

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

JUNIOR ROMARIO SALAZAR CRISPÍN
GERARDO ENRIQUE GUILLEN BERNUY

ASESOR: ING. DANIEL ROBERTO QUIUN WONG

Lima, junio 2020

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de viviendas multifamiliar de concreto armado. El edificio estará ubicado en el distrito de Miraflores y cuenta con 1,780 m² de área techada y 425 m² de área de terreno.

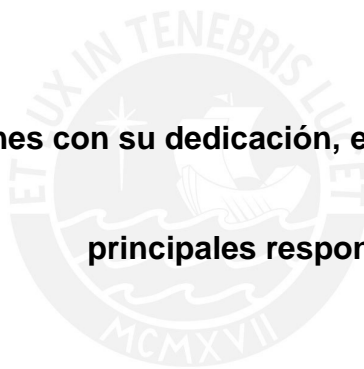
El sistema estructural será de muros estructurales, y su análisis se realizará según lo estipulado en la Norma E.030 del 2019. Asimismo, para el diseño de los elementos estructurales se utilizará la norma E.060 de concreto armado. Se empleará el software Etabs 2016 para el análisis sísmico, mientras que para el análisis por carga de gravedad y diseño de elementos estructurales se emplearán hojas de cálculo.

La cimentación de toda la estructura tiene una profundidad variable debido a las cisternas de agua para consumo y agua contra incendios. Esta cimentación estará compuesta por zapatas aisladas y zapatas conectadas.



Dedicatoria

A nuestros padres, quienes con su dedicación, ejemplo y sacrificio, son los principales responsables de nuestros logros.



TEMA DE TESIS

PARA OPTAR	: Título profesional de Ingeniero Civil
TEMA	: “Diseño estructural de edificio multifamiliar de concreto armado”
ÁREA	: Estructuras
ASESOR	: Ing. Daniel Quiun Wong
ALUMNO(S)	: Junior Romario Salazar Crispin – 20121807 Gerardo Enrique Guillen Bernuy – 20121615
FECHA	: 15 de agosto del 2018
MÁXIMO	: 100 páginas

ANTECEDENTES

Para atender las necesidades de vivienda se utilizan muchas veces edificios multifamiliares, en especial en los distritos de ciudades con mucha población.

DESCRIPCIÓN

Los alumnos realizaron el análisis y diseño estructural de un edificio de viviendas multifamiliares de 7 pisos. El proyecto está ubicado en el distrito de Miraflores de la provincia de Lima. Se usó la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2019) y las otras normas correspondientes. El suelo de cimentación es del tipo S1 (grava arenosa), cuya resistencia admisible es $q_a=4.0 \text{ kg/cm}^2$ a 1.50 m de profundidad debajo del nivel del piso terminado.

PLAN DE TRABAJO

El tema se sometió a cuatro revisiones de la siguiente manera:

1. Estructuración del edificio. Predimensionamiento de los elementos estructurales. Metrado de cargas, análisis y diseño de las losas de los techos y escaleras.
2. Análisis debido a cargas de gravedad. Análisis sísmico del edificio.
3. Diseño de vigas y columnas. Diseño de los muros de concreto.
4. Diseño de la cimentación. Presentación de la memoria.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	11
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	13
2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	13
2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS	13
2.2.1. LOSAS	13
2.2.2. VIGAS	14
2.2.3. COLUMNAS	14
2.2.4. PLACAS	15
3. ANÁLISIS SÍSMICO	17
3.1. PARÁMETROS DEL ANÁLISIS SÍSMICO	17
3.2. PESO DEL EDIFICIO	18
3.3. ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES	18
3.3.1. IRREGULARIDADES EN PLANTA	19
3.3.2. IRREGULARIDADES EN ALTURA	19
3.4. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA	19
3.5. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SÍSMICO	19
3.5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO	22
3.5.2. ANÁLISIS DINÁMICO	23
3.5.3. AMPLIFICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	25
3.6. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS	25
4. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO	28
4.1. DISEÑO POR RESISTENCIA	29
4.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN	29
4.1.2. DISEÑO POR CORTE	30
4.1.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	31
4.2. DISEÑO POR CAPACIDAD	32
4.2.1. VIGAS	32
4.2.2. COLUMNAS	33
4.2.3. PLACAS	34
5. DISEÑO DE LOSAS	35
5.1. LOSAS ALIGERADAS	35
5.2. LOSAS MACIZAS	39
6. DISEÑO DE VIGAS	43

6.1.	VIGA EJE A _____	43
6.2.	VIGA EJE 3 _____	45
6.3.	DISEÑO DE VIGUETA _____	47
6.4.	DISEÑOS FINALES _____	49
7.	<i>DISEÑO DE COLUMNAS</i> _____	51
7.1.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN _____	54
7.2.	DISEÑO POR CORTE _____	55
7.3.	DISEÑO POR CAPACIDAD _____	55
8.	<i>DISEÑO DE PLACAS</i> _____	57
8.1.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN _____	58
8.2.	DISEÑO POR CORTE _____	60
8.3.	DISEÑO POR CAPACIDAD _____	60
9.	<i>DISEÑO DE CIMENTACIÓN</i> _____	62
9.1.	DISEÑO DE ZAPATA AISLADA _____	62
9.2.	DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA _____	65
10.	<i>DISEÑO DE CISTERNA Y ESCALERAS</i> _____	70
10.1.	DISEÑO DE CISTERNA _____	71
10.2.	DISEÑO DE ESCALERAS _____	73
11.	<i>METRADO DE MATERIALES</i> _____	75
12.	<i>CONCLUSIONES Y COMENTARIOS</i> _____	89
13.	<i>REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA</i> _____	90
	<i>ANEXOS</i> _____	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Pre-dimensionamiento de columna 1 _____	15
Tabla 3.1 Modos de vibración para 1 grado de libertad por piso (Traslación pura en X) _____	20
Tabla 3.2 Modos de vibración para 1 grado de libertad por piso (Traslación pura en Y) _____	20
Tabla 3.3 Modos de vibración para 3 grados de libertad por piso _____	21
Tabla 3.4 Periodos fundamentales para cada tipo de análisis _____	21
Tabla 3.5 Tabla resumen de fuerza cortante estática _____	23
Tabla 3.6 Cortantes en columnas y placas _____	24
Tabla 3.7 Factor de amplificación de fuerzas sísmicas _____	25
Tabla 3.8 Desplazamientos en X _____	26
Tabla 3.9 Desplazamientos en Y _____	26
Tabla 4.1. Factores de reducción para resistencias nominales _____	28
Tabla 4.2. Combinaciones de carga (Norma E.060) _____	28
Tabla 5.1 Cálculo de momento de fisuración positivo y negativo _____	35
Tabla 5.2 Resumen de diseño por flexión de la vigueta de aligerado _____	39
Tabla 6.1 Resumen de diseño por flexión de la viga del eje 3 (Piso 6) _____	44
Tabla 6.2 Resumen de diseño por cortante de la viga del eje 3 (Piso 6) _____	44
Tabla 6.3 Verificación del diseño por capacidad _____	45
Tabla 6.4 Resumen de diseño por flexión de la viga del eje A (Piso 6) _____	46
Tabla 6.5 Resumen de diseño por cortante de la viga del eje A (Piso 6) _____	46
Tabla 6.6 Verificación del diseño por capacidad _____	47
Tabla 6.7 Resumen de diseño de la viga chata (20x20cm) _____	48
Tabla 7.1 Cargas en la columna C-01 _____	53
Tabla 7.2 Combinaciones de carga en la columna C-01 _____	53
Tabla 7.3 Resumen de diseño por corte en la dirección X-X para la columna C-01 _____	55
Tabla 7.4 Resumen de diseño por corte en la dirección Y-Y para la columna C-01 _____	55
Tabla 7.5 Verificación por capacidad en la dirección X-X para la columna C-01 _____	56
Tabla 7.6 Verificación por capacidad en la dirección Y-Y para la columna C-01 _____	56
Tabla 8.1 Cargas de diseño de la placa P-06 _____	58
Tabla 8.2 Combinaciones de carga _____	58
Tabla 9.1. Resumen de esfuerzos últimos _____	63

Tabla 9.2. Cargas en zapatas _____	67
Tabla 9.3. Pre-dimensionamiento de zapatas _____	67
Tabla 11.1. Resumen de metrados _____	88
Tabla 11.2. Comparativo de ratios de materiales _____	88



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Plano de arquitectura de la primera planta	11
Figura 1.2. Plano de arquitectura de planta típica	12
Figura 2.1. Estructuración del edificio	16
Figura 3.1 Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones	24
Figura 4.1 Bloque equivalente de compresiones	29
Figura 4.2 Diagrama de interacción	31
Figura 4.3 Fuerza cortante de diseño	32
Figura 4.4 Fuerzas últimas en columnas y diagrama de interacción	33
Figura 5.1 Sección de vigueta típica de aligerado	35
Figura 5.2 Momentos de agrietamiento en sección T	36
Figura 5.3. Diagrama de deformación unitaria para una sección con acero balanceado	37
Figura 5.4 Modelo de vigueta de aligerado del eje 4 al 8	38
Figura 5.5 Diagrama de fuerza cortante de una vigueta típica de aligerado	38
Figura 5.6. Diagrama de momento flector de una vigueta típica de aligerado	38
Figura 5.7 Modelo de la franja de losa entre los ejes C al E y 4 al 5	40
Figura 5.8 Diagrama de fuerza cortante de la franja de losa	40
Figura 5.9 Diagrama de momento flector de la franja de losa	41
Figura 5.10 Diseño en planta del tramo de aligerado	42
Figura 5.11 Diseño en planta del tramo de losa maciza	42
Figura 6.1 Elevación de viga 07 y 08 del eje 3 (Piso 6)	43
Figura 6.2 Diagrama envolvente de momento flector (Piso 6)	43
Figura 6.3 Diagrama envolvente de fuerza cortante (Piso 6)	44
Figura 6.4 Elevación de viga del eje 3 (Piso 6)	45
Figura 6.5 Diagrama envolvente de momento flector (Piso 6)	45
Figura 6.6 Diagrama envolvente de fuerza cortante (Piso 6)	46
Figura 6.7 Paño de losa aligerada de la viga chata 1-1 (Piso típico)	47
Figura 6.8 Diagrama de momento flector	48
Figura 6.9 Diagrama de fuerza cortante	48
Figura 6.10 Diseño final de la viga del eje 3	49

Figura 6.11 Diseño final de la viga del eje A	49
Figura 6.12 Diseño final de la viga chata	50
Figura 7.1. Ubicación de la columna C-01	52
Figura 7.2. Distribución de refuerzo propuesto C-01	52
Figura 7.3 Diagrama de interacción M 3-3 para la columna C-01	54
Figura 7.4 Diagrama de interacción M 2-2 para la columna C-01	54
Figura 8.1. Placa P-06	57
Figura 8.2. Distribución de refuerzo propuesto P-06	58
Figura 8.3 Diagrama de interacción M 3-3 para la placa P-06	59
Figura 8.4 Diagrama de interacción M 2-2 para la placa P-06	59
Figura 8.5 Diseño final placa P-06	61
Figura 9.1 Secciones críticas para el diseño de la zapata aislada Z-09	63
Figura 9.2 Diseño final de la zapata aislada Z-09	65
Figura 9.3. Zapatas conectadas	66
Figura 9.4. Fuerzas actuantes en el sistema	66
Figura 9.5 Diseño final de zapatas	69
Figura 9.6 Diseño final de la viga de cimentación	70
Figura 10.1 Diseño final de uno de los muros de cisterna	72
Figura 10.2 Diagrama de momento flector de tramo de escalera	74
Figura 10.3 Diseño final del tramo de escalera	74
Figura 11.1 Diseño final de las vigas VT-01 y VT-02	75
Figura 11.2 Longitudes de acero de las vigas VT-01 y VT-02	75
Figura 11.3 Distribución de estribos de las vigas VT-01 y VT-02	76
Figura 11.4. Sección de columna C-01	78
Figura 11.5. Elevación de columna C-01	79
Figura 11.6. Distribución de estribos en elevación - C-01	79
Figura 11.7. Sección de placa P-01	82
Figura 11.8. Elevación de placa P-01	82
Figura 11.9. Distribución de estribos de núcleo en elevación – P-01	83
Figura 11.10 Zapata Z-11	86

CAPÍTULO 1: DESCRIPCION DEL PROYECTO

El presente proyecto consiste en un edificio de vivienda de 7 pisos ubicado en el distrito de Miraflores. En el primer piso del edificio se ubica la recepción, un depósito de basura y 12 estacionamientos, de los cuales 3 se encuentran en la fachada y a los otros 9 se accede por el ingreso vehicular del edificio ubicado entre los ejes E y F. En el segundo piso se cuenta con dos departamentos de más de 120 m² cada uno. Los pisos restantes se distribuyen 10 departamentos de aproximadamente 103 m² cada uno, los cuales no cuentan con el área de patio a diferencia de los departamentos del segundo nivel. El edificio cuenta con dos cisternas enterradas a los cuales se accede por una escalera de gato, un ascensor, una escalera con sistema de extracción mecánica, un cuarto de máquinas ubicado en la azotea y un tanque elevado para proveer agua a los departamentos. La figura 1.1 y 1.2 se muestra la primera planta y la planta típica del edificio respectivamente.

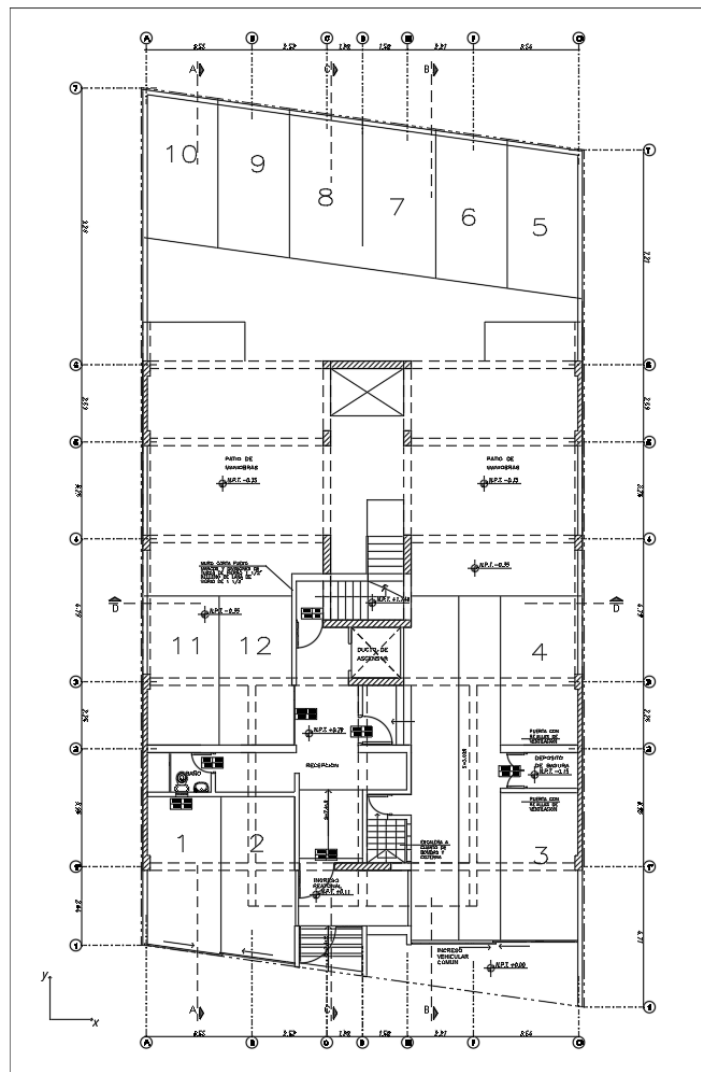


Figura 1.1. Plano de arquitectura de la primera planta

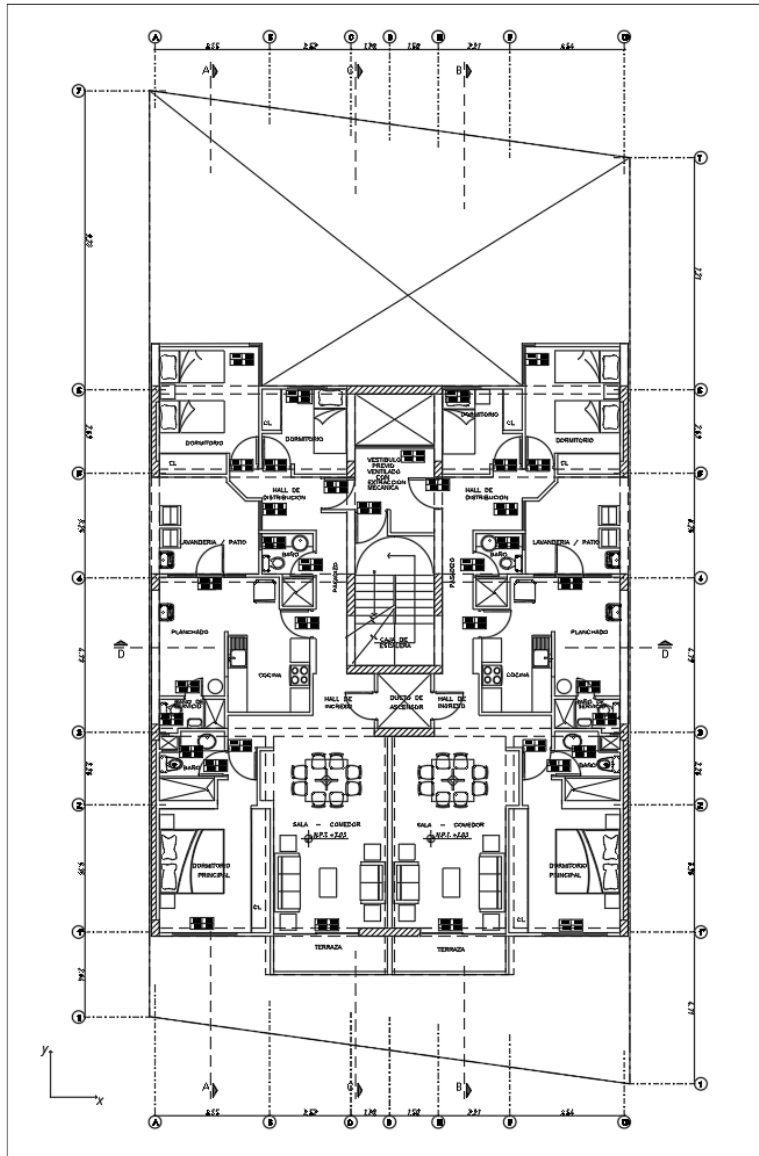


Figura 1.2. Plano de arquitectura de planta típica

El sistema estructural del edificio está compuesto por pórticos y placas de concreto armado adecuadamente distribuidos para soportar las cargas de gravedad y sísmicas. Sobre estos se apoyan losas aligeradas de 20 cm de espesor y losas macizas de 15 y 20 cm. Los materiales empleados en la estructura serán concreto con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo grado 60 de $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Al final del diseño, se realizará el metrado de las partidas de concreto, acero y encofrado con el fin de obtener los ratios por m^2 de dichas partidas y poder compararlos con diseños de proyectos similares.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Teniendo en cuenta que Lima se encuentra en una zona altamente sísmica, el edificio debe ser diseñado para soportar tanto las cargas de gravedad como solicitaciones sísmicas. El adecuado comportamiento ante un evento sísmico consiste en no presentar daños frente a sismos leves, resistir sismos moderados con posibilidad de leves daños estructurales y presentar grandes daños sin llegar al colapso de la estructura ante un sismo severo. Para asegurar este comportamiento se distribuirán correctamente los distintos elementos, de tal manera que trabajen en conjunto para brindarle al edificio un desempeño adecuado.

Para ubicar los elementos como placas, vigas y columnas se tendrá en cuenta la arquitectura del proyecto de tal manera que no se vea afectada la estética ni la funcionalidad del edificio. Es necesario que la estructuración sea lo más simple posible para poder considerar algunos criterios incluidos en la Norma E.030 2019 Diseño Sismorresistente. Se distribuyeron los elementos verticales con simetría con el fin de simplificar el modelo y obtener resultados que se asemejen a la realidad.

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.2.1. LOSAS

2.2.1.1. LOSA ALIGERADA

Según las recomendaciones del libro del ingeniero Antonio Blanco Blasco, “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” el peralte de la losa aligerada debe ser mayor a la luz libre dividida entre 25 para evitar verificar deflexiones. Debido a que las luces del proyecto son de 3.5m en promedio se decidió seleccionar un peralte de 20 cm de manera que se obtenga una adecuada resistencia al corte sin la necesidad de usar ensanches.

2.2.1.2. LOSA MACIZA

Con el fin de mantener conectados los elementos estructurales se colocarán losas macizas junto a la escalera y a los lados del ducto del ascensor de manera que la estructura pueda ser considerada como una unidad.

Entre los ejes C y E la luz de la losa es de 4m en una dirección y 2.7m en la otra, por ello se eligió un espesor de 15 cm para controlar las deflexiones. Para la losa que se ubicará a los lados del ascensor se seleccionó un espesor de 20 cm para uniformizarla con la losa aligerada que se encuentra continua a ésta.

2.2.2. VIGAS

Para el predimensionamiento de las secciones de vigas se tomaron en cuenta las recomendaciones del libro Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado en el cual se recomienda que el peralte de las vigas sea aproximadamente la luz libre entre 10 o 12 y el ancho de 30% o 50% del peralte. De esta manera se asegura que no se tendrá que verificar deflexiones y que las vigas trabajarán correctamente ante las solicitaciones sísmicas.

Finalmente, con el fin de que trabajen correctamente ante cargas de sismo, se uniformizó un ancho de 25 cm a excepción de la viga V-20, la cual posee un ancho de 30 cm debido a que recibe una mayor carga. Los peraltes elegidos fueron de 50 cm y 60 cm de acuerdo a las recomendaciones mencionadas.

2.2.3. COLUMNAS

El edificio posee 2 columnas que forman pórticos combinados con las placas en ambas direcciones. Debido a esto, la carga sísmica será resistida principalmente por las placas entonces se podrá estimar el área de la sección de las columnas con la siguiente fórmula:

$$A_{requerida} = P_{servicio} / 0.45 \times f'_c$$

Para esto se realizó un metrado de cargas de las columnas teniendo en cuenta un peso de losa aligerada de 300 kg/m², carga viva de 200 kg/m², un piso terminado de 100 kg/m². A continuación, se presenta la tabla 2.1. que muestra el cálculo para el predimensionamiento de la columna C-01 ubicada en los ejes C y 5.

Tabla 2.1. Pre-dimensionamiento de columna 1

C-01						
Elementos	b(m)	h(m)	long(m)	Área (m²)	Factor peso	Peso
V-03	0.25	0.60	3.03	0.76	2.40	1.09
V-13	0.25	0.50	1.30	0.32	3.40	0.55
V-14	0.25	0.50	1.78	0.44	4.40	0.98
Losa Maciza				2.48	0.48	1.19
Aligerado				9.30	0.30	2.79
				13.30		
					Peso (Ton)	6.60
					S/c (Ton)	2.66
					Pt (Ton)	1.33
					Total (Ton)	10.59
					Total x 7pisos (Ton)	74.10
					Área columna (cm ²)	1008.19
					Área real (cm ²)	1250.00

Se decidió elegir una sección de 25 cm por 50 cm, a pesar de obtener una sección menor con los cálculos. También cabe resaltar que el predimensionamiento con cargas de servicio no toma en cuenta la acción del sismo que, a pesar de ser soportado básicamente por las placas, igual tendrá un efecto sobre las columnas.

2.2.4. PLACAS

Para el predimensionamiento de las placas se asumieron longitudes conservadoras para las 4 placas ubicadas en los ejes A y G debido a que su ubicación no limitaba la longitud de las placas. En cambio, las placas que trabajan en la dirección X (paralela a la fachada) del análisis se vieron impedidas de aumentar su longitud debido a la arquitectura del proyecto, por lo que se colocaron placas en donde anteriormente había muros de albañilería.

A continuación, se presenta la estructuración del edificio en la figura 2.1, de acuerdo a las dimensiones consideradas para los predimensionamientos de los distintos elementos.

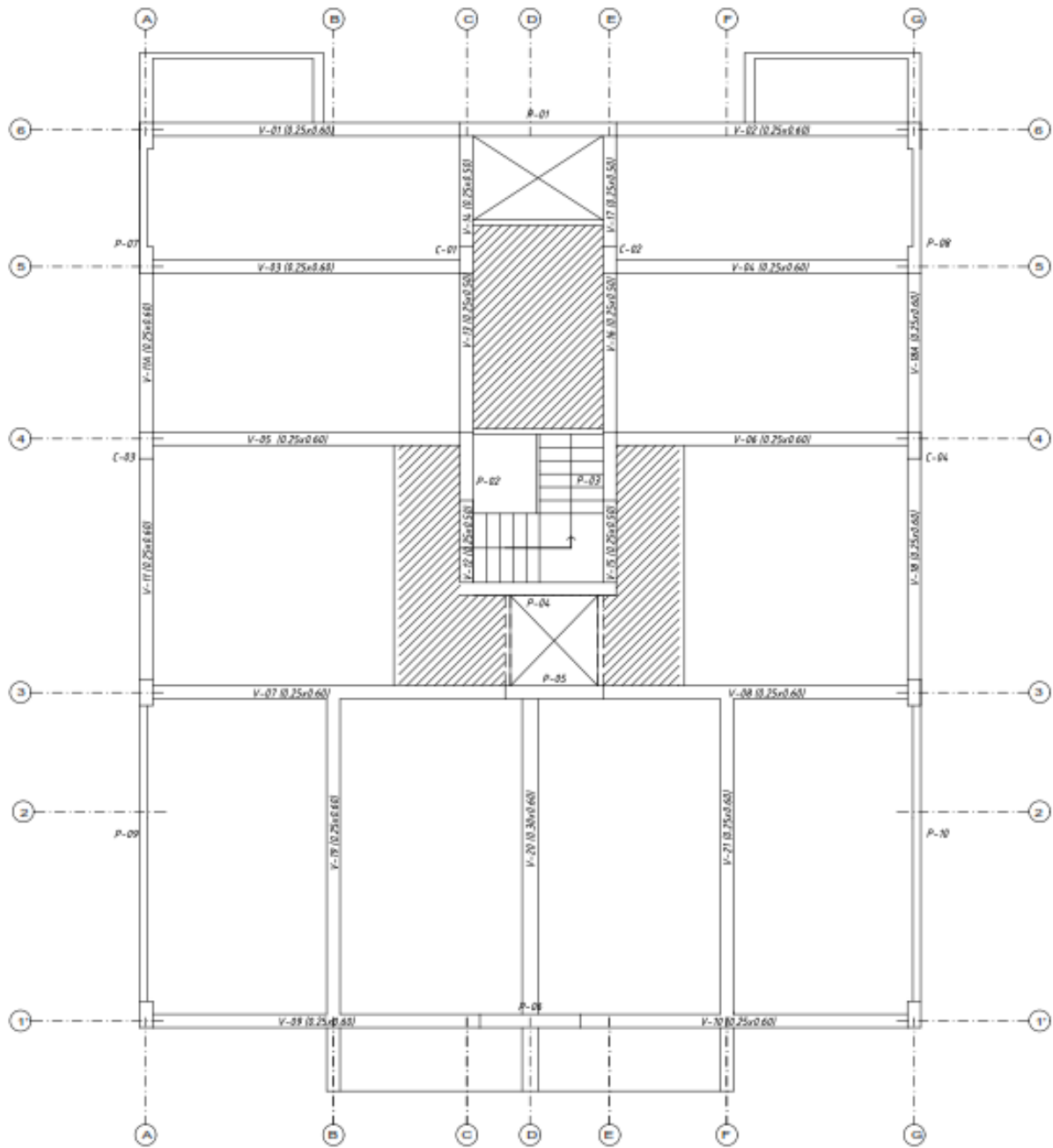


Figura 2.1. Estructuración del edificio

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

Al igual que en el análisis por cargas de gravedad, se debe verificar que la estructura satisfaga las solicitaciones sísmicas de rigidez, resistencia y ductilidad, establecidas por la Norma E.030 2019 de Diseño Sismorresistente; todo esto mediante un análisis sísmico, del cual, además obtendremos las fuerzas internas en los elementos que actúan durante un sismo para su posterior diseño.

La Norma E.030 2019 establece que para las estructuras ubicadas en la zona 4, como es el caso del edificio a analizar, se debe realizar un análisis dinámico con el uso del espectro inelástico de pseudoaceleraciones. Asimismo, se realizará un análisis estático, con el fin de estimar la cortante basal mínima.

3.1. PARÁMETROS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

- Factor de Zona: $Z = 0.45$. Debido a la ubicación geográfica del edificio (Zona 4).
- Factor de Uso: $U = 1$. La estructura es una edificación de vivienda por lo que pertenece a la categoría de edificación común.
- Factor de Amplificación Sísmica: C . Este factor depende del periodo fundamental de la estructura y de los periodos T_P y T_L .

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)$$

- $T_p = 0.4$ s y $T_L = 2.5$ s. Parámetros de sitio definidos por el tipo de suelo.
- Parámetro de Suelo: $S = 1$. El perfil del terreno corresponde al de un suelo rígido, por lo que el factor corresponde al de un suelo tipo S1.
- Coeficiente de Reducción: $R = 6$. Para el sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado le corresponde este factor; sin embargo, luego del análisis se tendrá que verificar el porcentaje de cortante en la base que se llevan los muros y las irregularidades que podría tener la estructura, con el fin de determinar si el R asumido es correcto.

3.2. PESO SÍSMICO DEL EDIFICIO

En el artículo 26 de la Norma E.030 2019, se indica los porcentajes de pesos que se deben considerar para la estimación del peso sísmico según la categoría de la estructura. El edificio a analizar pertenece a la categoría C, por lo que le corresponde el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva como se muestra a continuación:

CARGA MUERTA (CM):

Placas	280
Columnas	30
Losa Maciza	40
Losa aligerada	350
Vigas	280
Tabiquería	30
Piso terminado	160
	<hr/>
	1,170 tn

CARGA VIVA (CV):

350 tn

PESO TOTAL: CM + 100%CV

1,520 tn

ÁREA:

1,583 m²

PESO/m²:

0.96 tn/m²

PESO SÍSMICO: CM + 25%CV

1,258 tn

3.3. ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES

La Norma E.030 2019 de diseño sismorresistente establece parámetros para determinar los tipos de irregularidades que posee la estructura; dependiendo de estas, se requerirá multiplicar al coeficiente de reducción por uno o varios factores de irregularidad.

3.3.1. IRREGULARIDADES EN PLANTA (I_p)

- Esquinas Entrantes: El edificio cuenta solo con tragaluces laterales sin embargo por sus dimensiones y posición no califican como esquinas entrantes.
- Discontinuidad del Diafragma: Se cuenta con dos aberturas en el diafragma debido a la caja de ascensor y de escaleras; sin embargo, estas no representan una discontinuidad importante en el diafragma.
- Sistemas no Paralelos: La estructura no cuenta con sistemas no paralelos.
- Irregularidad torsional: Este caso se verificará más adelante al realizar el análisis de los desplazamientos.

$$I_p = 1$$

3.3.2. IRREGULARIDADES EN ALTURA (I_a)

- Piso Blando: La estructura mantiene una configuración de elementos verticales similar en todos los niveles; sin embargo, se verificará más adelante al realizar el análisis de los desplazamientos.
- Irregularidad de Masa o Peso: El edificio mantiene una masa similar en cada nivel.
- Irregularidad Geométrica Vertical: La estructura no presenta cambios importantes entre niveles.
- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: No se presentan elementos con desalineamiento vertical.

$$I_a = 1$$

3.4. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Mediante el modelamiento de la estructura en el software de cálculo (Etabs 2016), se obtuvieron los modos de vibración con sus periodos y masas participativas correspondientes, tanto para los análisis de traslación pura como para los de 3 grados de libertad por piso como se muestran en las tablas 3.1, 3.2 y 3.3.

Se elegirá el periodo predominante hasta llegar al menos hasta el 90% de la masa participativa en cada dirección (tabla 3.4).

Tabla 3.1 Modos de vibración para 1 grado de libertad por piso (Traslación pura en X)

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa en X	
1	0.82	72.7	
2	0.19	17.2	
3	0.08	6.0	95.80%
4	0.05	2.4	
5	0.03	1.0	
6	0.02	0.2	
7	0.02	0.0	

Tabla 3.2 Modos de vibración para 1 grado de libertad por piso (Traslación pura en Y)

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa en Y	
1	0.39	73.0	
2	0.09	18.2	
3	0.04	5.5	96.70%
4	0.03	2.2	
5	0.03	0.0	
6	0.03	0.0	
7	0.03	0.0	

Tabla 3.3 Modos de vibración para 3 grados de libertad por piso

Modo	Periodo (s)	% Masa participati va en X	% Masa participati va en Y
1	0.85	72.4	0.0
2	0.41	0.0	56.8
3	0.37	0.0	15.9
4	0.20	17.2	0.0
5	0.10	0.0	15.0
6	0.09	0.0	3.5
7	0.08	6.0	0.0
1	0.05	2.4	0.0
2	0.04	0.0	4.7
3	0.04	0.0	0.8
4	0.03	1.0	0.0
5	0.03	0.0	2.0
6	0.03	0.0	0.0
7	0.03	0.0	0.1
1	0.03	0.0	0.1
2	0.02	0.2	0.0
3	0.02	0.0	0.0
4	0.02	0.0	0.1
5	0.02	0.2	0.0
6	0.02	0.0	0.0
7	0.02	0.0	0.0

% en Y= 91.2%
% en X= 95.7%

Tabla 3.4 Periodos fundamentales para cada tipo de análisis

Periodo (s)		
Dirección	1 GDL por piso	3 GDL por piso
X	0.82	0.85
Y	0.39	0.41

3.5. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SÍSMICO

3.5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Este método consiste en el cálculo de fuerzas horizontales de sismo distribuidas en la altura del edificio y que actúan en el centro de masas de cada nivel.

Fuerza cortante estática en la base:

La fuerza cortante total en la base de la estructura para cada dirección se determinará con la siguiente expresión:

$$V_{estática\ x} = \frac{Z * U * S * C}{R} * P$$

En donde:

P = Peso sísmico del edificio

- Análisis en X-X

$$T_L = 2.5\ s > T_x = 0.85\ s > T_p = 0.4\ s$$

Por lo tanto:

$$C_x = 2.5 * \frac{T_p}{T_x} = 2.5 * \frac{0.4}{0.85} = 1.18$$

$$V_{estática\ x} = \frac{0.45 * 1 * 1 * 1.18}{6} * 1204 = 106\ \text{Ton}$$

- Análisis en Y-Y

$$T_L = 2.5\ s > T_x = 0.41\ s > T_p = 0.4\ s$$

Por lo tanto:

$$C_x = 2.5 * \frac{T_p}{T_x} = 2.5 * \frac{0.4}{0.41} = 2.44$$

$$V_{estática Y} = \frac{0.45 * 1 * 1 * 2.44}{6} * 1204 = 220 \text{ Ton}$$

A continuación, en la tabla 3.5 se observa el resumen las cortantes estáticas para cada dirección.

Tabla 3.5 Tabla resumen de fuerza cortante estática

Dirección	% Peso	Cortante estática (Ton)
X	8.8	106
Y	18.3	220

3.5.2. ANÁLISIS DINÁMICO

Este es un análisis por superposición espectral, el cual emplea simultáneamente los modos de vibración de la estructura y usa un espectro inelástico de pseudoaceleraciones como se muestra en la figura 3.1, definido por la Norma Peruana E.030 2019 de diseño sismorresistente con la siguiente expresión:

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

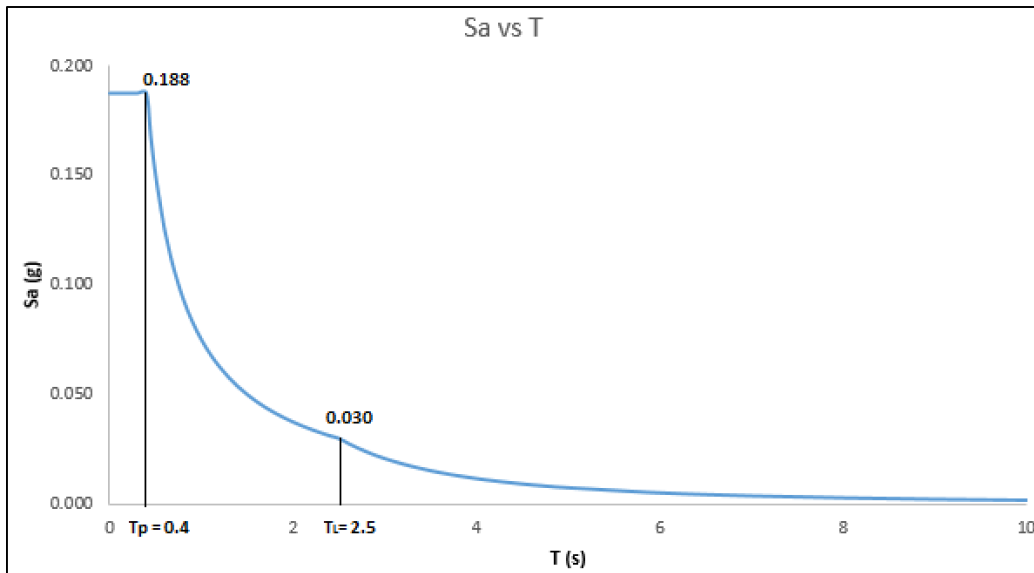


Figura 3.1 Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

Con fines comparativos se realizarán dos análisis dinámicos para cada dirección, uno que considere un grado de libertad por piso (traslación pura) y el otro con 3 grados de libertad (dos desplazamientos y un giro). En las tablas 3.6 se observan tanto las cortantes en columnas, placas como las cortantes basales obtenidas para cada análisis.

Tabla 3.6 Cortantes en columnas y placas

Análisis Dinámico 1 GDL

Sismo en X		
Cortante en columnas (tn)	1	1.1%
Cortante en placas (tn)	92	98.9%
Cortante basal (tn)	93	

Sismo en Y		
Cortante en columnas (tn)	4	2.2%
Cortante en placas (tn)	171	97.8%
Cortante basal (tn)	175	

Análisis Dinámico 3 GDL

Sismo en X		
Cortante en columnas (tn)	1	1.1%
Cortante en placas (tn)	90	98.9%
Cortante basal (tn)	91	

Sismo en Y		
Cortante en columnas (tn)	4	2.6%
Cortante en placas (tn)	151	97.4%
Cortante basal (tn)	155	

Como se puede apreciar en las tablas, las placas toman más del 70% de la cortante basal, por lo que el $R = 6$ asumido para edificios de muros estructurales, es correcto.

3.5.3. AMPLIFICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

La Norma E.030 2019 limita una cortante basal mínima igual al 80% de la basal estática para estructuras regulares y al 90% para el caso de irregulares. La estructura a analizar, al ser regular y tener una cortante dinámica menor al límite propuesto de la norma, deberá amplificar sus fuerzas sísmicas con un factor como se muestra en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Factor de amplificación de fuerzas sísmicas

	V_{ESTÁTICA} (TN)	V_{DINÁMICA} (TN)	80% V_{ESTÁTICA} (TN)	F_{ESCALA}
SISMO EN X	106	90	85	1
SISMO EN Y	220	156	176	1.14

Se puede apreciar, que en la dirección X, no es necesario amplificar la cortante, mientras que en la dirección Y, se deberán amplificar las fuerzas por un factor de 1.14.

3.6. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos del análisis dinámico modal espectral con las solicitaciones sísmicas reducidas que se obtuvieron del programa, deberán ser multiplicados por el factor 0.75R con el fin considerar que la estructura incursiona en el rango inelástico.

En las tablas 3.8 y 3.9 se muestran los desplazamientos laterales, derivas del centro de masas y derivas máximas totales de cada entrepiso, además de la comprobación de irregularidad torsional y piso blando, a las que la norma define de siguiente manera:

Irregularidad Torsional:

$$\text{Si } \frac{\text{Deriva}_{Máx}}{\text{Deriva}_{CM}} > 1.3, \text{ existe irregularidad torsional}$$

Piso Blando:

Existe esta irregularidad de Piso Blando cuando en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes (Norma E.030 2019).

Tabla 3.8 Desplazamientos en X

X-X									
Piso	Desplazamiento total (cm)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Deriva CM (‰) (1)	Deriva máx (‰) (2)	Verificación de irregularidad torsional (2)/(1)	Cortante entrepiso (Ton)	Rigidez lateral (Ton/cm)	70% Rigidez lateral - Piso superior (Ton/cm)	80% Rigidez Lateral Promedio 3 pisos superiores (Ton/cm)
7	10.33	1.56	5.66	5.77	1.02	28.08	18.05	-	-
6	8.77	1.64	5.96	6.09	1.02	45.52	27.75	12.64	-
5	7.13	1.70	6.19	6.29	1.02	56.76	33.36	19.43	-
4	5.43	1.69	6.16	6.22	1.01	66.23	39.09	23.35	12.83
3	3.73	1.57	5.73	5.75	1.00	75.60	48.02	27.37	14.78
2	2.16	1.30	4.72	4.73	1.00	84.18	64.84	33.61	18.71
1	0.86	0.86	2.55	2.55	1.00	90.35	104.96	45.39	22.49

Tabla 3.9 Desplazamientos en Y

Y-Y									
Piso	Desplazamiento total (cm)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Deriva CM (‰) (1)	Deriva máx (‰) (2)	Verificación de irregularidad torsional (2)/(1)	Cortante entrepiso (Ton)	Rigidez lateral (Ton/cm)	70% Rigidez lateral - Piso superior (Ton/cm)	80% Rigidez Lateral Promedio 3 pisos superiores (Ton/cm)
7	5.47	0.85	3.07	3.09	1.00	41.12	48.65	-	-
6	4.62	0.89	3.24	3.25	1.00	75.68	85.07	34.06	-
5	3.73	0.91	3.31	3.32	1.00	102.14	112.31	59.55	-
4	2.83	0.89	3.24	3.24	1.00	122.59	137.73	78.62	37.44
3	1.94	0.81	2.95	2.96	1.00	138.02	170.11	96.41	45.92
2	1.12	0.66	2.41	2.41	1.00	148.61	224.65	119.08	62.55
1	0.46	0.46	1.37	1.37	1.00	154.79	334.93	157.26	78.43

Como se observa en las tablas 3.8 y 3.9, los desplazamientos no generan irregularidades torsionales ni de piso blando.

La norma E.030 establece un valor máximo permisible de 7‰ para la deriva de entrepiso. El edificio a analizar presenta derivas máximas del orden de 6.3 ‰ y 3.3 ‰ en las direcciones XX e YY respectivamente, por lo que se cumple con dicha especificación, al igual que para las de piso blando e irregularidad torsional. Para la junta sísmica del edificio la Norma E.030 2019 establece los siguientes parámetros:

- $S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- $S > 3$ cm
- $S = 0.006 * h$ (h y s en centímetros)

Según la norma, la estructura deberá retirarse de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables o con edificaciones, distancias no menores a $2/3$ del desplazamiento máximo o $s/2$.

- Con la altura del edificio es de $h = 1988$ cm se calculó:

$$\frac{S}{2} = (0.006 * 1988) * 0.5 = 6 \text{ cm}$$

- El desplazamiento máximo obtenido en X es de 10.33 cm, por lo que:

$$S = \frac{2}{3} * (10.33) = 6.90 \text{ cm}$$

- El desplazamiento máximo obtenido en Y es de 5.47 cm, por lo que:

$$S = \frac{2}{3} * (5.47) = 3.70 \text{ cm}$$

Finalmente, la junta sísmica elegida fue de **7 cm** para cada dirección.

CAPÍTULO 4: FUNDAMENTOS DE DISEÑO

Siguiendo las especificaciones de la Norma E.060 de Concreto Armado, el diseño de los elementos se realizará por resistencia. Dicho método consiste en obtener una resistencia nominal para el elemento a diseñar, la cual al ser sometida a un factor de reducción dependiendo del tipo de análisis (tabla 4.1), deberá ser mayor o igual que la resistencia última requerida para cargas amplificadas (tabla 4.2).

Tabla 4.1. Factores de reducción para resistencias nominales

Solicitaciones	Factor de reducción (Φ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Carga axial de compresión con o sin flexión y con estribos	0.70
Aplastamiento	0.70

Tabla 4.2. Combinaciones de carga (Norma E.060)

COMBINACIONES DE CARGAS AMPLIFICADAS
1.4 CM + 1.7 CV
1.25 (CM + CV) \pm CS
0.9 CM \pm CS

En donde:

CM : Carga muerta

CV : Carga viva

CS : Carga sísmica

Para asegurar el comportamiento dúctil de los elementos de concreto, la Norma E.060 propone el diseño por capacidad, el cual procura evitar una falla no deseada como la de corte (falla frágil); por lo que se busca asegurar que las vigas o columnas fallen primero por flexión (falla dúctil). Además, para el caso de nudos, se debe prevenir que las columnas fallen por flexión antes que las vigas, por lo que esta deberá tener una resistencia mayor a la de las vigas que soporta.

A continuación, se detallarán los procesos de diseño previamente mencionados.

