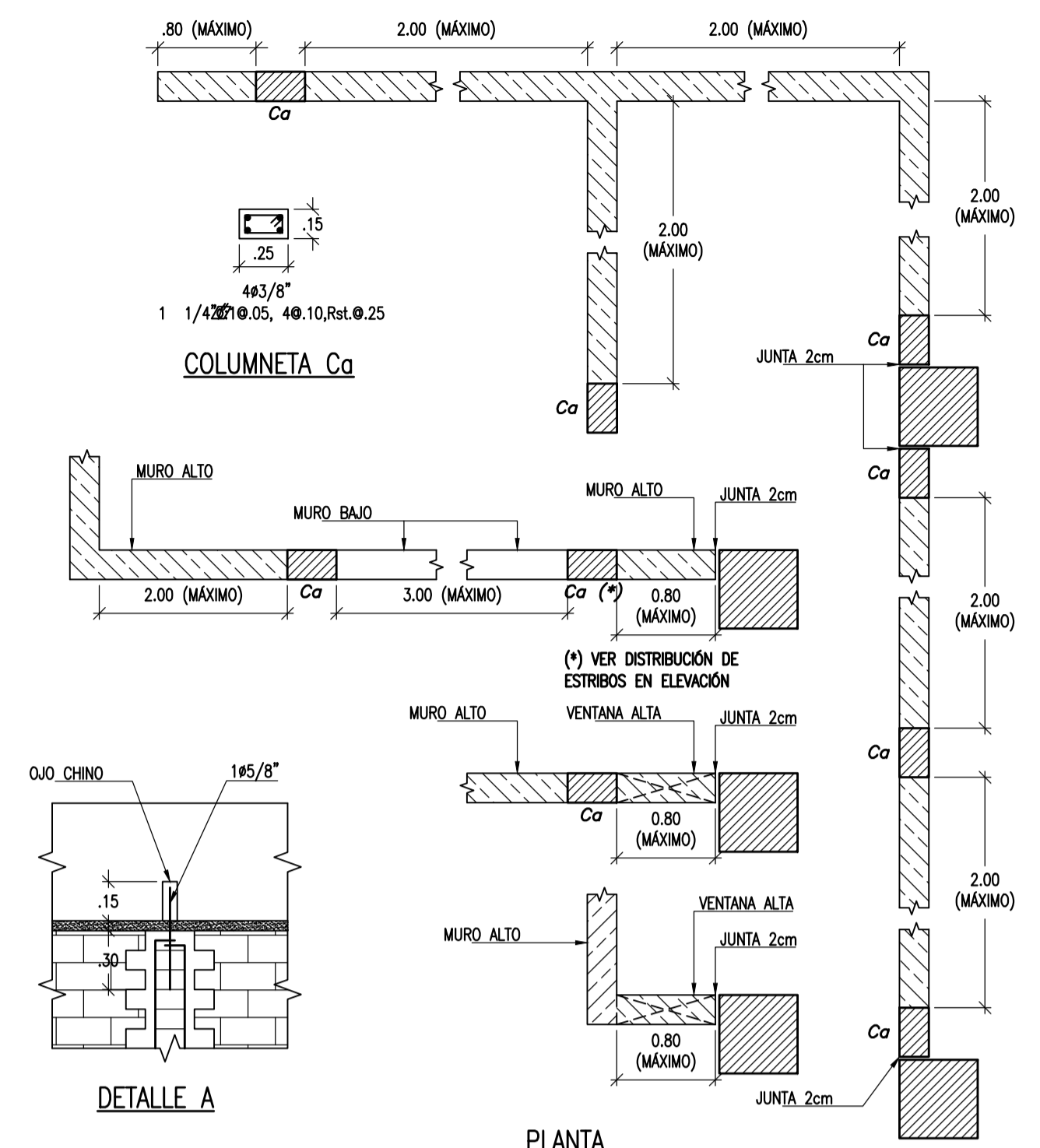


DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

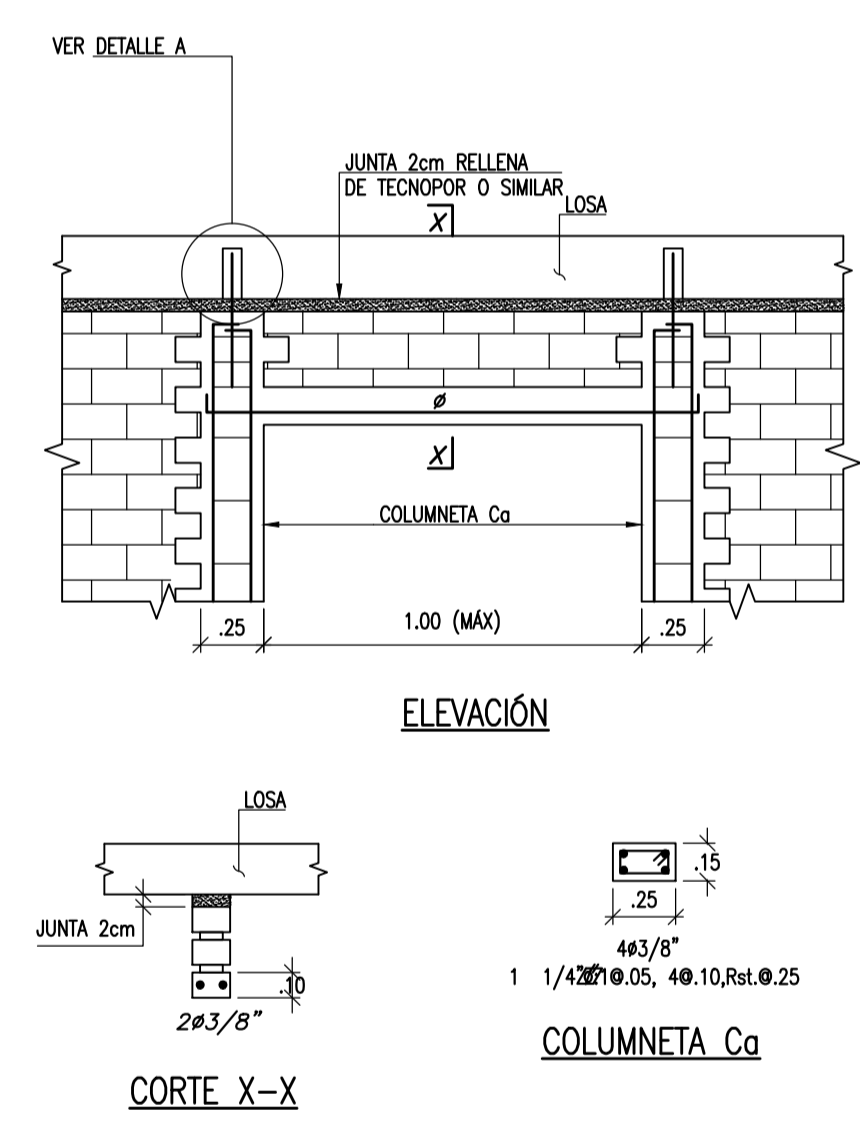
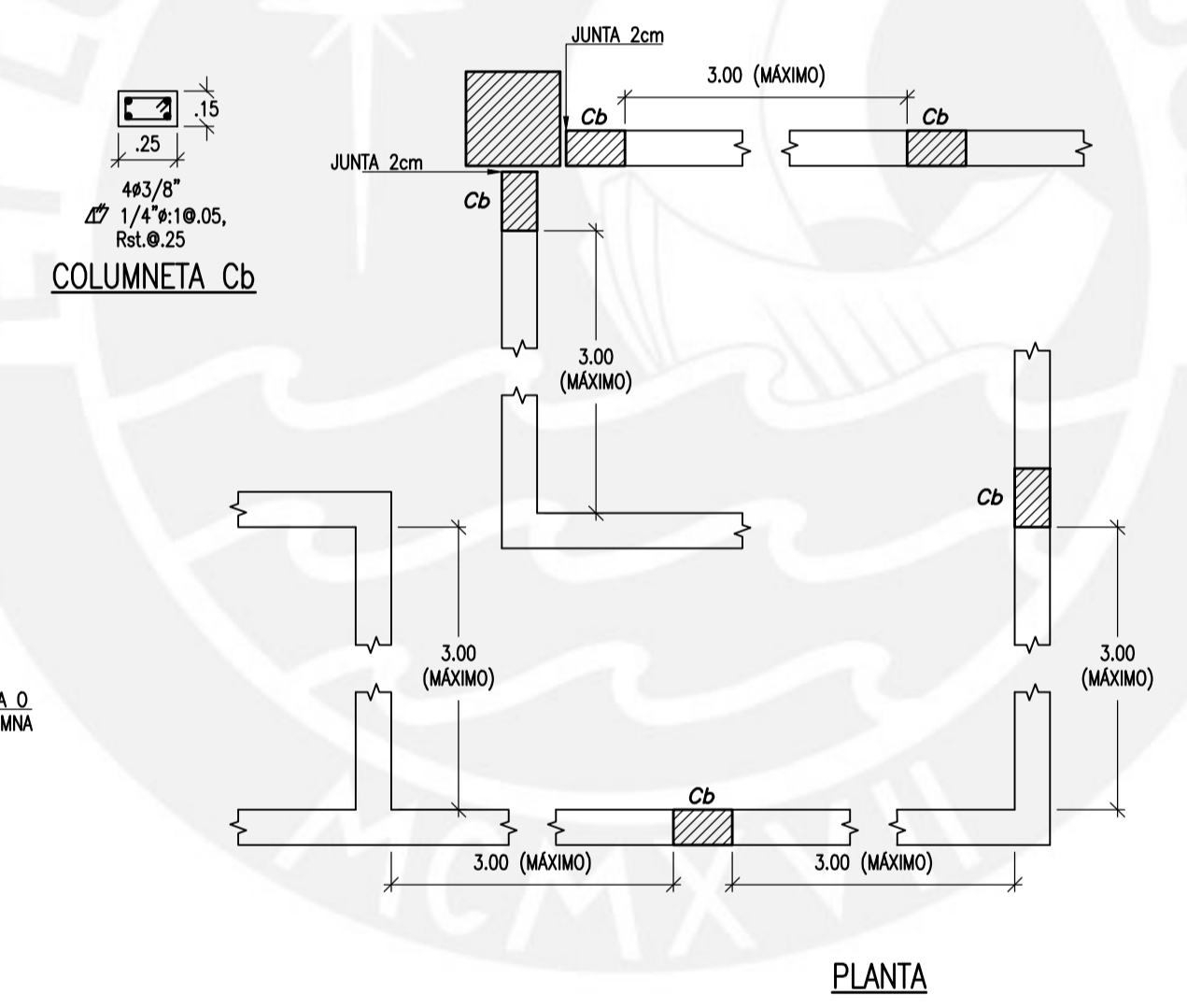
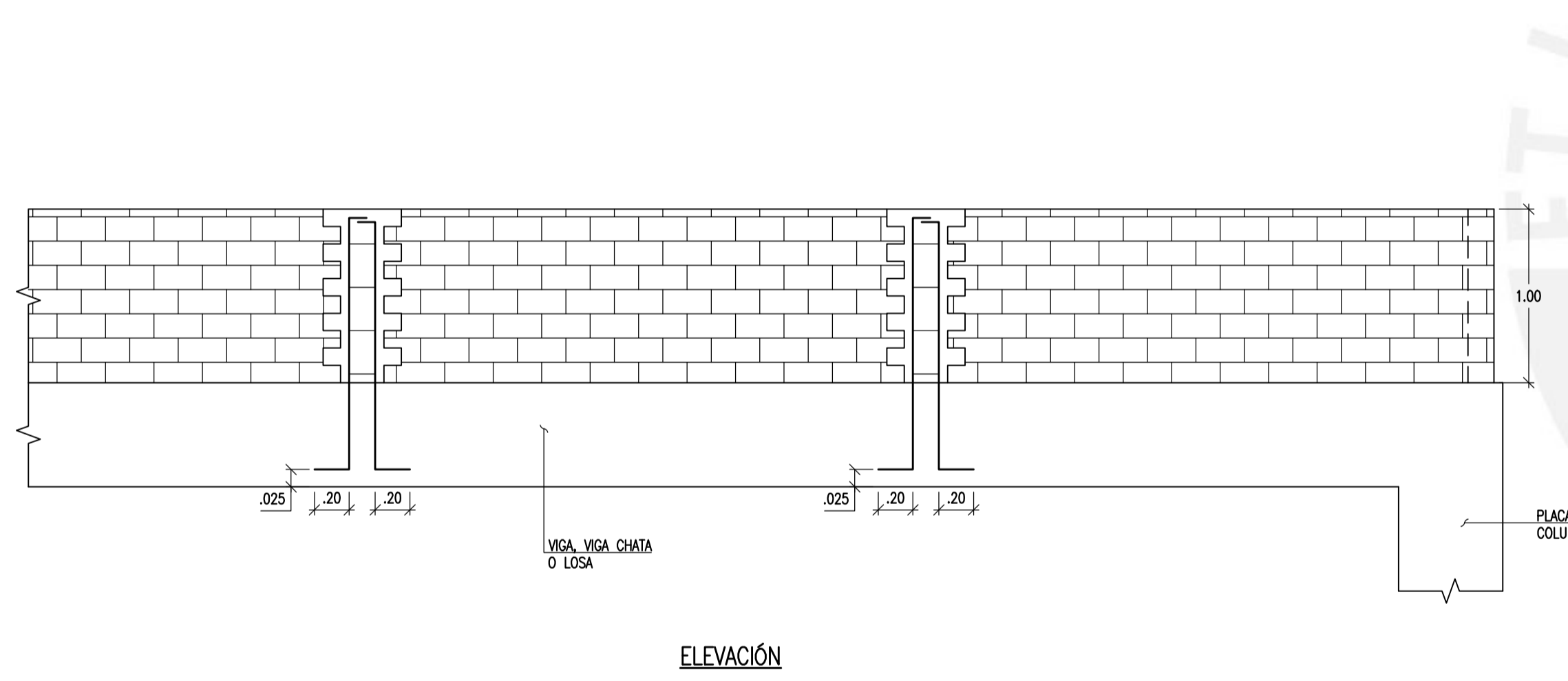