4.1. DISEÑO POR RESISTENCIA

4.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de elementos sometidos a flexión simple como vigas, losas macizas, losas aligeradas y escaleras; el ACI permite considerar el diagrama de esfuerzos del concreto como un bloque de compresiones equivalente (figura 4.1) con un esfuerzo de $0.85 \cdot f'_c$ desde el borde transversal del elemento hasta una distancia "a = $\beta_1 \cdot c$ ", en donde c es la distancia desde el borde de la sección hasta el eje neutro y $\beta_1 = 0.85$ para concretos con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

El diseño por flexión estará definido por la siguiente expresión:

$$M_u \leq \Phi M_n$$

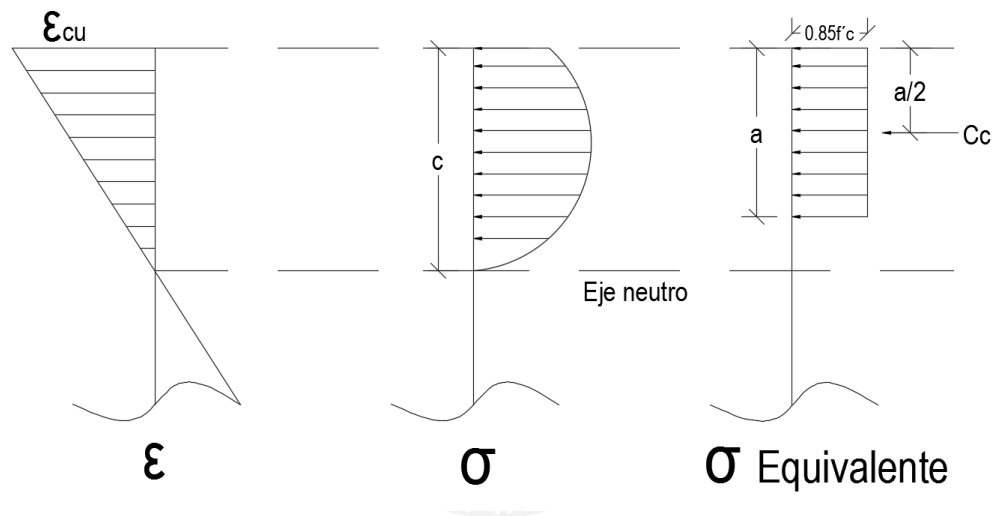


Figura 4.1 Bloque equivalente de compresiones

El cálculo de la capacidad a flexión de los elementos se realizará usando las siguientes expresiones:

$$\Phi M_n = \Phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

En donde:

- A_s = Área de acero en tracción
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (4200 kg/cm^2)
- d = Peralte efectivo de la sección
- a = Profundidad del bloque de compresiones equivalente
- b = Ancho de la sección rectangular
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto
- Φ = Factor de reducción (0.90 para flexión)

M_n = Resistencia nominal a flexión

M_u = Resistencia última requerida a flexión

La Norma E.030 2019 indica que los elementos diseñados a flexión no deben tener una cuantía mayor al 75% de la que produciría una falla balanceada, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil. En caso la cuantía sea insuficiente se podrá añadir acero en compresión para alcanzar la resistencia requerida.

Los elementos que se diseñarán a flexión tienen algunos requisitos específicos que serán descritos en sus respectivos acápite.

4.1.2. DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte estará basado en la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

V_n = Resistencia nominal a corte

V_u = Resistencia última requerida a corte

Φ = Factor de reducción (0.85 para para)

El cálculo de la resistencia nominal (V_n) a corte considera tanto el aporte del concreto (V_c) como del acero (V_s) como se muestra en la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

En donde el aporte del concreto depende de las solicitaciones del elemento:

$V_c = 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$	<i>Vigas</i>
$V_c = 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c}$	<i>Columnas</i>
$V_c = \alpha c \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$	<i>Muros</i>

En donde:

b = Ancho de la sección rectangular

d = Peralte efectivo de la sección

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

N_u = Carga axial última

A_g = Área bruta de la sección

αc = Coeficiente que depende de la relación Altura/Longitud

El aporte del acero transversal del acero que soporta el corte está dado por:

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

En donde:

- A_v = Área transversal del acero sometido a corte
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero
- s = Separación de los estribos

Los elementos que se diseñarán a corte tienen algunos requisitos específicos que serán descritos en sus respectivos acápite.

4.1.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Las placas y columnas son elementos que se encuentran bajo la acción de carga axial y flexión, por lo que este tipo de diseño tiene como objetivo brindarle un refuerzo que sea capaz de resistir esta acción simultánea de solicitaciones. Para ello se necesita crear una gráfica que muestre el lugar geométrico de las combinaciones de Momento nominal (M_n) y Carga axial nominal (P_n) que generen la falla en la sección. Dicha gráfica, llamada "Diagrama de interacción", deberá ser reducida por el factor de reducción Φ (tabla 4.1) y además, la resistencia nominal de carga axial será limitada al 80% de P_o (Norma E.060).

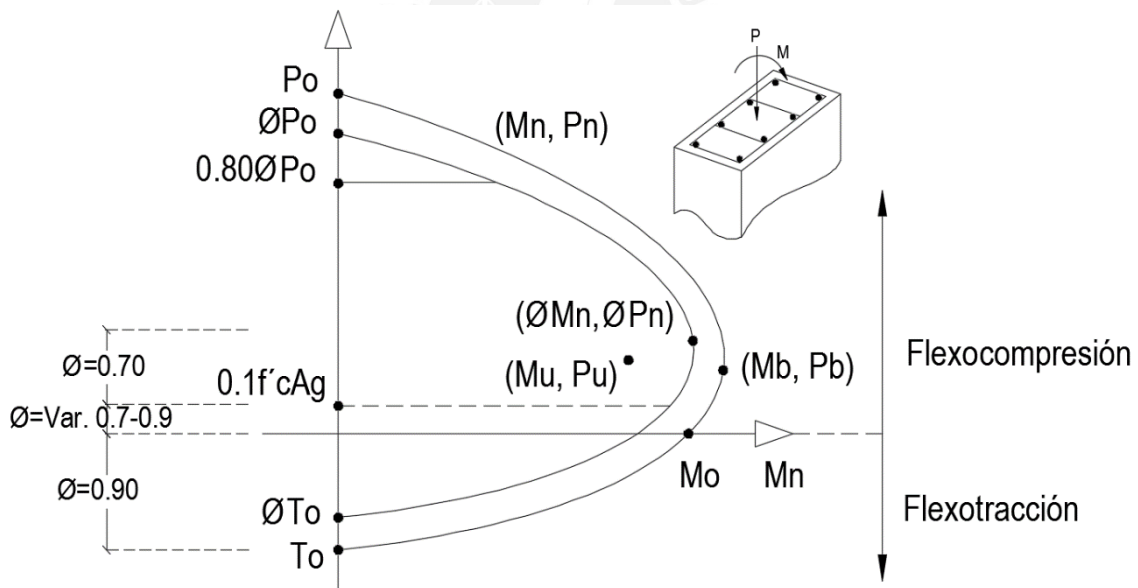


Figura 4.2 Diagrama de interacción

En la figura 4.2 se puede observar los diagramas de interacción de resistencias nominales y de diseño. Para que se haya cumplido el requerimiento de diseño, los pares (P_n, M_n) deben ubicarse dentro de dicho diagrama.

4.2. DISEÑO POR CAPACIDAD

Como se mencionó al inicio del capítulo, se deberá realizar el diseño por capacidad de los elementos sismorresistentes (Vigas, columnas y placas), debido a la posible incursión de estos en el rango inelástico durante algún evento sísmico. Esto con el fin de brindarle a los elementos una mayor resistencia a flexión que a corte; y así obtener una falla dúctil.

A continuación, se detallará el diseño por capacidad de los elementos sismorresistentes:

4.2.1. VIGAS

La fuerza cortante última se calculará sumando la cortante estática más la producida por los momentos nominales (figura 4.3).

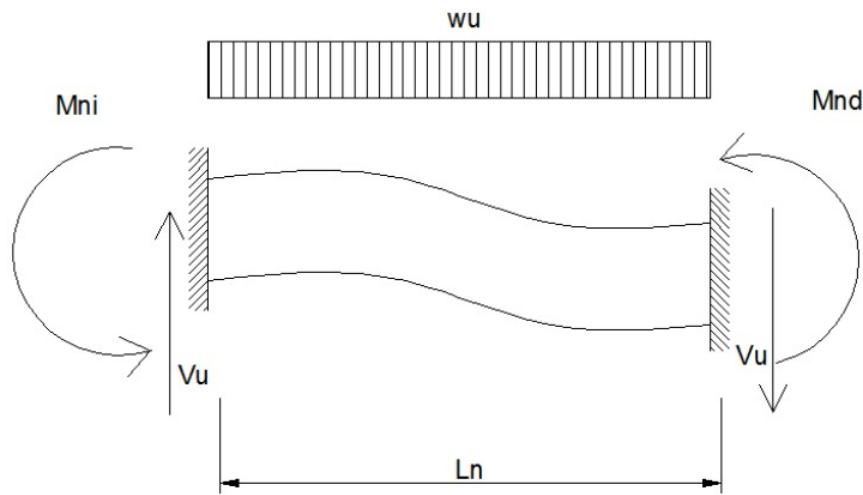


Figura 4.3 Fuerza cortante de diseño

La fuerza cortante de diseño queda definida con la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{w_u \cdot L_n}{2}$$

En donde:

- M_{ni} = Momento nominal en el extremo inicial del elemento
- M_{nd} = Momento nominal en el extremo final del elemento
- L_n = Luz libre de la viga
- w_u = Carga última distribuida (1.25(CM + CV))

4.2.2. COLUMNAS

La fuerza cortante última es igual a la producida por los momentos nominales en los extremos de la columna (Figura 4.4).

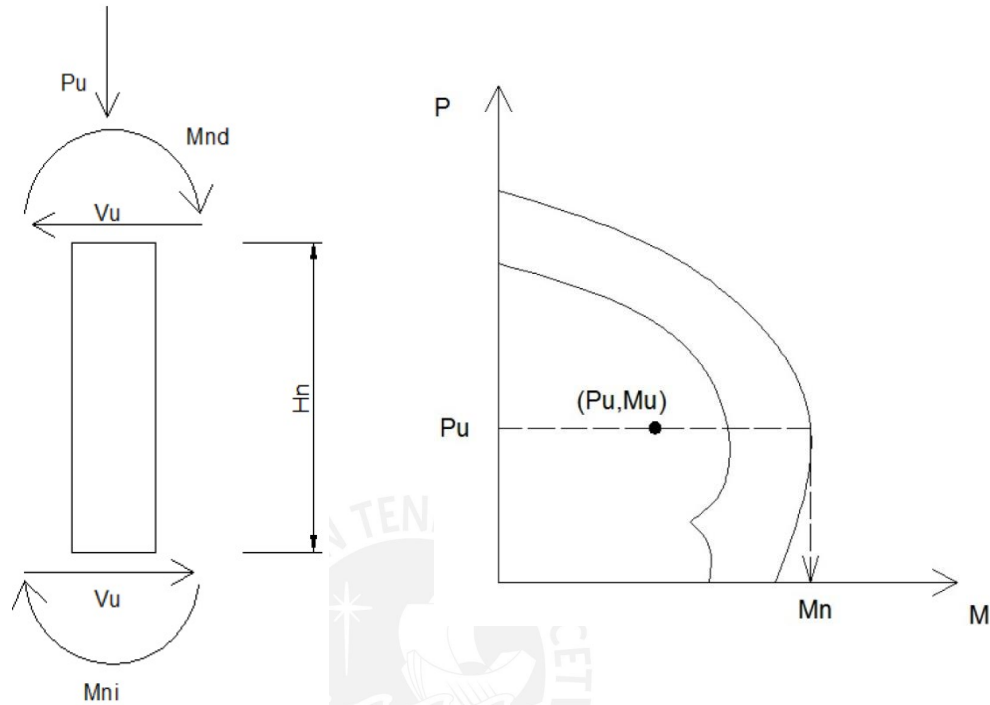


Figura 4.4 Fuerzas últimas en columnas y diagrama de interacción

Para el cálculo de los momentos nominales en la columna se empleará su diagrama de interacción como se muestra en la figura 4.4 y se utilizará la siguiente expresión para calcular la cortante última de diseño (V_u).

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{pr}}{H_n}$$

En donde:

- M_{pr} = Momento Probable ($1.25 \cdot M_n$)
- H_n = Altura libre de entrepiso

4.2.3. PLACAS

En las placas, a diferencia del diseño por capacidad en columnas, se calcula la cortante última de diseño (V_u) multiplicando la cortante última actuante por un factor de amplificación como se muestra en la siguiente expresión (Norma E.060):

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

En donde:

- V_{ua} = Cortante última actuante
- M_{ur} = Momento resistente
- M_{ua} = Momento actuante

El momento resistente se calculará del mismo modo que el momento nominal en las columnas (figura 4.4).



CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS

En el presente capítulo se detallará el diseño por flexión y corte de una vigueta de aligerado de 20 cm ubicada entre el eje 8 y el eje 4 y el paño losa maciza ubicado entre los ejes 4 y 5 (ver figura 5.1).

5.1. LOSA ALIGERADA

Se comenzó el diseño calculando el acero máximo y mínimo requerido por la sección de vigueta de nuestro aligerado. Para esto se utilizaron las fórmulas establecidas por la norma E 060 Concreto armado. Estos datos nos servirán para elegir las varillas que se colocarán en los distintos aligerados presentes en el edificio. Los cálculos del diseño se muestran en la tabla 5.1.

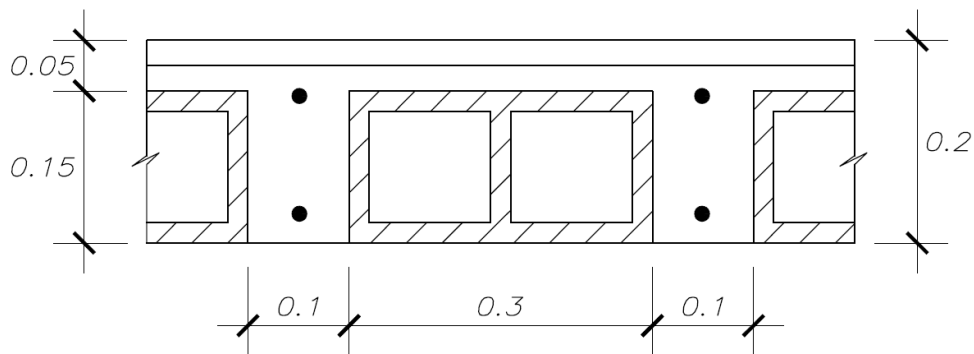


Figura 5.1 Sección de vigueta típica de aligerado

Tabla 5.1 Cálculo de momento de fisuración positivo y negativo

Centroide (cm)	13.21
Area (cm²)	350
I_{x-x} (cm⁴)	11,800
f'_c (kg/cm²)	210
f_r (kf/cm²)	29
M_{cr}⁺ (kg.cm)	25,883
M_{cr}⁻ (kg.cm)	50,400

En la figura 5.2 se observa la dirección en la que actúan cada uno de los momentos de agrietamiento para una vigueta típica de aligerado.

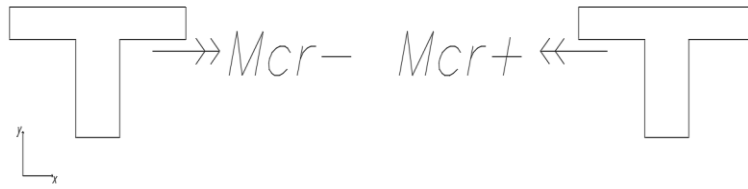


Figura 5.2 Momentos de agrietamiento en sección T

$$\Phi M_n > 1.2 M_{cr}$$

- A_{\min}^+

$$M_n = 1.2 * 25,883 = 34,510.5 \text{ kg. cm}$$

$$34510.5 = 4200 * A_{\min} * \left(17 - 0.85 * \frac{c}{2}\right)$$

$$0.85 * 0.85 * 210 * 40 * c = 4200 * A_{\min}$$

$$c = 0.34 \text{ cm}$$

$$A_{\min}^+ = 0.49 \text{ cm}^2$$

- A_{\min}^-

$$M_n = 67200.4 \text{ kg. cm}$$

$$67200.4 = 4200 * A_{\min} * \left(17 - 0.85 * \frac{c}{2}\right)$$

$$0.85 * 0.85 * 210 * 10 * c = 4200 * A_{\min}$$

$$c = 2.80 \text{ cm}$$

$$A_{\min}^- = 1.01 \text{ cm}^2$$

Para calcular el acero máximo, calcularemos primero el acero balanceado de la sección con las deformaciones mostradas en la figura 5.3.

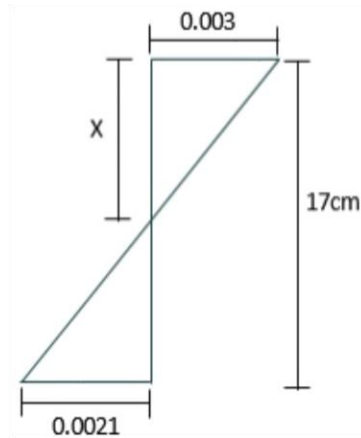


Figura 5.3. Diagrama de deformación unitaria para una sección con acero balanceado

$$X = 17 * \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} = 10 \text{ cm}$$

- A_{bal}^+

$$0.85 * 210 * 30 * 5 + 0.85 * 0.85 * 210 * 10 * 10 = 4200 * A_{bal}^+$$

$$A_{bal}^+ = 9.98 \text{ cm}^2$$

- A_{bal}^-

$$0.85 * 0.85 * 210 * 10 * 10 = 4200 * A_{bal}^-$$

$$A_{bal}^- = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{m\acute{a}x}^+ = 0.75 * A_{bal}^+ = 7.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{m\acute{a}x}^- = 0.75 * A_{bal}^- = 2.71 \text{ cm}^2$$

Para realizar el metrado de cargas de gravedad sobre una vigueta típica de aligerado convencional se consideró un peso de aligerado de 300 kg/m^2 , un piso terminado de 100 kg/m^2 , una sobrecarga de 200 kg/m^2 . Luego de multiplicar la carga muerta por un factor de amplificación de 1.4 y la carga viva por 1.7 se obtuvo una carga distribuida de 0.36 ton/m^2 para un ancho de vigueta de 0.4 m. Para el análisis se consideraron viguetas simplemente apoyadas como se muestra en la figura 5.4.

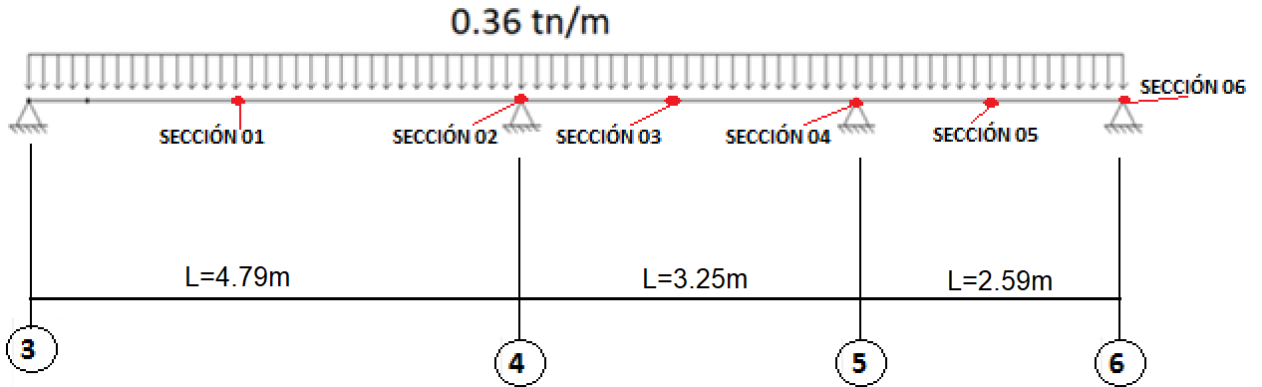


Figura 5.4 Modelo de vigueta de aligerado del eje 4 al 8

Luego de calcular las reacciones en los apoyos mediante ecuaciones de equilibrio es posible obtener los diagramas de fuerza cortante (DFC) y momento flector (DMF) en la vigueta típica de aligerado como se observa en las figuras 5.5 y 5.6.

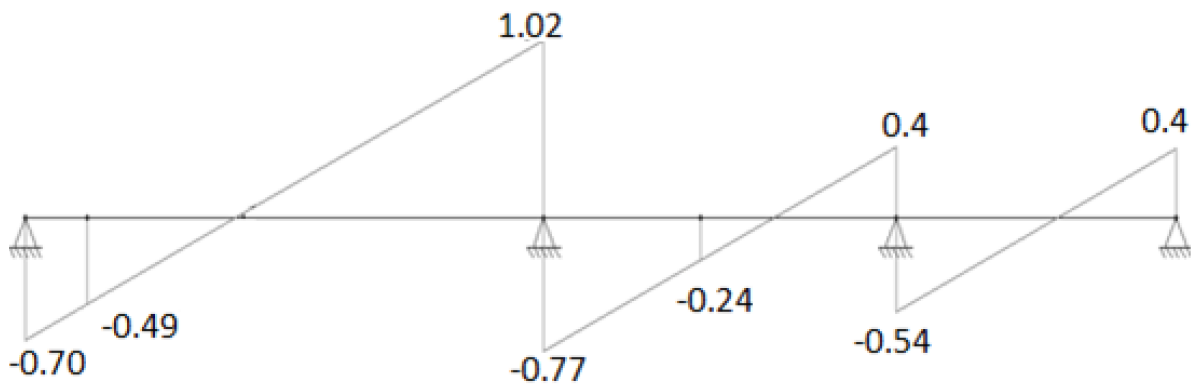


Figura 5.5 Diagrama de fuerza cortante de una vigueta típica de aligerado

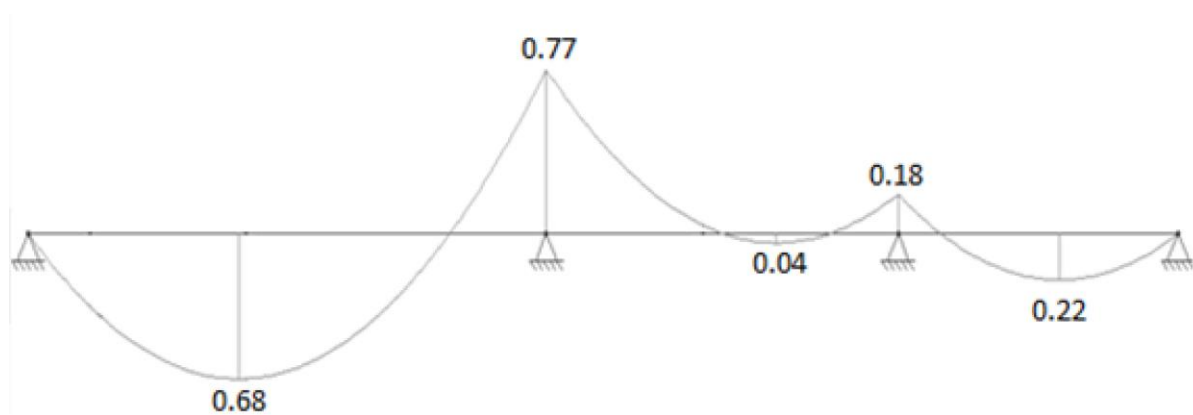


Figura 5.6. Diagrama de momento flector de una vigueta típica de aligerado

A continuación, la tabla 5.2 muestra el momento último, acero mínimo, acero máximo, acero requerido y el colocado con su respectivo momento nominal para cada sección.

Tabla 5.2 Resumen de diseño por flexión de la vigueta de aligerado

	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4	Sección 5	Sección 6
M_u (ton.m)	0.68	0.77	0.04	0.18	0.22	0
A_{min} (cm²)	0.49	1.01	0.49	1.01	0.49	1.01
A_{max} (cm²)	9	2.6	9	2.6	9	2.6
A_{requerido} (cm²)	1.08	0.32	0	0.29	0.34	0
A_{colocado} (cm²)	1.42	2	0.71	1.29	0.71	1.29
	1Φ1/2"+1Φ3/8"	1Φ1/2"+1Φ3/8"	1Φ1/2"	1Φ1/2"	1Φ1/2"	1Φ3/8"
ΦM_n (ton.m)	0.89	1.11	0.45	0.75	0.45	0.75
M_n (ton.m)	0.99	1.23	0.5	0.83	0.5	0.83

Una vez obtenida el área de acero se seleccionan las varillas para el refuerzo. Para el presente proyecto se seleccionaron varillas de 3/8" y 1/2" para el refuerzo y se realizó el respectivo corte de fierro estipulado por la norma E060 Concreto Armado. Se calculó también la resistencia al corte (ΦV_c) de la sección para verificar que no se es necesario colocar ensanches en las zonas donde el concreto no sea capaz de soportar la carga. Para sistemas de aligerado la norma permite aumentar un 10% la resistencia al corte de la sección.

$$\Phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 1.22 \text{ ton}$$

De acuerdo al diagrama de fuerza cortante de la figura 5.5, se observa que en ninguna sección de la vigueta se tienen valores por encima de la resistencia al corte, por lo que no será necesario ensanche.

5.2. LOSA MACIZA

Para el diseño de la losa maciza de 20 cm de espesor se tomará una franja de 1 m de ancho. El refuerzo de acero dentro de la losa maciza se colocará en dos capas, para lo cual se considerará por motivos prácticos tomar la cuantía mínima de acero que propone la norma:

$$A_{\text{mín}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2 / m$$

y dividirla en proporciones:

$$A_{\text{mín}} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.40 \text{ cm}^2 / m \text{ (Capa inferior)}$$

$$A_{\text{mín}} = 0.0006 \times b \times h = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.20 \text{ cm}^2 / m \text{ (Capa superior)}$$

La losa maciza a analizar trabaja en una dirección, por lo cual analizaremos la franja con las dimensiones antes mencionadas y la idealizaremos como simplemente apoyada. A continuación, se muestran las cargas actuantes, el modelo de la franja analizada (figura 5.7) y sus fuerzas actuantes correspondientes (figura 5.8 y 5.9).

$$\begin{aligned} CM &= 0.58 \text{ tn/m} \\ CV &= 0.2 \text{ tn/m} \\ CU &= 1.20 \text{ tn/m} \end{aligned}$$

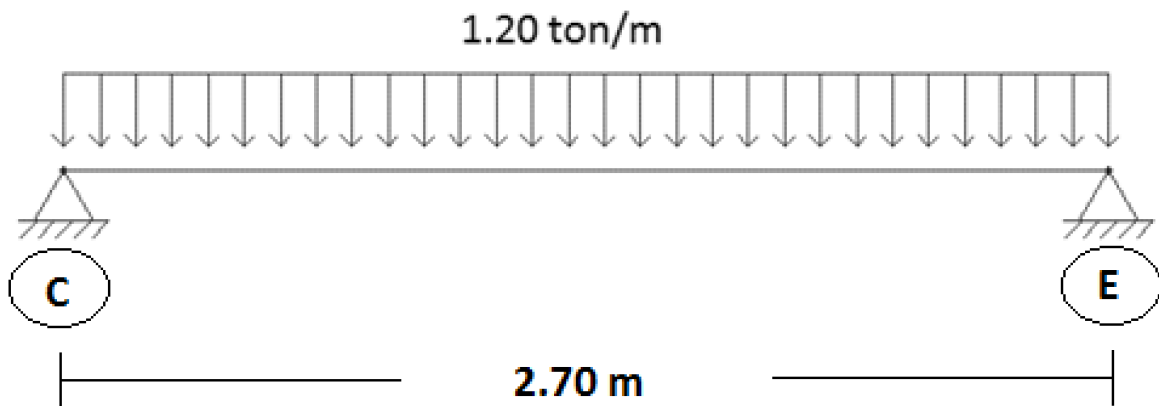


Figura 5.7 Modelo de la franja de losa entre los ejes C al E y 4 al 5

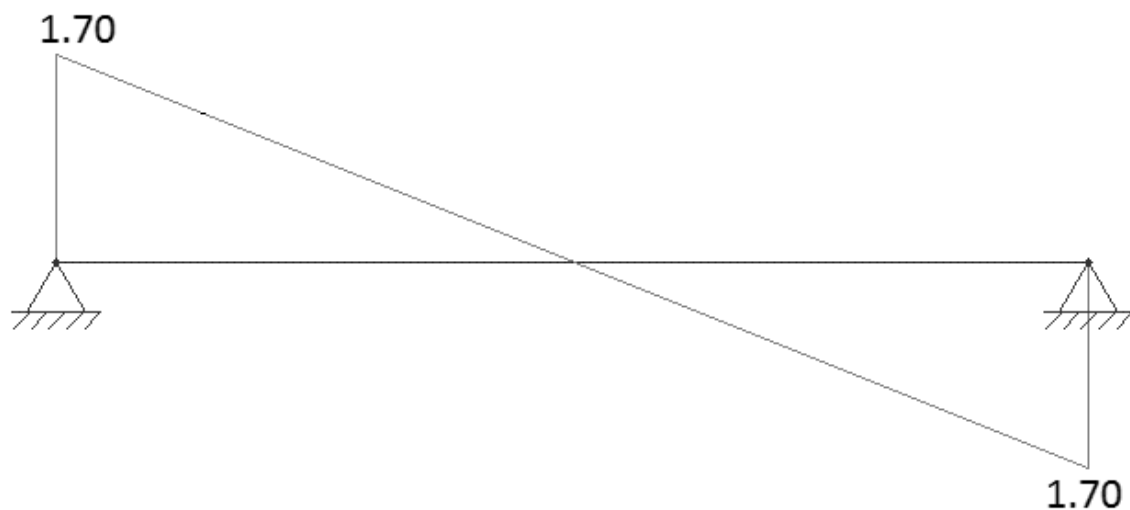


Figura 5.8 Diagrama de fuerza cortante de la franja de losa

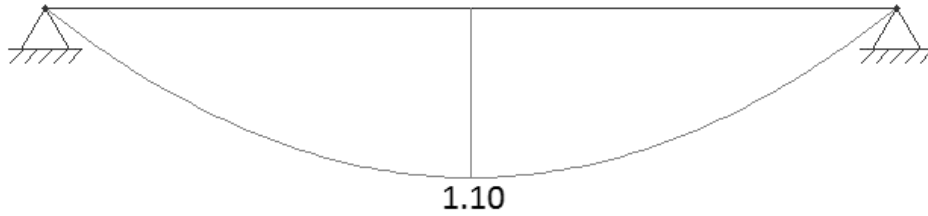


Figura 5.9 Diagrama de momento flector de la franja de losa

Obtenemos las siguientes fuerzas internas:

$$M_u = 1.10 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 1.70 \text{ ton}$$

Flexión:

Con varillas de 3/8" @ 25 cm para cada capa tenemos:

$$\Phi M_n = 1.79 \text{ ton.m}$$

$$\Phi M_n > M_u \text{ (Cumple)}$$

Cortante:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times 100 \times 17 = 11.1 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ (Cumple)}$$

A continuación, en las figuras 5.10 y 5.11 se muestran los paños de aligerado y losa maciza con el refuerzo elegido.

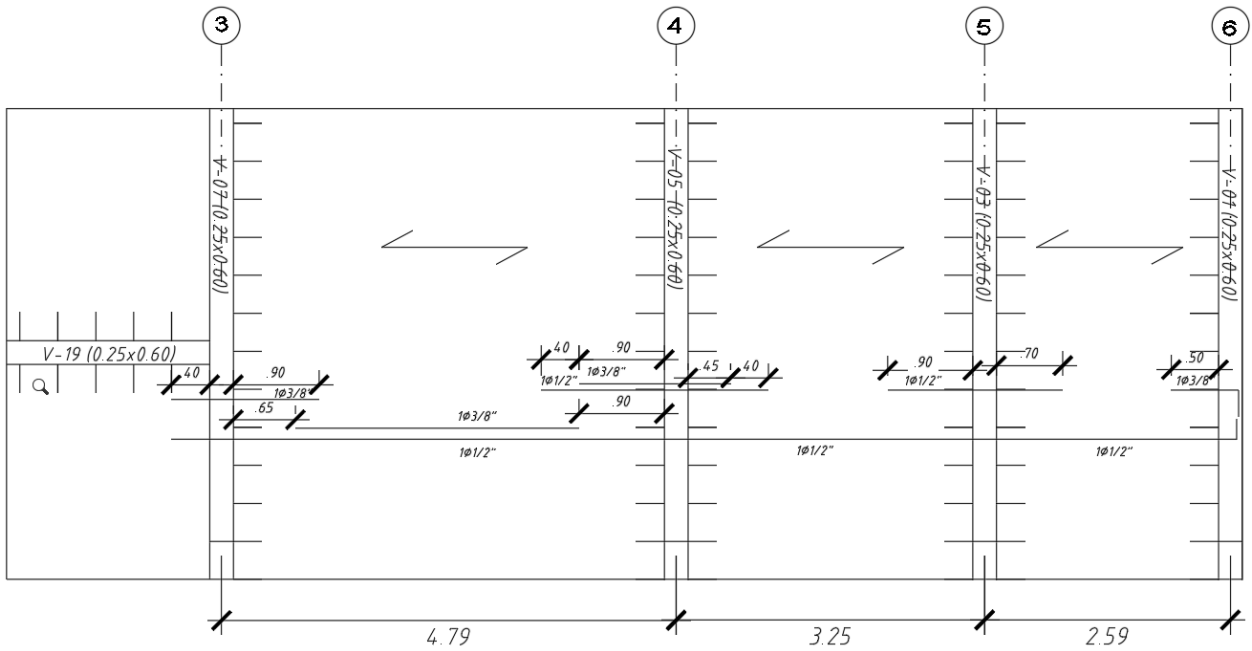


Figura 5.10 Diseño en planta del tramo de aligerado

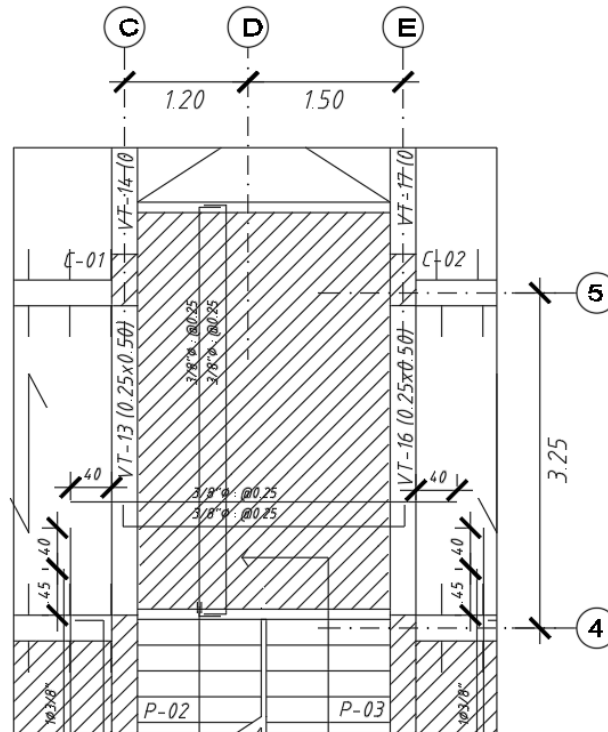


Figura 5.11 Diseño en planta del tramo de losa maciza

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS

En este capítulo se detallará a modo de ejemplo el diseño de dos vigas peraltadas y una viga chata. Se eligieron las vigas peraltadas del eje 3, en donde las cargas de gravedad son las predominantes; el eje A, con solicitaciones sísmicas importantes; y la viga chata ubicada entre los ejes 3 y 4.

A continuación, se muestra la elevación de los tramos (figura 6.1 y 6.4), diagramas de envolventes de momento flector (figura 6.2 y 6.5) y fuerza cortante (figura 6.3 y 6.6), una tabla resumen con el diseño por flexión (tabla 6.1 y 6.4) y corte (tabla 6.2 y 6.5), y la verificación del diseño por capacidad (tabla 6.3 y 6.6) para cada una de las vigas.

6.1. VIGA 07 y 08 - EJE 3 (25x60)

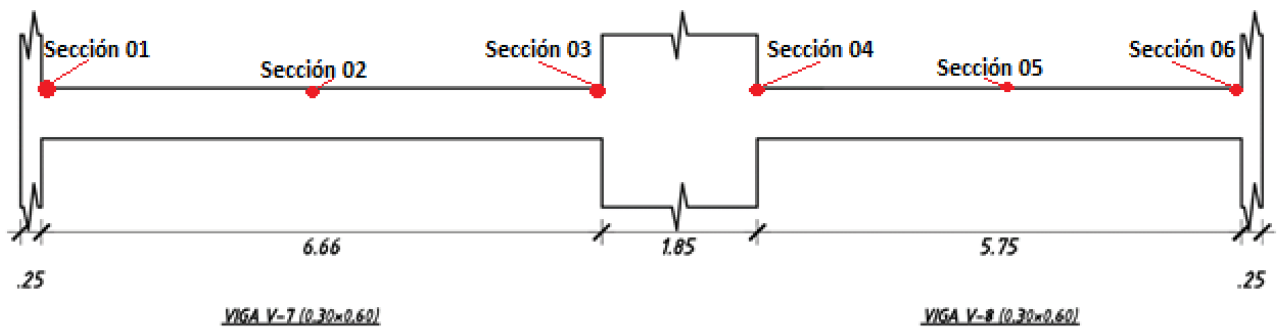


Figura 6.1 Elevación de viga 07 y 08 del eje 3 (Piso 6)

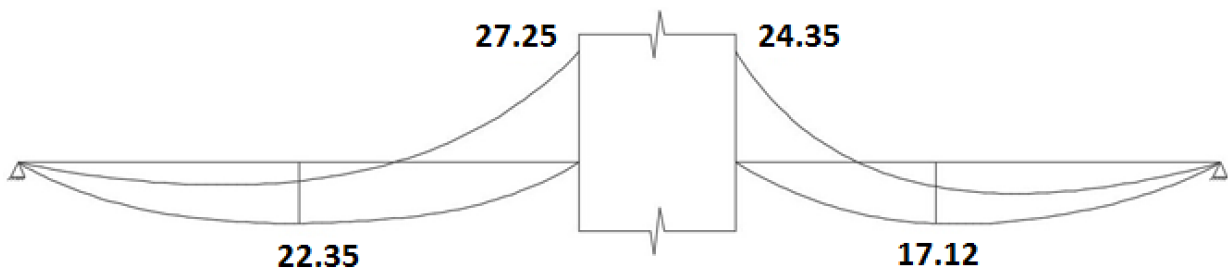


Figura 6.2 Diagrama envolvente de momento flector (Piso 6)

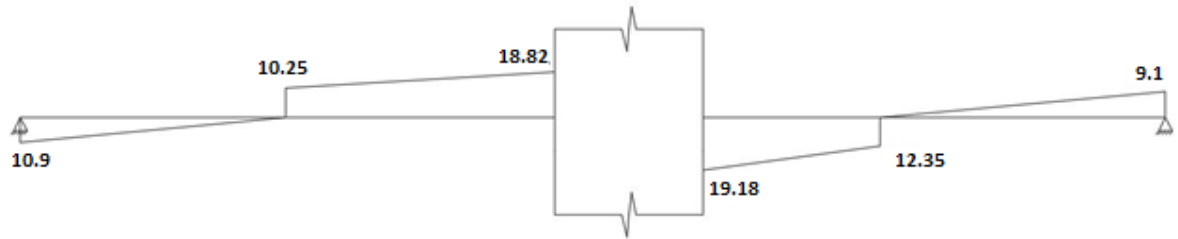


Figura 6.3 Diagrama envolvente de fuerza cortante (Piso 6)

Tabla 6.1 Resumen de diseño por flexión de la viga del eje 3 (Piso 6)

	Eje 3					
	V-7			V-8		
	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4	Sección 5	Sección 6
Mu (ton.m)	0.00	22.35	27.25	24.35	17.12	0.00
Amin (cm²)	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26
Amax(cm²)	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51
Arequerido(cm²)	0.00	12.26	15.76	13.81	9.17	0.00
Acolocado(cm²)	5.68 2Φ3/4"	13.04 2Φ1"+ 1Φ3/4"	15.88 2Φ3/4"+2Φ1"	15.88 2Φ3/4"+2Φ1"	10.2 2Φ1"	5.68 2Φ3/4"
ΦMn(ton.m)	11.02	23.59	27.93	27.93	18.97	11.02
Mn (ton.m)	12.24	26.21	31.03	31.03	21.08	12.24

Tabla 6.2 Resumen de diseño por cortante de la viga del eje 3 (Piso 6)

	Eje 3					
	V-7			V-8		
	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4	Sección 5	Sección 6
Vu (ton)	10.9	10.25	18.82	19.81	12.35	9.1
ΦVc (ton)	8.81	8.81	8.81	8.81	8.81	8.81
Vs (ton)	2.46	1.69	11.78	12.94	4.16	0.34
s (cm)	131	190	27	25	77	944
d/2, d/4 (cm)	27 o 13.5	27 o 13.5	27 o 13.5	27 o 13.5	27 o 13.5	27 o 13.5
Distribucion	1@.05, 9@.15, Rto@.25			1@.05, 9@.15, Rto@.25		

Tabla 6.3 Verificación del diseño por capacidad

	Eje 3	
	V-7	V-8
Vu (ton)	23.82	21.66
ΦVc (ton)	8.81	8.81
Vs (ton)	17.66	15.11
s (cm)	18.3	21.39
d/2, d/4 (cm)	27 o 13.5	27 o 13.5
Zona conf (2h)	120cm	120cm
Distribucion	1@.05, 11@.10, Rto@.20	1@.05, 11@.10, Rto@.20

6.2. VIGA EJE A (25x60)

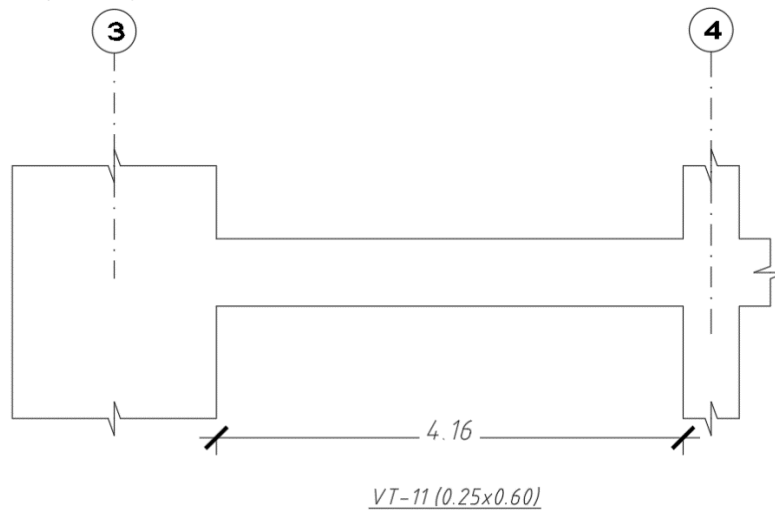


Figura 6.4 Elevación de viga del eje 3 (Piso 6)

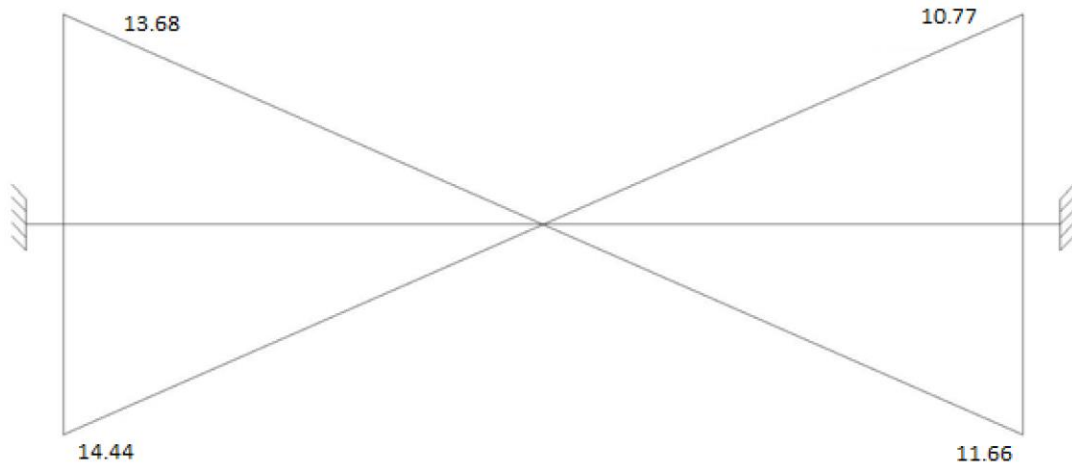


Figura 6.5 Diagrama envolvente de momento flector (Piso 6)

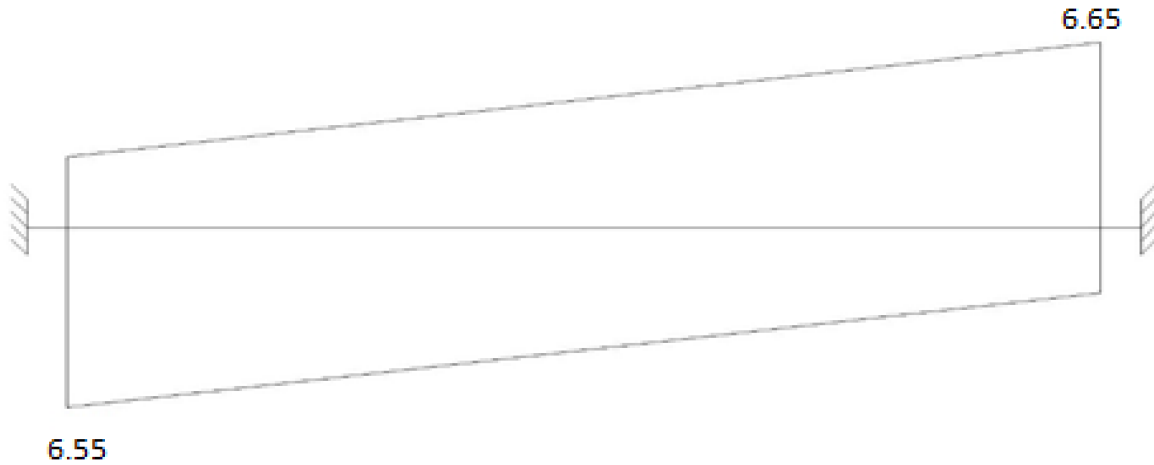


Figura 6.6 Diagrama envolvente de fuerza cortante (Piso 6)

Tabla 6.4 Resumen de diseño por flexión de la viga del eje A (Piso 6)

	Eje A	
	V-11	
	Sección 1	Sección 2
Mu (ton.m)	14.44	11.66
Amin (cm²)	3.26	3.26
Amax(cm²)	21.51	21.51
Arequerido(cm²)	7.58	6.03
Acolocado(cm²)	7.68	5.68
	2Φ3/4"+1Φ5/8"	2Φ3/4"
ΦMn(ton.m)	14.63	11.02
Mn (ton.m)	16.25	12.24

Tabla 6.5 Resumen de diseño por cortante de la viga del eje A (Piso 6)

	Eje A	
	V-11	
	Sección 1	Sección 2
Vu (ton)	6.55	6.65
ΦVc (ton)	8.81	8.81
Vs (ton)	0.00	0.00
s (cm)	0	0
d/2, d/4 (cm)	27 o 13.5	27 o 13.5
Distribución	1@.05, 9@.10, Rto@.20	

Tabla 6.6 Verificación del diseño por capacidad

	Eje A
	V-11
Vu (ton)	13.50
ΦVc (ton)	8.81
Vs (ton)	5.51
s (cm)	59
d/2, d/4 (cm)	27 o 13.5
Zona conf (2h)	120 cm
Distribución	1@.05, 7@.15, Rto@.30

6.3. VIGA CHATA ENTRE EJES 3 Y 4

Para la vigueta escogida (figura 6.7) se realizó un modelo simplemente apoyado, en donde la combinación de amplificación actuante es: $1.4*CM + 1.7*CV$

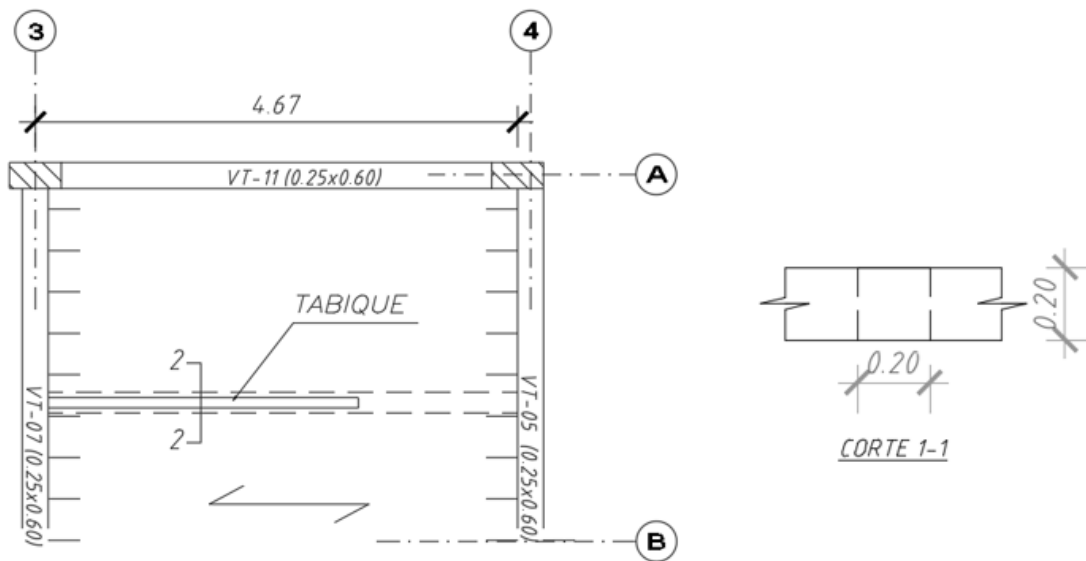


Figura 6.7 Paño de losa aligerada de la viga chata 1-1 (Piso típico)

A continuación, se muestra los diagramas de envolventes de momento flector (figura 6.8), fuerza cortante (figura 6.9) y una tabla resumen para la viga chata con los valores de diseño por flexión y comprobación de resistencia al corte (tabla 6.7)

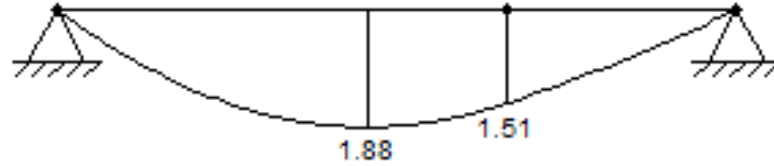


Figura 6.8 Diagrama de momento flector

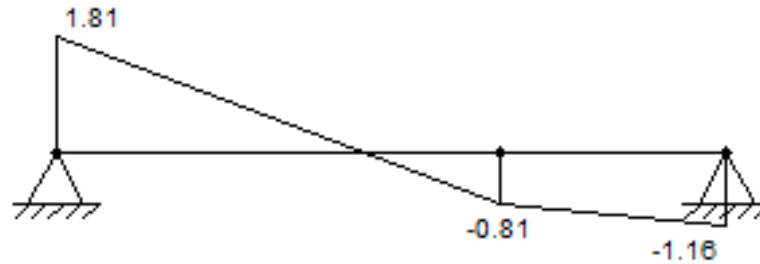


Figura 6.9 Diagrama de fuerza cortante

Tabla 6.7 Resumen de diseño de la viga chata (20x20cm)

	V-CH	
M_u (ton.m)	1.88	
$A_{mín}$ (cm ²)	0.82	
$A_{máx}$ (cm ²)	5.42	
$A_{requerido}$ (cm ²)	3.30	
$A_{colocado}$ (cm ²)	3.30	
	2 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"	
ΦM_n (ton.m)	1.88	
V_u (ton)	1.81	
ΦV_c (ton)	2.22	Cumple

6.4. DISEÑOS FINALES

Luego de realizar los cálculos de diseño por flexión, cortante y la verificación por capacidad de las vigas, se seleccionó el acero corrido, bastones de refuerzo y estribos teniendo en cuenta que el diseño de los elementos no debe ser necesariamente un reflejo exacto de los cálculos realizados sino una selección con criterio.

A continuación, en la figura 6.10 se muestra la elevación de la viga del eje A, la viga del eje 3 y la viga chata mencionada con los aceros de refuerzo y estribos seleccionados.

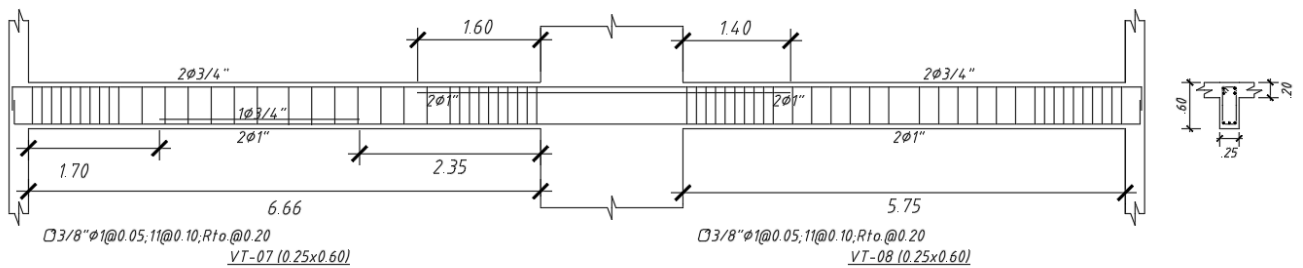


Figura 6.10 Diseño final de la viga del eje 3

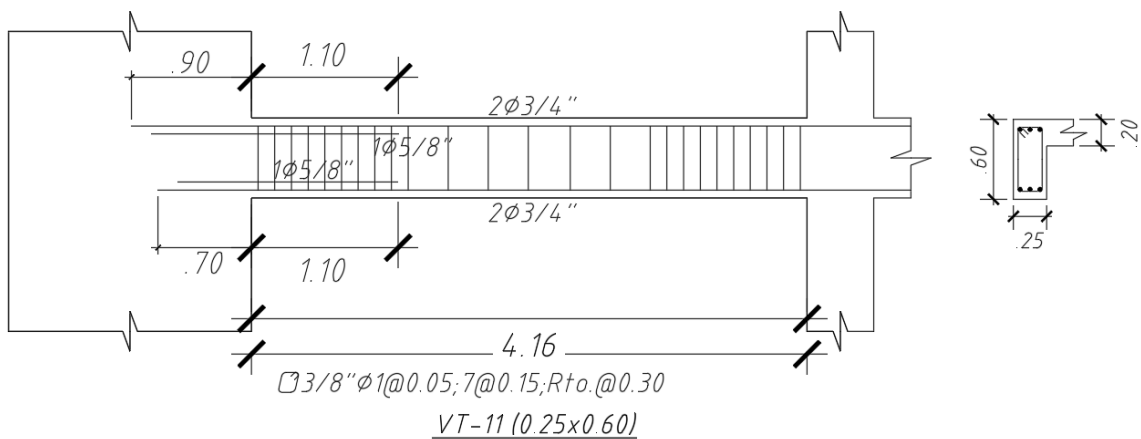
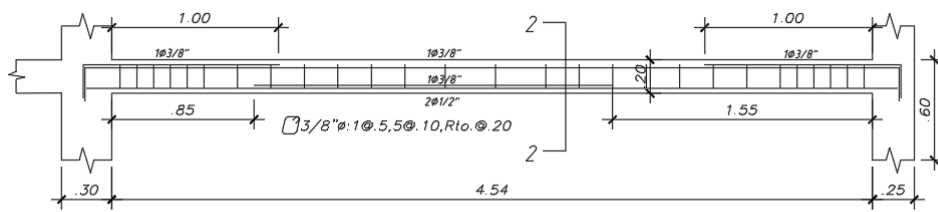
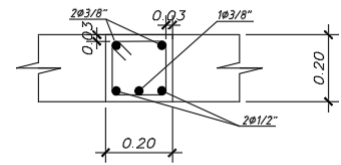


Figura 6.11 Diseño final de la viga del eje A



VCH - 2



CORTE 2-2

Figura 6.12 Diseño final de la viga chata



CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

DISPISICIONES ESPECIALES DE LA NORMA E.060

- La resistencia del concreto no será menor de 200 kg/cm².
- Con el fin de tener un acero con un escalón de fluencia definido, la resistencia del acero se limitará a 4200 kg/cm².
- Se tomará en cuenta una cuantía mínima del 1% para las columnas.
- Para evitar problemas constructivos como cruce de refuerzos o recubrimientos inadecuados, el ancho mínimo será de 25 cm.
- Debido a que no se indicará un detalle constructivo del cruce de las columnas con las vigas, se limitará la cuantía a 4%.
- Se utilizará estribos de 3/8" de diámetro.
- Se dispondrá de una zona de confinamiento no menor a la mayor de las siguientes longitudes:
 - ✓ $L_n/6$
 - ✓ Mayor dimensión de la sección transversal
 - ✓ 500 mm
- El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamientos no será mayor al menor de los siguientes espaciamientos:
 - ✓ 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - ✓ La mitad de la menor dimensión de la sección transversal
 - ✓ 100 mm
- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento de los estribos no debe ser mayor al requerido por fuerza cortante ni mayor al menor de:
 - ✓ 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - ✓ 48 veces el diámetro del estribo
 - ✓ Menor dimensión de la sección transversal
 - ✓ 300 mm

EJEMPLO DE DISEÑO - COLUMNA 4

Como ejemplo se detallará el diseño por flexocompresión, corte y por capacidad de la columna C-01, la cual se ubica en la intersección de los ejes 5 y C (figura 7.1).

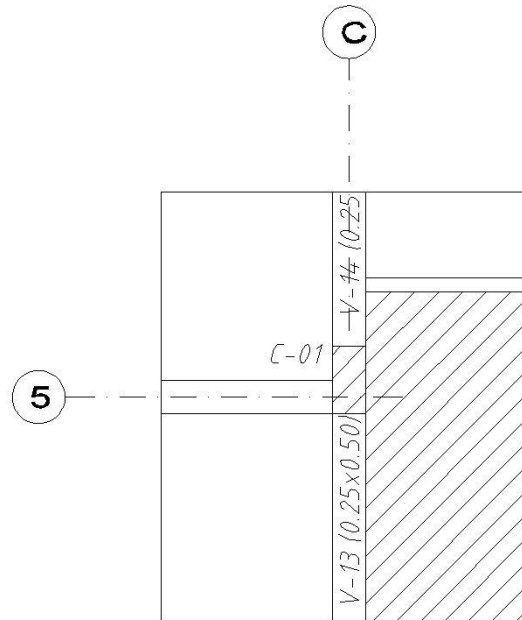
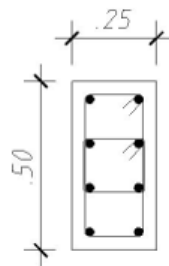


Figura 7.1. Ubicación de la columna C-01

De acuerdo a las disposiciones específicas antes mencionadas se asumió con criterio una cuantía de acero mayor a 1% y menor a 4% la cual luego se verificaría con el diagrama de interacción. El refuerzo seleccionado para el primer entrepiso es de 8 varillas de 5/8" como se muestra en la figura 7.2.



8 ϕ 5/8" CIMENTACIÓN AL 2do PISO.
4 ϕ 5/8"+4 ϕ 1/2" EN EL 3er Y 7mo PISO.
2 \square 3/8"1@.05,5@.10,Rto@.25

C-01

Figura 7.2. Distribución de refuerzo propuesto C-01

7.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

A continuación, en las tablas 7.1, 7.2, 7.3, 7.4 y figuras 7.3 y 7.4 se muestra la verificación del diseño por flexocompresión. Para esto se realizaron las respectivas combinaciones de carga muerta, viva y de sismo indicadas en la norma E060. Luego se realizó el diagrama de interacción para la cuantía de acero asumida y se verificó que las fuerzas y momentos últimos se encuentra dentro de la región de limitada por ΦP_n y ΦM_n del diagrama. El mismo procedimiento se realiza para el sismo tanto en la dirección X-X e Y-Y.

SISMO EN X-X

Tabla 7.1 Cargas en la columna C-01

CARGA	P (ton)	V (ton)	M (ton.m)
MUERTA	-78.0	0.5	0.6
VIVA	-12.3	0.2	0.2
SISMO X	7.2	0.3	0.7
SISMO Y	8.5	0.7	1.5

Tabla 7.2 Combinaciones de carga en la columna C-01

COMBINACIÓN	Pu (ton)	Vu2 (ton)	Vu3 (ton)	Mu2-2 (ton.m)	Mu3-3 (ton.m)
1.4 M + 1.7 V	-130.1	1.0	0.2	0.3	1.2
1.25(M + V) + Sx	-105.7	1.1	0.4	0.5	1.8
1.25(M + V) - Sx	-120.1	0.5	0.0	0.0	0.3
1.25(M + V) + Sy	-104.4	0.9	0.9	1.8	1.1
1.25(M + V) - Sy	-121.4	0.8	-0.5	-1.2	0.9
0.9 M + Sx	-63.0	0.7	0.3	0.4	1.3
0.9 M - Sx	-77.4	0.1	-0.1	-0.1	-0.2
0.9 M + Sy	-61.7	0.5	0.8	1.7	0.6
0.9 M - Sy	-78.7	0.4	-0.6	-1.4	0.4

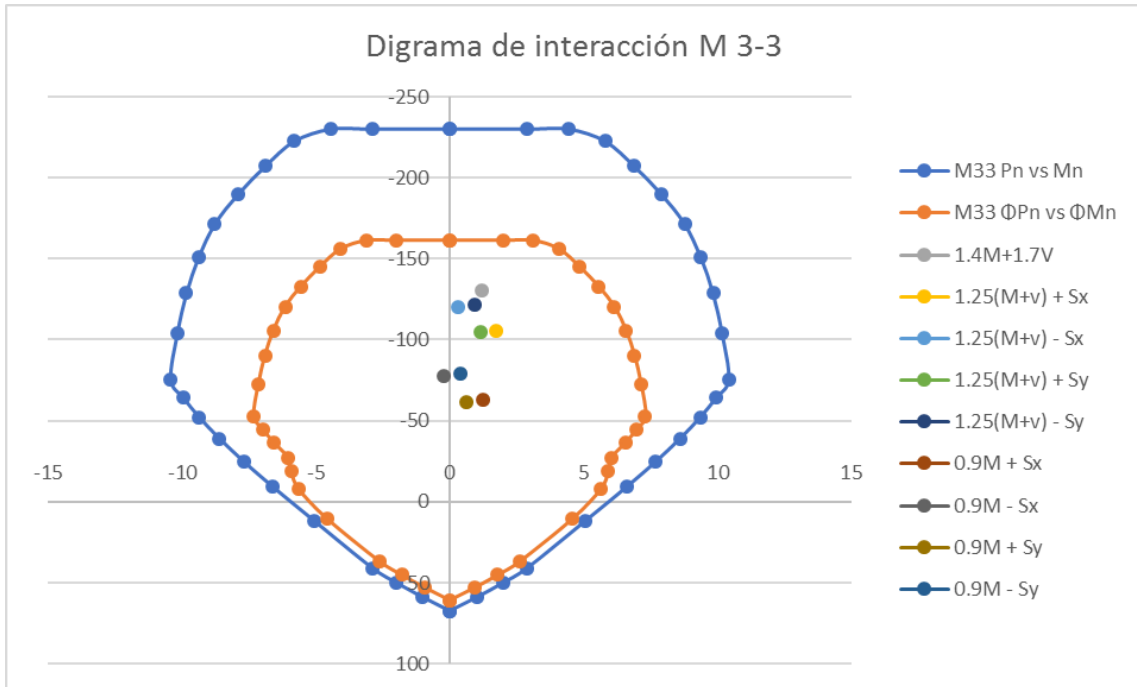


Figura 7.3 Diagrama de interacción M 3-3 para la columna C-01

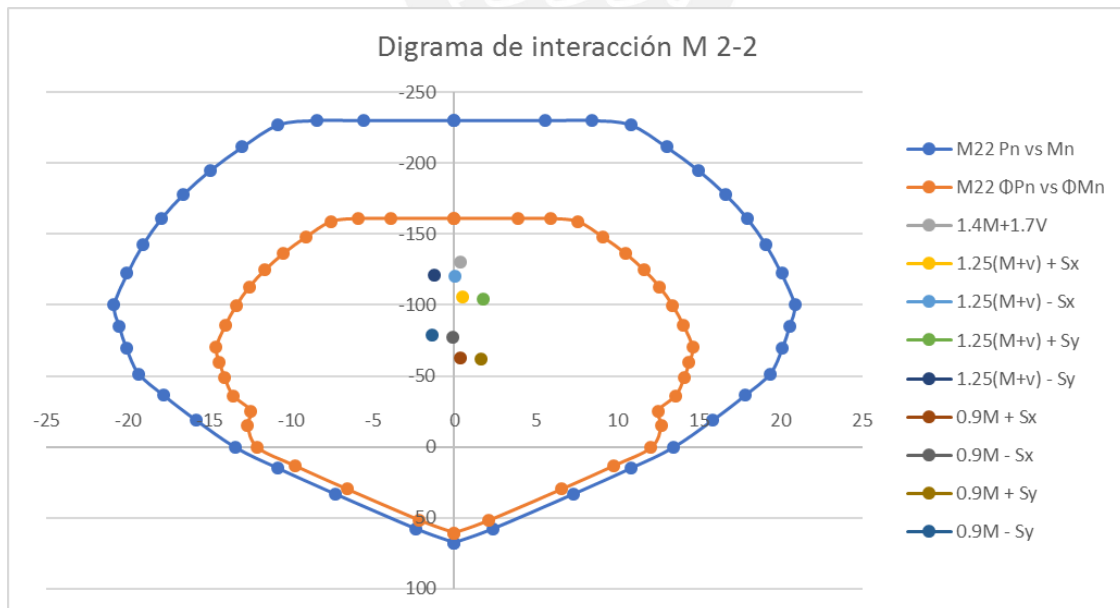


Figura 7.4 Diagrama de interacción M 2-2 para la columna C-01

7.2. DISEÑO POR CORTE

En las tablas 7.3 y 7.4 se muestra la resistencia a corte del concreto y las fuerzas axiales y cortantes que actúan sobre la columna para todas las combinaciones de cargas indicadas en la norma E060.

Tabla 7.3 Resumen de diseño por corte en la dirección X-X para la columna C-01

COMBINACIÓN	Pu (ton)	Vu2 (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
1.4 M + 1.7 V	-130.1	1.0	14.7	0.0	-
1.25(M + V) + Sx	-105.7	1.1	13.6	0.0	-
1.25(M + V) - Sx	-120.1	0.5	14.2	0.0	-
0.9 M + Sx	-63.0	0.7	11.5	0.0	-
0.9 M - Sx	-77.4	0.1	12.2	0.0	-

Tabla 7.4 Resumen de diseño por corte en la dirección Y-Y para la columna C-01

COMBINACIÓN	Pu (ton)	Vu3 (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
1.4 M + 1.7 V	-130.1	0.2	14.7	0.0	-
1.25(M + V) + Sy	-104.4	0.9	13.5	0.0	-
1.25(M + V) - Sy	-121.4	-0.5	14.3	0.0	-
0.9 M + Sy	-61.7	0.8	11.4	0.0	-
0.9 M - Sy	-78.7	-0.6	12.2	0.0	-

7.3. DISEÑO POR CAPACIDAD

Como se puede apreciar, la resistencia a corte del concreto es suficiente para soportar las fuerzas cortantes actuantes. Sin embargo, con el fin de asegurar que se produzcan fallas por flexión antes que por corte, se realiza el diseño por capacidad a partir del momento nominal de la sección. Para columnas en edificios de muros estructurales se obtiene el momento nominal del diagrama de interacción y se multiplica por 1.25 para obtener un momento probable. Este momento se divide entre la mitad de la altura de entrepiso para obtener una cortante probable, la cual será utilizada como cortante última para el diseño.

A continuación, se muestran las tablas 7.5 Y 7.6 que muestran las verificaciones por capacidad en cada dirección.

Tabla 7.5 Verificación por capacidad en la dirección X-X para la columna C-01

Combinación	Pu (ton)	Mn (ton.m)	Mpr (ton.m)	Vpr (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
1.4 M + 1.7 V	-130.1	10.4	13.0	6.6	14.7	0.0	-
1.25(M + V) + Sx	-105.7	10.0	12.5	6.4	13.6	0.0	-
1.25(M + V) - Sx	-120.1	10.4	13.0	6.7	14.2	0.0	-
0.9 M + Sx	-63.0	8.2	10.3	5.3	11.5	0.0	-
0.9 M - Sx	-77.4	9.1	11.4	5.8	12.2	0.0	-

Tabla 7.6 Verificación por capacidad en la dirección Y-Y para la columna C-01

Combinación	Pu (ton)	Mn (ton.m)	Mpr (ton.m)	Vpr (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
1.4 M + 1.7 V	-130.1	20.5	25.7	13.2	14.7	2.8	95.2
1.25(M + V) + Sy	-104.4	19.8	24.8	12.7	13.5	3.3	79.0
1.25(M + V) - Sy	-121.4	20.4	25.5	13.1	14.3	3.0	86.3
0.9 M + Sy	-61.7	17.3	21.7	11.1	11.4	3.2	82.0
0.9 M - Sy	-78.7	19.1	23.9	12.2	12.2	3.8	68.5

Será necesario tener una zona de confinamiento con un determinado espaciamiento, teniendo en cuenta las disposiciones especiales del capítulo 21 de la norma E.060. Para la columna del ejemplo, la zona de confinamiento tendrá una longitud de 60 cm con estribos espaciados cada 10 cm. Finalmente, la disposición de estribos será 3/8”:

Primer piso: 1@5, 6@10, Rto.@25 cm

Resto: 1@5, 5@10, Rto.@22.5 cm

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS

DISPISICIONES ESPECIALES DE LA NORMA E.060

- Las cuantías mínimas para el refuerzo horizontal ρ_h y vertical ρ_v son:

Para $V_u \leq 0.5\phi V_c$

$$\rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

Para $V_u \geq 0.5\phi V_c$

$$\rho_h \geq 0.0025$$
$$\rho_v \geq [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_m}{l_m})(\rho_h - 0.0025)] \geq 0.0025$$

- El espaciamiento máximo del refuerzo vertical y horizontal por cortante no deberá exceder tres veces el espesor del muro ni 40 cm.
- Cuando el espesor del muro sea mayor a 20 cm, se deberá distribuir el refuerzo vertical y horizontal por corte en ambas caras del muro.
- El peralte efectivo (d) en placas se estimará como el 80% de la longitud de la placa.
- Para el diseño por capacidad, el máximo cociente M_n/M_{ua} no será mayor que el factor de reducción (R) utilizado en el análisis sísmico.

A modo de ejemplo se detallará el diseño por flexocompresión, corte y la posterior verificación por capacidad de la placa P-06, la cual se ubica entre los ejes C y E (figura 8.1).

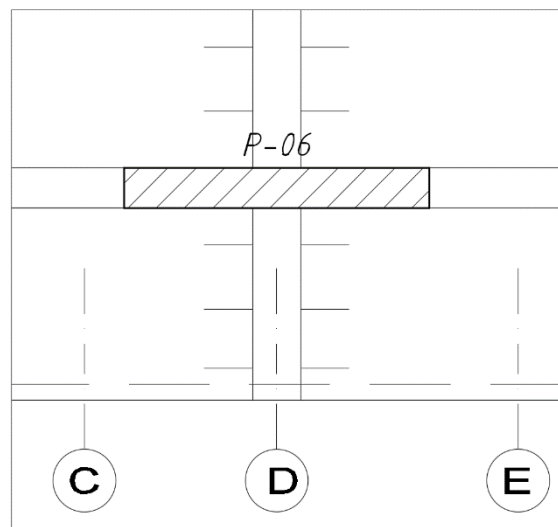


Figura 8.1. Placa P-06

8.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para el diseño se propuso una distribución de acero tentativo (figura 8.2) en los 3 núcleos confinados de la placa, dos a los extremos y uno al centro por donde llega una viga transversal. Con esta distribución se dibujaron los diagramas de interacción (figura 8.3 y 8.4) para la dirección X e Y. Finalmente se verificó que los puntos P_u y M_u , de todas las combinaciones (tablas 8.1 y 8.2), se encuentren dentro del diagrama.

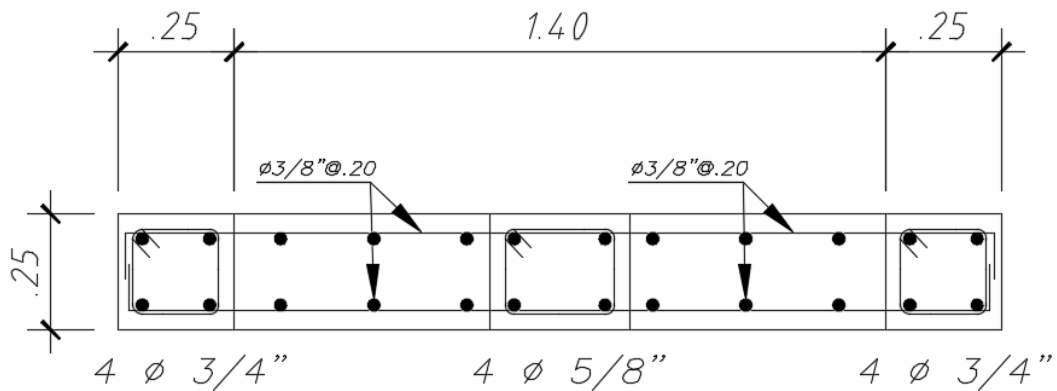


Figura 8.2 Figura 8.2. Distribución de refuerzo propuesto P-06

Tabla 8.1 Cargas de diseño de la placa P-06

CARGA	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2-2 (ton.m)	M3-3 (ton.m)
MUERTA	-135.0	-0.3	0.0	0.0	-3.0
VIVA	-34.4	-0.1	0.0	0.0	-1.0
SISMO X	0.1	22.8	0.0	0.0	114.9
SISMO Y	5.7	5.5	0.1	0.8	25.0

Tabla 8.2 Combinaciones de carga

COMBINACIÓN	P_u (ton)	V_{u2} (ton)	V_{u3} (ton)	M_{u2-2} (ton.m)	M_{u3-3} (ton.m)
1.4 M + 1.7 V	-247.5	-0.5	0.0	0.1	-5.9
1.25(M + V) + Sx	-211.6	22.4	0.0	0.1	109.9
1.25(M + V) - Sx	-211.9	-23.2	0.0	0.1	-119.9
1.25(M + V) + Sy	-206.1	5.1	0.1	0.8	20.0
1.25(M + V) - Sy	-217.4	-5.9	-0.1	-0.7	-30.0
0.9 M + Sx	-121.4	22.6	0.0	0.0	112.2
0.9 M - Sx	-121.6	-23.0	0.0	0.0	-117.6
0.9 M + Sy	-115.8	5.3	0.1	0.8	22.3
0.9 M - Sy	-127.2	-5.7	-0.1	-0.7	-27.7

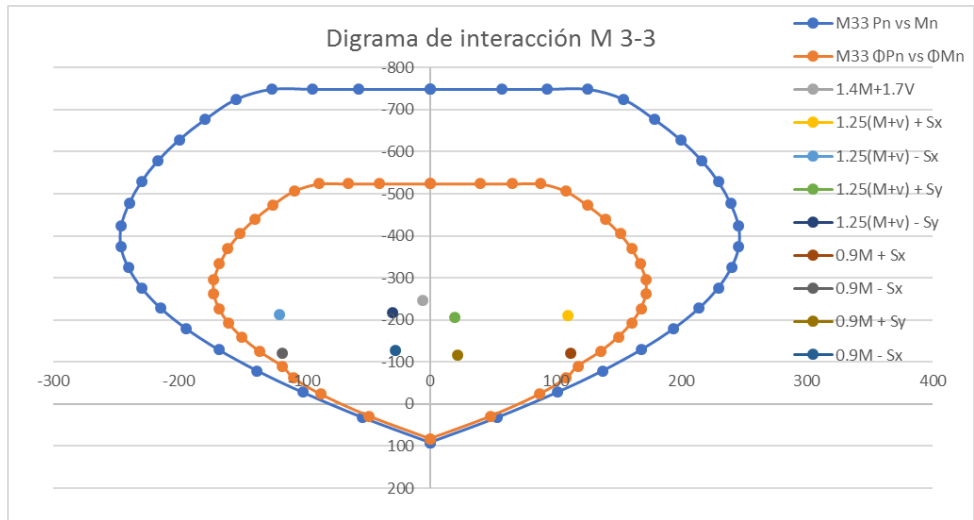


Figura 8.3 Diagrama de interacción M 3-3 para la placa P-06

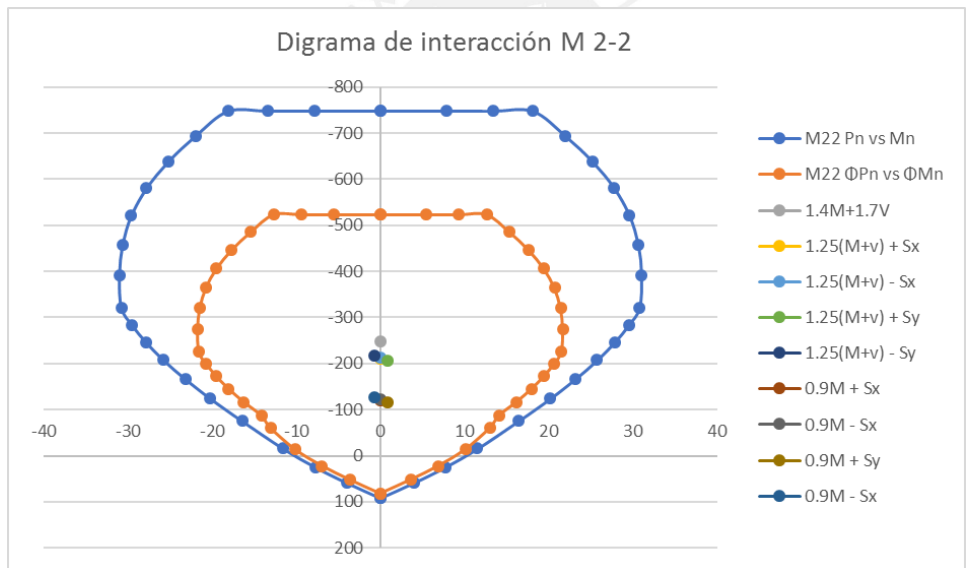


Figura 8.4 Diagrama de interacción M 2-2 para la placa P-06

Se puede observar que todos los puntos μ_u y μ_c se encuentran dentro del diagrama, por consiguiente, el refuerzo cumple con el diseño por flexo compresión.

8.2. DISEÑO POR CORTE

$$\begin{aligned}H_m &= 3.90 \text{ m} \\L_m &= 1.90 \text{ m} \\b &= 0.25 \text{ m} \\d &= 1.52 \text{ m} \\V_u &= 23.25 \text{ ton} \\H_m/L_m &= 2.05 \\\alpha_c &= 0.53 \\\emptyset &= 3/8''\end{aligned}$$

- $\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 152 = 24.81 \text{ ton}$
- Como $V_u > 0.5 \Phi V_c$:
- Se calcula el fierro mínimo
- $\rho_h = 0.0025 = 3.125 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{cara}$
- $\rho_v = [0.0025 + 0.5(2.5 - 2.05)(0.0025 - 0.0025)] = 3.125 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{cara}$
- $s_h = \frac{100}{3.125} * 0.71 = 3/8'' @ 20\text{cm}/\text{cara}$
- $s_v = \frac{100}{3.125} * 0.71 = 3/8'' @ 20\text{cm}/\text{cara}$

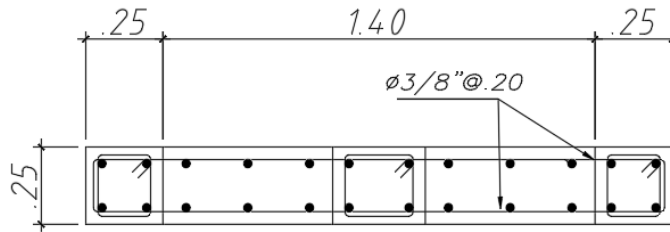
8.3. DISEÑO POR CAPACIDAD

$$\begin{aligned}V_{ua} &= 23.25 \text{ ton} \\M_n &= 207.6 \text{ ton} \\M_{ua} &= 119.9 \text{ m} \\M_n/M_{ua} &= 1.73 \leq R=6\end{aligned}$$

- $V_u = 23.25 * 1.73 = 40.23 \text{ ton}$
- $V_s = 40.23/0.85 - 24.81/0.85 = 18.15 \text{ ton}$
- $S = 2 * 0.71 * 4200 * 152 / (18.15 * 1000) = 49.9 \text{ cm}$

Por lo tanto, se usarán $3/8'' @ 20\text{cm}$ en cada cara.

A continuación, se mostrará el diseño final de la placa:



$4\phi 3/4''$ CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
 $4\phi 5/8''$ En el resto
 $\square \phi 3/8'' 1 @ .05, 6 @ .10, Rto @ .20$

$4\phi 5/8''$ EN TODOS LOS PISOS
 $\square \phi 3/8'' 1 @ .05, 6 @ .10, Rto @ .20$

$4\phi 3/4''$ CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
 $4\phi 5/8''$ En el resto
 $\square \phi 3/8'' 1 @ .05, 6 @ .10, Rto @ .20$

P-06

Figura 8.5 Diseño final placa P-06



CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

9.1. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Se realizará a modo de ejemplo el diseño de la zapata Z-09 de la placa P-04 (0.25 x 2.90), ubicada en el eje 1', la cual posee un nivel de fondo de -1.85m y altura de cimentación de 1.00 m. Esta se encuentra apoyada sobre un suelo de capacidad portante $\sigma = 40 \text{ ton/m}^2$, sin embargo, al ser una carga eventual podríamos aceptar un hasta un 30% de exceso (52 tn/m²). Para el peso propio de la zapata se considerará el 5% de la carga actuante, por lo tanto, el predimensionamiento de la zapata se da de la siguiente manera:

$$\text{Servicio: } P_{serv} = 100 \text{ ton}$$

$$A = \frac{1.05 * (P_{serv})}{\sigma} = \frac{1.05 * (100)}{40} = 2.6 \text{ m}^2$$

Se usará una zapata de 1.80 x 6.30 m para la cual se verificará la presión admisible en las distintas combinaciones de carga.

Se calcularán los esfuerzos actuantes y se verificarán que cumplan las siguientes expresiones:

Para cargas de gravedad:

$$\sigma_{actuante} = \frac{1.05 * (P_{serv})}{B * L} + \frac{6 * M_y}{B * L^2} + \frac{6 * M_x}{B^2 * L} \leq \sigma_{admisible}$$

Para cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma_{actuante} = \frac{1.05 * (P_{serv})}{B * L} + \frac{6 * M_y}{B * L^2} + \frac{6 * M_x}{B^2 * L} \leq 1.3 * \sigma_{admisible}$$

En caso:

$$\frac{6 * M_y}{B * L^2} + \frac{6 * M_x}{B^2 * L} > \frac{1.05 * (P_{serv})}{B * L}$$

Significa que habría tracciones entre el suelo y la zapata, lo cual es imposible. En ese caso se deberá formar un triángulo de presiones, tal que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante y volver a calcular. De esta manera, el esfuerzo se calculará con la siguiente expresión:

$$\sigma_{actuante} = \frac{2P}{3B(\frac{L}{2} - e)}$$

Como se puede observar en la tabla 9.1., la zapata cumple con los esfuerzos últimos en todas las combinaciones.

Tabla 9.1. Resumen de esfuerzos últimos

Caso	Ptotal (Ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	σ_1 (tn/m ²)	σ_2 (tn/m ²)	$\sigma < 52\text{tn/m}^2$	Factor de amplificación	σ_u (tn/m ²)
Servicio	100	0.1	9.6	10.1	8.4	Cumple	1.6	16.2
Sismo X (\pm)	100.21	0	243.57	0.0	51.6	Cumple	1.25	64.5
	99.79	0	-233.97	45.9	0.0	Cumple	1.25	57.4
Sismo Y (\pm)	138	1.12	0	13.1	12.4	Cumple	1.25	16.4
	62	-1.02	0	5.4	6.0	Cumple	1.25	7.6

Con el mayor valor de σ_u obtenido, se procederá a realizar el diseño final de la zapata para las secciones críticas como se observa en la figura 9.1.

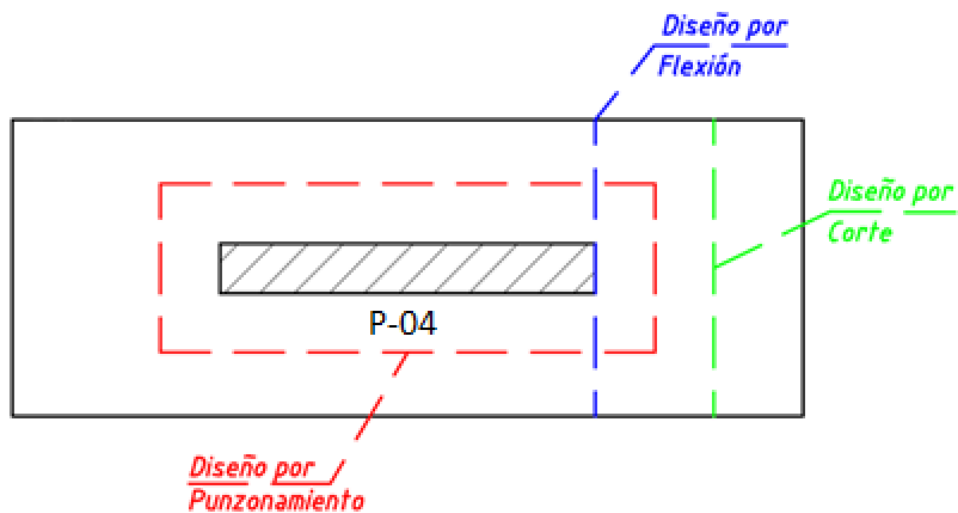


Figura 9.1 Secciones críticas para el diseño de la zapata aislada Z-09

Punzonamiento:

$$V_u = \sigma_u * (A_T - A_o) = 64.5 * (11.34 - 4.42) = 445.9 \text{ Ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 820 * 90 = 963.6 \text{ Ton}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ Cumple}$$

Corte:

$$V_u = \sigma_u * 1.8 * 0.78 = 90 \text{ Ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * B * d * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 180 * 90 = 105.8 \text{ Ton}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ Cumple}$$

Diseño por flexión:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 * 100 * 100 = 18 \text{ cm}^2$$

En X:

$$M_u = \sigma_u * \left(\frac{L^2}{2}\right) = 64.5 * \left(\frac{1.68^2}{2}\right) = 91 \text{ Ton.m}$$

$$A_s = 30.17 \text{ cm}^2$$

En Y:

$$M_u = \sigma_u * \left(\frac{L^2}{2}\right) = 64.5 * \left(\frac{0.78^2}{2}\right) = 20 \text{ Ton.m}$$

$$A_s = 5.79 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se utilizará barras de 1" @ 15 cm en dirección X y barras de 5/8" @ 15 cm en dirección Y. En la figura 9.2. se muestra el diseño final de la zapata.

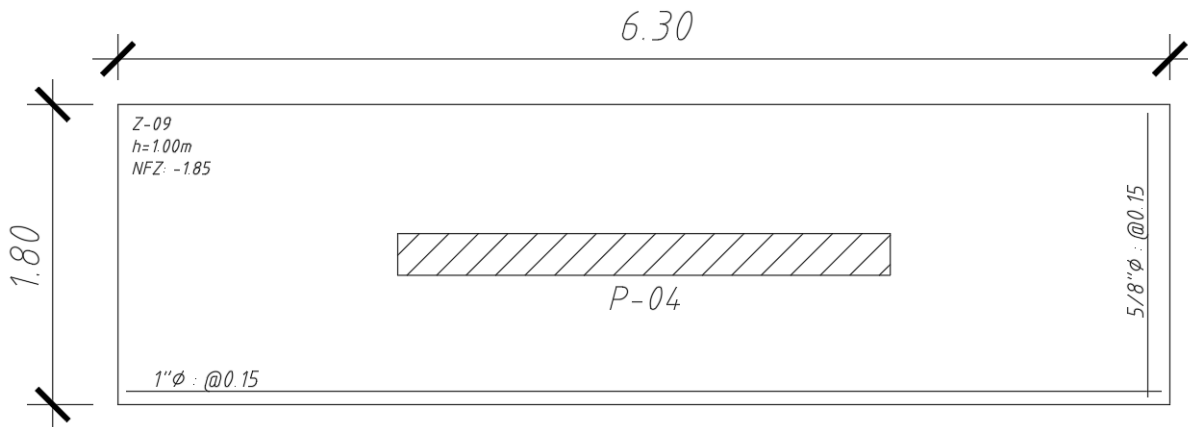


Figura 9.2 Diseño final de la zapata aislada Z-09

9.2. DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA

Este tipo de cimentación es necesaria cuando una de las zapatas cuenta con una columna excéntrica, en nuestro caso debido a la ubicación de esta en el linderó con la estructura vecina. Esta excentricidad genera un momento excesivo que, sumado con la acción de las otras cargas actuantes, generan presiones mayores a las admisibles por el terreno. Una opción para lidiar con ese problema es conectar dos zapatas mediante una viga de cimentación, la cual servirá para absorber el momento causado por la excentricidad.

A modo de ejemplo, se explicará el proceso de diseño de las zapatas conectadas ubicadas en el eje 3, entre los ejes A y D.

Como se puede observar en la figura 9.3, se conecta la zapata de la columna C-03 con la de la placa P-02. Se iniciará con el dimensionamiento de los elementos del sistema (tabla 9.3), el cual se realizará de la misma manera que para una zapata aislada, usando las cargas de servicio y sismo sin amplificar, cuyos valores se muestran en la tabla 9.2; pero con la diferencia de que los momentos debido a la excentricidad no se considerarán puesto que estos los tomará la viga de cimentación. Asimismo, se calcularán las reacciones que actúan en las zapatas con ayuda del equilibrio del modelo que se muestra en la figura 9.4.