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : DETALLES GENERALES (1)				FECHA OCTUBRE 2022
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/30	E-09



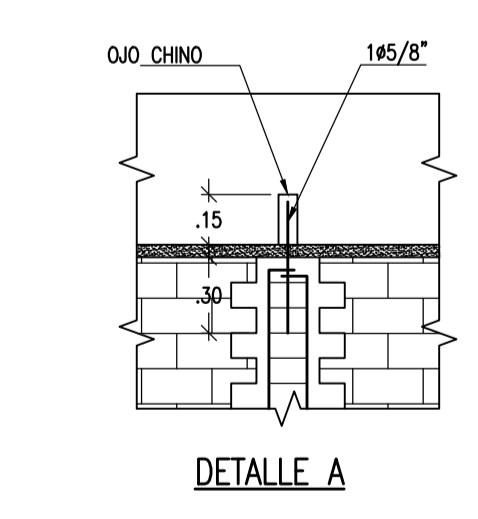
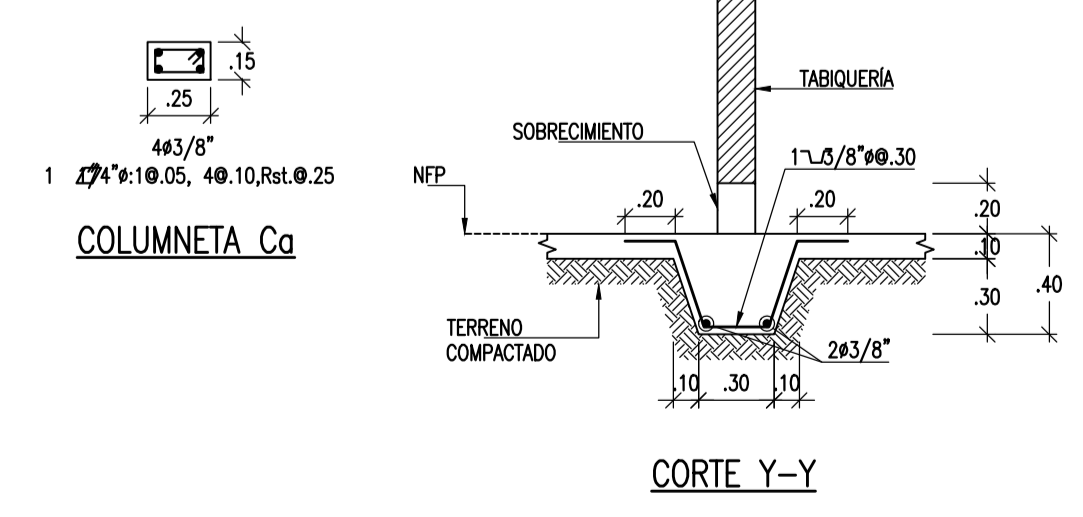
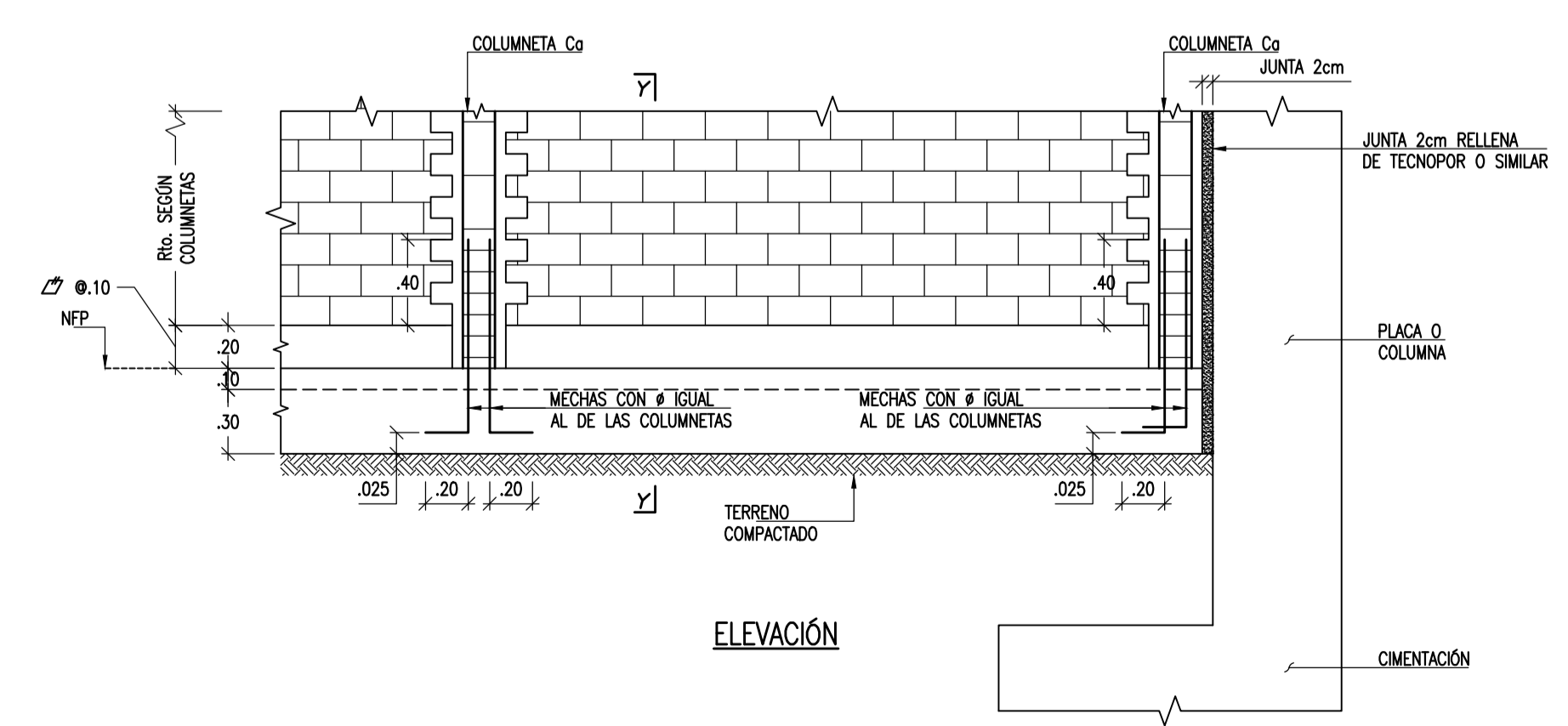
NOTA-- (a) TODOS LOS TABIQUES ESTARÁN SEPARADOS DE LA ESTRUCTURA TANTO EN EL EXTREMO SUPERIOR COMO EN LOS LATERALES.
 (b) EN EL CASO EN QUE SE TENGA COLUMNETAS QUE SE APOYEN SOBRE LOSA ALIGERADA, ESTAS SE ANCLARÁN EN UN ENSANCHE DEL ALIGERADO FORMADO AL QUITAR LOS LADRILLOS NECESARIOS Y RELLENAR CON CONCRETO.



DETALLE GENERAL DE TABIQUERÍA AISLADA



DETALLE GENERAL DE PARAPETO DE AZOTEA



DETALLE DE DÍTEL

DETALLE DE CIMENTO CORRIDO PARA TABIQUERÍA

ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO				PROYECTO N°
PLANO : DETALLES GENERALES (2)				FECHA OCTUBRE 2022
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO SEBASTIAN MURIAS	DIBUJO S. M.	ESCALA 1/30	E-10