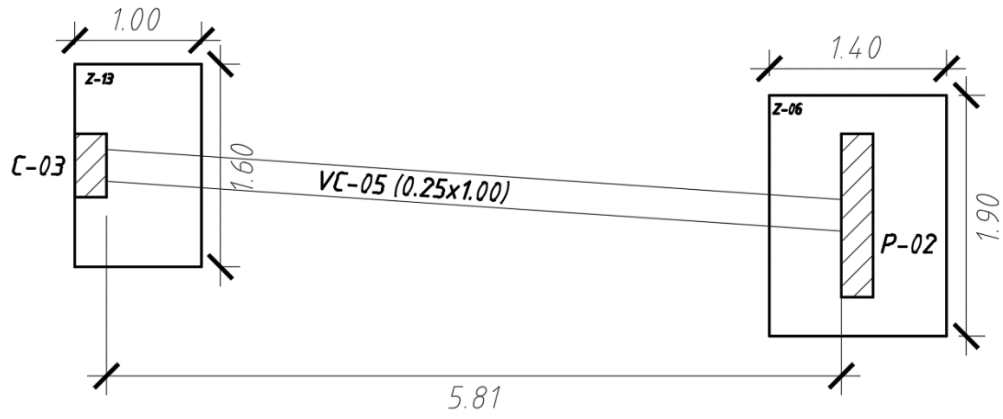


Figura 9.3. Zapatas conectadas

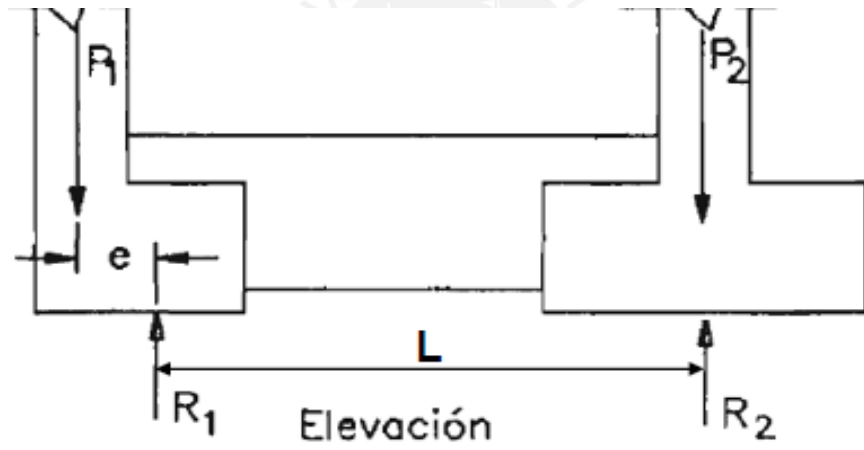


Figura 9.4. Fuerzas actuantes en el sistema

Tabla 9.2. Cargas en zapatas

C-03		P-02	
b(x)	0.25 m	b(x)	0.25 m
h (y)	0.5 m	h (y)	1.29 m
Pserv	57 Ton	Pserv	83 Ton
Psx	1.21 Ton	Psx	-25.81 Ton
Psy	5.78 Ton	Psy	-2.5 Ton
En Y		En Y	
Mm	-0.16 Ton.m	Mm	-0.03 Ton.m
Msx	0.47 Ton.m	Msx	1.15 Ton.m
En X		En X	
Mm	0.34 Ton.m	Mm	0.43 Ton.m
Msy	3.35 Ton.m	Msy	-15.06 Ton.m

Tabla 9.3. Pre-dimensionamiento de zapatas

Zapata 1		Zapata 2	
Área	1.40 m ²	Área	1.70 m ²
B(x)	1.00 m	B(x)	1.40 m
L(y)	1.60 m	L(y)	1.90 m
Área real	1.60 m ²	Área real	2.66 m ²
Excentricidad	0.38 m		

A continuación, se iniciará las verificaciones de presión admisible para cada uno de los siguientes casos:

1era Verificación sin sismo

P1 (Ton)	57	
M1 (Ton.m)	-0.16	
R1 (Ton)	60.8	
$\sigma 1$ (Ton/m ²)	40.0	Cumple
$\sigma 2$ (Ton/m ²)	39.1	

P2 (Ton)	83.0	
M2 (Ton.m)	0.0	
R2 (Ton)	79.2	
$\sigma 1$ (Ton/m ²)	31.8	Cumple
$\sigma 2$ (Ton/m ²)	30.8	

2da Verificación con sismo antihorario

P1 (Ton)	58.21	
M1 (Ton.m)	-0.63	
R1 (Ton)	62.38	
$\sigma 1$ (Tn/m ²)	41.73	Cumple
$\sigma 2$ (Tn/m ²)	40.14	

P2 (Ton)	57.19	
M2 (Ton.m)	-1.18	
R2 (Ton)	53.02	
$\sigma 1$ (Ton/m ²)	21.44	Cumple
$\sigma 2$ (Ton/m ²)	20.42	

3ra Verificación con sismo horario

P1 (Ton)	55.79	
M1 (Ton.m)	0.31	
R1 (Ton)	59.22	
$\sigma 1$ (Tn/m ²)	39.66	Cumple
$\sigma 2$ (Tn/m ²)	38.07	

P2 (Ton)	108.81	
M2 (Ton.m)	1.12	
R2 (Ton)	105.38	
$\sigma 1$ (Ton/m ²)	42.11	Cumple
$\sigma 2$ (Ton/m ²)	41.09	

4ta Verificación con sismo transversal

P1 (Ton)	57.00	
M1 (Ton.m)	-0.16	
R1 (Ton)	60.80	
$\sigma 1$ (Tn/m ²)	52.00	Cumple
$\sigma 2$ (Tn/m ²)	35.04	

P2 (Ton)	83.00	
M2 (Ton.m)	-0.03	
R2 (Ton)	79.20	
$\sigma 1$ (Ton/m ²)	12.91	Cumple
$\sigma 2$ (Ton/m ²)	47.64	

Como se puede observar en las verificaciones, se tienen esfuerzos mayores al a admisible (40 ton/m²); sin embargo, al ser una carga eventual podríamos aceptar un hasta un 30% de exceso (52 tn/m²).

Con los máximos valores de esfuerzos obtenidos en nuestras verificaciones se calcularán los esfuerzos últimos de diseño para cada zapata:

$$\begin{aligned} \text{Zapata 1 } \sigma_u &= 65.4 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{Zapata 2 } \sigma_u &= 59.6 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

Por último, se realizarán el diseño por flexión y las verificaciones de corte y punzonamiento al igual que en el numeral 9.1 (zapatas aisladas). Asimismo, con ayuda de las fuerzas calculadas en cada caso, se graficará la envolvente de los diagramas de momento flector y fuerza cortante para el diseño de la viga de cimentación.

A continuación, se mostrará el diseño final de las zapatas en las figuras 9.5 y 9.6.

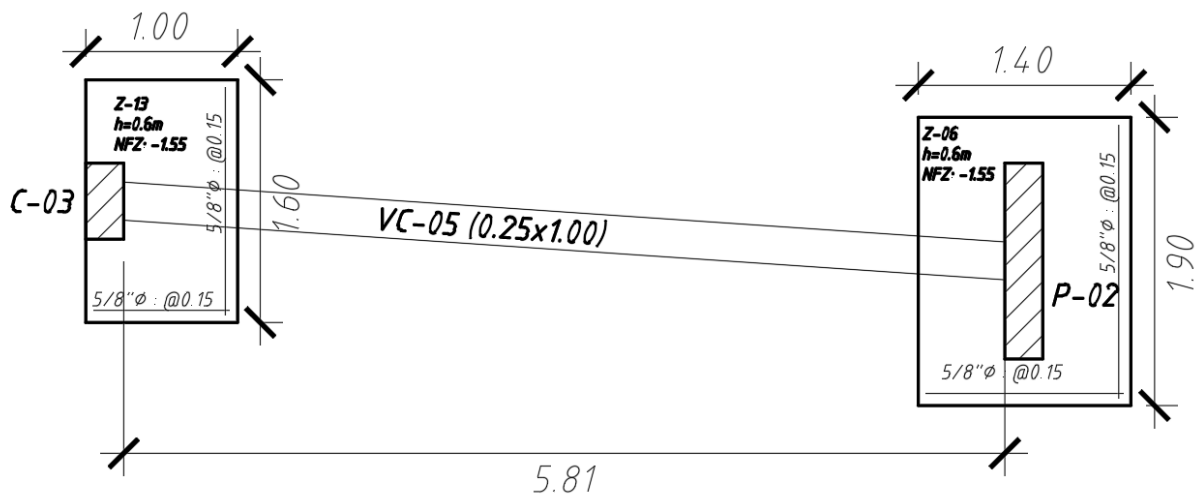


Figura 9.5 Diseño final de zapatas

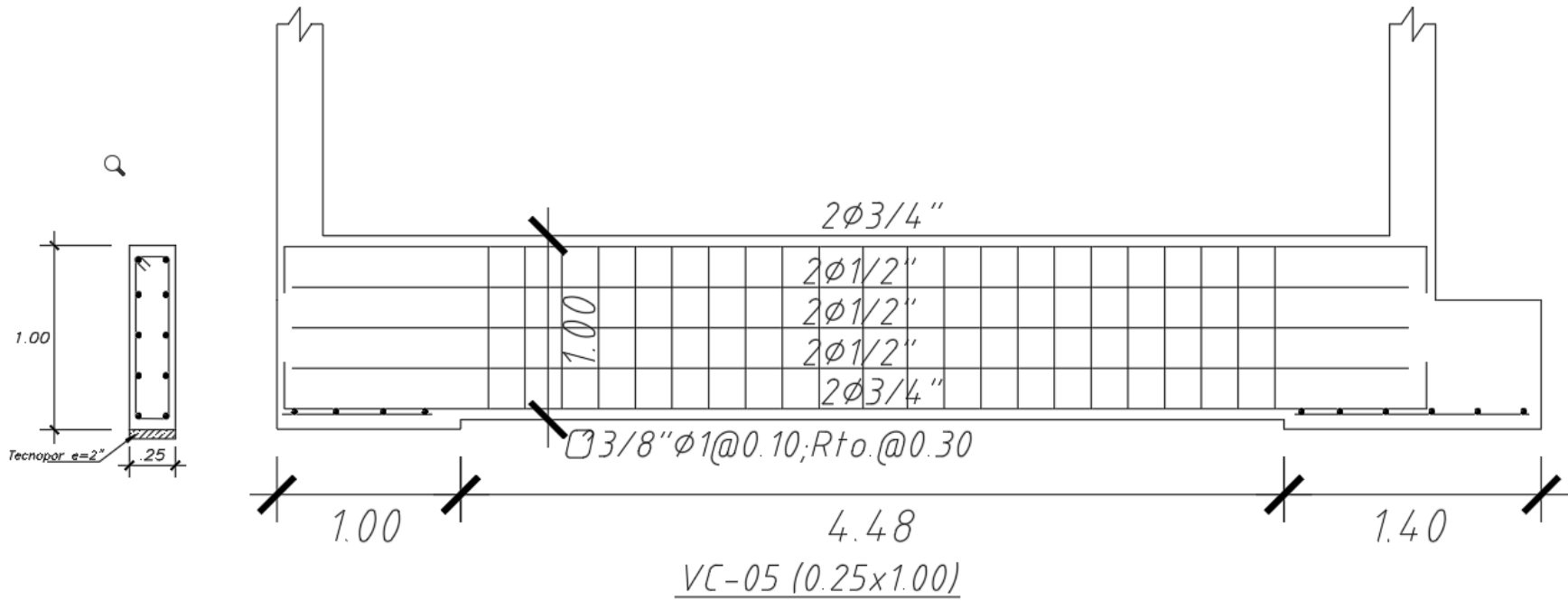


Figura 9.6 Diseño final de la viga de cimentación

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CISTERNA Y ESCALERA

10.1. DISEÑO DE CISTERNA

En este capítulo se presentará el diseño de uno de los muros de la cisterna de 25 cm de espesor, para ello previamente se calcularon las fuerzas debido al empuje del agua y empuje de suelo, ambas perpendicular al plano del muro con su respectiva distribución de presiones:

$$M_u = 2.08 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 3.8 \text{ ton}$$

La norma E.060 indica que el acero mínimo para este elemento, está limitado al valor de $0.0030 \cdot b \cdot h$, y debido al espesor se puede distribuir en dos capas:

$$0.0030 \cdot 25 \cdot 100 = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @ 20 \text{ cm c/cara}$$

$$\Phi M_n = 2.78 \text{ ton.m}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

Como el momento flector último es menor al momento nominal de la sección, el diseño por flexión cumple para el acero mínimo.

En los muros de cisterna, la resistencia al corte está dada únicamente por el concreto, por lo tanto:

$$\Phi V_c = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 21 \cdot 100$$

$$\Phi V_c = 15.8 \text{ ton}$$

Como el V_u es menor a la resistencia al corte del concreto para dicha sección, no se necesitará el ensanche de esta.

En la figura 10.1 se muestra el diseño final del muro de la cisterna.

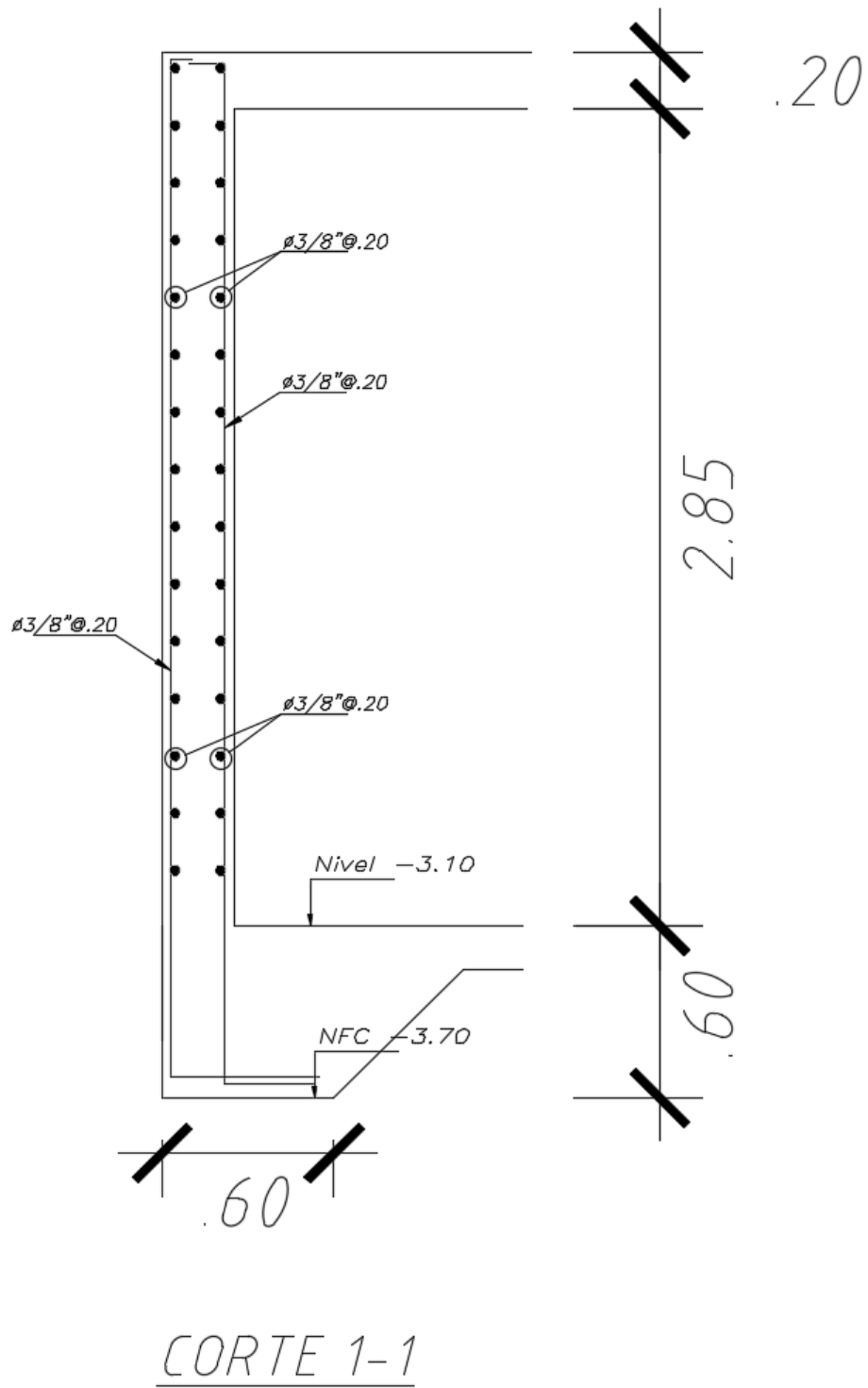


Figura 10.1 Diseño final de uno de los muros de cisterna

10.2. DISEÑO DE ESCALERA

El proyecto consta de una escalera principal ubicada en la zona central de la planta, la cual se encuentra confinada por placas.

Para su diseño solo se considerarán las solicitaciones por carga de gravedad, puesto que estos elementos no aportan rigidez lateral a la estructura.

Para el cálculo del peso propio de la escalera se utilizará la siguiente fórmula obtenida del libro del ingeniero A. San Bartolomé:

Contrapaso: 18 cm

Paso: 25 cm

Garganta: 17 cm

$$W_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 2400 \left[\frac{0.18}{2} + 0.17 \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25}\right)^2} \right] = 0.72 \text{ kg/m}^2$$

Para un metro de ancho las cargas por metro serán las siguientes:

Descanso:

$$CM = 0.20 * 1 * 2.4 + 1 * 0.1 = 0.58 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4 * 0.58 + 1.7 * 0.20 = 1.15 \text{ ton/m}$$

En tramo inclinado:

$$CM = 0.72 * 1 + 1 * 0.1 = 0.82 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4 * 0.82 + 1.7 * 0.20 = 1.5 \text{ ton/m}$$

A continuación, se muestra el DMF para un tramo de escalera (figura 10.2) y el diseño final de la escalera para los momentos últimos actuantes (figura 10.3).

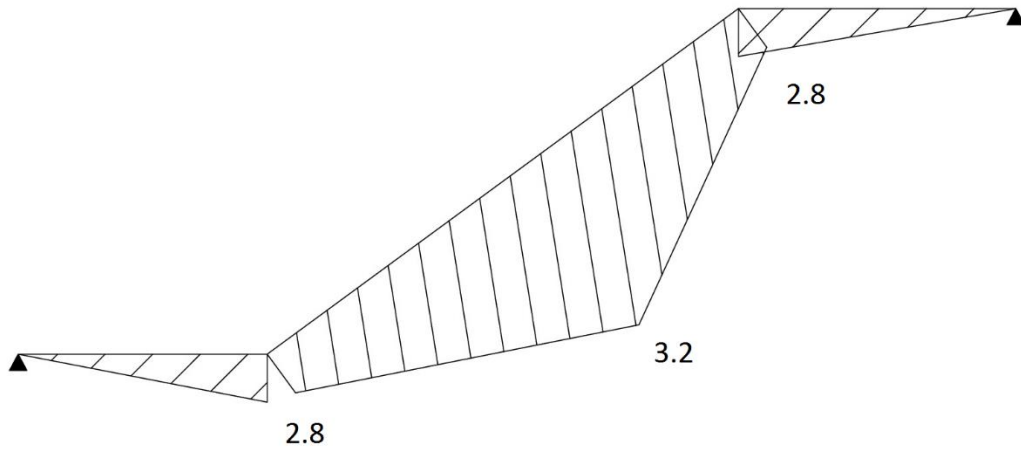
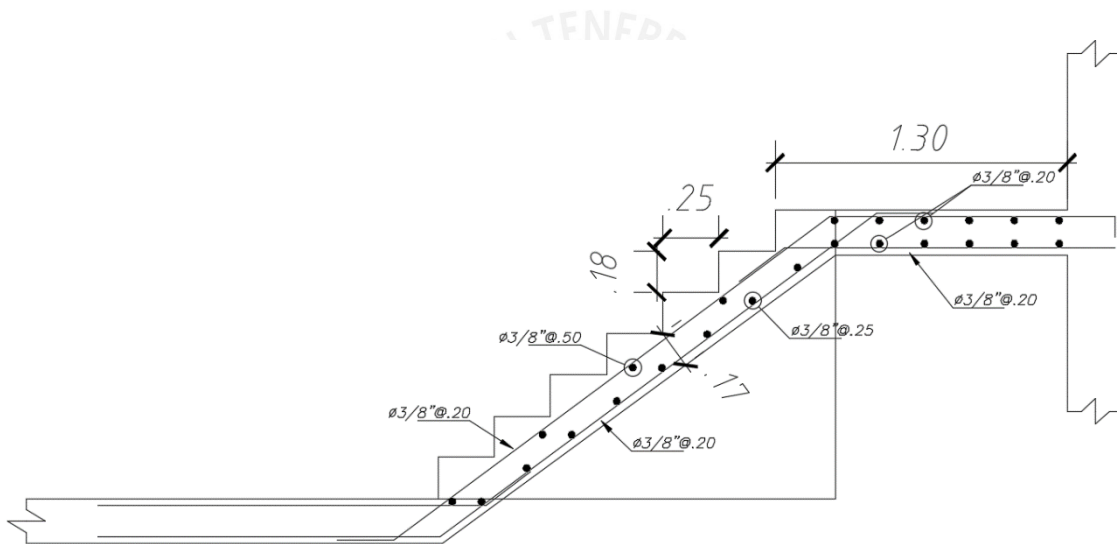


Figura 10.2 Diagrama de momento flector de tramo de escalera



ESCALERA PRINCIPAL - TRAMO 1

Figura 10.3 Diseño final del tramo de escalera

CAPÍTULO 11: METRADO DE MATERIALES

En el presente capítulo se mostrarán ejemplos de metrados de concreto, acero y encofrado de los siguientes elementos:

- **VIGAS**

Se eligieron las vigas VT-01 y VT-02, cuyas dimensiones y distribución del refuerzo se observan en las figuras 11.1, 11.2. y 11.3.

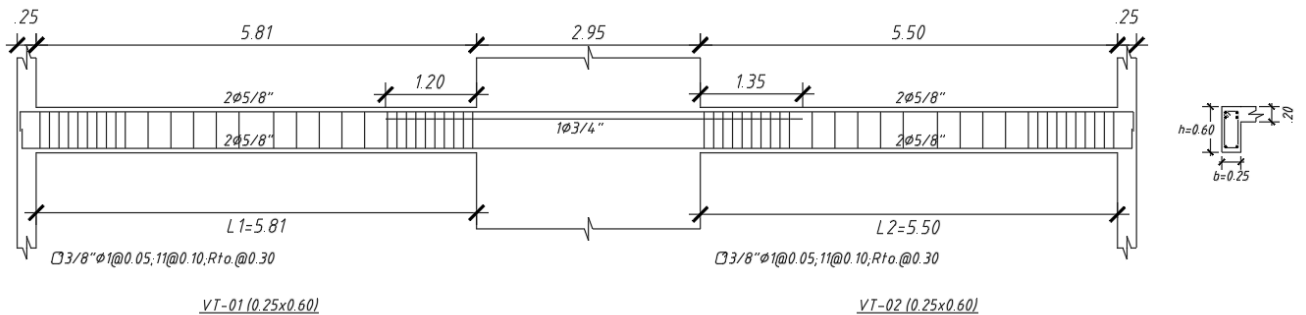


Figura 11.1 Diseño final de las vigas VT-01 y VT-02

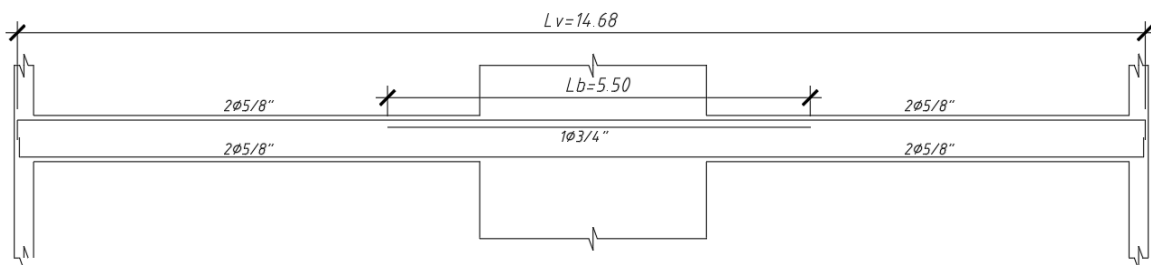


Figura 11.2 Longitudes de acero de las vigas VT-01 y VT-02

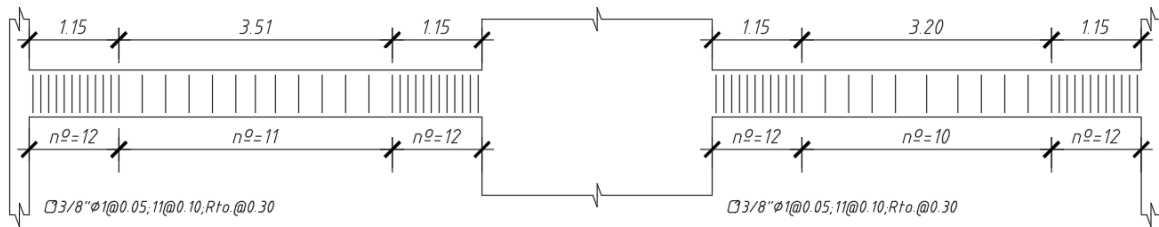


Figura 11.3 Distribución de estribos de las vigas VT-01 y VT-02

Concreto:

El volumen del concreto se calculará como el volumen de un paralelepípedo.

$$\text{Volumen} = b \times h \times (L1 + L2)$$

En donde:

b : Ancho de viga (m)

h : Peralte de viga (m)

L : Longitud de viga (m). Se considera la luz libre.

Ejemplo:

$$0.25 \times 0.60 \times (5.81+5.5) = 1.70 \text{ m}^3$$

Encofrado:

El encofrado que se utilizará para las vigas equivale a metros cuadrados de paneles iguales al área lateral expuesta de las vigas, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Encofrado} = (b + 2h) \times (L1 + L2)$$

En donde:

b : Ancho de viga (m)

h : Peralte de viga (m)

L : Longitud de viga (m). Se considera la luz libre.

Ejemplo:

$$(0.25 + 2 \times 0.60) \times (5.81+5.5) = 16.4 \text{ m}^2$$

Acero:

El refuerzo de la viga está compuesto por el acero corrido, bastones y estribos. El metrado iniciará con el cálculo del número de barras, luego con la longitud de estas y por último se calculará su peso.

Acero corrido

$$P = L_v \times p \times n^{\circ}$$

En donde:

L_v : Longitud de varilla (m). Medida según plano. A la medida del plano se le suman 0.25m por cada gancho de 5/8"

p : Peso nominal del acero (kg/m). Para 5/8" el peso lineal es de 1.552 kg/m

n° : Cantidad de varillas. Según plano.

P : Peso Total (kg)

Ejemplo:

$$(14.68+0.25+0.25) \times 1.552 \times 4 = 94.24 \text{ kg}$$

Bastones

$$P = L_b \times p \times n^{\circ}$$

En donde:

L_b : Longitud de bastón (m). Medida según plano.

p : Peso nominal del acero (kg/m). Para 3/4" el peso lineal es de 2.235 kg/m

n° : Cantidad de varillas. Según plano.

P : Peso Total (kg)

Ejemplo:

$$5.50 \times 2.235 \times 1 = 12.30 \text{ kg}$$

Estribos

$$L_e = 2b + 2h - 8r$$

$$P = L_e \times p \times n^{\circ}$$

b : Ancho de viga (m)

h : Peralte de viga (m)

r : Recubrimiento (m). Para vigas se considera un recubrimiento de 0.06m

L_e : Longitud del estribo (m).

p : Peso nominal del acero (kg/m). Para 3/8" el peso lineal es de 0.56 kg/m

n° : Cantidad de estribos. Según lo especificado en el plano : 1@0.05, 11@0.10, Rto@0.30.

P : Peso Total (kg)

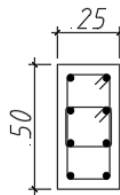
Ejemplo:

$$2 \times 0.25 + 2 \times 0.60 - 8 \times 0.06 = 1.22\text{m}$$

$$1.22 \times 0.56 \times (12+11+12+12+10+12) = 47.14\text{m}$$

- **COLUMNAS**

Se eligió la columna C-01, cuyas dimensiones y distribución del refuerzo se observan en las figuras 11.4., 11.5. y 11.6.



8ø5/8" CIMENTACIÓN AL 2do PISO.
4ø5/8"+4ø1/2" EN EL 3er Y 7mo PISO.
2ø3/8"1@.05,5@.10,Rto@.25

Figura 11.4. Sección de columna C-01

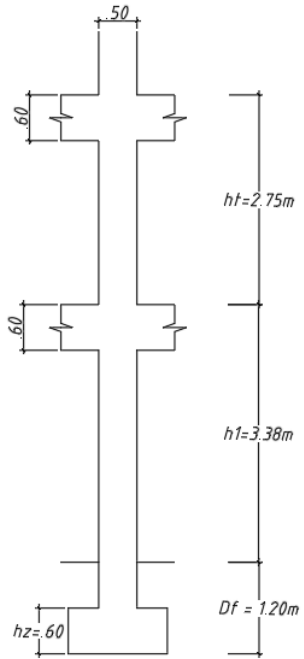


Figura 11.5. Elevación de columna C-01

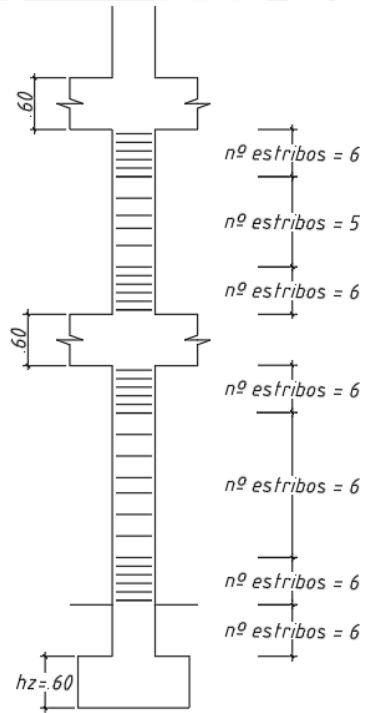


Figura 11.6. Distribución de estribos en elevación - C-01

Concreto:

Se calculará el volumen de concreto de la columna desde la parte superior de la zapata hasta el último piso de la estructura.

$$\begin{aligned} [(Df - hz) + h1 + (6xht)] \times L \times t &= [(1.2 - 0.6) + 3.38 + (6 \times 2.75)] \times 0.50 \times 0.25 \\ &= 2.56 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Encofrado:

El encofrado que se utilizará para la columna equivale a metros cuadrados de paneles iguales al área lateral expuesta de la columna, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Encofrado} &= [(Df - hz) + (h1 - 0.6) + (6 \times (ht - 0.6))] \times (2L + 2t) \\ &= [(1.2 - 0.6) + (3.38 - 0.6) + (6 \times (2.75 - 0.6))] \times (2 \times 0.5 + 2 \times 0.25) \\ &= 24.42 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Acero:

El metrado iniciará con el cálculo del número de barras, luego con la longitud de estas y por último se calculará su peso.

Barras verticales al 2do piso:

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ barras verticales} &= 8 \text{ de } 5/8'' \\ \text{Longitud de barras verticales} &= Df + h1 + ht + Le - rz + 0.3 \\ &= 1.2 + 3.38 + 2.75 + 0.50 - 0.08 + 0.3 \\ &= 8.05 \text{ m} \\ \text{Peso total} &= \text{N}^\circ \text{ barras verticales} \times \text{Longitud barras horizontales} \times \\ &\quad \text{Peso lineal } 5/8'' \\ &= 8 \times 8.05 \times 1.552 \\ &= 99.95 \text{ kg} \end{aligned}$$

En donde:

rz: Recubrimiento (m). Para zapatas 0.08m

Le: Longitud de empalme (m). Para 5/8" 0.5m

Peso lineal $\Phi 5/8''$: 1.552 kg/m

Barras verticales del 2do al 7mo piso:

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ barras verticales} &= 4 \text{ de } 1/2'' + 4 \text{ de } 5/8'' \\ \text{Longitud de barras verticales} &= 5ht + Le - rv + 0.3 = 5 \times 2.75 + 0.5 - 0.6 + 0.3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 13.95\text{m} \\
 \text{Peso total} &= \text{Longitud barras verticales } [(N^{\circ} \text{ barras verticales } 1/2'' \times \text{Peso lineal } 1/2'') + (N^{\circ} \text{ barras verticales } 5/8'' \times \text{Peso lineal } 5/8'')] \\
 &= 13.95 \times [(4 \times 0.994) + (4 \times 1.552)] \\
 &= 142.07 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

En donde:

Le: Longitud de empalme (m). Para 5/8" 0.5m

rv: Recubrimiento (m). Para vigas 0.06m

Peso lineal $\Phi 1/2''$: 0.994 kg/m

Peso lineal $\Phi 5/8''$: 1.552 kg/m

Estribos:

$$\begin{aligned}
 \text{Longitud de estribos} &= 4 \times (t - 2rc) = 4 \times (0.25 - 2 \times 0.04) \\
 &= 0.68\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N^{\circ} \text{ de estribos} &= N^{\circ} \text{ estribos 1er piso} + 6 (N^{\circ} \text{ estribos piso típico}) \\
 &= (6+6+6+6) + 6 \times (6+5+6) \\
 &= 126
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peso total} &= \text{Longitud de estribos} \times N^{\circ} \text{ de estribos} \times \text{Peso lineal } 3/8'' \\
 &= 0.68 \times 126 \times 0.56 \\
 &= 47.98 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

En donde:

t: Espesor de placa. 0.25m

rc: Recubrimiento (m). Para columnas 0.04m

Peso lineal $\Phi 3/8''$: 0.56 kg/m

- **PLACAS**

Se eligió la placa P-01, cuyas dimensiones y distribución del refuerzo se observan en las figuras 11.7., 11.8. y 11.9.

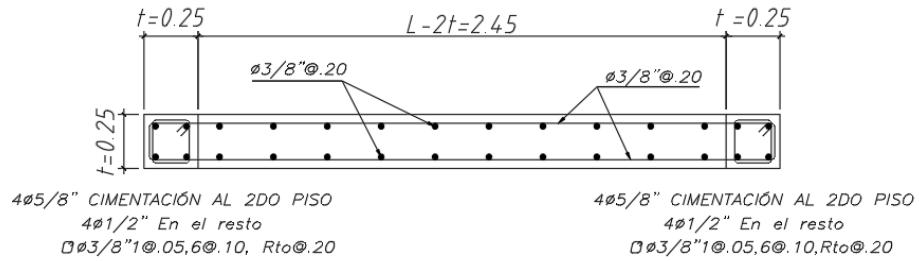


Figura 11.7. Sección de placa P-01

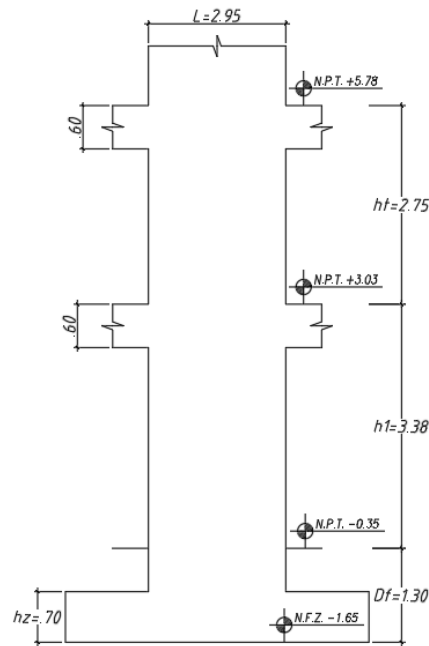
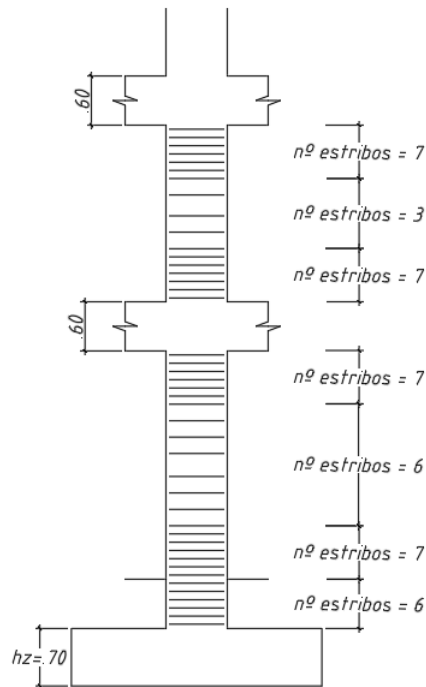


Figura 11.8. Elevación de placa P-01



Distribucion de estribos

Figura 11.9. Distribución de estribos de núcleo en elevación – P-01

Concreto:

Se calculará el volumen de concreto de la placa desde la parte superior de la zapata hasta el último piso de la estructura.

$$[(Df - hz) + h1 + (6xht)] \times L \times t = [(1.3 - 0.7) + 3.38 + (6x2.75)] \times 2.95 \times 0.25 = 15.1 \text{ m}^3$$

Encofrado:

El encofrado que se utilizará para esta placa equivale a metros cuadrados de paneles iguales al área lateral expuesta de la placa, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Encofrado} &= [(Df - hz) + (h1 - 0.6) + (6x(ht - 0.6))] \times (2L + 2t) \\ &= [(1.3 - 0.7) + (3.38 - 0.6) + (6x(2.75 - 0.6))] \times (2x2.95 + 2x0.25) \\ &= 104.92 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Acero:

Se cuenta con acero tanto en los núcleos de la placa como en la malla que va a lo largo de esta. El metrado iniciará con el cálculo del número de barras, luego con la longitud de estas y por último se calculará su peso.

Malla

$$\text{N}^{\circ} \text{ barras verticales} = 2 \left[\frac{(L-2t)}{s} - 1 \right] = 2 \left[\frac{(2.45)}{0.2} - 1 \right] = 22$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud barras verticales} &= D_f + h_1 + 6ht - rz - rv \\ &= 1.3 + 3.38 + (6 \times 2.75) - 0.08 - 0.06 \\ &= 21.04 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso total} &= \text{N}^{\circ} \text{ barras verticales} \times \text{Longitud barras verticales} \times \\ &\quad \text{Peso lineal } 3/8'' \\ &= 22 \times 21.04 \times 0.56 \\ &= 259.21 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^{\circ} \text{ barras horizontales} &= 2 \left[\frac{(h_1 + 6ht)}{s} \right] \\ &= 2 \left[\frac{(3.38 + 6 \times 2.75)}{0.2} \right] \\ &= 198 \end{aligned}$$

$$\text{Longitud de barras horizontales} = L - 2rc + 0.3 = 2.95 - 2(0.04) + 0.3 = 3.17 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso total} &= \text{N}^{\circ} \text{ barras horizontales} \times \text{Longitud barras horizontales} \\ &\quad \times \text{Peso lineal } 3/8'' \\ &= 198 \times 3.17 \times 0.56 = 351.49 \text{ kg} \end{aligned}$$

En donde:

rz: Recubrimiento (m). Para zapatas 0.08m

rv: Recubrimiento (m). Para vigas 0.06m

rc: Recubrimiento (m). Para columnas 0.04m

s: Espaciamiento entre varillas (m)

Peso lineal $\Phi 3/8''$: 0.56 kg/m

Nucleos confinados a 2do piso:

$$\text{N}^{\circ} \text{ barras verticales} = 4 \text{ de } 5/8''$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud de barras verticales} &= D_f + h_1 + ht + Le - rz + 0.3 \\ &= 1.3 + 3.38 + 2.75 + 0.50 - 0.08 + 0.3 \\ &= 8.15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peso total} &= \text{N}^{\circ} \text{ barras verticales} \times \text{Longitud barras horizontales} \times \\
 &\text{Peso lineal } 5/8'' \\
 &= 4 \times 8.15 \times 1.552 \\
 &= 50.6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

En donde:

rz: Recubrimiento (m). Para zapatas 0.08m

Le: Longitud de empalme (m). Para 5/8" 0.5m

Peso lineal $\Phi 5/8''$: 1.552 kg/m

Nucleos confinados del 2do al 7mo piso:

$$\begin{aligned}
 \text{N}^{\circ} \text{ barras verticales} &= 4 \text{ de } 1/2'' \\
 \text{Longitud de barras verticales} &= 5ht + Le - rv + 0.3 \\
 &= 5 \times 2.75 + 0.5 - 0.6 + 0.3 \\
 &= 13.95\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peso total} &= \text{N}^{\circ} \text{ barras verticales} \times \text{Longitud barras horizontales} \times \\
 &\text{Peso lineal } 1/2'' \\
 &= 4 \times 13.95 \times 0.994 \\
 &= 55.47 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

En donde:

Le: Longitud de empalme (m). Para 5/8" 0.5m

rv: Recubrimiento (m). Para vigas 0.06m

Peso lineal $\Phi 1/2''$: 0.994 kg/m

Estribos:

$$\begin{aligned}
 \text{Longitud de estribos} &= 4 \times (t-2rc) \\
 &= 4 \times (0.25 - 2 \times 0.04) \\
 &= 0.68\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{N}^{\circ} \text{ de estribos} &= \text{N}^{\circ} \text{ estribos 1er piso} + 6 (\text{N}^{\circ} \text{ estribos piso típico}) \\
 &= (6+7+6+7) + 6 \times (7+3+7)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 128 \\
 \text{Peso total} &= \text{Longitud de estribos} \times \text{N}^\circ \text{ de estribos} \times \text{Peso lineal } 3/8'' \\
 &= 0.68 \times 128 \times 0.56 \\
 &= 48.74 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

En donde:

t: Espesor de placa. 0.25m

rc: Recubrimiento (m). Para columnas 0.04m

Peso lineal $\Phi 3/8''$: 0.56 kg/m

- **ZAPATAS**

Se eligió la zapata Z-11, cuyas dimensiones se muestran en la figura 11.10

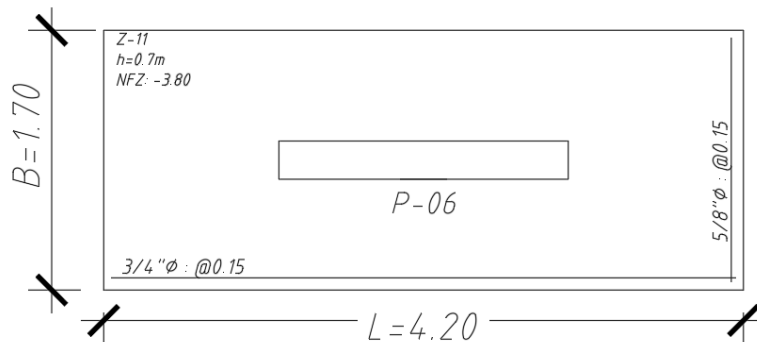


Figura 11.10 Zapata Z-11

Concreto:

El volumen del concreto se calculará como el volumen de un paralelepípedo.

$$B \times L \times h = 1.70 \times 4.20 \times 0.7 = 5 \text{ m}^3$$

Acero:

Para el caso del acero, se calcula el número de barras que se necesitan en cada dirección, en función a su espaciamento, luego se calcula el peso de cada barra con ayuda de su longitud y su peso específico de acuerdo al diámetro de la barra.

En la dirección del lado "L":

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = [(B - 2r)/s] + 1 = [(1.7 - 2 * 0.08)/0.15] + 1 = 11 \text{ unidades}$$

$$\text{Longitud de barras} = L - 2r = 4.20 - 2 * 0.08 = 4.05 \text{ m}$$

$$\text{Peso Total (kg)} = \text{N}^\circ \text{ de barras} \times \text{Longitud de barras} \times \text{Peso lineal } \Phi 3/4''$$

$$\text{Peso Total (kg)} = 11 \times 4.05 \times 2.235 = 99.32 \text{ kg}$$

En donde:

r: Recubrimiento (m). Para zapatas 0.08m

s: Espaciamiento entre varillas (m)

Peso lineal $\Phi 3/4''$: 2.235 kg/m

En la dirección del lado "L":

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = [(B - 2r)/s] + 1 = [(4.2 - 2 * 0.08)/0.15] + 1 = 28 \text{ unidades}$$

$$\text{Longitud de barras} = L - 2r = 1.70 - 2 * 0.08 = 1.54 \text{ m}$$

$$\text{Peso Total (kg)} = \text{N}^\circ \text{ de barras} \times \text{Longitud de barras} \times \text{Peso lineal } \Phi 5/8''$$

$$\text{Peso Total (kg)} = 28 \times 1.54 \times 1.552 = 66.92 \text{ kg}$$

En donde:

r: Recubrimiento (m). Para zapatas 0.08m

s: Espaciamiento entre varillas (m)

Peso lineal $\Phi 5/8''$: 1.552 kg/m

A continuación, se muestran los metrados de concreto, acero y encofrado del edificio, considerando un área techada de 1,780 m².

Tabla 11.1. Resumen de metrados

Elemento	Acero (Kg)	Concreto (m3)	Encofrado (m ²)
Losas	10,632	141	1,418
Vigas	13,300	119	900
Columnas/Placas	15,278	184	1,913
Zapatas	1,952	47	0
Cisterna	1,164	40	102
Escaleras	675	11	66
Total	43,000	542	4,400

Para la estructura del edificio se tienen los siguientes resultados:

- Acero: 43,000 kg.
- Concreto: 542 m³
- Encofrado: 4,400 m²

A continuación, se observa un cuadro con los ratios de acero y concreto de nuestro edificio en comparación con dos proyectos similares.

Tabla 11.2. Comparativo de ratios de materiales

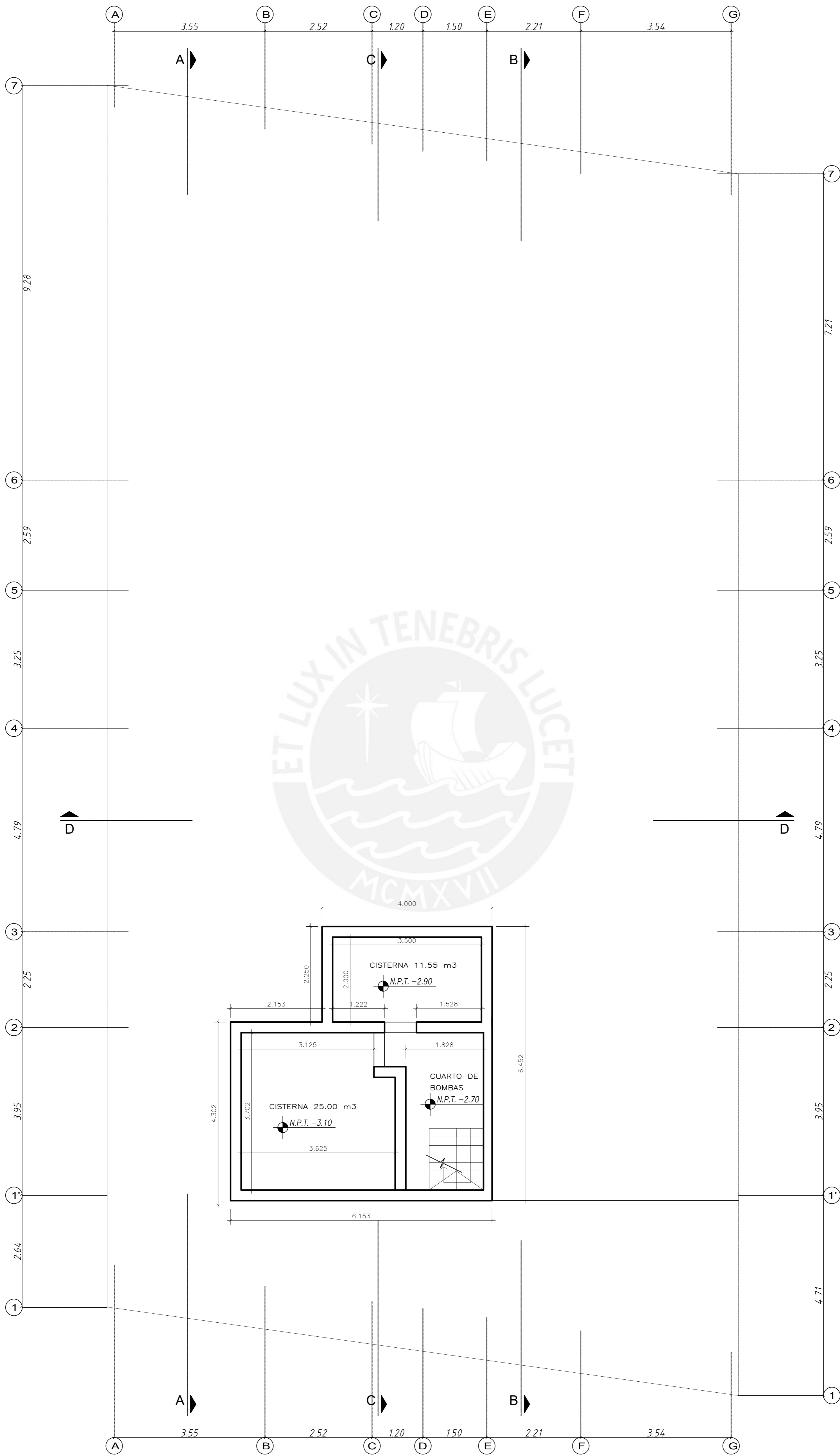
	Edificio en Miraflores 7 pisos	Edificio en San Isidro 7 pisos	Edificio en Surco 6 pisos
Incidencia de acero sobre el área techada (Kg/m²)	24.2	23.6	26.0
Incidencia de concreto sobre el área techada (m³/m²)	0.30	0.28	0.34
Incidencia del acero sobre el concreto (Kg/m³)	79.3	84.3	83.0

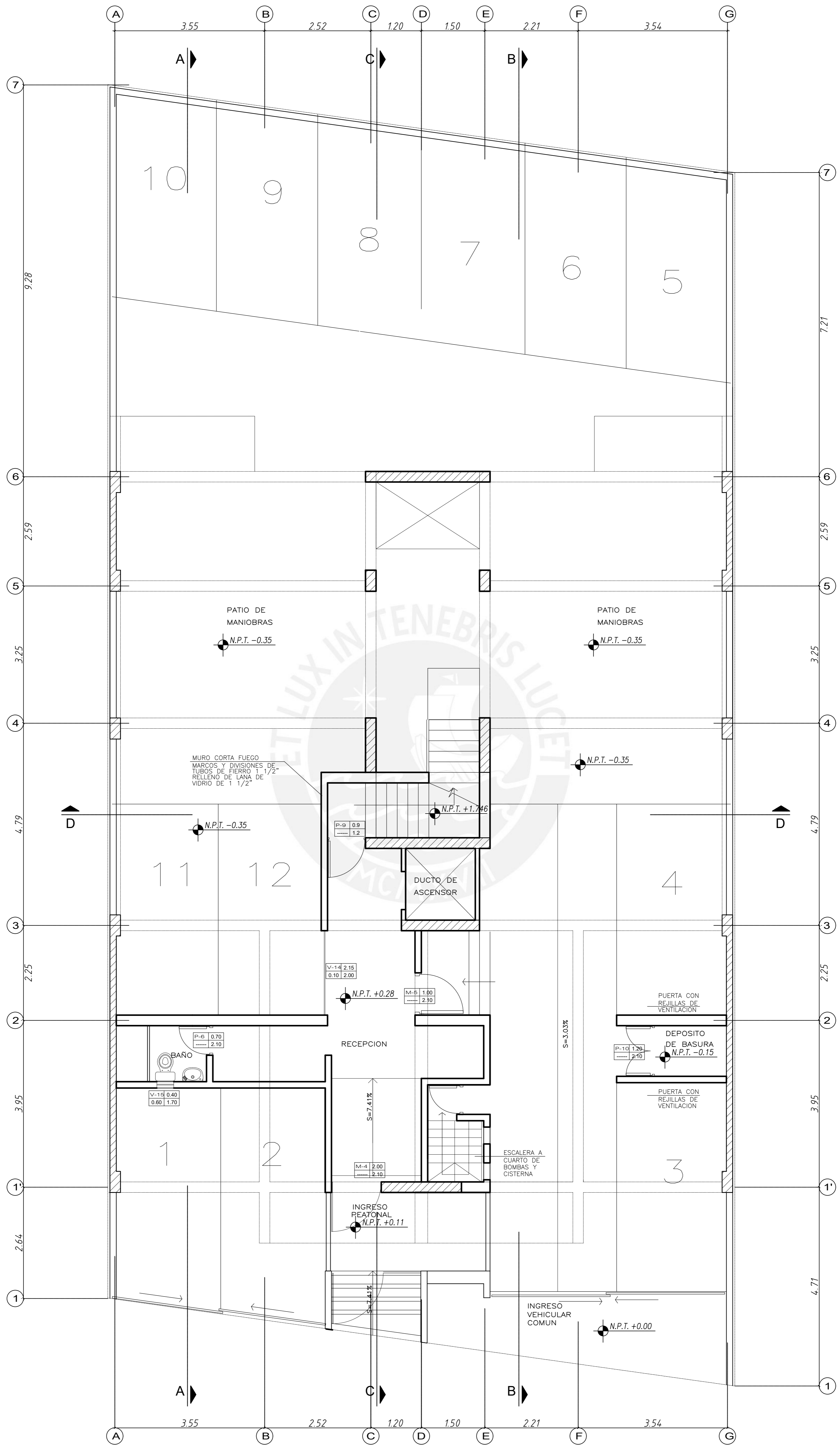
CAPÍTULO 12: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

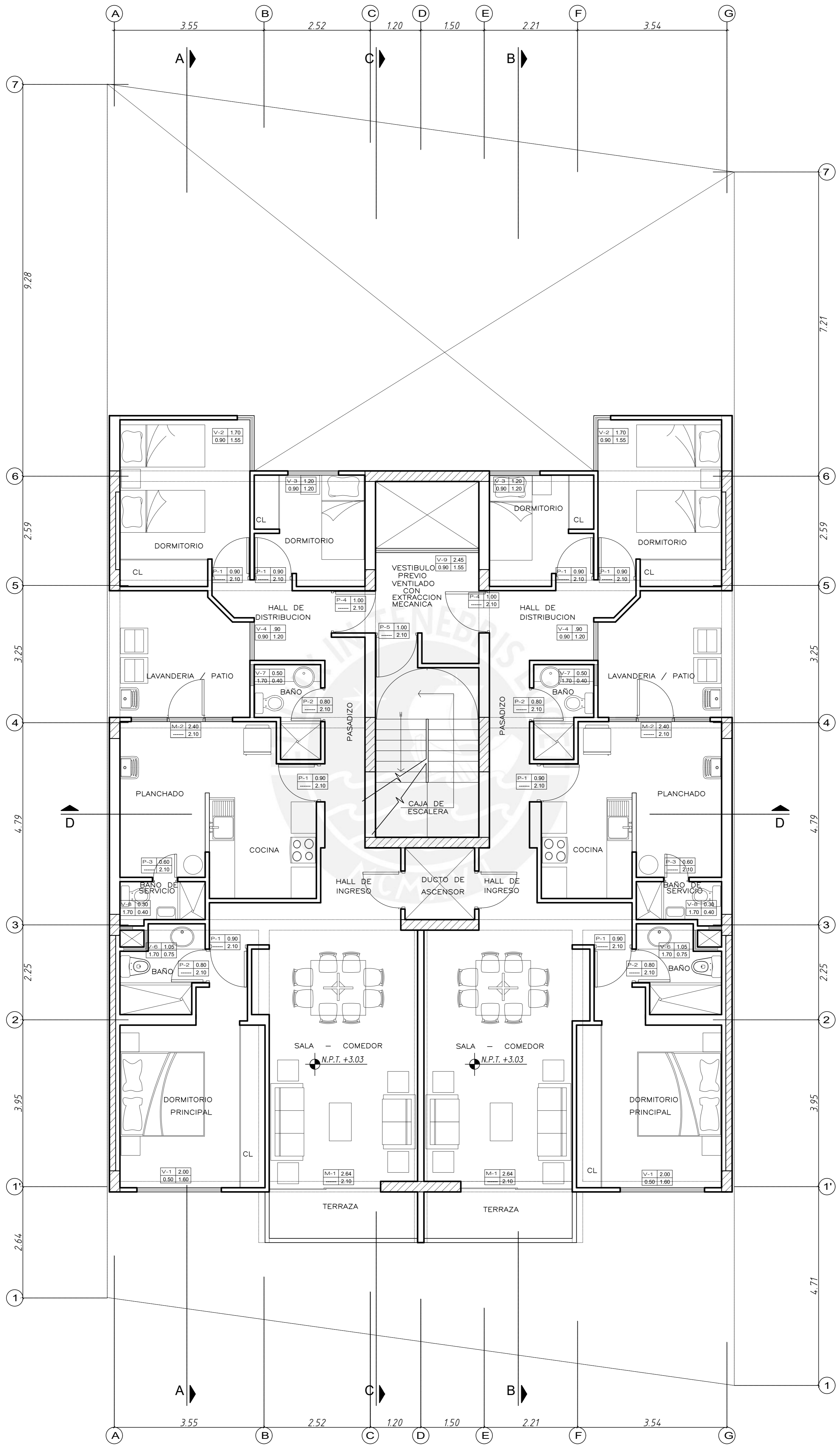
- Los criterios de predimensionamiento de vigas y losas permitieron que la cuantía de acero para estos elementos sea adecuada y no exista una posible congestión en una etapa de construcción.
- En el caso de las columnas se aumentó la sección definida según el criterio de predimensionamiento debido a que este no contempla solicitaciones sísmicas. Esta modificación también se realizó con el fin de obtener una cuantía de acero mayor a 1% y menor a 4%.
- La arquitectura favoreció el predimensionamiento de las placas en la dirección Y del análisis. Sin embargo, en la dirección X del análisis fue necesario aumentar la cantidad de placas para controlar las derivas del edificio.
- Inicialmente se asumió un factor de reducción estructural por sismo $R=6$ correspondiente a estructuras de muros de concreto armado. Este valor fue corroborado luego del análisis al corroborar que las placas tomaban más del 70% de la fuerza cortante en ambas direcciones.
- Para el análisis con 3 GDL (grados de libertad) se obtuvieron periodos de 0.85s y 0.41s en las direcciones XX y YY respectivamente. Estos valores son aceptables para la altura del edificio y reflejan la diferencia de rigidez en ambos sentidos. Al tener una mayor cantidad de placas en la dirección YY, el edificio es más rígido en esta dirección y por ende, tiene un periodo menor que en la dirección XX.
- Las derivas máximas fueron de 6.29‰ para la dirección XX y 3.32‰ para la dirección YY. Debido a que la norma permite una deriva de hasta 7‰, podemos afirmar que nuestro edificio cumple con lo mencionado.
- Al tener una fuerza cortante dinámica menor al límite del cortante estático durante un sismo en la dirección YY, se amplificaron las fuerzas sísmicas con un factor de 1.14.
- El diseño de las columnas y placas es distinto en los diferentes pisos. Esto se da con el fin de optimizar las cuantías de acero, ya que las solicitaciones sísmicas y de gravedad son variables en la altura.
- Al realizar el diseño por capacidad de las placas se corroboró que el acero mínimo por corte fue suficiente para cumplir con los requerimientos del diseño.
- Al tener zapatas excéntricas en los ejes A y G debido a la ubicación en el lindero con el vecino, fue necesario el uso de vigas de cimentación que conectan las zapatas de las placas perimetrales con las zapatas ubicadas al centro del edificio.
- Se realizaron los metrados de concreto, acero y encofrado con el fin de obtener los ratios sobre el área construida del edificio. Para cualquier tipo de proyecto convencional de construcción, los metrados sirven de referencia para verificar un error de diseño debido al exceso o déficit de material.

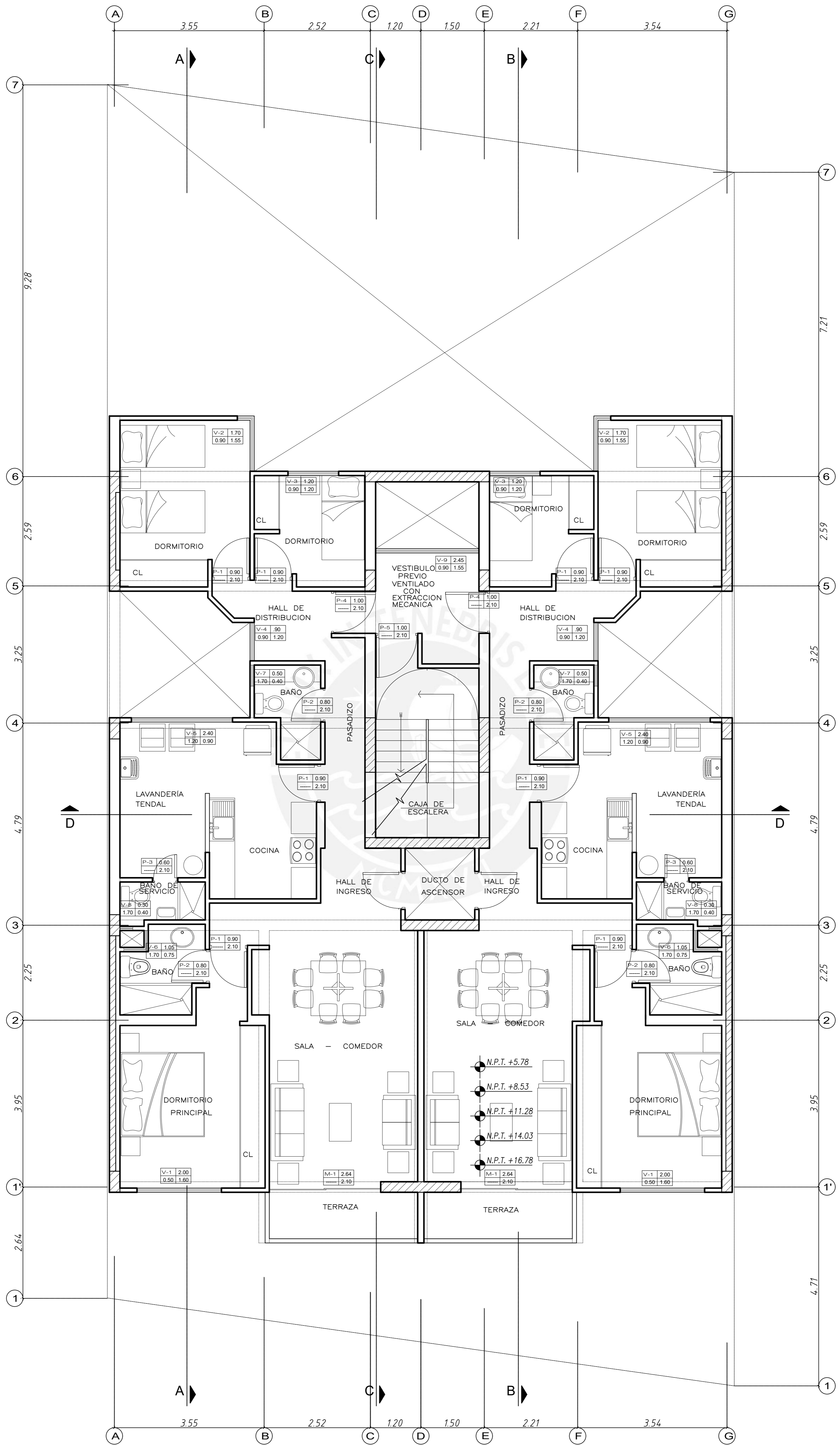
CAPÍTULO 13: REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- **NORMA TECNICA DE EDIFICACIONES E.020 – Cargas.** Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2006
- **NORMA TECNICA DE EDIFICACIONES E.030 - Diseño Sismoresistente.** Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2019
- **NORMA TECNICA DE EDIFICACIONES E.050 – Suelos y cimentaciones.** Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2006
- **NORMA TECNICA DE EDIFICACIONES E.060 - Concreto Armado.** Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2009
- **BLANCO BLASCO, ANTONIO,** Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición. Lima, 1996-1997.
- **MUÑOZ PELAEZ, JUAN ALEJANDRO,** Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima, 2009.
- **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO.** Apuntes del curso Concreto Armado 1. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima, 2015
- **HARMSÉN GÓMEZ DE LA TORRE, TEODORO.** Diseño de estructuras de concreto armado. Lima, 2002.
- **SAN BARTOLOMÉ, ÁNGEL.** Análisis de Edificios. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima, 1999
- **DEL CASTILLO PAISIG, INGRID SOLEDAD.** Diseño de un edificio de Oficinas en San Isidro. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima, 2016
- **FARFAN CARNEIRO, VICTOR ALVARO.** Diseño de un edificio de departamentos de seis pisos en Surco. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima, 2011

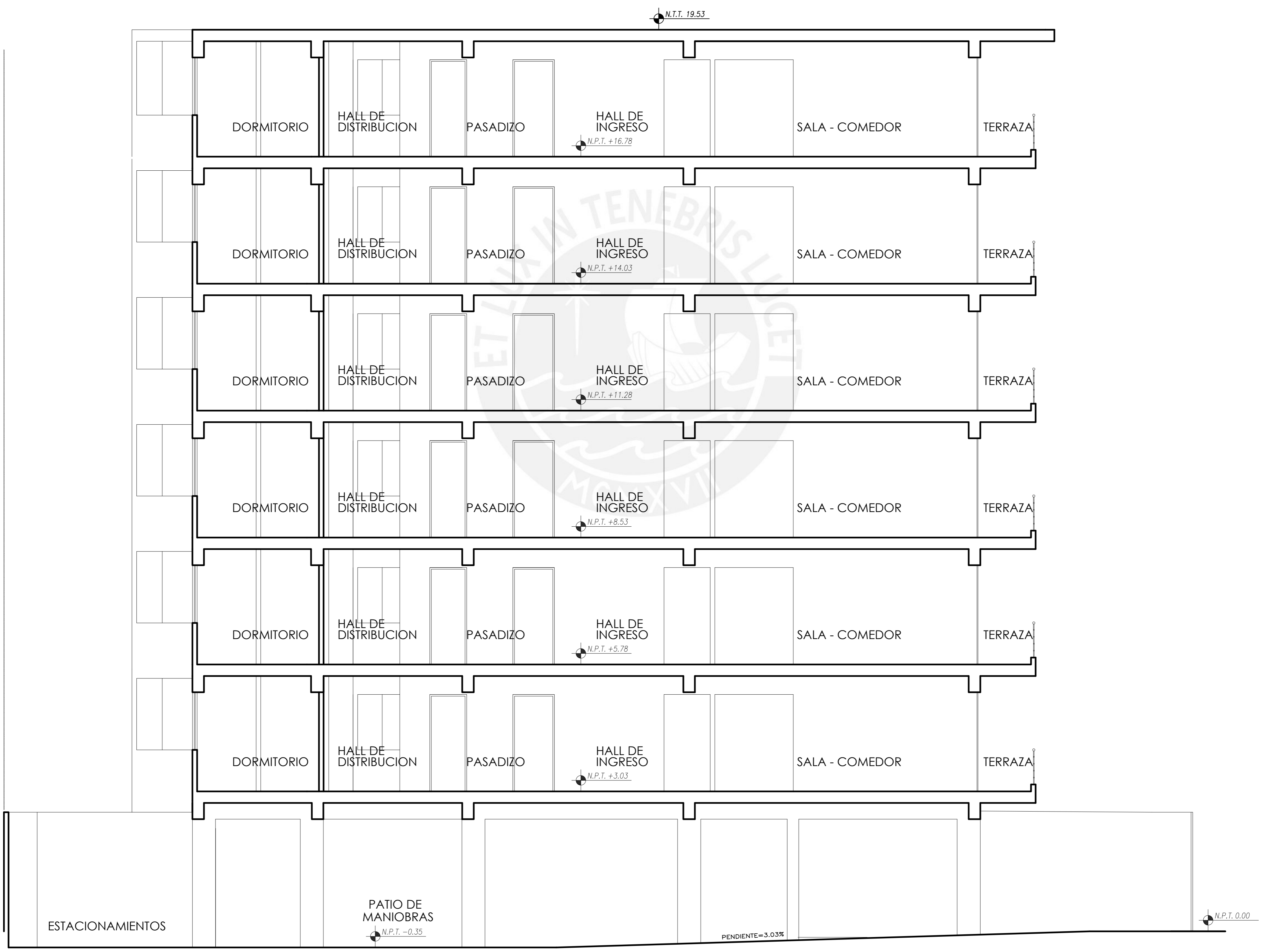


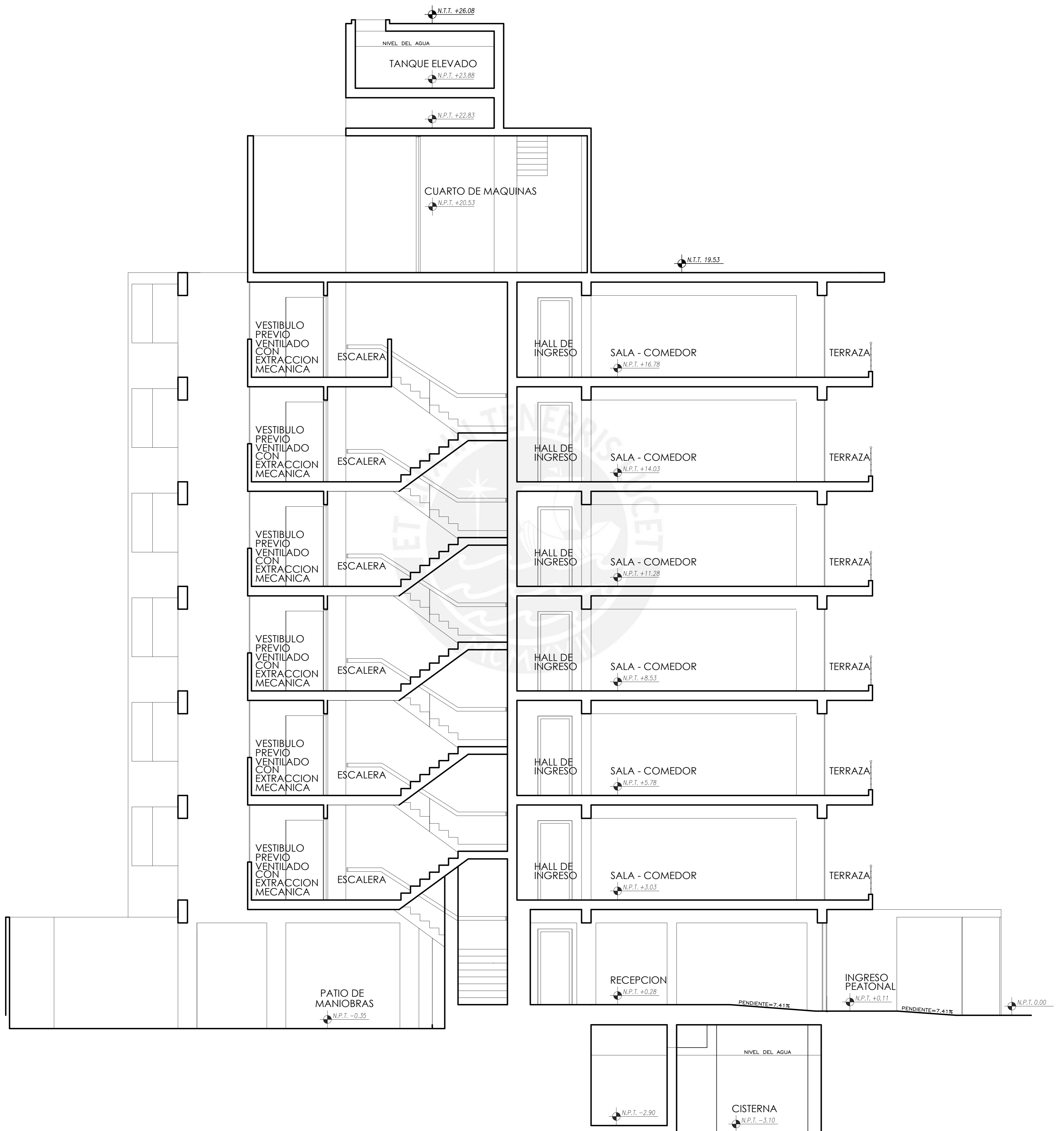


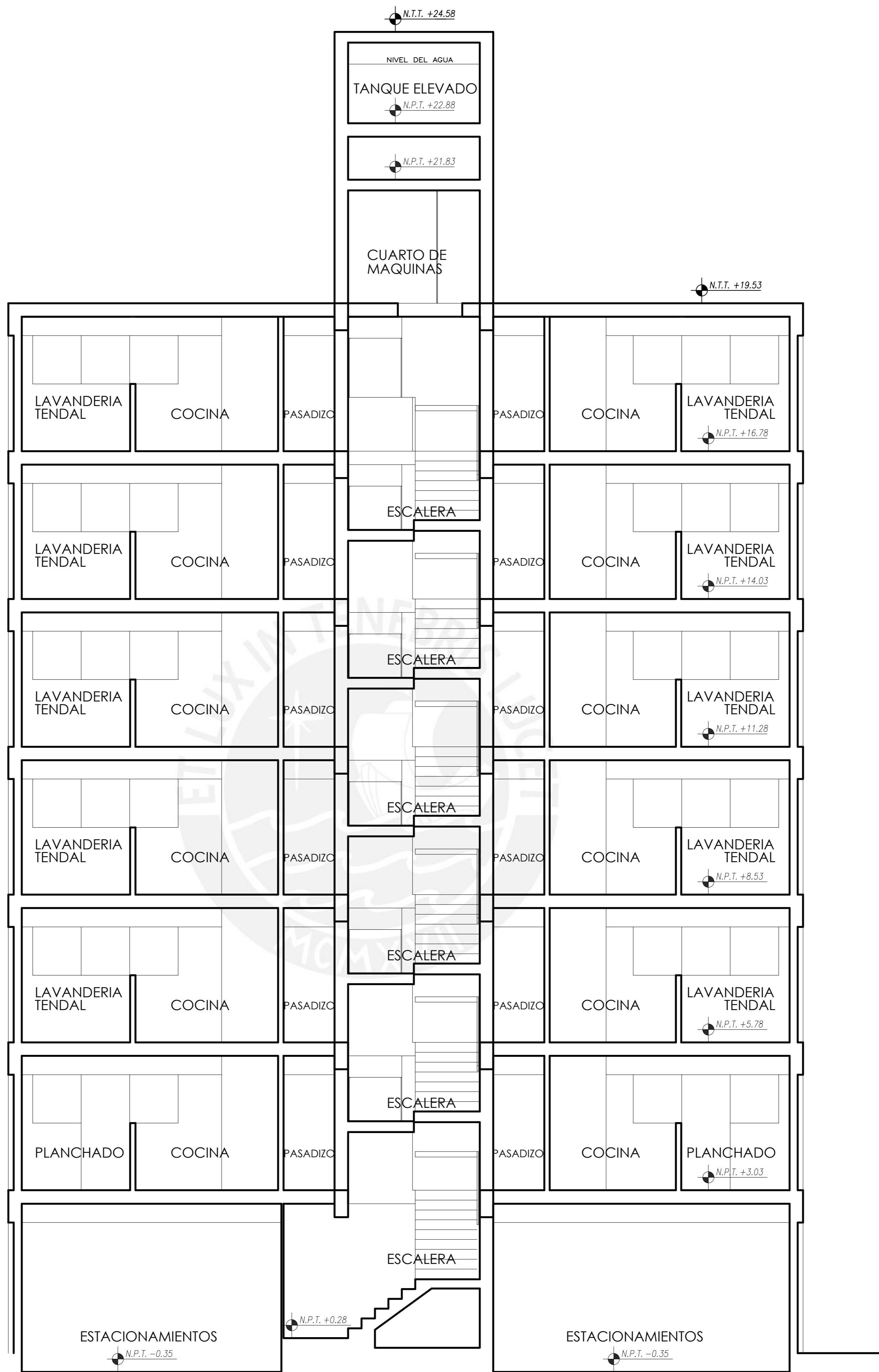




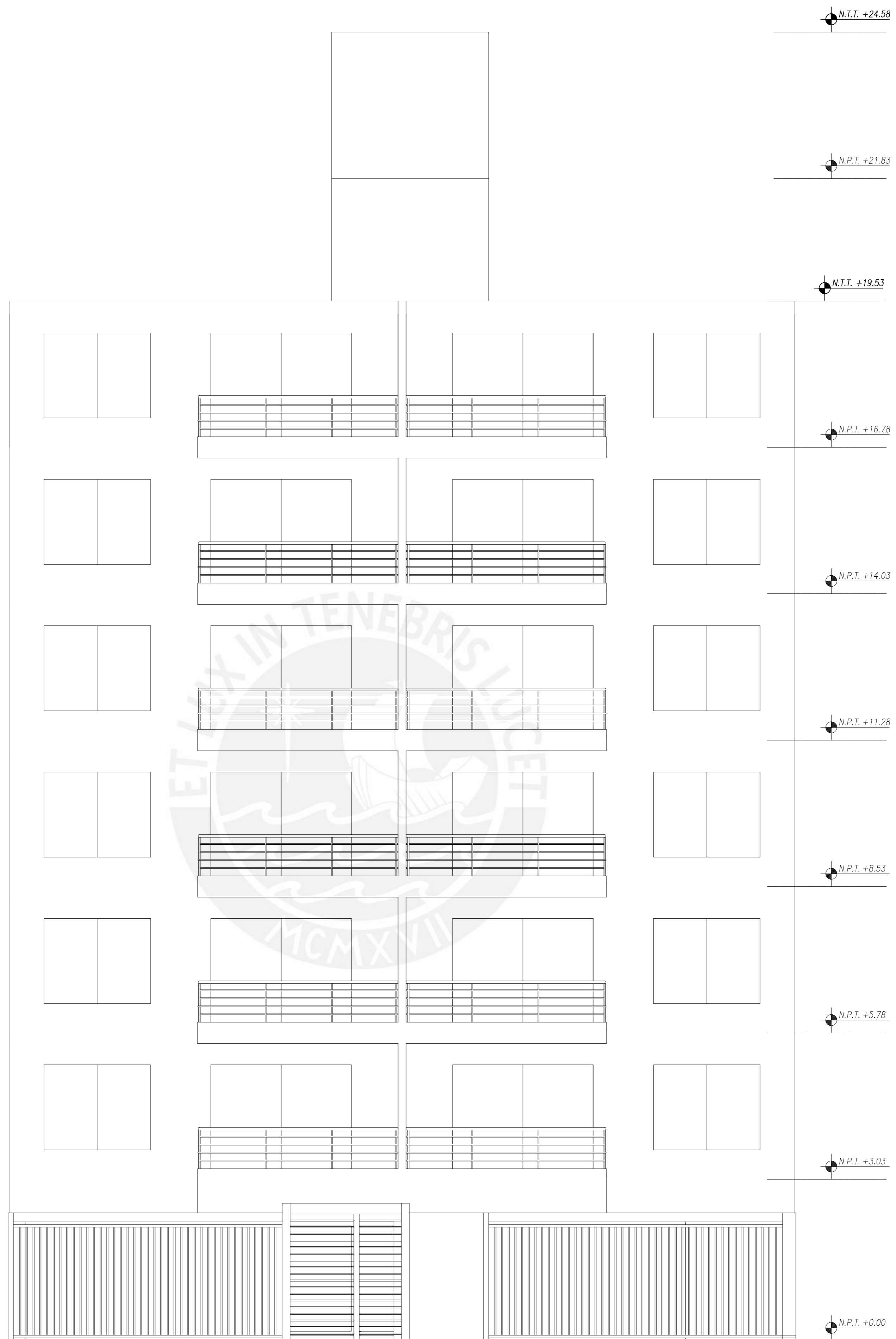


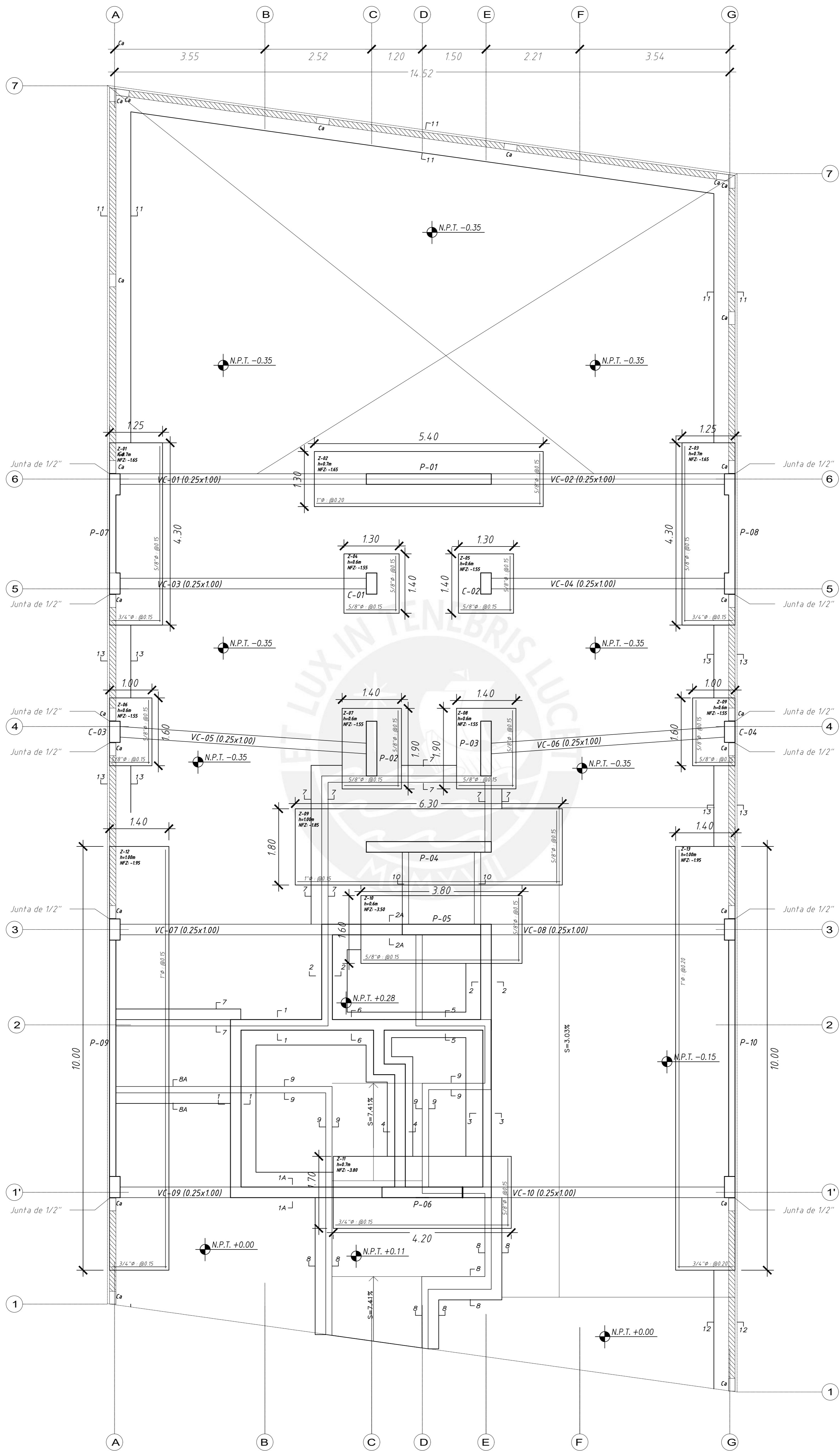




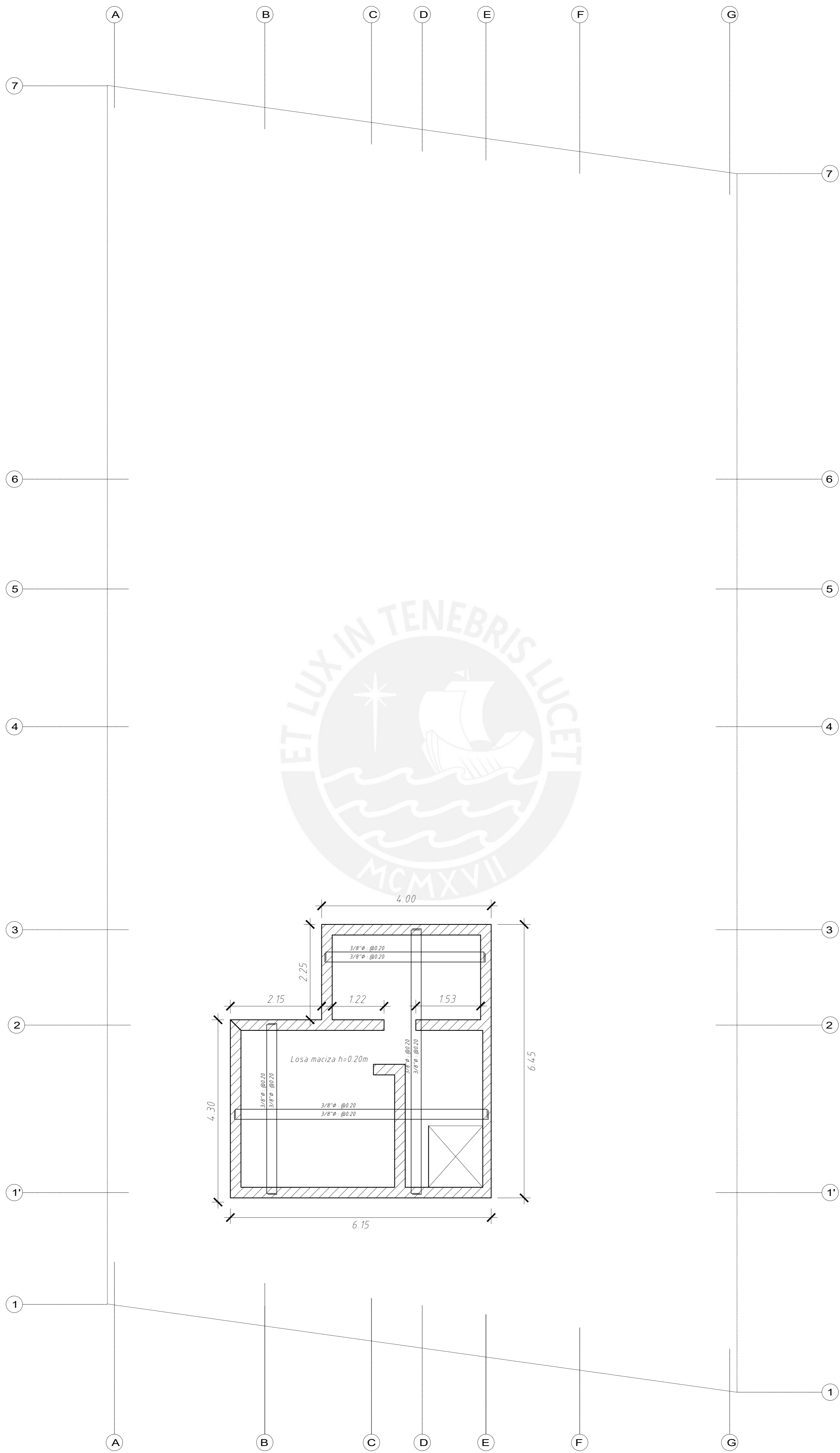


CORTE D-D









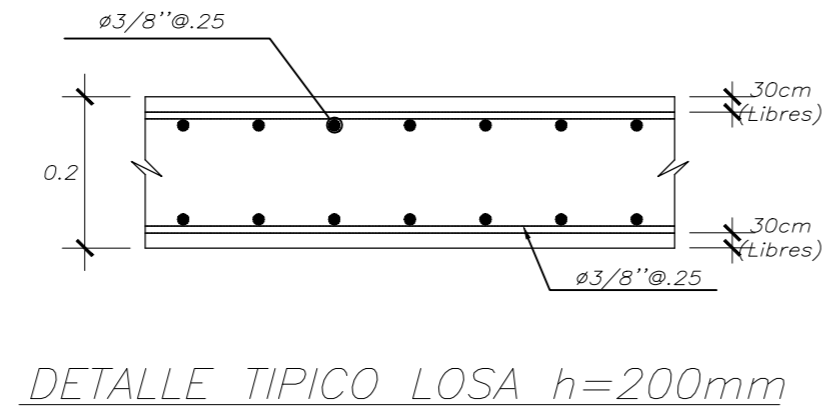
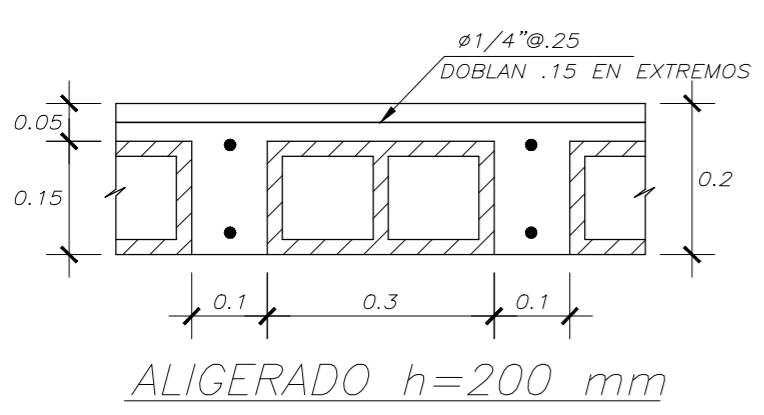
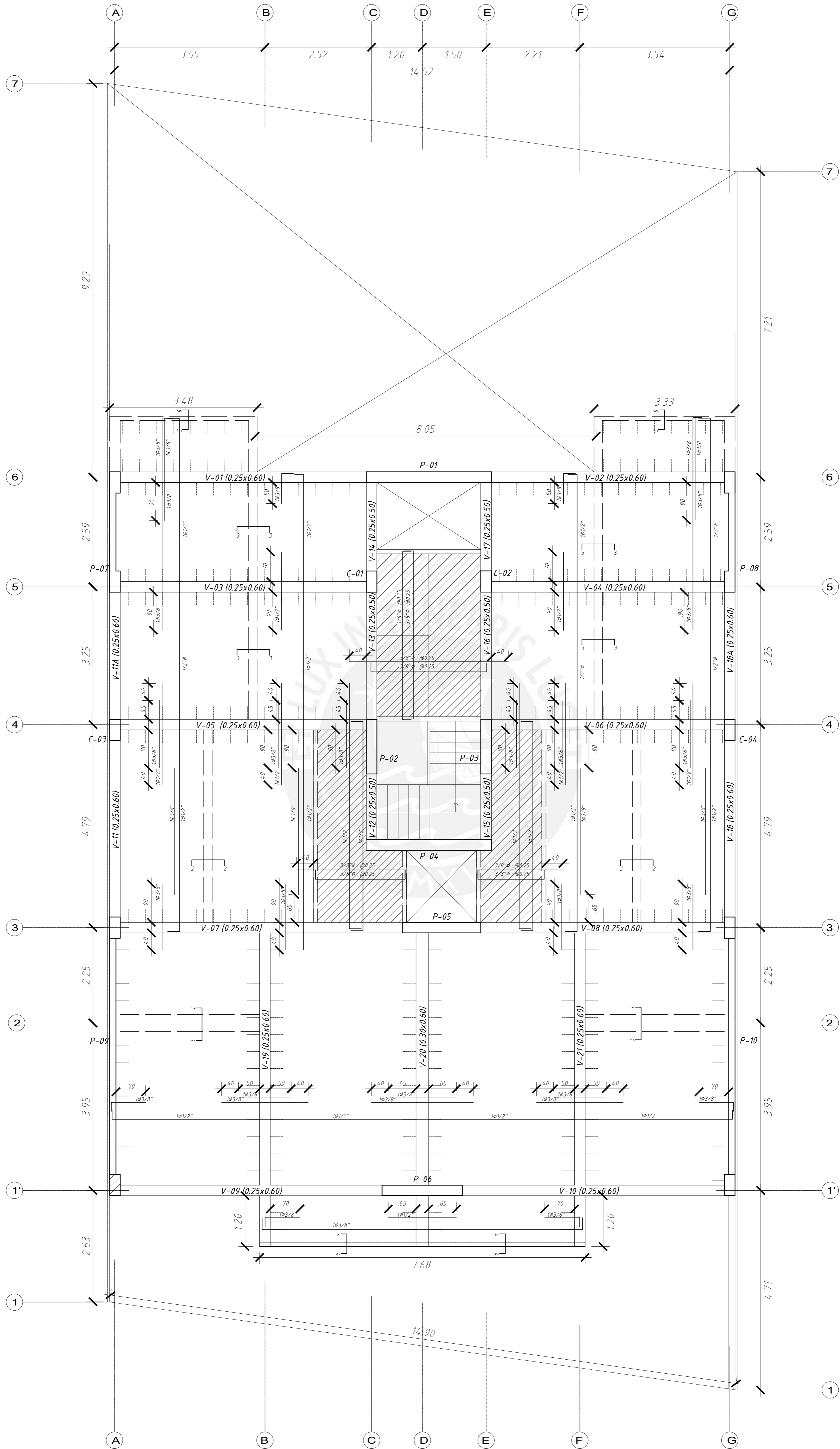
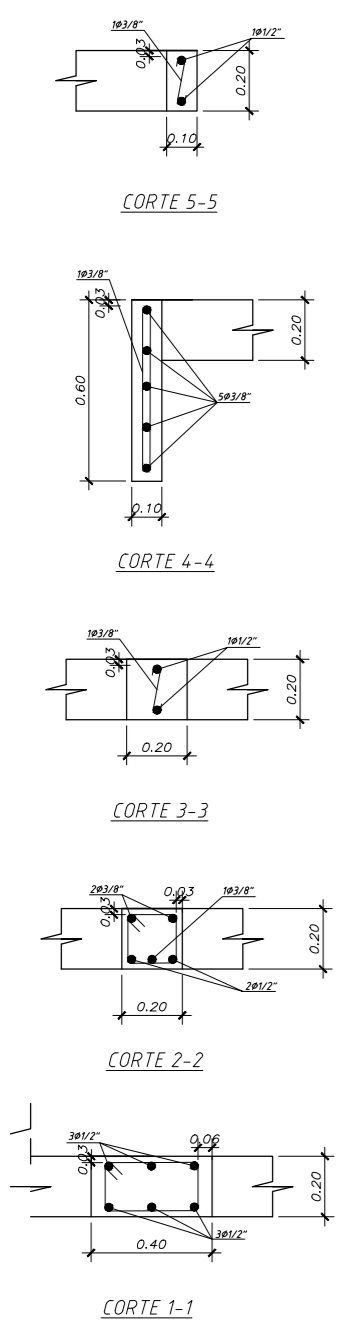
ALUMNOS: GUILLEN BERNUY, GERARDO ENRIQUE SALAZAR CRISPIN, JUNIOR ROMARIO	UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	LAMINA: E-01
TEMA RES: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO	PLANO: CIMENTACIONES	ESCALA: 1:50 FECHA: NOVIEMBRE 2019 DIBUJO:



ALUMNOS: GUILLEN BERNUY, GERARDO ENRIQUE SALAZAR CRISPIN, JUNIOR ROMARIO	UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	LAMINA: E-02
TEMA RES: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO	PLANO: ENCOFRADO DE TECHO DE CISTERNA Y CUARTO DE BOMBAS	ESCALA: 1:50 FECHA: NOVIEMBRE 2019 DIBUJO:

LEYENDA

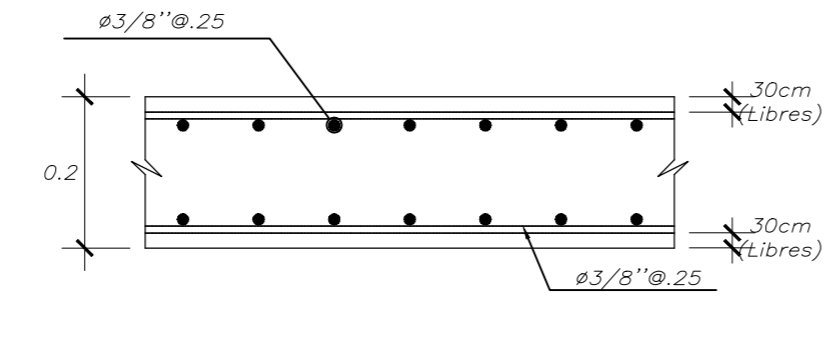
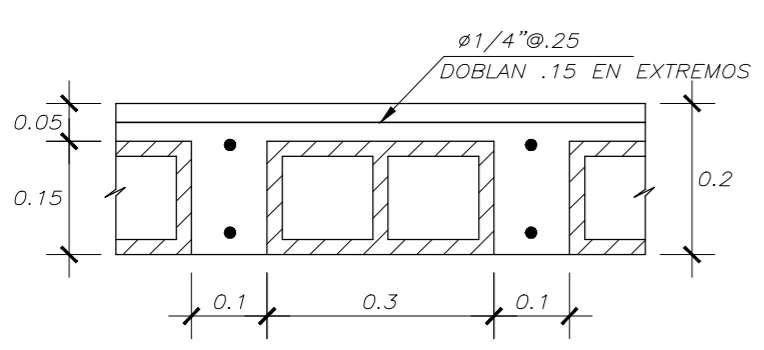
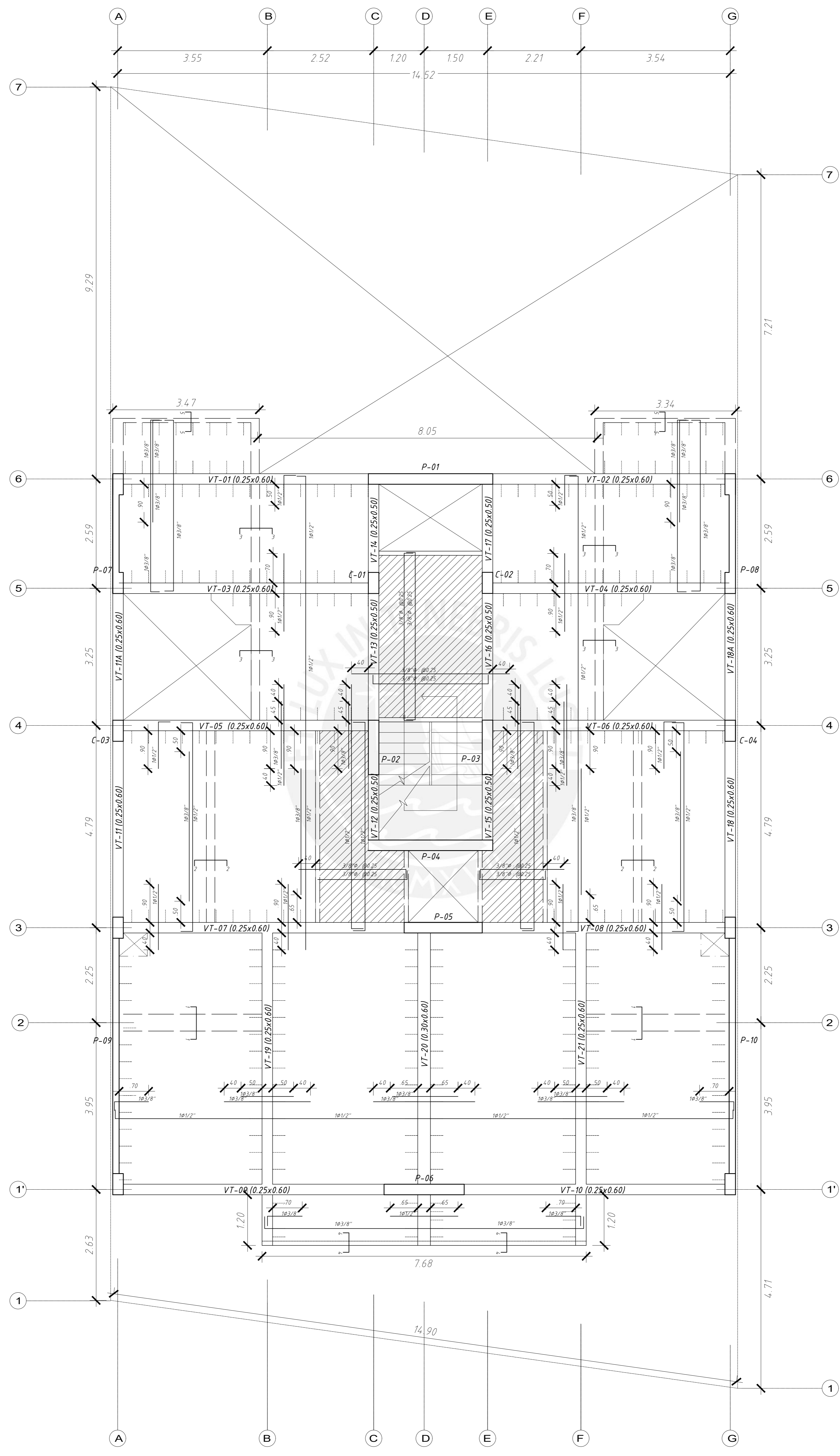
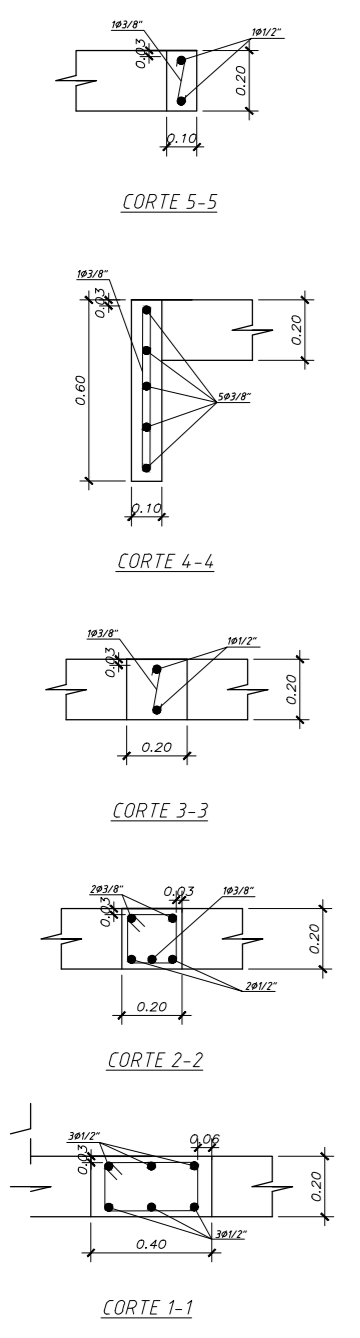
-  ALIGERADO h=.20
-  LOSA h=.20
-  VIGA PERALTADA
-  VIGA CHATA



ALUMNOS: GUILLEN BERNUY, GERARDO ENRIQUE SALAZAR CRISPIN, JUNIOR ROMARIO	UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	LAMINA: E-03
TEMA RES: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO	PLANO: ENCOFRADO DE TECHO DE PISO 1	ESCALA: 1:50 FECHA: NOVIEMBRE 2019 DIBUJO:





LEYENDA

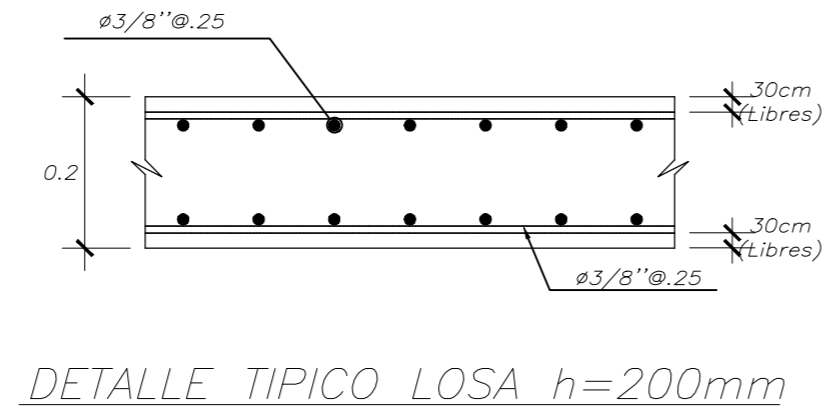
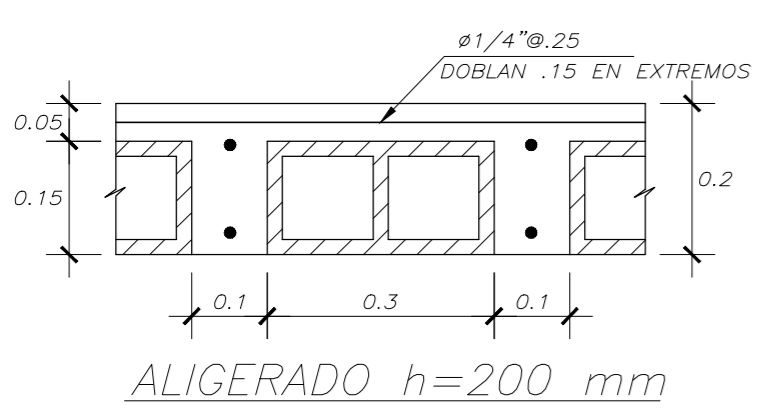
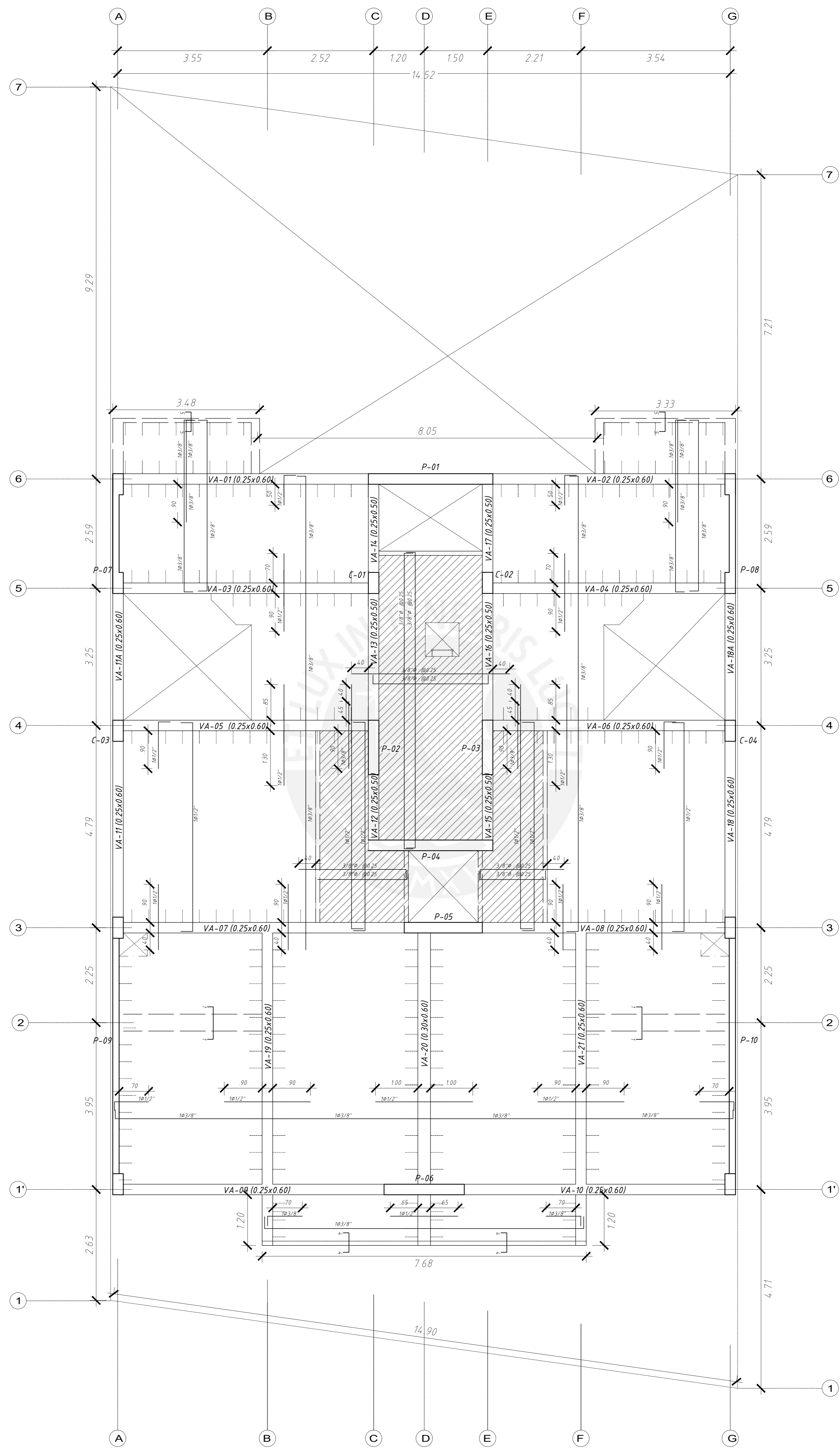
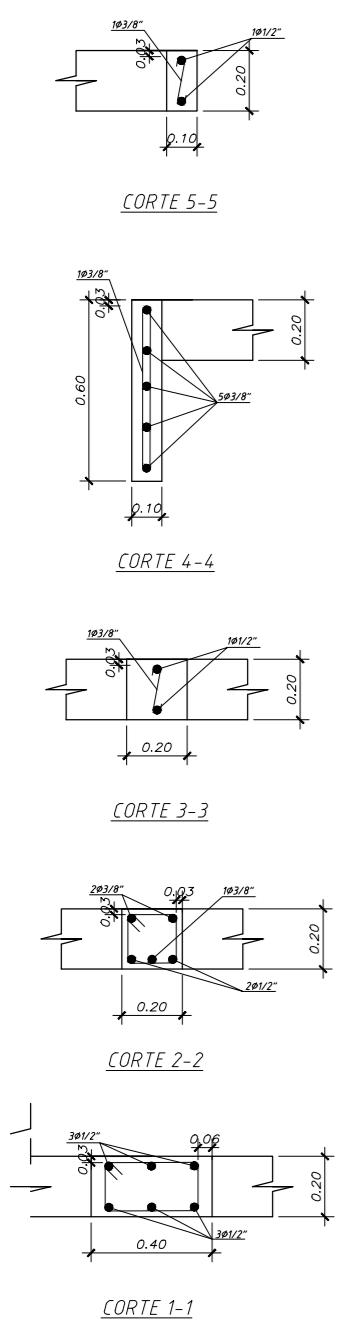
- ALIGERADO h=.20
- LOSA h=.20
- VIGA PERALTADA
- VIGA CHATA



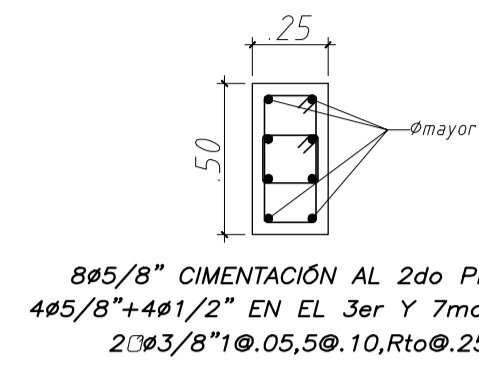
ALUMNOS: GUILLEN BERNUY, GERARDO ENRIQUE SALAZAR CRISPIN, JUNIOR ROMARIO	UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
TEMA RES: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO	PLANO: ENCONFRADO DE TECHO DEL PISO 2 AL 6
	ESCALA: 1:50 FECHA: NOVIEMBRE 2019 DRUJO:

LEYENDA

-  ALIGERADO h=.20
-  LOSA h=.20
-  VIGA PERALTADA
-  VIGA CHATA

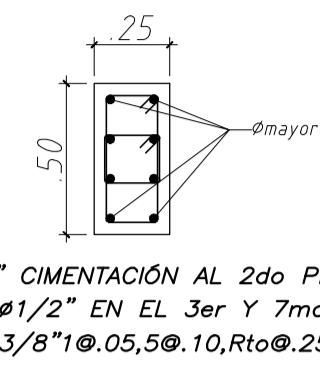


ALUMNOS: GUILLEN BERNUY, GERARDO ENRIQUE SALAZAR CRISPIN, JUNIOR ROMARIO	UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	LAMINA: E-05
TEMA RES: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO	PLANO: ENCONFRA DE AZOTEA	ESCALA: 1:50 FECHA: NOVIEMBRE 2019 DIBUJO:



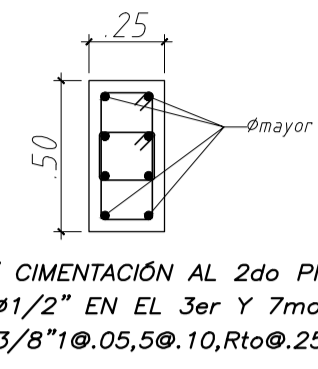
8#5/8" CIMENTACIÓN AL 2do PISO.
4#5/8"+4#1/2" EN EL 3er Y 7mo PISO.
2#3/8"1@.05,5@.10,Rto@.25

C-01



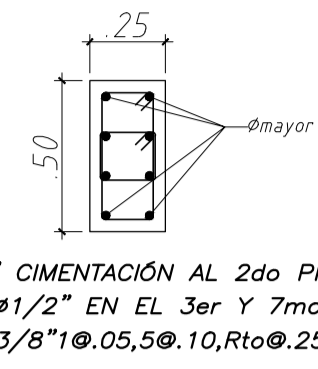
8#5/8" CIMENTACIÓN AL 2do PISO.
4#5/8"+4#1/2" EN EL 3er Y 7mo PISO.
2#3/8"1@.05,5@.10,Rto@.25

C-02



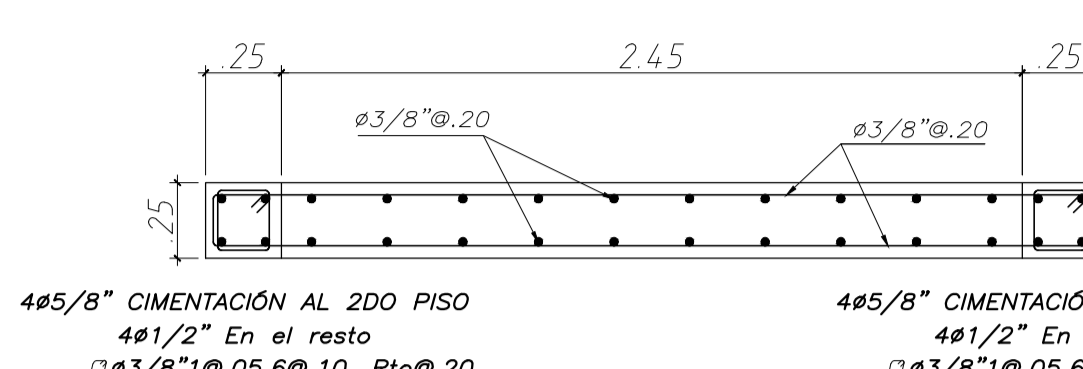
8#5/8" CIMENTACIÓN AL 2do PISO.
4#5/8"+4#1/2" EN EL 3er Y 7mo PISO.
2#3/8"1@.05,5@.10,Rto@.25

C-03



8#5/8" CIMENTACIÓN AL 2do PISO.
4#5/8"+4#1/2" EN EL 3er Y 7mo PISO.
2#3/8"1@.05,5@.10,Rto@.25

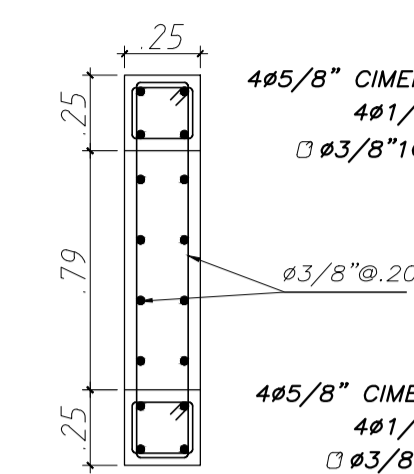
C-04



4#5/8" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10, Rto@.20

4#5/8" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

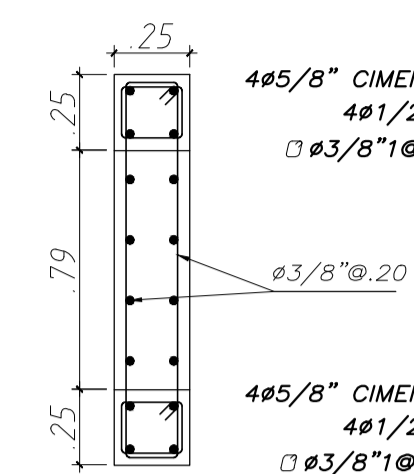
P-01



4#5/8" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

4#5/8" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

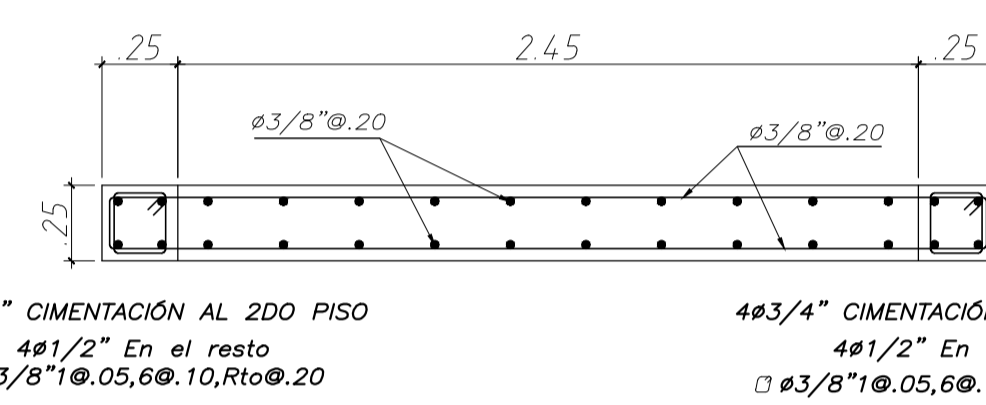
P-02



4#5/8" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

4#5/8" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

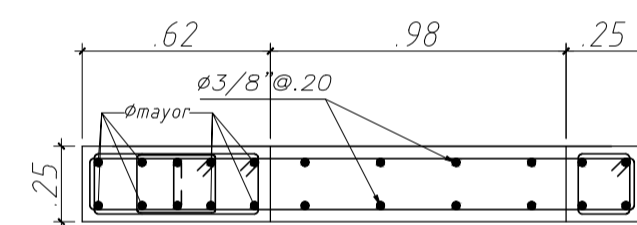
P-03



4#3/4" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

4#3/4" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

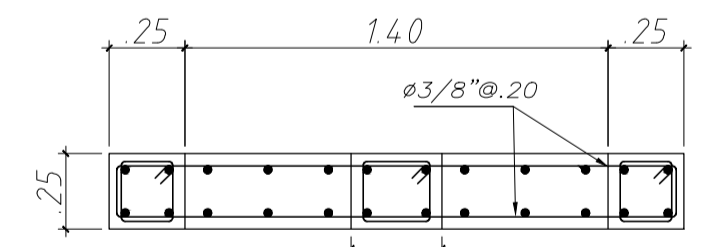
P-04



8#5/8"+2#3/8" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
8 #1/2"+2 #3/8" En el resto
2 Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

4#5/8" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#1/2" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

P-05

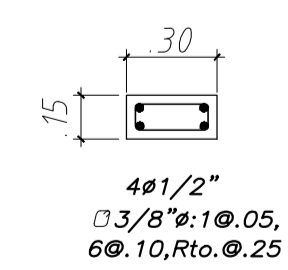


4#3/4" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#5/8" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

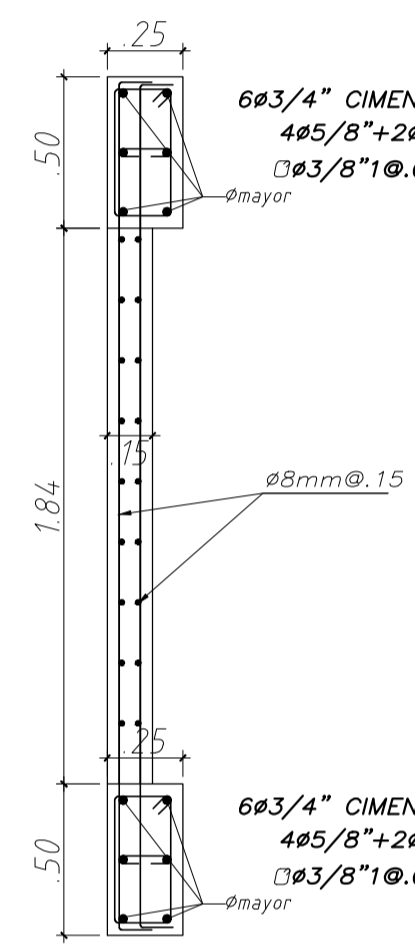
4#5/8" EN TODOS LOS PISOS
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

4#3/4" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#5/8" En el resto
Ø3/8"1@.05,6@.10,Rto@.20

P-06

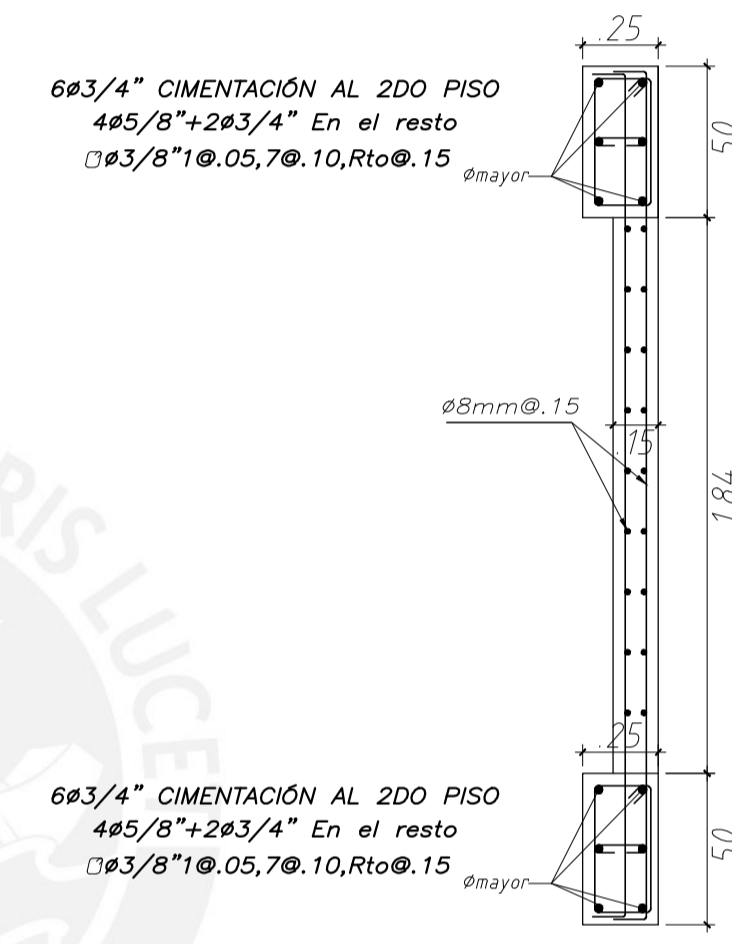


COLUMNA Ca



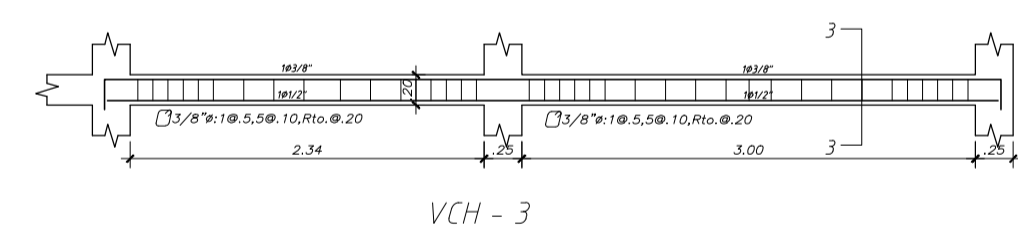
6#3/4" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#5/8"+2#3/4" En el resto
Ø3/8"1@.05,7@.10,Rto@.15

P-07

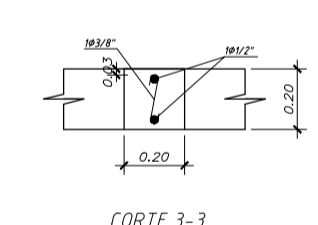


6#3/4" CIMENTACIÓN AL 2DO PISO
4#5/8"+2#3/4" En el resto
Ø3/8"1@.05,7@.10,Rto@.15

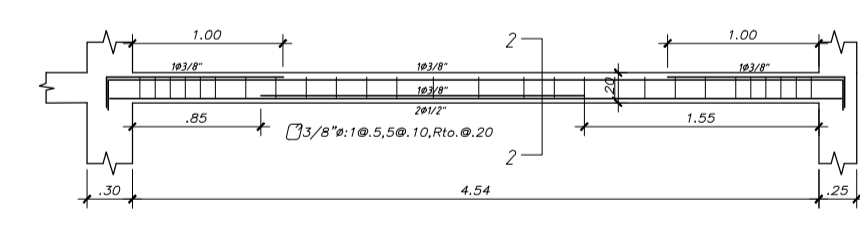
P-08



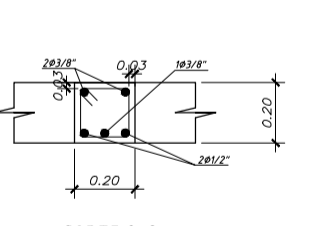
VCH - 3



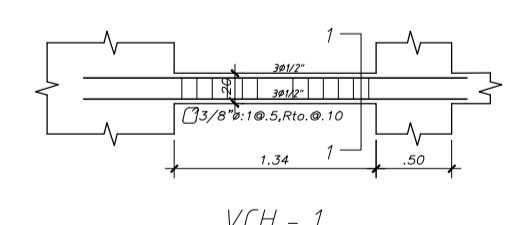
CORTE 3-3



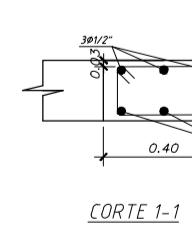
VCH - 2



CORTE 2-2

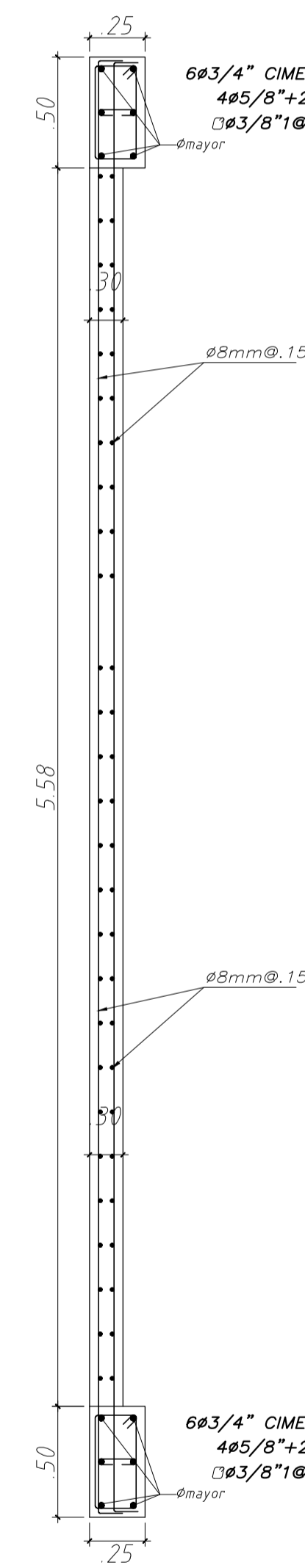


VCH - 1

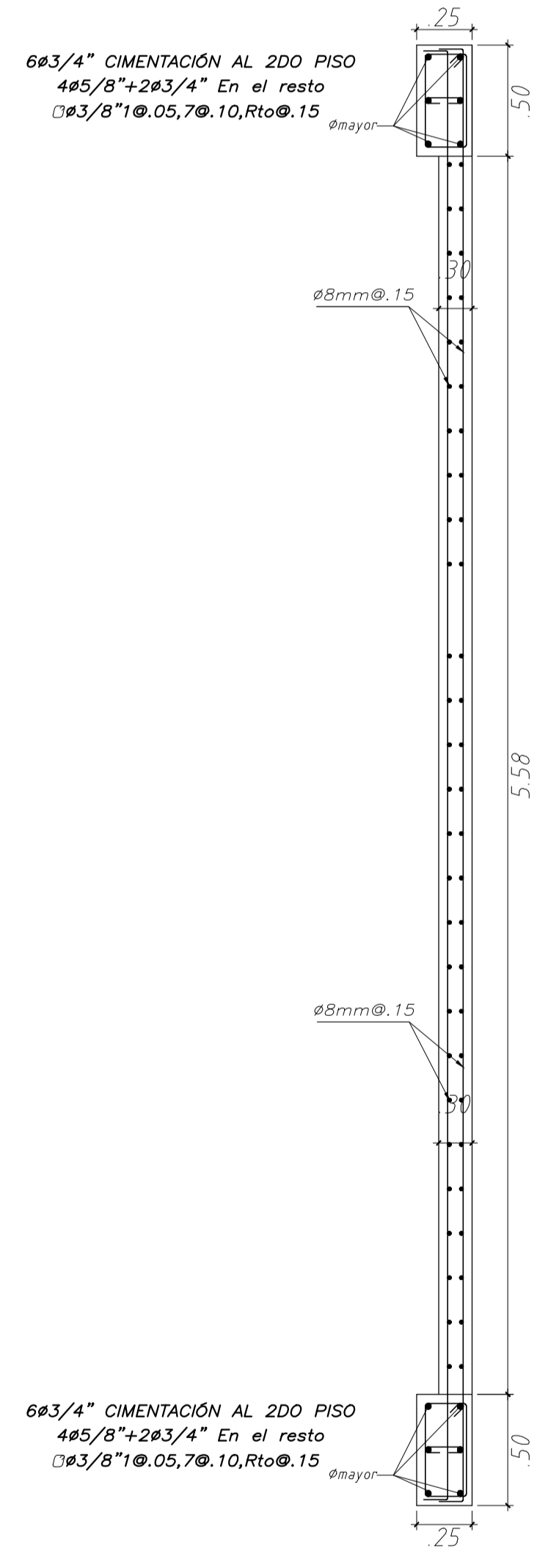


CORTE 1-1

DISEÑO DE VIGAS CHATA
ESCALA 1/50

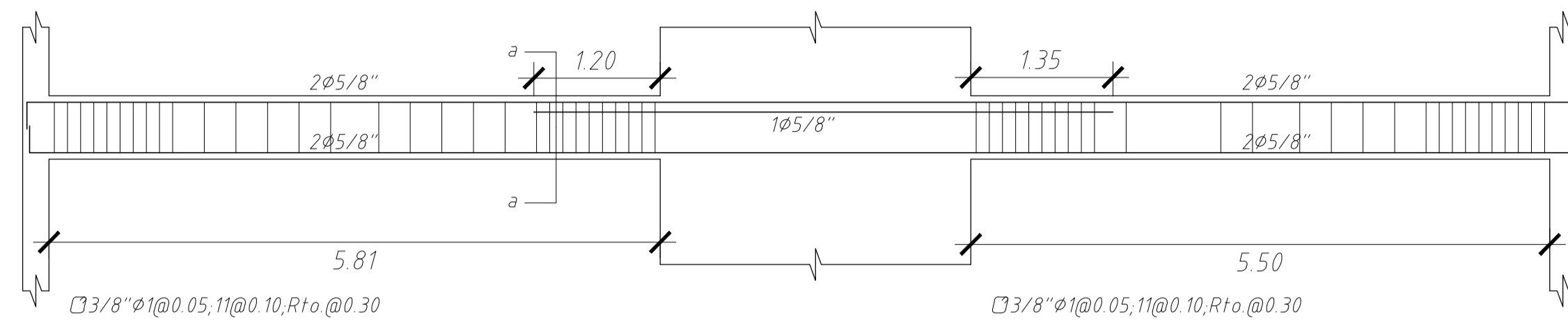


P-09

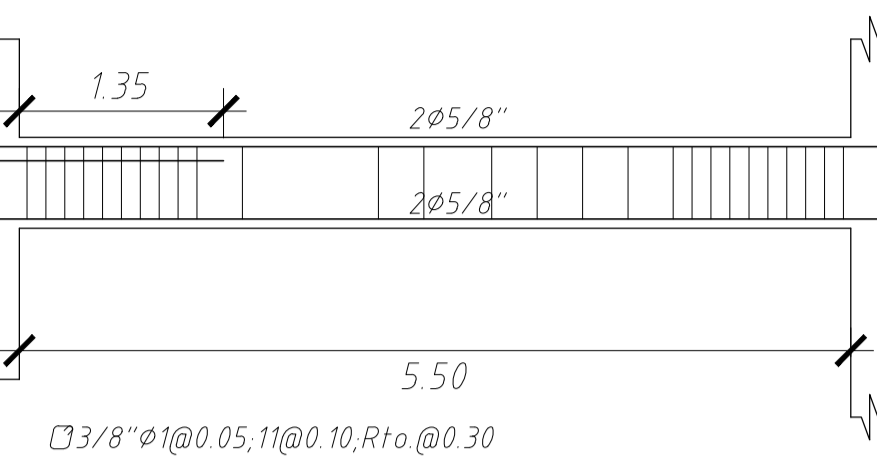


P-10

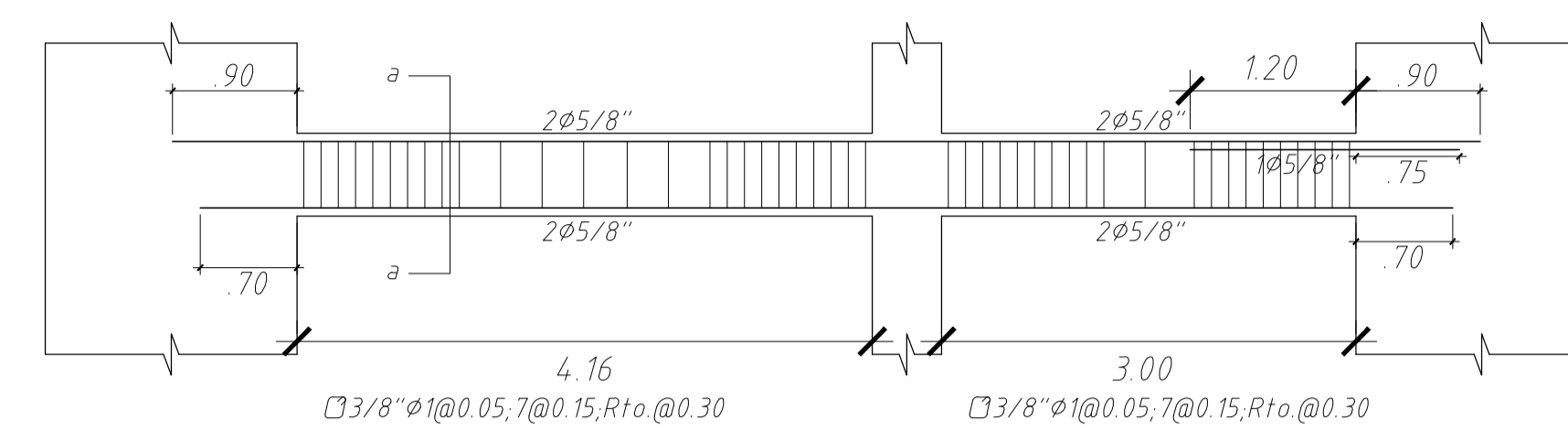
ALUMNOS: GUILLEN BERNUY, GERARDO ENRIQUE SALAZAR CRISPIN, JUNIOR ROMARIO	UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	LAMINA: E-06
TEMA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO	PLANO: COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS CHATAS	ESCALA: 1/50 FECHA: NOVIEMBRE 2019 DIBUJO:



V-01 (0.25x0.60)

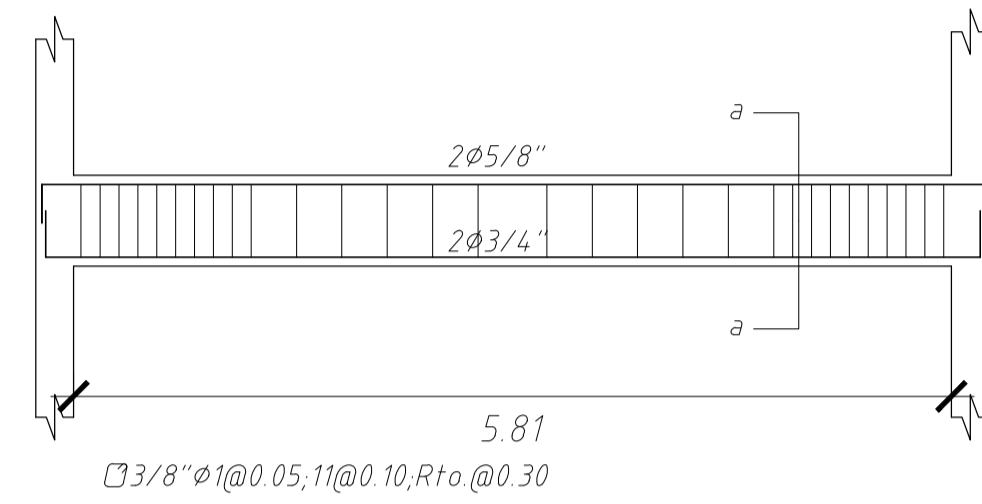


V-02 (0.25x0.60)

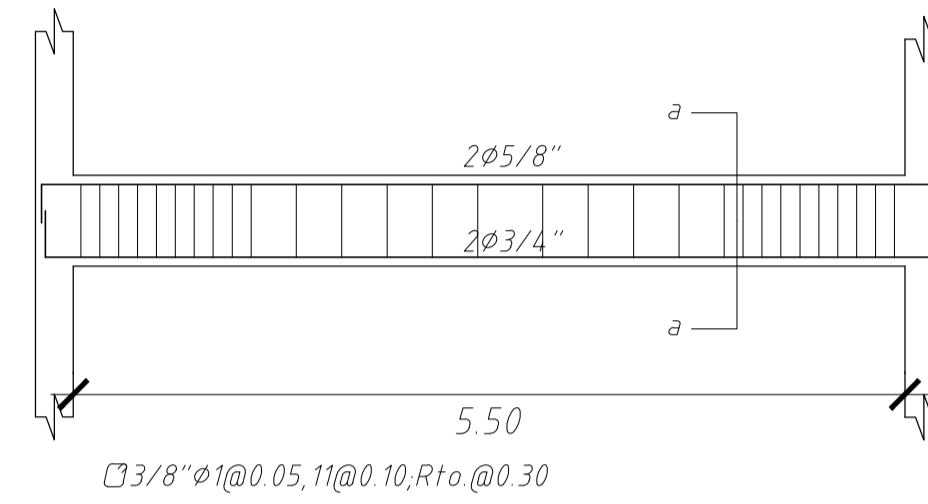


V-11 (0.25x0.60)

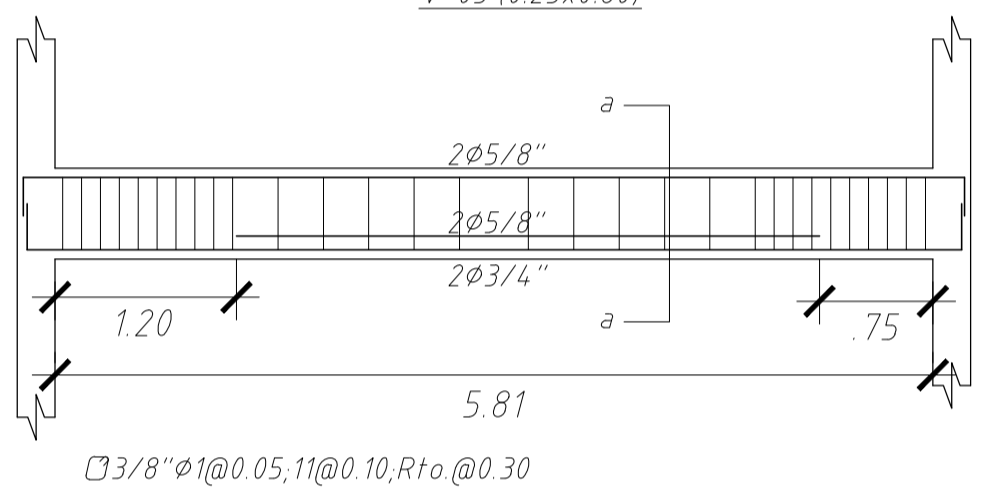
V-11A (0.25x0.60)



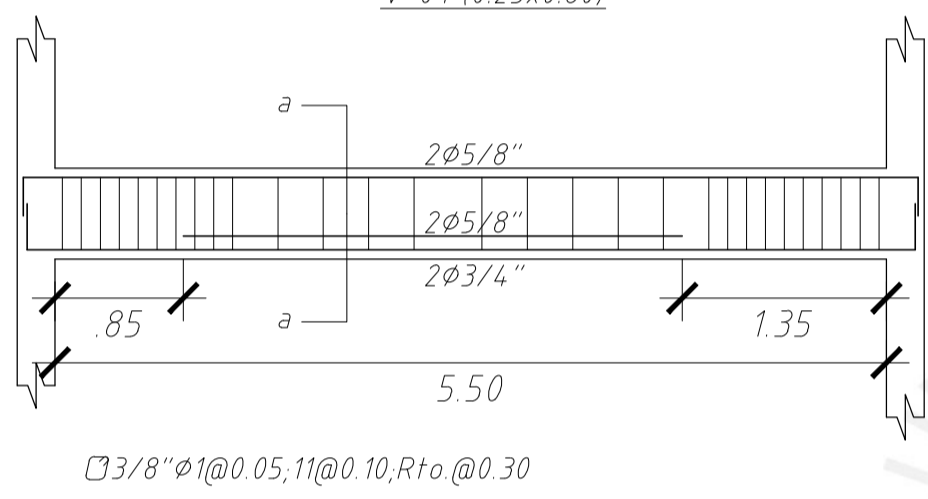
V-03 (0.25x0.60)



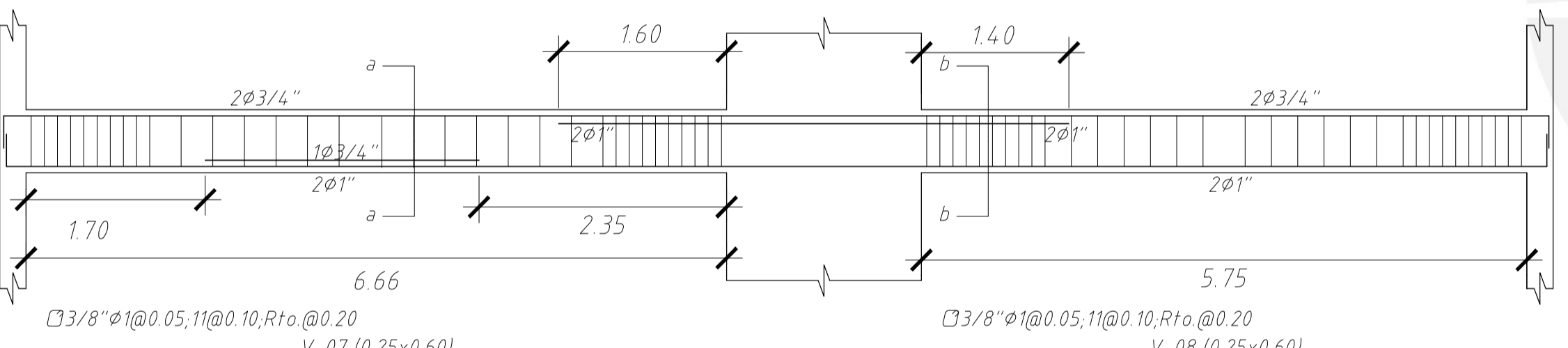
V-04 (0.25x0.60)



V-05 (0.25x0.60)

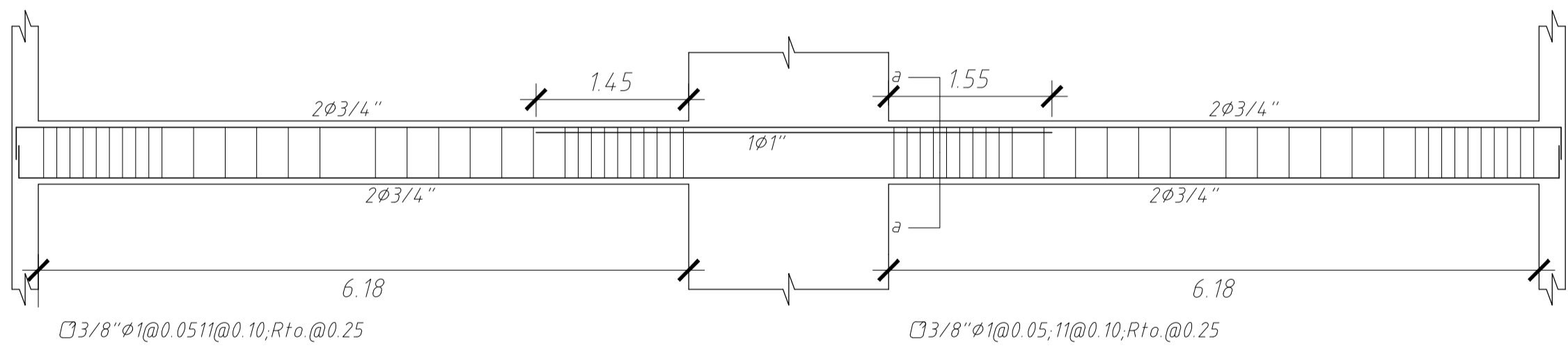


V-06 (0.25x0.60)



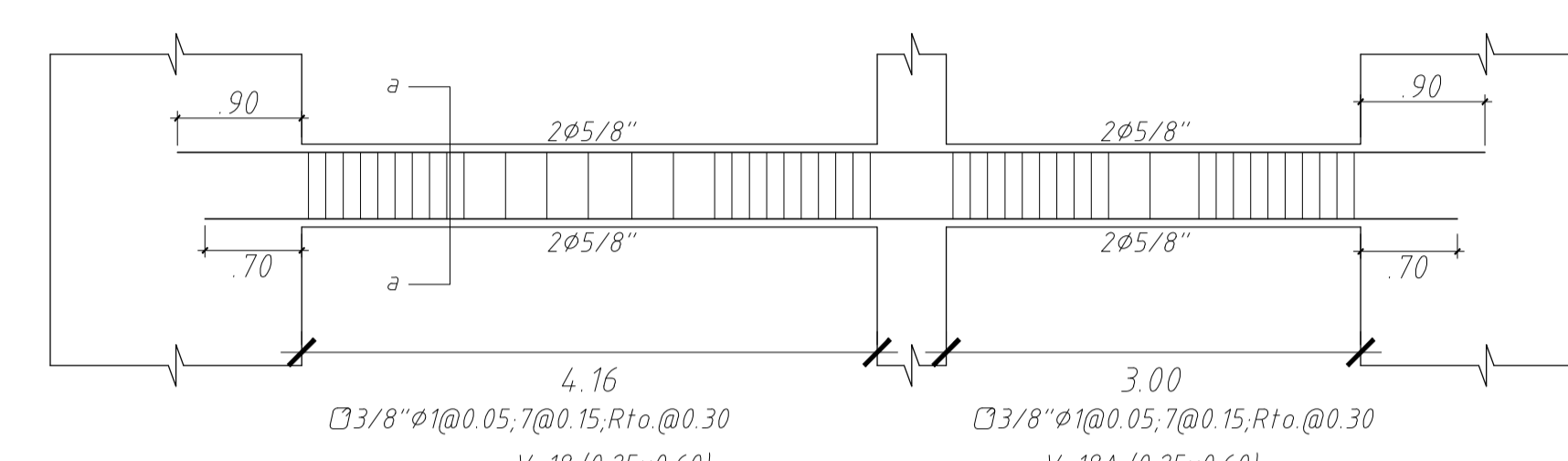
V-07 (0.25x0.60)

V-08 (0.25x0.60)



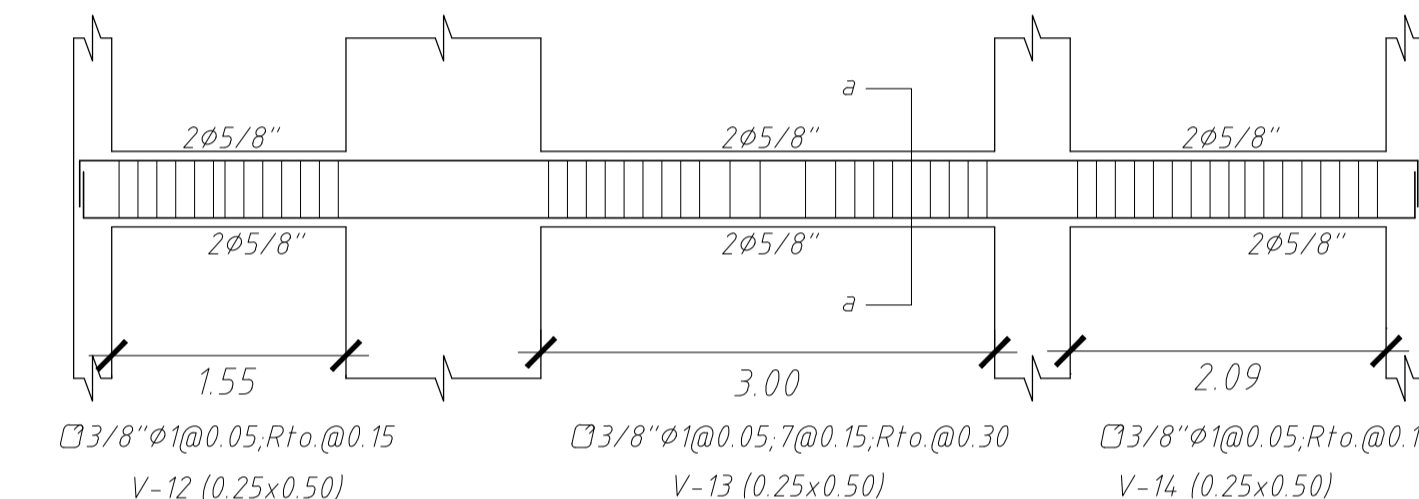
V-09 (0.25x0.60)

V-10 (0.25x0.60)



V-18 (0.25x0.60)

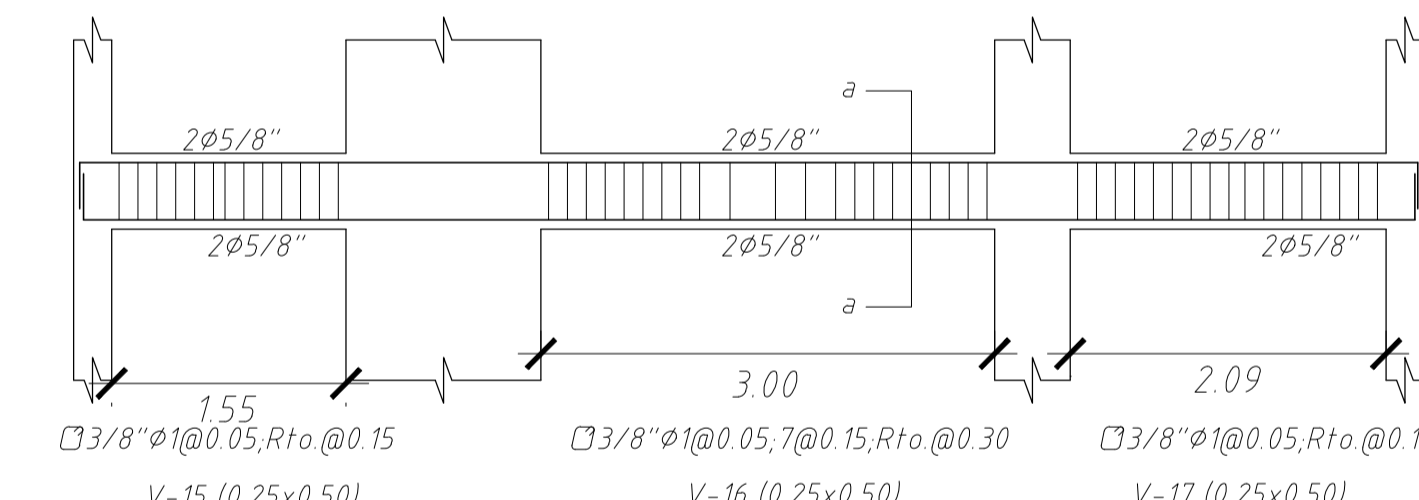
V-18A (0.25x0.60)



V-12 (0.25x0.50)

V-13 (0.25x0.50)

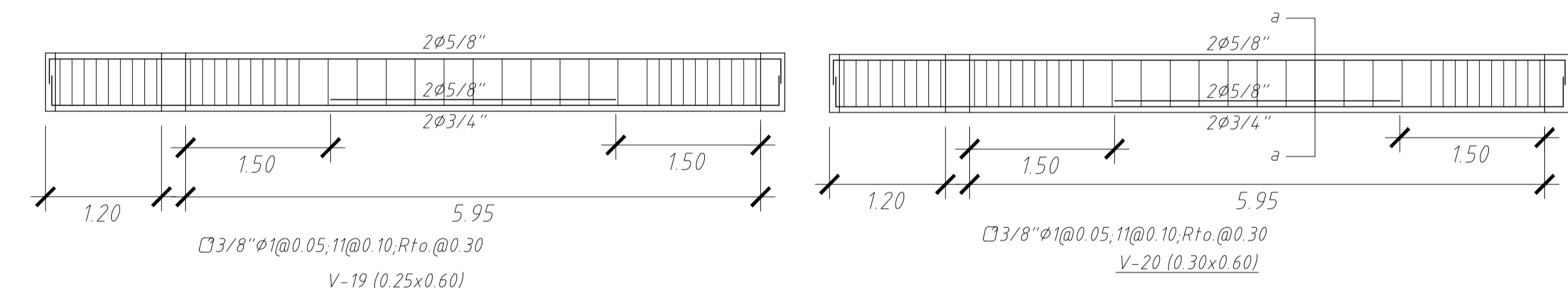
V-14 (0.25x0.50)



V-15 (0.25x0.50)

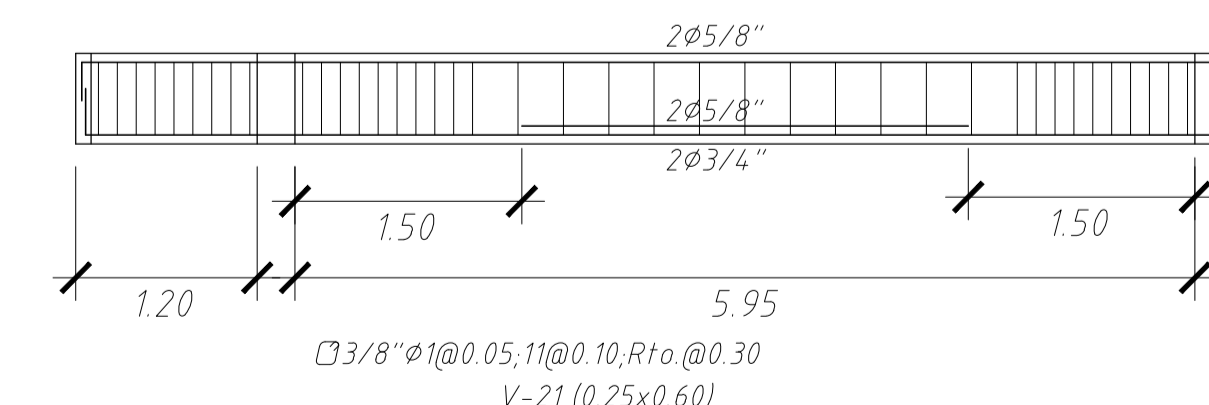
V-16 (0.25x0.50)

V-17 (0.25x0.50)

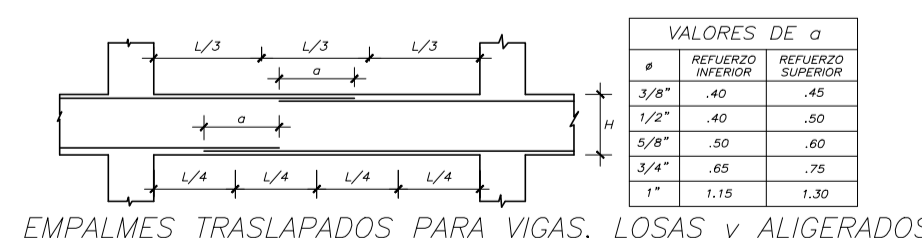


V-19 (0.25x0.60)

V-20 (0.30x0.60)

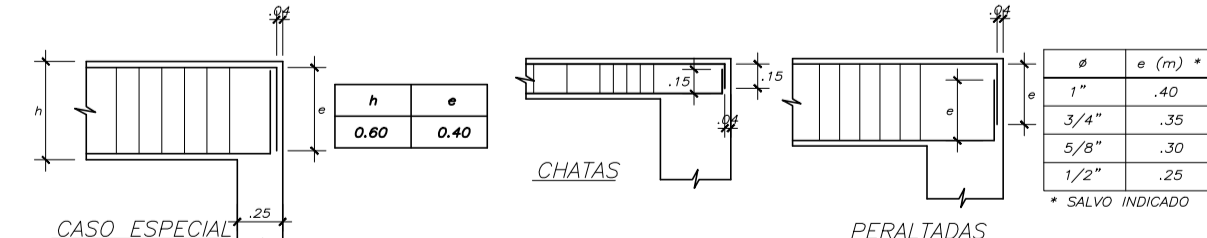


V-21 (0.25x0.60)

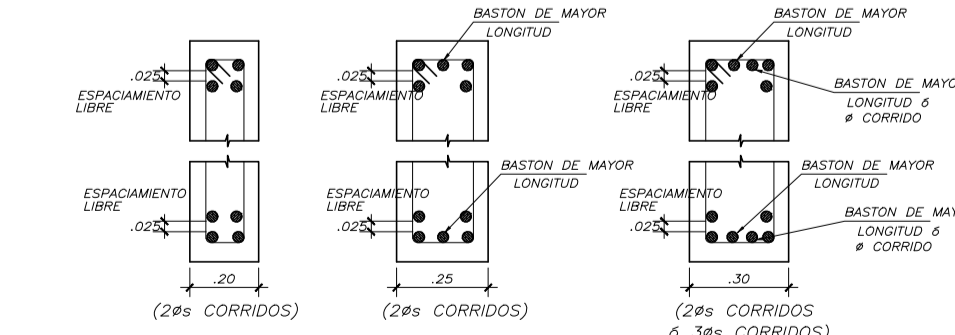


EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

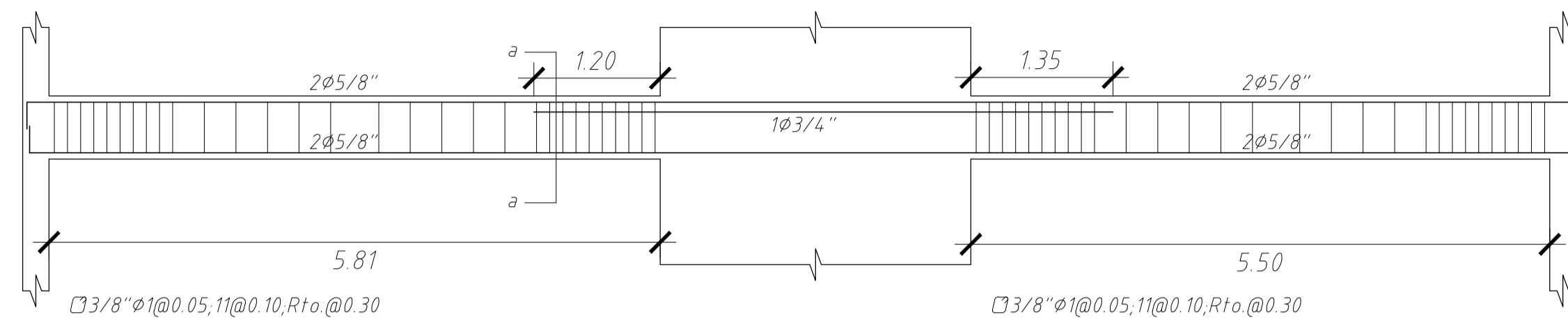
VALORES DE a		
REFERENCIA INFERIOR	REFERENCIA SUPERIOR	
2/8"	.45	.45
1/2"	.45	.50
3/8"	.50	.40
5/8"	.60	.75
1"	1.15	1.30



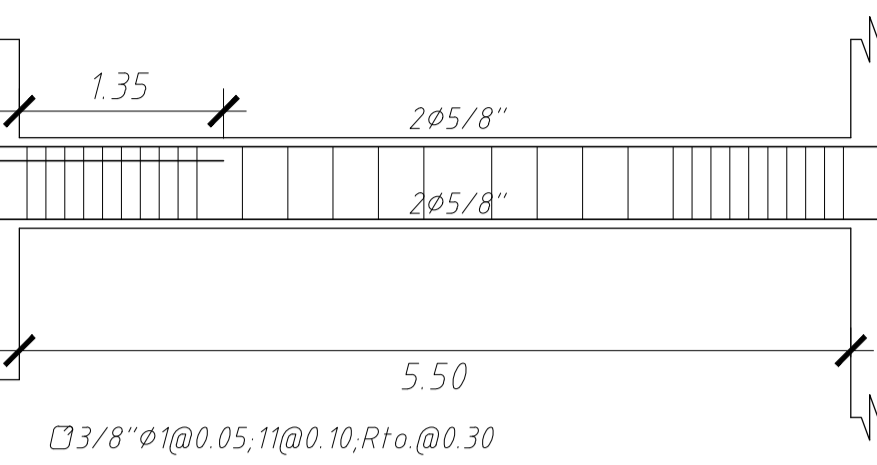
ANCLAJE TIPICO DE VIGAS



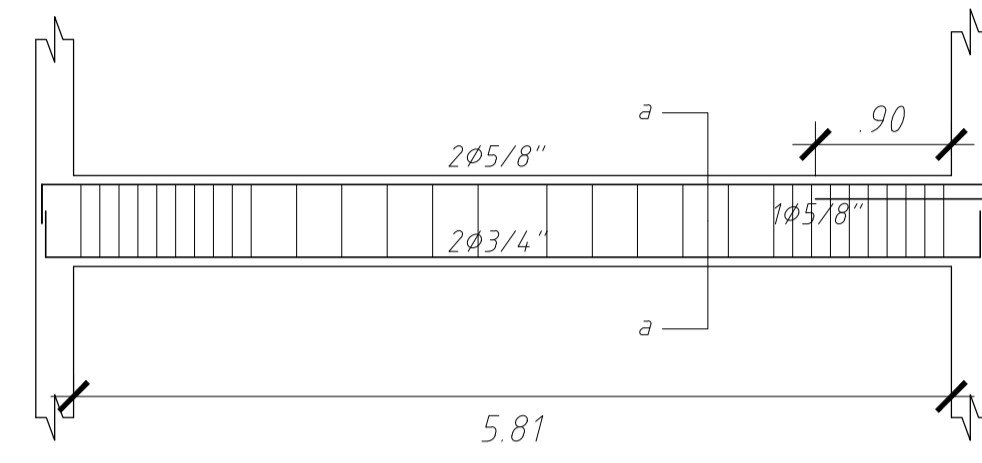
DETALLE DE φ EN 2 CAPAS



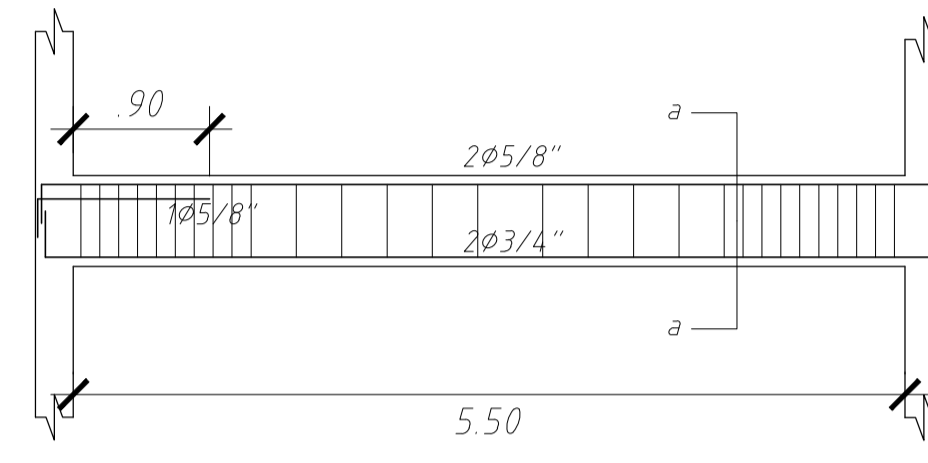
VT-01 (0.25x0.60)



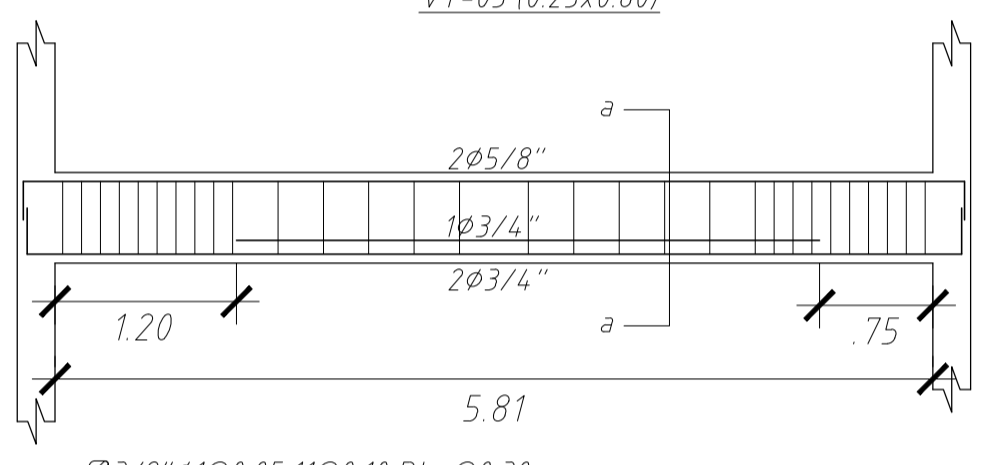
VT-02 (0.25x0.60)



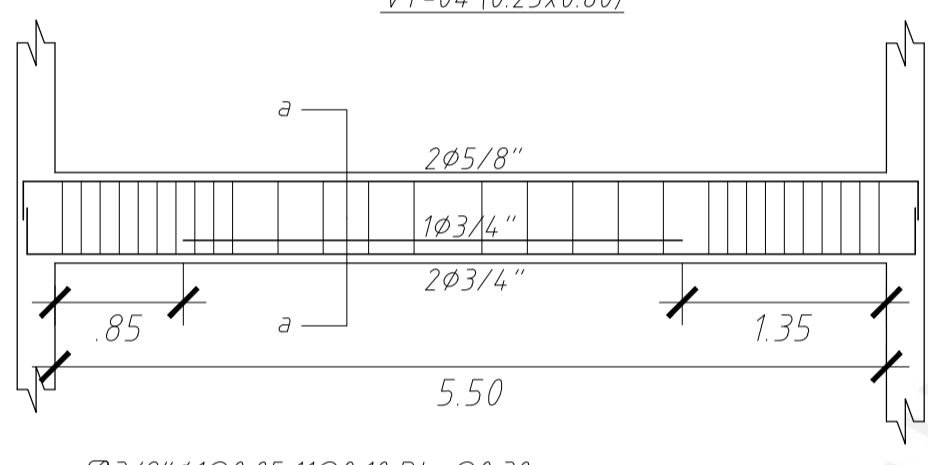
VT-03 (0.25x0.60)



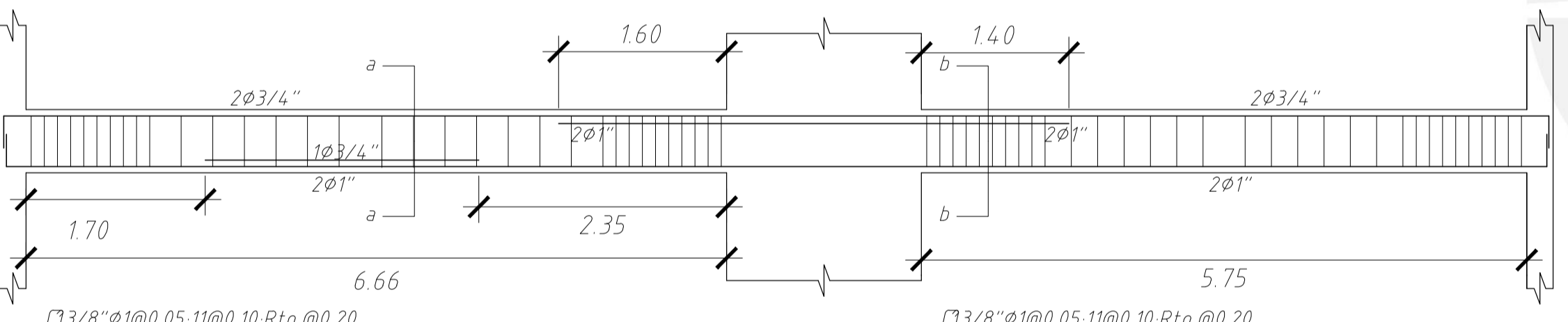
VT-04 (0.25x0.60)



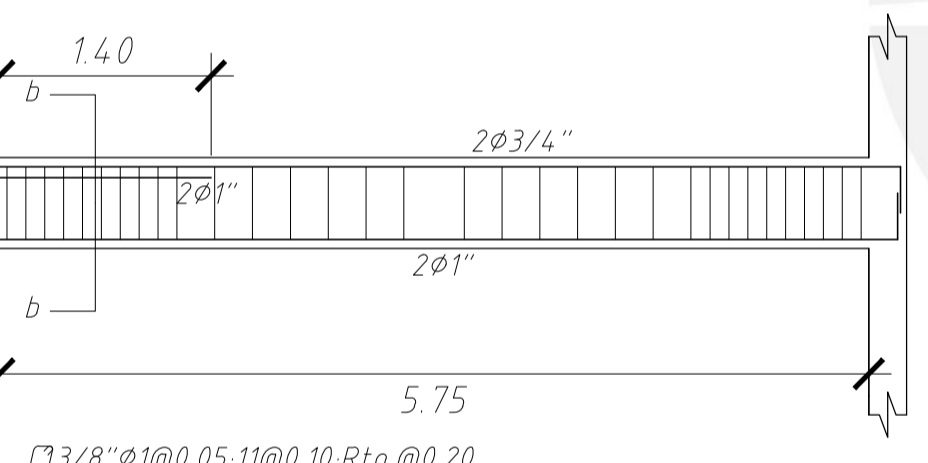
VT-05 (0.25x0.60)



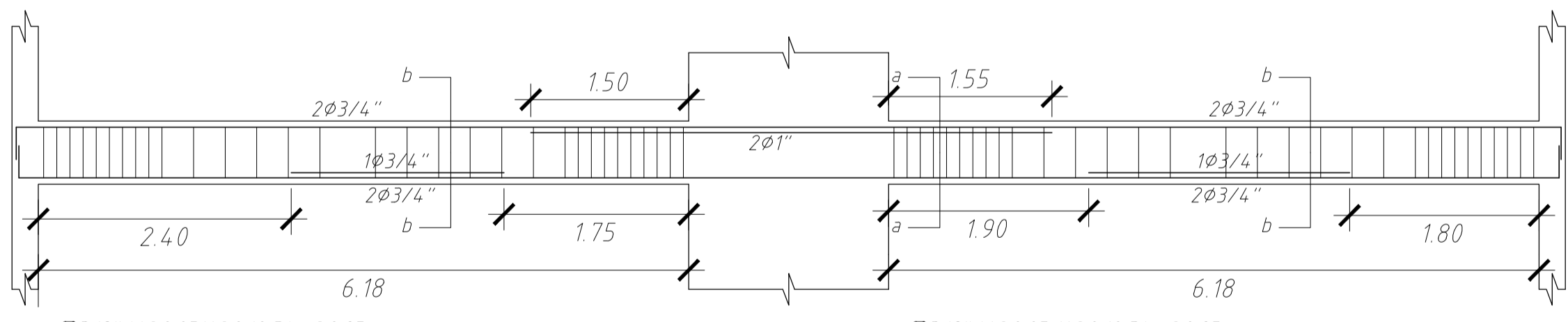
VT-06 (0.25x0.60)



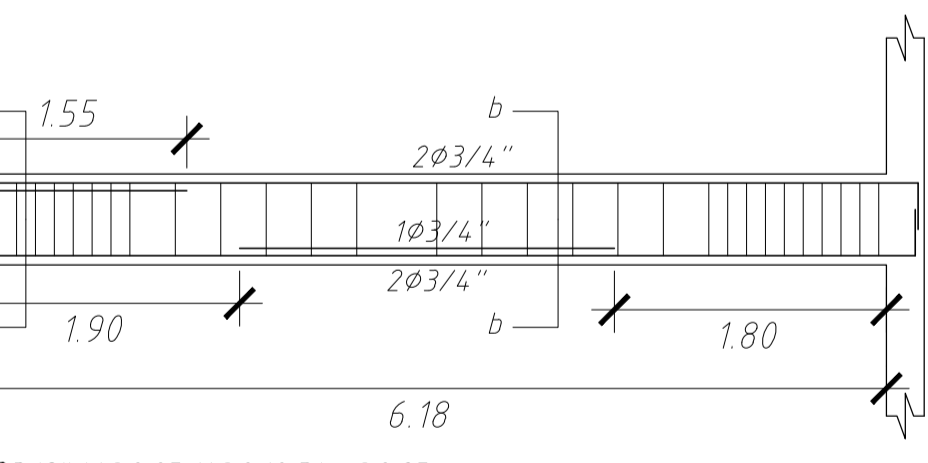
VT-07 (0.25x0.60)



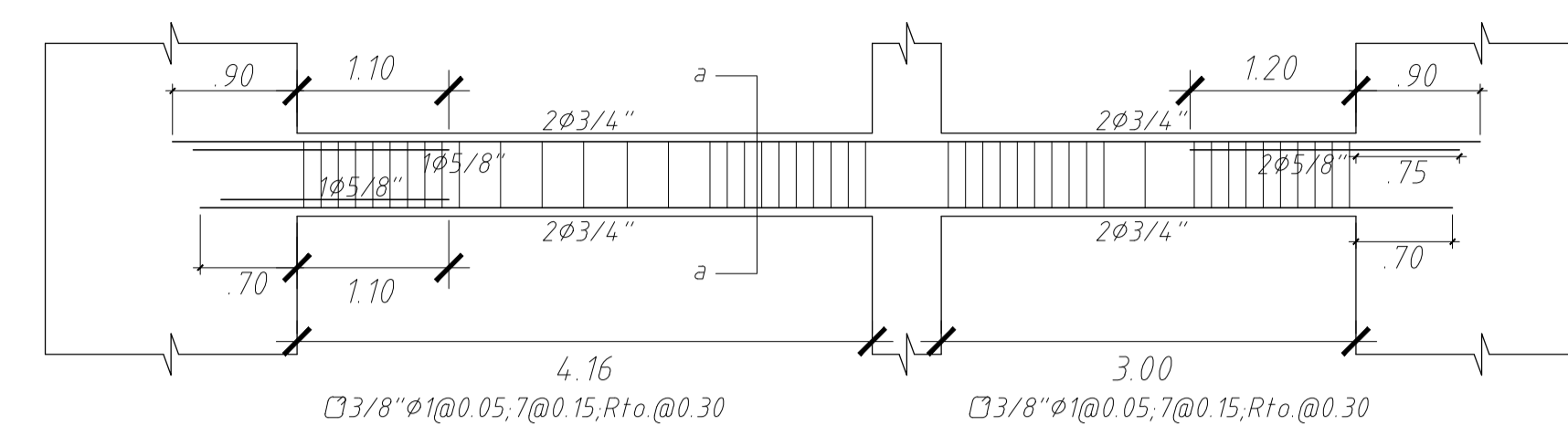
VT-08 (0.25x0.60)



VT-09 (0.25x0.60)

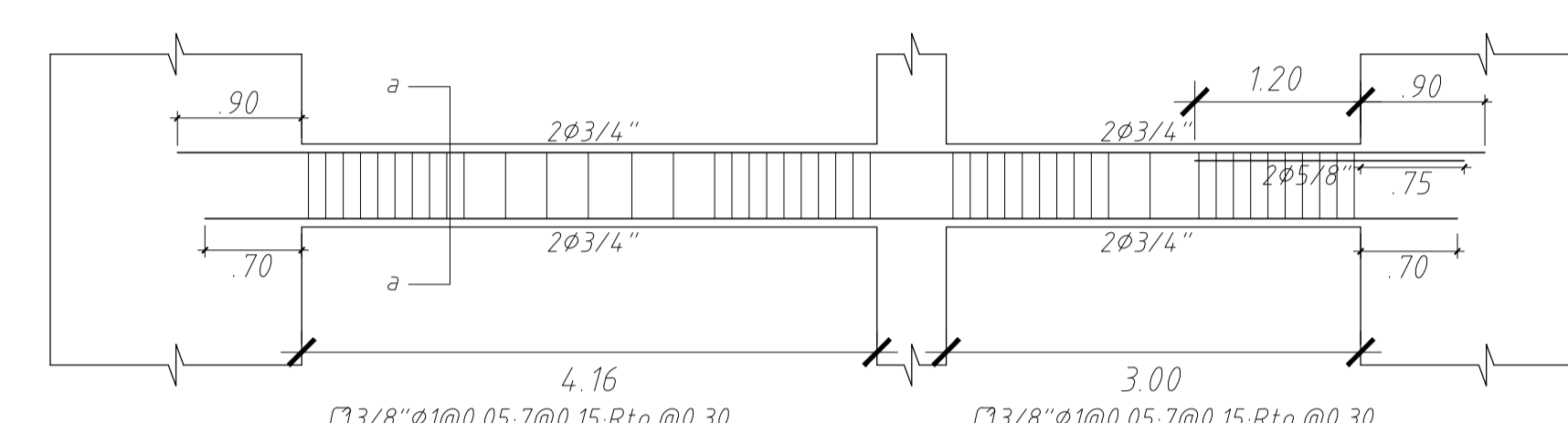


VT-10 (0.25x0.60)



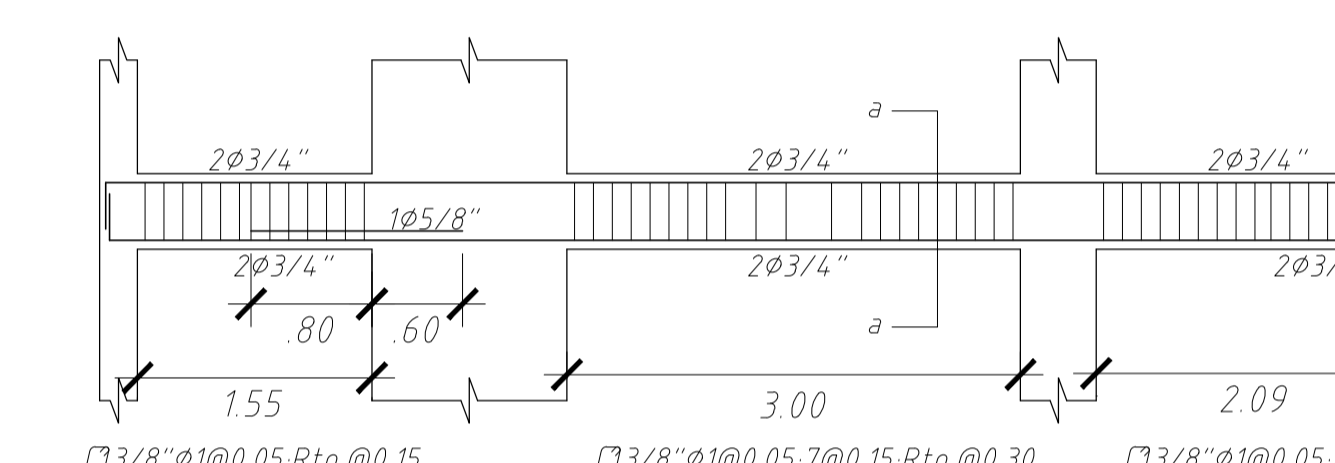
VT-11 (0.25x0.60)

VT-11A (0.25x0.60)



VT-18 (0.25x0.60)

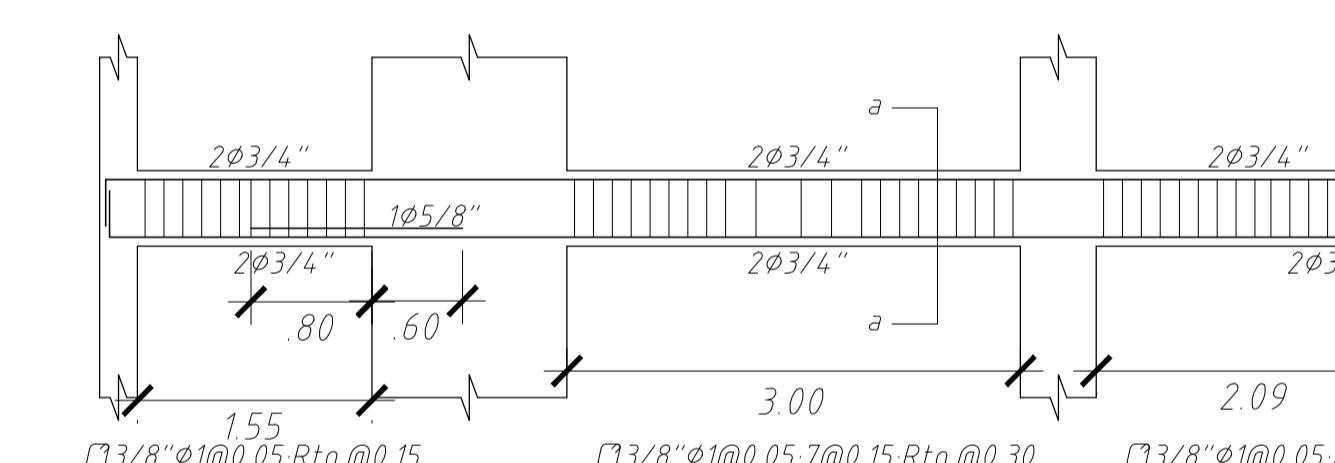
VT-18A (0.25x0.60)



VT-12 (0.25x0.50)

VT-13 (0.25x0.50)

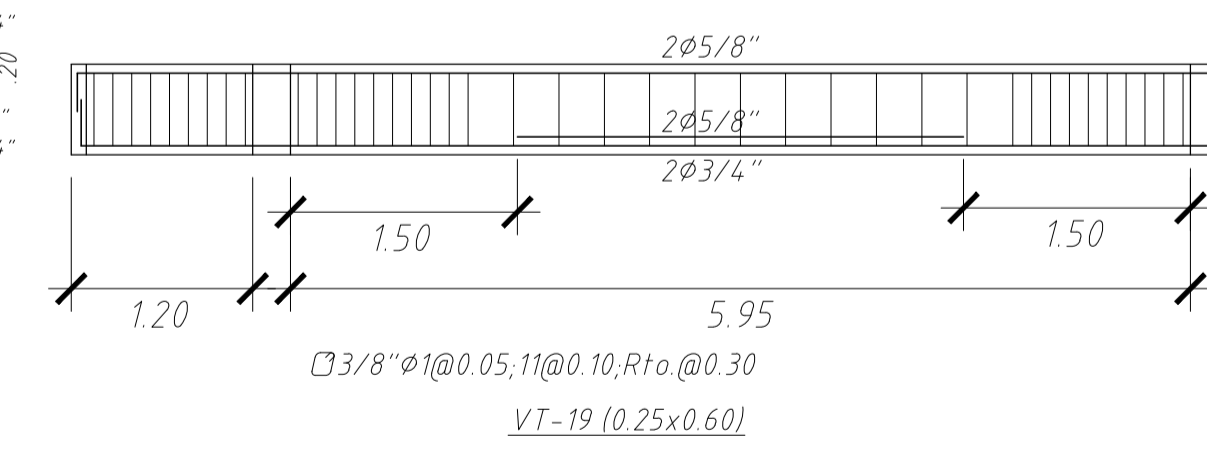
VT-14 (0.25x0.50)



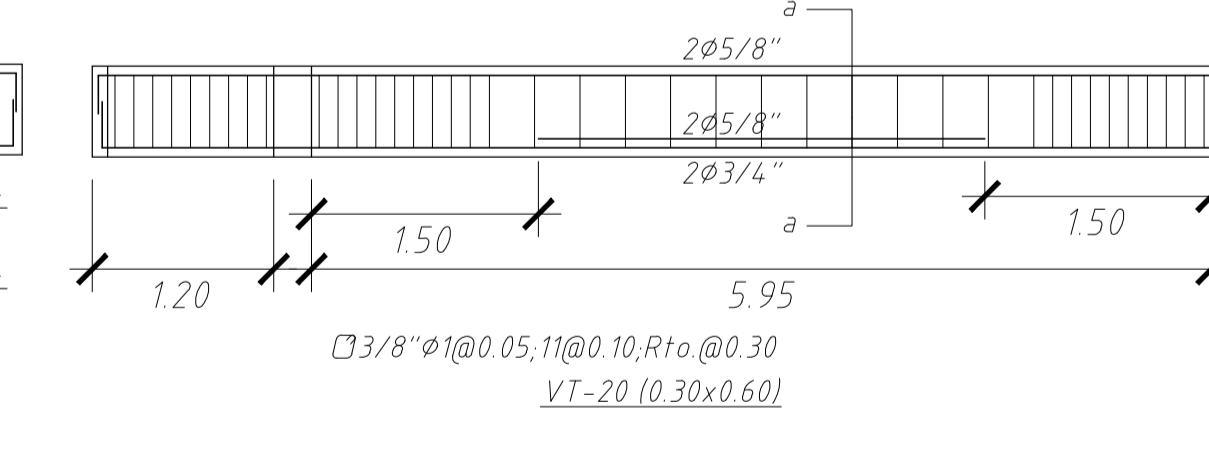
VT-15 (0.25x0.50)

VT-16 (0.25x0.50)

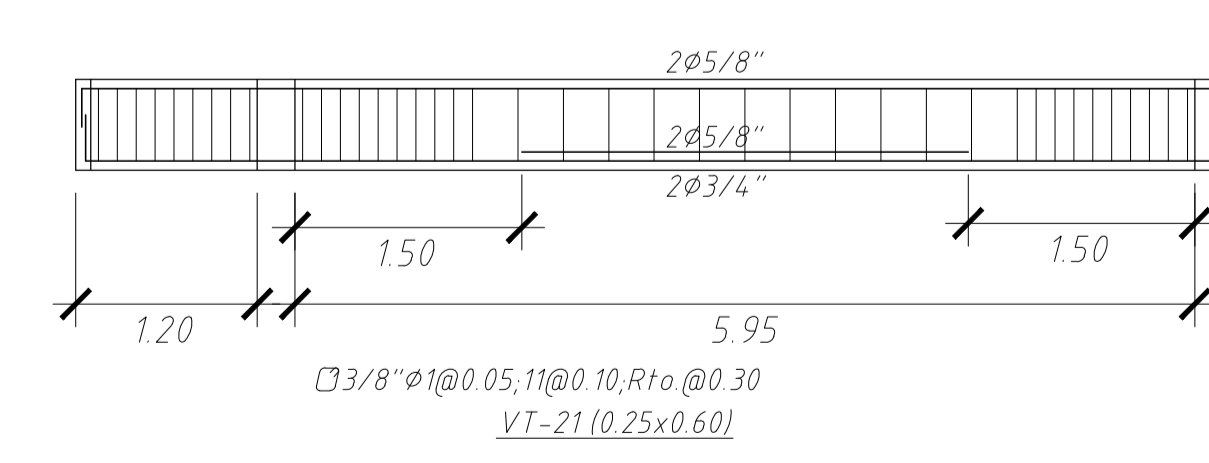
VT-17 (0.25x0.50)



VT-19 (0.25x0.60)



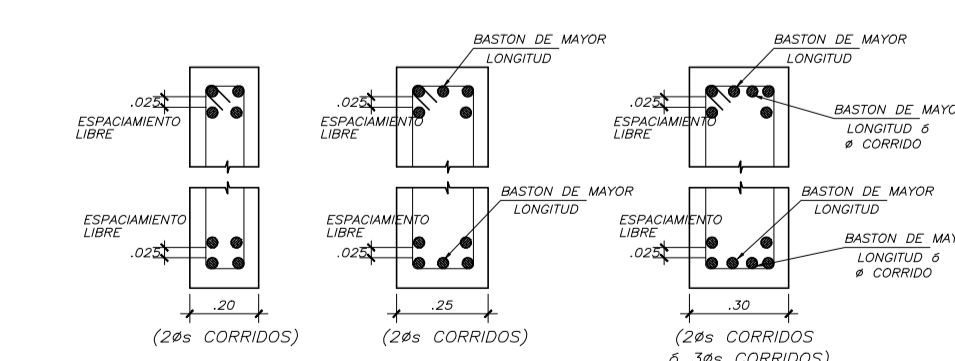
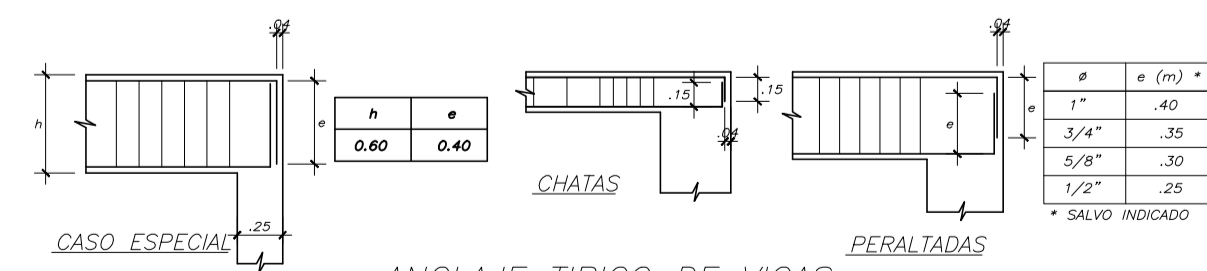
VT-20 (0.30x0.60)

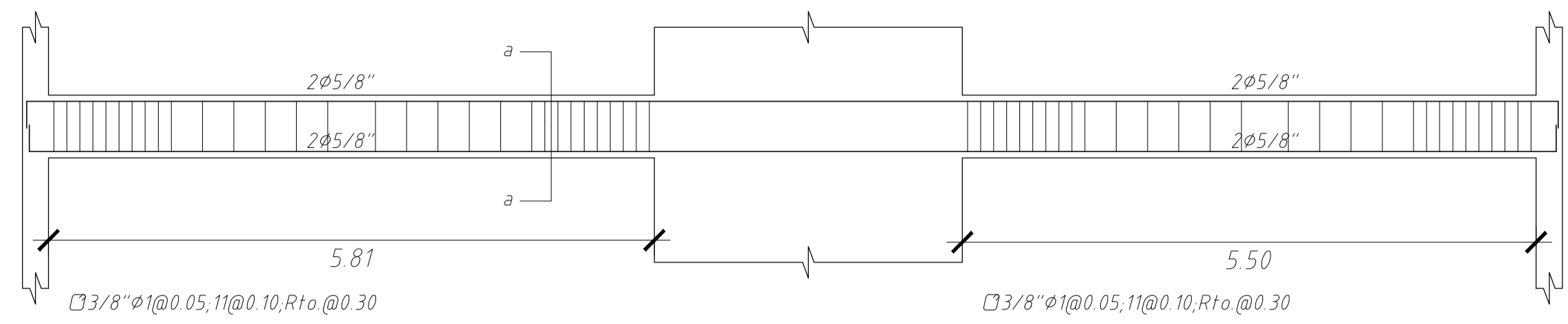


VT-21 (0.25x0.60)

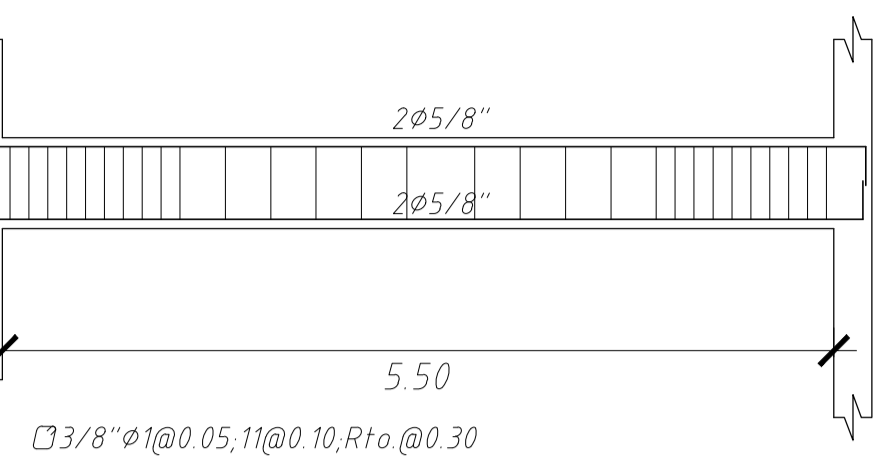
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

VALORES DE a	
REFERENCIA INFERIOR	REFERENCIA SUPERIOR
2/4"	45
1/2"	45
3/8"	40
5/8"	50
1"	60
1 1/4"	75
1 1/2"	90
1 3/4"	105
2"	120

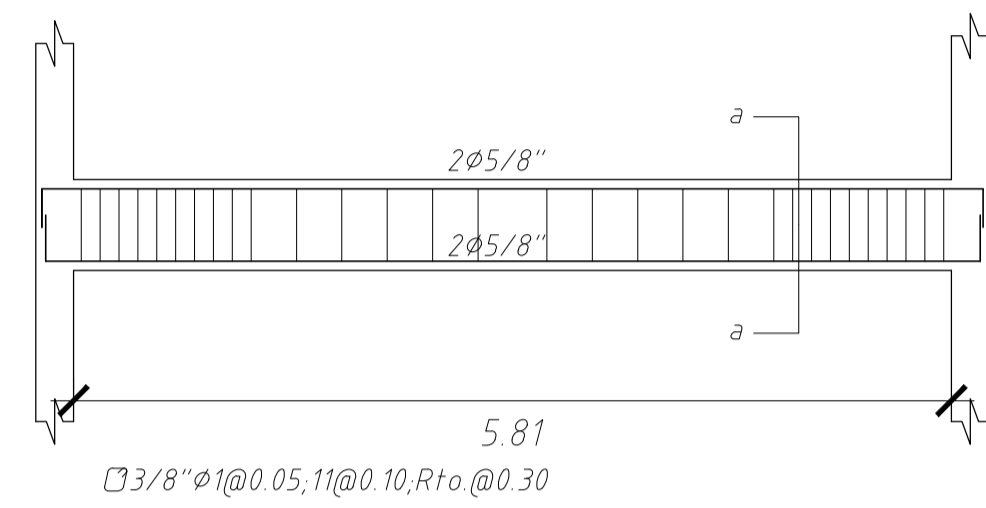




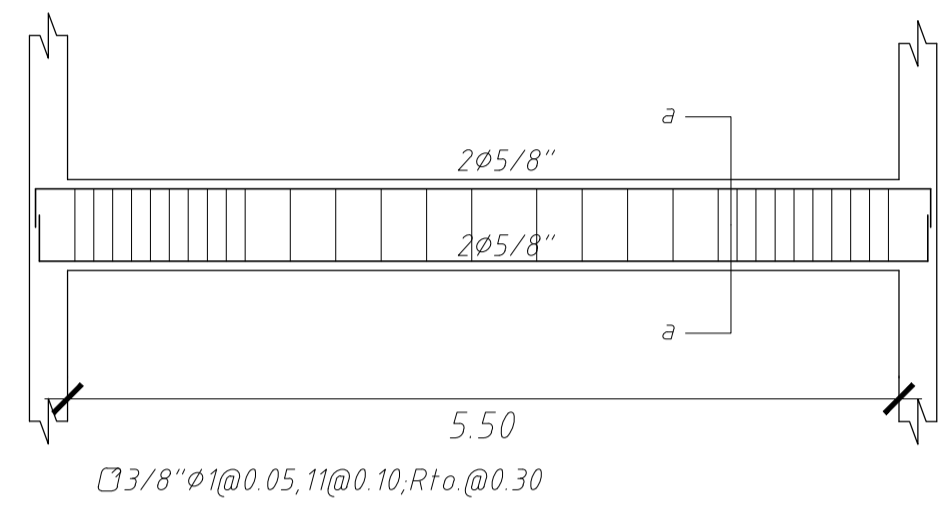
VA-01 (0.25x0.60)



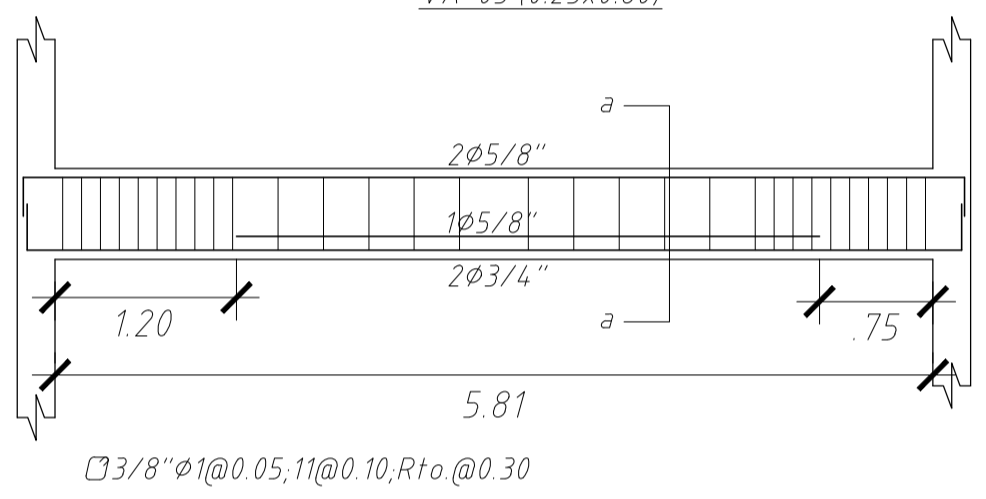
VA-02 (0.25x0.60)



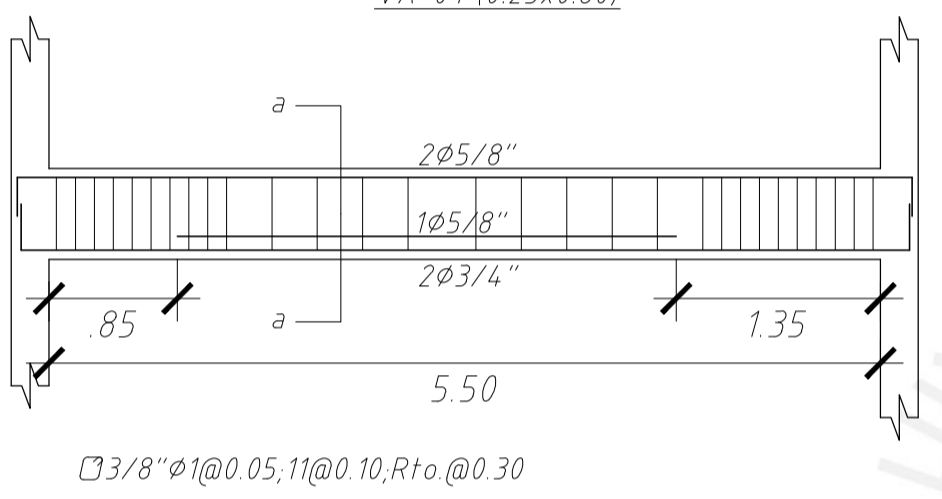
VA-03 (0.25x0.60)



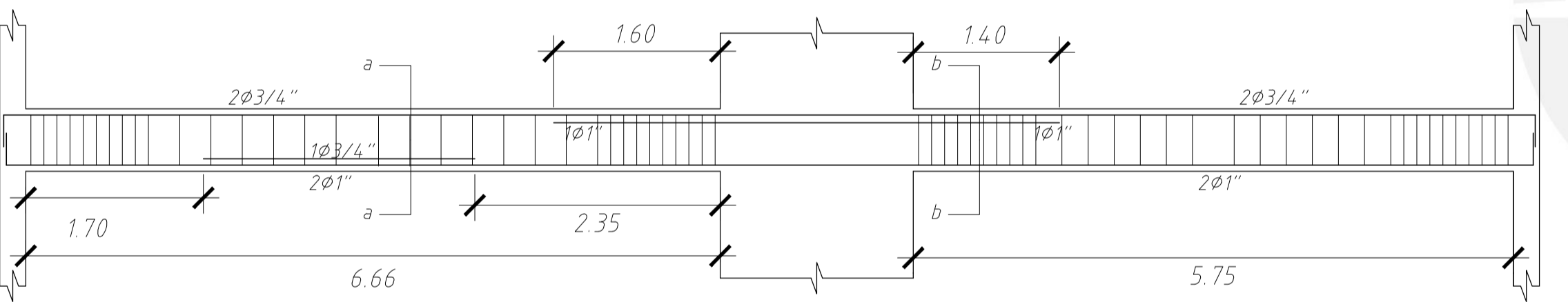
VA-04 (0.25x0.60)



VA-05 (0.25x0.60)

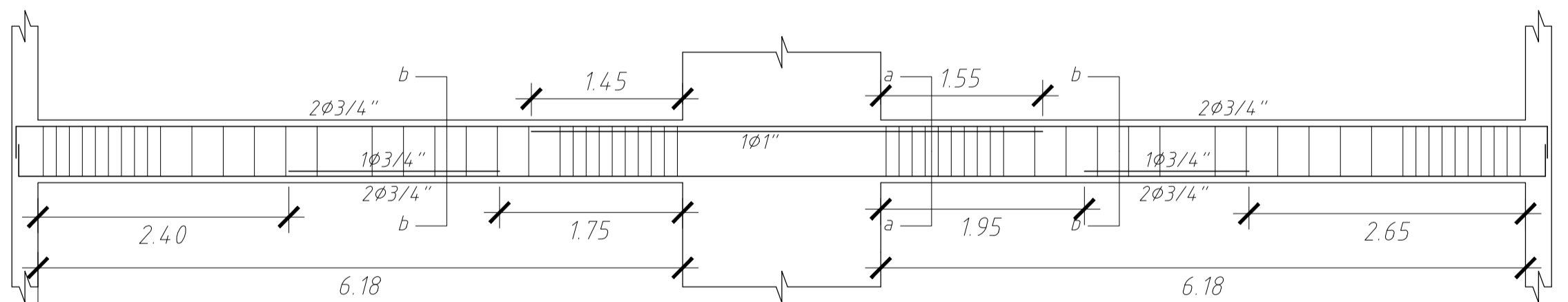


VA-06 (0.25x0.60)



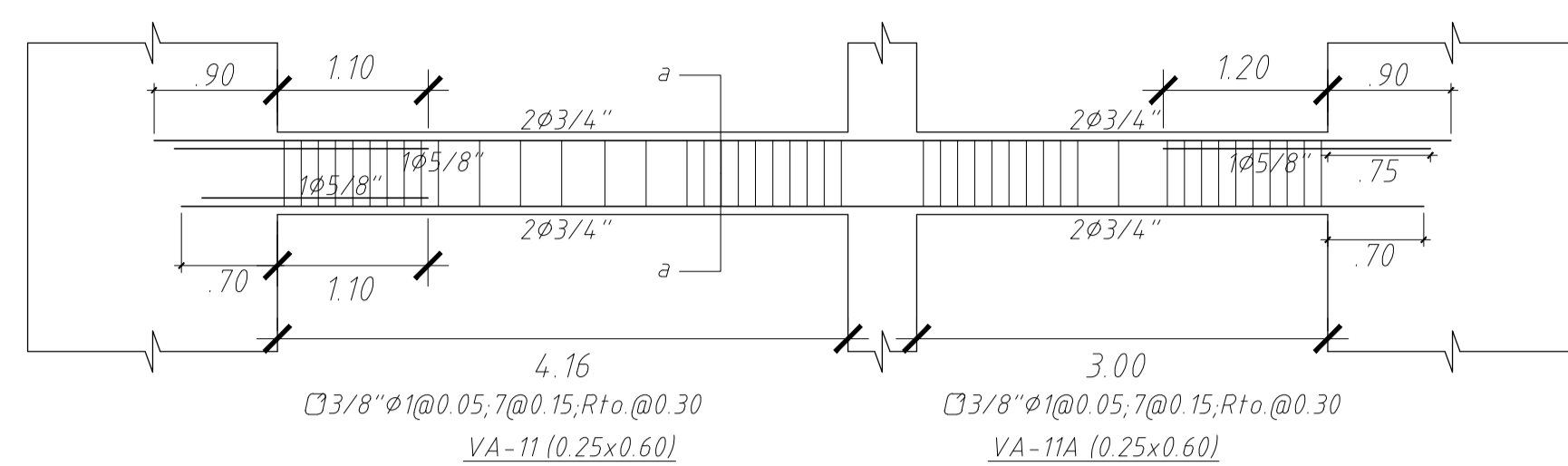
VA-07 (0.25x0.60)

VA-08 (0.25x0.60)



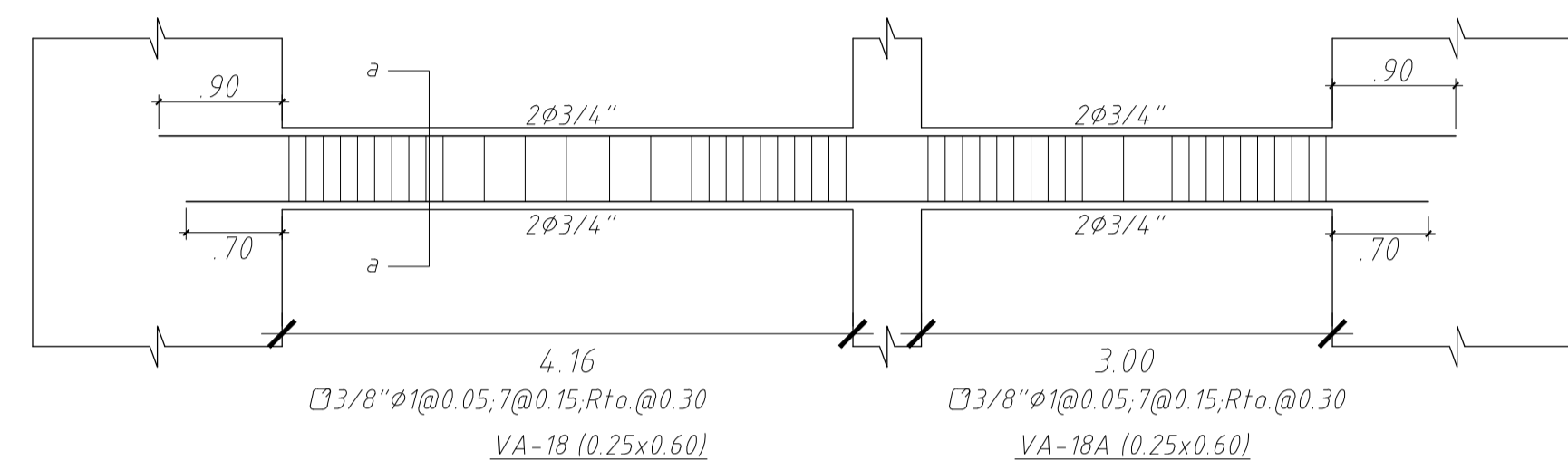
VA-09 (0.25x0.60)

VA-10 (0.25x0.60)



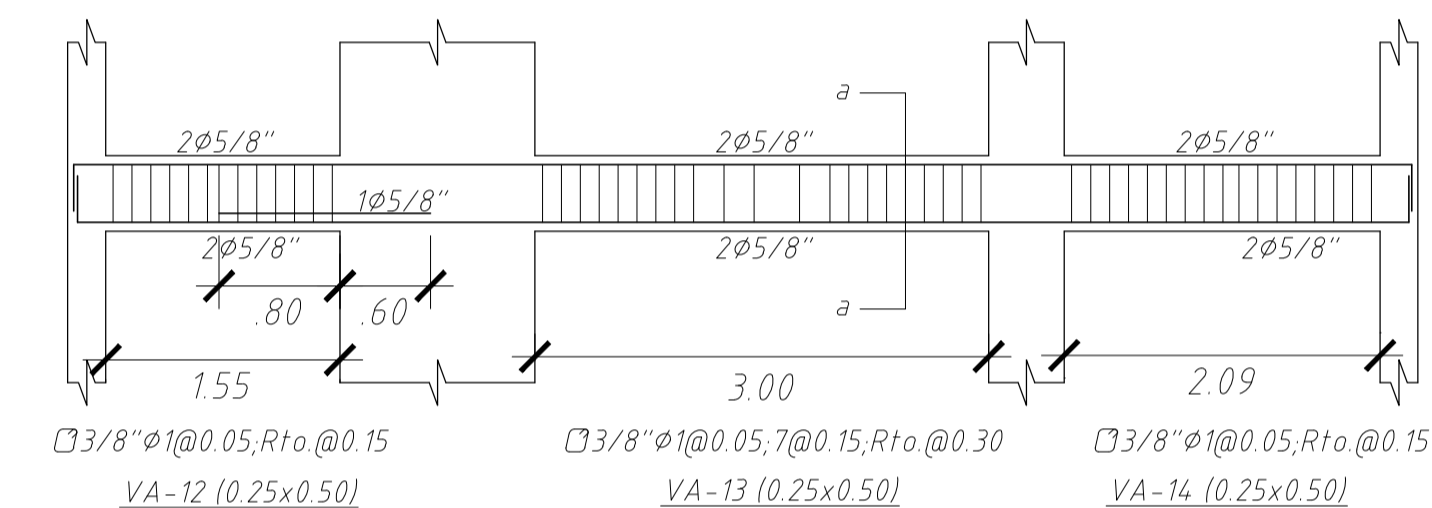
VA-11 (0.25x0.60)

VA-11A (0.25x0.60)



VA-18 (0.25x0.60)

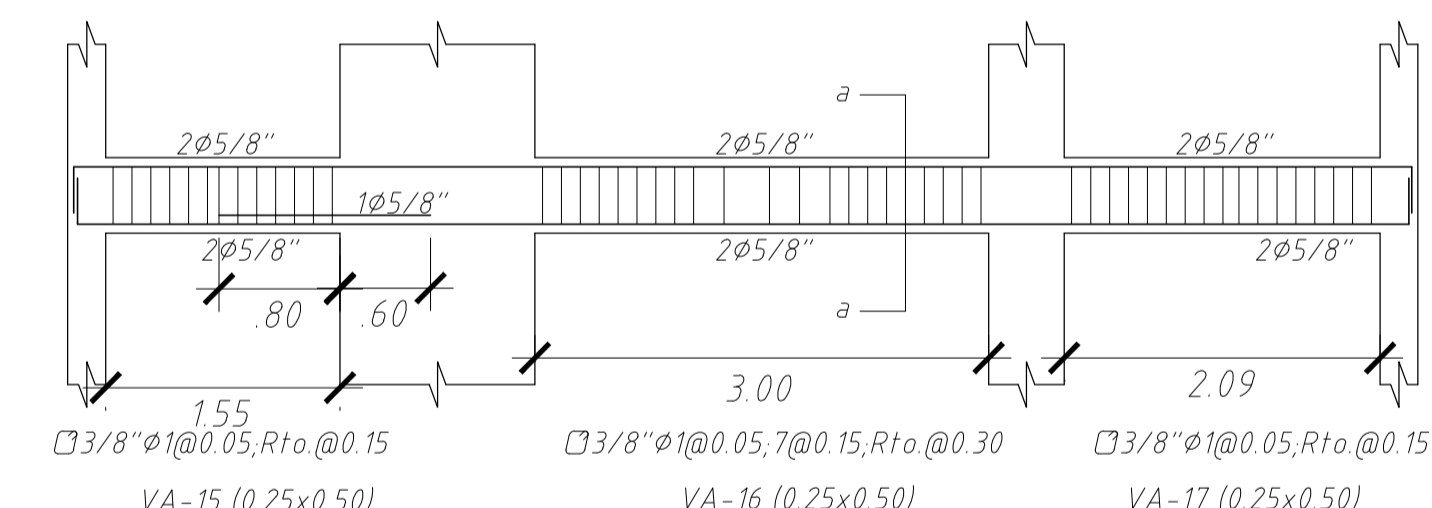
VA-18A (0.25x0.60)



VA-12 (0.25x0.50)

VA-13 (0.25x0.50)

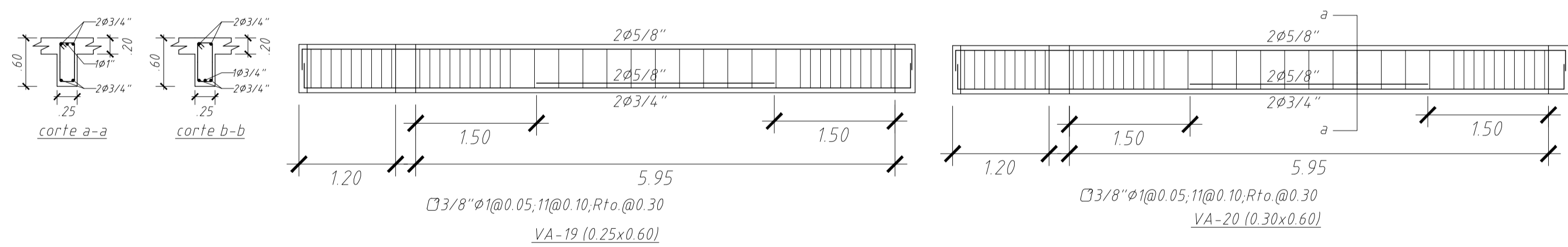
VA-14 (0.25x0.50)



VA-15 (0.25x0.50)

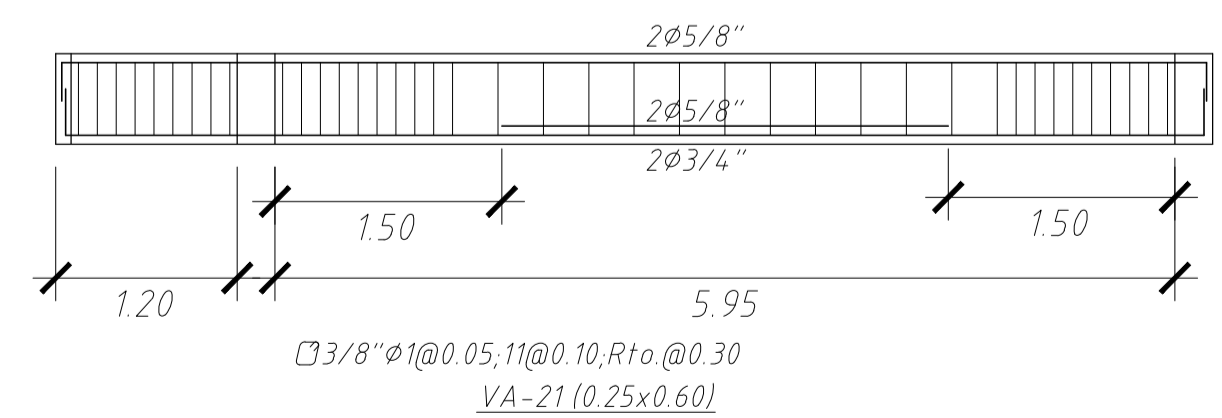
VA-16 (0.25x0.50)

VA-17 (0.25x0.50)



VA-19 (0.25x0.60)

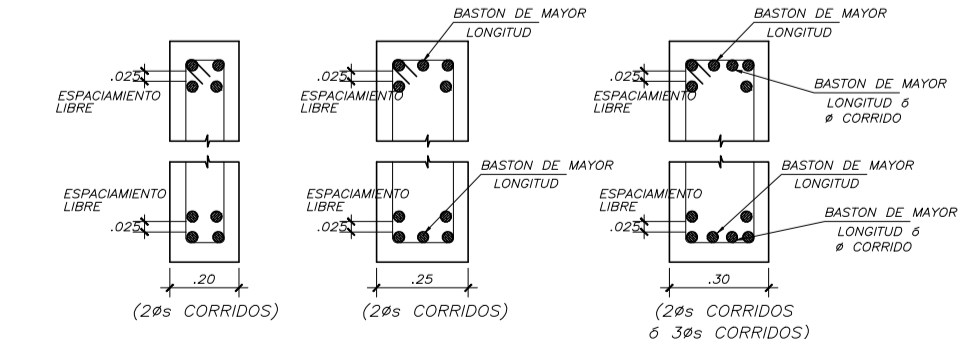
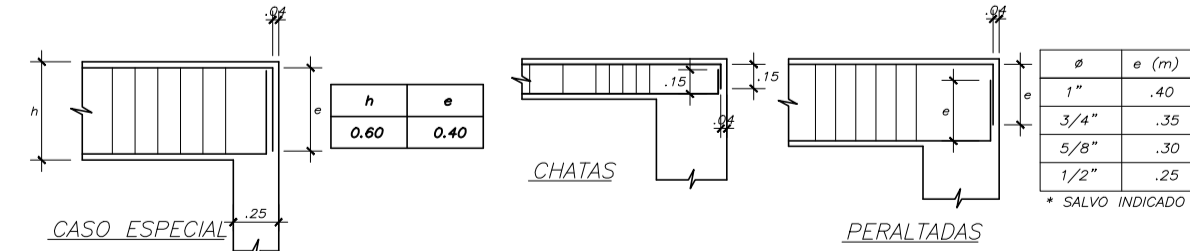
VA-20 (0.30x0.60)

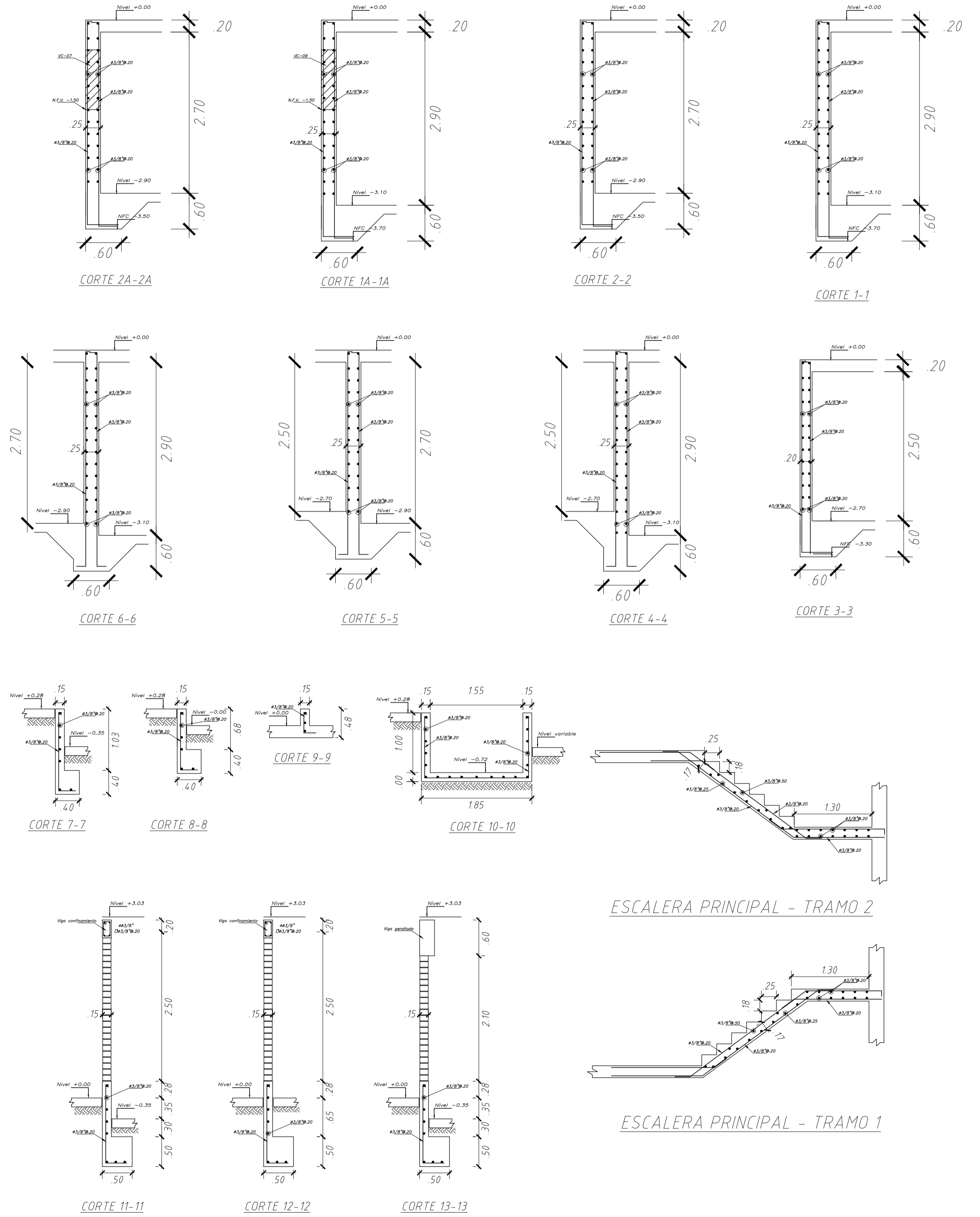
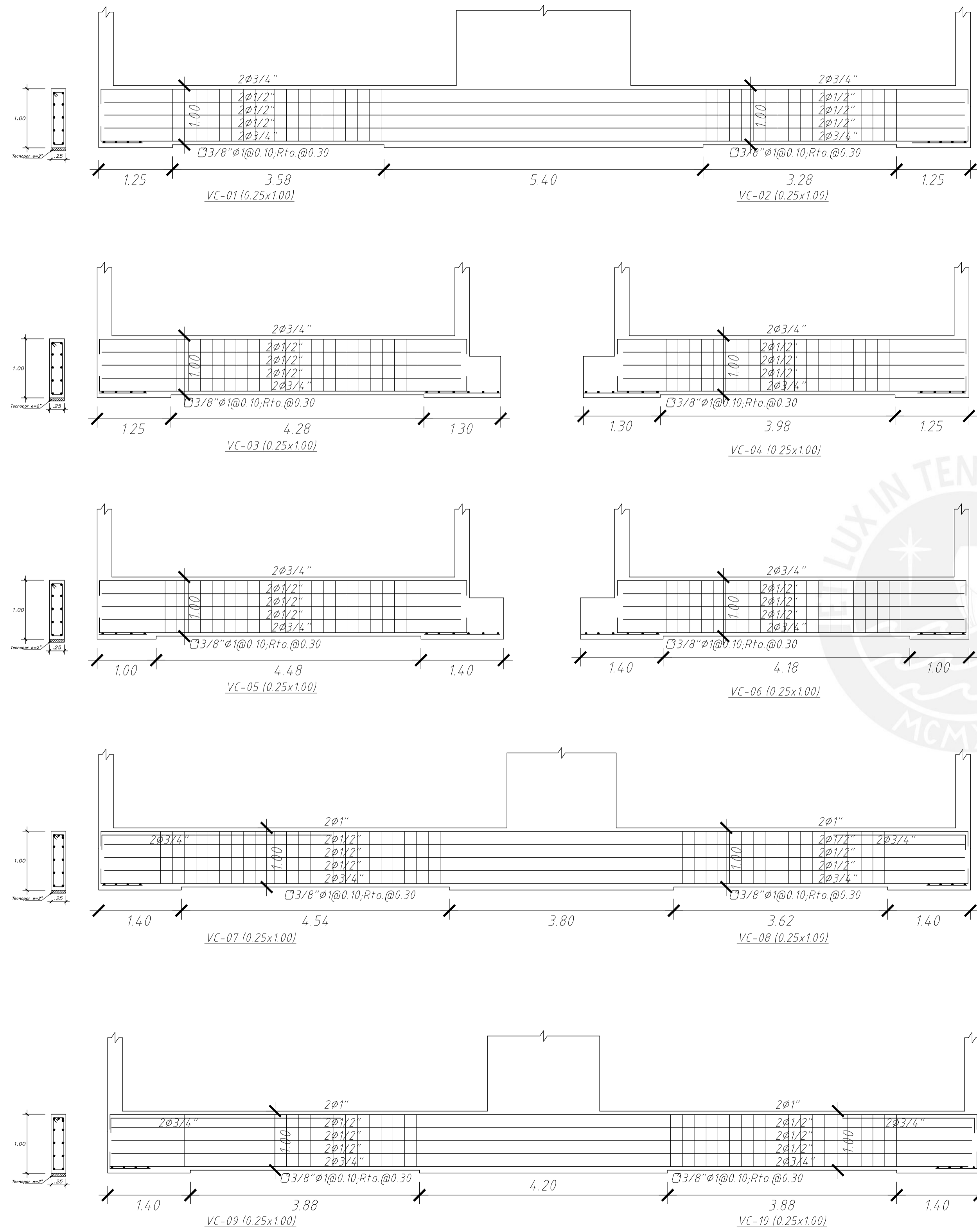


VA-21 (0.25x0.60)

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

VALORES DE a	
REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
2/8"	.45
1/2"	.50
5/8"	.60
3/4"	.75
1"	1.15
	1.30





ALUMNOS: GUILLEN BERNUY, GERARDO ENRIQUE SALAZAR CRISPIN, JUNIOR ROMARIO	UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	LAMINA: E-10
TEMA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO	PLANO: VIGAS DE CIMENTACION, CORTES Y ESCALERAS	ESCALA: 1:50 FECHA: NOVIEMBRE 2019 DIBUJO: